

FEUP
Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

ANÁLISE SÍSMICA E AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE BARRAGENS GRAVIDADE DE BETÃO COMPACTADO COM CILINDRO

Gilberto da Silva Monteiro
(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação submetida à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil

Porto, Dezembro de 2007

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Departamento de Engenharia Civil

ANÁLISE SÍSMICA E AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE BARRAGENS GRAVIDADE DE BETÃO COMPACTADO COM CILINDRO

Gilberto da Silva Monteiro
(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação submetida à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil

realizada sob a orientação de

Professor Doutor Rui Carneiro de Barros

Porto, Dezembro de 2007

PREFÁCIO E AGRADECIMENTOS

Durante os anos de 2001 e 2002 tive a oportunidade de realizar um trabalho cujo objectivo foi avaliar a segurança estrutural, hidráulica e operacional de um grande conjunto de barragens, de pequena e média dimensão, destinadas a diversos fins. Uma das principais actividades era apreciar, de forma expedita, a qualidade dos projectos que tinham sido executados para cada uma dessas obras. Algumas delas eram bastante antigas, enquanto que outras eram de construção recente.

Pude verificar que, de todas as análises estruturais, a que dizia respeito à avaliação do comportamento estrutural perante a acção sísmica era, na maior parte dos casos, inexistente, ou estava remetida para cálculos sumários que apresentavam lacunas consideráveis. No desenvolvimento deste trabalho, constatei, também, que esta circunstância se estende a obras de grandes dimensões existentes pelos mais diversos países.

A elaboração desta tese representa a conclusão de um objectivo pessoal pelo qual me debati imenso e que, após o longo período decorrido desde essa data, agora apresento. É meu desejo que este trabalho, que pretende abordar algumas das questões relativas à segurança estrutural em barragens face à actuação das acções dos sismos possa vir a ter alguns aspectos positivos e úteis a quem se venha a interessar por estas matérias.

Durante o caminho de estudo percorrido que resultou na elaboração deste texto foram muitas as pessoas a quem devo os meus maiores agradecimentos. Desejo, no entanto, expressar a minha gratidão às seguintes pessoas e entidades:

- Ao Professor Rui Carneiro de Barros, orientador deste trabalho, a quem agradeço o apoio prestado, a atenção dispensada ao longo da elaboração deste trabalho e suas sugestões nos vários assuntos que são apresentados;

- Ao colega Eng. José Paixão, inexcedível e sempre prestável, pelo seu incitamento, disponibilidade e apoio no esclarecimento de dúvidas e indicação de bibliografia, que enriqueceu a minha biblioteca e que em muito me ajudou a concluir este trabalho;

- Os agradecimentos são também devidos ao *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*, e referem-se à amabilidade na cedência de algumas publicações, que me serviram para aprofundar e compreender as matérias tratadas neste estudo, e que cito nas referências deste texto;

- Ao colega e amigo Sr. Alfredo Veríssimo, pelo seu incentivo constante e experiência de vida transmitida ao longo deste percurso;

- Desejo também agradecer à empresa EDP – Energias de Portugal, nas pessoas que permitiram que fosse possível a elaboração deste trabalho, o qual foi muitas vezes realizado no decurso do funcionamento de uma empresa;

- E em especial à minha esposa Ana e à minha filha Mafalda, a quem dedico este trabalho, pela paciência e compreensão manifestada em face da minha ausência ao longo de muitos períodos.

Cada capítulo começa por uma afirmação de autores conhecidos, que pretende servir como incentivo à leitura do presente texto. Um caminho que ambiciona ter um princípio e também uma chegada.

RESUMO

As barragens são estruturas construídas pelo homem que apresentam uma enorme importância para a nossa sociedade uma vez que asseguram, sob diversos aspectos, uma melhor qualidade de vida às populações que servem. Estas estruturas permitem armazenar nas albufeiras grandes quantidades de água que pode ser utilizada para produzir energia, abastecimento de água a populações, rega agrícola, reserva de água para combate a incêndios, desenvolvimento de actividades turísticas e de lazer e em alguns casos promover a navegabilidade de rios.

Os aspectos ambientais e a minimização dos riscos associados a este tipo de estruturas constituem questões de interesse recente e crescente. As necessidades de construção de novos aproveitamentos, em que a redução de custos é um aspecto primordial, têm permitido o aparecimento de novas metodologias de construção.

Destaca-se, pela sua importância, a realização de estruturas de barragens gravidade em betão compactado com cilindro (BCC), designadas na literatura anglo-saxónica por roller compacted concrete (RCC).

O principal objectivo da presente dissertação é o de apresentar os aspectos fundamentais destas obras e os fundamentos da análise estrutural às principais acções de dimensionamento, com destaque para a acção sísmica. Apresentam-se metodologias para o cálculo sísmico de barragens de betão, em particular as aplicáveis às barragens gravidade construídas em betão compactado com cilindro. As questões são apresentadas com um desenvolvimento que visa proporcionar uma análise numa perspectiva evolutiva.

Procede-se a uma descrição histórica resumida e apresentam-se as principais características deste tipo de obras em termos de geometria, materiais empregues e métodos de construção. Descrevem-se os aspectos essenciais para compreender o fenómeno sísmico, sendo também referido um trabalho de pesquisa bibliográfica relativo ao comportamento observado em obras que foram sujeitas a sismos intensos.

Neste trabalho apresenta-se também as principais acções a considerar na análise estrutural e os critérios de dimensionamento, em termos de combinação das acções de cálculo e coeficientes de segurança, aspectos que são enquadrados através da legislação portuguesa e a publicada internacionalmente. Definem-se os diversos tipos de sismos a adoptar em projecto e são apresentados alguns métodos para a determinação desses valores. As propriedades dos materiais são também analisadas, indicando-se alguns valores de referência constantes da bibliografia.

Um aspecto importante na análise estrutural das barragens gravidade em BCC é o referente aos cenários de rotura devido às acções sísmicas que, quase sempre, condicionam o dimensionamento e a verificação da segurança. Assim, procede-se à apresentação e análise dos critérios associados à verificação do comportamento e da estabilidade global deste tipo de estruturas a estas acções.

Para ilustrar os diversos temas apresentados foi considerada a análise de uma barragem gravidade de betão compactado com cilindro e para a qual se efectuou o estudo estrutural utilizando-se os métodos apresentados e programas de cálculo específicos disponíveis. Destas análises são apresentados os principais resultados e as principais conclusões.

Por último é referida a questão das metodologias de observação de barragens à acção sísmica considerando os diversos tipos estruturais.

Palavras-chave: Barragem, estrutura, betão compactado com cilindro (BCC), acção sísmica, cálculo estrutural, análise do comportamento, observação sísmica.

ABSTRACT

Dams are structures build by man that have enormous importance to our society by ensuring a better quality of life for the people they serve. These structures can store water in reservoirs in large quantities that can be used to produce energy, populations water supply, agricultural irrigation, water for fire fighting, leisure activities and promote the navigability of rivers.

The environmental aspects and minimize the risks associated with this type of structures are of recent interest. The needs for construction of new multipropose hydro shemes, in which the reduction of costs is a key aspect, have allowed the emergence of new methods of construction. It is, by its importance, the technique of roller compacted concrete gravity dams (RCC).

The main objective of the present dissertation is to present the fundamental aspects of these works and the fundamentals of structural analysis, with emphasis on the study of behavior to the seismic action. The issues are presented with a development that aims to provide an analysis in evolutionary perspective, with particular emphasis on methodologies that are applied through the main programs that are currently available, in particularly for gravity dams constructed with roller compacted concrete technology.

It is presented a brief historical description of construction of dams and the main characteristics in terms of geometry, materials used and construction methods. Also, and to understanding the seismic phenomenon, it is referred the observed behavior of dams when they were subject to strong earthquakes.

In this work it is also presented the main measures to be considered in the structural analysis and design of the criteria in terms of combination of diferente events and the calculation of safety coefficients, which are governed by national regulation law and other published texts in diferent countries. The different types of earthquakes to be adopted in project is defined and presented some methods for determining these values. The properties of materials are also analyzed and it is indicated some reference values.

An important aspect of the structural analysis of gravity dams is the seismic rupture scenarios. Thus, it is presented and analyzed the criteria associated with the verification of the behavior and the overall stability of such structures to these actions.

To illustrate the various topics presented in the analysis it is carried out the structural study of an exemple of a roller compacted concrete gravity dam, using the methods presented and specific programs available, and the main results are also presented.

Finally, the methods of observation of dams to seismic action considering the various structural types of structures are referred.

Keywords: Dam, structure, roller compacted concrete (RCC), seismic action, earthquakes, structural analysis, behavior analysis, seismic observation.

RÉSUMÉ

Les barrages sont des structures construites par l'homme qui ont une importance énorme pour notre société, en assurant une meilleure qualité de vie de la population qu'ils servent. Ces structures peuvent stocker de l'eau dans des réservoirs en grandes quantités qui peuvent être utilisés pour produire de l'énergie, l'eau pour la population, l'irrigation agricole, de l'eau pour la lutte contre l'incendie, activités de loisirs et de promouvoir la navigabilité des rivières.

Les aspects environnementaux et le minimiser les risques associés à ce type de structures sont de l'intérêt récent et de plus en plus pressantes. Les nécessités pour la construction de nouveau barrage, dans lequel la réduction des coûts est un aspect essentiel, ont permis l'émergence de nouvelles méthodes de construction.

C´est le cas, par son importance, des structures de barrages poids en béton compacté aux rouleau (BCR), au nom de la littérature anglo-saxone de *roller compacted concrete* (RCC).

L'objectif principal de cette thèse est de présenter les aspects fondamentaux de ces œuvres et les principes de base de l'analyse structurelle, l'accent étant mis sur l'action sismique.

Les questions sont présentées avec un développement qui vise à fournir une analyse en perspective évolutive, avec un accent particulier sur les méthodes qui sont appliquées par les principaux programmes de calcul qui étant actuellement disponibles.

Ce texte présente une brève description historique, les principales caractéristiques de ce type des structures, en termes de géométrie, les matériaux utilisés et les méthodes de construction. Pour comprendre le phénomène sismique, et faisait également référence à un travail de documentation sur le comportement observé des ces œuvres qui ont fait l'objet d'intenses tremblements de terre.

Dans ce travail, il est également présenté le principal mesures à prendre dans l'analyse structurelle, la conception des critères en termes de combinaison d'actions et le calcul des coefficients de sécurité, qui sont régies par le droit nationel et publiées au niveau international. Il est défini les différents types de tremblements de terre qui doit être adopté dans le projet et sont présentés les méthodes de détermination de ces valeurs. Les propriétés des matériaux sont également analysés, montrant des valeurs de référence constantes dans la littérature.

Un aspect important de l'analyse structurelle des barrages poids en BCR se réfère à des scénarios de rupture sismique et la vérification de la sécurité. Ainsi, il est présente et l'analyse des critères liés à la vérification du comportement et de la stabilité d'ensemble de ces structures à ces actions.

Pour illustrer les différents thèmes exposés on était l'analyse d'une barrage poids en béton compacté aux rouleau et les principales résultats obtenus sont aussi montré.

Il a également mentionné dans cette dissertation la question de l'observation des barrages pour les différents types de structures, en particulier les méthodes d'observation sismique des divers types de barrages.

Mots de référence: Barrage, structure, béton compacté aux rouleau (BCR), l'action sismique, tremblements de terre, calcul structurel, analyse du comportement, observation sismique.

ANÁLISE SÍSMICA E AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE BARRAGENS DE BETÃO COMPACTADO COM CILINDRO

ÍNDICE DO TEXTO

1 - INTRODUÇÃO 1
1.1 - ENQUADRAMENTO E CONSIDERAÇÕES GERAIS 1
1.2 - OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO 3
1.3 - ORGANIZAÇÃO DO TEXTO 5

2 - EVOLUÇÃO HISTÓRICA, CARACTERÍSTICAS e ASPECTOS CONSTRUTIVOS DAS BARRAGENS 7
2.1 - ASPECTOS GERAIS 7
2.2 - BREVE EVOLUÇÃO HISTÓRICA 8
2.3 - CLASSIFICAÇÃO DAS BARRAGENS E PRINCIPAIS FORMAS ESTRUTURAIS 14
2.3.1 - Barragens de materiais soltos 15
2.3.2 - Barragens de contrafortes 18
2.3.3 - Barragens abóbada 18
2.3.4 - Barragens gravidade 20
2.3.5 - Barragens mistas de betão e materiais soltos 23
2.4 - BARRAGENS GRAVIDADE DE BETÃO COMPACTADO COM CILINDRO 23
2.4.1 - Aspectos gerais 23
2.4.2 - Principais vantagens e tecnologias de construção 25
2.4.3 - Selecção dos locais para construção e estudos técnicos de base 32
2.4.4 - Reforço estrutural de barragens com betão compactado com cilindro 33

3 - SISMOLOGIA E CARACTERIZAÇÃO DOS FENÓMENOS SÍSMICOS 36
3.1 - INTRODUÇÃO 36
3.2 - A ESTRUTURA INTERNA DA TERRA E A TEORIA DA TECTÓNICA DAS PLACAS 37
3.3 - TIPOS DE FALHAS GEOLÓGICAS 41
3.4 - MECANISMOS DE FORMAÇÃO DOS SISMOS E PROPAGAÇÃO DAS ONDAS SÍSMICAS 41
3.4.1 - Formação e tipos de sismos 41
3.4.2 - Ondas sísmicas e sua propagação 44
3.5 - MEDIÇÃO DE EVENTOS SÍSMICOS 48
3.6 - FORMAS DE REPRESENTAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA 53
3.7 - SISMICIDADE E RISCO SÍSMICO EM PORTUGAL 56
3.8 - ESTUDOS SISMOLÓGICOS 58
3.8.1 - Aspectos gerais 58
3.8.2 - Avaliação do risco sísmico 60
3.9 - DETERMINAÇÃO DOS SISMOS DE PROJECTO 62
3.9.1 - Determinação das acelerações máximas no local da barragem através de fórmulas de atenuação 62
3.9.2 - Estimativa do sismo máximo expectável (SME) 63
3.9.3 - Determinação do sismo máximo de projecto (SMP) 65
3.9.4 - Estimativa do sismo base de projecto (SBP) 66
3.9.5 - Determinação dos períodos de retorno associados aos sismos de projecto 68

4 - REGULAMENTAÇÃO E NORMAS APLICÁVEIS AO PROJECTO DE BARRAGENS 70
4.1 - REGULAMENTAÇÃO PORTUGUESA 70
4.2 - COMISSÃO INTERNACIONAL DAS GRANDES BARRAGENS (CIGB/ICOLD) 74
4.3 - EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS 78

5 - A ACÇÃO DOS SISMOS EM BARRAGENS EXISTENTES 82
5.1 - ENQUADRAMENTO 82
5.2 - CASOS NOTÁVEIS DE BARRAGENS QUE FORAM SUJEITAS À ACÇÃO DE SISMOS INTENSOS 82
5.2.1 - Efeito dos sismos em barragens gravidade 84

5.2.2 - Efeito dos sismos em barragens abóbada 96
5.2.3 - Efeito dos sismos em barragens de terra e enrocamento 99
5.3 - SÍNTESE DOS PRINCIPAIS DANOS OBSERVADOS 101
5.4 - AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE BARRAGENS EXISTENTES 102

6 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS E CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES 107
6.1 - INTRODUÇÃO 107
6.2 - VALORES CARACTERÍSTICOS DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS E DAS ACÇÕES 107
6.3 - CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO 108
6.3.1 - Considerações gerais sobre geologia e classificação das rochas 108
6.3.2 - Realização de estudos geológicos e geotécnicos 111
6.3.3 - Principais propriedades do maciço de fundação 113
6.3.4 - Principais modos de rotura de um maciço de fundação de uma barragem 119
6.4 - CARACTERÍSTICAS DO BETÃO CONVENCIONAL E COMPACTADO A CILINDRO 123
6.4.1 - Aspectos gerais 123
6.4.2 - Principais propriedades do betão 123
6.4.3 - Propriedades do betão em juntas de betonagem 131
6.4.4 - Propriedades dos materiais de barragens de alvenaria 133
6.4.5 - Características de amortecimento das estruturas de betão 134
6.4.6 - Características dos materiais na interface entre a barragem e a fundação 136
6.5 - CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES E COEFICIENTES DE SEGURANÇA 137
6.5.1 - Designação das acções e sua distribuição ao longo das fases de vida das obras 137
6.5.2 - Acções quase-permanentes 139
6.5.3 - Acções variáveis 143
6.5.4 - Acções acidentais sísmicas 153
6.5.5 - Consideração de outras acções 164
6.6 - COMBINAÇÕES DE ACÇÕES NA ANÁLISE ESTRUTURAL DE BARRAGENS GRAVIDADE DE BETÃO 164
6.6.1 - Cenários de análise estrutural 164
6.6.2 - Combinações de acções e verificação de estados limites 166

7 - METODOLOGIAS DE ANÁLISE E AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE BARRAGENS 170
7.1 - INTRODUÇÃO 170
7.2 - ASPECTOS GERAIS DE ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS 171
7.3 - FORMULAÇÃO DE MODELOS E METODOLOGIAS PARA ANÁLISE SÍSMICA DE BARRAGENS 173
7.3.1 - Formulação dos modelos 173
7.3.2 - Metodologias de análise evolutivas 178
7.4 - ESTUDO DINÂMICO DE UM SISTEMA COM UM GRAU DE LIBERDADE 179
7.4.1 - Movimento livre de um sistema com um grau de liberdade 182
7.4.2 - Resposta de um sistema de um grau de liberdade a uma acção qualquer 187
7.4.3 - Resposta de um sistema de um grau de liberdade à acção sísmica 189
7.4.4 - Espectros de resposta correspondentes a um sistema de um grau de liberdade 191
7.5 - ANÁLISE SIMPLIFICADA DE TENSÕES E DA ESTABILIDADE GLOBAL 192
7.5.1 - Introdução e apresentação geral 192
7.5.2 - Metodologias de análise 193
7.5.3 - Análise da estabilidade global 195
7.5.4 - Análise da estabilidade em secções fissuradas 200
7.6 - ANÁLISE MODAL E ANÁLISE SÍSMICA POR ESPECTROS DE RESPOSTA 205
7.6.1 - Introdução e aspectos gerais 205
7.6.2 - Equações de equilíbrio dinâmico de sistemas discretos com n graus de liberdade 208
7.6.3 - Frequências e modos próprios de vibração de sistemas em movimento livre sem amortecimento 209
7.6.4 - Condições de ortogonalidade entre os vectores dos modos de vibração 211
7.6.5 - Normalização dos modos de vibração 212
7.6.6 - Determinação das coordenadas modais 213
7.6.7 - Equações de equilíbrio no referencial modal 214
7.6.8 - Determinação da resposta dinâmica por sobreposição modal 216
7.6.9 - Determinação dos valores máximos por espectros de resposta 220
7.6.10 - Métodos para combinação dos modos 222

7.6.11 - Combinação dos resultados das diversas componentes de um sismo 225
7.6.12 - Interpretação dos resultados da análise espectral 226
7.7 - ANÁLISE SÍSMICA NO DOMÍNIO DO TEMPO POR INTEGRAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DINÂMICO 227
7.7.1 - Aspectos gerais e metodologias aplicáveis 227
7.7.2 - Análise no domínio do tempo 227
7.7.3 - Análise no domínio da frequência 229
7.7.4 - Definição da acção sísmica numa análise transiente 229
7.7.5 - Análise no tempo por integração das equações do movimento 230
7.7.6 - Integração no tempo das equações do movimento 231
7.7.7 - Análise no tempo por integração das equações através da análise modal 241
7.7.8 - Estabilidade e erros do cálculo dos métodos numéricos 242
7.7.9 - Metodologias para avaliação dos resultados de análise de deslocamentos e tensões 243

8 - ESTADOS LIMITES E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE BARRAGENS GRAVIDADE 246
8.1 - INTRODUÇÃO 246
8.2 - ESTADOS LIMITES E ANÁLISE DOS PRINCIPAIS MECANISMOS DE ROTURA 247
8.2.1 - Estado limite de abertura de fissuras 247
8.2.2 - Estado limite de resistência ao deslizamento 249
8.2.3 - Estado limite de resistência ao derrube 250
8.2.4 - Estado limite de resistência à compressão 251
8.3 - ANÁLISE DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO E AO DERRUBE AO LONGO DO TEMPO 252
8.3.1 - Introdução 252
8.3.2 - Análise da segurança ao deslizamento e avaliação das acelerações críticas 252
8.3.3 - Análise da segurança ao derrube e avaliação das acelerações críticas 255
8.3.4 - Análise paramétrica das condições de equilíbrio 256
8.3.5 - Equações de equilíbrio dinâmico de uma barragem gravidade considerando o deslizamento 258
8.3.6 - Algoritmo para determinação do valor do deslizamento ao longo do tempo 259
8.4 - CRITÉRIOS PARA AVALIAÇÃO DO DANO NUMA BARRAGEM GRAVIDADE DE BETÃO 261
8.4.1 - Introdução 261
8.4.2 - Critério simplificado de análise de dano 262
8.4.3 - Avaliação do dano por análise dos resultados ao longo do tempo em comportamento elástico 263
8.5 - AVALIAÇÃO DA ROTURA AO LONGO DE SUPERFÍCIES 267
8.5.1 - Critério de rotura de Morh-Coulomb 267
8.5.2 - Modelo do CEB-FIP Model Code 1990 270

9 - ANÁLISE SÍSMICA DE UMA BARRAGEM DE BETÃO COMPACTADO COM CILINDRO. APLICAÇÃO 272
9.1 - METODOLOGIAS DE ANÁLISE 272
9.2 - MODELOS E PROPRIEDADES DOS MATERIAIS 273
9.3 - ANÁLISE ESTRUTURAL POR COEFICIENTES SÍSMICOS 277
9.3.1 - Secções analisadas 277
9.3.2 - Combinações de acções e cenários considerados 278
9.3.3 - Análise dos principais resultados 278
9.4 - ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DA ESTRUTURA 289
9.5 - ANÁLISE ESTRUTURAL POR ESPECTRO DE RESPOSTA 294
9.5.1 - Caracterização das acções e combinações de acções 294
9.5.2 - Análise de tensões e deslocamentos 296
9.5.3 - Análise da segurança à rotura pelo critério de Mohr-Coulomb 302
9.6 - ANÁLISE ESTRUTURAL AO LONGO DO TEMPO 303
9.6.1 - Descrição do programa de cálculo e do modelo utilizado 303
9.6.2 - Caracterização das acções 304
9.6.3 - Análise do comportamento estrutural 305
9.6.4 - Análise da estabilidade global ao deslizamento e ao derrube 310
9.6.5 - Principais conclusões da avaliação da segurança estrutural 314

10 - SISTEMAS DE OBSERVAÇÃO DE BARRAGENS 316
10.1 - INTRODUÇÃO 316
10.2 - ASPECTOS GERAIS RELATIVOS À OBSERVAÇÃO SÍSMICA 317

10.3 - ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DE COMPORTAMENTO DINÂMICO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE VIBRAÇÃO 319
10.4 - INTRUMENTAÇÃO SÍSMICA DE BARRAGENS E ZONAS ENVOLVENTES DE ALBUFEIRAS 320
10.4.1 - Estudo da sismicidade regional e sismicidade induzida pela criação de albufeiras 323
10.4.2 - Observação do comportamento sísmico de barragens 326
10.4.3 - Exemplos de instrumentação sísmica de diversos tipos estruturais de barragens 330
10.5 - CONSTITUIÇÃO DE UM SISTEMA DE OBSERVAÇÃO SÍSMICA 335

11 - CONSIDERAÇÕES FINAIS 339
11.1 - SÍNTESE DO TRABALHO 339
11.2 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS 340
11.3 - PERSPECTIVAS PARA DESENVOLVIMENTO FUTURO 342

12 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 344

ÍNDICE DAS FIGURAS

Figura 2-1 – Vista do local da barragem de Marib no Iémem, com pormenor da zona dos descarregadores e do vale a jusante (NABATAEAN, 2007). 9
Figura 2-2 – Planta e corte da barragem romana de Proserpina, Espanha (Jansen, 1980)..... 10
Figura 2-3 – Desenhos de projecto da barragem de Furens (CNUM, 2007). 11
Figura 2-4 – Vista geral da barragem de Hoover (Wikipedia, 2007). 12
Figura 2-5– Vista e corte transversal da barragem de Grand Dixence (Jansen, Robert B., 1980). 13
Figura 2-6 – Percentagem por tipo estrutural das grandes barragens construídas em Portugal (CIGB/ICOLD, 1992). 14
Figura 2-7 – Principais formas estruturais adoptados na construção de barragens (Mason, J., 1997). 16
Figura 2-8 – Barragem de materiais soltos de Yeguas, no rio Yeguas, em Espanha (CEGP, 1994). 17
Figura 2-9 – Barragem de contrafortes de Pracana, no rio Ocreza, em Portugal..... 18
Figura 2-10 – Barragem abóbada de La LLosa del Cavall, no rio Cardener em Espanha (CEGP, 1994). 19
Figura 2-11 – Barragem gravidade de Tygart, West Virginia, EUA (SimsCience, 2006). 20
Figura 2-12 – Principais elementos e designações de uma barragem gravidade (adaptado de SimsCience, 2006)..... 21
Figura 2-13 – Barragem de Negratin de perfil gravidade de betão e encontro esquerdo de enrocamento, no rio Guadiana, em Espanha (CEGP, 1994). 23
Figura 2-14 – Barragem gravidade de betão compactado com cilindro de Willow Creek, Oregon, EUA (USACE, 2006)..... 24
Figura 2-15 – Barragem de Franklin, localizada em Franklin, Kentucky, EUA (Whiteside, 2006) 24
Figura 2-16 – Barragem gravidade de betão compactado com cilindro de Pedrógão no rio Guadiana, em Portugal (INAG, 2007). 26
Figura 2-17 – Secção típica de uma barragem gravidade construída em betão compactado com cilindro (adaptado de USACE,1995)..... 28
Figura 2-18 – Diversas fases da construção de barragens gravidade em BCC (RCCDAMS, 2007). 29
Figura 2-19 – Reforço estrutural da barragem de Loch Raven, EUA (adaptado de PCA, 2007). 34
Figura 2-20 – Reforço estrutural dos contrafortes da barragem de Weber (Wieland, Martin, 2006). 35
Figura 3-1 – Modelo físico da Terra. Secção esquemática de um corte ao longo da Terra (adaptado de Domingos, 2007). 38
Figura 3-2 – Carta mundial de sismicidade para o período decorrido entre 1963-2000 (GLY, 2007). 39
Figura 3-3 – Interacção entre as placas tectónicas e os tipos de falhas (adaptado de Barros, Ana, 2006)..... 40
Figura 3-4 – Localização e sentido do deslocamento das placas litosféricas (Barros, Ana, 2006). 42
Figura 3-5 – Principais tipos de registos de sismos de origem tectónica, vulcânica e superficial e vibrações causadas por máquinas (adaptado de Brantley, 1984). 44
Figura 3-6 – Modelo esquemático da propagação das ondas sísmicas (Gass, G., 1978). 45
Figura 3-7 – Configurações da propagação das ondas sísmicas (adaptado de Oliveira, 1977). 47
Figura 3-8 – Registos sísmicos de origem vulcânica e tectónica (adaptado de USGS/CVO, 1997)..... 49
Figura 3-9 –Sismoscópio construído no ano 132, por Chang Heng (a) (Wikipedia, 2007 b) e sismógrafo moderno, modelo GSR-24 Seismic Recorder/Digitiser e acelerómetro exterior AC-63 (b) (GEOSIG, 2007)..... 51

Figura 3-10 – Representação das componentes do sismo de El Centro - (a) - diagrama de acelerações (acelerograma), (b) - diagrama de velocidades e (c) - diagrama de deslocamentos. 55
Figura 3-11 – Portugal no contexto da tectónica de placas e distribuição espacial da actividade sísmica com influência directa no território português (adaptado de LNEC, 2006). 56
Figura 3-12 – Enquadramento geodinâmico regional do território continental português (Cabral, João, 2001 a). 57
Figura 3-13 – Carta Neotectónica de Portugal Continental, (adaptado de Cabral, João, 2001 b). 58
Figura 3-14 – Modelos de regressão empíricos log-linear entre a magnitude e parâmetros associados à ruptura de falhas (Wells e Coppersmith, 1994). 65
Figura 3-15 – Acelerações máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base em 13 zonas de geração sísmica (cm.s^{-2}) 67
Figura 3-16 – Acelerações máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental (cm.s^{-2}) 67
Figura 3-17– Velocidades máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental (cm.s^{-2}) 68
Figura 3-18– Deslocamentos máximos para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental (cm.s^{-2}) 68
Figura 4-1 – Carta de intensidades sísmicas históricas máximas ocorridas em Portugal Continental (Domingos, 2007) e zonamento sísmico segundo o RSAEEP. 73
Figura 4-2 – Espectro de resposta constante no EC8. 80
Figura 5-1 – Barragem de Hsinfengkiang, planta, alçado e cortes (Jansen, Robert, 1988). 85
Figura 5-2 – Vista da barragem de Koyna após o reforço estrutural, observando-se os contrafortes executados a jusante nos blocos não galgáveis (Radhakrishnan, Nisha, 2006). 87
Figura 5-3 – Alçado, planta e secção transversal da barragem de Koyna (adaptado de EERC, 2007). 88
Figura 5-4 – Barragem de Koyna, perfil transversal (EERC, 2007). 89
Figura 5-5 – Barragem de Blackbrook em Leicestershire, Inglaterra (Leicestershirevillages, 2007). 89
Figura 5-6 – Vista aérea da barragem de Shih-Kang e dos vãos danificados pelo sismo de Chi-Chi, ocorrido em 21 de Setembro de 1999 (Wieland, Martin, 2001). 90
Figura 5-7 – Danos causados na barragem de Shih-Kang devidos a movimentos verticais e transversais de uma falha na fundação. Vista dos vãos dos descarregadores destruídos números 17 e 18. 91
Figura 5-8 – Planta geral da barragem de contrafortes de Sefid Rud (Wieland, Martin, 2004). 92
Figura 5-9 – Vista de jusante da barragem de contrafortes Sefid Rud, no noroeste do Irão (Wieland, Martin, 2004). 93
Figura 5-10 – Danos observados no contraforte número 15 da barragem de Sefid Rud (Wieland, Martin, 2004). 93
Figura 5-11 – Aspectos diversos da fissuração ocorrida na barragem de Sefid Rud, causada pelo sismo de Manjil (Wieland, Martin, 2006) 94
Figura 5-12 – Disposição dos cabos de pré-esforço, instalados entre os contrafortes 8 a 23 da barragem, e vista geral dos trabalhos de instalação dos cabos na barragem de Sefid Rud (Wieland, Martin, 2004). 95
Figura 5-13 – Corte transversal e vista da barragem de Toktogul. 96
Figura 5-14 – Corte transversal da barragem de Kurpsai. 96
Figura 5-15 – Barragem de Pacoima, localizada no vale de San Fernando, EUA (Alves, Steven W., 2004). 98

Figura 5-16 – Barragem arco gravidade de Lower Crystal Springs, EUA (Wieland, Martin, 2006). 99
Figura 5-17 – Barragem de Lower Van Norman, após o sismo de São Fernando, Califórnia, ocorrido 9 de Fevereiro de 1971. 99
Figura 5-18 – Roturas ocorridas em 2001 em barragens de terra, durante o sismo de Bhuj, na Índia. 100
Figura 5-19 – Danos típicos ocorridos em barragens de terra durante o sismo de Bhuj (Wieland, Martin, 2006). 100
Figura 5-20 – Secção transversal de maior altura da barragem de Pine Flat e fissuração resultante de ensaios em modelo reduzido (Donlon, William, P. 1989). 105
Figura 5-21 – Secções tipo das barragens japonesas de Simazi (1980), Tamagawa (1987) e Ryumon (1992). 106
Figura 6-1 – Vista de jusante da barragem de St. Francis e dos blocos que restaram após a rotura ocorrida em 12 de Março de 1928 (Geostrata, 2006). 112
Figura 6-2 - Diagrama da resistência ao corte de uma rocha definida pelo valor de pico e resistência última e residual (adaptado de Nicholson, G. A., 1983). 121
Figura 6-3 – Diagrama característico de ensaio de determinação da resistência ao corte de uma rocha definida pelo valor de pico e resistência última e residual (adaptado de Nicholson, 1983). 122
Figura 6-4 – Exemplos de superfícies potenciais de rotura pela fundação (adaptado de USACE, 1994). 122
Figura 6-5 – Relação entre as resistências à compressão e à tracção do betão convencional. 127
Figura 6-6 – Diagrama de histerese, relação entre forças (f_s) e deslocamentos (u). 135
Figura 6-7 – Sequência das principais fases de análise estrutural de uma barragem. 138
Figura 6-8 – Distribuição da acção das subpressões na interface entre a barragem e a fundação, diagrama trapezoidal (adaptado de USACE, 2000 a). 145
Figura 6-9 – Esquema representativo do diagrama de subpressões na interface da barragem e a fundação com sistema de drenagem - diagrama bilinear. 146
Figura 6-10 – Esquema representativo do diagrama de subpressões na interface da barragem e a sua fundação com sistema de drenagem e secção fissurada. 147
Figura 6-11 – Distribuição da acção das subpressões na interface entre a barragem e a sua fundação com sistema de drenagem - diagrama bilinear (adaptado de USACE, 2000 a). 148
Figura 6-12 – Distribuição da acção das subpressões na interface entre a barragem e a fundação com sistema de drenagem próximo do paramento de montante, diagrama bilinear, (adaptado de USACE, 2000 a). 148
Figura 6-13 – Distribuição de subpressões na base de uma barragem com sistema de drenagem considerando fissuração (T<X), (adaptado de USACE, 2000 a). 149
Figura 6-14 – Distribuição de subpressões na base de uma barragem com sistema de drenagem considerando fissuração (T>X), (adaptado de USACE, 2000 a). 149
Figura 6-15 – Esquema representativo do diagrama de subpressões em secções fissuradas na estrutua de uma barragem. 151
Figura 6-16 – Aumento das tensões na barragem de Pine Flat junto ao coroamento devido à mudança de geometria do paramento de jusante (NRC, 1991). 156
Figura 6-17 – Diagrama de acelerações indicado no art. 26 das Normas de Projecto de Barragens (NPB, 1993). 157
Figura 6-18 – Diagrama de massas adicionais generalizadas de Westergaard (adaptado de USACE, 2003). 161
Figura 7-1 – Analogia entre diferentes tipos de análise estrutural. 174
Figura 7-2 – Exemplos de estruturas em que se considera apenas um grau de liberdade. 175

Figura 7-3 – Modelos de comportamento linear e não linear. 175
Figura 7-4 – Exemplo de modelo de elementos finitos bidimensional de uma barragem gravidade de betão, com representação das massas adicionais no paramento de montante. 177
Figura 7-5 – Modelo esquemático de um sistema estrutural com um grau de liberdade (Chopra, Anil K., 1995). 181
Figura 7-6 – Princípio de D'Alembert aplicado a uma secção de uma barragem com perfil gravidade (adaptado de CADAM, 2001). 181
Figura 7-7 - Movimento livre de um sistema de um grau de liberdade sem amortecimento (Chopra, Anil K. 1995). 182
Figura 7-8 - Movimento livre de um sistema de um grau de liberdade com amortecimento igual crítico ξ=2, inferior ξ=1 e superior ξ=0,1 (Chopra, Anil K., 1995). 183
Figura 7-9 - Movimento livre de um sistema de um grau de liberdade com amortecimento inferior ao crítico e de período Td (Chopra, Anil K., 1995). 184
Figura 7-10 – Movimento de um sistema de um grau de liberdade sem amortecimento, sujeito a uma excitação harmónica, em que a frequência da excitação é igual à frequência do sistema $\overline{w} = w$ (Chopra, Anil K., 1995). 185
Figura 7-11 - Relação entre o coeficiente de amplificação dinâmica da parte estacionária (*D*) e a razão entre as frequências (*r*) (Chopra, Anil K., 1995). 186
Figura 7-12 - Movimento de um sistema de um grau de liberdade com amortecimento de ξ=0,05 e em ressonância (Chopra, Anil K. 1995). 187
Figura 7-13 – Modelo representativo da acção sísmica sob um sistema de um grau de liberdade (Chopra, Anil K., 1995). 190
Figura 7-14 – Representação de espectro de resposta de deslocamentos de um oscilador de 1GL para diversos coeficientes de amortecimento. 191
Figura 7-15 – Principais acções e forças actuantes numa secção transversal de uma barragem gravidade de betão (adaptado de USBR, 1987). 194
Figura 7-16 – Zonas típicas de aparecimento de fissuração em barragens gravidade de betão. 201
Figura 7-17 – Configurações de equilíbrio de uma barragem gravidade na ocorrência de fissuração na base. 203
Figura 7-18 – Espectro de resposta do RSAEEP, zona A, acção sísmica tipo 1 e 2 e terreno tipo I. 207
Figura 7-19 – Variação do coeficiente de correlação (ρ_{ij}) para vários coeficientes de amortecimento (ξ). 224
Figura 7-20 – Representação da acção dinâmica e da reposta de um sistema ao longo do tempo (Chopra, Anil K., 1995) 232
Figura 7-21 – Interpolação linear da função excitação (adaptado de Chopra, Anil K., 1995). 233
Figura 7-22 - Diagramas representativos para interpolação da aceleração, valor médio da aceleração e interpolação linear da aceleração entre dois instantes (Chopra, Anil K. 1995). 238
Figura 8-1 – Possíveis modos de rotura por deslizamento e derrube em secções de uma barragem gravidade de betão (a) e na sua fundação (b) e (c) (adaptado de CFBR, 2006). 248
Figura 8-2 – Forças de equilíbrio dinâmico actuantes numa barragem gravidade de betão, imediatamente antes da ocorrência de deslizamento (adaptado de Chopra, Anil k., 1991). 254
Figura 8-3 – Forças de equilíbrio dinâmico actuantes numa barragem gravidade de betão, admitindo a estrutura como corpo rígido e assente sobre um plano horizontal (USACE, 1999). 256
Figura 8-4 – Acelerações críticas a_c para ocorrência de deslizamento e derrube de um perfil gravidade triangular, considerando a actuação de subpressão (adaptado de Chopra, 1991). 257

Figura 8-5 – Forças de equilíbrio dinâmico actuantes numa barragem gravidade de betão na direcção horizontal (adaptado de Chopra, Anil k. ; Zang, 1991).....259
Figura 8-6 – Limites a considerar para estimar o nível de dano em barragens de betão abóbada e gravidade (adaptado de USACE, 2003).....265
Figura 8-7 – Elemento de volume e representação do estado bidimensional de tensão. 267
Figura 8-8 – Representação de Mohr do estado bidimensional de tensão e envolvente de rotura de um material. 268
Figura 8-9 – Critério de cedência do betão segundo o Model Code (CEB-FIP, 1990).....271
Figura 9-1 – Modelo bidimensional da estrutura da barragem. Malha geral e da barragem. 273
Figura 9-2 – Modelo tridimensional da barragem. Vista isométrica e vista de jusante. 274
Figura 9-3 – Principais características geométrica da barragem analisada.....276
Figura 9-4 – Secções consideradas na análise estrutural por coeficientes sísmicos. 277
Figura 9-5 - Evolução das tensões na secção da barragem (S1) e na secção de contacto entre a barragem e a fundação (S2), através da análise pseudo-estática. 289
Figura 9-6 – Diagrama de massas adicionais considerado no modelo bidimensional. 290
Figura 9-7 – Configuração e frequências próprias dos 5 primeiros modos de vibração da barragem do modelo bidimensional (2D), na situação de albufeira vazia.....291
Figura 9-8 – Configuração e frequências próprias dos 5 primeiros modos de vibração da barragem do modelo bidimensional, para a situação de albufeira cheia.....292
Figura 9-9– Configuração e frequências próprias dos 5 primeiros modos de vibração da barragem do modelo tridimensional (3D), na situação de albufeira vazia.....293
Figura 9-10 – Vista de montante e de jusante do modelo tridimensional da estrutura da barragem sem fundação.....295
Figura 9-11 - Espectros de resposta elástico de acelerações para o SBP e SMP segundo o EC8.....296
Figura 9-12– Tensões principais em (MPa) para as principais combinações de acções estáticas sobre a barragem, obtidas com o modelo tridimensional para a secção de maior altura. 298
Figura 9-13 – Tensões principais em (MPa) para as principais combinações de acções dinâmicas sobre a barragem, obtidas com o modelo tridimensional para a secção de maior altura. 299
Figura 9-14– Deslocamentos em (mm) para as principais combinações de acções estáticas sobre a barragem, obtidas com o modelo tridimensional para a secção de maior altura.....300
Figura 9-15 – Deslocamentos em (mm) para as principais combinações de acções dinâmicas sobre a barragem, obtidas com o modelo tridimensional para a secção de maior altura.....301
Figura 9-16 – Coeficientes de segurança pelo critério de Mohr-Coulomb, obtidos a partir dos resultados das tensões determinadas na secção de maior altura com o modelo tridimensional.....302
Figura 9-17 – Modelos de elementos finitos da barragem utilizado na análise transiente, modelo bidimensional da barragem, na secção de maior altura, e localização dos nós e dos elementos seleccionados para avaliação da segurança estrutural.....305
Figura 9-18 – Componentes horizontal e vertical da aceleração sísmica na fundação da barragem, com indicação dos valores de aceleração de pico.....306
Figura 9-19 – Deslocamentos nos nós 1, 50, 78 e 113 do modelo, devidos à actuação de peso próprio, pressão hidrostática (NPA) e acção sísmica horizontal (ah) e vertical (av).....307
Figura 9-20 – Tensões nos elementos 25, 30, 91 e 96, devidas à actuação de peso próprio, pressão hidrostática e acção sísmica combinada horizontal (ah) e vertical (av).....309
Figura 9-21 – Análise ao longo do tempo do factor de segurança ao deslizamento na base da barragem (Secção S2).....311

Figura 9-22 – Análise ao longo do tempo do factor de segurança ao deslizamento na base da barragem (Secção S2) para a componente horizontal do sismo no sentido oposto. 312
Figura 9-23 – Análise do coeficiente de capacidade de carga ao deslizamento na secção de ligação entre a barragem e a fundação. 312
Figura 9-24 – Análise ao longo do tempo do factor de segurança ao derrube em torno da fundação para jusante (Secção S2). 313
Figura 9-25 – Análise ao longo do tempo do factor de segurança ao derrube em torno da fundação para jusante (Secção S2) para a componente horizontal do sismo no sentido oposto. 314
Figura 10-1 – Exemplo de vibrador servo-hidráulico (Cantieni, 2001) e de massas excêntricas (Ancoenginners, 2007).....320
Figura 10-2 – Exemplo de uma instalação para observação da acção sísmica na galeria de uma barragem (a),(Wieland, Martin, 2006), e esquema de funcionamento de um acelerómetro (b) (Chopra, Anil, 1995). 322
Figura 10-3 – Exemplo de rede de estações sísmicas para observação da sismicidade induzida pela albufeira. 324
Figura 10-4 – Diagrama esquemático dos equipamentos constituintes de uma estação de observação sísmica (Saiz, Angel Perez, 1981).....325
Figura 10-5 – Diagrama esquemático e exemplo de uma estação de observação sísmica exterior (Havskov, Jens, 2002). 325
Figura 10-6 – Disposição esquemática dos acelerómetros numa barragem abóbada (adaptado de Darbe, G. R., 1995). 328
Figura 10-7 – Disposição esquemática dos acelerómetros numa barragem gravidade de betão (adaptado de Darbe, G. R., 1995).....329
Figura 10-8 - Disposição esquemática dos acelerómetros numa barragem de enrocamento ou de terras (adaptado de Darbe, G. R., 1995).....329
Figura 10-9 – Sistema de observação sísmica da barragem abóbada de Mauvoisin (adaptado de Darbe, G. R., 1995). 330
Figura 10-10 – Sistema de observação sísmica na barragem gravidade de Grand Dixence (adaptado de Darbe, G. R., 1995). 331
Figura 10-11 – Sistema de observação sísmica na barragem de enrocamento de Mattmark (adaptado de Darbe, G. R., 1995).....331
Figura 10-12 – Sistema de instrumentação sísmica da barragem abóbada de Enguri (adaptado de Wieland, Martin, 2006). 333
Figura 10-13 - Sistema de instrumentação sísmica da barragem de Karkheh (adaptado de GeoSIG Ltd, 2005). 334
Figura 10-14 – Localização dos equipamentos de observação sísmica na barragem de Pacoima (adaptado de Alves, Steven W., 2004). 335
Figura 10-15 – Exemplos de orientação de sensores no piso e nas paredes de galerias de uma barragem (adaptado de GeoSIG Ltd, 2003).....338

ÍNDICE DOS QUADROS

Quadro 2-1 – Distribuição das grandes barragens nos diversos continentes. 13
Quadro 2-2 – Estatística das grandes barragens do tipo gravidade. 13
Quadro 3-1 – Intensidade sísmica de Mercalli modificada e sua correspondência com a escala de Richter. 53
Quadro 3-2 – Formas de representação da acção sísmica. 54
Quadro 3-3 – Tabela correctiva para obtençã dos valores de aceleração, velocidade e deslocamento em Portugal, correspondentes a diferentes períodos de retorno, com base no período de 1000 anos. 67
Quadro 4-1 – Classificação do risco, segundo o ICOLD, associado à localização de uma barragem (CIGB/ICOLD, 1989). 76
Quadro 4-2 – Parâmetros para classificação do risco, segundo o ICOLD, associado às características da barragem e impactos económicos (CIGB/ICOLD, 1989). 76
Quadro 4-3 – Classificação do risco, segundo o ICOLD, associado às características da barragem e impactos económicos (CIGB/ICOLD, 1989). 77
Quadro 4-4 – Aspectos gerais de regulamentação sísmica em alguns países (Reilly, N., 2004) 78
Quadro 4-5 – Classificação das acções nos Eurocódigos. 79
Quadro 4-6 – Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico. 81
Quadro 6-1 – Principais aspectos dos três grandes grupos de rochas. 110
Quadro 6-2 – Classificação da dureza das rochas. 111
Quadro 6-3 – Valores da resistência à compressão uniaxial de algumas rochas. 115
Quadro 6-4 – Comparação de valores médios da resistência à tracção e à compressão de algumas rochas sedimentares. 116
Quadro 6-5 – Parâmetros típicos das propriedades e resistências para algumas rochas. 117
Quadro 6-6 – Valores do módulo de elasticidade de algumas rochas (Jonshon, Robert B.,1988). 118
Quadro 6-7– Compilação de valores do coeficiente de Poisson de algumas rochas. 118
Quadro 6-8 – Massa específica do betão convencional e betão compactado a cilindro observada em diversas obras. 124
Quadro 6-9 – Propriedades mecânicas dos parâmetros de resistência da massa de betão convencional vibrado. 126
Quadro 6-10 – Parâmetros de resistência ao corte do betão convencional e betão compactado a cilindro observada em diversas obras. 128
Quadro 6-11 – Propriedades térmicas dos betões BCC e BCV. 131
Quadro 6-12 – Propriedades mecânicas dos parâmetros de resistência em juntas de betonagem de betão convencional vibrado. 132
Quadro 6-13 – Valores característicos das propriedades mecânicas em juntas de betonagem de betão convencional vibrado. 132
Quadro 6-14 – Propriedades mecânicas de referência dos parâmetros de resistência em juntas de betonagem de betão compactado a cilindro (BCC). 133
Quadro 6-15 – Propriedades mecânicas dos materiais em barragens de alvenaria. 133
Quadro 6-16 – Propriedades mecânicas a considerar ao nível da interface entre a barragem e a fundação. 137
Quadro 6-17 – Valores característicos de referência da peso específico do betão e alvenaria. 140

Quadro 6-18 – Valores do coeficiente de redução de subpressão λ , para subpressões na barragem e na fundação.....147
Quadro 6-19 – Valores orientadores do coeficiente de redução de subpressão λ 150
Quadro 6-20 – Correspondência entre terminologias na definição das combinações de acções. 165
Quadro 6-21 – Principais acções e combinações de acções. 169
Quadro 7-1 – Valores dos coeficientes de segurança para análise de tensões em secções não fissuradas. 200
Quadro 8-1 – Estado limite de abertura de fissura. 249
Quadro 8-2 –Coeficientes de segurança parciais para análise do estado limite de abertura de fissura. 249
Quadro 8-3 – Coeficientes parciais para verificação do estado limite de resistência ao deslizamento. 250
Quadro 8-4 – Coeficientes de redução das propriedades do materiais face ao deslizamento. 250
Quadro 8-5 – Coeficientes de segurança mínimos para verificação do estado limite último ao derrube. 250
Quadro 8-6 – Coeficientes parciais da condição limite de resistência à compressão. 251
Quadro 8-7 – Critérios de verificação da estabilidade e tensões (USACE, 1995 a). 251
Quadro 8-8 - Critérios simplificados para a avaliação de dano numa estrutura. 263
Quadro 9-1 - Condições de estabilidade na barragem para as secções S1 e S2. 288
Quadro 9-2– Modelo bidimensional. Frequências naturais e factores de participação dos cinco primeiros modos de vibração, para a situação de albufeira vazia. 290
Quadro 9-3– Modelo bidimensional. Frequências naturais e factores de participação dos cinco primeiros modos de vibração na situação de albufeira cheia. 290
Quadro 9-4– Modelo tridimensional. Frequências naturais e factores de participação dos cinco primeiros modos de vibração. 294
Quadro 9-5 – Definição das acções térmicas do ar e da água. 295
Quadro 9-6 – Envolvente dos deslocamentos. Valores máximos registados nos nós seleccionados. 306
Quadro 9-7 – Tensões mínimas e máximas registadas nos elementos seleccionados. 308
Quadro 9-8 – Tensões principais máximas e mínimas registadas nos elementos junto ao contacto barragem-fundação. 308
Quadro 10-1 – Grandezas a medir e localização dos dispositivos de observação em barragens gravidade de betão. 318
Quadro 10-2 – Sismógrafos instalados em diversas barragens no Japão. 332

GLOSSÁRIO DE TERMOS E DEFINIÇÕES EM ENGENHARIA SÍSMICA

Apresenta-se uma listagem com os principais termos usados em sismologia e em engenharia sísmica, a qual não pretende ser exaustiva, mas procura, de uma forma consistente, enumerar as principais definições e conceitos que são tratados nesta dissertação. Para este efeito consultou-se diversa bibliografia, principalmente as referências (USACE, 1999), (USACE, 1983) e (Jansen, 1988).

Abalos premonitórios – pequenos movimentos sísmicos de baixa intensidade que podem ocorrer previamente a um sismo de maior magnitude.

Aceleração de uma partícula – Taxa de variação no tempo da velocidade de uma partícula. Se a taxa de variação da velocidade por unidade de tempo for proporcional ao intervalo de tempo a aceleração é constante.

Aceleração máxima de uma partícula – Aceleração máxima, de uma partícula, durante a ocorrência de um sismo, que corresponde na terminologia inglesa à grandeza do *Peak ground acceleration (PGA)*.

Acelerograma – Série de acelerações ao longo de um período de tempo, originadas por um sismo de origem tectónica ou vulcânica, explosões, impactos ou excitação forçada, medidas em profundidade ou à superfície de um maciço rochoso ou solo ou em elementos estruturais.

Acelerograma sintético – Série cronológica de acelerações geradas artificialmente a partir de espectros e que se admite representativo de um sismo que pode ocorrer numa determinada região.

Acelerómetro – equipamento de observação sísmica que mede as acelerações ao longo do tempo originadas pela ocorrência de um sismo de origem tectónica ou vulcânica, explosões, impactos ou excitação forçada.

Amortecimento – Resistência oferecida por um sistema estrutural, com efeito de redução da vibração por absorção de energia (dissipação). Existem diferentes tipos de amortecimento, como por exemplo o amortecimento devido ao material, nomeadamente do tipo viscoso (de Rayleigh) ou de Coulomb, e o amortecimento geométrico, correspondente a amortecimento por radiação.

Amortecimento crítico – Corresponde ao menor valor do amortecimento compatível com um movimento oscilatório livre num sistema com um grau de liberdade.

Atenuação – Diminuição da amplitude, absorção e dispersão de energia e modificação da frequência das ondas sísmicas em função da distância percorrida e das características dos meios físicos atravessados resultante da propagação geométrica, da. Este termo designa também uma diminuição da magnitude do sinal durante a transmissão e uma redução de amplitude, ou de energia, sem modificação da forma da onda.

Amplificação – Modificação dos movimentos sísmicos no maciço rochoso devido à presença de zonas de materiais subconsolidados. Em resultado do efeito de amplificação, a amplitude dos movimentos à superfície pode, assim, ser aumentada para determinados campos de frequências e diminuída para outros. A amplificação é uma função da velocidade das ondas de corte e do valor do amortecimento dos materiais da fundação não consolidados. Este valor é também afectado pela geometria das diversas camadas de materiais do maciço rochoso e pelo nível de tensão introduzido pelas ondas sísmicas.

Atenuação – Diminuição da amplitude das ondas sísmicas face à distância ao epicentro do sismo, devido à absorção e dispersão de energia ao longo da crusta terrestre.

"Bedrock" – Maciço rochoso constituído por massas de rochas sedimentares, magmáticas ou metamórficas, e que constitui uma unidade geológica, onde a velocidade de propagação das ondas de corte é superior a 750m/s.

Coeficiente de amortecimento – Razão entre o amortecimento real e o amortecimento crítico de um sistema com um grau de liberdade.

Coeficiente de comportamento – Coeficiente adoptado para realização do cálculo estrutural para reduzir as forças obtidas através de uma análise linear, que permite considerar o comportamento não linear de uma estrutura, associado ao material, ao sistema estrutural e aos métodos de análise.

Campo livre – Região da crusta terrestre que não é influenciada pelas estruturas realizadas pelo homem. Designa também um meio onde não existem estruturas, ou uma região onde as condições fronteira não afectam significativamente o comportamento desse meio.

Construção – Tudo o que é construído ou resulta de trabalhos de construção e abrange desde edifícios a grandes edificações de engenharia civil como pontes e barragens.

Correntes de convecção - Movimentos circulares que se desenvolvem ao nível da astenosfera, devidos às grandes diferenças de temperatura existentes no interior da terra. Através delas, a matéria que forma as placas ascende à superfície nas zonas de rift, deriva e por arrefecimento torna-se rígida.

Correspondência - entre magnitude de *Richter* (M) e intensidade de *Mercalli* modificada (Io).

Deslizamento - Movimento de grande quantidade de terra ou material rochoso, ao longo do plano de inclinação de uma vertente, podendo causar graves danos e, nesse caso, considera-se um acidente geomorfológico. Este tipo de deslocamento ocorre normalmente a velocidades notórias, sendo a força da gravidade o seu único motor. Acontece frequentemente em consequência de um sismo ou de fortes chuvadas.

Deslocamento de uma partícula – Diferença entre a posição inicial de uma partícula e a sua posição durante a ocorrência de um sismo.

Dispersão – Distorção da forma de propagação das ondas sísmicas devido atravessamento de diferentes maciços da crusta terrestre com variação da velocidade de propagação.

Duração de um sismo – Tempo correspondente à ocorrência de uma sismo, o qual pode ser definido como o intervalo de tempo compreendido entre o primeiro e último pico de aceleração que é igual ou maior que 0,05 vezes a aceleração da gravidade.

Escala de magnitude de Richter – escala que mede a energia libertada no hipocentro por um sismo.

Escala de intensidade de Mercalli – escala que mede o grau de destruição do sismo com base nos seus efeitos nas infra-estruturas e construções e nas pessoas.

Escalonamento – Ajuste de um registo sísmico ou espectro de resposta em que os valores da amplitude da aceleração, velocidade e deslocamento são aumentadas ou diminuídas, normalmente sem modificação do valor da frequência do movimento do solo. Refere-se que há diversos métodos para escalar sismos e que, a serem usados, devem ser claramente definidos. Um registo sísmico ou espectro de resposta pode ser escalado com base nos parâmetros que caracterizam o movimento do solo, como por exemplo a aceleração de pico, velocidade de pico, deslocamento de pico, intensidade do espectro, ou outro parâmetro apropriado.

Espectro de resposta – Representação gráfica dos valores máximos da resposta, em termos de acelerações, velocidade ou deslocamentos, de uma série de sistemas de um grau de liberdade de diferentes frequências próprias, devidos a uma excitação dinâmica em função do tempo, como por exemplo um sismo. Os valores máximos da resposta são expressos em função do período natural não amortecido para um dado amortecimento da estrutura. Os valores aproximados dos espectros de resposta de acelerações, velocidades ou deslocamentos podem ser calculados a partir de qualquer uma destas grandezas por transformações mútuas e admitindo uma relação sinosóidal entre eles. Quando

calculados desta forma são designados por espectros de resposta de pseudo-acelerações, pseudo-velocidades relativas e pseudo-deslocamentos relativos.

Estrutura – Combinação organizada de peças ligadas ou composta por grandes massas uniformes, concebidas para proporcionar uma rigidez específica.

Epicentro – Ponto à superfície da Terra definido pela vertical que passa por esse ponto e pelo foco ou hipocentro de um sismo.

Escala de Mercalli Modificada (MM 1956) - É uma escala qualitativa utilizada para descrever os efeitos de um sismo tendo em conta os efeitos nas estruturas, em consequência da aceleração máxima do solo. A escala é composta por 12 graus de intensidade que variam entre I (imperceptível) até XII (danos quase totais), em que a cada número se associa um grupo descritivo de efeitos. Resultou da necessidade de uniformizar várias escalas existentes considerando nos seus critérios de avaliação de efeitos, 5 classes de danos nas construções e 4 tipologias de construção. Esta escala complementa a informação dada pela magnitude de um sismo.

Falha geológica – Alinhamento, perceptível na superfície terrestre, com continuidade em profundidade, que corresponde a uma superfície de descontinuidade, que pode ser física ou litológica, ao longo da qual podem ocorrer deslocamentos relativos entre as suas faces. Pode ter desenvolvimentos de centenas de metros a centenas de quilómetros.

Falha activa – Falha geológica relativamente bem identificada e caracterizada, distinguida por produzir sismos históricos ou que mostra evidências geológicas da ocorrência de movimentos no período holocénico (últimos 11 000 anos) e que poderá mover-se novamente durante o período de vida das obras a construir ou construídas. Verificam-se diferentes opiniões na definição dos critérios para considerar a actividade potencial das falhas. No entanto, no que interessa às aplicações de engenharia sísmica, uma falha sísmica difere de outros tipos de fracturas como as que resultam de deslizamento de solos, quebra de gelo, motivadas pelas variações do nível freático, etc.

Falha potencial - Falha activa com capacidade de produzir sismos de elevada magnitude, designados por macro-sismos. Este tipo de falhas pode exibir as seguintes características:

- Indícios de movimento próximo ou à superfície do terreno em pelo menos uma vez a nos últimos 35 000 anos;
- Situações em que existam registos de actividade sísmica, macro-sismicidade, obtidos através de instrumentação com precisão suficiente e com valores de magnitude iguais ou superiores a 3,5 , e que demostrem uma relação directa com a falha;
- Casos em que seja possível estabelecer uma relação de comportamento estrutural em que os movimentos de uma falha existente possam ocasionar, com uma probabilidade razoável, movimentos na falha em questão;
- Casos em que é possível estabelecer padrões de comportamento baseados em registos de actividade micro-sísmica, conjuntamente com relatos históricos da macro-sismicidade da região, que possam ser associados com a falha.

Fase – Valor do atraso ou adiantamento de uma onda sinusoidal em relação a um valor de referência.

Foco – A mesma acepção de hipocentro.

Frequência – Número de ciclos por unidade de tempo.

Fundo rochoso – Todo o material sedimentário, cristalino ou metamórfico que representa uma unidade geológica, constituído por uma massa sólida uniforme de rocha ou por camadas de diferentes materiais, em que a velocidade das ondas transversais (de corte) é superior a 750 m/s. O fundo rochoso pode encontrar-se à superfície ou situar-se sob uma cobertura de solo.

Hertz – Unidade de medida da frequência, igual a um ciclo por segundo. Hertz (símbolo Hz) é uma unidade de frequência derivada do Sistema Internacional de Unidades, a qual é expressada em termos de oscilações por segundo (s^{-1} ou 1/s).

Hipocentro ou Foco - Zona no interior da terra, mais ou menos profunda, correspondente ao centro de um dado sismo e que correspondente à origem das ondas sísmicas e a partir do qual se considera iniciada a propagação da energia libertada durante esse sismo.

Hipocentro ou foco – é o local da litosfera onde se inicia um sismo e durante o qual ocorre a libertação de energia. Este local também é designado por foco de um sismo.

Intensidade – Índice numérico que descreve os efeitos de um sismo nas actividades económicas e sociais do ser humano, que contempla, entre outros efeitos, os danos nas estruturas criadas pelo homem. A atribuição de valores de intensidade sísmica pode ser subjectiva e é influenciada pela qualidade das construções, condições à superfície do solo e percepção particular do observador. Consoante os países, são utilizadas diferentes escalas de intensidade. A escala mais habitual é a de Mercalli (Escala de intensidade de Mercalli modificada de 1931), graduada por números romanos de I a XII. A intensidade varia com a distância ao epicentro, características geológicas e topográficas do terreno, e com o tipo e qualidade construtiva das estruturas edificadas.

Isossistas – Curvas de igual valor de intensidade sísmica. O mapa de isossistas de um sismo evidencia as zonas que foram mais afectadas que as restantes.

Limites de placas – Cada placa tectónica individualiza-se das restantes por meio de descontinuidades, ao longo das quais se concentra a maior parte da actividade sísmica e vulcânica mundial. Os limites estão classificados em 2 categorias principais: Zonas de subducção ou de fossa oceânica e as zonas de Rift.

Liquefacção de um solo – Processo pelo qual um solo de tipo arenoso, com nível freático elevado, adquire características dum líquido devido ao aumento da pressão que a água exerce nos espaços existentes entre as partículas que o constituem. As possíveis consequências deste tipo de fenómeno consistem em assentamentos diferenciais de solos de fundação e maciços de terras, conduzindo à deformação de vias de comunicação, assentamentos de edifícios e assentamentos de estruturas de barragens de aterro.

Maciço rochoso – Qualquer material sedimentar, ígneo, ou metamórfico que possa ser representado como uma unidade geológica. Poderá ser constituído por uma massa sã e sólida, por camadas, ou presença de matéria mineral, mas em que as ondas de corte sejam superiores a 750 $m.s^{-1}$.

Macro-sismo – Sismo de importante magnitude e suficientemente relevante para a avaliação do comportamento e eventuais danos provocados nas estruturas.

Magnitude do sismo **(MW)** – Medida de um sismo específico, que representa a energia libertada devida à acumulação de tensões entre placas tectónicas e que é determinada através de registos em sismógrafos.

O conceito de magnitude foi introduzido para fornecer uma medida da quantidade de energia libertada por um sismo. Constitui um parâmetro muito importante na quantificação do fenómeno, recorrendo a medições do movimento da terra que consideram a distância epicentral e a profundidade focal.

A escala de magnitude sísmica adoptada, no sentido de uniformizar um mesmo valor para um dado sismo, é a escala de Richter (desenvolvida em 1935 por Charles F. Richter, com base nos registos dos sismógrafos de Wood-Andersson) sendo,

MW=(2/3) log10 (M0)-10,73 (em unidades dyne-cm), em que M0 é o momento de um sismo.

Inicialmente, C. F. Richter definiu a magnitude local como sendo o valor do logaritmo na base 10 da amplitude em microns do registo mais elevado observado com um sismógrafo de torção padrão à distância de 100 km do epicentro do sismo. Os valores da magnitude local são chamadas de magnitude

de onda de volume e magnitude de onda de superfície. Verifica-se que a magnitude de onda de volume e magnitude de onda de superfície podem não ter o mesmo valor numérico.

Micro-sismo – Sismo de pequena magnitude e que não origina danos nas estruturas.

Modelo estrutural – Idealização do sistema estrutural utilizada para efeitos de análise e de projecto.

Momento de um sismo (M0) – Parâmetro que representa o produto da rigidez de um maciço pela área de falha e pela extensão do deslizamento ocorrido, dado pela expressão $M0=\mu AD$, onde μ = *módulo de corte (G) e* μ = 33 GPa, A = área da falha *e* D = valor médio do deslizamento da falha.

Movimento do campo próximo – Movimento do solo registado próximo da falha.

Neotectónica – Ciência que se ocupa do estudo dos movimentos tectónicos registados em sedimentos recentes, do ponto de vista da geologia. Em Portugal corresponde à actividade tectónica que ocorre desde há 2 milhões de anos até à actualidade.

Ondas sísmicas – Forma da propagação da energia libertada por um sismo ou uma explosão através de ondas elásticas. As ondas sísmicas podem ser agrupadas em ondas volúmicas (ondas P e S), que atravessam os vários níveis do interior da crusta terrestre e que são as primeiras a serem registadas, e ondas superficiais, as quais surgem a partir das anteriores, mas que se propagam apenas na superfície (ondas R e L). A propagação das ondas sísmicas depende das características das rochas que atravessam e da distância percorrida até à estação de registo, sendo estas ondas registadas pelos sismógrafos.

Ondas Love (L) – São ondas de superfície e correspondem a movimentos de corte na direcção transversal à direcção da propagação do sismo.

Ondas P – São ondas de volume e correspondem às primeiras ondas a serem registadas após a ocorrência de um sismo. Têm a configuração de ondas de compressão e dilatação dos maciços rochosos.

Ondas de Rayleigh – São ondas de superfície e correspondem a movimentos que se verificam num plano vertical à direcção da propagação do sismo.

Ondas S – São ondas volúmicas, que se transmitem mais lentamente do que as ondas P e não se propagam em líquidos, e consistem em vibrações elásticas na direcção transversal à direcção da propagação do sismo.

Parâmetros de caracterização dos sismos – Valores numéricos que representam os movimentos vibratórios do maciço de fundação, tais como a aceleração, velocidade, deslocamento, frequência, período fundamental, intensidade espectral e duração.

Período – Intervalo de tempo decorrido entre dois acontecimentos sucessivos iguais e no Sistema internacional de unidades (SI), o período é medido em segundos. Esta grandeza corresponde ao inversos da frequência que tem por unidade o Hz.

Percentagem % g – Valor da aceleração em termos de percentagem relativamente à aceleração da gravidade g=9,8 m/s^2.

Período fundamental (natural) – Período no qual está concentrada a máxima energia espectral.

Período de retorno – Define-se período de retorno (PR) como o inverso da probabilidade de ocorrência (p), por exemplo para um período anual. Afirmar que "um dado evento apresenta 90% de probabilidade de não ser excedido em 50 anos" tem o mesmo significado que afirmar que "um dado evento apresenta 10% de probabilidade de ser excedido em 50 anos".

PGA – Aceleração de pico do solo *(Peak ground acceleration*).

Placa tectónica – Um vasto e relativamente rígido porção da litosfera da terra que se move em relação a outras placas adjacentes. A teoria das placas tectónicas correspondendo ao modelo que actualmente explica o movimento das placas e a sua interacção.

Plano de falha – Corresponde a um plano teórico que melhor se aproxima à superfície de uma falha.

Precisão – valor que corresponde à diferença entre o valor de uma medição efectuada e o valor verdadeira da grandeza medida e que traduz a aptidão de um instrumento de medição para fornecer indicações próxima do verdadeiro valor da grandeza medida. É apresentada por um valor numérico. Permite definir a reproductibilidade dos valores obtidos em medições sucessivas da mesma grandeza.

Probabilidade de excedência – Representa a probabilidade de um sismo ou danos sociais ou económicos específicos excederem, para uma determinada região, um determinado nível durante um período de tempo específico.

Profundidade focal – Distância medida na vertical entre o epicentro e o hipocentro.

Província (região) tectónica – Zona geológica caracterizada por estrutura geológica e características sísmicas idênticas.

Placa tectónica – O modelo explicativo da dinâmica terrestre admite que, ao nível da crusta terrestre, existem 2 estratos com propriedades mecânicas distintas. O nível à superfície, designado litosfera, tem cerca de 100 km de espessura nas áreas continentais e cerca de 50 km de espessura nas áreas oceânicas. O nível imediatamente abaixo, designado astenosfera, estende-se até uma profundidade de 700 km e apresenta um comportamento plástico.
Através de uma série de métodos indirectos e observações em fundo marinho, considera-se que a litosfera está dividida em 19 placas tectónicas.

Plano de falha – Superfície plana que melhor se aproxima à superfície de rotura de uma falha.

Província sismotectónica – Área geográfica que é caracterizada por possuir características geológicas e geração de sismos similares.

Queda de tensão – Diferença entre o valor inicial da tensão de corte no plano da falha e a tensão residual nessa falha após a ocorrência do deslizamento.

Refracção das ondas sísmicas – Mudança de direcção da orientação original de uma onda quando esta atravessa uma interface para um material de diferentes características, com mudança da velocidade de propagação da onda.

Réplicas – Pequenos sismos que ocorrem após o sismo principal

Réplicas - Sismos que se fazem sentir após o abalo principal e que geralmente diminuem em frequência e intensidade com o tempo e que estão geralmente concentrados em regiões específicas na zona de geração de sismos.

Resolução – é o menor valor da grandeza a medir que se pode detectar com um instrumento de medição, em que nos casos dos transdutores eléctricos corresponde à menor variação da grandeza de entrada para a qual existe variação de sinal de saída. Num aparelho mecânico corresponde à menor divisão da escala do aparelho.

Rift – Zonas de descontinuidade, constituem um tipo de limite de placas ao longo do qual há geração de material novo, sendo, por isso, o movimento dominante de divergência. A estes limites estão associados os sismos mais superficiais e grande parte da actividade vulcânica. Este tipo de limite está muitas vezes associado a outras descontinuidades, as falhas transformantes, ao longo das quais também existe actividade sísmica.

Risco aceitável – Probabilidade de perdas económicas ou vidas em consequência de um evento, que pode ter origem sísmica, que é considerado aceitável pela sociedade, podendo esse risco constituir um cenário para o dimensionamento de estruturas.

Risco geológico – Processo geológico, como por exemplo deslizamento de encostas, liquefacção e compactação de solos e formação de superfícies de rotura, que podem ocorrer durante um sismo ou outro fenómeno natural e que possam causar dano numa estrutura específica, natural ou construída.

Risco sísmico – Probabilidade de ocorrer perda de vidas e destruição do património devido à ocorrência, por exemplo, de um sismo. De acordo com a proposta da UNESCO em 1980, o risco sísmico refere-se às perdas esperadas para um determinado elemento exposto ao risco, durante um determinado período de tempo. Os elementos em risco podem ser bens construídos, actividades económicas ou uma população. Dependendo da forma como o risco é definido, este pode-se expressar em perdas económicas, perda de vidas ou danos nas estruturas edificadas. É por vezes usada a seguinte expressão para quantificar o risco,

Risco = Perigo x Vulnerabilidade x Custo

Sismicidade – Número de sismos ocorridos numa determinada área e num intervalo de tempo.

Sismo – Fenómeno que corresponde a movimentos bruscos da litosfera, causados pela propagação das ondas sísmicas provenientes da libertação da energia resultante da fracturação das rochas ou do movimento dos blocos ao longo de uma falha.

Sismo base de projecto (SBP) - É definido como sendo o sismo para o qual a estrutura é projectada e terá que resistir, permanecendo operacional. Pode ser determinado através de análise probabilística, considerando a geologia regional e local e reflecte o nível desejado de protecção a um sismo, definido por razões operacionais ou económicas. O sismo (SBP) é determinado como sendo aquele que origina os máximos movimentos no local para um período de recorrência de 100 anos.

Sismógrafo – Instrumento de grande sensibilidade que mede os movimentos da superfície terrestre devidos à ocorrência de sismos que geram a propagação de ondas sísmicas. A partir de cálculos com base em registos de sismógrafos, localizados em diferentes pontos do planeta para um mesmo sismo, é possível determinar o ponto da superfície terrestre onde se registam as maiores intensidades, designado por epicentro.

Sismologia – Ramo da geofísica que estuda a existência e evolução das fontes e eventos sísmicos, interpreta as ondas sísmicas e características de propagação na crusta terrestre.

Sismo Induzido pela Albufeira (SAI) – Sismo induzido pela criação de albufeiras.

Sismo Máximo de Dimensionamento (SMD) – Sismo máximo de dimensionamento.

Sismo máximo de projecto (SMP) – Sismo máximo de projecto.

Sismo máximo expectável (SME) – Sismo máximo possível que pode ocorrer, associado a um período de retorno determinado muito extenso. Este sismo é associado a uma dada área ou província com uma estrutura sismotectónica específica, que possa causar no maciço de fundação da obra os movimentos vibratórios mais severos, ou deslocamentos na fundação, em face dos conhecimentos da estrutura tectónica. Este valor é determinado através de análise estatística baseada no conhecimento geológico regional e local e dos dados sismológicos disponíveis.

Sismos de projecto – Sismos a considerar para a elaboração de projecto, que definem os movimentos do solo no local da estrutura, e que permitem determinar a resposta dinâmica da estrutura devida à acção sísmica. Normalmente, com base em estudos estatísticos e determinísticos, define-se o sismo máximo expectável (SME) e o sismo base de projecto (SBP).

Sismos tectónicos – Sismos que resultam da libertação de energia devido a movimentos relativos de placas tectónicas.

Superfície de fundação – Superfície constituída por rochas sedimentares, ígneas ou metamórficas e que representam uma unidade geológica consistente, e em que as velocidades de propagação das ondas sísmicas de corte têm velocidades superiores a 750 m/s.

Tectónica – Ramo da geologia que tem como objecto de estudo o movimento e deformação das rochas da crusta terrestre e as causas que os provocam.

Tempo de exposição – Período de tempo definido para cálculo das acções, incluindo a acção sísmica, e que pode coincidir com o período de vida da estrutura.

Teoria das placas – Modelo explicativo da dinâmica terrestre de acordo com o qual o nível mais rígido da litosfera está dividido em cerca de 12 placas maiores, não coincidentes com os limites dos continentes, e cerca de 7 placas menores ou secundárias. Estas placas litosféricas não são estacionárias, pelo contrário, estão sobre o nível mais viscoso da crusta, a astenosfera, encontram-se em deriva a uma velocidade média de 2-10 cm/ano.

Tsunami – Movimento de oscilação das águas do mar, formando grandes ondas, em consequência de grandes movimentos das placas do fundo do mar ao longo de uma falha ou cataclismo vulcânico. Termo Japonês que foi adoptado internacionalmente para designar marés produzidas por bruscos impulsos propagados em massas de água.
Este é um fenómeno que ocorre associado a grandes sismos, quando o epicentro é em fundo marinho ou próximo da costa, provocando a alteração da topografia do fundo marinho.
O trem de ondas gerado apresenta um comprimento de onda muito elevado (a distância entre 2 cristas consecutivas pode atingir os 90 quilómetros), podendo deslocar-se a grandes distâncias, com velocidades que podem ser superiores a 800 quilómetros por hora. Em águas profundas a sua altura é inferior a um metro mas, à medida que se aproximam das zonas costeiras pouco profundas, aumentam consideravelmente o seu tamanho, podendo atingir alturas de dezenas de metros, provocando grandes destruições em zonas costeiras (b). No interior de bacias hidrográficas, as ondas do tsunami adquirem a forma de maré rápida, com uma amplitude que pode atingir alguns metros, provocando inundações em zonas pouco protegidas.

Unidades do Sistema Internacional (S.I.) – Sistema de unidades em acordo com a norma ISSO 1000, recomendando-se as seguintes unidades:

- Forças e cargas: kN, kN/m; kN/m^2
- Massa volúmica: kg/m^3
- Peso volúmico: kN/m^3
- Tensões e resistências: N/mm^2 (equivalente a MN/m^2 ou MPa)
- Aceleração: m/s^2
- Tempo: s
- Frequência: Hz (número de ciclos por segundo)

Velocidade de uma partícula – Taxa de variação do deslocamento de uma partícula num intervalo de tempo.

Zonas de subducção ou de fossa oceânica – Tipo de limite de placas ao longo do qual duas placas convergem, havendo normalmente mergulho de parte de uma delas, a mais densa (crusta oceânica). A estes limites associa-se actividade sísmica com foco a grande profundidade.

1 - INTRODUÇÃO

"Todo o homem por natureza deseja o conhecimento."

Aristóteles de Estagira, (384 a.C. – 322 a.C.)

1.1 - ENQUADRAMENTO E CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os fenómenos sísmicos são, desde tempos imemoriais, das manifestações mais emblemáticas e temidas produzidas pelo nosso planeta. Na ocorrência destes fenómenos estiveram muitas vezes associados graus de destruição, nos locais e nas sociedades onde estes ocorreram, muito elevados, manifestando-se a incapacidade na previsão da sua ocorrência e desconhecendo-se quais os mecanismos envolvidos.

Os sismos são manifestações naturais que ocorrem frequentemente em diversas zonas do mundo ainda que, na sua grande maioria, não sejam sentidos pelo homem. Ao longo da história há relatos documentados de alguns eventos sísmicos que afectaram catastroficamente diversas zonas habitadas pelo ser humano. Um sismo propaga-se através de vibrações que podem ter a duração de poucos segundos a alguns minutos e ser seguido por réplicas por períodos longos. Algumas das principais consequências durante a ocorrência de abalos sísmicos intensos podem ser a ocorrência de danos e mesmo o desmoronamento parcial ou total de edifícios e de outras estruturas importantes.

Das estruturas construídas que apresentam maior impacto destacam-se, pela sua dimensão e importância, as que possuem funções hidráulicas de retenção e armazenamento de água, distinguindo-se nestas as pequenas, médias e grandes barragens. As albufeiras criadas por estas estruturas têm uma função fundamental no aproveitamento dos recursos hídricos e, consequentemente, na melhoria da qualidade da vida que proporciona às populações que serve.

As questões relacionadas com os aspectos ambientais e minimização do risco associado à existência deste tipo de estruturas, de interesse recente e crescente nas duas últimas décadas, têm assumido cada vez maior relevância na nossa sociedade. Os novos dados relativos às alterações climáticas, que podem originar períodos de secas mais prolongadas ou cheias de maior intensidade, têm assim intensificado a discussão quanto à necessidade de construção de novos aproveitamentos e manutenção e prolongamento da vida útil das obras existentes.

Nas últimas décadas têm sido desenvolvidos esforços para tentar reduzir os efeitos negativos dos sismos, seguindo-se caminhos que, essencialmente, constituem duas grandes linhas de investigação e análise. A primeira dessas vias consiste no desenvolvimento de estudos de previsão dos sismos de modo a poder-se prever, com uma margem de confiança satisfatória, qual a probabilidade de numa região ocorrer um evento sísmico com determinada magnitude para um intervalo de tempo específico, designado por período de retorno. Uma outra via, através da qual se tem conseguido resultados assinaláveis, dedica-se ao estudo do dimensionamento e análise da segurança das estruturas construídas pelo homem. Contudo, apesar dos esforços desenvolvidos e resultados satisfatórios, por vezes não tem sido possível eliminar a ocorrência de grandes perdas humanas e materiais causadas pelos sismos (Oliveira, Carlos, 1977).

É de certa forma do senso comum que a segurança de uma barragem é determinada, fundamentalmente, pela qualidade do projecto, cuidados empregues durante a construção e adequada manutenção durante a fase de exploração desses aproveitamentos hídricos.

A análise e avaliação da segurança estrutural destas obras está intimamente relacionada com o desenvolvimento de estudos que consideram a actuação de diversas acções sobre as estruturas. Estes estudos são da maior importância para cenários correntes de funcionamento dessas obras e, principalmente, para cenários que consideram a actuação de acções extremas ou de acidente, que são caracterizadas pela baixa probabilidade de ocorrência e estarem associadas a períodos de retorno elevados, destacando-se na análise do comportamento estrutural de barragens as acções sísmicas.

Nas últimas décadas a ideia de que a acção sísmica em barragens, quando da avaliação da segurança, poderia ser negligenciada em zonas vastas do planeta deixou de ter validade, passando esta acção a ser considerada como das mais importantes nos estudos de segurança para cenários de rotura.

Os novos desenvolvimentos na abordagem dos efeitos das acções sísmicas, a disponibilidade de registos desses eventos e a relativa facilidade de emprego de meios de cálculo e modelos numéricos eficientes, particularmente os baseados no método de elementos finitos, permite que os técnicos e projectistas de barragens possam realizar estudos adequados de modo a garantir a segurança dessas estruturas e, consequentemente, das populações e bens que estão sob a sua influência directa.

Assim, verifica-se que a segurança sísmica de barragens é uma matéria que tem interessado diversas áreas da geologia e da engenharia, e sido objecto recente de numerosos estudos e trabalhos de investigação, sendo uma preocupação constante, tanto no planeamento de novas barragens, como na avaliação das barragens existentes, principalmente as que foram construídas no último século e que apresentam dimensões significativas.

Dos motivos fundamentais para este interesse crescente destacam-se, entre outras, as seguintes áreas de estudo:

- O incremento necessário na análise relativamente ao complexo fenómeno físico associado à ocorrência de sismos e avaliação da sua influência nas estruturas de retenção de albufeiras, nomeadamente as que usam a tecnologia de construção em betão compactado com cilindro;
- A limitação do risco de rotura associado a estas grandes estruturas, cuja ocorrência teria graves consequências económicas e, principalmente, de perdas de vidas humanas para áreas cada vez mais urbanizadas a jusante e que estão sob a influência destas estruturas;
- A disponibilização de metodologias de análise estrutural de barragens adequada, e de complexidade conveniente, para a realização dos estudos de projecto e verificação da segurança dessas obras.

Observa-se também que, para alguns casos, as conclusões de estudos de comportamento à acção dos sismos para as barragens existentes poderão exigir a realização de obras de reforço estrutural, sendo este aspecto mais pungente à medida que as obras envelhecem, com a consequente minoração das características resistentes dos materiais consideradas no projecto, e critérios de segurança que se modificam e se tornam mais exigentes pelo evoluir da regulamentação.

Perante os diversos cenários, é então necessário demonstrar que as obras a construir e as existentes, têm um comportamento estrutural adequado e dentro de margens de segurança aceitáveis. Quando tal não se verificar dever-se-ão estabelecer medidas para minimizar os riscos associados a eventuais comportamentos estruturais cujas consequências são inadmissíveis.

Os métodos de análise para avaliação do comportamento de uma estrutura assentam no conhecimento do valor das acções, em que a acção sísmica é geralmente representada por acelerogramas, espectros de resposta ou de potência e valores de aceleração máxima para uma determinada região, propriedades dos materiais e modelos de simulação do comportamento adequados.

Até à presente data não se registou qualquer rotura catastrófica de barragens de betão como resultado da actuação de um sismo. Com efeito, os únicos casos em que ocorreram colapsos globais catastróficos em estruturas de barragens de betão foram motivados por roturas que tiveram origem no inadequado comportamento do maciço de fundação dessas estruturas, e não em acções acidentais extremas que sobre elas actuaram (NRC, 1991).

Apesar do cenário observado até à época presente não ser gravoso, em termos de eventos sísmicos catastróficos, a ocorrência de roturas localizadas em algumas barragens, que não corresponderam no entanto a roturas globais, já foi registada em diversos casos. Essas roturas caracterizadas principalmente pelo aparecimento de fissuração intensa, obrigaram em alguns casos à realização de obras de reabilitação significativas. Como casos mais significativos citam-se os casos das barragens de Hsinfenkiang em 1962 na China (barragem gravidade de betão com altura de 105m), barragem de Koyna em 1967 na

Índia (barragem gravidade de betão com altura de 103m) e barragem de Sefid Rud em 1990 no Irão (barragem gravidade de betão com altura de 106m) (Wieland, Martin, 2003)).

Nestes casos não houve a libertação repentina da albufeira, pelo que não ocorreram danos a jusante devidos à onda de cheia, que se poderiam ter formado no caso de ocorrer uma rotura global. Apesar destes casos poderem fazer pensar que as barragens não apresentam problemas de maior quando da actuação das acções sísmicas, tal facto não deve ser entendido como garantido e seguro, uma vez que nunca se verificou a ocorrência de sismos máximos de projecto de elevada magnitude e em situações em que as respectivas albufeiras estejam na cota do nível de pleno armazenamento.

Por estas razões é essencial que nos novos projectos, e para as barragens existentes, seja determinado se o seu comportamento estrutural e a sua segurança global, face aos principais mecanismos de rotura motivados pela acção dos sismos, especialmente para os sismos correspondentes ao sismo máximo de projecto.

Usualmente a resposta estrutural de uma barragem é inicialmente calculada assumindo que esta é um sistema com comportamento linear, ou seja os deslocamentos e as tensões são proporcionais à excitação sísmica. Numa fase posterior da análise poderá ser necessário investigar mecanismos de comportamento não linear que consideram a existência de diversos tipos de roturas, como por exemplo o derrube, o deslizamento, o corte em secções e a formação de fissuração intensa, que obrigam à realização de análises admitindo comportamentos não lineares.

Por fim, assinala-se que o comportamento dinâmico de barragens sob a acção de sismos severos não é conhecido pelo que a instalação de sismógrafos e a realização de ensaios de vibração pode melhorar significativamente o conhecimento desse comportamento. Verifica-se também que, com vista a garantir a segurança e avaliar de uma forma rápida o risco associado a grandes aproveitamentos hidroeléctricos, os sistemas de monitorização sísmica serão cada vez mais empregues nestas obras e a custos cada vez mais reduzidos. Assim, nesta tese, apresenta-se também os principais aspectos relativos à observação sísmica de barragens.

1.2 - OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Das questões relacionadas com o projecto de barragens, a avaliação da segurança estrutural constitui uma das que maior preocupação suscita aos projectistas. A análise sísmica de barragens de betão, tanto as de betão convencional vibrado (BCV) como as de betão compactado com cilindro (BCC), como ainda as barragens antigas nestes materiais e as construídas em alvenaria, que constituem um tipo de obras antigas em grande número que ainda se encontram em exploração, assume especial importância.

Com a presente dissertação pretende-se contribuir para o desenvolvimento e aplicação de metodologias de análise estruturadas, esperando-se que a existência deste documento possa ser útil para os trabalhos que venham a ser desenvolvidos nesta área.

Tem-se, assim, como principal propósito da presente dissertação, apresentar procedimentos e metodologias de análise de comportamento à acção sísmica e recomendações para o projecto de novas barragens, principalmente as do tipo gravidade construídas em betão convencional vibrado (BCV) e especialmente as construídas em betão compactado com cilindro (BCC).

Complementarmente, e a partir das metodologias expostas, espera-se que seja também possível efectuar a avaliação da segurança das barragens existentes quando sujeitas à acção dos sismos, tanto para as obras construídas nas décadas mais recentes como para as mais antigas, e determinar, para estas últimas, a eventual necessidade de modificações que visem o seu reforço estrutural.

Neste trabalho apresenta-se a formulação teórica de alguns dos principais métodos de análise. Nem todos os métodos disponíveis foram considerados, contudo apresentam-se algumas considerações que permitem encaminhar para o seu estudo mais desenvolvido.

Por conseguinte este trabalho pretende, também, dar uma contribuição para harmonizar as metodologias usualmente adoptadas e estabelecer procedimentos de análise de barragens gravidade de betão ou de alvenaria, quando submetidas à acção sísmica.

A maior parte dos conceitos e métodos aqui apresentados aplicam-se, não só a barragens de betão, mas a muitos outros tipos de estruturas de engenharia civil que desempenham as mesmas funções de retenção de água, como por exemplo as estruturas de torres de tomadas de água e reservatórios, estruturas portuárias diversas, canais de navegação e em geral estruturas de suporte submersas.

Realça-se que a previsão do comportamento de barragens de betão à acção de sismos é uma das tarefas da análise estrutural que maiores desafios coloca. Para se conseguir esse objectivo é possível recorrer a diversos métodos de análise, com diferentes graus de dificuldade e exigência crescentes.

Associado a uma maior exigência matemática dos métodos corresponde, geralmente, uma melhor representação do fenómeno sísmico sobre as estruturas. No entanto, alguns métodos, com elevado grau de especialização e dificuldade na sua utilização, não são geralmente empregues, devido, principalmente, à dificuldade na obtenção da informação necessária para realizar os estudos, nomeadamente informação de base sobre o comportamento dos materiais, representação das acções, e ao tempo disponível para a sua aplicação face à actual dinâmica de elaboração das diversas componentes de projecto, que podem ser prejudicadas pela indisponibilidade de tempo necessário à realização de estudos completos.

Referem-se algumas das dificuldades que podem ocorrer na análise de barragens à acção dos sismos (NRC, 1991):

- As barragens são estruturas que se destinam à retenção de água e, na sua maioria, possuem formas elaboradas e de interligação à fundação complexas, por vezes desconhecida, que são motivadas pela geometria das estruturas e pela topografia dos locais;
- A resposta estrutural de uma barragem é muito influenciada pela presença da massa de água da albufeira que interage sobre o paramento de montante e pelas propriedades dos materiais do maciço de fundação e do corpo da barragem, devendo-se considerar na análise as características de diaclasamento e de heterogeneidade que possam estar presentes;
- A resposta de uma estrutura pode ser afectada pelas características específicas da acção sísmica, intensidade e frequências, ao longo das diferentes zonas fronteira entre a barragem e a sua fundação, nomeadamente nas margens e na zona do vale;
- Verifica-se existir lacunas de informação em vastas áreas do conhecimento necessárias à realização dos estudos, como é o caso da caracterização das propriedades dinâmicas dos materiais da barragem e da sua fundação, na caracterização da acção sísmica em termos dos seus valores numéricos e na sua variação espacial, em especial para os sismos com elevado período de retorno associados a cenários de rotura;
- Por último, acresce ainda as diferentes metodologias e hipóteses de cálculo na justificação da estabilidade e avaliação do comportamento das barragens gravidade, que se verifica existir em diversos projectos e a dificuldade na obtenção de bibliografia sobre estas matérias.

Com base em publicações recentes, pretende-se também apresentar uma formulação e um conjunto de recomendações para a avaliação das acções e combinação de acções que esteja em harmonia e se aproxime à metodologia utilizada nos Eurocódigos, documentos que constituem actualmente um referencial no projecto de estruturas de engenharia civil.

A presente dissertação resulta de um trabalho de estudo e análise intensa de um conjunto alargado de documentos, constituído por artigos técnicos publicados em congressos, diversas publicações em livro, regulamentos, manuais de práticas de projecto, entre outros, e que são na sua grande parte referenciados na bibliografia referida.

1.3 - ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

A presente dissertação está organizada em onze capítulos, em que o primeiro é constituído pela introdução ao trabalho realizado. Os capítulos seguintes são em seguida resumidos.

No **capítulo 2** é apresentada uma panorâmica geral da evolução histórica da construção de barragens, são apresentadas as principais formas estruturais que estas importantes estruturas podem assumir, as principais funções e impactos no meio ambiente e na actividade humana. São posteriormente referidas as principais características das barragens gravidade de betão, em especial as executadas com betão compactado a cilindro (BCC), e apresentadas diversas estatísticas sobre a realização destas obras.

O **capítulo 3** aborda os principais aspectos referentes à sismologia, ciência que se ocupa do estudo da composição, estrutura e comportamento da terra, nos mecanismos que originam a ocorrência dos fenómenos sísmicos e sua propagação através das ondas pela crusta terrestre e que permitem enquadrar e compreender os objectivos e diversos assuntos abordados na dissertação. São referidos os principais aspectos de formação dos mecanismos que originam os sismos e as formas de propagação dos diversos tipos de ondas que lhe estão associados. É caracterizada, de forma breve, a sismicidade e risco sísmico que se regista em Portugal, e são abordadas as metodologias com vista à quantificação da acção sísmica para os diversos sismos a considerar em projecto.

No **capítulo 4** é apresentada uma síntese da legislação e principais normas e manuais aplicadas ao dimensionamento e análise estrutural de barragens.

No **capítulo 5** é apresentada uma síntese, apoiada em diversa bibliografia, de casos de barragens que foram sujeitas a acções sísmicas importantes, fazendo-se referência aos principais danos que foram observados e as medidas que foram implementadas para reforço dessas estruturas. Incluído neste capítulo apresentam-se alguns princípios orientadores e justifica-se a necessidade do desenvolvimento de estudos e análises sísmicas para as barragens existentes.

O **capítulo 6** diz respeito à caracterização das propriedades dos materiais constituintes da fundação das estruturas e caracterização das acções actuantes durante as diversas fases de vida das obras. Estas actividades são fundamentais e delas dependem, em absoluto, todas as análises estruturais e avaliações da segurança de uma estrutura. Para as propriedades dos materiais são indicados genericamente os trabalhos a realizar em campo e em laboratório, e para cada tipo de acção apresenta-se a sua descrição e metodologias que permitem a sua caracterização. Para as barragens gravidade de betão indicam-se as principais combinações de acções a ter em conta nas análises estruturais.

No **capítulo 7** apresentam-se as metodologias para a análise e avaliação, no domínio linear, do comportamento sísmico de barragens, com especial incidência nas barragens gravidade de betão. Começa-se por apresentar um conjunto de conceitos gerais de análise dinâmica de estruturas e formulação das equações de equilíbrio dinâmico de sistemas estruturais e apresenta-se de forma detalhada os principais métodos de análise estrutural, desde os modelos simplificados até aos modelos de maior exigência de cálculo. No âmbito desta tese foram escolhidas algumas metodologias que pretendem apresentar o processo evolutivo que envolve a análise estrutural e a avaliação da segurança de uma barragem gravidade de betão. Assim, foram escolhidos os seguintes métodos: i) análise simplificada de tensões e da estabilidade global (métodos por coeficientes sísmicos ou pseudo-estáticos); ii) análise modal por espectros de resposta e iii) análise linear no domínio do tempo.

No **capítulo 8** apresentam-se os principais mecanismos de rotura de uma barragem gravidade de betão associados à acção sísmica e os problemas da estabilidade ao deslizamento, derrube e critérios para avaliação do dano nas combinações associadas à acção sísmica e que se enquadram nos estados limites últimos, sendo este capítulo o único onde se aborda o comportamento não linear destas estruturas.

O **capítulo 9** destina-se à aplicação das metodologias apresentadas a uma barragem gravidade tipo em betão compactado a cilindro (BCC). São aplicadas e apresentadas, resumidamente, as análise correspondentes aos métodos expostos e procede-se à comparação dos resultados obtidos.

No **capítulo 10** apresenta-se os princípios gerais relativos à observação do comportamento sísmico de barragens, com especial atenção para a observação da sismicidade induzida pela criação de grandes albufeiras, caracterização da acção sísmica na fundação de barragens e sistemas para a observação do seu comportamento, apresentando-se alguns exemplos relevantes de obras que foram instrumentadas com dispositivos para observação sísmica.

Finalmente, no **capítulo 11,** é apresentada uma síntese do trabalho realizado, salientando-se as conclusões mais importantes e sugerindo-se desenvolvimentos e caminhos de investigação futuros, destinados a dar continuidade ao trabalho apresentado nesta dissertação.

A presente dissertação apresenta ainda, na sua parte inicial, um glossário, com a definição dos principais termos usualmente empregues em engenharia sísmica.

2 - EVOLUÇÃO HISTÓRICA, CARACTERÍSTICAS E ASPECTOS CONSTRUTIVOS DAS BARRAGENS

"Para compreender uma ciência é necessário conhecer a sua história."
Auguste Comte, (1798-1857)

2.1 - ASPECTOS GERAIS

Desde os tempos mais remotos que a humanidade tem procurado aproveitar os recursos naturais de modo a poder desenvolver as actividades que garantam a sua sobrevivência e bem-estar. Um dos recursos mais importantes é, sem dúvida, o relacionado com a utilização e disponibilidade de água, cuja utilidade se reflecte em diversas áreas essenciais como por exemplo o seu uso para fins agrícolas, abastecimento de água e a produção de energia.

A realização de obras de engenharia nos cursos de água permite, ainda, outros benefícios, tais como a protecção de populações e bens económicos por via da regularização de caudais dos rios em épocas de cheia.

Diques e barragens são estruturas que têm funções de retenção de água e que podem ser realizadas em diversos materiais, nomeadamente o betão, alvenaria, materiais soltos, madeira, superfícies metálicas ou por combinações desses materiais. A construção destas estruturas pode ter diversas finalidades e possibilita a criação de vantagens significativas.

Do vasto conjunto de benefícios permitidos pela criação de albufeiras destacam-se os seguintes:

- Produção de energia eléctrica através do funcionamento de grupos geradores, convertendo a energia potencial da massa de água do reservatório em energia mecânica e subsequentemente em energia eléctrica para consumo doméstico e industrial, sendo este processo de produção de energia não gerador de emissões gasosas poluentes;
- Criação de reservas de água para consumo pelas populações em grandes cidades e pequenas povoações, ou para usos industriais;
- Disponibilização de água armazenada para irrigação de solos agrícolas em períodos de fraca pluviosidade;
- Existência de água para combate a incêndios;
- Possibilitam o meio mais efectivo para controlo de cheias, quando os reservatórios apresentam capacidade disponível para encaixe de parte significativa do aumento brusco do caudal dos rios devido a chuvas intensas, que é posteriormente libertado de forma gradual minorando danos e inundações a jusante;
- Possibilitam a navegabilidade em grandes rios, através de criação de canais de navegação nas albufeiras, permitindo melhorar o potencial económico das regiões;
- Desvio de grandes volumes de água do curso primitivo dos rios para abastecimento de regiões deficitárias em recursos hídricos, constituindo transvases entre bacias hidrográficas;
- Criação de espelhos de água para a promoção de actividades turísticas e recreativas.

Os aspectos anteriores motivaram, desde os tempos mais remotos da nossa civilização, a construção de obras hidráulicas principalmente canais, pequenos diques e barragens, para aproveitamento deste recurso.

Alguns dos benefícios enumerados poderão coexistir em simultâneo, sendo alguns deles preponderantes sobre outros. Na gestão das diversas funções associadas a estas obras hidráulicas procura-se optimizar o

conjunto das diversas componentes, tendo em conta o grau de importância relativa de cada tipo de utilização de água. Por exemplo, para as funções de irrigação, produção de energia eléctrica, controlo de cheias e actividades recreativas a exploração das albufeira deve ser compatibilizada consoante a época sazonal, devendo a entidade que gere a albufeira conseguir uma optimização dos recursos criados por estas estruturas.

Para a classificação das barragens podem ser adoptadas diversas metodologias tendo em conta critérios tais como a sua altura, funções que desempenha, tipo e forma estrutural, materiais usados na sua construção e avaliação de riscos potenciais a jusante.

De acordo com a legislação Portuguesa vigente (RSB, 2007) estas estruturas podem ser classificadas como pequenas ou grandes barragens. As grandes barragens são definidas como as que possuem alturas iguais ou superiores a 15 m, sendo este valor medido desde a cota mais baixa da superfície geral das fundações até à cota do coroamento, ou que tenham altura igual ou superior a 10 m e cuja albufeira tenha a capacidade de armazenamento superior a 1 hm^3, ou que tenham altura inferior a 15 m mas que apresente a albufeira com capacidade superior a 100 000 m^3. As pequenas barragens visam principalmente fornecer água para irrigação a pequenas explorações agrícolas. As grandes barragens visam principalmente o abastecimento de água e a produção de energia.

Actualmente estima-se que existam mais de 500 000 barragens em todo o mundo. A maioria dessas estruturas são pequenas barragens, com alturas não superiores a 3 m, mas cerca de 47 000 são grandes barragens (Londe, Pierre, 1999).

Assinala-se que, para além das referidas barragens de armazenamento de água, que são o objecto desta dissertação, também existem barragens para armazenamento de resíduos de origem industrial e mineral, assim como as estruturas designadas por ensecadeiras que permitem a realização de trabalhos a seco no leito dos rios.

2.2 - BREVE EVOLUÇÃO HISTÓRICA

As barragens foram provavelmente das primeiras grandes estruturas construídas pela humanidade. As reservas de água por estas criadas têm permitido melhorar as condições de vida de diversas civilizações ao longo dos últimos 5000 anos, muitas vezes situadas em climas adversos, proporcionando água para fins agrícolas e para abastecimento de água a populações.

As primeiras construções deste tipo terão sido de pequena dimensão, construídas com base na experiência adquirida por tentativa e erro, e os materiais empregues na sua construção terão sido terras, alvenarias e blocos de rocha arrumada, tipo enrocamento. Com o aumento da capacidade técnica, das carências de reservas de água, essas construções foram aumentando de tamanho e consequentemente de complexidade construtiva, aumentando também os riscos associados à presença dessas estruturas.

As barragens mais antigas de que se tem conhecimento datam de há cerca de 5000 anos, foram edificadas em áreas inóspitas do Médio Oriente e na Índia e destinavam-se principalmente a armazenar água para fins agrícolas.

Na sua construção foram utilizados os materiais e meios disponíveis, principalmente terras e blocos de alvenaria, e a sua resistência era assegurada essencialmente pelo peso dos materiais (Sudakov, V. B., 1996).

As primeiras construções executadas por civilizações que viveram à milhares de anos, terão sido barragens do tipo aterro gravidade, em pedra e terras, verificando-se, através de trabalhos arqueológicos, que essas foram edificadas sem qualquer ligante, o que obrigava a que as suas dimensões possuíssem uma base com um desenvolvimento que podia ter quatro vezes a altura da barragem. Com o passar dos séculos passaram a utilizar-se vários tipos de ligante nas alvenarias, aumentando, assim, a estabilidade e a estanquidade, permitindo adoptar menores inclinações nos paramentos e realizar estas estruturas com maiores alturas (USBR, 1987).

As primeiras barragens com perfil gravidade datam, assim, dos tempos mais remotos, havendo realizações antigas que são exemplos notáveis de obras de engenharia estrutural e hidráulica. Por cerca de 700 A.C., na Assíria, o rei *Sennacherib* promoveu a construção de uma série de pequenas barragens para abastecimento de água à região do Nineveh, onde actualmente são ainda visíveis vestígios dessas construções. A construção destas barragens foi realizada em pedra calcária e arenito. O paramento de montante era vertical e o de jusante era realizado em degraus, constituindo um perfil gravidade tipo, semelhante aos que actualmente são realizados.

A barragem de terras de Marib, designada pelos árabes por barragem de Sudd al-Arim, foi construída no actual lémem por cerca do ano 500 A.C. no rio Danah, e atingiu, depois de alguns alteamentos, uma altura significativa de 35 m e um comprimento de 720 m. Disponha de dois descarregadores de cheias em perfil gravidade na margem direita, que constitui o único vestígio desta obra que permaneceu até a actualidade (Figura 2-1). Esta barragem manteve-se em exploração por cerca de 1000 anos e a albufeira criada permitia a irrigação do vale agrícola por um sistema de canais que se distribuíam numa área de 1000 km^2.



Figura 2-1 – Vista do local da barragem de Marib no lémem, com pormenor da zona dos descarregadores e do vale a jusante (NABATAEAN, 2007).

A civilização romana clássica realizou progressos notáveis na construção destas obras hidráulicas através da introdução de ligantes pozolânicos nos espaços das alvenarias, sendo o percursor do actual material betão simples. Muitas dessas barragens romanas mantêm-se ainda em funcionamento em diversos países do Mediterrâneo, como por exemplo na Espanha, Líbano e Líbia. A maior barragem romana foi construída no ano 50 D.C. pelo imperador Nero e era do tipo gravidade. Situava-se perto da vila de Subiaco na Itália e tinha 40 m de altura, constituindo um recorde durante 1250 anos, até ao ano de 1305 D.C. em que ruiu (SimsCience, 2006).

Algumas obras romanas apresentavam um conhecimento técnico muito evoluído, como é possível constatar por exemplo na barragem de Proserpina construída no séc. II da nossa era, situada perto da cidade de Mérida em Espanha, e que possui as dimensões impressionantes de 19 m de altura máxima e 427 m de desenvolvimento (Figura 2-2). O núcleo desta barragem é construído por um betão pozolânico e os paramentos de montante e de jusante são formados por blocos de granito.

Esta barragem apresenta um pormenor interessante que são estruturas de pequenos contrafortes em alvenaria contíguos ao paramento de montante. Dispõe também de um descarregador de cheias de grande dimensão, o que atesta a compreensão pelos construtores romanos da vulnerabilidade destas

estruturas às grandes cheias (Jansen, 1980). Assinala-se que, após algumas reparações efectuadas em meados do século XX, esta barragem continua ainda em exploração.

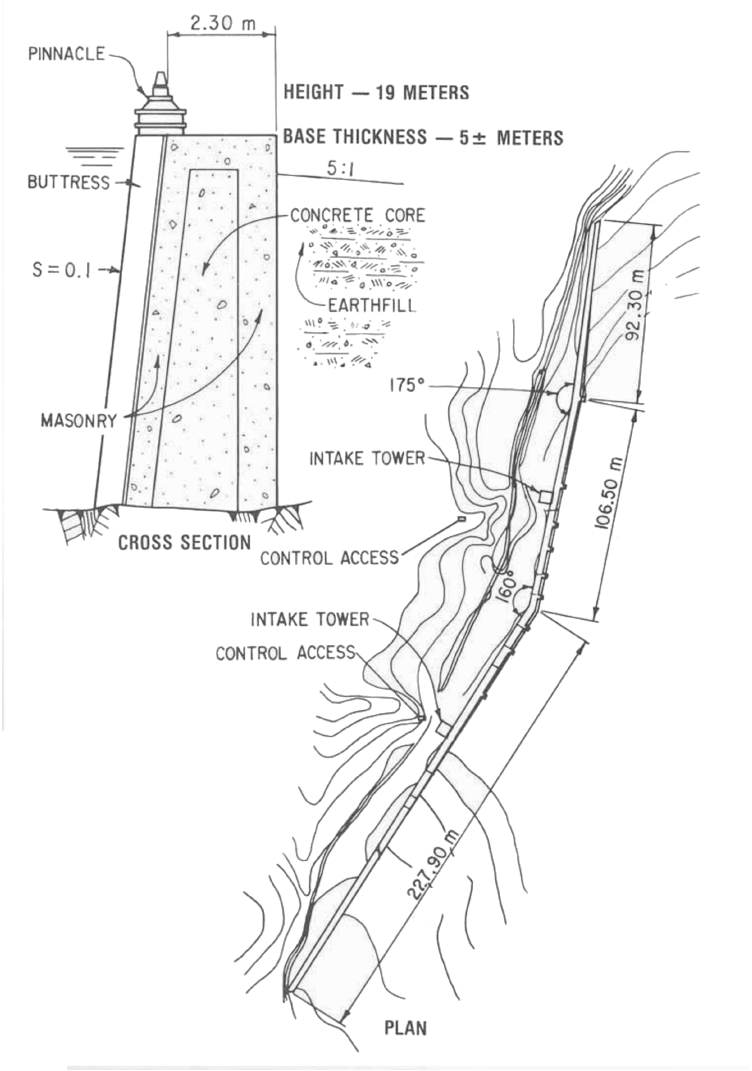


Figura 2-2 – Planta e corte da barragem romana de Proserpina, Espanha (Jansen, 1980).

Depois dos romanos e até cerca do século XIX este tipo de construções verificou apenas, tanto no projecto como na construção, pequenos progressos.

As primeiras barragens gravidade com perfil triangular, próximo do que é actualmente adoptado, foram construídas em 1765 e 1800, no México, por engenheiros espanhóis, desconhecendo-se contudo quaisquer métodos analíticos que tenham sido usados no seu dimensionamento. Esta forma estrutural viria a ser desenvolvida mais tarde em França (Jansen, 1980).

Para as obras antigas o único método para validar a funcionalidade das construções era o teste à escala real. Os seus construtores não dispunham de métodos analíticos que lhes permitissem obter as condições de estabilidade destas estruturas, guiando-se então apenas pela intuição e experiência.

Os primeiros estudos analíticos de projecto de barragens gravidade foram realizados pelo engenheiro francês J. Augustin Tortene de Sazilly (1812-1852), que usou a teoria da resistência dos materiais

desenvolvida para as vigas proposta por Navier, mostrando em 1850 que a forma mais vantajosa para esta barragens era a de um perfil triangular com paramento de montante vertical (Sudakov, V. B., 1996).

Cinco anos depois, Emile Delocre (1828–1908) projectou a barragem de Furens em França, a qual possui 50 m de altura máxima e coroamento com desenvolvimento de 100 m. Esta barragem dispõe de um traçado com ligeira curvatura em planta de 252,5m de raio. As forças resultantes e as tensões foram determinadas através de um método que não difere significativamente do utilizado presentemente em análises preliminares (Londe, Pierre, 1999).

É curioso verificar que os elementos de projecto apresentados, que estão reproduzidos na Figura 2-3, incluem o diagrama das resultantes das forças e valores das tensões devidas à pressão hidrostática e ao peso próprio da barragem.

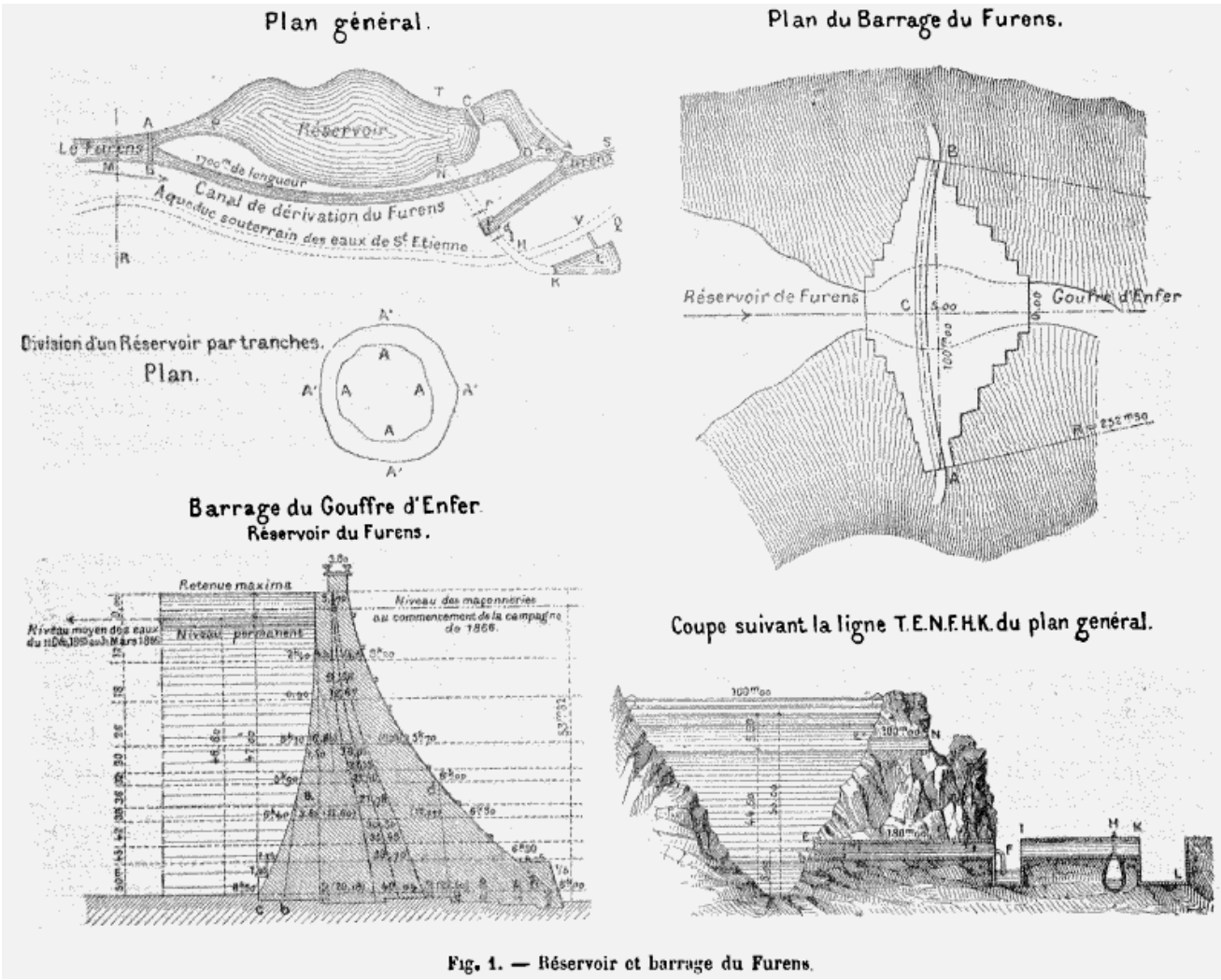


Figura 2-3 – Desenhos de projecto da barragem de Furens (CNUM, 2007).

Mais recentemente, as barragens em betão ciclópico, formado por grandes blocos de rocha ligados por uma argamassa, foram as percursoras das actuais grandes barragens em betão convencional (USBR, 1987).

O uso do betão na construção de barragens foi usado pela primeira vez na barragem gravidade de Boyds Corner, concluída em 1872 no estado de New York, nos Estados Unidos. Em 1890 foi concluída a

barragem de Lower Crystal Springs na Califórnia (Figura 5-16), a qual foi a primeira barragem em que a relação água cimento foi controlada, referindo-se que o cimento para a construção da barragem foi totalmente importado de Inglaterra.

Uma obra que constitui um marco assinalável na história da construção de grandes barragens foi a execução, entre os anos de 1931 a 1936, no rio Colorado, nos Estados Unidos da América, da barragem do tipo arco gravidade de Hoover, projectada pelo US Bureau of Reclamation (Figura 2-4).



Figura 2-4 – Vista geral da barragem de Hoover (Wikipedia, 2007).

Esta imponente barragem era, na época da sua execução, 60% mais alta e 2,5 vezes maior em volume de betão do que qualquer outra barragem até então construída. Possui de desenvolvimento 379,2 m, altura máxima de 221,4 m e tem uma espessura que varia de 13,7 m no coroamento e 201 m na base. Exigiu para a sua construção um volume de betão de $3{,}3 \times 10^6$ m^3 e permitiu criar uma albufeira com 38 550×10^6 m^3 de volume. A construção desta importante obra empregou cerca de 5000 homens que durante dois anos com ritmos de colocação de betão que atingiram 8 000 m^3 por dia (Jansen, Robert B., 1980). Na sua execução foram empregues metodologias e formas estruturais que actualmente são adoptadas na construção das grandes barragens de betão.

A barragem de betão de maior altura do mundo é a barragem do tipo gravidade de Grand Dixence (Figura 2-5) que se situa no vale de Hérémence, nos Alpes Suíços, e foi construída entre 1951 e 1962 (Herzog, Max, 1999). Esta obra possui 285 m de altura máxima acima da fundação, uma espessura máxima de 201,2 m na base e um desenvolvimento do coroamento de 695 m, para a sua construção foi empregue um volume de 60×10^6 m^3 de betão. A barragem cria um reservatório com um volume de 400×10^6 m^3 e 5 km de extensão e permite produzir energia hidroeléctrica em cerca de 58% do total a energia produzida na Suíça, representando um dos aproveitamentos de recursos naturais mais importante deste país.

De acordo com o ICOLD (International Commission on Large Dams) e WCD (World Commission on Dams) existem mais de 47 000 grandes barragens. No Quadro 2-1 indica-se a distribuição dessas obras, por regiões geográficas, observando-se que a maioria foi construída na Ásia.

As estatísticas do ICOLD relativas às grandes barragens, actualizadas até 1998, definidas por terem uma altura superior a 15m, indicam que existem no mundo cerca de 4 600 grandes barragens do tipo gravidade em exploração (Londe, Pierre, 1999). Este número representa cerca de 10 % do total de

grandes barragens construídas, incluindo-se nesta percentagem mais de 25 % do total de barragens com mais de 30 m de altura (Quadro 2-2).

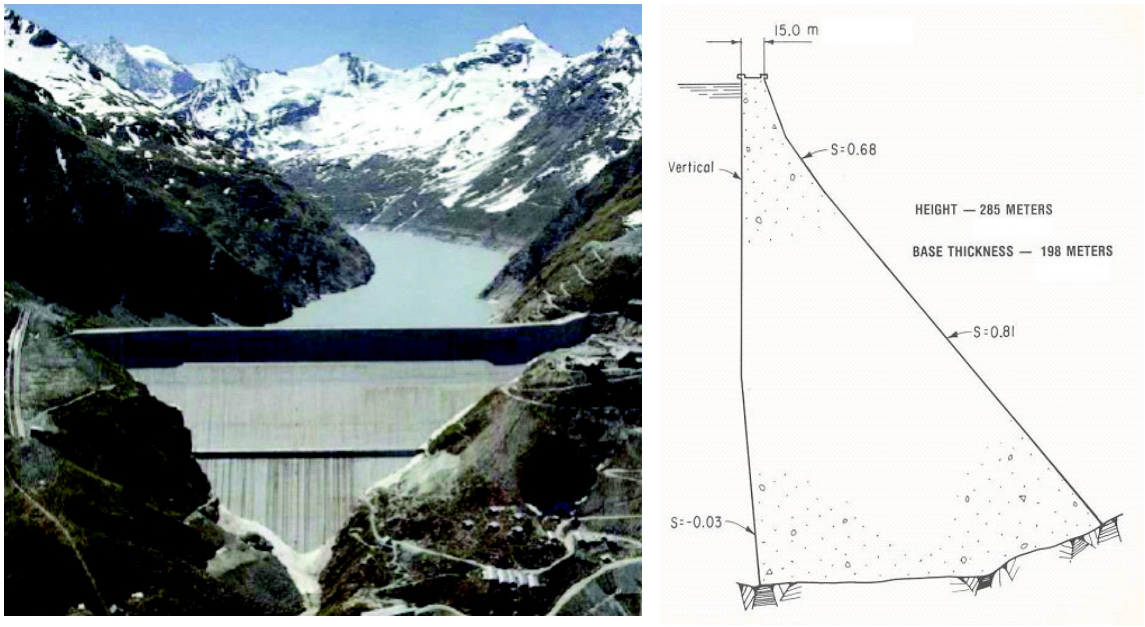


Figura 2-5– Vista e corte transversal da barragem de Grand Dixence (Jansen, Robert B., 1980).

A maioria das barragens gravidade são em betão e cerca de 1000 dessas foram executadas em alvenaria. Dessas, 750 foram construídas antes de 1930 (Londe, Pierre, 1999).

Quadro 2-1 – Distribuição das grandes barragens nos diversos continentes.

Região	**Número de barragens construídas**
África	1 269
América do Norte e Central	8 010
América do Sul	979
Ásia	31 340
Ásia Austral	577
Europa ocidental	4 277
Europa oriental	1 203
Total	**47 655**

Quadro 2-2 – Estatística das grandes barragens do tipo gravidade.

Altura das barragens	**Barragens construídas antes de 1930**	**Barragens construídas até 1998**
> 15 m – 30 m	400	2400
30 m – 60 m	350	1600
60 m – 100 m	---	500
> 100 m	---	100

A tendência nos últimos 20 anos do desenvolvimento da tecnologia de construção de barragens em betão compactado com cilindro (BCC) possibilitou que este tipo de obras tivesse um novo incremento, motivado pela redução de custos e redução de prazos de execução, tendo-se construído até ao

presente cerca de 200 barragens em BCC, algumas com alturas muito elevadas, que atingiram por vezes a ordem de grandeza de 200 m.

As dimensões e importância que as barragens do tipo gravidade assume fazem com que a sua segurança constitua uma preocupação crescente, tanto para os técnicos ligados à concepção e construção, como para as entidades responsáveis pela exploração das barragens, devido ao risco potencial, em termos de vidas humanas e perdas económicas, de uma eventual rotura ou acidente grave.

Esta preocupação estende-se também às diversas entidades responsáveis pela protecção civil, devendo os estudos necessários estar disponíveis para avaliação das condições de segurança das obras.

Em Portugal verifica-se que foi construído um número significativo de grandes barragens. Da Figura 2-6, onde se ilustra a distribuição percentual dos seus tipos estruturais, constata-se que as barragens gravidade prevalecem no conjunto das barragens em betão.

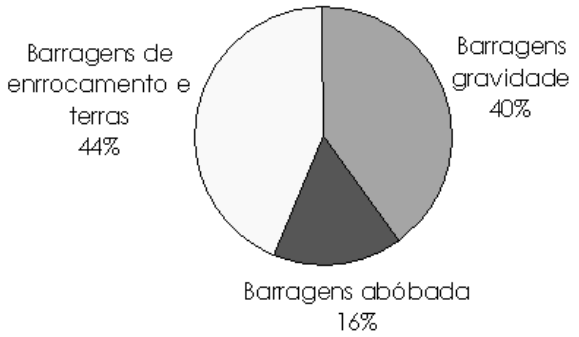


Figura 2-6 – Percentagem por tipo estrutural das grandes barragens construídas em Portugal (CIGB/ICOLD, 1992).

2.3 - CLASSIFICAÇÃO DAS BARRAGENS E PRINCIPAIS FORMAS ESTRUTURAIS

As barragens podem ser classificadas segundo vários critérios, nomeadamente quanto às suas dimensões, finalidade, capacidade de armazenamento, materiais utilizados na sua construção e forma estrutural. De acordo com a Comissão Internacional das Grandes Barragens (CIGB/ICOLD), as barragens podem ser classificadas, em três tipos, nomeadamente em pequenas barragens, grandes barragens e barragens principais, tendo em conta a sua altura e volume de água armazenado (CIGB/ICOLD, 1989).

Nesta classificação, semelhante à adoptada na regulamentação portuguesa, uma grande barragem é uma estrutura que possui uma altura superior a 15 m, medida desde a cota mais baixa da fundação até ao coroamento. As barragens com uma altura situada entre 5 a 15 m são também classificadas com grandes barragens desde que o seu reservatório permita armazenar um volume de água superior a 3 milhões de metros cúbicos. Do conjunto das grandes barragens distinguem-se aquelas que têm uma altura superior a 150 metros, que se designam por barragens principais.

Quanto à sua finalidade as albufeiras criadas pelas barragens podem visar o abastecimento de água a populações, a irrigação agrícola, a produção de energia eléctrica, o controle de cheias, a refrigeração de centrais térmicas, possibilitar transvases entre bacias hidrográficas, a navegação e actividades recreativas. Os aproveitamentos que apresentam diversas valências são classificadas também como de fins múltiplos.

As barragens podem também ser classificadas quanto ao tipo de materiais utilizados na sua construção. Os principais materiais de construção empregues actualmente na construção de barragens são o betão convencional, o betão compactado com cilindro, alvenaria de pedra, como por exemplo granito ou xisto e materiais soltos, como por exemplo enrocamento e terras. Menos vulgares são as estruturas de retenção de água construídas em paredes de metal e, mais vulgarmente, pequenas barragens construídas em madeira.

Usualmente as barragens são classificadas pela sua forma estrutural, a qual não deixa de estar intimamente relacionada com os materiais utilizados na sua construção. Na Figura 2-7 apresentam-se esquemas dos principais tipos estruturais de barragens (Mason, P.,1997). As barragens podem ainda compreender combinações de diversos tipos estruturais.

De acordo com o tipo estrutural, as barragens de betão podem ser classificadas em:

- Barragens gravidade maciças;
- Barragens gravidade com vazamento;
- Barragens de contrafortes;
- Barragens arco–gravidade;
- Barragens abóbada, com simples ou dupla curvatura;
- Barragens de abóbadas múltiplas.

As barragens em betão podem ser construídas no designado betão convencional vibrado (BCV) e betão compactado a cilindro (BCC). As barragens de aterro, ou de materiais soltos, de acordo com o tipo de material utilizado no corpo da barragem, podem também ser subdivididas em:

- Barragens de terra (homogénea ou zonada);
- Barragens de enrocamento;
- Barragens mistas de aterro e enrocamento.

A escolha entre os diferentes tipos estruturais depende das condições dos locais e implantação da barragem, como por exemplo as características morfológicas do vale, características geológicas, hidrogeológicas e geotécnicas do maciço de fundação, os materiais disponíveis para construção, grandeza do caudal de cheia e a tecnologia de construção existente.

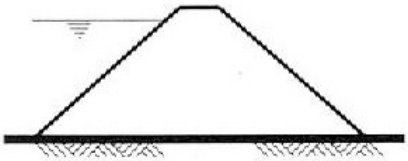
Seguidamente desenvolve-se cada um dos principais tipos de barragens, com ênfase para as barragens gravidade construídas em betão compactado a cilindro.

2.3.1 - Barragens de materiais soltos

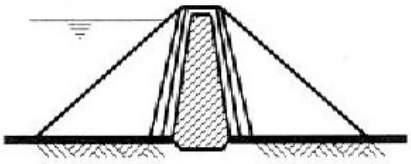
De acordo com o ICOLD (International Commission on Large Dams) uma barragem de aterro é uma estrutura de retenção de água construída a partir de materiais escavados e colocados em obra sem mistura de outros materiais artificiais. Os materiais de construção são usualmente obtidos no local da barragem ou nas suas proximidades (Figura 2-8). Este tipo de barragem é característico pelo seu maciço trapezoidal e é adequado a regiões de topografia suave e vales amplos, onde as características de resistência mecânica das fundações não são elevadas.

O sistema de construção destas barragens consiste na disposição dos materiais soltos por camadas de espessura variável e posterior compactação com equipamentos específicos.

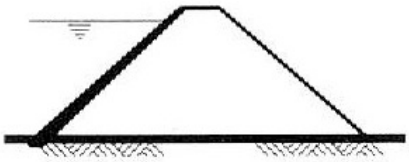
As barragens de aterro comportam-se de maneira satisfatória em praticamente todos os tipos de fundação, uma vez que as tensões transmitidas à fundação são menores que nas barragens de betão, e os assentamentos verificados durante e após a construção, podendo por vezes ser significativos, não comprometem a estabilidade da barragem, devido à apreciável adaptabilidade do material do aterro.



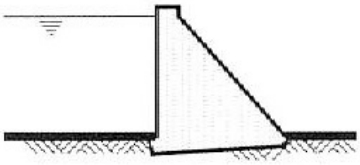
Barragem de terras homogénea



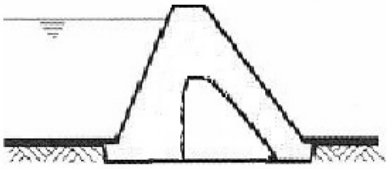
Barragem de terras ou enrocamento zonado com núcleo impermeável



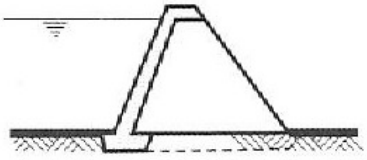
Barragem de terras ou enrocamento com impermeabilização a montante



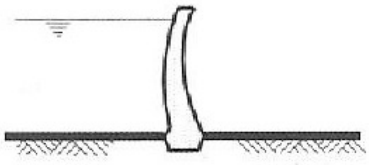
Barragem gravidade em betão ou alvenaria maciça



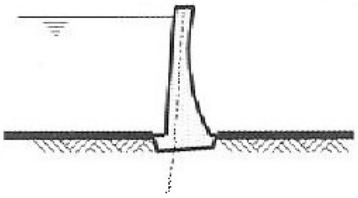
Barragem gravidade com vazamento em betão



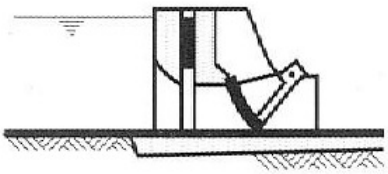
Barragem gravidade de betão com contrafortes



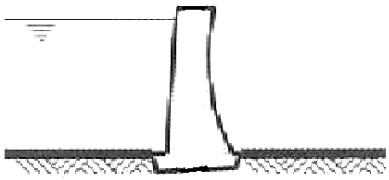
Barragem abóbada em betão



Barragem em betão com cabos de pré-esforço



Barragem gravidade em betão constituída por pilares e vãos descarregadores



Barragem arco-gravidade em betão

Figura 2-7 – Principais formas estruturais adoptados na construção de barragens (Mason, J., 1997).

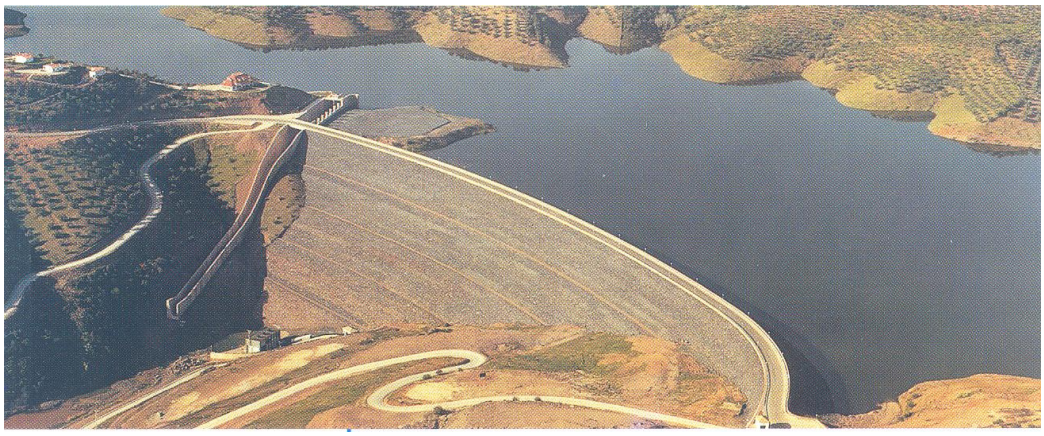


Figura 2-8 – Barragem de materiais soltos de Yeguas, no rio Yeguas, em Espanha (CEGP, 1994).

Os materiais usados na construção deste tipo de barragens são blocos de pedra solta, material designado por enrocamento, terras ou uma combinação desses materiais, não se empregando qualquer tipo de ligante na realização destas estruturas.

Devido às características anteriores, este tipo de barragens requer um elevado volume de materiais e apresentam um perfil transversal com inclinações dos paramentos muito suaves, podendo-se atingir a relação 3,5H/1,0V. A estabilidade destas obras é assegurada pelo peso da estrutura, pelo que tem um funcionamento de uma estrutura gravidade.

A impermeabilização do corpo destas barragens é conseguida através de dispositivos de impermeabilização como por exemplo lajes de betão ou asfálticas impermeáveis sobre o paramento a montante ou através de um núcleo impermeável no corpo da barragem, constituído por lajes de betão, núcleo de argila, etc.

As barragens de terra homogéneas são caracterizadas pela utilização de apenas um tipo de material no seu corpo que, geralmente, é de natureza impermeável. Para controlar a percolação através do corpo da barragem podem-se utilizar diferentes tipos de sistema de drenagem. Este tipo de barragens não é realizada em alturas significativas, sendo adequado a pequenos empreendimentos para abastecimento de água e para irrigação.

No corpo das barragens de aterro zonadas utilizam-se diferentes tipos de materiais extraídos de diferentes áreas de empréstimo. Este tipo de barragens é constituído basicamente por duas classes de materiais. Os materiais são aplicados em função do seu objectivo distinguindo-se o núcleo, que constitui o elemento que impermeabiliza a barragem e os maciços estabilizadores, que dão estabilidade à barragem, e os órgãos de drenagem constituídos por filtros e drenos.

Nas barragens de enrocamento, o elemento de impermeabilização pode ser um núcleo interno argiloso, ou o paramento de montante impermeabilizado através de geomembranas, lajes de betão, betão asfáltico, betão betuminoso ou chapa metálica.

As barragens de materiais soltos podem ainda ser do tipo barragens mistas entre terras e enrocamento, em que os materiais são usados distintamente no corpo principal e nas estruturas de fecho dos vales para as margens.

As principais acções que actuam sobre este tipo de estrutura são a pressão hidrostática sobre o paramento de montante, e eventualmente sobre o de jusante, pressões internas devidas à percolação da água da albufeira nos vazios do enrocamento ou terras, pressão de sedimentos sobre o paramento de montante, formação de ondas sobre o paramento de montante, gelo, sismos, vibrações transmitidas por máquinas, assentamentos da fundação ou da estrutura, impulsos transmitidos por outras estruturas, etc.

2.3.2 - Barragens de contrafortes

Uma barragem de contrafortes é uma estrutura do tipo gravidade aligeirada que, para além da mobilização do seu peso, aproveita a existência de contrafortes para resistir ao impulso da massa de água sobre o paramento de montante para aumentar a estabilidade da estrutura.

Estas barragens são constituídas por elementos estruturais transversais à secção do vale designados por contrafortes, que têm o objectivo de, simultaneamente, contribuir para a redução do volume de betão e diminuição das subpressões.

As formas mais comuns de barragens de contrafortes são as constituídas por lajes com alinhamento recto ou por múltiplos arcos apoiados a montante nos contrafortes e as constituídas apenas por contrafortes sendo estes formados por uma zona maciça a montante. Uma barragem de contrafortes exige menor quantidade de betão na sua construção do que nas barragens gravidade típicas, obrigando no entanto a maiores custos durante a sua construção devido às suas formas estruturais exigirem grandes áreas de cofragem e reforço com armaduras da estrutura dos contrafortes (Jansen, Robert, 1988).

Na Figura 2-9 apresenta-se o exemplo de uma barragem constituída por uma estrutura gravidade de contrafortes em betão com vazamento interior, com localização de um dos descarregadores de cheias na margem esquerda e central hidroeléctrica imediatamente a jusante (CIGB/ICOLD, 1992).



Figura 2-9 – Barragem de contrafortes de Pracana, no rio Ocreza, em Portugal.

Em termos de fundação requerem rochas muito resistentes, uma vez que as forças se concentram nos apoios (contrafortes). Geralmente são adequadas para regiões de topografia suave com vales amplos.

As principais acções que actuam sobre este tipo de estrutura são a pressão hidrostática sobre o paramento de montante, e eventualmente sobre o de jusante, pressões internas devidas à percolação da água da albufeira nos poros do betão, fissuras ou juntas, pressão de sedimentos sobre o paramento de montante, variações de temperatura, acções químicas devidas a alterações das propriedades do betão ou da água da albufeira, gelo, sismos, vibrações transmitidas por máquinas, acção das ondas sobre o paramento de montante, assentamentos da fundação ou da estrutura e impulsos transmitidos por outras estruturas.

2.3.3 - Barragens abóbada

As barragens abóbada são estruturas mais complexas do ponto de vista de projecto, análise e construção uma vez apresentam uma geometria muito variável, com curvatura em planta e em perfil, podendo-se apresentar como barragens de simples ou dupla curvatura, e são geralmente estruturas pouco espessas.

Este tipo de obras exige que os betões e a fundação apresentem elevadas resistências mecânicas e as suas formas permitem diminuir notavelmente o volume de betão usado na sua construção, quando comparadas com outros tipos estruturais de barragens como por exemplo as barragens gravidade clássicas.

As barragens abóbada podem ser construídas com alturas muito elevadas, são adequadas para regiões de topografia irregular e caracterizam-se por transmitir os esforços impostos pelas acções actuantes aos encontros por efeito de arco. Deste modo, não só necessitam de um maciço de fundação muito resistente, como também a garantia de que a orientação e resistência das descontinuidades nos encontros, seja a adequada para assegurar a estabilidade destes.

Esta forma de barragens é adequada para vale estreitos com as forma de V ou U e cujo maciço de fundação apresenta resistências mecânicas elevadas. Na Figura 2-10 apresenta-se o exemplo de uma barragem constituída por uma estrutura em abóbada de betão, com localização do descarregador de cheias sobre a barragem (SimsCience, 2006).

Quanto à espessura que apresentam, as barragens abóbada podem ser classificadas em esbeltas, pouco espessas e espessas, dependendo esta classificação do parâmetro que relaciona a espessura na base (b) e a sua altura (h), sendo:

- barragens abóbada esbeltas em que $b/h < 0,2$;
- barragens abóbada pouco espessas em que $0,2 < b/h < 0,3$;
- barragens abóbada espessas em que $b/h > 0,3$.

As barragens de abóbadas múltiplas são outro tipo de barragens que podem ser incluído nas barragens do tipo arco-abóbada uma vez que correspondem a barragens abóbada com associação de mais do que uma abóbada.

Estas barragens transmitem as acções de forma semelhante às barragens de abóbada única, apenas com a diferença que nestas existe mais do que um arco e os esforços são transmitidos à fundação geralmente por contrafortes maciços que ligam as abóbadas. As principais acções que actuam sobre este tipo de estrutura são, essencialmente, semelhantes às que foram referidas para as barragens gravidade de contrafortes, havendo, contudo, diferenças no grau de importância dessas acções no comportamento destas estruturas, como por exemplo a acção térmica ambiental.

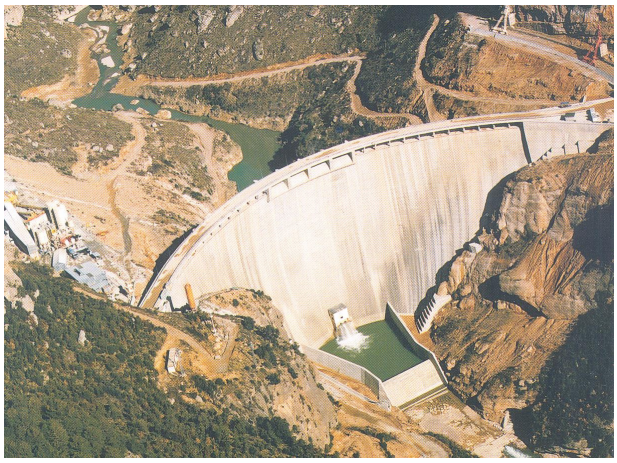


Figura 2-10 – Barragem abóbada de La LLosa del Cavall, no rio Cardener em Espanha (CEGP, 1994).

2.3.4 - Barragens gravidade

Uma barragem gravidade é essencialmente uma estrutura de betão maciça, com a forma da sua secção transversal triangular dimensionada para que o seu peso próprio permita mobilizar grande parte da resistência necessária às forças que sobre ela actuam e são adequados a regiões de topografia suave com vales largos.

Tipicamente as barragens gravidade são de eixo rectilíneo mas por vezes podem ter um desenvolvimento curvo ou poligonal em planta para se adaptarem às condições topográficas e oferecer maior estabilidade (Jansen, Robert, 1988). Devido a estas características as barragens gravidade apresentam, em geral, maiores volumes de betão em comparação com os outros tipos de barragens. Podem apresentar a forma estrutural de arco-gravidade ou de contrafortes.

A fundação necessária terá que apresentar resistência suficiente a relativa pequena profundidade. Se a fundação for adequada, e a estrutura da barragem for bem dimensionada e construída, é de esperar que esta durante a sua vida útil necessite apenas de pequenos trabalhos de manutenção para manter as suas funcionalidades (USBR, 1987).

As barragens gravidade de betão convencional são estruturas constituídas por blocos monolíticos separados por juntas de contracção transversais, com desenvolvimento em toda a secção desde a fundação até ao coroamento, e orientadas transversalmente ao eixo longitudinal da barragem. A análise estrutural é geralmente realizada por unidade de desenvolvimento da barragem, considerando-se de forma simplificada que essa unidade é estável independentemente das unidades adjacentes (USACE, 2003).

As barragens gravidade podem também ser executadas noutros materiais como por exemplo alvenaria de granito ou xisto, ligados por argamassas, geralmente de cimento. As barragens destes materiais foram construídas principalmente até às primeiras décadas do século passado, tendo este material sido substituído pelo betão.



Figura 2-11 – Barragem gravidade de Tygart, West Virginia, EUA (SimsCience, 2006).

A secção transversal de uma barragem gravidade de betão aproxima-se de um triângulo que corresponde à figura geométrica que melhor distribui os esforços transmitidos pela pressão hidrostática. Na Figura 2-12 apresenta-se um esquema com a indicação das principais designações deste tipo estrutural de barragens.

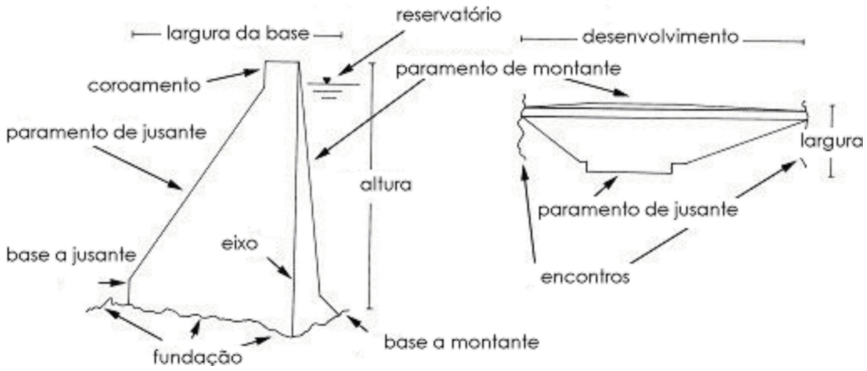


Figura 2-12 – Principais elementos e designações de uma barragem gravidade (adaptado de SimsCience, 2006).

Os materiais usados na construção destas obras envolvem desde blocos de rocha nas obras mais antigas até ao betão convencional vibrado e o betão compactado com cilindro, com o objectivo de reduzir o custo de construção destas obras, verificando-se que cada vez mais as barragens gravidade são executadas pela técnica de betão compactado a cilindro.

Na construção de barragens de betão com perfil gravidade distinguem-se dois métodos principais, consoante a metodologia empregue para betonagem da estrutura. Um método corresponde ao utilizado na construção de barragens convencionais, executadas pela aplicação de betão convencional, e o outro a barragens executadas em betão compactado a cilindro (USACE,1995).

A construção pelo primeiro método utiliza tecnologias que foram desenvolvidas e aperfeiçoadas ao longo de muitas décadas na construção da maioria das barragens existentes. A construção destas barragens caracteriza-se pelo uso de betões executados em central com composições estudadas que são colocados em obra, sendo posteriormente vibrados, e preparadas as juntas de betonagem horizontais para a camada seguinte, através de jacto de água ou de areia, sendo feita a sua cura e controlo posterior da temperatura da massa de betão.

O processo de hidratação do cimento do betão convencional limita a dimensão e frequência das camadas de betonagem e obriga a que a obra seja construída com juntas de dilatação bem definidas, que delimitam blocos distintos da barragem, de modo a evitar-se a fissuração do betão. O calor gerado pela hidratação do cimento requer um cuidadoso controlo da temperatura do betão durante a colocação e durante um período posterior. Se este aspecto não for tido em conta, devido ao calor gerado, pode resultar na instalação de elevados valores de tracções devido aos elevados gradientes entre as camadas ou devido à redução da temperatura até esta se aproximar do regime estacionário da onda térmica anual. Podem ser adoptadas medidas para se efectuar o controlo da temperatura do betão durante as betonagens tais como pré-arrefecimento do betão com gelo, arrefecimento da água e dos inertes e, após as betonagens, por sistemas de refrigeração por água.

As composições do betão são definidas de forma a se ter um baixo *slump* (medido em ensaio de abaixamento) de modo a que a composição do betão permita ganhos de economia, mantenha uma boa trabalhabilidade na colocação, não desenvolva demasiado calor durante a hidratação do cimento e tenha boas propriedades mecânicas, como por exemplo boa resistência à compressão e à tracção e seja impermeável e durável (USACE, 1995). O betão é colocado em obra em betonagens por sucessivas camadas com espessura de 1,5 m a 3 m.

Uma barragem gravidade típica em betão convencional tem um desenvolvimento que abarca dois tipos de secção consoante a função requerida, correspondentes à zona não galgável e zona galgável da barragem, sendo esta última para localização dos descarregadores de cheias. Verifica-se que a execução de barragens em betão convencional facilita a instalação de equipamentos na estrutura tais

como viadutos, condutas, galerias e órgãos descarregadores, principalmente quando são de grandes dimensões, como descarregadores de cheias e descargas de fundo.

Devido ao elevado volume de betão exigido para a construção de uma barragem gravidade é necessário haver uma central de betonagem e pedreiras para fornecimento de agregados, podendo-se nestas obras utilizar-se agregados de grandes dimensões.

As acções que actuam sobre este tipo de estrutura são as mesmas que se verificam nas barragens abóbada e gravidade de contrafortes.

As barragens de betão com a forma de arco-gravidade correspondem genericamente a barragens de betão gravidade aligeiradas e que apresentam com curvatura significativa em planta. Estas barragens transmitem os esforços à fundação e aos encontros simultaneamente por gravidade e por efeito de arco.

Pelas suas característica é corrente supor-se que este tipo de obras oferece uma razoável confiança quanto ao seu comportamento estrutural e segurança associada, sendo mesmo por vezes considerado que oferecem uma maior segurança face o outros tipos de barragens (Londe, Pierre, 1999). Este pensamento deriva de alguns factores tais como:

- Uma barragem gravidade é um corpo relativamente rígido e homogéneo, podendo ou não ser uma estrutura maciça como as barragens gravidade típicas ou de contrafortes, e cujo equilíbrio às acções exteriores é garantido pelo seu próprio peso;
- A sua análise tem sido usualmente realizada por métodos de análise estática, muitas vezes simplificados, e considerando modelos planos;
- As subpressões na base são geralmente tidas em conta e controladas por tratamentos de impermeabilização da fundação e sistemas de drenagem;
- Uma barragem bem proporcionada, com paramento de montante vertical e o paramento de jusante com uma inclinação 1,00V/0,80H, garante, em princípio, a estabilidade às acções habituais decorrentes da exploração da obra.

No entanto, alguns aspectos poderão ser relevantes se não forem devidamente considerados. Desses aspectos destacam-se os seguintes:

- Muitas barragens existentes no mundo, cerca de 25% (Londe, Pierre, 1999), e com alguma relevância em Portugal, foram executadas em alvenaria, um material que não possui as características do betão, tendo por exemplo, resistência à compressão e tracção muito baixas e sendo materiais de grande heterogeneidade, mesmo quando os blocos de alvenaria são de boa qualidade;
- Algumas das barragens de alvenaria mantêm-se em bom funcionamento devido ao efeito benéfico da curvatura em planta, mas há obras que não apresentam essa configuração não oferecendo por conseguinte índices de segurança elevados;
- É de supor que as barragens antigas tenham sido construídas com os materiais disponíveis nos locais da sua implantação, que poderão não ter sido os mais adequados, assim como os métodos construtivos e de controlo de qualidade;
- A segurança de obras antigas pode ser bastante afectada pela fissuração e instalação de subpressões que no decorrer da sua existência se foram instalando no corpo da barragem;
- Muitas obras foram executadas sem que fossem tomados os cuidados necessários no tratamento da fundação e a sua inserção por vezes é muito superficial;
- Um dos aspectos mais relevantes está associado à forte sensibilidade deste tipo de obras às acções dinâmicas dos sismos, sendo estas propensas ao aparecimento de tensões nos paramentos de montante e na zona elevada do de jusante, podendo originar tensões demasiado elevadas que conduzam ao aparecimento de fissuração nos paramentos e mesmo deslizamento de blocos ou da barragem em relação à fundação, originando fracturas na base.

Aos factores enunciados verifica-se que as regras e a legislação que regulamenta o projecto tem sofrido alterações significativas que obriga a que a segurança das obras existentes seja reavaliada em face dos novos critérios (Ghrib F., Léger, 1997).

2.3.5 - Barragens mistas de betão e materiais soltos

Este tipo de barragens é caracterizado pelo emprego de dois ou mais tipos de materiais e formas estruturais num mesmo aproveitamento. Geralmente a opção por este tipo de obras é motivado essencialmente pela topografia local ou devido à possibilidade local em aproveitar grandes volumes de materiais para a execução de aterros.

Geralmente estas estruturas são constituídas por um perfil em betão na zona do vale dos rios, com configuração gravidade ou abóbada onde se localizam os órgãos de segurança, sendo os fechos das margens executado por estruturas de materiais soltos. Na Figura 2-13 apresenta-se o exemplo de uma barragem constituída por uma estrutura gravidade em betão, onde se inserem os descarregadores e a descarga de fundo, e uma estrutura de enrocamento que fecha a margem esquerda.



Figura 2-13 – Barragem de Negratin de perfil gravidade de betão e encontro esquerdo de enrocamento, no rio Guadiana, em Espanha (CEGP, 1994).

2.4 - BARRAGENS GRAVIDADE DE BETÃO COMPACTADO COM CILINDRO

2.4.1 - Aspectos gerais

O termo "betão compactado a cilindro (BCC)" descreve um processo construtivo que apresenta analogias com as metodologias de execução de barragens de materiais soltos, mas que faz uso de betões que apresentam menores quantidades de cimento face aos betões convencionais vibrados. Apesar da realização de diversos estudos em diferentes países são usualmente identificadas duas metodologias designadas por "*Roller Compacted Concrete (RCC)*", desenvolvida principalmente nos Estados Unidos, e "*Roller Compacted Dam Concrete (RCD)*", desenvolvida no Japão. A principal diferença entre estes dois métodos reside, sobretudo, na técnica de construção *RCD* em que a camada superficial que constitui os paramentos da barragem são realizados em betão convencional.

A tecnologia do betão compactado a cilindro começou a ser desenvolvida nas últimas três décadas e teve como objectivo dar resposta à necessidade de construção de estruturas de betão em massa mais económicas face aos métodos tradicionais. Esta economia é efectivamente conseguida em virtude do menor custo dos betões, utilização de métodos construtivos mais rápidos, menores exigências de estaleiro e maior segurança na construção e menores exigências das condições de risco na execução das obras, com vantagens na construção de estruturas de desvio dos rios de menores custos, tanto pelo menor

período de construção exigido, como pelos menores danos nestas estruturas em casos de galgamentos das estruturas em BCC face às realizadas em BCV (CIGB/ICOLD, 1989 a).

A primeira grande barragem a ser integralmente construída em betão compactado a cilindro foi a barragem de Willow Creek (Figura 2-14), situada no estado do Oregon nos Estados Unidos da América e concluída em 1982. Esta barragem foi construída pelo U.S. Army Corps of Engineers (USACE, 2006), possui cerca de 51,5 m de altura máxima e dispõe, sobre os blocos centrais, de um descarregador de cheias não controlado com capacidade de descarga de cerca de 2 600 m^3/s, tendo-se empregue na sua construção um volume de cerca de 330 000 m^3 de betão BCC.

A primeira barragem a ser construída em BCC em Portugal, e até à presente data a única, foi a barragem de Pedrógão (Figura 2-16). Esta barragem possui 43 m de altura máxima e 448 m de desenvolvimento ao nível do coroamento. Na sua construção foram empregues 340 000 m^3 de betão BCC. Como características principais a barragem dispõe de 10 vãos descarregadores incorporados na sua estrutura, possuindo cada um 28,75 m de vão, e foram dimensionados para uma cheia máxima de 12 000 m^3/s associada a um período de retorno de 1000 anos (INAG, 2007).



Figura 2-14 – Barragem gravidade de betão compactado com cilindro de Willow Creek, Oregon, EUA (USACE, 2006).

Como foi referido, a construção de barragens em BCC tem sido incrementada em muitos países e para diversos fins, desde a criação de albufeiras para produção de energia eléctrica, irrigação ou simplesmente para abastecimento de água a populações através da construção de pequenos aproveitamentos (Figura 2-15).





Figura 2-15 – Barragem de Franklin, localizada em Franklin, Kentucky, EUA (Whiteside, 2006)

2.4.2 - Principais vantagens e tecnologias de construção

O método de construção em BCC teve grandes desenvolvimentos desde a década de 1980 revelando-se uma tecnologia mais económica face às obras realizadas em betão convencional, e mesmo em relação às barragens de terra e de enrocamento, as quais necessitam de grandes volumes de materiais devido à exigência de perfis com grande extensão.

A construção de barragens em betão compactado a cilindro, apesar de ser uma tecnologia recente, desenvolvida nas últimas três décadas, apresenta economias consideráveis, não só pelos métodos associados a esta tecnologia exigirem menos equipamentos e estaleiros de menor dimensão, mas porque permite a execução destas estruturas num menor espaço de tempo, face às barragens construídas em betão convencional vibrado. A economia resulta dos elevados rendimentos de construção obtidos, semelhantes aos da construção de barragens de terras e de enrocamento.

Assim, a técnica de construção de barragens em BCC veio transformar a execução de barragens gravidade numa opção competitiva face às barragens de betão convencional, de aterro e de enrocamento. A experiência da construção de barragens tem mostrado que o custo de construção em BCC é menor de que o verificado em barragens de betão convencional e mesmo de enrocamento (USACE, 1995).

Os custos associados à construção de barragens em BCC são menores que nas barragens de betão convencional, contudo exigem maior capacidade de produção de maiores volumes de betão, dado o elevado ritmo exigido na colocação deste tipo de betão durante a fase de construção. Como consequência verifica-se também que nestas obras a mistura dos materiais que compõem o betão, o seu transporte, colocação em obra e compactação está concentrada num período de tempo mais reduzido. A rápida colocação em obra de sucessivas camadas de betão exige um planeamento adequado, sendo imperioso a coordenação e controlo de actividades, tanto da parte do projectista como do empreiteiro.

Existem diversos factores que contribuem para que este tipo de barragens seja muito competitivo. Os principais aspectos são referentes à economia de custos no fabrico dos betões, prazos de construção das obras mais reduzidos, rápido ritmo de construção associado a esta tecnologia, possibilidade de inserção de descarregadores de cheias e descargas de fundo nas estruturas em BCC sem dificuldades e inexistência, ou menor necessidade, de juntas de dilatação nas estruturas e refrigeração artificial dos betões por circulação de água.

A construção de barragens em BCC permite ainda reduzir os custos associados ao desvio dos rios, resultante das ensecadeiras necessitarem de possuir menores dimensões em face do menor período de tempo exigido para a construção do corpo principal da barragem, assim como diminuir o risco de galgamento das ensecadeiras durante a fase de construção devido aos menores períodos de construção.

O projecto, e a construção de barragens de betão compactado a cilindro, apresenta muitas semelhanças com as barragens executadas em betão convencional vibrado. Durante a elaboração de um novo projecto devem ser tidas em atenção as deficiências e anomalias manifestadas em obras semelhantes, aproveitando-se essa experiência.

O betão é assim aplicado em camadas sucessivas, e de forma contínua, para se evitar a formação de juntas frias que podem originar superfícies de descontinuidade entre camadas de betonagem, as quais a terem lugar poderiam apresentar o inconveniente de reduzir as propriedades mecânicas e de impermeabilidade do betão.



Figura 2-16 – Barragem gravidade de betão compactado com cilindro de Pedrógão no rio Guadiana, em Portugal (INAG, 2007).

Para a maioria das barragens em BCC é possível proceder-se à betonagem de um volume significativo da obra numa época de estiagem, o que permite reduzir os custos de administração de obra e os custos associados ao desvio do rio, exigindo-se nestes casos ensecadeiras de protecção de menores dimensões.

A disposição e a construção na estrutura principal de uma barragem de BCC de equipamentos de segurança hidráulica, como os descarregadores de cheias e descargas de fundo, e galerias de drenagem é semelhante à metodologia adoptada para as barragens gravidade em betão convencional. Contudo, deve-se procurar que a construção destas estruturas interfira o menos possível com a execução do corpo principal da barragem, devendo-se procurar soluções que minimizem essas interferências.

Estruturalmente uma barragem construída em BCC apresenta muitas semelhanças com as barragens gravidade de betão convencional, possuindo um desenvolvimento em planta e uma secção transversal tipo similar. No entanto, devido às características do método de construção destas obras, há diferenças significativas entre a construção tradicional de barragens gravidade e as barragens em betão compactado a cilindro (PCA, 2006). As maiores diferenças verificam-se na composição dos betões e nos métodos de construção utilizados, principalmente na colocação desse betão na obra, com betonagens executadas por camadas contínuas ao longo do desenvolvimento da barragem (Figura 2-18) e sem juntas de dilatação verticais definidas, não havendo a necessidade de formação de blocos independentes (Hansen, 1991).

As barragens gravidade de betão compactado a cilindro são estruturas cuja estabilidade às acções a que estão submetidas é assegurada principalmente pelo seu peso próprio, adoptando-se uma forma geométrica de perfil triangular maciço para distribuição da sua massa, e pelas características de resistência dos materiais constituintes (USACE,1995). Geralmente apresentam um desenvolvimento em planta de alinhamento recto entre as margens, mas podem também adoptar alinhamentos poligonais ou curvos, de forma a realizar a sua inserção nas condições específicas de cada local.

A estrutura de uma barragem gravidade de BCC possuiu um funcionamento estrutural que pode ser assimilado a uma estrutura monolítica que é dimensionada para apresentar um comportamento adequado às acções actuantes, que são análogas às consideradas para uma barragem gravidade construída em betão convencional. O seu comportamento estrutural é também muito semelhante ao de uma barragem gravidade de betão convencional de configuração idêntica.

O betão compactado a cilindro é relativamente seco, mais pobre em cimento relativamente ao betão vibrado e tem um valor de ensaio de abaixamento muito reduzido. A sua compactação é realizada por cilindros dotados de mecanismo de vibração (Figura 2-18). Para uma efectiva consolidação deste material é necessário que este seja suficientemente seco para suportar os equipamentos de construção e ter a trabalhabilidade necessária para formar uma pasta uniforme e sem ocorrer segregação dos materiais. Com este tipo de material pode conseguir-se obter betões que são similares em características de resistência e de impermeabilização às do betão convencional (USACE,1995).

Devido às características do BCC, betão seco e de baixo *slump*, é possível a sua aplicação em obra de forma praticamente contínua. O betão é pré-misturado numa central e posteriormente encaminhado para os locais de betonagem da barragem através de cintas transportadoras ou por camião. O espalhamento do betão pode ser efectuado por máquinas de arrasto por pás.

A espessura das camadas de betonagem varia entre 0,20 m e 0,60 m, sendo usual adoptar-se para a betonagem do corpo principal da barragem camadas com 0,30 m de espessura (Figura 2-17), enquanto que em betão convencional as espessuras se situam, entre 1,5m e 3,0m. Devido à elevada taxa de colocação de betão em obra e à flexibilidade no uso de diversos equipamentos vulgares de construção esta tecnologia torna-se mais económica e competitiva.

Na fase de projecto e construção de barragens em BCC exige-se especial atenção a diversos aspectos, como por exemplo no que respeita à composição dos betões, estudos térmicos e tensionais específicos, estudos para garantir a impermeabilização do corpo da barragem, controlo das subpressões e a realização de drenagem adequada do corpo da barragem e da sua fundação, tratamento das juntas de construção, induzidas ou de dilatação, e adopção de métodos construtivos adequados por forma a se conseguir estruturas que apresentem características de resistência mecânica e de impermeabilidade convenientes.

Face às vantagens enunciadas, o material BCC tem vindo a substituir o betão em massa convencional como material de construção preferencial para barragens do tipo gravidade , verificando-se mesmo a viabilidade para construção com este material de barragens em arco-gravidade e mesmo em estruturas abóbada. Este material começa também a ser uma alternativa viável para outros tipos de estruturas como sejam o reforço estrutural de barragens existentes, motivados pela reformulação da capacidade resistente dessas obras às diversas acções de que se salientam as acções sísmicas (USACE, 1993).

As principais características a ter em conta na concepção estrutural das barragens gravidade em betão compactado a cilindro respeitam ao dimensionamento da forma do paramento de montante e de jusante, galerias de drenagem, tratamento das juntas estruturais e de betonagem, definição do coroamento da barragem, órgãos de segurança hidráulica anexos à estrutura e zonamento do tipo de betões para construção da barragem (Hansen, Kenneth, 1991).

As proporções a considerar para a barragem tipo RCC são derivadas de análises de estabilidade idênticas às das barragens de gravidade em betão convencional, de modo a satisfazer as exigências de resistência às acções estáticas e forças dinâmicas geradas durante a actuação de sismos.

O paramento de montante é geralmente vertical podendo no entanto apresentar pequena inclinação para montante, com valores próximos de 0,05H/1,0V. Esta configuração destina-se a concentrar o peso da barragem na zona de montante da fundação e também permitir simplificar a sua construção. A zona da base a montante mais próxima da fundação da barragem pode dispor de uma zona com maior desenvolvimento para montante que se destina a aumentar a área da base da barragem, sendo esta uma forma de incrementar a resistência ao deslizamento.

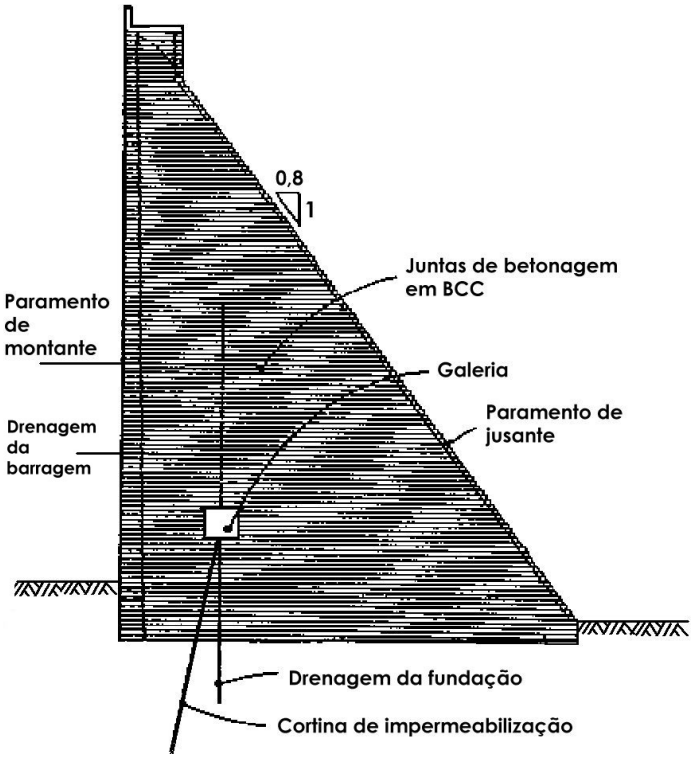


Figura 2-17 – Secção típica de uma barragem gravidade construída em betão compactado com cilindro (adaptado de USACE,1995).

A cota do coroamento é estabelecida tendo em atenção o valor da cota da albufeira correspondente ao nível máximo extraordinário. A sua função destina-se à circulação de pessoas e viaturas para acesso à barragem ou servir como via de comunicação, dependendo a sua largura das utilizações citadas, podendo esta variar entre 3 m, uma faixa de rodagem sem passeio, e 9 m, faixa de rodagem com passeios de 1,5m e pavimento de 6 m de duas vias.

As inclinações dos paramentos de montante e de jusante são geralmente desenvolvidos por troços de inclinação constante. A adopção de uma inclinação constante para o paramento de jusante é vantajoso para facilitar o processo construtivo e para o comportamento estrutural da barragem, devendo o ponto de intersecção do paramento inclinado ser realizado próximo do coroamento de forma suave e sem comprometer a estabilidade local da barragem, evitando-se deste modo zonas de concentração de tensões para acções horizontais tais como as acções sísmicas, provocadas por grandes variações de distribuição de massas, e garantir a largura suficiente para circulação no coroamento. Habitualmente a inclinação do paramento de jusante situa-se entre 1H/0,7V a 1H/0,8V, consoante a barragem tenha alguma curvatura em planta ou apresente desenvolvimento em planta rectilíneo.

Quando os descarregadores de cheias estão incorporados no corpo da barragem, a secção nessa zona da barragem pode ser do mesmo tipo da secção não galgável e com a mesma inclinação do paramento de jusante na zona da barragem não galgável. Em princípio qualquer configuração de descarregador pode ser adoptado sobre uma barragem gravidade, podendo ser do tipo equipado com comportas ou descarregador não controlado sem comportas. Para as estruturas que suportam as comportas é necessário execução de estruturas de betão armado e pré-esforçado que terão de estar perfeitamente ligadas à estrutura do corpo da barragem construída em BCC.



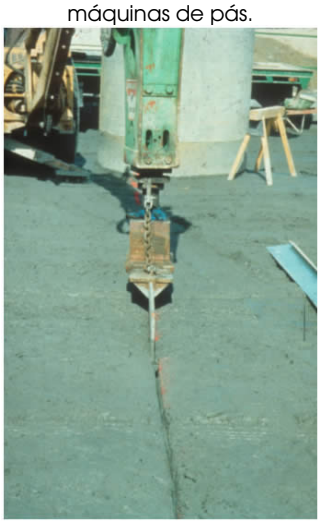
a) Transporte do BCC através de telas e dumpers.



b) Colocação em obra do BCC e espalhamento por máquinas de pás.



c) Compactação das camadas de BCC por cilindros vibradores.



d) Execução das juntas induzidas por meio de lâmina.



e)Colocação de argamassa de ligação entre duas camadas de betonagem.



f) Execução de galeria e paramentos com elementos de betão pré-fabricados.

Figura 2-18 – Diversas fases da construção de barragens gravidade em BCC (RCCDAMS, 2007).

Nas maioria das barragens em BCC, ainda que o potencial para formação de fissuras por acção térmica ambiental seja mais reduzida que nas barragens de betão convencional vibrado, devido à redução do volume de água e de cimento no betão BCC, pode ser necessário prever a existência de juntas de contracção transversais. Assim potencia-se a formação de juntas induzidas no corpo da barragem,

usualmente dispostas a distâncias entre 15 m a 18 m, através de uma lâmina que separa parcialmente o BCC durante a execução das betonagens em secções da barragem pré-definidas (Figura 2-18-d). Nestas juntas e junto aos paramentos de montante e de jusante devem ser instaladas lâminas de estanquidade de PVC. A disposição de juntas de contracção verticais podem também ser criadas durante a construção em faces de blocos independentes em betão convencional que pertençam à estrutura.

Os betões BCC que foram bem dimensionados na proporção dos seus constituintes e colocados em obra de forma adequada, em termos de amassadura e compactação, podem assegurar características de impermeabilidade semelhantes às do betão convencional (USACE, 1995).

Apesar das vantagens apresentadas para este tipo de tecnologia, a inexistência de cuidados construtivos adequados pode dar origem ao aparecimento de superfícies de menor resistência, apareciemnto de zonas da barragem com permeabilidade elevada, principalmente ao longo de juntas entre camadas de betonagem e fissuração na zona de contacto entre a barragem e a fundação, núcleo da barragem e nos seus paramentos.

Refere-se que se registaram alguns casos de barragens construídas em BCC em que não foram tomados os cuidados necessários na elaboração do projecto e posteriormente nas metodologias construtivas, resultando que as vantagens que normalmente estão associadas ao BCC foram no final muito reduzidas. Assim, a experiência tem mostrado que podem ocorrer problemas significativos em obras construídas com estes betões, obrigando a reparações estruturais de elevado valor económico.

No entanto verificaram-se algumas situações de obras recentemente construídas e nas quais ocorreu excessiva percolação de água da albufeira pelo corpo da barragem, situações que fazem diminuir a estabilidade das estruturas e a sua durabilidade.

A execução correcta das juntas entre camadas de betonagem representa um aspecto essencial na garantia da impermeabilidade da estrutura e como aspecto extremamente importante, permite garantir a existência de resistência adequada à tracção nessas juntas. A sua execução incorrecta, seja por se realizarem betonagens em juntas frias, segregação dos componentes do betão ou não utilização de argamassa de ligação nos locais onde se esperara venham ocorrer as maiores tensões, pode potenciar o aparecimento de fissuração e posterior existência de caminhos para percolação de água da albufeira.

O tratamento adequado das juntas entre sucessivas camadas de betonagem pode ser conseguido pela limpeza da superfície da junta com jacto de água, tendo-se em seguida o cuidado de limpar a água depositada com jacto de ar, e colocação entre camadas de betonagem sucessivas de uma argamassa rica de cimento composta por agregados finos. Esta camada de argamassa pode não ser necessária se o ritmo de betonagem for suficientemente rápido para que a ligação entre camadas se efectue ainda com o betão da camada inferior em fase plástica.

Para melhorar as características de impermeabilização a partir do paramento de montante é habitual encontrar-se obras com sistemas de impermeabilização constituídos por membranas em PVC fixas ao paramento e com sistemas de drenagem incorporados, camada de face em betão convencional, executada durante as betonagens, e painéis pré-fabricados de betão, instalados durante a construção (Figura 2-18-b).

O tratamento do paramento de montante é essencial para assegurar a impermeabilidade de uma barragem construída em BCC. Esse tratamento é por vezes exigido devido à dificuldade de realizar uma compactação adequada dessa zona da obra devido à impossibilidade de se empregar forças demasiado elevadas, sem provocar deformações nas cofragens. Perante esta dificuldade é necessário, por vezes, dotar o paramento de montante das barragens em BCC de meios para que este seja impermeável, sendo os mais comuns, para além do colocação de uma espessura em betão próximo do convencional vibrado, a utilização de barreiras que incluem meios físicos que impedem a passagem de água.

Alguns dos métodos para redução de infiltrações e das subpressões referidos na biliografia são os seguintes (USACE,1995):

- Colocação de uma camada de betão convencional vibrado junto ao paramento de montante já referida, como se pode verificar na Figura 2-18-f);
- Promover a melhoria da aderência entre camadas de betonagem através de argamassa de ligação;
- Colocação de lajes de betão pré-fabricadas no paramento de montante, sendo o BCC compactado contra esses elementos;
- Instalação de diversos dispositivos no paramento de montante, como a instalação de lâminas de estanquidade em juntas induzidas ou estruturais
- Colocação de lajes de betão pré-fabricadas no paramento de montante atirantadas para o interior da barragem com interposição de uma membrana de PVC (policloreto de vinila, material composto de 57% de cloro e 43% de etileno) entre a albufeira e a barragem;
- Aplicação de telas de PVC sobre o paramento de montante após a execução da barragem;
- Execução de sistemas de drenagem para diminuição de subpressões.

O controlo de subpressões e drenagem pode ser realizado por sistemas que incluem drenos verticais nas juntas, próximo do paramento de montante, imediatamente após as lâminas de PVC, sendo a água drenada encaminhada para um sistema de recolha de caudais.

As galerias são dispostas ao longo do corpo da barragem e têm como função possibilitar a execução de furos de drenagem na fundação e do corpo da barragem para redução de subpressões, possibilitar a inspecção e monitorização do comportamento da estrutura e da fundação e caso necessário realizar obras de reparação e reforço estrutural e de melhoramento do comportamento hidráulico (Figura 2-17).

A definição das zonas da barragem que requerem misturas de betão de qualidades superiores são estabelecidas em função dos resultados de análises de comportamento estrutural, assim como os métodos de compactação a utilizar e de preparação de juntas de betonagem, aspectos que influenciam a capacidade resistente da estrutura da barragem.

As estruturas do tipo BCV e BCC, ainda que executadas por métodos distintos, devem possuir a mesma qualidade de construção, durabilidade e segurança, devem ter margens de segurança equivalentes em termos de segurança ao aparecimento de fissuração e aparecimento de tensões elevadas de tracção e compressão nos betões (Sarkaria, G. S., 1995).

Para a realização de estudos estruturais considera-se que o grau de monolitismo de isotropia de uma barragem em BCC depende de vários factores. Se forem induzidas na estrutura juntas verticais ou criadas juntas de dilatação não injectadas com calda de cimento a estrutura apresenta um comportamento na direcção transversal (montante-jusante), podendo-se supor como sendo constituída por blocos independentes, à semelhança de barragens gravidade usuais construídas em BCV sem injecção das juntas.

Se não forem criadas juntas de contracção transversais e não ocorrer fissuração nessa direcção pode-se supor que a barragem irá ter um funcionamento tridimensional monolítico transmitindo parte das cargas segundo a direcção longitudinal no sentido dos encontros. Se a barragem apresentar fissuração será necessário determinar a extensão das zonas afectadas e considerar o efeito dessas descontinuidades na análise.

As principais obras de protecção associadas à execução de uma barragem em betão BCC são as estruturas das ensecadeiras de montante e de jusante, o desvio do rio, instalações para apoio como o estaleiro e os acessos aos diversos locais.

O desvio do rio poderá ser realizado através de túnel ou condicionando a sua passagem por um canal a uma menor secção no seu leito, protegendo as obras por ensecadeiras. O planeamento e o projecto destas obras deverá ter como base a análise do risco da ocorrência de cheias. As ensecadeiras, de montante e de jusante, deverão ser concebidas com dimensões que minimizem a interrupção da construção e a ocorrência de danos motivados por cheias no rio.

O tipo e a dimensão dos descarregadores de cheias são definidos pelos resultados dos estudos hidrológicos e hidráulicos, eventualmente com recurso a estudos em modelo reduzido, e devem ficar definidos durante as primeiras fases do projecto. As suas características têm uma importância fundamental na definição da configuração da barragem e na sequência a adoptar na sua construção.

As modificações ao projecto durante a fase de construção podem ocorrer, eventualmente, devido a aspectos inesperados nas condições da fundação. Modificações ao projecto durante a fase de construção encarecem significativamente os custos da obra e, por conseguinte, o projecto deve ser suficientemente ponderado e desenvolvido de forma a se evitar imponderáveis durante a construção. No caso de ocorrerem modificações das condições inicialmente avaliadas para a fundação, deverão ser ponderadas cuidadosamente as alterações estruturais a efectuar ao projecto.

2.4.3 - Selecção dos locais para construção e estudos técnicos de base

Os estudos para selecção do locais para implantação de uma barragem dependem dos fins para os quais a obra se destina e deverão ser desenvolvidos durante a fase de estudos de viabilidade de forma a definir o local que permita a solução tecnicamente mais favorável e a mais económica.

Nessa fase deverão ser desenvolvido estudos sobre os acessos, estudos de hidrologia e de meteorologia, estudos gerais sobre a fundação e características geológicas do local, disponibilidade de materiais para a construção e avaliação das condições para a execução da obra e avaliado o impacto ambiental motivado pela construção da barragem e pela formação da albufeira.

Alguns critérios a ponderar na selecção do local são as condições topográficas, aspecto importante uma vez que se procura minimizar os volumes dos materiais para a construção e adoptar a melhor fundação e as melhores localizações para as restantes obras, como descarregadores, centrais, condições geológicas e optimização da produção de energia e volume da albufeira.

O local para a construção de uma barragem em betão BCC obriga a que maciço rochoso de fundação seja de boa qualidade, que possua boas características de resistência à compressão e ao corte que garanta os requisitos de estabilidade do projecto. Na presença de falhas relevantes na fundação ou zonas de baixa resistência, é possível minimizar eventuais anomalias através de tratamentos da fundação adequados e nas estruturas através do dimensionando de juntas e blocos com funcionamento independente, que permitam absorver eventuais movimentos da fundação, caso de obras construídas sobre falhas geológicas.

Para estudo do local envolvente e de implantação da obra devem ser realizadas prospecções por sondagens, trincheiras e galerias e ensaios geofísicos para determinar a presença de acidentes geológicos condicionantes e avaliar as suas características de permeabilidade.

As condições geotécnicas do local da albufeira deverão ser investigadas, nomeadamente quanto à possibilidade da ocorrência de deslizamentos significativos de massas de terras e rocha das encostas, nomeadamente por variações do nível da albufeira e por movimentos sísmicos.

Numa primeira fase deverão ser realizados estudos geológicos preliminares da zona da obra para determinação das características superficiais do local e da estrutura geotécnica. Inicialmente estes estudos preliminares são desenvolvidos e baseados na consulta nos dados existentes e reconhecimento superficial do terreno e execução de valas e trincheiras pouco profundas.

A elaboração do projecto de uma barragem representa o trabalho conjunto e coordenado de técnicos e que envolve várias disciplinas. Destacando-se, entre outros, as componentes dos estudos geológicos e geotécnicos, definição dos materiais a empregar na obra e suas características, estudos de análise estrutural, de engenharia hidráulica, de impacto ambiental, de restabelecimento de comunicações (USACE,1995). Em Portugal os estudos e as fases para elaboração de um projecto de uma barragem encontram-se definidos nas Normas Projecto de Barragens (NPB, 1993).

A consideração das acções sísmicas pode determinar muitas das decisões a tomar na fase de projecto de uma barragem. O estudo da sismicidade do local e a análise do comportamento sísmico de uma obra deve ser considerado nas fases que antecedem o projecto e em conjunto com os restantes estudos.

As características da topografia do vale no local de uma barragem podem também influenciar as características do sismo, as características geológicas diferentes da fundação e dos encontros podem afectar a resposta sísmica de uma barragem, podendo determinar os tratamentos a realizar no maciço.

Nos estudos de base deve ser realizada a selecção dos materiais para construção e determinação dos seus parâmetros de cálculo para projecto, determinação das acções sobre as estruturas, potenciais mecanismos de rotura pela fundação e outros aspectos que possam condicionar o projecto.

Numa fase posterior aos estudos prévios deverá ser realizada uma avaliação dos diversos aspectos técnicos e económicos das diversas soluções. Os factores técnicos mais relevantes para a escolha de uma solução são os relativos às condições geotécnicas do local para a implantação da obra, condições para escoamento de caudais de cheias e tecnologias disponíveis para a construção.

Os estudos de base, realizados durante os estudos prévios, poderão também ser refinados mediante a obtenção de valores concretos das características obtidos pelas prospecções e sondagens no local, estudos de determinação das características dos materiais, ensaios no local e em laboratório e análises estruturais por modelos numéricos.

Como conclusão, a decisão a tomar deve ser fundamentada através dos estudos comparativos de diversas soluções para se assegurar qual a melhor solução nos diversos aspectos técnicos e económicos.

2.4.4 - Reforço estrutural de barragens com betão compactado com cilindro

Face às novas exigências regulamentares observa-se que há um número crescente de barragens que terão que ser sujeitas a obras de reforço, nomeadamente de incremento da estabilidade às acções sísmicas (Babbitt, Donald, 1997). As principais e mais frequentes medidas de reforço estrutural consistem na substituição de barragens existentes por estruturas mais adequadas, execução de estruturas de reforço, tratamentos das estruturas por injecção geralmente de caldas de cimento, implementação de sistemas de drenagem e de impermeabilização das estruturas e da sua fundação e tratamentos específicos com vista à redução de subpressões.

Outras medidas podem ser adoptadas tais como o rebaixamento da cota da crista dos descarregadores de cheias ou o seu reforço de capacidade de vazão, a colocação fora de serviço em casos extremos de não cumprimento de segurança e a restrição do nível de armazenamento nas albufeiras.

O tipo de análise para a tomada de decisão da necessidade do reforço das obras, e posterior elaboração de projecto de reforço, varia significativamente consoante o tipo e importância das barragens analisadas. Para as barragens de maiores dimensões e de maior risco potencial, tanto para as barragens de terra, de enrocamento e de betão deve ser utilizado o método dos elementos finitos, sendo a acção sísmica traduzida por espectros ou por acelerogramas. Para as obras de pequena dimensão e de baixo risco potencial podem ser utilizados métodos simplificados, como por exemplo o método pseudo-estático por coeficientes sísmicos.

Em todo o mundo apenas seis barragens de dimensão significativa, de gravidade em betão ou de enrocamento, experimentaram danos significativos na ocorrência de sismos (Cap 5 -).

Contudo, não é, possível afirmar que a integridade das barragens existentes que não foram dimensionadas com metodologias adequadas está devidamente salvaguardada dos efeitos de sismos intensos correspondentes aos sismos máximos de projecto. Com excepção de apenas um pequeno número, todas as restantes obras nunca foram sujeitas a sismos equivalentes pelo menos a sismos próximo do sismo base de projecto. Por outro lado, algumas barragens experimentaram danos significativos para sismos menores do que os que foram considerados nos respectivos projectos.

Em algumas barragens que necessitaram de reforços estruturais foi empregue o betão compactado a cilindro. Este material revela-se adequado para a execução de estruturas de reforço exactamente pelas mesmos benefícios que são apontadas para a execução de novas obras.

As principais vantagens são a maior velocidade de execução das obras, aspecto importante em obras que se encontram em exploração e facilidade de execução, dado que exigem menores estaleiros e materiais e metodologias de construção mais económicas.

Apresentam-se dois exemplos que mostram que esta técnica pode ser adequada, respectivamente o das barragens de Loch Raven e de Weber nos Estados Unidos.

A barragem de Loch Raven (Figura 2-19) é uma barragem antiga, construída entre 1912 e 1922, e está situada no rio Gunpowder, Baltimore, Maryland nos Estados Unidos. É uma estrutura construída em betão ciclópico e destinava-se a criar um reservatório de $87x10^6$ m^3 para abastecimento de água. Esta barragem possui 33,5 m de altura e 213 m de desenvolvimento. Em 2002 foi iniciado o seu reforço estrutural e reabilitação e através do espessamento da estrutura primitiva com uma estrutura a jusante de betão compactado a cilindro e a amarração da barragem para montante com cabos de pré-esforço (PCA, 2007), cujos trabalhos se prolongaram por 3 anos.

Este reforço foi efectuado para dotar a barragem de critérios de segurança estrutural adequados e reforço da capacidade do descarregador de cheias que tinham permanecido inalterados desde a sua construção.

Cerca de 42 000 m^3 de betão compactado a cilindro foram utilizados no reforço estrutural. Com este reforço a estrutura foi alteada em 6,5 m mantendo-se contudo a cota da crista do descarregador de cheias inicial. Um aspecto condicionante nesta obra foi a necessidade de realização dos trabalhos com a albufeira cheia dada a necessidade de realizar o abastecimento de água a cerca de um milhão de pessoas.

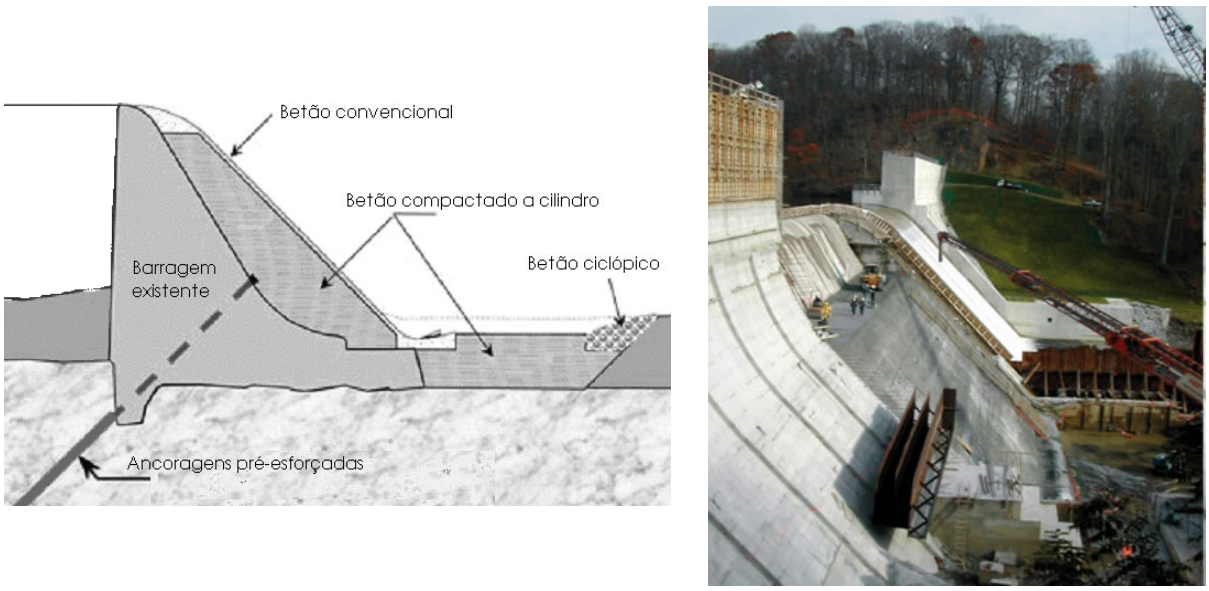


Figura 2-19 – Reforço estrutural da barragem de Loch Raven, EUA (adaptado de PCA, 2007).

Uma outra barragem reforçada com betão compactado a cilindro foi a barragem de Weber (Wieland, Martin, 2006). Esta barragem é uma estrutura de abóbadas múltiplas (Figura 2-20) que necessitou de reforço estrutural dos contrafortes a jusante de apoio das abóbadas devido a exigências de segurança no seu comportamento aos sismos.



Figura 2-20 – Reforço estrutural dos contrafortes da barragem de Weber (Wieland, Martin, 2006).

Para além das barragens de betão, o reforço estrutural através de betão BCC mostra-se também adequado para barragens de materiais soltos, através da execução de elementos de estabilização estrutural e de impermeabilização (USACE, 2000).

3 - SISMOLOGIA E CARACTERIZAÇÃO DOS FENÓMENOS SÍSMICOS

"Um bom modelo geológico permite aos geólogos e engenheiros envolvidos no projecto compreender as interacções dos diversos componentes que constituem a crusta terrestre e tomar decisões técnicas racionais baseadas nessa compreensão."

Evert Hoek, (1999)

3.1 - INTRODUÇÃO

Os sismos são fenómenos de vibração da superfície terrestre resultantes de movimentos subterrâneos de placas rochosas, ou de origem por actividade vulcânica. Esses movimentos apresentam carácter brusco e são causado pela libertação rápida de grandes quantidades de energia que se propaga sob a forma de ondas sísmicas.

A maior parte dos sismos importantes ocorre nas fronteiras entre as placas tectónicas e nas zonas de falha, superfícies de contacto, de maciços rochosos. O comprimento de uma falha geológica pode situar-se entre as centenas de metros até comprimentos de milhares de quilómetros.

Pelas circunstâncias em que ocorrem, subitamente e na maior parte das vezes sem aviso prévio, os fenómenos sísmicos foram desde sempre temidos e a sua origem permaneceu incompreensível durante muitos séculos. Para perceber como ocorrem e se propagam é necessário conhecer a estrutura física da Terra e a forma como a crusta terrestre interage entre si dando origem aos movimentos que provocam os sismos. O estudo deste âmbito do conhecimento é apoiado em diversas ciências de que se destaca a Geofísica e a Sismologia.

A sismologia é, assim, a ciência que estuda as causas e os mecanismos de propagação dos sismos, determinação dos parâmetros que caracterizam a propagação das ondas sísmicas através das camadas da terra e realiza estudos da previsão da sua ocorrência,principalmente em regiões de elevado risco sísmico.

Estas áreas do conhecimento assumem particular interesse para a engenharia civil, uma vez que as estruturas por esta projectadas são directamente afectadas pelos fenómenos decorrentes do comportamento da massa superficial da terra. Esta importância está presente nos regulamentos de diversos países, como é o caso de Portugal através do actual Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA,1983) e mais recentemente do Eurocódigo EC8, documentos que obrigam ao dimensionamento das estruturas para as acções sísmicas, qualquer que seja a região de Portugal Continental, nos Açores e na Madeira. Na bibliografia internacional encontra-se também referências importantes ao dimensionamento sísmico, destacando-se os boletins publicados pela Comissão Internacional das Grandes Barragens (CIGB/ICOLD) e regulamentos e normas editados em diversos países.

Apesar de existirem referências históricas para a explicação dos sismos, só a partir do século XX é que este fenómeno passou a ser observado com equipamentos que permitiram registar à superfície e em profundidade as vibrações transmitidas pelo solo, possibilitando o estudo das características desses eventos. Registaram-se rápidos desenvolvimentos e progressos no campo da sismologia, incluindo o conhecimento e a compreensão dos mecanismos de geração de sismos. Mais recentemente têm sido feitos esforços com o objectivo de reduzir os efeitos negativos dos sismos sobre as comunidades, conseguindo-se mesmo previsões, ainda que associadas a um grau de incerteza muito elevado, para a ocorrência destes acontecimentos (Oliveira, Carlos, 1977).

Uma das questões fundamentais, da maior importância para diversos estudos de comportamento estrutural de obras de grande dimensão, é a previsão da ocorrência dos grandes sismos. Apesar da evolução na compreensão dos mecanismos que levam à formação, libertação e propagação destes

eventos, e da constante análise de dados fornecidos pelas redes de sensores, ainda não é possível fazer previsões com suficiente precisão da sua ocorrência. No entanto, através do estudo da distribuição das tensões de origem tectónica e do acompanhamento dos movimentos das placas, da análise dos sismos actuais e registos históricos, do grau de destruição ocorrido em sismos passados, é possível definir zonas do globo terrestre em que o risco sísmico é elevado, nomeadamente para as estruturas de engenharia civil e para as quais a acção sísmica é uma das acções mais importantes para o cálculo (Rebelo, 2003).

3.2 - A ESTRUTURA INTERNA DA TERRA E A TEORIA DA TECTÓNICA DAS PLACAS

Os modelos actuais descrevem a estrutura do nosso planeta como estando formada por diversas camadas concêntricas, com propriedades físicas distintas, destacando-se nessa classificação dois modelos, respectivamente, o modelo químico e o modelo físico.

O modelo químico da estrutura da Terra considera três zonas no planeta, nomeadamente o núcleo, o manto e a crosta, ou crusta, podendo esta última ser continental e oceânica. O volume do manto representa cerca de 82% do volume da Terra, o núcleo 16% e a litosfera 1% (Barros, Ana, 2006). A determinação da divisão em profundidade é baseada na dedução de parâmetros físicos das camadas, que se distinguem a partir dos registos dos movimentos observados à superfície, em que os registos sísmicos são as mais importantes fontes de dados (Barbat H., 1994).

A crusta terrestre é a camada mais exterior da Terra, e é composta essencialmente por rochas graníticas, basálticas e sedimentares à superfície e desenvolve-se até cerca de 70 km de profundidade. O manto desenvolve-se entre 70 km e 2900 km e é composto essencialmente por silicatos e óxidos de ferro e magnésio. O núcleo desenvolve-se entre 2900 km e 6371 km e é a zona mais densa, composta essencialmente por ferro e níquel (Barros, Ana, 2006).

O modelo físico da estrutura da terra é representado com base na plasticidade e rigidez dos materiais que a compõem. Distinguem-se quatro zonas que são a litosfera, a astenosfera, a mesosfera e a endosfera, ou núcleo. As principais camadas que constituem este modelo da Terra podem-se observar na Figura 3-1.

A litosfera, que constitui a zona mais superficial, apresenta menor densidade (d=2700 kg/m^3 a 2900 kg/m^3), corresponde à camada exterior rígida e é composta pela crosta continental e oceânica até uma profundidade de cerca de 100 km. A litosfera é formada por associação de placas rígidas e móveis, designadas por placas litosféricas ou tectónicas. Com base na velocidade de propagação das ondas sísmicas na crusta terrestre, os estudos de sismologia determinam que à profundidade de cerca de 17 Km há uma variação na velocidade de propagação das ondas P e S, o que pressupõe a alteração das características do material e por conseguinte a existência de uma descontinuidade, designada descontinuidade de Conrad (Domingos, 2007). Entre a superfície e a descontinuidade de Conrad a velocidade de propagação das ondas sísmicas é de Vp=5,6 km/s e Vs=3,3 km/s. Deste modo, a descontinuidade de Conrad subdivide a crusta continental em crusta continental superior e crusta continental inferior, sendo a primeira camada constituída em grande parte por rochas do tipo geral do granito (camada granítica).

A crusta oceânica é formada por uma camada basáltica, com velocidades de propagação das ondas sísmicas P entre 4 a 5 km/s, e que apresenta cerca de 1 a 4 km de espessura, e pela camada oceânica inferior, com velocidade de propagação das ondas do tipo P entre 6 a 7 km/s, com cerca de 5 a 6 km de espessura.

Quer a crusta continental, quer a oceânica, possuem na sua parte superior uma camada sedimentar de espessura variável. A litosfera, com espessura de aproximadamente 100 km, engloba as rochas da crusta terrestre continental e oceânica, e uma parte do manto superior, como uma unidade rígida (Domingos, 2007).

A astenosfera situa-se entre os 100 km e 650 km de profundidade, assinalada na Figura 3-1 a cor verde, encontra-se imediatamente por debaixo da litosfera, e faz parte do manto superior. É uma zona plástica

constituída por rochas parcialmente em fusão, devido às elevadas temperaturas e que chegam à superfície através de vulcões. Na astenosfera as ondas propagam-se com uma velocidade menor do que na litosfera, o que leva alguns autores a designá-la por zona de baixas velocidades. A astenosfera constitui uma camada importante na mobilidade da litosfera, não só por ser constituída por materiais plásticos mas também por nela se desenvolverem as correntes de convecção descritas pela teoria da tectónica de placas.

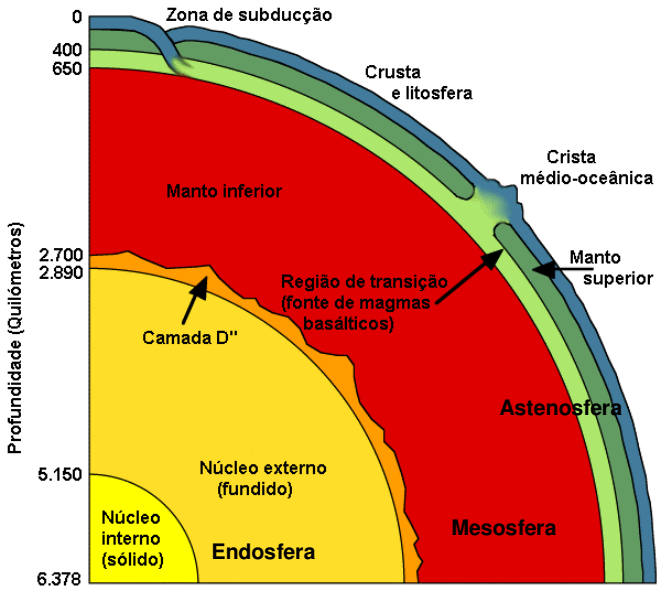


Figura 3-1 – Modelo físico da Terra. Secção esquemática de um corte ao longo da Terra (adaptado de Domingos, 2007).

A mesosfera, ou manto inferior, está separada da astenosfera pela descontinuidade de Repetti, prolonga-se até à base do núcleo até cerca de 2.700 a 2.890 Km. A camada D" tem uma espessura calculada entre 200 km e 300 km, faz parte do manto inferior e representa cerca de 4% da massa manto-crusta.

A endosfera ou núcleo constitui a zona central da terra e pensa-se que é essencialmente formado por ferro e níquel e diferente da composição dos silicatos que o envolvem. Com base nas propriedades físicas, é possível distinguir duas zonas, o núcleo interno, que devido às condições de pressão e temperatura existentes na zona mais superficial do núcleo fazem com que se encontre no estado sólido, e núcleo externo, que devido às altas pressões se encontra no estado sólido líquido.

A teoria da tectónica das placas refere que a litosfera se encontra fracturada e dividida em grandes áreas que se designam por placas tectónicas. Essas placas, constituídas por rocha rígida, movem-se devido às correntes de convecção existentes na astenosfera e deslocam-se em diferentes sentidos, podendo afastar-se ou aproximar-se.

Alfred Wegener sugeriu em 1912 que as doze principais grandes zonas de placas tectónicas que constituem a crusta terrestre estão em contínua modificação. Assim, observando atentamente o mapa da Terra, verificou que a América do Sul e a África se encaixavam quase perfeitamente e que existiam também coincidências entre algumas cadeias montanhosas da América do Norte e da Europa, tendo então colocado a hipótese de estes continentes terem já estado juntos (Barbat A. H., 1994).

Esta ideia deu origem à teoria da deriva dos continentes segundo a qual, há cerca de 200 milhões de anos, todos os continentes actuais se encontravam unidos num único supercontinente, designado por Pangea, que entretanto se teria fragmentado, passando os continentes resultantes a mover-se entre si ao

longo do tempo geológico decorrido. Esta teoria não foi imediatamente aceite porque Wegener não conseguiu explicar de que forma os continentes se movimentavam (Barros, Ana, 2006).

Na década de 1950, os dados reunidos por pesquisas oceanográficas desenvolvidas por muitos países conduziram à descoberta da existência de uma linha contínua de cadeias montanhosas que se estendiam em torno do planeta, a que designaram de crista média oceânica e da existência de depressões estreitas e muito profunda, designadas por fossas oceânicas, que geralmente se encontravam alinhadas com as linha de costa dos continentes (LNEC, 2006).

Por outro lado, a descoberta de que a camada de sedimentos que revestem a superfície do fundo do oceano Atlântico era muito mais fina do que se supunha, e que a idade das rochas correspondia apenas a 5% da história da Terra, levou ao surgimento da teoria do alastramento do fundo oceânico.

Durante o séc. XX, o aperfeiçoamento dos instrumentos de observação sísmica, e a utilização frequente de sismógrafos a nível mundial, tornaram claro o facto dos sismos ocorrerem predominantemente em certas zonas da terra (Figura 3-2), sobretudo ao nível de fossas e cristas medio-oceânicas (Barbat A. H., 1994).

Foi assim, a partir destas observações, que surgiu a teoria da expansão dos fundos aceânicos, em que os fundos dos oceanos formar-se-iam na zona das dorsais, que são cadeias montanhosas que existem no fundo dos oceanos, e seriam consumidos nas zonas das fossas oceânicas, zonas de grandes profundidades onde se dá a destruição dos materiais produzidos nas fendas existentes nas dorsais oceânicas por onde saem gases, lava e outros materiais sólidos que se vão depositar no fundo dos oceanos (Figura 3-3) e formar nova litosfera (Barros, Ana, 2006).

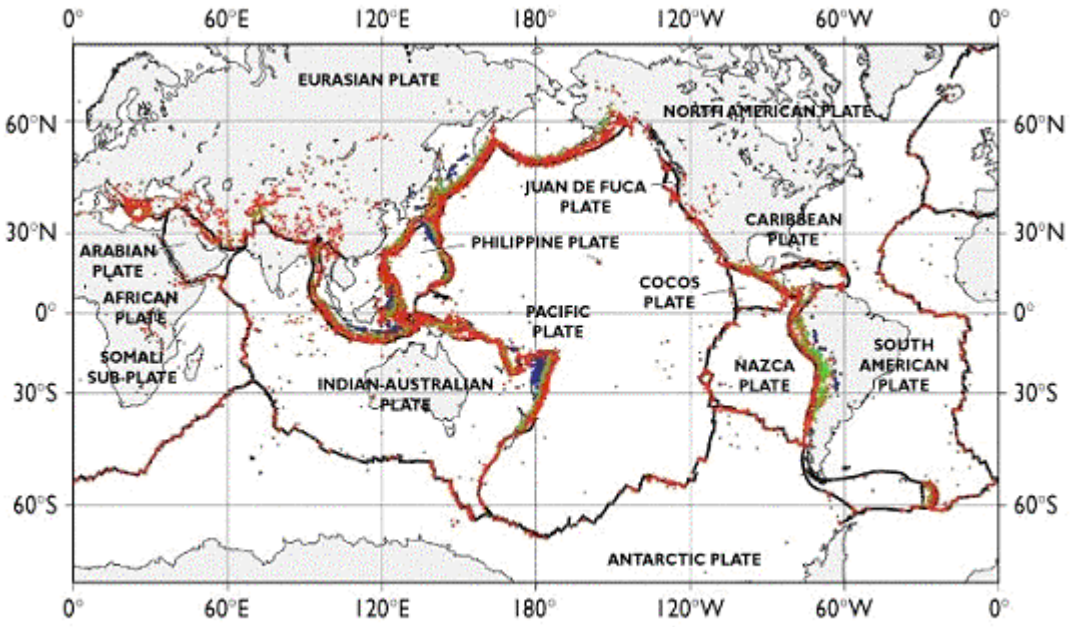
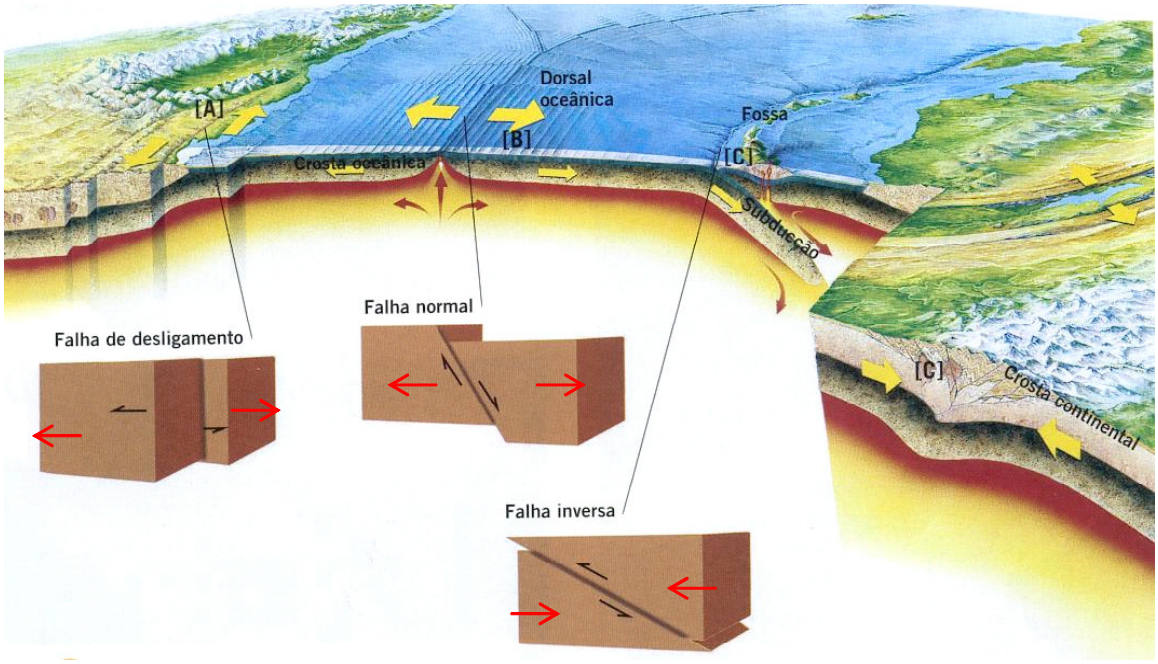


Figura 3-2 – Carta mundial de sismicidade para o período decorrido entre 1963-2000 (GLY, 2007).

Na zona de divergência de placas ocorre a regeneração da litosfera, enquanto que nas zonas de convergência uma das placas pode mergulhar para o interior do globo, permitindo a reciclagem dos materiais (LNEC, 2006).

Estas descobertas bem como as diversas teorias desenvolvidas conduziram à incorporação da teoria da deriva dos continentes e da expansão do fundo dos oceanos na teoria da tectónica de placas. A superfície encontra-se fragmentada em enormes placas, designadas por placas litosféricas, que se deslocam e interagem entre si, o que faz com que as suas extremidades constituam locais de intensa actividade geológica, verificando-se a ocorrência de sismos e vulcões (Figura 3-2). Este processo, conhecido por "Deriva dos Continentes", desenvolveu-se provavelmente logo após que a Terra ter adquirido a sua primeira crosta (Gass, G., 1978).



Deslocamento lateral do tipo limite transformante (A), afastamento do tipo limite divergente (B) e choque do tipo limite convergente (C).

Figura 3-3 – Interacção entre as placas tectónicas e os tipos de falhas (adaptado de Barros, Ana, 2006)

Assim, como se observa na Figura 3-3, na astenosfera a parte inferior encontra-se mais quente e a parte superior mais fria, o que origina que as rochas parcialmente derretidas subam, arrefeçam e voltem a descer. Esse movimento origina correntes de material e calor que movimentam lateralmente a litosfera, dando origem ao movimento das massas dos continentes e dos fundos dos oceanos.

Nos limites das placas transformantes não há formação nem destruição da litosfera, nos limites de placas divergentes ocorre a formação da litosfera e no limite de placas convergentes há a destruição da litosfera.

Os sismos que ocorrem nessas zonas podem ser classificados em sismos superficiais, intermédios e profundos, consoante a profundidade em que ocorrem. Pode-se, assim, ter (Oliveira, 1977):

- sismos superficiais, situados entre a superfície e 70km de profundidade, correspondendo a 85% dos sismos ocorridos;
- sismos intermédios, situados entre 70 km e 350 km de profundidade (12%);
- sismos profundos, localizados entre 350 km e 670km de profundidade (3% dos sismos).

Na crosta continental, a maior parte dos sismos ocorrem entre os 2 km e os 20 km, sendo muito raros abaixo dos 20 km, uma vez que a temperatura e pressão são elevadas, fazendo com que a matéria seja dúctil e tenha mais elasticidade. Como a crosta oceânica é fria, nas zonas de subducção os sismos podem ser mais profundos (Wikipedia, 2007).

O afastamento e a colisão das placas dão origem a forças que vão deformar a litosfera e originar a formação de cadeias montanhosas e alterar a topografia dos fundos submarinos.

3.3 - TIPOS DE FALHAS GEOLÓGICAS

Existem, fundamentalmente, três tipos de fronteiras entre placas tectónicas que originam diferentes tipos de falhas (LNEC, 2006). Os tipos de falhas dependem do sentido das forças que são aplicadas no limite das placas, setas vermelhas da (Figura 3-3), e do sentido do deslocamento ao longo da fractura, setas a preto.

Falha normal ou fronteira divergente, é a que se verifica quando as placas tectónicas se afastam entre si devido à geração de nova crosta oceânica. Este movimento origina um tipo de falha denominado de falha normal (Figura 3-3), em que os dois blocos da falha se deslocam, um em relação ao outro, segundo a inclinação do plano de falha. Como exemplo de uma fronteira divergente, refere-se o afastamento da Arábia Saudita do continente Africano que levou à formação do mar Vermelho.

As fronteiras convergentes ocorrem quando as placas tectónicas se aproximam uma em direcção à outra. Este movimento origina um tipo de falha denominado de falha inversa (Figura 3-3), em que um dos blocos se move sobre o outro, isto é, tem um sentido ascendente sobre o plano de inclinação da falha. Este tipo de falhas origina como consequência o aparecimento de vulcões e cadeias montanhosas. Um dos exemplos de fronteiras convergentes observa-se no continente Sul-americano, com a formação dos Andes, e na Ásia com a formação montanhosa dos Himalaias.

As fronteiras transformantes ocorrem onde a crosta não é gerada nem é destruída e, à medida que as placas deslizam horizontalmente uma em relação à outra, dão origem às denominadas falhas de deslizamento (Figura 3-3) e são designadas por falhas de desligamento. Como exemplo de fronteiras de deslizamento refere-se a falha de Santo André, na costa da Califórnia nos EUA.

3.4 - MECANISMOS DE FORMAÇÃO DOS SISMOS E PROPAGAÇÃO DAS ONDAS SÍSMICAS

3.4.1 - Formação e tipos de sismos

Embora os sismos ocorram preferencialmente nas zonas adjacentes às placas tectónicas, estando portanto a sua localização potencialmente conhecida, ainda não é possível prever o momento em que estes irão ocorrer. Contudo, os estudos desenvolvidos ao longo das últimas décadas permitiram conhecer o tipo e grandeza média que se observa nessas zonas da crusta terrestre (Figura 3-4).

Conhecem-se os mecanismos que potenciam a sua ocorrência. Na litosfera, sob o efeito das tensões causadas, a maior parte das vezes pelo movimento das placas tectónicas, acumula-se energia potencial de deformação no material rígido, e não na astenosfera que é constituída por material plástico. Esse material quando submetido à acção de forças de pressão tendem a desenvolver tensões e deforma-se progressivamente até atingir o seu limite de elasticidade (Domingos, 2007). Caso a acção da força prossiga, e o material atinja o seu limite de elasticidade, isto é, ultrapassa o limite de deformação elástica, entra em ruptura, libertando a energia acumulada de forma brusca e por vezes muito intensa.

Em termos gerais, é este o fenómeno que se passa quando a litosfera fica submetida a elevadas tensões. Assim, em certas regiões, quando o limite de elasticidade é atingido, verifica-se uma ou múltiplas rupturas que ocorrem em falhas. A energia, bruscamente libertada ao longo destas falhas, origina os sismos. Se as tensões prosseguem, na mesma região, a energia continua a acumular-se e a ruptura consequente far-se-á ao longo dos planos de falha já existentes.

As forças de fricção entre os dois maciços tectónicos que se encontram numa falha, bem como os deslocamentos dos blocos ao longo do plano de falha, podem não actuar nem se fazem sentir de maneira contínua e uniforme, mas através de uma série de *impulsos sucessivos*, originando cada impulso um sismo, designando-se essa série de sismos por réplicas do sismo principal, correspondendo a uma série

de rupturas secundárias, as quais são devidas ao reajustamento progressivo das rochas fracturadas, originando sismos de fraca intensidade. Assim, numa dada região de confluência de placas tectónicas ou de falhas, os sismos repetem-se ao longo dos planos de falha, que por sua vez são planos de descontinuidade da litosfera (Domingos, 2007). Por vezes, antes do sismo principal, observam-se sismos de fraca intensidade que são denominados por abalos premonitórios.

Os sismos são assim o resultado de uma libertação súbita de energia, correspondente a abalos naturais da crosta terrestre devido ao movimento ao longo de um plano de falha, que ocorre num período de tempo restrito, gerando uma vibração do solo provocada por uma libertação súbita de energia elástica acumulada na crusta terrestre, ou na zona exterior do manto, e que se propaga em todas as direcções sob a forma de ondas sísmicas.

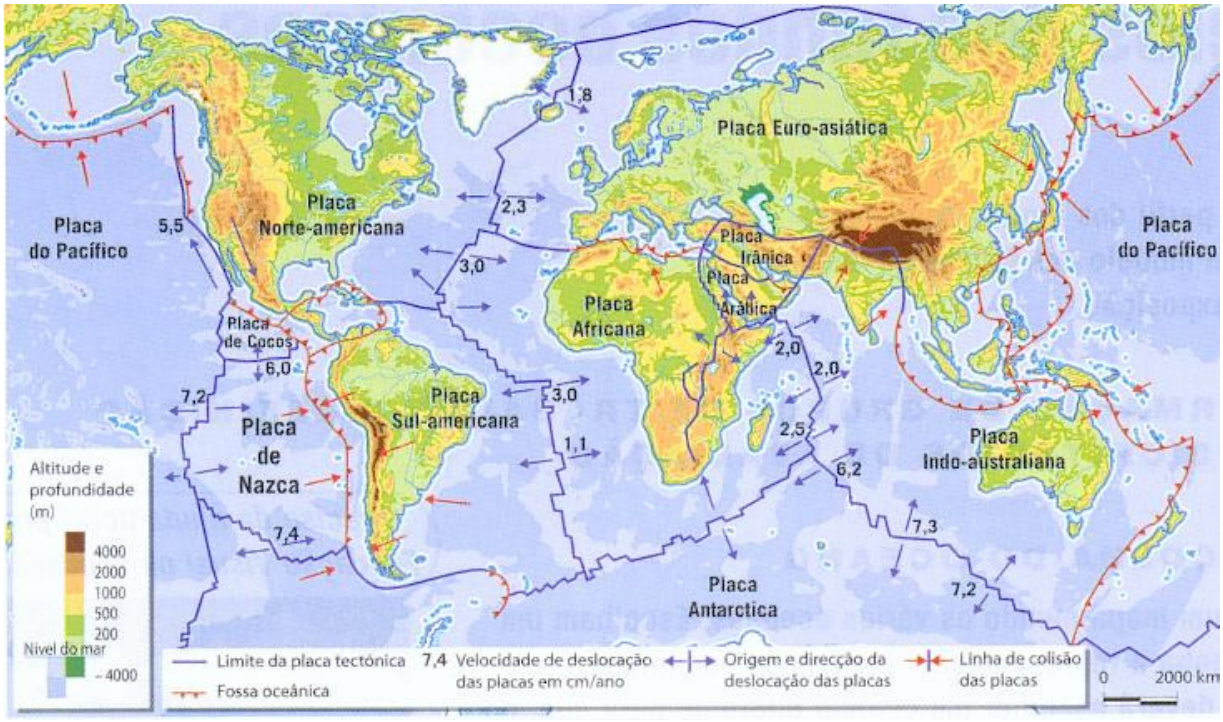


Figura 3-4 – Localização e sentido do deslocamento das placas litosféricas (Barros, Ana, 2006).

As zonas mais interiores das placas tectónicas são zonas de relativa estabilidade geológica mas nas fronteiras ou nos limites das placas, zonas onde as placas estão em contacto, é frequente a ocorrência de fenómenos sísmicos e vulcânicos.

As ondas sísmicas propagam-se através da crusta terrestre por intermédio de movimentos ondulatórios, tal como qualquer onda, dependendo as características da sua propagação das propriedades físicas dos materiais atravessados.

Estas perturbações, vibrações da crusta terrestre devidas à propagação de ondas, abrangem zonas que podem ter o desenvolvimento de dezenas de quilómetros e podem localizar-se a centenas de quilómetros de profundidade (LNEC,1978).

A ocorrência destes movimentos origina uma libertação de energia elástica que se propaga sob a forma de ondas volumétricas longitudinais e ondas volumétricas transversais, designadas por ondas P e S, e ondas de superfície, designadas por ondas de Rayleigh e de Love.

A maior parte dos sismos (cerca de 95%) são de origem tectónica, isto é, resultam da libertação de energia quando dois blocos se deslocam ao longo de uma falha, depois de terem sido submetidos à acção de forças devidas ao movimento das placas tectónicas (LNEC,1978).

Quando se atinge a rotura num ponto da crosta terrestre, local que é definido como foco ou hipocentro do sismo, geram-se ondas sísmicas que se propagam em zonas mais ou menos extensas, que originam movimentos vibratórios à superfície e, por vezes, deslocamentos relativos das faces da fenda detectáveis à superfície.

A distribuição dos sismos no globo terrestre, segundo a latitude e longitude, mostra que há locais com fortes concentrações de epicentros. A observação Figura 3-4 mostra que a Terra é formada por placas e que os sismos ocorrem sobretudo nos seus limites, correspondendo a arcos insulares, zonas montanhosas e cordilheiras oceânicas.

A energia libertada no foco quando da ocorrência do sismo propaga-se através da crosta terrestre atravessando materiais diferentes propriedades durante a sua progressão. Cada partícula desloca-se muito pouco, mas oscilando em torno da sua posição de equilíbrio. Desta forma o movimento e energia associados aos sismos transmitem-se muito rapidamente de uma partícula para outra ao longo de distâncias muito grandes a grandes velocidades (USACE,1995).

Se ao local onde se dá a libertação de energia se dá o nome de foco ou hipocentro, o ponto na superfície, na vertical do foco, é designado por epicentro. Este lugar corresponde, geralmente, à zona na superfície onde o sismo é sentido com maior intensidade devido à proximidade da zona onde ocorreu a rotura (LNEC, 2006).

Nas zonas de falha não é forçoso que ocorram fortes sismos. Na maioria dos casos, e por vezes periodicamente, surgem fenómenos de dissipação da energia armazenada. Estes pequenos sismos podem aumentar de magnitude ao longo de um intervalo de tempo, podendo por vezes corresponder ao prenúncio de um grande sismo.

Recentemente verificou-se que algumas actividades humanas, como por exemplo a execução de grandes escavações, injecção de líquidos a grandes profundidades, explosões ou formação de grandes albufeiras, podem potenciar e influenciar o aparecimento de sismos em algumas zonas geográficas.

São, assim, vários os mecanismos responsáveis pela geração dos sismos, podendo-se referir também o colapso de cavidades, explosões que originam sismos artificiais, os originados pelo deslocamento de magma, sendo estes designados por sismos vulcânicos. Os sismos de origem tectónica são os que mais interessam à engenharia de estruturas.

Uma classificação dos sismos de acordo com a sua origem foi realizada por A. E. Scheidegger, que identifica as seguintes classes (Barbat H., 1994):

- sismos de colapso, que são sismos de baixa intensidade originados devido ao colapso de cavidades subterrâneas;
- sismos de origem vulcânica, associados às erupções vulcânicas, e devidos a explosão de gases durante as erupções vulcânicas e produzem sismos que têm geralmente intensidade pequena e afectam superfícies limitadas;
- sismos de origem tectónica que são os mais fortes e mais frequentes. São causados pela rotura brusca das camadas rochosas ao longo de superfícies de rotura denominadas falhas;
- vibrações causadas por explosões, originadas quando se produz explosões capazes de originar sismos e explosões que podem fazer-se sentir em zonas restritas, podendo no entanto fazerem-se sentir a distâncias consideráveis como é o caso das explosões nucleares, ou os causadas por desmontes de rocha durante os processos construtivos, que transmitem vibrações em zonas localizadas.

Do conjunto anterior, os mais importantes são os sismos com origem tectónica pelo que, quando se emprega o termo "*sismo*", se está a falar de acções com essa origem específica.

Um dos critérios para classificar os sismos tectónicos é referente à sua profundidade focal. De acordo com esta classificação podem-se distinguir três tipos de sismos. Sismos normais cuja profundidade do foco é de 5 a 70 km, os sismos médios com profundidade focal de 70 a 300 km e os sismos profundos que têm uma profundidade focal superior a 300 km. A observação dos sismos não permitiu detectar até agora sismos gerados a profundidades superiores a 700 km, verificando-se que a maioria tem o foco localizado a menos de 100 km de profundidade.

O maior sismo já registrado foi o grande sismo do Chile em 1960, que atingiu o grau 9,5 na escala de Richter, seguindo-se o ocorrido na costa da Indonésia em 2004 que registou o grau de 9,3 na mesma escala.

Na Figura 3-5 representa-se o tipo de acelerogramas originados pelos diversos tipos de sismos anteriormente referidos.

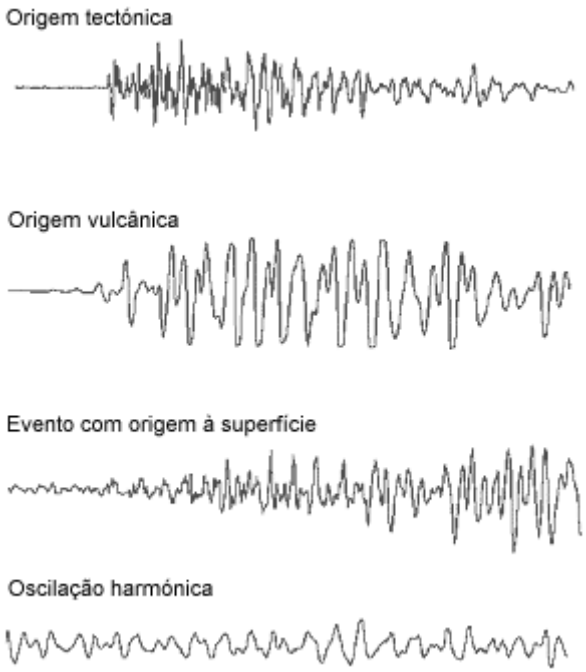


Figura 3-5 – Principais tipos de registos de sismos de origem tectónica, vulcânica e superficial e vibrações causadas por máquinas (adaptado de Brantley, 1984).

3.4.2 - Ondas sísmicas e sua propagação

Os parâmetros mais importantes associados à caracterização de um sismo relativamente ao local de geração são a localização do epicentro, a profundidade focal, a magnitude, o intervalo de tempo da ocorrência e o tipo de mecanismo de geração. Para o cálculo destes parâmetros é necessário a dispor de registos das diversas ondas no mínimo observados em três locais distintos.

O modelo de propagação das ondas sísmicas actualmente aceite prevê que a energia libertada por um sismo faz vibrar o maciço que constitui a litosfera em todas as direcções que se propaga sob a forma de ondas sísmicas (Figura 3-6).

Como é evidente, quanto mais elevada for a energia libertada por um sismo, maior será a destruição causada à superfície e maior será a distância percorrida pelas ondas sísmicas e, consequentemente, maior será a área onde sentirão os seus efeitos. As ondas sísmicas são assim o modo de propagação da

energia libertada pelo sismo no hipocentro e na sua progressão provocam deformações elásticas nos maciços que constituem a crusta terrestre.

As ondas sísmicas propagam-se através dos corpos por intermédio de movimentos ondulatórios, como qualquer onda, com uma velocidade determinada designada por velocidade de propagação, dependendo a sua propagação das características físico-químicas dos corpos atravessados.

Em meios físicos de composição homogénea, que não é o caso da crusta da Terra, as ondas sísmicas seriam em todos os pontos equidistantes e normais à superfície da onda. Nessa condição é possível admitir que a energia sísmica se propaga ao longo dos raios sísmicos (Domingos, 2007). Na Terra, devido à sua composição heterogénea, o trajecto, ou seja o raio sísmico, das ondas sísmicas é, regra geral, curvilíneo.

Observando o esquema apresentado na Figura 3-6, pode-se verificar a progressão das ondas que se geram nos focos sísmicos e se propagam no interior do globo, ondas que se propagam no interior da crosta terrestre, designadas ondas interiores, volumétricas ou profundas, designadas por ondas P e S, e as que são geradas com a chegada das ondas interiores à superfície terrestre, designadas por ondas superficiais, ou ondas de Love e ondas de Rayleigh.

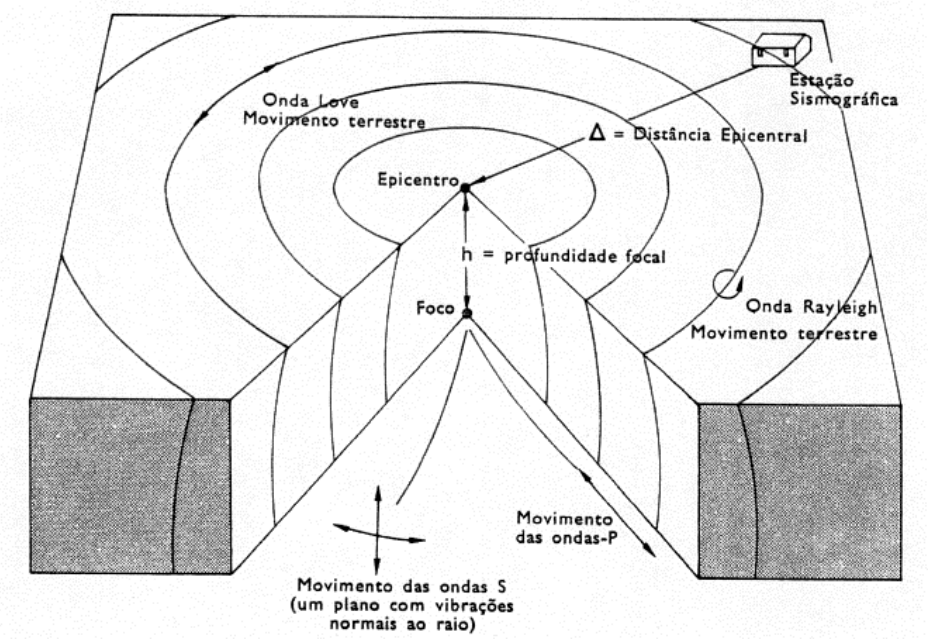


Figura 3-6 – Modelo esquemático da propagação das ondas sísmicas (Gass, G., 1978).

Resumindo, as ondas sísmicas classificam-se em dois tipos principais (Gass, I. G., 1978):

- as ondas que se geram nos focos sísmicos e se propagam no interior do maciço, designadas por ondas interiores, volumétricas ou profundas (ondas P e S), e que se propagam em todos os materiais sólidos com comportamento elástico, com períodos situados entre 0,5 s e 2,0 s;
- as ondas que são geradas com a chegada à superfície terrestre das ondas interiores, designadas por ondas superficiais (ondas L e R), e que existem apenas na zona superficial da terra e que se encontram associadas principalmente à existência de sedimentos e rochas sedimentares, com gama de períodos entre 10 s e 20 s e com velocidades de propagação menores que as ondas volumétricas.

Neste contexto classificam-se as ondas primárias longitudinais de compressão, ou simplesmente ondas P, as ondas transversais de corte, ou simplesmente ondas S, ondas de Love ou ondas L e ondas de Rayleigh ou ondas R. Estas ondas encontram-se representadas na Figura 3-7.

As ondas de compressão ou ondas P propagam-se de forma análoga às ondas sonoras, tridimensionalmente como uma esfera de perturbação em expansão. As ondas de corte ou ondas S são ondas caracterizadas por distorção transversal sem qualquer modificação volumétrica. As velocidades de propagação das ondas P e S, respectivamente v_P e v_S, têm valores diferentes, sendo calculadas pelas seguintes expressões para o caso de propagação um meio sólido infinito e elástico por (Rebelo, Silva, 2003),

Eq. 3-1 $$v_P = \sqrt{\frac{2(1-\upsilon)G}{(1-2\upsilon)\rho}} \text{ e } v_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

em que ν é o coeficiente de Poisson, ρ a densidade do meio e G é o módulo de distorção. Através das equações anteriores verifica-se que a velocidade das ondas P é superior à das ondas S, pelo que a primeira indicação de ocorrência de um sismo é dada pelo registo das ondas P (Figura 3-8). O intervalo de tempo que decorre entre a chegada das ondas P e o das ondas S é também utilizado para determinação do local do foco.

Quando as ondas de profundidade S e P atingem a superfície modificam-se, originando dois tipos de ondas superficiais que são as ondas Love, horizontais e transversais relativamente à direcção de propagação e as ondas Rayleigh, com as quais as partículas se movem em órbitas elípticas de eixo vertical.

Pelos efeitos que exercem sobre as estruturas construídas à superfície, seguidamente descrevem-se com mais pormenor os diversos tipos de ondas.

a) Ondas volúmicas

As ondas primárias, longitudinais, de compressão ou simplesmente ondas P são ondas de volume que transmitem vibrações em que ocorre a deslocação de partículas paralelamente à direcção de propagação da onda. As ondas P transmitem-se tanto em meios sólidos, como em líquidos e gasosos, no entanto, com velocidades muito diferentes consoante cada meio que atravessam.

Correspondem a um movimento vibratório em que as partículas dos materiais rochosos oscilam para a frente e para trás, na mesma direcção de propagação do raio sísmico, comprimindo e distendendo as rochas alternadamente em que a direcção de vibração das partículas é a mesma da propagação da superfície de onda. Estas ondas são as mais rápidas e, portanto, as primeiras a atingir a superfície terrestre, daí também a designação de ondas primárias.

As ondas transversais, de corte ou simplesmente ondas S propagam-se de modo semelhante ao de uma corda, e provocam vibrações volumétricas nas partículas numa direcção perpendicular ao raio sísmico, isto é, as partículas que transmitem as ondas vibram perpendicularmente à direcção de propagação da onda. Cada partícula mantém um volume constante, deslocando-se e transmitindo às zonas vizinhas esse mesmo movimento. As ondas secundárias são designadas por ondas transversais ou de corte. Propagam-se com menor velocidade do que as ondas P, e atingem a superfície terrestre em segundo lugar, sendo, por vezes, também designadas por ondas secundárias.

Enquanto que as ondas P se propagam nos meios sólidos, líquidos e gasosos, havendo variação de velocidade quando passam de um meio para o outro, as ondas S apenas se propagam nos meios sólidos. A velocidade das ondas S, tal como das ondas P, varia com as propriedades das rochas que atravessam, nomeadamente com a sua rigidez e com a sua densidade.

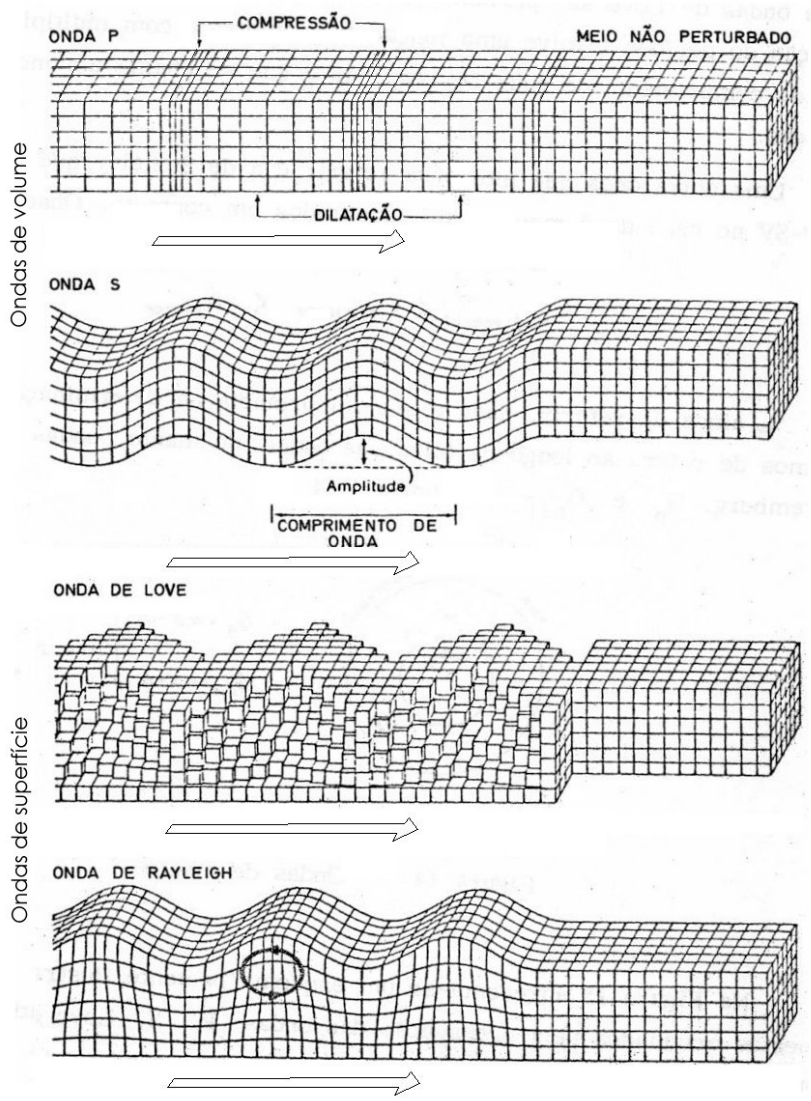


Figura 3-7 – Configurações da propagação das ondas sísmicas (adaptado de Oliveira, 1977).

b) Ondas de superfície

Com a chegada das ondas volúmicas à superfície geram-se ondas superficiais que são, em geral, as causadoras das destruições provocadas pelos sismos de grande intensidade. As ondas superficiais propagam-se com menor velocidade que as ondas P e S (Domingos, 2007) e distinguem-se dois tipos de ondas superficiais.

As ondas de Love, ou ondas L, que são ondas de torção, em que o movimento das partículas é horizontal e perpendiculares à direcção de propagação da onda. A amplitude deste tipo de ondas diminui rapidamente com a profundidade, de cerca de um factor de 10 por cada distância de 50 km percorridos.

As ondas de Rayleigh ou ondas R, que são ondas circulares em que o movimento das partículas se produz num plano vertical àquele em que se encontra a direcção de propagação da onda. As ondas Rayleigh são ondas de superfície em que as partículas executam um movimento circular com uma órbita elíptica realizada no sentido contrário ao da propagação da onda, em que as características gerais de amplitude das ondas são idênticas às das ondas Love.

3.5 - MEDIÇÃO DE EVENTOS SÍSMICOS

A acção sísmica em barragens, nomeadamente em Portugal continental, pode ter origem em sismos relativamente próximos do local das obras, sismos em falhas geológicas que atravessam a fundação da estrutura de barragens e em sismos com origem afastada do local das barragens mas cujos movimentos são sentidos no local das obras.

As vibrações sísmicas manifestam-se em fases sucessivas e com diferentes propriedades, tanto no que diz respeito à sua velocidade de propagação, como no movimento que provocam nas partículas constituintes das formações geológicas.

A Figura 3-6 representa um esquema do sistema de propagação das ondas elásticas originadas por um sismo a partir do seu foco. No local de medição das vibrações, designada por estação sismográfica, são registadas as 3 componentes ortogonais do movimento do solo, 2 horizontais e uma vertical, podendo esse movimento ser representado pelas componentes do movimento da superfície em termos da aceleração, velocidade e deslocamento.

Dependendo dos mecanismos de geração e da distância epicentral, focal e da morfologia tectónica e geológica do meio de percurso ter-se-á diferentes tipo de registos (Oliveira, Carlos, 1977).

Consideram-se, em geral, três tipos de registos:

- tipo 1 – Apenas um forte choque quando se trata de um registo feito a pouca distância do epicentro e para um sismo pouco profundo (h < 30 km), apresentando este sismo um conteúdo energético associado às altas frequências;
- tipo 2 – Registo moderadamente longo, entre 15 s a 20 s, correspondente a um sismo situado a distância epicentral intermédia, que apresenta a forma de um ruído numa banda de frequência de 0,05 s a 5 s.
- tipo 3 – Um registo longo, entre 30 s a 40 s, proveniente de um sismo intenso e situado a grande distância epicentral, com predominância dos períodos longos.

Uma análise qualitativa dos dois últimos tipos de registos mostra que há 3 zonas a distinguir. A primeira caracterizada por pequenas amplitudes crescentes e um espectro essencialmente constituído por altas frequências, correspondendo à chegada das ondas P e S e suas derivadas. A segunda zona, com características de estacionaridade, maior amplitude e duração das dezenas de segundo, corresponde às ondas de superfície. A terceira zona apresenta uma diminuição progressiva das amplitudes e uma maior riqueza nas baixas frequências.

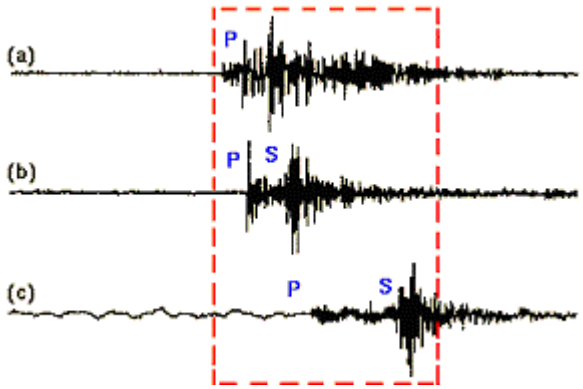
Na Figura 3-8 apresenta-se um exemplo de registo de um sismo de origem vulcânica e outro com origem tectónica, com a indicação das ondas P e ondas S.

Das três componentes registadas para os sismos dos tipos 2 e 3, as componentes horizontais são predominantes em relação à componente vertical. Esta componente apresenta, no entanto, um maior conteúdo energético nas altas frequências, como é o caso dos sismos registados próximos do epicentro. A observação dos registos da Figura 3-8 mostra que a história no tempo de qualquer das três componentes do movimento apresenta em regra três zonas diferenciadas, que são (LNEC,1978):

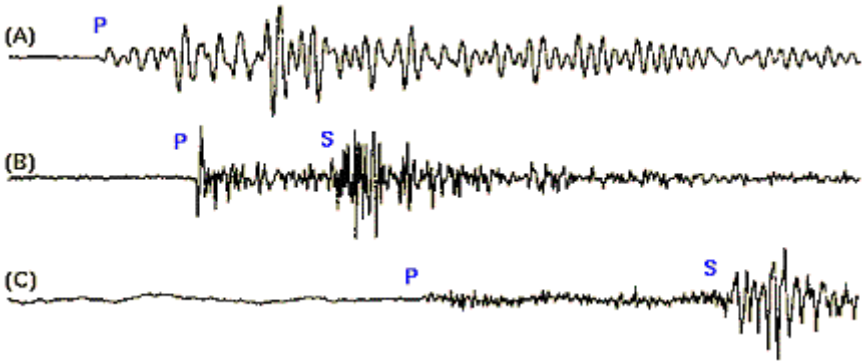
- a zona I originada pela chegada das primeiras ondas volumétricas longitudinais e transversais (ondas P e S), caracterizada por frequências elevadas e pequenas amplitudes;
- a zona II devida às ondas de superfície e caracterizada por amplitudes elevadas, de menor componente espectral à zona anterior;
- a zona III originada pelas ondas de período elevado, com menor velocidade de propagação, evidenciando uma diminuição gradual de amplitudes e de frequências.

A individualização destas três zonas está associada à distância do local de observação ao hipocentro. Para distâncias de centenas de quilómetros é relativamente clara e corresponde a sismos distantes. Para

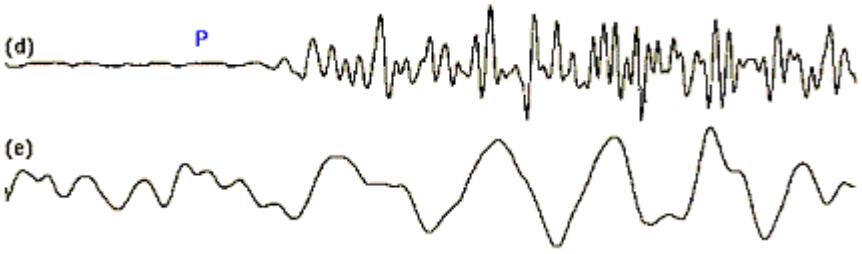
distâncias de dezenas de quilómetros a zona I pode ser predominante e corresponde à ocorrência de sismos próximos.



(a) Sismo de origem vulcânica. Monte de S.ta Helena, 23 de Novembro de 1987, magnitude de 1.2, foco a profundidade inferior a 1 km da superfície e com o epicentro a distância inferior a 1 km da estação de medição; (b) e (c) Sismo de origem tectónica. Cascades, 18 de Novembro de 1987, magnitude de 0,9, foco à profundidade de 17 km relativamente à superfície, epicentro à distância de 31 km (b) e 47 km da estação de medição (c);



Ampliação da escala do tempo da zona seleccionada a vermelho.



Sismo de origem tectónica. Imperial Lalley, Califórnia, 24 de Novembro de 1987, magnitude de 6,3, registado numa estação a 1 427 km do epicentro; (d) Ondas P; (e) Ondas de superfície, de menor frequência, registadas cerca 5 horas e 30 minutos depois do registo das ondas P;

Figura 3-8 – Registos sísmicos de origem vulcânica e tectónica (adaptado de USGS/CVO, 1997).

Os registos dos movimentos provocados pelos sismos correspondem a uma parte fundamental da sismologia e da engenharia sísmica (Clinton, John F., 2004).

Para registar as vibrações do solo num dado local, causadas pelas ondas sísmicas, são utilizados instrumentos denominados por sismógrafos ou sismómetros. Os primeiros sismógrafos baseavam-se no

princípio de uma caneta suspensa sobre um papel, que rodava num tambor giratório, estando o conjunto firmemente assente na superfície terrestre. Os registos obtidos denominavam-se sismogramas, e podiam ter diversas posições de registo, desde as componentes no plano e horizontal e vertical consoante a sua orientação.

Os sismómetros actuais são bastante mais evoluídos mas produzem sempre um sismograma, seja de acelerações, designando-se neste caso por acelerograma (designando-se o sensor de medição por acelerómetro), podendo ser também um registo de velocidades e deslocamentos do ponto medido.

Existem essencialmente dois tipos principais de sismógrafos: os que possuem grande sensibilidade e registam oscilações muito pequenas, designados por microsismógrafos, e os macrosismógrafos que medem grandes oscilações, estes últimos instalados perto de zonas sísmicas intensas. Actualmente verifica-se que há aparelhos que permitem medir um campo alargado de vibrações, podendo funcionar como microsismógrafos ou macrosismógrafos.

O deslocamento do solo numa dada estação fica perfeitamente conhecido pela combinação de três sismógrafos, dois com direcções horizontais ortogonais que medem os deslocamentos num plano horizontal e um outro, com direcção ortogonal aos dois primeiros, registando os movimentos verticais.

Os elementos básicos de um sismógrafo são o sensor que permite obter um sinal quantificado do movimento do seu suporte, que pode ser a superfície terrestre ou zona de uma estrutura, dispositivo de condicionamento de sinal que amplifica e filtra o sinal de saída do sensor, sendo os actuais de natureza electrónica, e um registador que transforma o sinal para valores que possam ser utilizados em Sismologia ou engenharia sísmica, sendo nos equipamentos mais evoluídos sob a forma de registo digital.

Na Figura 3-9 apresenta-se um dos primeiros dispositivos para observação de sismos, que devido à sua sensibilidade às vibrações emitia sinais sonoros, e a configuração de um aparelho moderno que permite medir tridimensionalmente as componentes de um sismo e registá-las sob a forma digital.

Em 1935, Charles F. Richter (1900-1985) e Beno Gutenberg, ambos membros do California Institute of Technology (Caltech), que estudavam sismos no Sul da Califórnia desenvolveram uma técnica de medir a magnitude a partir dos sismogramas e elaborou uma escala de magnitudes sísmicas, que mede a energia libertada no hipocentro ou foco, designada por escala de Richter. A primeira escala quantitativa de magnitudes sísmicas foi criada em 1931 por K. Wadati e aperfeiçoada em 1935 por Richter.

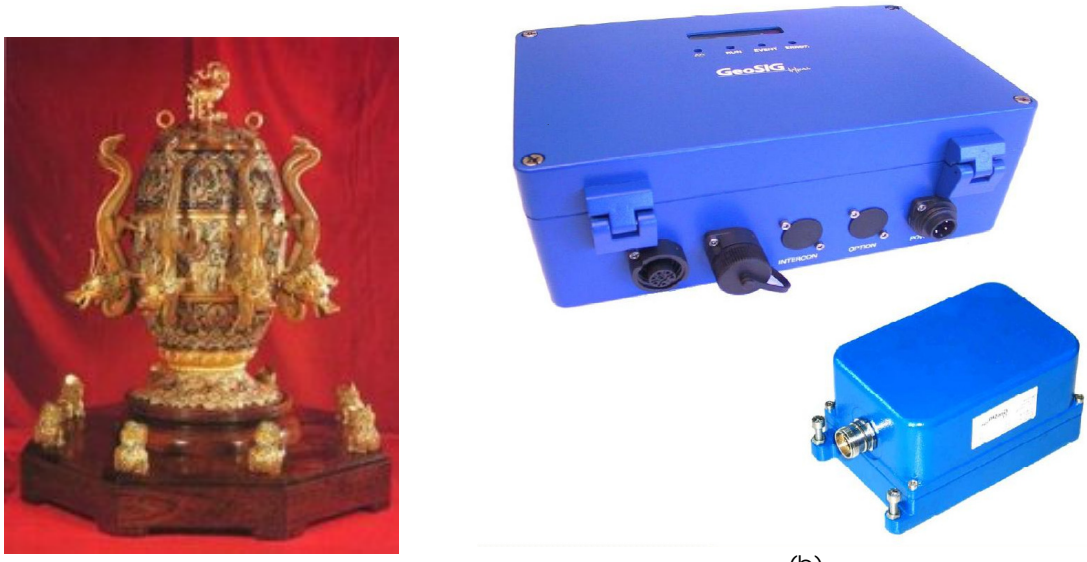
A escala criada por Richter permite medir a energia libertada por um sismo, utilizando para o efeito a magnitude como unidade, definida como magnitude local, também conhecida por magnitude de Richter. A magnitude é expressa em números inteiros e decimais e não apresenta limite superior, máximo valor da energia que é possível de ser libertada num sismo (Barros, Ana, 2006).

Na escala criada por Richter, cada valor da magnitude corresponde a uma vibração cerca de 10 vezes superior em amplitude ao valor antecedente. Trata-se de uma escala logarítmica em que a magnitude corresponde ao logaritmo da medida da amplitude das ondas sísmicas do tipo P e tipo S a 100 km do epicentro.

A fórmula utilizada para o cálculo da magnitude é $M_L = \log A - \log A_0$, onde A representa a amplitude máxima medida no sismógrafo e A_0 uma amplitude de referência.

Assim, por exemplo, um sismo com magnitude 6 tem uma amplitude 10 vezes maior que um sismo de magnitude 5. Contudo, um sismo de magnitude 6 liberta cerca de 31 vezes mais energia que um de magnitude 5.

Um sismo inferior a 3,5 graus na escala de Richter é apenas registado por sismógrafos. Um sismo entre 3,5 e 5,4 já pode produzir danos. Um sismo situado entre 5,5 e 6 provoca danos menores em edifícios bem construídos, mas pode causar danos significativos em edifícios mal construídos.



(a) (b)

Figura 3-9 –Sismoscópio construído no ano 132, por Chang Heng (a) (Wikipedia, 2007 b) e sismógrafo moderno, modelo GSR-24 Seismic Recorder/Digitiser e acelerómetro exterior AC-63 (b) (GEOSIG, 2007).

Já um sismo entre 6,1 e 6,9 na escala Richter pode ser devastador numa zona de 100 km. Os sismos de magnitude entre 7 e 7,9 pode causar sérios danos numa grande superfície. Os sismos acima do grau 8 podem provocar grandes danos em regiões localizadas a várias centenas de quilómetros do epicentro.

A magnitude dos sismos é obtida da amplitude das ondas sísmicas registadas em sismogramas e permite calcular a energia libertada em cada evento sendo, portanto, uma medida da sua grandeza absoluta, independente da distância.

De acordo com a definição original formulada por Richter a magnitude M mede a energia de um sismo no foco e corresponde ao logaritmo na base 10 da amplitude do movimento sísmico, medido em microns, a 100 km do epicentro por um sismógrafo Wood-Anderson normalizado (Barbat A. H., 1994).

A magnitude é um parâmetro definidor de um sismo muito importante porque está relacionada com a energia total dissipada durante o sismo. Actualmente são usadas diversas expressões para cálculo da magnitude dos sismos a partir dos registos das ondas sísmicas. Este parâmetro é importante porque, permitindo avaliar a energia libertada, possibilita ter uma ideia do possível impacto do sismo sobre as estruturas localizadas na proximidade.

A escala de Richter não é usada para medir os danos causados por um sismo pois um sismo que ocorra numa zona deserta pode não ocasionar nenhuma destruição, ao contrário se este vier a ocorrer numa zona densamente habitada.

As consequências de um sismo dependem da sua magnitude, localização do epicentro, tipo de solo e de construção que afecta, densidade populacional e mecanismos de prevenção que eventualmente tenham sido implementados para a eventualidade da ocorrência desse evento.

Os sismos de elevada magnitude podem provocar destruição muito vasta, salientando-se os seguintes eventos:

- ocorrência de incêndios em zonas habitadas e em instalações industriais;
- destruição de vias de comunicação e das estruturas das construções;
- liquefacção dos solos, nomeadamente em estruturas formadas por aterros;

- deslizamento de terras, inundações quando provocam a rotura de grandes estruturas de retenção de água como é o caso das barragens, diques e reservatórios de grande dimensão;
- tsunamis quando o epicentro do sismo se situa no fundo do oceano, correspondendo este fenómeno a oscilações das águas formando um grande onda que progride em todas as direcções até atingir a costa terrestre.

Um outro parâmetro que mede a influência e repercussões sobre as construções de um sismo é a noção de intensidade. A intensidade de um sismo é estimada pelo observador e tem como referência uma escala de intensidades. A intensidade de um sismo é atribuída consoante os efeitos sísmicos sobre as pessoas, os objectos, as construções e a natureza.

Diversas escalas de intensidades foram estabelecidas com o objectivo de quantificar a intensidade dos sismos numa dada região. Para medir o efeito dos sismos nas populações Giuseppe Mercalli, no princípio do século XX, cria uma escala que mede o grau de destruição causada pelos sismos, que foi modificada em 1931 para se adaptar ao tipo de construções mais modernas que entretanto se construíram, designando-se essa escala por escala de Mercalli modificada. É uma escala de intensidades graduada em 12 graus, e é baseada na destruição causada pelos sismos e nas informações prestadas pelas pessoas e obtidas de registos históricos.

Este valor é, contudo, influenciado por diversos factores em que os principais são o tipo de construções e de estruturas e as características do solo. A severidade das vibrações sísmicas ocorridas num dado local é medida pela intensidade sísmica. A sua quantificação, geralmente expressa em graus de uma escala de intensidades, é feita através da avaliação dos efeitos produzidos pelo sismo num local específico.

Não pode ser considerada como uma grandeza global do sismo uma vez que o mesmo sismo produz intensidades de valores diferentes em diferentes locais. A intensidade é um parâmetro que caracteriza os efeitos produzidos por um sismo nas pessoas, objectos, estruturas construídas e meio ambiente, num determinado local. A cada conjunto de efeitos corresponde um determinado grau de intensidade. A intensidade em determinado sítio depende não só da energia libertada pelo sismo (magnitude), mas também da distância a que esse sítio se encontra do local em que foi gerado o sismo, e das características geológicas do sítio.

Actualmente as escalas mais utilizadas são a referida de Mercalli modificada e a escala MSK, compreendendo ambas 12 graus de classificação (de I a XII). Estas escalas são de natureza subjectiva porque se baseiam em grande parte no grau de percepção das pessoas afectadas em relação aos sismos.

As escalas mais utilizadas em Portugal são a Escala de Mercalli Modificada (MMI) e a Escala Macrosísmica Europeia (EMS-98). Cada uma destas escalas descreve em pormenor os efeitos produzidos pela de vibração do solo, associando-lhes um determinado grau de intensidade. Os graus de intensidade representam-se por algarismos romanos (SPES, 2007). A intensidade é o único parâmetro que é possível obter dos sismos que se verificaram no passado.

No Quadro 3-1 indica-se a escala de Mercalli modificada e a correspondência para a escala de Richter. Como se pode verificar pelos diversos graus da escala de Mercalli, a intensidade de um sismo visa medir os efeitos dos sismos nas construções, nas pessoas e no meio ambiente.

Esta não é uma medida muito rigorosa porque depende muito do observador e do tipo de construções existentes na área afectada. No estudo de um determinado sismo, depois de recolhidas as informações relativas aos efeitos por este provocadas, é possível elaborar uma carta de intensidades sísmicas ou carta de isossistas, delimitando cada isossista os locais onde a intensidade registada foi igual ou superior.

Quadro 3-1 – Intensidade sísmica de Mercalli modificada e sua correspondência com a escala de Richter.

	Escala de Mercalli modificada		Escala de Richter
Grau I	Imperceptível	Não é sentido pelas pessoas. Apenas registado pelos aparelhos de precisão, ou sismógrafos.	1 a 2
Grau II	Muito fraco	Sentido por um número reduzido número de pessoas, especialmente pelas que se encontram em pisos elevados de edifícios.	2 a 3
Grau III	Fraco	Sentido por um pequeno número de habitantes. É sentido pelas pessoas situadas no interior dos edifícios, especialmente as que se encontram nos andares elevados. As oscilações não são identificadas como de origem sísmica.	3 a 4
Grau IV	Moderado	Sentido dentro das habitações, podendo despertar do sono um pequeno número de pessoas, os objectos pendurados oscilam. No exterior é menos perceptível. Nota-se a vibração de portas e janelas e das loiças dentro dos armários.	4
Grau V	Forte	Praticamente sentido por toda a população, tanto no interior como no exterior das habitações. Há queda de alguns objectos menos estáveis, os líquidos movem-se, abrem-se pequenas fendas nas paredes.	4 a 5
Grau VI	Bastante forte	Todas as pessoas sentem e têm dificuldade e manter-se de pé. Provoca início de pânico nas populações. Produzem-se danos nas habitações, caindo algumas chaminés. O mobiliário menos pesado é deslocado.	5 a 6
Grau VII	Muito forte	Caiem muitas chaminés. Há estragos limitados em edifícios de boa construção, mas importantes e generalizados nas construções mais frágeis. Facilmente perceptível pelos condutores de veículos automóveis em trânsito. Desencadeia pânico geral nas populações.	6
Grau VIII	Ruinoso	Todas as construções são afectadas. As mais frágeis desmoronam-se.	6 a 7
Grau IX	Desastroso	Todos os edifícios são muito afectados, surgem fracturas no solo e deslizamento de terrenos. Produzem-se danos médios nas estruturas especiais.	7
Grau X	Destruidor	Muitas construções e as suas fundações são destruídas, especialmente as construções em alvenaria. Registam-se inúmeras fracturas no solo.	7 a 8
Grau XI	Catastrófico	Destruição da quase totalidade dos edifícios, mesmo os mais sólidos. Caiem pontes, diques e barragens. Destruição das redes de canalização e das vias de comunicação. Formam-se grandes fendas no terreno, acompanhadas de desligamento. Há grandes escorregamentos de terrenos.	8
Grau XII	Cataclismo	Destruição e colapso total das construções. O solo ondula e há modificação da topografia. (Este grau nunca foi presenciado no período histórico.)	Maior que 8

3.6 - FORMAS DE REPRESENTAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

A representação completa, para um determinado elemento de volume, das vibrações sísmicas compreende a descrição de cada uma das seis componentes do movimento desse elemento, três translações e três rotações. Contudo, a importância das componentes de translação é muito maior que a

das outras componentes, o que justifica que na maioria dos casos se façam os estudos de análise estrutural considerando apenas essas três componentes (Rebelo, Carlos, 2003).

Verifica-se que na análise dos efeitos de um acontecimento sísmico os parâmetros mais importantes para caracterização dessa acção são os valores máximos da aceleração, velocidade ou deslocamento, e o seu conteúdo harmónico, ou seja, a forma como a energia dinâmica da acção no espectro se distribui no eixo das frequências.

Os valores máximos, por si só, são em geral insuficientes para caracterizar um sismo. O caso do sismo ocorrido em 1985 e que afectou a cidade do México é um exemplo da importância da forma e do conteúdo espectral de um sismo.

Nesse sismo, cujo epicentro se situou a quatrocentos quilómetros a Oeste da Cidade do México, próximo da costa do Pacífico, o espectro das acelerações próximo do foco era formado por uma larga banda de frequências. No seu trajecto até à Cidade do México as frequências mais altas foram sendo atenuadas e o material que constitui o solo naquela cidade, fundada sobre depósitos de solo de um antigo lago, amplificou as amplitudes com frequências de cerca de 0,5 Hz.

Este efeito originou que as estruturas com frequências próprias próximas desse valor fossem seriamente danificadas, e que corresponderam à maioria dos edifícios de seis a vinte andares que possuem frequências próprias fundamentais de ordem de grandeza semelhante.

Para a representação de um sismo existem diferentes formas e metodologias, algumas das quais são indicadas no Quadro 3-2 (Oliveira, Carlos,1977).

Quadro 3-2 – Formas de representação da acção sísmica.

Método	**Descrição**
Escala de intensidade	Características gerais dos danos nas construções
Comportamento de estruturas já estudadas	Estudo da fiabilidade quando são conhecidas as características resistentes das estruturas
Magnitude	A medida mais comum de um sismo
Momento sísmico, dimensões da falha, queda de tensão, frequência limiar	Característica do sismo na sua origem
Valores máximos	Corresponde aos valores de pico de uma determinada grandeza
Espectro de resposta de acelerações, velocidades e deslocamentos	Obtido por análise de acelerogramas
Espectros de potência	Descrição estocástica do movimento do solo nas suas três componentes, obtido por análise de acelerogramas
Distribuição probabilística conjunta	Obtido por análise de acelerogramas

As formas mais comuns para definir a acção sísmica são através de valores máximos, espectros de resposta (de acelerações velocidades ou deslocamentos) e de forma probabilística, através de espectros de potência e acelerogramas (Figura 3-10). Para o território português os espectros e as densidades espectrais de potência da aceleração encontram-se definidos no (RSAEEP,1983).

a) Quantificação através dos valores máximos:
O método tradicional de quantificação de uma qualquer componente de vibração da acção sísmica usa o valor de aceleração máxima $a_{máx}$, obtida directamente dos registos sismométricos.

Por integração sucessiva das histórias de aceleração podem ser determinadas as histórias de velocidade e deslocamento e delas os valores de velocidade máxima $v_{máx}$ e deslocamento máximo, $d_{máx}$.

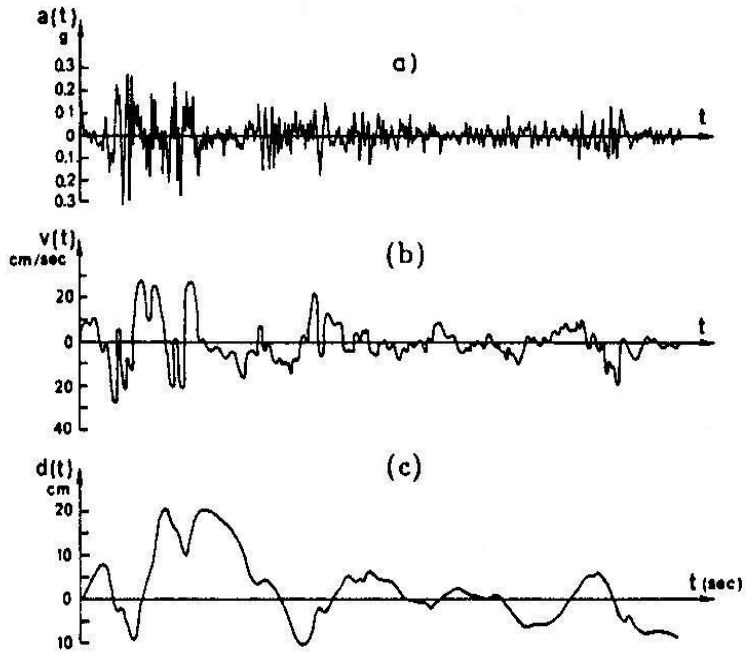


Figura 3-10 – Representação das componentes do sismo de El Centro - (a) - diagrama de acelerações (acelerograma), (b) - diagrama de velocidades e (c) - diagrama de deslocamentos.

b) Quantificação através de espectros de resposta:
O método mais utilizado para modelar a acção sísmica é o método dos espectros de resposta devido a G. W. Housner. Estes espectros são definidos a partir do valor máximo da resposta de um oscilador linear de um grau de liberdade (OL1GL) com amortecimento viscoso, quando submetido a uma excitação constituída por uma história de deslocamentos ou acelerações na sua base.

As curvas do espectro são calculadas para vários valores de amortecimento, sendo usado o eixo das frequências para representar as frequências próprias do oscilador. Os valores em ordenadas podem ser qualquer uma das grandezas, aceleração, velocidade ou deslocamento, sejam eles valores totais ou valores relativos à base do oscilador.

c) Quantificação através de espectros de potência:
Uma metodologia geral de caracterização da acção sísmica assenta na teoria dos processos estocásticos enquanto conjunto de funções aleatórias com determinadas características probabilisticas.

d) Quantificação através de acelerogramas:
A forma mais exacta de quantificar a acção sísmica é através de acelerogramas registados durante a ocorrência de sismos. Contudo esses registos são verdadeiros para regiões específicas, podendo não ser representativos para outros locais.

Dada a característica de ser uma acção acidental com baixa probabilidade de ocorrência, para a maioria das situações não existem registos passíveis de serem usados nesta forma de quantificação da acção, pelo que, sempre que se verifica a necessidade de usar acelerogramas, recorre-se por vezes à

sua geração numérica a partir das densidades espectrais de potência ou dos espectros de resposta regulamentares.

3.7 - SISMICIDADE E RISCO SÍSMICO EM PORTUGAL

No contexto da tectónica de placas, Portugal está situado na placa Euro-Asiática, a qual é limitada a sul pela falha Açores-Gibraltar, que corresponde à fronteira entre as placas euro-asiática e africana, e a oeste pela falha dorsal do oceano Atlântico (Figura 3-11). Nesta figura representa-se a distribuição espacial e respectiva magnitude dos sismos históricos e instrumentais para os contextos interplacas e intraplacas (LNEC, 2006).

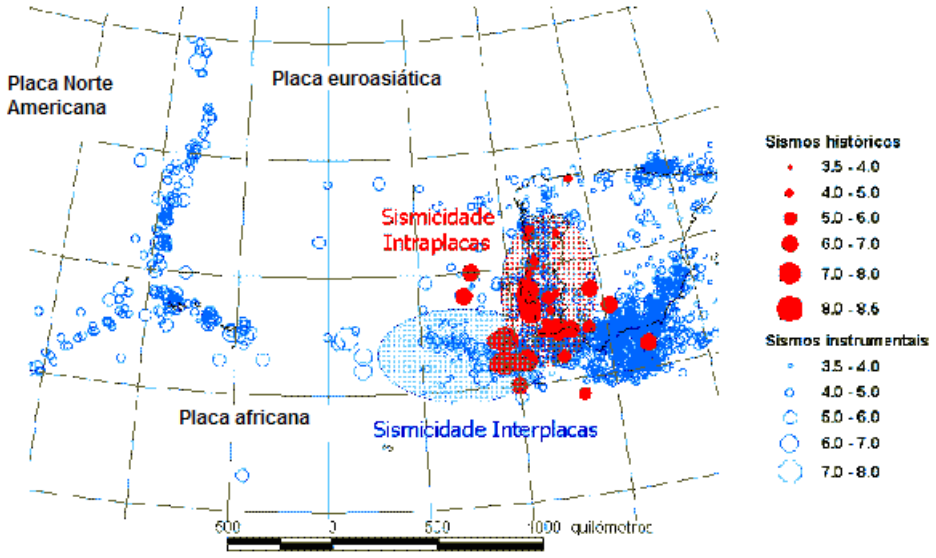


Figura 3-11 – Portugal no contexto da tectónica de placas e distribuição espacial da actividade sísmica com influência directa no território português (adaptado de LNEC, 2006).

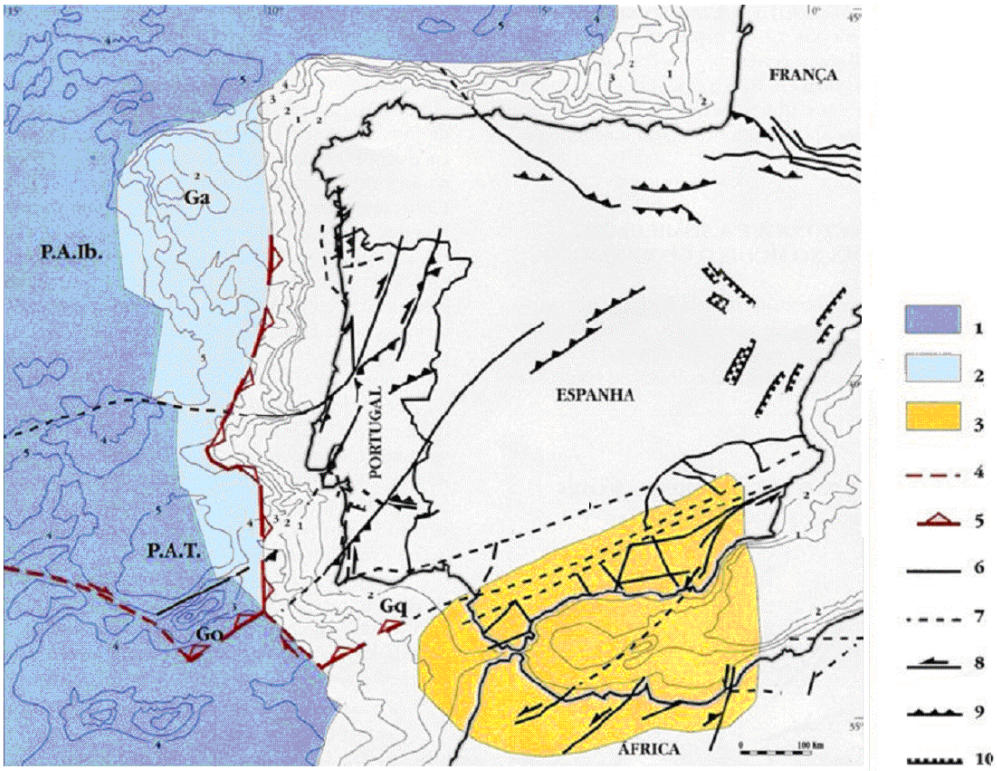
O movimento destas placas é caracterizado pelo deslocamento para Norte da Placa Africana e pelo movimento divergente de direcção E-W na dorsal atlântica. Na zona mais ocidental da fractura Açores-Gibraltar encontra-se a junção tripla de placas dos Açores e a Sudeste da ilha de S. Miguel a fractura toma uma direcção E-W, com movimento de desligamento, a qual é conhecida por Falha da Glória.

Para oriente, na zona do Banco de Gorringe, o movimento de desligamento passa a cavalgamento da placa euroasiática sobre a placa Africana. Para oriente abandona-se o domínio oceânico e entra-se no domínio continental com convergência continente-continente. Devido a este contexto tectónico, o território português constitui uma zona de sismicidade importante (LNEC, 2007).

Na zona mais ocidental da fractura Açores-Gibraltar, na junção tripla dos Açores, a sismicidade que se faz sentir está relacionada quer com o vulcanismo quer com a movimentação interplacas. A Sudeste da ilha de S. Miguel, a Falha da Glória tem um comportamento assísmico o que pode ser devido à reduzida taxa de movimento que poderá provocar sismos de grande período de retorno. Na zona de cavalgamento a sismicidade é difusa, não delimitando bem uma zona de fronteira, evidenciando um mecanismo complexo de fronteira de placas.

A sismicidade observada mostra que a actividade sísmica do território português resulta de fenómenos interplacas e de fenómenos localizados no interior da placa, designada por sismicidade intraplacas como se pode verificar pelo enquadramento geodinâmico do território português (Figura 3-12).

Neste tipo de sismicidade, ao contrário da sismicidade interplacas, que se caracteriza por sismos de magnitude elevada e grande profundidade, a sismicidade é baixa a moderada e mais difusa, sendo difícil a relação directa entre as falhas existentes e os epicentros dos sismos.



Legenda: 1 - crosta oceânica, 2 - crosta continental adelgaçada, 3 - fronteira de placas difusa (colisão continental), 4 - fronteira de placas (localização aproximada), 5 - subducção a sul dos bancos submarinos de Goringe e Guadalquivir e ao longo da margem continental oeste-ibérica, 6 - falha activa, 7 – idem, provável, 8 -falha activa com movimento de desligamento, 9 - falha activa com movimento inverso, 10 - falha activa com movimento normal, Ga - banco da Galiza, Go - banco de Goringe, Gq - banco do Guadalquivir, P.A.Ib. - Planície Abissal Ibérica, P.A.T. - Planície Abissal do Tejo. Curvas batimétricas em km (1 - primeira a 200 m).

Figura 3-12 – Enquadramento geodinâmico regional do território continental português (Cabral, João, 2001 a).

Devido ao seu enquadramento, o território de Portugal Continental tem sofrido ao longo do tempo as consequências de sismos de magnitude moderada a forte, que resultaram muitas vezes em danos importantes, com relevo para o sismo ocorrido em 1755.

Para além da sismicidade devida à fronteira de placas, existe actividade sísmica significativa no interior do território português causada pelas características tectónicas do território interior. Podem salientar-se como zonas sísmicas mais importantes o vale inferior do Tejo, a região do Algarve, o vale submarino do Sado e a região de Moncorvo com movimentos tectónicos associados à falha de Vilariça, estando ambas indicadas na carta neotectónica de Portugal (Figura 3-13).

A sismicidade do Arquipélago dos Açores, que decorre da actividade vulcânica e tectónica da crista Atlântica, é caracterizada por ocorrência de um número de sismos muito elevado. Este Arquipélago também apresenta uma sismicidade histórica importante, referindo-se que nos últimos 500 anos os Açores sofreram vários sismos devastadores (LNEC, 2006). A Madeira localiza-se numa zona relativamente estável da placa Africana e não há registos de sismos intensos nessa zona.

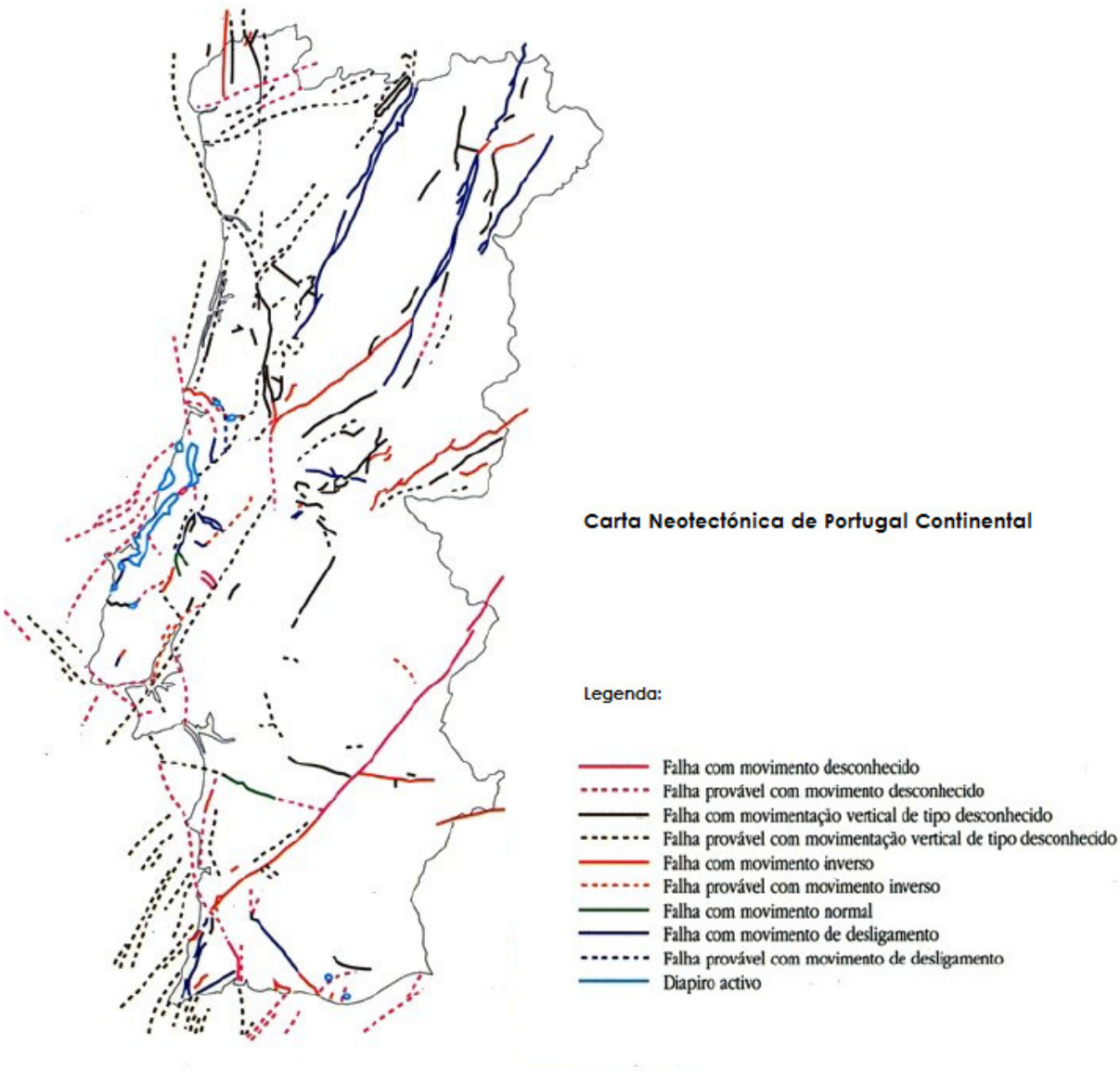


Figura 3-13 – Carta Neotectónica de Portugal Continental, (adaptado de Cabral, João, 2001 b).

3.8 - ESTUDOS SISMOLÓGICOS

3.8.1 - Aspectos gerais

Os estudos de sismicidade permitem obter, para o local em torno da barragem e da albufeira, o zonamento das províncias sismotectónicas, ou seja o seu enquadramento geotectónico por unidades estruturalmente homogéneas que podem ser fonte de geração de sismos que venham a afectar a barragem, a partir da correlação, que nem sempre é evidente, entre a história conhecida e os registos de sismos e as estruturas geológicas que lhes estão associadas (USACE,1995).

O desenvolvimento das actividades de avaliação da sismicidade e consequente definição da acção sísmica para projectos de empreendimentos hidroeléctricos requer uma equipa multidisciplinar que inclua especialistas do domínio da sismologia, geologia e geotecnia, análise de materiais e em engenharia hidráulica e estrutural. Esta equipa será responsável pelo estabelecimento dos estudos adequados para

determinação da acção sísmica, nomeadamente os sismos de projecto, investigações de engenharia necessárias e avaliação de resultados (USACE, 1995).

Esta equipa deve elaborar o estudo sismológico adequado a cada caso, em fase precedente ao projecto, e assegurar que os estudos e investigações são completas e compatíveis com os objectivos pretendidos. Os estudos a realizar devem incluir a análise da sismotectónica e estudos geológicos e geotécnicos do local que permitam determinar o valor dos sismos de projecto.

O objectivo de um estudo da caracterização do local, que deve ser evolutivo e elaborado por fases cada vez mais aprofundadas, é obter todos os dados que são essenciais para definição das acções de projecto, que geralmente estabelecem limites de rotura, e garantir que a obra irá ser realizada em segurança.

Os estudos sismológicos são muitas vezes baseados em estudos já existentes, dados e informação disponíveis sobre a região onde se insere a obra, e métodos simplificados da avaliação que tenham sido desenvolvidos para projectos ou estruturas similares.

Para esse objectivo é necessário reunir a história geológica e tectónica numa área que pode incluir distâncias superiores a 300 km em redor do aproveitamento. Deve-se efectuar um estudo detalhado em torno do aproveitamento com o fim de examinar a existência de falhas activas no terreno que possam afectar a obra. Este estudo é feito a partir da consulta de catálogos sísmicos, que contêm valores de intensidade dos sismos ocorridos, o qual é uma medida não instrumental representativa do grau de dano e destruição causado pelos sismos, sendo usualmente adoptada a escala de intensidades de Mercalli modificada, para um período de tempo em que é possível obter dados históricos.

Para os sismos mais recentes pode ser possível obter-se outro tipo de características como sejam as acelerações, velocidades, deslocamentos e magnitudes dos sismos, desde que, evidentemente, se disponha de equipamentos de medição.

Os estudos de sismicidade englobam diversas análises cujo âmbito é regional e local. Essas análises de avaliação da sismicidade, ou seja do risco sísmico da região, podem ser realizadas por via determinística e probabilística. Nestes estudos deve-se ter em particular atenção o risco sísmico associado a falhas existentes e à sismicidade induzida pela albufeira, avaliação de possíveis roturas superficiais em falhas do maciço de fundação da própria estrutura a projectar ou na albufeira que suscitem deslocamentos relativos. Para a estimativa do nível de risco de rotura superficial da fundação deverão ter-se em atenção as condições geológico-geotécnicas e sismotectónicas (USACE, 1995 a)) e (USACE,1995 c)).

As investigações sismológicas devem descrever a história passada de sismos ocorridos e estabelecer os períodos de retorno associados. Deve ser colocada ênfase especial em identificar todos os parâmetros geológicos, sismológicos e geotécnicos necessários para definir os sismos de projecto.

Geralmente, nos estudos iniciais adoptam-se valores preliminares, que são obtidos de movimentos do solo constantes de mapas já publicadas com a definição das zonas sísmicas, ou de análises estruturais realizadas para outras obras na proximidade. Estes primeiros estudos são úteis na orientação e referência para a avaliação preliminar e avaliar a necessidade de investigações de zonas sísmicas, e podem mesmo ser satisfatórios para o projecto ou avaliação final nas zonas sísmicas de baixa intensidade.

Os estudos específicos locais envolvem a região onde irá ser executada a obra e as condições estruturais dessas obras, nomeadamente a avaliação dos riscos do projecto e a resposta de características às acções sísmicas. Os programas detalhados devem incluir estudos geológicos, os estudos devem descrever a província sismotectónica, caracterizar o local, e investigar todas as falhas que podem afectar a obra.

Os estudos sísmicos podem ser efectuados através de dois tipos de abordagem nomeadamente a análise do risco sísmico por via determinística e determinação da acção sísmica por via probabilística.

A determinação do risco sísmico por via determinística recorre à identificação de fontes sísmicas próximas do local, registos sísmicos históricos ocorridos e características geológicas para determinar as

características de possíveis sismos para esse local. Os sismos são assim estimados por forma determinística através da magnitude, distância e condições no local da obra.

A determinação do risco sísmico por via probabilística utiliza os dados obtidos pela via determinística e faz uma abordagem da probabilidade de ocorrência de sismos para um período de tempo específico, definido como período de retorno. A probabilidade ou frequência da ocorrência de sismos de diferente magnitude em cada fonte sísmica específica é tida em conta nessa análise. Os resultados desta análise permitem definir os sismos a considerar no projecto.

Por último refere-se que uma via, na qual se tem realizado progressos significativos, graças ao desenvolvimento do cálculo automático, e independentemente das considerações anteriores, assenta no estudo de metodologias de projecto e de dimensionamento das estruturas de modo a minimizar as consequências, quer humanas quer materiais, dos sismos que possam ocorrer durante o período da vida média das estruturas, sendo a determinação destas acções de fundamental importância.

3.8.2 - Avaliação do risco sísmico

A avaliação do risco sísmico do local de uma barragem pode ser efectuada por diversas metodologias (Ghrib F., Léger, 1997)). O ICOLD, no Bulletin 72 - *Selecting Seismic Parameters for Large Dams,* 1998 (CIGB/ICOLD, 1989) considera que devem ser realizados estudos dinâmicos se o PGA (*peack groud acceleration*) para o local da barragem for superior a 0,25g. Contudo, este critério não tem em conta as características dinâmicas da barragem.

A determinação da acção sísmica, para um local específico de uma barragem, pode ser realizada principalmente sob a forma de acelerações de projecto, espectros de resposta e de potência e acelerogramas, podendo estes últimos ser reais ou gerados artificialmente. Ambos as caracterizações requerem o estudo e a determinação de três aspectos principais e que são (USACE, 1999):

- definição e caracterização das fontes sísmicas, ou seja falhas ou locais que possam gerar sismos;
- sismos máximos que possam vir a ocorrer nas fontes sísmicas identificadas e a frequência de ocorrência desses sismos;
- relações de atenuação, em termos de magnitude, distância e condições geológicas dos locais atravessados pelas ondas sísmicas, para estimativa das características dos sismos nos locais em estudo.

Os principais factores que condicionam a selecção dos parâmetros para o estudo sísmico de barragem estão intimamente relacionados com as condições geológicas e tectónicas da zona geográfica onde a obra está situada, assim como dos aspectos particulares do local onde esta se insere.

A equipa de projecto para a definição da acção sísmica para um dado local e obra deve ser constituída por especialistas nas disciplinas de sismologia, geofísicos, geólogos e engenheiros geotécnicos, sendo os resultados apresentados e discutidos em colaboração com engenheiros de estruturas (USACE,1999).

A filosofia da maioria dos códigos e normas de projecto relativos à análise da segurança estrutural à acção sísmica, para barragens e estruturas importantes, estipula diversos níveis de sismos, correspondentes a diversas magnitudes. Esses sismos, a que correspondem diferentes períodos de retorno, podem ter designações ligeiramente diferentes correspondendo, no entanto, a acções mais ou menos equivalentes. Na legislação portuguesa são designados por sismo máximo expectável (SME), o sismo máximo de projecto (SMP) e o sismo base de projecto (SBP).

A estes sismos estão associadas diferentes exigências de comportamento das estruturas, requerendo-se para o SBP que a estrutura tenha um comportamento elástico, não ocorra fissuração dos materiais e para os dois últimos sismos poderá admitir-se fissuração na estrutura mas nunca poderá ocorrer a sua rotura nem libertação da água na albufeira (Thakkar, S. , 2003).

Essencialmente, a selecção dos parâmetros sísmicos, para a realização dos estudos de projecto e avaliação da segurança de uma nova barragem, ou para uma barragem existente, é um processo evolutivo que requer diversos estudos, estando os principais enumerados nos pontos seguintes.

A ordem de importância de cada factor, tipo e detalhe dos estudos deverá ter em conta as condições do local, o tipo e dimensão da barragem, o fim a que esta se destina e as consequências, em termos de danos económicos, ambientais e humanos, provocados por anomalias na integridade da barragem em caso de ocorrência de sismos (CIGB/ICOLD,1989).

3.8.2.1 - Estudo dos factores geológicos regionais

Num estudo sismológico intervêm diversos factores característicos de cada região. Seguidamente são apresentados alguns desses factores (Jansen, 1988).

Estrutura geológica regional que engloba o conhecimento da história geológica do local do projecto, identificação das características fisiográficas regionais, caracterização e descrição dos aspectos físicos da superfície terrestre, descrição das formações geológicas, localização dos acidentes geológicos regionais como dobras, fracturas e falhas, estimativa da actividade de falhas existentes e determinação da taxa de deslocamentos relativos da zona em estudo.

Sismicidade histórica em termos de caracterização da documentação existente, coordenadas dos epicentros, intensidade no epicentro, efeitos à superfície e determinação das linhas de igual intensidade sísmica, profundidade do foco, zona de influência do sismo com significado para a estrutura, intensidade induzida para o local da barragem e quantificação do nível de intensidade sísmica.

A sismicidade histórica deve ser realizada numa área com um raio mínimo de 100 km em redor do local em estudo e englobar toda a extensão das províncias tectónicas nessa área. O estudo deve procurar definir para cada sismo as coordenadas do epicentro, magnitude, data de ocorrência, profundidade focal, mecanismo de rotura, efeitos observados à superfície, intensidade induzida no local em estudo da barragem e registos sísmicos (CIGB/ICOLD, 1989).

Estudos de sismologia de caracterização da actividade micro-sísmica com determinação da profundidade do foco e mecanismos de rotura e registos obtidos por macro sismógrafos.

Interpretação sismotectónica mediante a estimativa do estado de tensão regional para diferentes períodos geológicos, medição do estado de tensão no local da barragem, interpretação da tectónica regional, nomeadamente o estudo das deformações na crusta terrestre (enrugamentos, fracturas) devidas à acção de forças internas, e do tipo de falhas associadas, localização e descrição das falhas e zonas de corte, capazes de gerar sismos ou de poderem sofrer deslocamentos na ocorrência de sismos e definição das províncias sismotectónicas e elaboração de mapas.

3.8.2.2 - Estudo dos factores geológicos locais

O estudo das características dos locais é realizado em áreas territoriais mais restritas, a análise é de maior pormenor, salientam-se seguidamente os principais estudos a realizar (Jansen, 1988).

Estudo da geologia local tais como a determinação da estratografia e petrografia do maciço rochoso, tectónica e microtectónica local como falhas e diaclases, depósitos superficiais, por exemplo aluviões, aquíferos subterrâneos e solos e topografia da rocha de fundação.

Caracterização da hidrogeológica, nomeadamente variações periódicas do nível freático, estudos de permeabilidade e composição química da água.

Estudos geofísicos e dados geotécnicos do maciço rochoso, do solo e depósitos superficiais.

Exploração de recursos naturais na proximidade do local da obra como água subterrânea e exploração e depósitos minerais.

As análises a realizar para as barragens existentes envolvem a disponibilidade de estudos similares aos necessários para as barragens a construir (Jansen, 1988). Em muitos casos os estudos disponíveis de projecto podem ser insuficientes, agravando-se quando se trata de obras antigas, devendo-se nestas situações proceder à realização de estudos adicionais. Para a realização desses estudos de base pode ser necessário obter amostras dos materiais e realização de inspecções de pormenor na barragem e na fundação, realização de testes não destrutivos na barragem, como por exemplo determinação das propriedades do betão por ensaios com martelo, ensaios por ultra-sons e ensaios geofísicos.

Mesmo que existam dados do projecto das obras, como análises de estabilidade, pode ser necessário efectuarem-se novas análises de avaliação da segurança estrutural face a novas exigências regulamentares, quer a nível das acções, métodos de cálculo ou coeficientes de segurança a considerar, que poderão obrigar ao reforço das estruturas.

Nos últimos anos têm-se verificado novas exigências relativamente à garantia da segurança das barragens relativamente à realização de análises por novas metodologias e a consideração de acções sísmicas e cheias na albufeira com maiores períodos de retorno, o que poderá obrigar ao desenvolvimento de estudos adequados de verificação de estabilidade das obras existentes.

3.9 - DETERMINAÇÃO DOS SISMOS DE PROJECTO

Um dos objectivos da realização de estudos de sismicidade é a determinação dos sismos a considerar em projecto para análise estrutural às acções sísmicas, que na regulamentação portuguesa (NPB, 1993) se encontram caracterizadas em termos do sismo máximo expectável (SME), o sismo máximo de projecto (SMP) e o sismo base de projecto (SBP). Estas acções são normalmente caracterizadas em termos de aceleração máxima para um período de retorno associado. A determinação dos valores que caracterizam estes sismos permite posteriormente a obtenção de espectros de resposta e de potência, e de acelerogramas associados a cada um deles.

3.9.1 - Determinação das acelerações máximas no local da barragem através de fórmulas de atenuação

A partir dos elementos relativos às magnitudes e distâncias aos epicentros dos sismos, que constam dos catálogos sísmicos, nos sismos gerados com epicentro em terra e no mar, que para o caso de Portugal se encontram reunidos no relatório "*Compilação de Catálogos Sísmicos da Região Ibérica*", pode ser estimada a acção dinâmica no local de construção de uma barragem, valor da aceleração máxima horizontal, através da adopção de leis de atenuação da propagação das ondas sísmicas.

Por exemplo, para a determinação dos valores esperados para a aceleração máxima horizontal ($a_{máx}$) em Portugal Continental, refere-se a seguinte fórmula proposta por (Oliveira, Carlos,1977),

Eq. 3-2 $$a_{máx} = 14e^{0,8M}\left(D^2 + H^2 + 20^2\right)^{-1/2}$$ em (cm/s^2),

sendo M a magnitude do sismos, D a distância epicentral, H é a profundidade do foco, assumida no estudo constante de (Oliveira, Carlos, 1977) igual a 15 km, e 20^2 é um factor correctivo para ter em atenção as pequenas distâncias epicentrais. Outros autores propõem fórmulas análogas como por exemplo (Esteva e Villaverde, 1973),

Eq. 3-3 $$a_{máx} = 5600e^{0,8M}\left(\sqrt{D^2 + 15^2} + 40\right)^{-2}$$ em (cm/s^2)

3.9.2 - Estimativa do sismo máximo expectável (SME)

O USACE na publicação "*Gravity Dam Design"* (USACE, 1995 a)) recomenda que devem ser realizadas análises dinâmicas para barragens com altura superior a 30,5m sujeitas a um PGA superior a 0,2g ou barragens com altura menor que 30,5 m sujeitas a um *PGA* superior a 0,4g. Estes valores são estimados como sendo os sismos de maior impacto estrutural que podem ser sentidos no local das obras.

O sismo máximo expectável (SME) é definido como sendo o maior sismo que pode ser gerado por fonte específica e que possa vir a afectar a barragem e é estimado com base em evidências sismológicas e geológicas, assumindo assim um carácter determinístico. Se o local do projecto puder ser afectado por sismos gerados por várias fontes, cada uma terá que ser considerada, identificando os seus próprios mecanismos, valor máximo da magnitude, a distância do local, parâmetros e forma espectral.

A determinação do SME baseia-se principalmente em metodologias de base determinística desenvolvendo-se para o efeito, e em primeiro lugar, a catalogação dos eventos sísmicos de importância histórica, quanto à sua localização e magnitude. Numa fase seguinte procede-se à identificação das fontes sísmicas potencialmente geradoras desses eventos, que incluem falhas já cartografadas ou descobertas durante os estudos e acidentes geológicos associados a falhas sísmicas e agrupamento e alinhamentos de epicentros.

Após a associação de uma fonte a cada evento específico, considera-se que a sua localização, para um eventual cenário de ocorrência sísmica, se situa ao longo do alinhamento de falha dessa fonte e no ponto mais próximo do local da barragem.

A máxima magnitude associada deverá ser estipulada com base na geologia da zona de inserção da fonte e em outros critérios sismológicos que sejam relevantes. Frequentemente, esta magnitude máxima é determinada sem consideração de taxas de ocorrência, ou seja de uma forma puramente determinística.

É habitual que o SME seja determinado por via determinística (CFBR, 2006). O método compreende quatro etapas:

- elaboração de um modelo sismo-tectónico que permita identificar as zonas de fontes sísmicas.
- caracterização sísmica das zonas fonte para o nível sísmico máximo susceptível de ocorrer em cada zona sísmica.
- avaliação do nível sísmico no local da barragem provocado por cada fonte sísmica identificada.
- determinação dos parâmetros de cálculo, tendo em conta sismos registados recentemente e caracterização existente dos locais.

A estimativa da magnitude do SME pode ser efectuada com base em modelos de regressão empíricos, que relacionam a magnitude e o comprimento de rotura superficial de determinada falha com o aumento a variação da distância ao epicentro, aplicando a lei da atenuação da aceleração máxima.

Alguns estudos consideram que o SME pode também ser caracterizado como um evento probabilístico, ou seja pode ser determinado por via probabilística, sendo ambas as aproximações apropriadas (USACE, 1995) b)). A comparação dos resultados fornecidos pelos dois métodos permite uma melhor aproximação para a selecção deste sismo.

A estimativa do sismo máximo expectável (SME) pela formulação determinística consiste em estimar a magnitude máxima dos sismos que se poderão desenvolver nas falhas activas mais importantes, e catalogadas na região definida para o estudo sismológico, e posteriormente avaliar os seus efeitos no local da obra através de leis de atenuação adequadas.

Para a estimativa das magnitudes pode utilizar-se as expressões empíricas seguintes propostas por Wells e Coppersmith (Wells, L., 1994)

Eq. 3-4 $M = 5{,}16 + 1{,}12 \log L$, para falha de desligamento e 5,6<*M*<8,1 e 1,3<*L*<432

Eq. 3-5 $M = 4{,}86 + 1{,}32 \log L$, para falha normal e 5,2<*M*<7,3 e 2,5<*L*<41

Eq. 3-6 $M = 5{,}00 + 1{,}22 \log L$, para falha inversa e 5,4<*M*<7,4 e 3,3<*L*<85

Eq. 3-7 $M = 5{,}08 + 1{,}16 \log L$, para todos os tipos de falha e 5,2<*M*<8,1 e 1,3<*L*<432

Estas expressões relacionam a magnitude dos sismos com o tipo de movimento no plano da falha e com o comprimento de rotura *L* expresso em quilómetros.

Para determinação da magnitude de um sismo os mesmo autores (Wells e Coppersmith, 1994) propuseram a equação, $M = 4{,}07 + 0{,}98 \log RA$, em que *RA* é a área de rotura expressa em km^2. Esta equação pode ser usada em preferência às equações que consideram apenas o comprimento de rotura porque apresenta estatisticamente melhores resultados. Na Figura 3-14 apresentam-se algumas equações empíricas análogas às anteriores, deduzidas pelos mesmos autores, e com outros parâmetros associados à rotura de falhas (John, G. Anderson, 2007).

A aplicação para Portugal dessas equações, em que as taxas de actividade tectónica e de libertação de energia sísmica podem ser consideradas baixas e com períodos de recorrência longos, e admitindo-se que a ruptura terá um pequeno deslocamento superficial (D=0,3 m a 1 m) e um pequeno comprimento (L=10km a 15km) virá, pela aplicação dessas equações, adoptando SLR=15 km e MD=0,5 m, a ocorrência de sismos de magnitude moderada com valores de $M \leq 6{,}5$.

A caracterização da segmentação das falhas é efectuada com base na documentação cartográfica disponível, que para o caso de Portugal são a Carta geológica de Portugal à escala 1: 500 000, Carta Neotectónica de Portugal à escala 1: 1000 000 (Figura 3-13) e o Mapa de Fracturas do Oeste da Península Ibérica, à escala 1: 500 000, podendo as magnitudes ser determinadas pelas expressões Eq. 3-4 a Eq. 3-7.

Posteriormente, através das expressões Eq. 3-2 e Eq. 3-3 é possível estimar as acelerações horizontais máximas previstas para o local em estudo.

Para a estimativa das velocidades máximas ($v_{máx}$) e deslocamento máximo ($d_{máx}$), e apesar dos estudos serem ainda escassos, existem fórmulas que permitem avaliar os seus valores (Oliveira, Carlos S. ; 1977), como as propostas por Esteva e Villaverde (1973) e por Orphal e Lahoud (1974), respectivamente,

Eq. 3-8 $v_{máx} = 32 e^{M} \left(R + 25\right)^{-1{,}7}$

Eq. 3-9 $d_{máx} = 0{,}041 \times 10^{0{,}57M} R^{-1{,}18}$

Geralmente, a segmentação das falhas pode produzir resultados muito diferentes conforme o documento cartográfico consultado, que pode ser atribuído aos critérios de elaboração das cartas, escalas utilizadas na elaboração das cartas e diferença de critérios na avaliação do tipo das falhas.

A análise do conjunto de resultados para ($a_{máx}$), ($v_{máx}$) e ($d_{máx}$) em termos de valores máximos, intervalo de variação e valores mais frequentes, permitem determinar o valor da aceleração a adoptar para o sismo máximo expectável (SME).

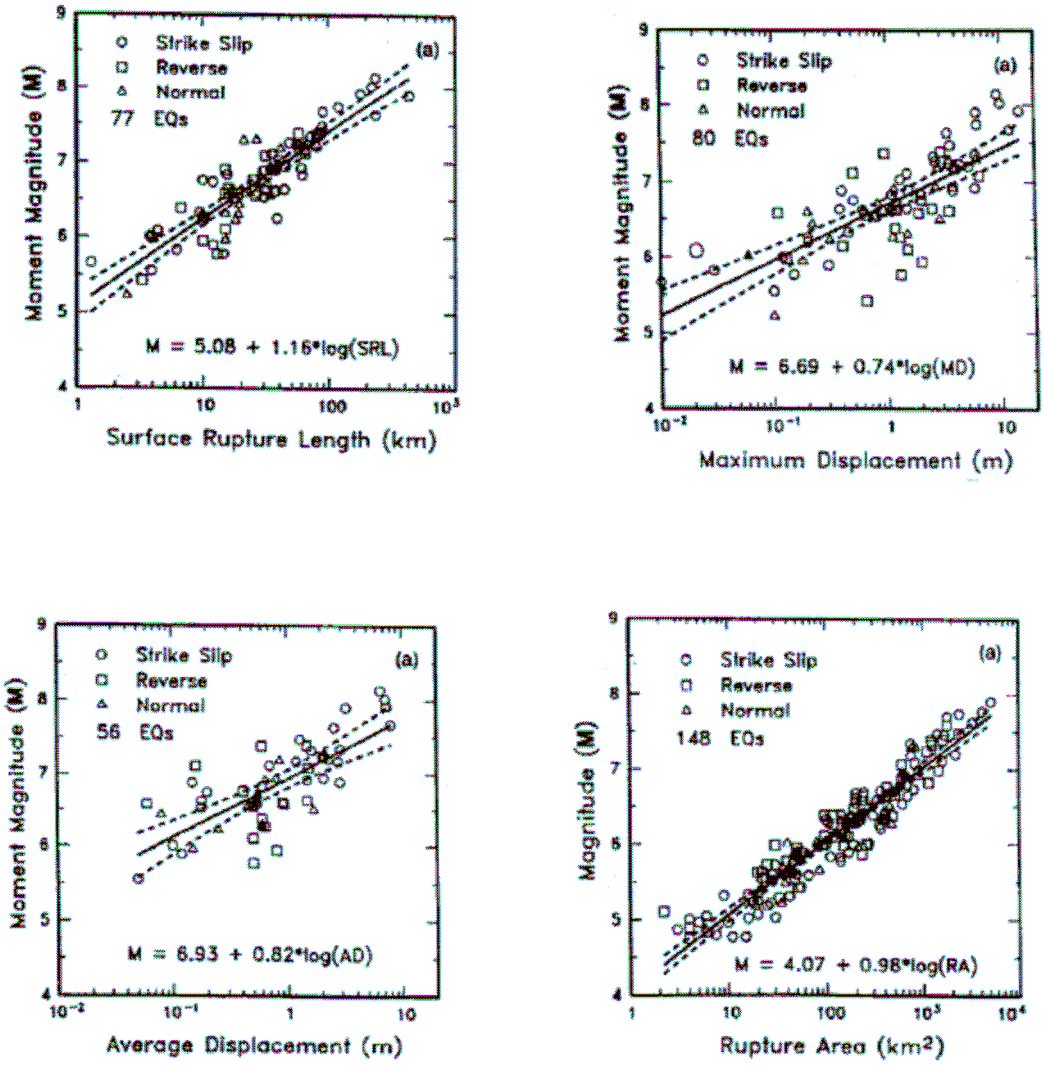


Figura 3-14 – Modelos de regressão empíricos log-linear entre a magnitude e parâmetros associados à ruptura de falhas (Wells e Coppersmith, 1994).

3.9.3 - Determinação do sismo máximo de projecto (SMP)

O sismo máximo do projecto é o sismo máximo para o qual a estrutura de uma barragem é projectada ou, para o caso das barragens existentes, é avaliada. A exigência de desempenho da obra associada a este sismo é que não ocorra uma rotura catastrófica da barragem que provoque a libertação descontrolada da albufeira, embora se possam admitir danos severos ou a perdas económicas significativas.

Segundo a regulamentação portuguesa, para obras ou estruturas de elevado risco associado, o SMP deve ser considerado igual ao SME. As estruturas críticas podem ser definidas como aquelas em que uma rotura catastrófica pela ocorrência de sismos pode resultar em perda de vidas (USACE, 2003).

Este sismo é muitas vezes definido como sendo aquele que tem um mínimo de 10 % probabilidade de ser excedido uma vez em 100 anos, o que corresponde a um período de retorno de cerca 950 anos para uma obra que se espera venha a ter uma vida útil de 100 anos.

A análise de estruturas sujeitas ao sismo SME poderá exigir que o método de análise estrutural tenha que considerar o comportamento não linear das estruturas ao longo do tempo (USACE, 2003).

Para este sismo, a estrutura poderá ter um comportamento não elástico, que poderá resultar em significativos danos estruturais e perda de funcionalidades, mas nunca poderá ocorrer o colapso da estrutura ou provocar perda de vidas humanas.

Um segundo cenário, também tradicionalmente considerado, corresponde à ocorrência de danos permanentes, mas cuja importância é considerada já significativa face aos sismos com períodos de retorno significativamente inferiores ao SMP, os quais são caracterizados pelo designado Sismo Base de Projecto (SBP). Neste cenário não é considerado qualquer possibilidade de colapso da estrutura, só se admitindo que as consequências negativas e danos são essencialmente de pequena índole económica.

A determinação deste sismo pode ser efectuada pelo método determinístico considerado para avaliação do SME, ou então com recurso a cartas de sismicidade, tal como é adoptado na determinação do SBP.

3.9.4 - Estimativa do sismo base de projecto (SBP)

O sismo base do projecto é o sismo que pode ocorrer durante o período de vida de serviço da obra, e é definido na regulamentação como aquele que tem uma probabilidade de 50 por cento do ser excedido durante a vida em serviço da obra, geralmente correspondente a 100 anos, ao qual corresponde um período do retorno de 144 anos.

A exigência de desempenho associada a este sismo é que a obra não seja afectada, não sofra danos estruturais, não ocorra interrupção da sua função ou das estruturas hidráulicas de segurança e a estrutura deverá ter um comportamento essencialmente elástico.

A finalidade do dimensionamento ao SBP é proteger a obra de perdas económicas, dos danos ou da perda do serviço e assim, consequentemente, as escolhas alternativas do período de retorno para o SBP devem ser baseadas em considerações económicas.

O período de retorno adoptado para a determinação do SBP permite que esta acção seja adequada para a avaliação de segurança em situações transitórias da obra, como sejam o período durante e final da construção, o primeiro enchimento e esvaziamentos rápidos da albufeira (Wieland, Martin, 2003).

Em geral o SBP é uma acção não corrente e o SMP representa uma acção de cálculo que pode ser considerada pertencente a um cenário extremo. Para a determinação do SBP adopta-se um processo estatístico apoiado em registos históricos, portanto uma via de cálculo probabilística, podendo-se para o caso português utilizar para o efeito as cartas de risco sísmico propostas por (Oliveira, 1997).

Para este evento refere-se que a legislação internacional e portuguesa considera que, em zonas de sismicidade potencial, o SBP pode ser definido como um evento com probabilidade de excedência na vida da obra bastante mais elevado que o considerado para o sismo SMP. Esta consideração está subjacente, como é seguidamente apresentado, nas recomendações expressas no Boletim 72 da Comissão Internacional de Grandes Barragens (CIGB/ICOLD,1989) e nas (NPB, 1993).

Assim, para a determinação do sismo base de projecto (SBP) adopta-se uma via probabilística. Para o efeito consultam-se cartas de risco sísmico, que em Portugal são as cartas de sismicidade constantes da publicação (Oliveira, 1977). Essas cartas de acelerações máximas, velocidades máximas e deslocamentos máximos foram traçadas a partir da distribuições dos valores máximos anuais ocorridos no território português, para o período de retorno de 1 000 anos e que são reproduzidas nas figuras (Figura 3-15, Figura 3-16, Figura 3-17 e Figura 3-18).

Para se obter os valores de aceleração máxima para outros períodos de retorno, a partir dos valores das cartas para 1000 anos, deve-se usar o factor multiplicativo K, de acordo com o Quadro 3-3. Os valores intermédios podem ser obtidos por interpolação (Oliveira, Carlos, 1977).

Quadro 3-3 – Tabela correctiva para obtençã dos valores de aceleração, velocidade e deslocamento em Portugal, correspondentes a diferentes períodos de retorno, com base no período de 1000 anos.

Período de retorno (anos)	**1000**	**500**	**200**	**100**	**50**	**20**	**10**
Factor de correcção (K)	1	0,75 ± 5%	0,54 ± 8%	0,4 ± 12%	0,27 ± 16%	0,15 ± 20%	0,10 ± 25%

No estudo a que referem as cartas de acelerações máximas não foram consideradas as características geológicas dos locais. Os estudos de micro-regionalização sísmica deverão atender principalmente à geologia local na sua descrição qualitativa e na espessura de camadas. As figuras de sismicidade anteriores apenas permitem obter os valores da aceleração, velocidade e deslocamento ao nível do maciço rochoso.

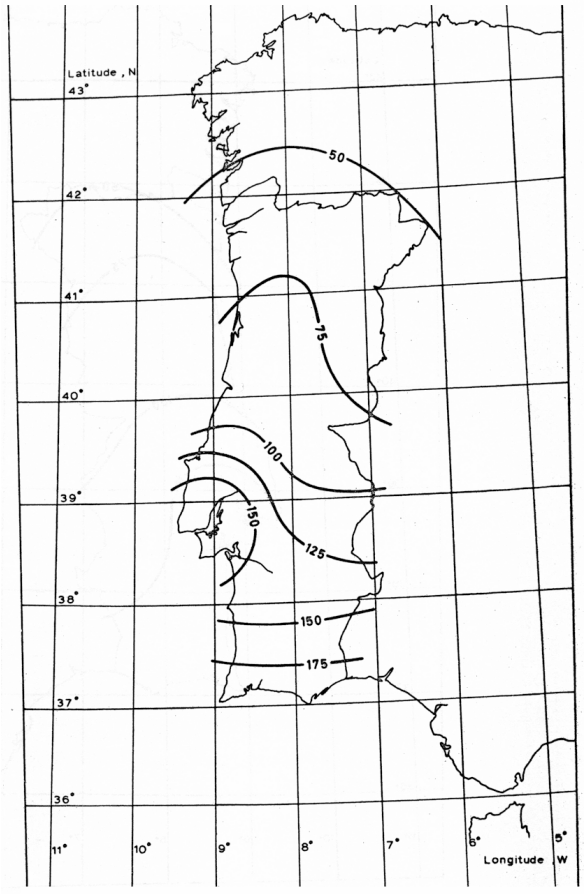


Figura 3-15 – Acelerações máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base em 13 zonas de geração sísmica (cm.s^{-2})

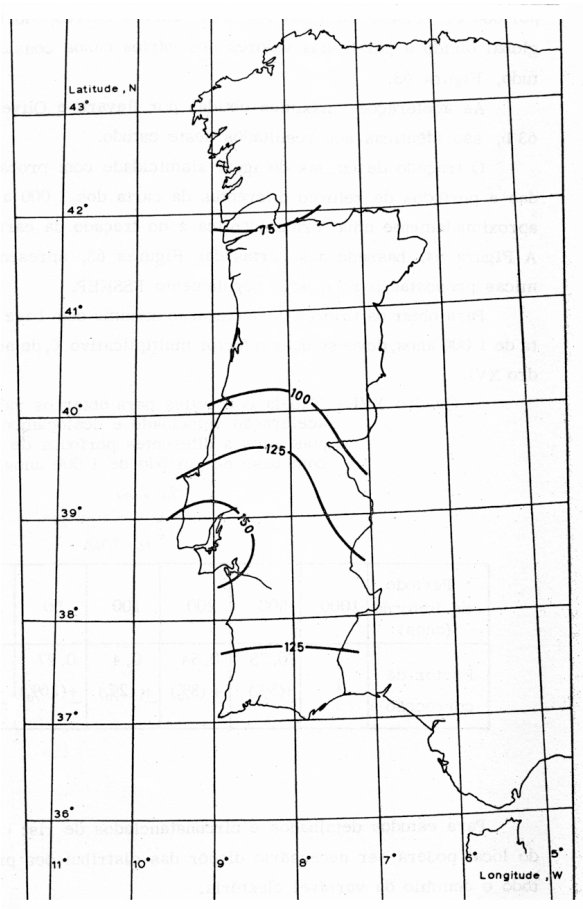


Figura 3-16 – Acelerações máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental (cm.s^{-2})

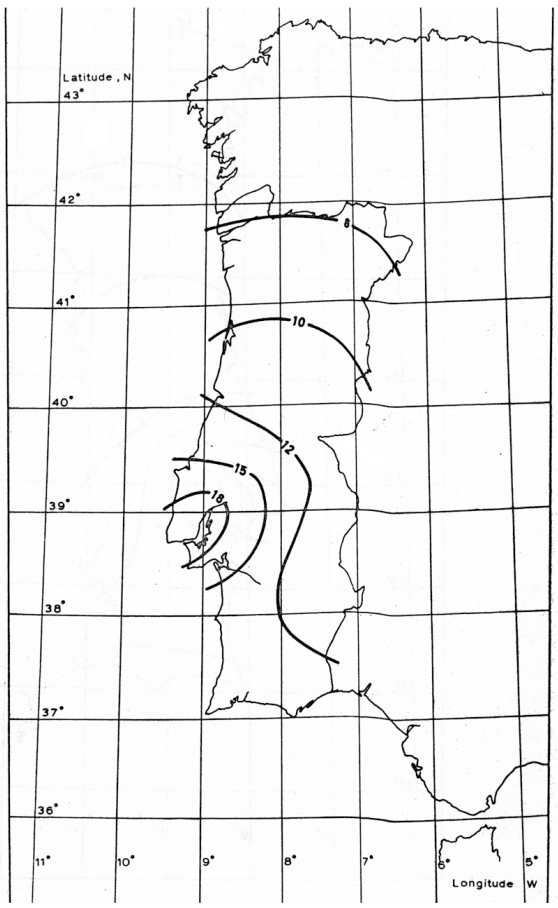


Figura 3-17– Velocidades máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental (cm.s^{-2})

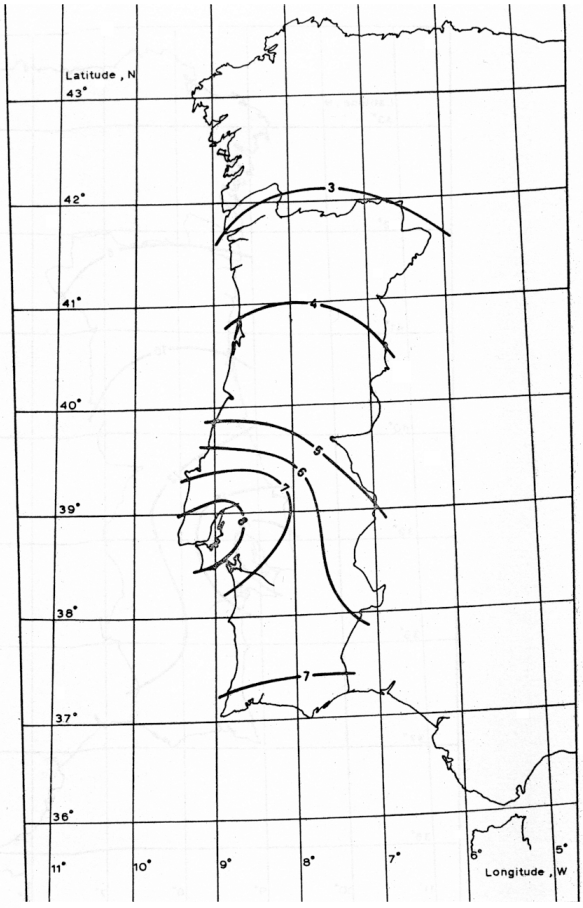


Figura 3-18– Deslocamentos máximos para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental (cm.s^{-2})

3.9.5 - Determinação dos períodos de retorno associados aos sismos de projecto

Define-se período de retorno (PR) como o inverso da probabilidade de ocorrência (p), por exemplo para um período anual (Bruhwieler, E., 1990). Afirmar que "um dado evento apresenta 90% de probabilidade de não ser excedido em 50 anos" tem o mesmo significado que afirmar que "um dado evento apresenta 10% de probabilidade de ser excedido em 50 anos".

O valor aproximado do período de retorno (PR), para um determinado tempo de exposição (T) e uma probabilidade de excedência R, que é igual a (1- PNE), sendo (PNE) a probabilidade de não excedência expressa em valor decimal, pode ser calculado de forma simplificada por,

$$PR = \frac{T}{R\left(1+\frac{R}{2}\right)}$$, em que $R\left(1+\frac{R}{2}\right)$ representa uma aproximação de $-\log_e(PNE)$.

A forma exacta de calcular o período de retorno é através da equação, $PR = \frac{T}{-\log_e(PNE)}$.

Como exemplo, para o caso do cálculo do período de retorno associado a um dado evento com 10% de probabilidade de ser excedido em 50 anos será PR = 476,2 anos, sendo o valor exacto 474,6 anos, ou seja

$$PR = \frac{50}{0{,}10\left(1 + \frac{0{,}10}{2}\right)} = 476{,}2 anos \; ; \; PR = \frac{50}{-\log_e(0{,}90)} = 474{,}6 anos \; .$$

Para os casos dos períodos de retorno mais frequentes na análise sísmica de barragens tem-se:

Período de retorno associado ao sismo base de projecto (SBP):

"Sismo com 50% de probabilidade de ser excedido durante a vida útil da obra, assumida como sendo de 100 anos" é $PR = \frac{100}{-\log_e(0{,}50)} = 144{,}3$ anos o que representa uma probabilidade de ocorrência de 1/144,3= 6,93x10^{-3}/ano.

Período de retorno associado ao sismo máximo de projecto (SMP):

"Sismo com 10% de probabilidade de ser excedido durante a vida útil da obra, assumida como sendo de 100 anos" é $PR = \frac{100}{-\log_e(0{,}90)} = 949{,}1$ anos, que corresponde ao valor das acelerações nas cartas indicadas por Oliveira (Oliveira, Carlos S. ; 1977) o que representa uma probabilidade de ocorrência de 1/949,1= 1,05 x10^{-3}/ano.

Período de retorno associado ao sismo máximo expectável (SME):

"Sismo com 10% de probabilidade de ser excedido durante o período de 1000 anos" vindo $PR = \frac{1000}{-log_e(0{,}90)} = 9491$ anos, que corresponde ao valor das acelerações nas cartas indicadas por (Oliveira, Carlos S. ; 1977) o que representa uma probabilidade de ocorrência de 1/9491= 0,105 x10^{-3}/ano.

Em resumo, a cada sismo está associada uma probabilidade de ocorrência que geralmente é a que se indica seguidamente:

- período de retorno associado ao sismo base de projecto (SBP): Sismo com 50% de probabilidade de ser excedido durante a vida útil da obra, assumida como sendo de 100 anos, resultando um período de retorno de 144 anos;
- período de retorno associado ao sismo base de projecto (SMP): Sismo com 10% de probabilidade de ser excedido durante a vida útil da obra, assumida como sendo de 100 anos, resultando um período de retorno de 949 anos;
- período de retorno associado ao sismo base de projecto (SME): Sismo com 10% de probabilidade de ser excedido durante a vida útil da obra, assumida como sendo de 1000 anos, resultando um período de retorno de 9491 anos.

4 - REGULAMENTAÇÃO E NORMAS APLICÁVEIS AO PROJECTO DE BARRAGENS

"A primeira diligência do espírito é a de distinguir o que é verdadeiro do que é falso."
Albert Camus , in "O Mito de Sísifo"

Neste capítulo apresenta-se uma breve síntese da regulamentação que é habitualmente adoptada no desenvolvimento do projecto e análise estrutural de barragens, com destaque para as de betão, distinguindo-se entre a regulamentação portuguesa e internacional.

4.1 - REGULAMENTAÇÃO PORTUGUESA

A regulamentação portuguesa aplicável ao projecto, construção, exploração e abandono de grandes barragens compreende um conjunto de documentos, dos quais se destaca o Regulamento de Segurança de Barragens, anexo ao Decreto-Lei n.º 344/2007 de 15 de Outubro (RSB, 2007). Para além deste documento existe ainda uma série de legislação que complementa o RSB, e que é a seguinte:

- Normas de Observação e Inspecção de Barragens (NOIB, 1993), Portaria 847/93, de 10 de Setembro;
- Normas de Projecto de Barragens (NPB, 1993);
- Regulamento de Pequenas Barragens (RPB, 1993), Decreto-Lei 409/93, de 14 de Dezembro;
- Normas de Construção de Barragens (NCB, 1998), Portaria 246/98;
- Regulamento de Pequenas Barragens de Terra (RPBT, 1968), Decreto-Lei 48373 de 8 de Maio de 1968;
- Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP, 1983), Decreto-Lei 235/83.

Futuramente, prevê-se também que o Eurocódigo 8 (EC8, 2000) constitua um documento com aplicação no território português.

Como referido, no regulamento fundamental da nossa legislação (RSB, 2007), no Capítulo II (Controlo de segurança na fase de projecto), artigo 13º - Dimensionamento da barragem e da sua fundação, alínea b), é referido que no dimensionamento da barragem e sua fundação devem ser expressamente indicadas "*as acções estáticas e dinâmicas, suas possíveis variações ao longo da vida da obra e as suas combinações mais desfavoráveis para condições normais e para o caso de ocorrências excepcionais*".

As Normas de Projecto de Barragens (NPB, 1993), são estabelecidos princípios e critérios gerais que devem presidir à elaboração dos projectos de barragens. Estas normas aplicam-se ao projecto de barragens de betão (Capítulo III), barragens de aterro (Capítulo IV), órgão de segurança e exploração (Capítulo V) e albufeira (Capítulo VI). Caracteriza ainda quais as diversas fases dos estudos de uma nova barragem que devem ser desenvolvidas, distribuindo-os ao longo das cinco fases, respectivamente o Programa Base, Estudo Prévio, Anteprojecto, Projecto e o Projecto de Execução.

Para as quatro primeiras fases do projecto os estudos a desenvolver devem incluir estudos de localização, perfil longitudinal do rio, estudos hidrológicos, estudos geológicos e hidrogeológicos, estudos sismológicos, estudos geotécnicos e caracterização geral e finalidades da barragem.

Segundo o (RSAEEP, 1983) as acções sísmicas vigentes no território nacional podem ser de 2 tipos distintos, associados a movimentos de falhas intraplacas (sismo próximo) e a movimentos interplacas (sismos distantes). Assim são definidos os dois tipos de sismos. O sismo do Tipo I a pequena distância focal do local em estudo e com a duração de 10 segundos, e o sismo do Tipo II, localizado a grande distância focal e com a duração de 30 segundos.

As três componentes das vibrações aleatórias originadas pelo sismo, que se admite não estarem correlacionadas, são caracterizadas em termos probabilísticos por funções densidade espectral de potência de aceleração. As ordenadas das densidades espectrais de potência da componente vertical dos movimentos sísmicos são 4/9 relativamente às duas componentes horizontais.

Nas Normas de Projecto de Barragens (NPB, 1993) é referido que os estudos sismológicos deverão abranger o local e a região onde a obra se insere e a respectiva província tectónica e conter elementos sobre a tectónica e a identificação de falhas consideradas potencialmente activas localizadas na proximidade do local da obra.

Dever-se-á também atender à história sísmica disponível, as indicações físicas relativas ao local em estudo tais como as condições de propagação dos sismos, com referência à possibilidade de ocorrência de fenómenos de amplificação local, levantamento de zonas com potencial de liquefacção e de escarpas e taludes capazes de induzir queda de grandes volumes de terras e a possibilidade de ocorrência de sismos induzidos em barragens de altura superior a 100 m ou com capacidade de armazenamento superior a 1 000 hm^3 (NPB, 1993).

Estes estudos devem conduzir à caracterização das acções sísmicas previstas no local da obra, em particular a sua intensidade e duração dos sismos. As acções sísmicas deverão ser descritas para três tipos de sismos (NPB, 1993):

- o sismo máximo expectável (SME), que deve ser estimado por via determinística ou probabilística, em que para este último caso deve ser considerado um longo período de retorno;
- o sismo máximo de projecto (SMP), que para as obras de risco potencial elevado se deverá tomar como sendo igual ao SME, podendo em outros casos ser inferior;
- o sismo base de projecto (SBP), menos intenso que o (SMP), e que é estabelecido com um período de retorno em acordo com o risco potencial envolvido.

Complementarmente, as NPB permitem a utilização das acções sísmicas consideradas no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP, 1983), desde que essas acções sejam adequadamente adaptadas aos estudos sismológicos obtidos para os locais da barragem, podendo ser aplicáveis tanto para os sismos próximos (sismo tipo 1) como para os sismos longínquos (sismo tipo 2) (Serra, Bilé, 2002).

Verifica-se que as NPB não são totalmente objectivas quanto aos modos de definição da acção sísmica, nomeadamente quanto à definição dos movimentos de pico, espectros de resposta, densidade espectral de potência ou histórias de aceleração, quanto às componentes das acções sísmicas (horizontal e vertical) e aos períodos de retorno a considerar pela via probabilística para cada tipo de sismo (SMC, SMP e SBP).

Adicionalmente surge outra dificuldade na aplicação das NPB, uma vez que não é claro o tipo e o modo como a informação do RSA poderá e deverá ser adaptada, deixando-se a definição destes critérios a cargo do projectista.

Nesta Normas não é também abordado o risco de rotura sísmica superficial das barragens, cenário que deverá ser tido em conta sempre que a barragem esteja sobre ou junto a falhas potencialmente activas capazes de gerar sismos de magnitude não inferior a 6, uma vez que para estes é possível a propagação da rotura até à superfície, afectando a barragem ou a albufeira (Serra, Bilé, 2002).

Os períodos de retorno a adoptar para o cálculo das acelerações máximas dos sismos SBP, SMP e SME não se encontram definidos nas NPB contudo podem ser adoptados valores constantes noutra legislação.

O Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes contém informação que pode ser adaptada aos estudos sismológicos dos locais das barragens para sismos distantes e sismos próximos (NPB, 1993).

Tomando como referência o RSA para definição da acção sísmica, seria considerada uma probabilidade

de excedência de 5% no período de vida útil de 50 anos. Admitindo que as barragens têm um período de vida útil de 100 anos e adoptando a mesma probabilidade de excedência, ter-se-ia como período de retorno para a acção sísmica o valor de 1950 anos.

Recorrendo também a normas de projecto e manuais da especialidade disponíveis, é possível estabelecer os seguintes critérios:

- em locais não intersectados por falhas activas, é prática corrente no projecto, considerar em condições de utilização o SBP e em condições de rotura o SME;
- o ICOLD define, a título exemplificativo, o SBP como o sismo que possui 50% de probabilidade de não ser excedido em 100 anos, que equivale a um período de retorno igual a 145 anos, valor que é geralmente aceite em projecto para esta acção;
- o SME é geralmente avaliado por critérios determinísticos e é definido como o sismo com 10% de probabilidade de ser excedido durante a vida útil da obra, assumida como sendo de 100 anos, o que origina um período de retorno de 9491 anos;

Para a definição das acções sísmicas, o Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP, 1983), bem como o Eurocódigo 8 (EC8, 2000), indicam um zonamento do Território português, definindo quatro zonas sísmicas com diferentes riscos sísmicos ou graus de sismicidade. A delimitação destas zonas pode ser encontrada no Anexo III do RSA e no documento de aplicação nacional (DNA) do EC8 e reflecte a carta de isossistas para o território português.

Actualmente, em Portugal a quantificação da acção dos sismos é definida pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas e Pontes. O País está dividido em quatro zonas, correspondentes a diferentes zonas de risco sísmico designadas, por ordem decrescente de sismicidade, por A, B, C e D. O zonamento foi definido a partir de estudos de sismicidade e de risco sísmico efectuados por (Oliveira, Carlos, 1977) e encontram-se representadas na Figura 4-1.

Para cada uma das zonas é indicado um coeficiente de sismicidade α, o qual traduz o valor máximo da aceleração sísmica em percentagem do valor a adoptar para a zona de maior sismicidade que corresponde à zona A, $\alpha_A = 1$. Os valores são para as restantes três zonas são $\alpha_B = 0{,}7$, $\alpha_C = 0{,}5$ e $\alpha_D = 0{,}3$, coeficientes que também afectam os valores dos espectros tabelados nesse regulamento.

As ilhas do arquipélago dos Açores estão incluídas na zona A, à excepção das ilhas das Flores e do Corvo que, com as à semelhança das ilhas do arquipélago da Madeira, se incluem na zona D.

A série dos sismos históricos e instrumentais ocorridos no território do continente português permite realizar o traçado da Figura 4-1, onde se representam os valores máximos das Intensidades de Mercalli Modificada (IMM) observados em todas as regiões do País. Pode-se observar que o risco sísmico é elevado, sendo maior nas zonas do país com grandes densidades populacionais, situadas junto ao litoral Sul. Para o Algarve verifica-se uma faixa de intensidade de grau X, ao longo de todo o distrito, e com incidência em toda a região litoral.

O maciço de fundação é também, classificado segundo a sua natureza, em que, segundo o mesmo regulamento, para um maciço rochoso este é classificado como sendo do tipo I.

A acção sísmica é caracterizada através da consideração dos níveis de intensidade sísmica designados por sismo base de projecto SBP e sismo máximo de projecto SMP, que pode ser considerado igual ao sismo máximo expectável SME no caso do risco potencial da obra ser elevado.

Os valores das acelerações máximas são definidas a partir de estudos geomorfológico-estruturais, geotécnicos e sismológicos como analisado na secção 3.8 -.

A estimativa do SME é realizada por uma via determinística e a estimativa do SBP por uma via probabilística. O método determinístico baseia-se na hipótese de que para uma determinada zona a sismicidade futura será semelhante à ocorrida no passado. Com este método obtém-se, para cada

província sismotectónica, o valor máximo da magnitude sísmica a partir do sismo máximo ocorrido em cada zona, considerando a atenuação da magnitude com a distância para o local em estudo.

No estudo por via determinística, calcula-se a magnitude máxima de um sismo através de parâmetros das falhas cartografadas e consideradas activas na região, estimando-se de seguida os seus efeitos no local da estrutura através de leis de atenuação. Desta forma, estima-se uma aceleração horizontal máxima à superfície, no local da barragem expressa em $m.s^{-2}$.

A amostra sísmica representativa para a definição do SME é constituída pelos sismos associados a fontes sísmicas com epicentros situados a uma distância inferior a um dado valor limite relativamente ao local da obra, e com magnitude máxima na respectiva fonte. A distância epicentral máxima considerada pode variar, desde distâncias de uma dezena de quilómetros até algumas centenas de quilómetros.

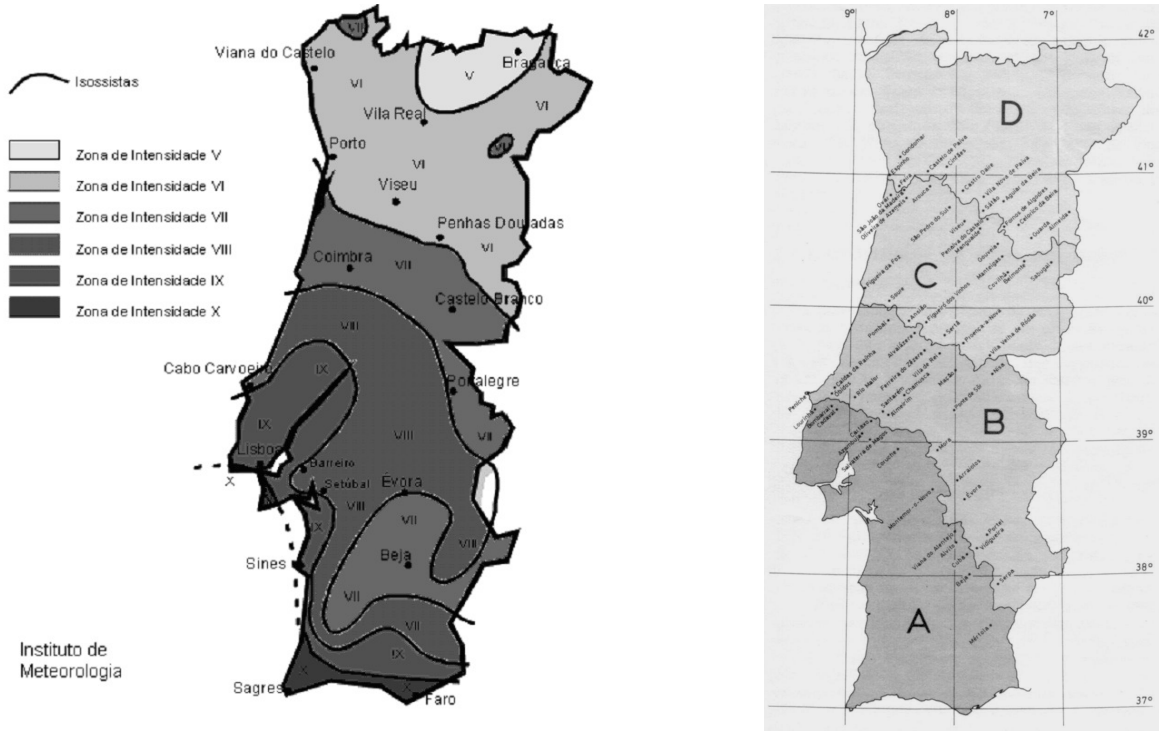


Figura 4-1 – Carta de intensidades sísmicas históricas máximas ocorridas em Portugal Continental (Domingos, 2007) e zonamento sísmico segundo o RSAEEP.

Adicionalmente, podem também ser considerados os sismos históricos de maior magnitude independente da localização do seu epicentro. A definição do SBP é efectuada através de métodos de natureza probabilística.

Segundo o RSAEEP as acções sísmicas podem ser de 2 tipos distintos, associados a movimentos de falhas intraplacas (sismo próximo) e a movimentos interplacas (sismos distantes). Assim definem-se dois tipos de sismos:

- Sismo tipo I, sismos a pequena distância focal e com a duração de 10 segundos;
- Sismo tipo II, sismo a grande distância focal e com a duração de 30 segundos.

As duas componentes segundo os eixos X (direcção transversal montante jusante) e Y (direcção vertical) das vibrações aleatórias originadas pelo sismo, que se admite não estarem correlacionadas, são caracterizadas em termos probabilísticos por funções espectrais de resposta ou densidade espectral de

potência de aceleração, as quais são aplicadas uniformemente nos nós da superfície inferior do bloco que modela o maciço de fundação.

Para as componentes horizontais referentes ao sismo base de projecto podem-se adoptar as funções apresentadas no Quadro III do RSAEEP para os dois tipos de sismos, escaladas uniformemente por um factor de redução. Este factor é obtido para que a aceleração média máxima referente à acção sísmica do tipo I, calculada segundo a formulação de Cramer, seja igual ao valor de $a_{máx}$ referente ao SBP.

As correspondentes densidades espectrais de potência relativas à componente vertical dos movimentos sísmicos são 4/9 das que foram referidas para as componentes horizontais.

4.2 - COMISSÃO INTERNACIONAL DAS GRANDES BARRAGENS (CIGB/ICOLD)

O Comité Internacional das Grandes Barragens, na designação francesa *CIGB – Commission Internationale des Grands Barrages*, e na designação inglesa *ICOLD – International Commission on Large Dams, vindo designado por CIGB/ICOLD*, é uma instituição não governamental que ao longo da sua existência tem servido de fórum e partilha de experiência e conhecimentos nas questões de engenharia relacionadas com o projecto e exploração de barragens.

Desde a sua fundação, em Paris no ano de 1928, que os seus objectivos se encontram nos propósitos de contribuir para a garantia de que as barragens são construídas e exploradas de forma segura, eficiente, económica e sem prejuízos para o meio ambiente (ICOLD, 2007).

Esta instituição tem publicado diversos documentos, designados por boletins e que ao longo dos anos foram sendo numerados de forma sequencial. Esses boletins são geralmente editados após o trabalho realizado por grupos de trabalho, que têm a colaboração de técnicos especialistas de vários países nas diversas áreas específicas, pelo que, os documentos resultantes, apesar de não serem documentos vinculativos por lei, representam o mais evoluído estado da arte aquando da sua publicação e que se mantém por décadas como a experiência técnica tem demonstrada. Alguns assuntos são apenas tratados nessas publicações pelo que estas se revelam de uma importância fundamental.

Dessas preocupações resultaram um grande conjunto de publicações referindo-se que o último a ser publicado é o boletim "*Bulletin 130 - Risk Assement in Dam Safety Management - A reconnaissance of benefits, methods and current applications*".

Um dos assuntos a que diversos grupos de trabalho tem dedicado mais atenção diz respeito à influência da acção sísmica nas barragens, tendo, diversos comités relativos aos aspectos sísmicos de projecto e de exploração de barragens, publicado um conjunto de boletins designados por *boletins ICOLD*. Os mais relevantes são seguidamente enumerados.

- ICOLD Bulletin 27 – A review of earthquake resistant design of dams, 1975
- ICOLD Bulletin 46 – Seismicity and dam design, CIGB-ICOLD, 1983
- ICOLD Bulletin 52 – Earthquake analysis procedures for dams – State of the Art ICOLD, Paris (O. C. Zienkiewicz, R. W. Clough, H. B. Seed), 1986
- ICOLD Bulletin 62 – Inspection of dams following earthquake, 1988
- ICOLD Bulletin 72 – Selecting seismic parameters for large dams Guidelines, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, ICOLD, Paris, 1989
- ICOLD Bulletin 98 – Tailings Dams and Seismicity - Review and Recommendations, 1995
- ICOLD Bulletin 112 – Neotectonics and dams, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, ICOLD, Paris, 1998
- ICOLD Bulletin 113 – Seismic observation of dams-Guidelines and case studies, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, ICOLD, Paris, 1999
- ICOLD Bulletin 120 – Design features of dams to effectively resist seismic ground motion, 2001
- ICOLD Bulletin 123 – Earthquake design and evaluation of structures appurtenant to dams, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, ICOLD, Paris, 2002.

Estes boletins representam o estado da arte no campo da avaliação da acção sísmica e análise do comportamento de barragens a essa acção e são mesmo adoptados em inúmeros países, muitos dos quais não dispõem sequer de legislação específica sobre projecto sísmico e avaliação da segurança de barragens (Wieland, Martin, (2003) b)). Sob este ponto de vista os boletins publicados pelo ICOLD constituem documentos universais para os projectistas de barragens. Estes boletins vêm também colmatar a inexistência de metodologias no que respeita à análise estrutural de barragens que não existem mesmo nos países em que a legislação está mais avançada.

Na reunião anual da CIGB/ICOLD em Antalya na Turquia em 1999, foram definidas as missões deste comité (Brühwiler, E., 1990) tendo o tema "*Avaliação da segurança das barragens existentes*" sido escolhido para investigação. Assim, concluiu-se, que um grande número de barragens em exploração foi dimensionado através de métodos simplificados, os quais eram os disponíveis na época da construção dessas barragens. Nesse tema foram eleitos os quatro assuntos seguintes:

i) conhecimento do nível de segurança das barragens construídas: necessário conhecer o seu comportamento através da utilização de métodos de cálculo mais evoluídos;
ii) análise do comportamento estrutural face a sismos ocorridos: O objectivo deste trabalho reside no exame e avaliação dos danos que se registaram em barragens;
iii) sismos induzidos pela albufeira: Este fenómeno é objecto de estudos desde os anos 70, tendo-se, desde essa data, recolhido observações que deverão ser analisadas;
iv) determinação do risco sísmico: Um dos objectivos principais em matéria de segurança é avaliar o risco sísmico associado a cada barragem e avaliar as consequências da rotura associada à ocorrência de um sismo de elevada intensidade.

Os trabalhos relativos a estes quatro temas encontram-se em curso. O principal objectivo centra-se na avaliação da segurança à acção sísmica das barragens existentes, uma vez que a maioria foi dimensionada por coeficientes sísmicos de valor próximo de 0,1g, o que para os padrões actuais não é considerado adequado.

Motivado pela aceitação universal dos boletins do ICOLD, e pelas normas neles expressas, relativas à análise e avaliação da segurança de barragens, verifica-se que os procedimentos adoptados em muitas partes do mundo são relativamente homogéneos e coerentes, podendo-se dizer que os engenheiros de barragens falam a mesma linguagem técnica.

A avaliação dos parâmetros a considerar para a acção sísmica é objecto do boletim "*Selecting Seismic Parameters for Large Dams, Bulletin 72"* do (CIGB/ICOLD, 1989). A análise das questões inerentes à observação e análise do comportamento das barragens, considerando o comportamento linear e não linear, à acção sísmica é objecto do boletim "*Earthquake analysis procedures for dams, State of the art. Bulletin 52"* (CIGB/ICOLD, 1986).

De todas as publicações enunciadas, o "*Boletim 72 – Selecting seismic parameters for large dams Guidelines, Committee on Seismic Aspects of Dam Design", ICOLD, Paris, 1989*, é aquele que maior importância assume no projecto e verificação da acção sísmica, uma vez que permite definir os critérios sísmicos a considerar no projecto de barragens e define o tipo de sismos de projecto.

Este boletim define um conjunto de sismos para os quais as barragens devem ser analisadas. O valor desses sismos depende das condições geológicas e condições tectónicas da região onde se insere a barragem. Assim, são definidos os sismo máximo de projecto "*Maximum Design Earthquake (MDE)*" e o sismo base de projecto "*Operation Basis Earthquake (OBE)*". Define ainda o sismo máximo expectável "*Maximum Credible Earthquake (MCE)*". O MCE é definido como o sismo mais severo possível de ocorrer no local face às condições geológicas existentes, o qual é geralmente definido em termos determinísticos mas pode também ser definido em termos probabilísticos (CIGB/ICOLD, 1989).

O sismo (OBE) é definido em termos probabilísticos. É também abordada a consideração dos sismos induzidos pela criação de albufeira, principalmente nas barragens com mais de 100 m de altura, reservatórios maiores do que 500 hm^3 ou pequenas barragens situadas em zonas tectónicas activas, nunca devendo estes sismos serem considerados superiores ao (MDE).

Neste documento, as barragens são classificadas em termos de risco sísmico que apresentam, tendo em conta os parâmetros capacidade do reservatório (volume da albufeira), altura da barragem, número de pessoas em risco e danos potenciais situados a jusante da barragem.

A partir dos parâmetros anteriores as barragens podem ser classificadas em quatro categorias, escaladas de I a IV, de grau de risco crescente.

De acordo com as indicações para a selecção dos parâmetros sísmicos em grandes barragens fornecidos pelo ICOLD (CIGB/ICOLD 1989), pode-se classificar o risco associado a uma barragem em função da aceleração de pico na fundação "*peak ground acceleration*" (PGA) estimada para o local da barragem, conforme é indicado no Quadro 4-1. Esta classificação aplica-se aos casos em que os materiais de fundação da barragem apresentam boas características.

Quadro 4-1 – Classificação do risco, segundo o ICOLD, associado à localização de uma barragem (CIGB/ICOLD, 1989).

Aceleração de pico	**Classificação do risco**
PGA< 0,10 g	baixo risco ou da Classe I
0,10 g < PGA< 0,25 g	risco moderado ou da Classe II
PGA>0,25 g e se não existirem falhas activas num raio de 10 km	risco elevado ou da Classe III
PGA>0,25 g e se existirem falhas activas num raio de 10 km	risco extremo ou da Classe IV

Este boletim considera que para a Classe I é, em geral, suficiente definir a acção sísmica através dos movimentos de pico na fundação, nomeadamente o valor da aceleração máxima de pico (PGA). Para a Classe II considera-se adequada a utilização de movimentos de pico do terreno, os espectros de resposta ou as histórias de acelerações (acelerogramas naturais ou sintéticos). Para a Classe III é aconselhada a utilização de histórias de acelerações e para a Classe IV é tornada obrigatória a utilização de histórias de acelerações.

Uma outra classificação do risco potencial está associada às características da barragem, da albufeira e impactos económicos. No Quadro 4-2 indica-se essa classificação que assenta em quatro parâmetros.

Quadro 4-2 – Parâmetros para classificação do risco, segundo o ICOLD, associado às características da barragem e impactos económicos (CIGB/ICOLD, 1989).

	Classificação do risco (ponderação)			
Capacidade da albufeira (hm^3)	>120 (6)	120 – 1 (4)	1 – 0,1 (2)	<0,1 (0)
Altura da barragem (m)	>45 (6)	45 – 30 (4)	30 – 15 (2)	<15 (0)
Evacuação de pessoas (número)	>1000 (12)	1000 – 100 (4)	100 – 1 (2)	0 (0)
Danos potenciais a jusante	Alto (12)	Moderado (8)	Baixo (4)	Nenhum (0)

O factor de risco é obtido pela soma dos pesos associados à classificação atribuída a cada parâmetro. Com base nesse factor a classificação do risco é realizada de acordo com o Quadro 4-3.

Quadro 4-3 – Classificação do risco, segundo o ICOLD, associado às características da barragem e impactos económicos (CIGB/ICOLD, 1989).

Factor de risco	Classe de risco
(0 – 6)	I Baixo
(7 – 18)	II Moderado
(19 – 30)	III Elevado
(31 – 36)	IV Extremo

A classificação do risco associado a uma barragem é um dado relevante, uma vez que indica a necessidade da realização de estudos de menor ou maior nível de exactidão. Tipicamente as barragens classificadas como de risco potencial elevado ou extremo devem ser analisadas por métodos detalhados de análise no tempo. Os métodos simplificados podem ser utilizados nas barragens classificadas como apresentando um risco potencial baixo ou moderado.

Para as barragens de aterro de risco moderado, elevado ou extremo considera-se que a acção sísmica deverá ser definida preferencialmente, em espectros de resposta ou acelerogramas, uma vez que a duração da acção sísmica está directamente relacionada com a ocorrência de fenómenos de liquefacção da estrutura da barragem, de ocorrência de deformações excessivas e geração de pressões intersticiais.

Relativamente às barragens de betão, o boletim 72 do ICOLD refere que a análise sísmica pode ser efectuada através de valores máximos do movimento do solo, geralmente da aceleração, e de espectros de resposta. A análise por modelos de elementos finitos pode ser realizada por espectros de resposta e análise no tempo.

Se a estrutura analisada apresenta tendência para ter comportamentos não lineares então o ICOLD indica que essa análise deve ser efectuada no tempo com a acção sísmica traduzida por acelerogramas. Para as barragens de perfil gravidade de desenvolvimento rectilíneo geralmente é suficiente a realização de análise bidimensional, considerando o movimento do solo na direcção horizontal e vertical. No entanto, para barragens gravidade inseridas em vales estreitos deverá ser realizada uma análise tridimensional.

O grupo de trabalho europeu, no âmbito do ICOLD, para a avaliação sísmica de barragens preparou um documento (Reilly, N., 2004) onde apresenta e compara as metodologias de análise sísmica em alguns países da Europa nomeadamente da Áustria, Itália, Suíça, Roménia e Reino Unido. Esse documento apresenta uma descrição abreviada e faz a comparação entre os diversos métodos. Os pontos principais de cada um deles são resumidos no Quadro 4-4. Neste quadro apresenta-se a comparação para Portugal.

Quadro 4-4 – Aspectos gerais de regulamentação sísmica em alguns países (Reilly, N., 2004)

Tema	INGLATERRA	AUSTRIA	ITALIA	ROMÉNIA	SUIÇA	PORTUGAL (**)
Documento adoptado	Guia	Guia	Guia	Regulamento	Regulamento	Regulamento
Classificação de risco	ICOLD Boletim 72	Altura da barragem e capacidade do reservatório	ICOLD Boletim 72	Não especificado	Altura da barragem e capacidade do reservatório	Baixo, significativo e elevado
Distribuição dos sismos	1991: Mapa de zonamento 1998: mapa de risco sísmico	Mapa de zonamento e mapa de risco sísmico	Mapa de zonamento	Mapa de zonamento	Mapa de risco sísmico	Mapa de zonamento e mapa de risco sísmico
PGA máximo	1991: 0,375g 1998: 0,32g	MCE: 0,3g OBE: 0,14g	> 0,6g	0,32g	0,03 a 0,16g (para 475 anos)	Cartas de acelerações máximas
Períodos de retorno:						
Cat IV	10,000 anos/MCE	Quando aplicável adoptar MCE	>2500 anos	MCE ou 800 anos	Não aplicável	Não indicado
Cat III	10,000 anos		2500 anos		10,000 anos	
Cat II	3000 anos		1000 anos		5,000 anos	
Cat I	1000 anos		500 anos		1000 anos	
OBE/SBP	não indicado	200 anos	não indicado	100 anos	Não indicado	100 anos
Factor para análise (*)	0,67	Não indicado	0,5 a 0,67	Não indicado	Não indicado	Não indicado
Realização de estudos específicos	Não especificado	Não especificado	Especificado para cat IV	Recomendado	Não indicado	Recomendado
Sismicidade do país	Muito baixa	Muito baixa	Moderada	Elevada	Muito baixa	Elevada

(*) Factor de redução a aplicar aos valores do PGA para propósitos de análise estrutural; **(**)** Até 2007.

4.3 - EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS

Os Eurocódigos Estruturais são um conjunto de documentos designados por Normas Europeias (EN 1991 a EN 1998), constituído pelas seguintes partes:

EN 1991	Eurocódigo 1:	Bases de projecto e acções em estruturas
EN 1992	Eurocódigo 2:	Projecto de estruturas de betão
EN 1993	Eurocódigo 3:	Projecto de estruturas de aço
EN 1994	Eurocódigo 4:	Projecto de estruturas mistas aço-betão
EN 1995	Eurocódigo 5:	Projecto de estruturas de madeira
EN 1996	Eurocódigo 6:	Projecto de estruturas de alvenaria
EN 1997	Eurocódigo 7:	Projecto geotécnico
EN 1998	Eurocódigo 8:	Disposições para projecto de estruturas sismo-resistentes
EN 1999	Eurocódigo 9:	Projecto de estruturas de alumínio

A aplicação de cada Eurocódigo a cada estado membro da União Europeia encontra-se dependente de um Documento de Aplicação, designado pela sigla (DNA), que define para cada país a acção sísmica com base no enquadramento sísmico de cada país e nas características sismológicas de cada caso.

As acções que devem ser consideradas no cálculo estrutural devem ser todas as possíveis com relevância para o comportamento e segurança da estrutura.

No Eurocódigo 1 as acções são definidas como permanentes, variáveis e acidentais. No Quadro 4-5 apresenta-se o resumo das acções consideradas.

Quadro 4-5 – Classificação das acções nos Eurocódigos.

Acções		
Permanentes	**Variáveis**	**Acidentais**
Peso próprio da estrutura	Sobrecargas	Explosões
Forças de pré-esforço	Neve	Fogo
Pressão hidrostática	Vento	Impacto de corpos
Subpressões		
Impulsos de terras	Variações térmicas	
Assentamentos de apoio	Tráfego	
Equipamentos fixos	Sismos	

As acções permanentes são as originadas pelo peso próprio das estruturas, forças de pré-esforço, pressão hidrostática e outras, tais como de equipamentos fixos, caracterizando-se pela pequena variação em torno do valor médio expectável das suas características durante a vida da estrutura. As acções variáveis são definidas como aquelas que, apesar de terem uma probabilidade muito elevada de ocorrer, apresentam variações significativas em torno do seu valor médio. As acções acidentais são definidas como as aquelas em que a sua ocorrência é possível mas muito pouco provável durante a vida da estrutura e cuja quantificação, por não ser passível de tratamento estatístico, apenas pode ser feita através de valores nominais criteriosamente escolhidos.

Cada uma das acções poderá apresentar características específicas, podendo ser consideradas acções estáticas ou dinâmicas, que obriguem a metodologias de cálculo estrutural que contemplem forças de inércia e de dissipação de energia inerentes à variação temporal da valor da acção e da respectiva configuração da estrutura.

A quantificação das acções é feita no EC-1 através dos três tipos de acções referidas anteriormente nomeadamente, como permanentes, variáveis e de acidente de valores característicos, de combinação, frequentes, quase-permanentes e nominais. A quantificação das acções de variabilidade muito baixa (acções permanentes) é feita apenas pelo seu valor característico. As acções acidentais são caracterizadas pelo valor nominal. As acções variáveis são caracterizadas pelo valor característico e por coeficientes Ψ que permitem obter os valores da acção.

A complexidade da quantificação da acção sísmica, que resulta como visto da interacção física dos componentes da crosta terrestre, dos movimentos do solo sob a estrutura, traduzidos em acelerações, velocidades ou deslocamentos medidos no solo, e as características da estrutura como a sua massa, elasticidade, associada à ductilidade e rigidez, e resistência, motivou esta acção fosse abordada num documento independente do conjunto dos restantes Eurocódigos, designado por Eurocódigo 8.

A acção sísmica encontra-se definida na Parte 1 do Eurocódigo 8 e é complementada, para o caso português, pelo Documento Nacional de Aplicação (DNA), constante na Norma Portuguesa NP ENV 1998-1-1 de 2000 (EC-8, 2000).

A partir deste documento regulamentar, a acção sísmica pode ser definida através de espectros de resposta. No âmbito do EC-8, o movimento sísmico num dado ponto da superfície é geralmente representado por um espectro de resposta elástico da aceleração na base, designado por "*espectro de resposta elástico*" (EC-8, 2000). A acção sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais consideradas como independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta. O EC-8 indica também, no artigo "*4.2- Representação básica da acção sísmica*", e para casos onde não sejam exigidos estudos específicos de sismicidade, a forma de representação da componente vertical da acção sísmica.

Contrariamente ao RSA, o EC-8 não caracteriza as funções de densidade espectral de potência de aceleração. Assim, embora na parte 1-1 do EC-8 não esteja definida explicitamente a função de densidade espectral de potência, artigo 4.2.1-(6), esta deverá ser compatível com o espectro de resposta acima referido para garantir a consistência da acção sísmica adoptada no documento EC-8 (Oliveira, Carlos, 2005).

Em termos de combinação de acções, a acção sísmica é quantificada no Eurocódigo 8 de forma semelhante às acções acidentais.

No documento EC-8 (EC8, 2000), a acção sísmica para um local específico à superfície é representada, para um período de retorno determinado, por espectro de resposta elásticos $S_e(T)$ (Figura 4-2), em que T representa o período próprio de vibração livre de um sistema dinâmico com um grau de liberdade e com 5% de amortecimento.

O espectro de resposta (Figura 4-2) encontra-se definido por parâmetros de referência de aceleração máxima do solo a_g e para um período de retorno também de referência, por um factor de amplificação espectral β_0 para 5% de amortecimento, por valores T_B e T_C que representam os limites dos espectros em que, num intervalo de frequências, as acelerações são constantes, por T_D que estabelece o início do espectro em que os deslocamentos são constantes, por k_1 e k_2 que são valores dos expoentes que definem a forma do espectro para períodos superiores a T_C e T_D, por S que é um parâmetro que pretende reflectir as condições geológicas do terreno e por η que é um factor de correcção, que assume o valor de 1 para o caso do amortecimento ser de 5%.

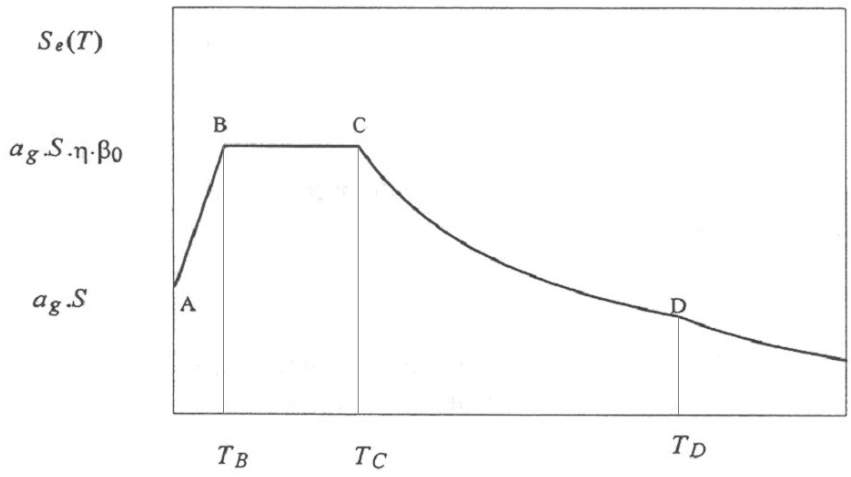


Figura 4-2 – Espectro de resposta constante no EC8.

O espectro de resposta elástico $S_e(T)$ para o período de retorno de referência é definido pelas expressões (EC-8, 2000),

$$S_e(T) = a_g . S . \left[1 - \frac{T}{T_B} . (\eta . \beta_0 - 1) \right] \quad \text{para } 0 < T < T_B \quad \text{Eq. 4-1}$$

$$S_e(T) = a_g . S . \eta . \beta_0 \quad \text{para } T_B < T < T_C \quad \text{Eq. 4-2}$$

$$S_e(T) = a_g . S . \eta . \beta_0 . \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k1} \quad \text{para } T_C < T < T_D \quad \text{Eq. 4-3}$$

$$S_e(T) = a_g . S . \eta . \beta_0 . \left[\frac{T_C}{T_D} \right]^{k1} . \left[\frac{T_D}{T} \right]^{k2} \quad \text{para } T > T_D \quad \text{Eq. 4-4}$$

Em que $S_e(T)$ é a ordenada do espectro de resposta elástico, a_g é o valor de pico da aceleração na base, para o período de retorno considerado, e η é o coeficiente de correcção do efeito do amortecimento, com valor 1 para 5% de amortecimento viscoso (EC-8, 2000).

Para as três classes de solo consideradas no EC-8, A, B, e C, os valores dos parâmetros das expressões anteriores são indicados no Quadro 4-6.

Quadro 4-6 – Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico.

Classe do solo	S	β_0	k1	k2	T_B (s)	T_B (s)	T_C (s)
A	1,0	2,5	1,0	2,0	0,10	0,40	3,0
B	1,0	2,5	1,0	2,0	0,15	0,60	3,0
C	0,9	2,5	1,0	2,0	0,20	0,80	3,0

A influência das condições do solo na acção sísmica é considerada através de três classes de solo. A Classe A é a que mais interessa ao dimensionamento de barragens de betão e é caracterizada por um solo em rocha ou outra formação geológica caracterizada por uma velocidade de propagação das ondas de corte v_s de pelo menos 800 m/s e que inclua no máximo 5m de material mais fraco à superfície (EC-8, 2000). Os restantes solos não são adequados à construção de barragens de betão uma vez que esses solos não apresentam capacidades de carga adequadas.

No documento de aplicação para o caso português, à semelhança do RSAEEP, o território encontra-se dividido em quatro zonas sísmicas designadas por (A, B, C e D) e as acções sísmicas são divididas em dois tipos (acção sísmica do tipo I, representando sismos próximos com duração de 10 s, e do tipo II, sismos afastados com duração de 30 s).

Uma outra referência importante de documentos técnicos é constituída pelos manuais publicados pelo United States Army Corps of Engineers (USACE) e pelo United States Bureau of Reclamation (USBR), sendo alguns deles citados neste trabalho e podem ser encontradas as suas referências na bibliografia anexa. A consulta destas publicações revela-se de muito interesse e algumas das metodologias de projecto aí expressas são amplamente empregues em todo o mundo.

5 - A ACÇÃO DOS SISMOS EM BARRAGENS EXISTENTES

"A importância da engenharia sísmica é evidente para os engenheiros que trabalham em zonas consideradas sismicamente activas. Mesmo nas regiões em que a probabilidade de ocorrência de sismos é baixa, não sendo no entanto desprezável, os engenheiros devem ter em conta esta acção para que as estruturas reunam as características de segurança adequadas."

O. C. Zienkiewicz

5.1 - ENQUADRAMENTO

As preocupações relativas à segurança estrutural de barragens, em que a avaliação da resposta à acção sísmica é de particular premência, têm vindo a aumentar nas últimas décadas, principalmente devido ao crescimento das populações localizadas a jusante dessas obras. Constata-se também que os métodos de cálculo utilizados e as previsões efectuadas para as obras mais antigas estão desactualizados face às novas metodologias de cálculo, que representam melhor o fenómeno sísmico e a análise do comportamento das obras.

No âmbito do presente estudo foi possível verificar que para um número significativo de grandes barragens a acção sísmica apenas foi considerada de forma simplificada, havendo mesmo situações em que esta não foi sequer tida em conta, concluindo-se que, para um número muito significativo de barragens, os estudos relativos à vulnerabilidade perante a acção sísmica não foram devidamente desenvolvidos.

Face a este cenário, caso ocorra um sismo de grande intensidade, como já se verificou no passado e certamente se voltará a verificar no futuro, a não avaliação das consequências nas obras existentes deixa a incerteza de quais serão as estruturas que serão seriamente afectadas na sua estabilidade.

Dadas as consequências extremamente negativas na eventualidade de ocorrência destes cenários, em particular os que envolvem a perda de vidas, a interrupção do fornecimento de energia, a perda das reservas de água e as potenciais consequências económicas negativas devidas à ocupação a jusante das albufeiras, considera-se importante actuar no sentido de avaliar a vulnerabilidade das obras a construir e as existentes e avaliar os factores de segurança associados face ao exigido na legislação nacional e bibliografia internacional.

Para estas barragens deverão ser realizados estudos dinâmicos considerando a actuação da acção sísmica, devendo-se assim efectuar a revisão do projecto inicial para as obras mais importantes e considerando o estado actual das obras.

Por estas razões o comportamento sísmico real das barragens de betão é idealmente obtido e avaliado pela observação de barragens existentes e que foram sujeitas a sismos de magnitude elevada (NRC, 1991).

5.2 - CASOS NOTÁVEIS DE BARRAGENS QUE FORAM SUJEITAS À ACÇÃO DE SISMOS INTENSOS

O estudo do comportamento de barragens existentes sujeitas a sismos intensos é determinante, uma vez que esses acontecimentos representam um ensaio à escala real dessas obras podendo-se, a partir do comportamento observado, retirar conclusões para o dimensionamento de projectos futuros.

Historicamente, a ocorrência de sismos apenas provocou danos significativos num pequeno número de barragens. Até à presente data não estão relatados acidentes onde se tenha registado perda de vidas

humanas devido à actuação da acção sísmica em grandes barragens e em obras que tenham sido bem construídas. Registam-se alguns casos, apenas cerca de 12 barragens, em que ocorreu a rotura da barragem com a libertação da albufeira, mas esses casos dizem respeito a pequenas barragens de terras ou de enrocamento e apenas o caso de uma grande barragem (Wieland, Martin, 2001).

Não é conhecido nenhum caso de rotura total catastrófica de barragens dotadas de estrutura integral de betão em resultado da ocorrência de sismos. Estima-se que apenas cerca de 100 barragens de betão tenham sofrido a acção de sismos e apenas 12 experimentaram acelerações, registados ou estimados, iguais ou superiores a 0,20g. No conjunto dessas barragens encontram-se os principais tipos estruturais de barragens nomeadamente barragens em arco, abóbadas múltiplas, gravidade, gravidade em contrafortes e barragens de terra e enrocamento.

Estes factos não significam que as barragens existentes sejam totalmente seguras para o caso da ocorrência de sismos, principalmente se esses sismos se aproximarem de valores do sismo máximo de projecto.

A maioria das barragens antigas foi construída com base em projectos que consideraram métodos de análise sísmica que actualmente são considerados inadequados, tanto em face dos valores da acção sísmica como à incapacidade dos métodos disponíveis em reproduzir com rigor o fenómeno sísmico nessas estruturas. Durante as últimas décadas foram realizados progressos significativos na avaliação da acção sísmica esperada nos locais de construção das barragens, assim como nos métodos de análise dinâmica.

A tendência actual, decorrente dos estudos de sismicidade efectuados para os locais em estudo, são no sentido de considerar valores elevados na intensidade dos sismos a ter em conta no projecto das obras que são actualmente projectadas.

Para ilustração desta questão a maioria das barragens antigas foram dimensionadas aos sismos através da consideração uniforme designada por pseudo-estática para valores do *PGA* que se situavam entre 0,05g a 0,20g. Contudo, um sismo com magnitude igual ou superior a 6 pode gerar localmente um PGA com que pode ser superior a 0,5g, isto é, cinco vezes superior aos valores considerados nos dimensionamentos mais antigos.

Devido à grande discrepância entre os valores considerados nos projectos primitivos e os valores do PGA calculados com as novas metodologias, não é possível efectuar considerações quanto à capacidade resistente das obras antigas sobre a sua segurança à acção sísmica sem a realização de estudos específicos. A realização desses estudos mostra que em muitas situações a principal conclusão que se pode retirar é de que não é possível garantir a segurança à acção dos sismos das barragens antigas, podendo mesmo algumas delas ser consideradas inseguras, quer ao nível de configuração estrutural quer, em muitos casos, devido à degradação dos materiais ao longo dos anos (Wieland, Martin, 2001).

Os resultados de estudos analíticos e a sua comparação com casos de obras sujeitas à acção sísmica permite retirar conclusões quanto às formas estruturais mais adequadas e critérios de projecto adoptados, assim como validar os modelos de cálculo adoptados.

Deste modo, e retomando os objectivos traçados neste trabalho, a observação de barragens após a ocorrência de sismos permite obter as melhores indicações quanto ao comportamento estrutural real dessas obras, principalmente de evidências da ocorrência de comportamentos nas estruturas no domínio não linear dos materiais (NRC, 1991).

Um inventário das principais barragens que foram sujeitas a sismos significativos encontra-se apresentado nos Anexos A e B do documento (CIGB/ICOLD, 1999). A informação apresentada inclui o tipo e as dimensões das barragens afectadas, os principais parâmetros que caracterizam os sismos ocorridos, a distância do epicentro ao local das barragens e os principais danos observados. Um outro documento onde este tipo de informação está reportado é o (USCOLD, 1992).

O estudo do comportamento observado de barragens que foram sujeitas a sismos e a avaliação das consequências na integridade estrutural para os diferentes tipos de barragens, centra-se sobretudo no tipo e extensão das deformações residuais, fissuração ocorrida durante o sismo e outro tipo de danos que as estruturas acabaram por ser sujeitas (CIGB/ICOLD, 1999). Os acidentes ocorridos, e que se encontram documentados na bibliografia, representam bem o tipo de danos a que as barragens podem ser sujeitas perante a actuação da acção sísmica.

Pela sua importância refere-se seguidamente alguns dos casos de grandes barragens sujeitas a sismos intensos, distribuídas pelos mais diversos continentes. Esses acontecimentos referem-se à barragem de contrafortes de Hsinfengkiang, com 105 m de altura, situada na China em consequência de um sismo ocorrido em 1962, a barragem gravidade de Koyna, com 103 m de altura, para um sismo ocorrido em 1967 na Índia, a barragem em arco de Pacoima com 116 m de altura para sismos ocorridos em 1971 e 1994 na Califórnia, nos Estados Unidos, a barragem abóbada de Rapel com 110 m de altura para o sismo ocorrido em 1985 no Chile e a barragem gravidade de contrafortes de Sefid Rud com 106 m de altura para o sismo ocorrido em 1990 no Irão.

Estas obras registaram diferentes intensidades de degradação nas suas estruturas não tendo ocorrido, no entanto, qualquer rotura catastrófica (Wieland, Martin, (2003) d)). Referem-se também alguns casos de barragens de terras e enrocamento que estiveram próximo de roturas totais, as quais a acontecer teriam provocado danos gravosos.

Em todos os casos em que ocorreram danos estruturais gravosos não se verificou a libertação catastrófica da albufeira contudo, na maioria das obras sujeitas a sismos significativos foi necessário realizar grandes reparações de reforço das estruturas afectadas e em alguns casos limitar as cotas máximas de exploração dos aproveitamentos. Algumas destas obras foram sujeitas a trabalhos de reparação extensos e economicamente significativos, como foi o caso das barragens de Hsinfengkiang, Koyna e Sefid Rud.

5.2.1 - Efeito dos sismos em barragens gravidade

a) Barragem de Hsinfengkiang

A barragem de Hsinfengkiang está localizada na China, na província de Kwangdong. É uma estrutura gravidade de contrafortes, possui 440 m de desenvolvimento e 105 m de altura máxima e foi construída entre 1958 e 1959. A sua albufeira possui um volume de 11500×10^6 m^3. De acordo com o projecto, a barragem é constituída por 19 blocos, com configuração estrutural em contrafortes na zona central, e de secção em perfil gravidade maciço em ambas as margens. Esta barragem foi originalmente projectada para resistir a sismos até à intensidade de grau 6 na escala modificada de Mercalli (Wieland, Martin, 2003) d)) e (NRC, 1991).

Após a ocorrência dos diversos sismos próximos desta estrutura, durante e após o primeiro enchimento da albufeira, cuja origem se pensa terem sido induzidos pela criação da albufeira, a barragem foi reforçada para resistir a sismos até à intensidade de grau 8.

Em 19 de Março de 1962, e no seguimento da conclusão do primeiro enchimento da albufeira que se verificou em Setembro de 1961, a barragem foi sujeita a acções sísmicas intensas que se julga terem ultrapassado o grau 8 na escala modificada de Mercalli e para o qual a estrutura foi reforçada. O sismo mais intenso atingiu 6,1 de magnitude e teve o epicentro situado a cerca de 1,1 km do local da barragem.

Para esse sismo a barragem sofreu danos estruturais que se traduziram em fissuração horizontal, expressos pela rotura por tracção do betão na zona de mudança de secção dos blocos de contrafortes não galgáveis, localizados lateralmente aos blocos do descarregador de cheias, não se verificando a ocorrência de infiltrações pelas zonas fissuradas (NRC, 1991).

Após a ocorrência dos abalos sísmicos formou-se uma fissura horizontal contínua de 82 m de comprimento na parte superior da barragem, próximo do encontro direito, e diversas fissuras à mesma cota no encontro esquerdo da barragem (Brühwiler, E., 1990).

Quando da ocorrência desse sismo a obra não dispunha de nenhuma instrumentação que permitisse registar estes eventos. Após o abalo principal foi instalada aparelhagem para avaliação da acção sísmica, tendo-se posteriormente registado um sismo com o valor de magnitude 4,5 que produziu um valor de pico da aceleração horizontal ao nível do coroamento da barragem de 0,54g (5,3m/s^2).

Os estudos estruturais realizados mostraram que seria de esperar o aparecimento de tracções elevadas nas zonas da barragem que fissuraram. Na sequência destas análises, foram executadas novamente obras de reforço estrutural para a barragem poder resistir a acções sísmicas ainda mais intensas, que consistiram no preenchimento com betão do espaço entre os contrafortes, com espessuras de betão colocado que atingiram valores superiores a 25 m junto à fundação, e através da redução da inclinação do paramento de jusante dos contrafortes de 1V/0,5H para 1V/1H nas zonas fissuradas da barragem (Wieland, Martin, 2004).

Na Figura 5-1 representa-se os locais da barragem onde se efectuaram os reforços estruturais, zonas assinaladas na figura por (2) e (3), assim como os blocos onde foram instalados sismógrafos sobre o coroamento, assinalados com os números 4, 5, 6, 8, 11 e 14.

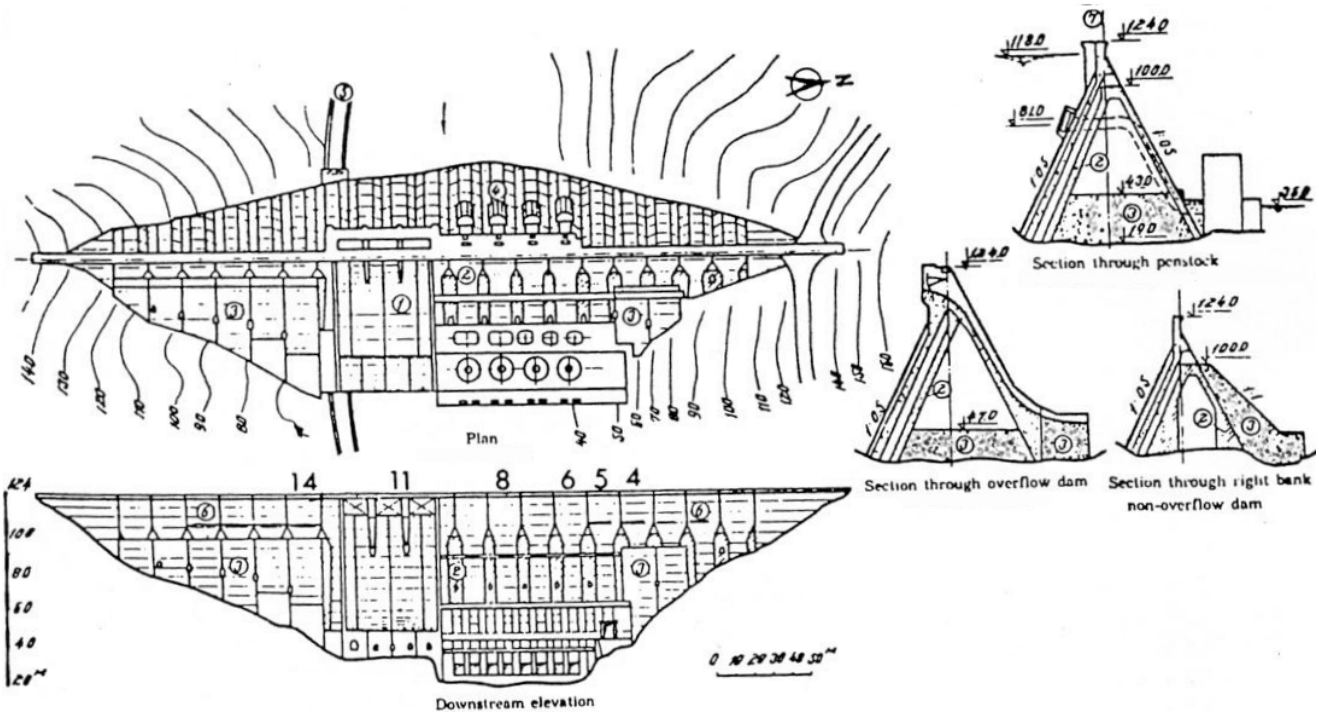


Figura 5-1 – Barragem de Hsinfengkiang, planta, alçado e cortes (Jansen, Robert, 1988).

A longa série de sismos, cuja origem se julga ter origem na criação da albufeira, estendeu-se ao longo de um período que compreendeu os seis anos seguintes.

b) Barragem de Koyna

Um outro caso de referência é o da barragem de Koyna (Figura 5-2). Esta obra foi construída entre 1954 e 1963 e está localizada próximo de Maharashtra, na Índia. É uma barragem gravidade de betão com desenvolvimento em alinhamento recto e possui um comprimento de 854 m e 103 m de altura máxima e é constituída por blocos monolíticos com 16 m de largura. A barragem produz energia eléctrica, com uma potência instalada de 1,920 MW, e abastece de água a zona de Maharashtra (Wieland, Martin, 2004) e (Wikipedia, 2006).

Para reduzir os prazos de construção da barragem, o seu perfil transversal foi modificado para uma secção não convencional mais esbelta (Figura 5-3). Na concepção original da barragem estava previsto a sua construção em duas fases mas, durante o decorrer da primeira fase, foi decidido construir toda a estrutura da barragem até à sua altura final. Esta mudança originou que na secção transversal tipo da barragem, inicialmente projectada, fossem introduzidas modificações. A barragem, em consequência das modificações iniciais, passou a ter um perfil da face de jusante com uma inclinação de 0,153H/1V na parte superior e 0,720H/1V na restante zona inferior até à fundação e na face de montante uma inclinação vertical na parte superior e inclinação 1H/24V na parte inferior (Wieland, Martin, 2004).

Esta barragem foi projectada através de critérios que incluíam a exigência de não ocorrência de tensões de tracção em todas as secções da barragem, valores da tensão de compressão inferiores aos admitidos para o betão utilizado e o factor de segurança ao deslizamento com valores inferiores aos considerados admissíveis. Contudo, no seu dimensionamento às acções sísmicas, foi apenas considerada uma aceleração na base da barragem traduzida por um coeficiente sísmico de 0,05g.

Em 11 de Dezembro de 1967 ocorreu um sismo de magnitude 6,5 que teve o epicentro situado a cerca de 8 a 13 km do local da barragem, tendo-se registado, através de um acelerógrafo localizado numa galeria próximo do encontro direito da barragem, acelerações de pico de 0,63g na direcção transversal ao rio, de 0,49g na direcção montante-jusante e de 0,34g na direcção vertical (NRC, 1991) e (Brühwiler, E., 1990).

Devido a esse sismo a barragem sofreu fissuração nos blocos não galgáveis, em ambos os paramentos de montante e de jusante, numa zona situada a cerca de 35 m a 45 m do coroamento, com desenvolvimento horizontal e correspondente à secção de transição de geometria (Wieland, Martin, 2003 d)). Verificou-se, também, haver evidências da ocorrência de movimentos relativos entre os blocos monolíticos durante o sismo. Foram também detectadas fissuras na galeria situada a cerca de meia altura da barragem e na galeria de fundação. Após o sismo os caudais da rede de drenagem aumentaram para cerca do dobro do valor que registavam antes do sismo.

Após este acidente observou-se o aparecimento de infiltrações pelas zonas fissuradas, não tendo, no entanto, ocorrido a libertação da albufeira por nenhuma zona da estrutura. Como consequência deste sismo a estrutura foi reforçada com contrafortes e cabos de pré-esforço, como é indicado na Figura 5-4.

Embora no projecto se tenha assegurado o critério de não ocorrência de tensões na estrutura da barragem, o sismo de 11 de Dezembro de 1967 causou importantes danos, traduzidos por fissuração horizontal nos paramentos de montante e de jusante num número significativo de blocos não galgáveis próximo da zona de transição de inclinações do paramento de jusante.

Apesar de não ter ocorrido a libertação da albufeira, a fissuração ocorrida na barragem foi, como referido, muito significativa (NRC, 1991). Os estudos realizados decidiram o reforço da barragem através da construção de contrafortes sobre o paramento de jusante e instalação de cabos de pré-esforço a partir do coroamento da barragem, os quais abrangeram os blocos de maiores dimensões na zona não galgável da barragem, correspondentes à zona mais alta da barragem. Os blocos do descarregador de cheias não sofreram danos.

A análise da tectónica na região da barragem mostra que num dos braços da albufeira se situa uma falha que reporta à fase mais recente da história da terra, correspondente ao período holocénico (NRC, 1991).



Figura 5-2 – Vista da barragem de Koyna após o reforço estrutural, observando-se os contrafortes executados a jusante nos blocos não galgáveis (Radhakrishnan, Nisha, 2006).

Análises estruturais dinâmicas, considerando o domínio do comportamento linear dos materiais, desenvolvidas posteriormente por elementos finitos mostraram que seria de esperar o aparecimento de fissuração para sismos semelhantes aos ocorridos.

Os resultados das análises estruturais, assumindo o comportamento linear para os materiais, mostraram a ocorrência de tensões de tracção elevadas em ambas as faces, mais elevadas à cota da zona de transição de inclinações do paramento de jusante e zona do pé de montante da barragem, com valores máximos de cerca de 4 MPa no paramento de montante e de cerca de 6 MPa no paramento de jusante, para valores máximos da resistência à tracção do betão de 2,4 MPa. As tensões máximas de compressão foram de cerca de 7,6 MPa compatíveis com os valores máximos para a resistência dos betões.

Na Figura 5-3 apresenta-se uma planta geral da barragem e um corte por uma secção transversal tipo da barragem. Na Figura 5-4 representa-se o tipo de medidas de reforço estrutural a que a barragem foi sujeita após a ocorrência dos sismos.

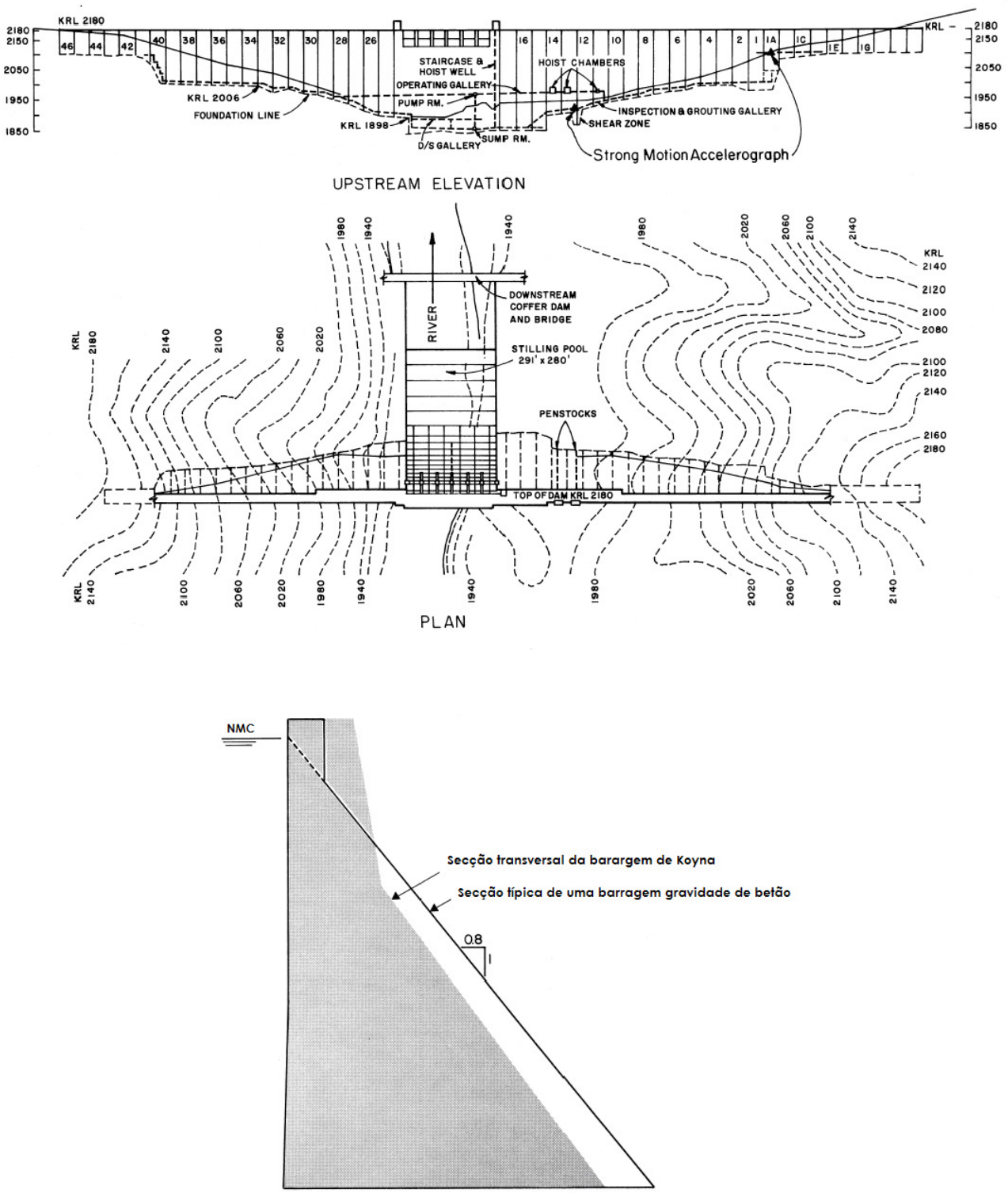
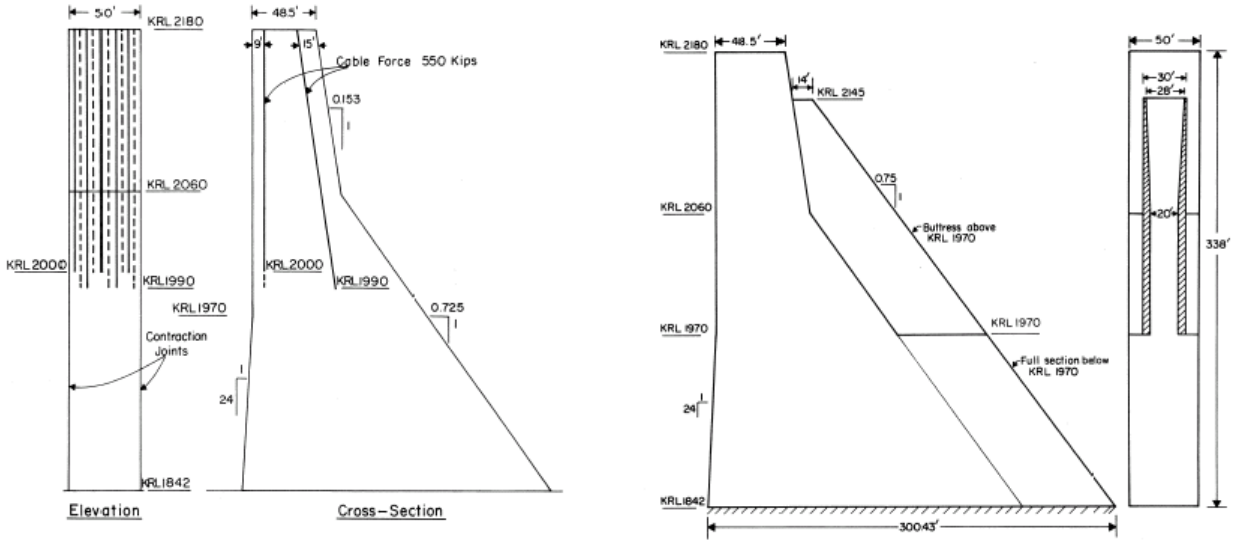


Figura 5-3 – Alçado, planta e secção transversal da barragem de Koyna (adaptado de EERC, 2007).



Reforço por cabos de pré-esforço

Reforço por contrafortes

Figura 5-4 – Barragem de Koyna, perfil transversal (EERC, 2007).

c) Barragem de Blackbrook

A barragem de Blackbrook localiza-se em Blackbrook, na Inglaterra, Leicestershire, e é citada neste trabalho por ser uma estrutura gravidade antiga constituída por blocos de alvenaria e betão, com uma altura de 30m e paramentos de montante e de jusante em alvenaria (Figura 5-5). Foi a única barragem nesse país que sofreu danos na sequência de um sismo.

O sismo ocorrido em 1957 de grau 8 na escala de intensidade sísmica britânica, que tem um máximo de 10, correspondente a um sismo de magnitude 5,3 na escala de Richter, teve o epicentro estimado a cerca de 6,4 km da barragem. Em resultado do sismo o revestimento de alvenaria do paramento de jusante sofreu fissuração e os blocos de rocha de maiores dimensões próximos do coroamento desligaram-se da argamassa (British Dams Organitation, 2006). A barragem ainda se matém em exploração.

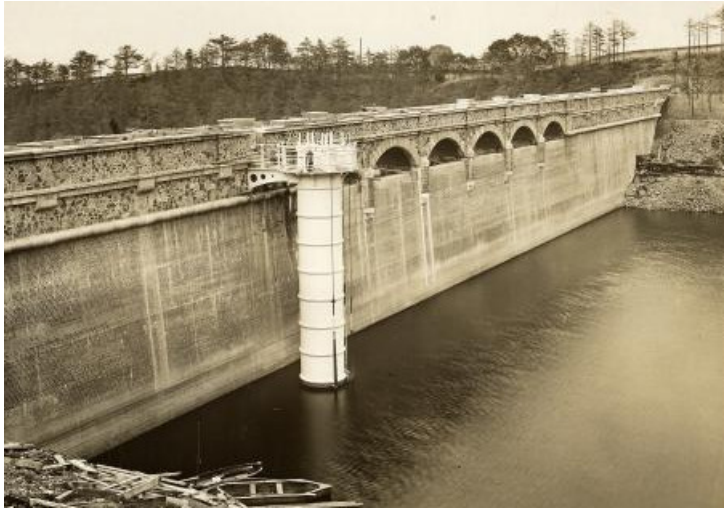


Figura 5-5 – Barragem de Blackbrook em Leicestershire, Inglaterra (Leicestershirevillages, 2007).

d) Barragem de Shih-Kang

A barragem de Shih-Kang está localizada no rio Da-Jia, em Taiwan. É uma estrutura constituída por 18 descarregadores equipados com comportas e dois descarregadores de superfície livre (Figura 5-6), possui uma altura de 25 m e um desenvolvimento do coroamento de 357 m, tendo a sua construção sido concluída em 1977 (Wieland, Martin, 2004).

Em 21 de Setembro de 1999 esta obra sofreu danos significativos durante a ocorrência do sismo de Chi-Chi que registou a magnitude 7,6 (Wieland, Martin, 2002). Em consequência desses danos ocorreu a libertação da albufeira, embora não catastrófica, num volume de água de $2{,}7 \times 10^6$ m^3, principalmente através dos vãos descarregadores mais danificados, números 17 e 18 (Figura 5-6 e Figura 5-7).



Figura 5-6 – Vista aérea da barragem de Shih-Kang e dos vãos danificados pelo sismo de Chi-Chi, ocorrido em 21 de Setembro de 1999 (Wieland, Martin, 2001).

O descarregador foi dimensionado para um caudal de 8 000 m^3/s e uma cheia máxima de 13 000 m^3/s, pelo que a libertação não controlada do reservatório não causou inundações a jusante, tendo esta ocorrência sido semelhante a uma grande cheia.

A rotura da barragem verificou-se de forma mais gravosa nos descarregadores 16 a 18, próximos do encontro direito, e foi devida aos movimentos verticais de alguns metros da falha situada sob esses locais (Figura 5-7).

Os danos estenderam-se por toda a estrutura, verificando-se zonas extensas em que ocorreu fissuração no betão e, devido aos movimentos irregulares da fundação causados pelo sismo, ocorreu na maioria dos blocos a separação da barragem com a fundação, a qual é constituída por camadas de sedimentos argilosos, sedimentos siltosos e arenito. Assim, cinco vãos descarregadores e um descarregador não controlado ficaram inoperacionais imediatamente após o sismo. As vigas que suportavam o pavimento sobre a barragem registaram movimentos que as deslocaram para fora dos apoios iniciais (Wieland, Martin, 2004).

A barragem foi dimensionada aos sismos através da consideração de um coeficiente sísmico na fundação no valor de 0,15g. Para o local da barragem não foram feitos estudos para determinação do valor do PGA. Os registos das estações sísmicas na proximidade da barragem mediram valores de PGA de

0,51g e 0,53g na direcção horizontal e vertical respectivamente. Durante a escavação da fundação da barragem não foi identificada a existência de uma falha na fundação.



Figura 5-7 – Danos causados na barragem de Shih-Kang devidos a movimentos verticais e transversais de uma falha na fundação. Vista dos vãos dos descarregadores destruídos números 17 e 18.

A barragem de Shih-Kang constitui um importante caso de estudo uma vez que foi a primeira grande barragem que foi exposta a movimentos de falha muito significativos. Devido aos grandes movimentos tectónicos na albufeira a capacidade de armazenamento do reservatório ficou reduzida, passando de $2{,}7 \times 10^6$ m^3 para $0{,}4 \times 10^6$ m^3. Tendo em conta a falha activa que atravessa a barragem e a grande redução de capacidade do reservatório, a qual é necessária para abastecimento de água, a solução a longo termo equacionada para este aproveitamento passará pela construção de uma nova barragem a montante da existente (Wieland, Martin, 2004).

e) Barragem de Sefid Rud

A barragem de Sefid Rud localiza-se na zona Noroeste do Irão, a cerca de 200 km da cidade de Teharan e a 2 km da cidade de Manjil. Trata-se de uma barragem de contrafortes com um perfil gravidade de betão e possui 106 m de altura e um desenvolvimento no coroamento de 417 m (Figura 5-8 e Figura 5-8). A barragem é constituída por 23 contrafortes, com largura de 14 m e espessura da alma de 5 m, numerados de 5 a 27, desde a margem esquerda até à margem direita. O reservatório criado pela barragem possui um volume de 1800×10^6 m^3 (Wieland, Martin, 2004).

Em 21 de Junho de 1990, durante a ocorrência do sismo de Manjil, o qual foi um dos sismos mais devastadores ocorridos na região do mar Cáspio e que teve uma magnitude de 7,6 esta obra sofreu danos importantes. O epicentro do sismo localizou-se a cerca de 1 km do local da barragem e uma profundidade focal de 19 km. No local da barragem a aceleração de pico no solo foi estimada em 0,7g (Wieland, Martin, 2003 a)).

Esta barragem foi, provavelmente, sujeita ao maior sismo ocorrido em barragens de betão de que há conhecimento, sendo de supor que os danos que sofreu sejam similares aos esperados em barragens gravidade sob o efeito do sismo máximo expectável (Wieland, Martin, 2003 b). O caso respeitante a esta barragem é importante porque representa um exemplo de uma barragem de betão que sofreu a acção de um sismo bastante mais intenso do que os valores que foram considerados no projecto.

A barragem sofreu diversos danos mas o seu comportamento global foi satisfatório, considerando que o sismo de Manjil foi provavelmente equivalente ao sismo máximo expectável para o local da barragem (Wieland, Martin, 2002). No momento do sismo a albufeira encontrava-se na cota (265), cerca de 6 m abaixo do nível de pleno armazenamento, o qual é (271,65).

Os contrafortes foram dimensionados pelo método pseudo-estático para acções sísmicas horizontais de 0,10g a 0,25g, tendo-se exigido na projecto para a actuação da aceleração de 0,10g a não ocorrência de tracções no paramento de montante e para o valor da aceleração de 0,25g os valores das tensões não deveriam ser superiores aos valores máximos admissíveis da tracção do betão. Os valores considerados para as resistências dos materiais foram de 7 MPa para a resistência à compressão e de 0,7 MPa para a resistência à tracção (Wieland, Martin, 2004).

Como referido, a barragem sofreu vários tipos de danos, que incluíram fissuração horizontal significativa na parte superior dos contrafortes e esmagamento do betão ao longo das juntas verticais entre os contrafortes. O sismo afectou principalmente os contrafortes da parte central da barragem e os danos concentraram-se principalmente entre as cotas (258,25) e (264,25) ou seja na zona correspondente à mudança de geometria da secção transversal da barragem, Figura 5-10. Com excepção do contraforte número 5, ocorreu pelo menos uma fissura principal horizontal ao longo das juntas de betonagem em todos os restantes contrafortes.

Na altura do sismo não se encontrava em funcionamento os sismógrafos instalados na barragem e pertencentes ao sistema de observação da obra por estes estarem a ser reparados em Tehran. As análises dinâmicas realizadas posteriormente à ocorrência do sismo revelaram o aparecimento de tensões elevadas na zona da face de jusante junto à zona de transição de geometria da barragem.

A reparação da barragem foi considerada como prioritária e foi iniciada em Novembro de 1990. Os trabalhos de reparação basearam-se na impermeabilização das zonas fissuradas do corpo da barragem e no reforço da resistência ao corte das juntas horizontais fissuradas.

A impermeabilização das zonas fissuradas foi realizada através da injecção de resina epoxy e a resistência ao corte das superfícies fissuradas foi restaurada através da instalação de cabos de pré-esforço que atravessam as juntas fracturadas Figura 5-12. Depois destes trabalhos de reparação a barragem voltou a ter um funcionamento normal.

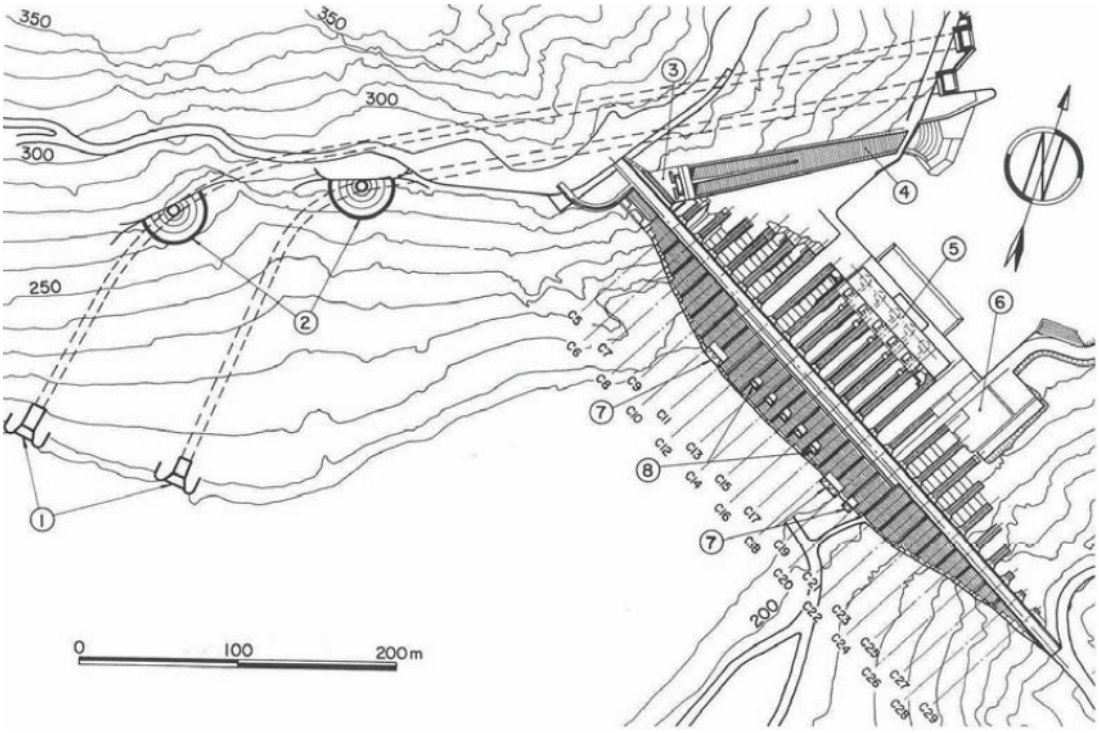
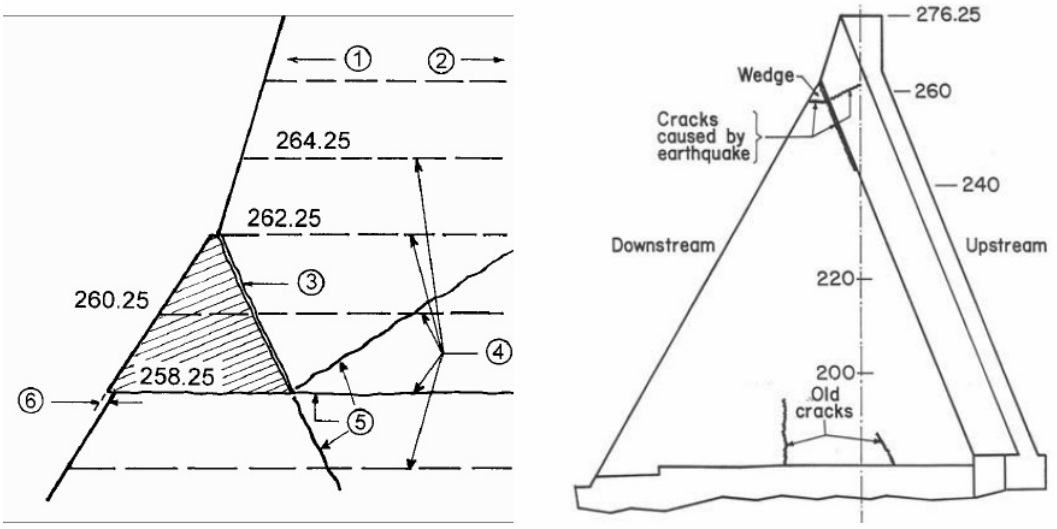


Figura 5-8 – Planta geral da barragem de contrafortes de Sefid Rud (Wieland, Martin, 2004).



Figura 5-9 – Vista de jusante da barragem de contrafortes Sefid Rud, no noroeste do Irão (Wieland, Martin, 2004).



(1 - Face de jusante; 2 - Face de montante; 3 – Fissura com abertura significativa; 4 – Juntas de construção; 5- Fissuras; 6 - Deslocamento entre 15-20 mm.)

Figura 5-10 – Danos observados no contraforte número 15 da barragem de Sefid Rud (Wieland, Martin, 2004).



Fissuração no paramento de montante



Fissuração no coroamento da barragem



Fissuração no interior de uma galeria



Fissuração na alma de jusante de um contraforte

Figura 5-11 – Aspectos diversos da fissuração ocorrida na barragem de Sefid Rud, causada pelo sismo de Manjil (Wieland, Martin, 2006)

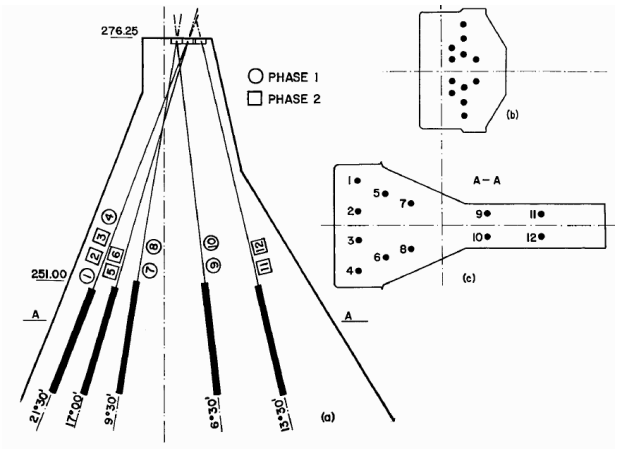




Figura 5-12 – Disposição dos cabos de pré-esforço, instalados entre os contrafortes 8 a 23 da barragem, e vista geral dos trabalhos de instalação dos cabos na barragem de Sefid Rud (Wieland, Martin, 2004).

f) Barragens de Toktogul e de Kurpsai

Em 19 de Agosto de 1992 as barragens de Toktogul e de Kurpsai foram afectadas pela ocorrência do sismo de Suusamyr, na Rússia, com magnitude de 7,3 e cujo epicentro se localizou no flanco norte da falha de Talas-Fergana. Este sismo situou-se, respectivamente, a cerca de 90 km e 130 km das referidas barragens (Sudakov, V. B., 1996).

Quando da ocorrência deste sismo, a barragem de Toktogul (Figura 5-13) encontrava-se com o nível da albufeira 19 m abaixo do nível de pleno armazenamento e numa época térmica de Verão, juntas de dilatação fechadas, portanto em condições estruturais mais favoráveis quanto ao estado de tensão-deformação. A direcção do sismo teve uma componente preponderante no sentido normal ao desenvolvimento da barragem, tendo-se efectuado no dia seguinte à ocorrência deste sismo medições no sistema de observação do empreendimento.

Observou-se que a barragem não apresentava danos visíveis nem fissuração e as juntas entre os blocos na sua maioria permaneceram fechadas. Apenas se registou um movimento de abertura com significado de 1,25 mm numa junta próxima do encontro direito da barragem.

Por observação indirecta, de um equipamento partido durante o sismo, foi possível estimar que a barragem sofreu na zona de apoio de jusante próxima da fundação uma tensão de compressão de cerca de 10 MPa, tendo-se considerado no projecto 8 MPa.

Para a barragem de Kurpsai (Figura 5-14) os efeitos estruturais deste sismo foram já notados, observando-se movimentos dos blocos paralelamente às juntas entre blocos. As juntas a jusante apresentaram no geral e após o sismo aberturas entre 0,1 a 0,8 mm e até profundidades de 5 m para o interior da estrutura.

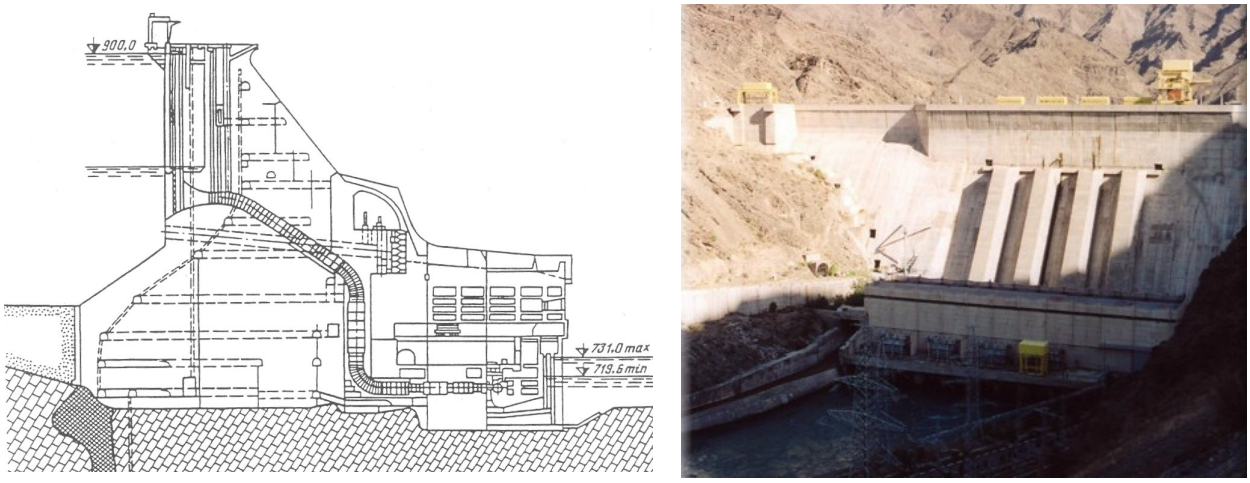


Figura 5-13 – Corte transversal e vista da barragem de Toktogul.

A zona mais sensível ao sismo foi a zona da superfície de contacto barragem-fundação, tendo este fenómeno sido confirmado nos furos dos piezómetros, extensómetros e de drenagem. Observou-se que a barragem sofreu um deslizamento permanente ao longo da fundação que variou de 0,79 mm a 1,05 mm. Após o sismo os caudais da barragem aumentaram cerca de 10% e as subpressões na fundação cerca de 13%, o que indiciou a ocorrência de movimentos residuais na fundação com possível formação e abertura de descontinuidades.

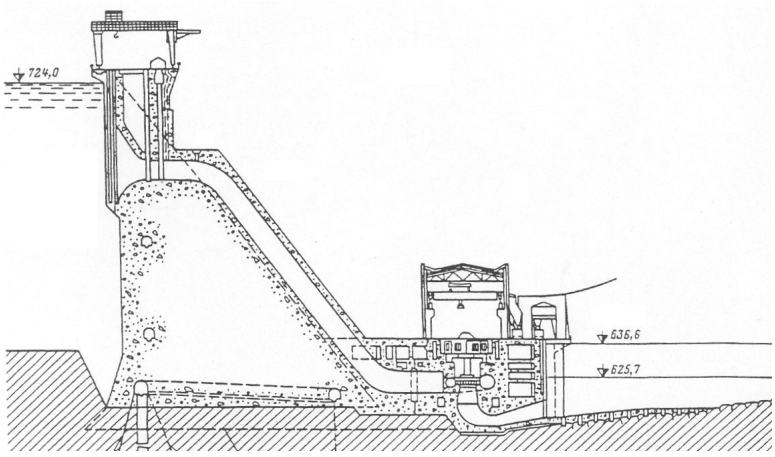


Figura 5-14 – Corte transversal da barragem de Kurpsai.

5.2.2 - Efeito dos sismos em barragens abóbada

a) Barragem de Pacoima

Até à presente data, verifica-se que as barragens gravidade com perfil clássico e de contrafortes foram mais afectadas por sismos do que as barragens abóbada, não se registando danos significativos para este último tipo de barragens, apesar de haver casos em que estas foram sujeitas a sismos significativos. Um caso de uma barragem abóbada que foi sujeita a sismos intensos foi o da barragem de Pacoima.

Esta obra localiza-se no Canyon de Pacoima, nas montanhas de San Gabriel no vale de San Fernando, nos Estados Unidos. Trata-se de uma barragem abóbada com 113 m de altura e de 192 m

desenvolvimento (Figura 5-15). A espessura da barragem varia de 3 m ao nível do coroamento até 30 m na base e dispõe de 11 juntas de contracção. O encontro da barragem na margem esquerda é realizado por um bloco de betão, designado por encontro da margem esquerda, que está separado da barragem por uma junta de contracção com desenvolvimento de cerca de 20 m de altura. A construção da barragem foi concluída em 1928.

Esta barragem foi sujeita a sismos intensos destacando-se o sismo de São Fernando ocorrido em 1971 e o sismo de Northridge em 1994. Em 9 de Fevereiro de 1971 a barragem foi sujeita a um sismo de magnitude 6,6 que ficou designado por sismo de San Fernando, o qual teve o seu epicentro a cerca de 8 km a norte da barragem e a profundidade focal a cerca de 9 km. A cota da albufeira situava-se 45 m abaixo da cota do coroamento da barragem.

Um acelerómetro localizado no maciço rochoso no topo da margem esquerda, a cerca de 15 m acima da cota do coroamento, registou uma aceleração de pico horizontal de 1,25g e 0,7g vertical. As elevadas acelerações registadas acima da barragem permitiram verificar as amplificações da acção sísmica na barragem (Alves, Steven W., 2004).

Na sequência deste sismo o corpo principal da barragem de Pacoima não sofreu danos estruturais, tais como fissuração ou movimentos relativos entre blocos. No entanto, durante o sismo, a secção superior do encontro esquerdo, que é uma estrutura gravidade, moveu-se em relação à barragem e uma zona a jusante dessa secção moveu-se em mais de 20 cm. A junta de contracção registou uma abertura de cerca de 1 cm e formou-se uma fissura no bloco do encontro esquerdo.

Na sequência do sismo foram desenvolvidos trabalhos para fechar a junta e a fissura e, em 1976, foram instalados 35 cabos de pré-esforço para estabilizar a parte superior desse encontro.

Em 1977 foi instalado um conjunto de 17 acelerómetros possibilitando a medição das três componentes das acelerações na barragem. A localização desses acelerómetros está indicada na Figura 10-14.

Estes acelerómetros encontravam-se em funcionamento quando, em 17 de Janeiro de 1994, ocorreu o sismo de Northridge com magnitude de 6,7. O epicentro localizou-se a cerca de 18 km a sudoeste da barragem a uma profundidade focal de cerca de 19 km. A cota da albufeira situava-se a 40 m da cota do coroamento. As acelerações de pico registadas a jusante do local da barragem e no encontro esquerdo foram de 0,4g e 1,6g respectivamente. Para a maioria dos registos nos 17 canais de medição não foi possível processar e digitalizar as componentes das acelerações do movimentos sísmico devido às grandes amplitudes e altas frequências do sinal do sismo. Contudo foram registados picos de aceleração de 0,5g na base da barragem e 2,0g ao longo dos encontros próximo do coroamento. A variabilidade dos movimentos do sismo na fundação da barragem foi confirmada com as medições realizadas neste sismo.

Os danos na barragem devido ao sismo de 1994 foram mais severos do que os verificados no sismo ocorrido em 1971. O maciço rochoso a jusante do bloco da margem esquerda deslizou quase 50 cm e os cabos de pré-esforço impediram que a fundação desse bloco tivesse movimentos elevados, tendo deslizado apenas 3 cm. Na barragem há indícios de que durante o sismo as juntas verticais tiveram movimentos de abertura e fecho.

Devido a tensões elevados na barragem, causadas por deformações na fundação, verificou-se também o aparecimento de ligeira fissuração no betão, observando-se também a existência de movimentos diferenciais horizontais e verticais entre juntas dos blocos.

Registaram-se também fissuras no bloco próximo do encontro da margem esquerda. Não se verificaram danos significativos no encontro da margem direita. A barragem foi reparada e foram tomadas medidas para estabilizar o maciço de fundação do encontro esquerdo. A rede de acelerómetros foi também reparada e foram colocados aparelhos com melhores características para registo das acções sísmicas.



Figura 5-15 – Barragem de Pacoima, localizada no vale de San Fernando, EUA (Alves, Steven W., 2004).

Em 13 de Janeiro de 2001 ocorreu um sismo de magnitude 4,3 a cerca 6 km a Sul da barragem e com uma profundidade focal de 9 km. A albufeira estava com o seu nível a cerca de 41 do coroamento e os registos exibiram uma significativa distribuição espacial não uniforme da acção sísmica ao longo da fundação da barragem. A aceleração de pico foi na base da barragem de 0,02g e ao longo dos encontros próximo do coroamento de 0,10g.

Na ocorrência destes sismos a barragem sofreu pequenos danos que foram possíveis de reparar. Salienta-se que a ocorrência desta série de sismos se verificou em situações em que o reservatório não se encontrava no nível máximo, constituindo portanto situações menos gravosas.

b) Barragem de Lower Crystal Springs

A barragem de Lower Crystal Springs, representada na Figura 5-16, tem um perfil arco-gravidade e apresenta 38,5m de altura. A sua estrutura é constituída com blocos de betão interligados por encaixes nas juntas e foi construída em 1888 próximo da falha de Santo André, nos Estados Unidos.

Esta barragem foi em 1906 sujeita ao sismo de São Francisco, de magnitude estimada em 8,3 sem sofrer qualquer fissuração (Wieland, Martin 2003 a)e (NRC, 1991). Nesse sismo observou-se uma rotura no solo de cerca de 3 m a cerca de 180 m da barragem. A barragem voltou a sofrer em 1989 a acção de um outro sismo moderado, sismo de Loma Prieta, e mais uma vez não sofreu qualquer dano.

Perante os sismos a que foi sujeita, a barragem de Lower Crystal Springs constitui um exemplo significativo de uma barragem que foi sujeita à acção de sismos importantes e não sofreu qualquer dano estrutural. Esta barragem fornece um exemplo a ter em conta no projecto de futuras barragens dado o seu bom comportamento à acção sísmica (NRC, 1991).



Figura 5-16 – Barragem arco gravidade de Lower Crystal Springs, EUA (Wieland, Martin, 2006).

c) Barragem de Hoover

A barragem de Hoover, de perfil gravidade com curvatura em planta e 220m de altura (Figura 2-4). Suspeita-se que a formação do reservatório (Lake Mead), ocorrido em 1935, induziu a ocorrência nos 10 anos seguintes de diversos sismos, tendo-se registado mais de 600 sismos locais, chegando-se a registar um sismo moderado de magnitude 5,0 mas que não afectou a barragem (CIGB/ICOLD ; 1999) e (Gass, I. G. ; 1978).

5.2.3 - Efeito dos sismos em barragens de terra e enrocamento

a) Barragem de Lower Van Norman

A Barragem de Lower Van Norman, localizada na Califórnia no vale de São Fernando, é uma estrutura de terras com 38 m de altura. Esta obra sofreu uma rotura generalizada, com a ocorrência de liquefacção e deslizamentos importantes na estrutura da barragem, durante o sismo ocorrido em 9 de Fevereiro de 1971, o qual atingiu o valor de 6,5 na escala de Richter (Wieland, Martin, 2003 b). O galgamento da barragem, e a consequente inundação de uma área a jusante densamente ocupada por cerca de 80 000 habitantes, não ocorreu porque o nível do reservatório se situava a uma cota bastante reduzida, a cerca de meia altura da barragem, na época do ano em que ocorreu o sismo (Wieland, Martin, 2003 a).



Figura 5-17 – Barragem de Lower Van Norman, após o sismo de São Fernando, Califórnia, ocorrido 9 de Fevereiro de 1971.

A zona de montante da estrutura, o revestimento em enrocamento, parte do coroamento e zona mais elevada do corpo de jusante da barragem deslizou para o interior do reservatório, num volume total de material de 612 000m^3. Com este acidente a barragem registou assentamentos de cerca de 9 m. Após a ocorrência do sismo toda a população situada a jusante teve de ser retirada do local até se proceder à avaliação dos danos e esvaziamento da estrutura. Na ocorrência de um sismo posterior de 1994 a barragem voltou a sofrer pequenos danos e ligeiros assentamentos (USACE, 2003).

b) Barragens afectadas pelo sismo de Bhuj

Mais recentemente, o sismo de Bhuj ocorrido em 26 de Janeiro de 2001, em Gujarat na Índia, que registou uma magnitude de 7,9 e que afectou seriamente um total de 21 barragens de terra, obrigando a que cerca de 200 barragens necessitassem de obras de reforço estrutural ou parcialmente reconstruídas (Wieland, Martin, 2003 a) e b). Deste sismo não há registos das acelerações que se fizeram sentir nas obras. Os danos foram causados por fenómenos de liquefacção dos materiais do corpo das barragens (Figura 5-18 e Figura 5-19). Nestas obras não ocorreu a libertação da albufeira uma vez que os reservatórios se encontravam quase vazios.



Figura 5-18 – Roturas ocorridas em 2001 em barragens de terra, durante o sismo de Bhuj, na Índia.

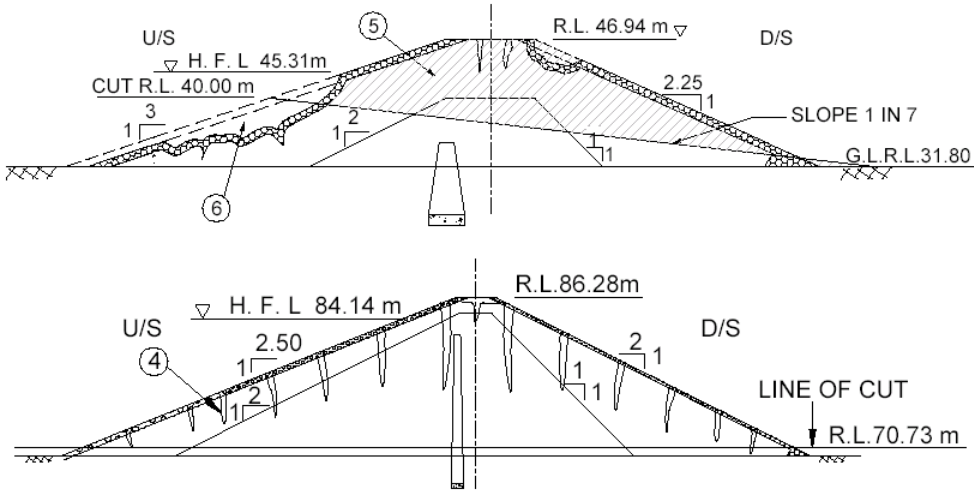


Figura superior: barragem de Suvi em que ocorreram deslizamentos de terras (6); Figura inferior: barragem de Chang que sofreu fissuração ao longo do desenvolvimento (4) e grandes assentamentos.

Figura 5-19 – Danos típicos ocorridos em barragens de terra durante o sismo de Bhuj (Wieland, Martin, 2006).

Outros sismos recentes, e que afectaram estruturas de barragens em serviço, são descritos na bibliografia (Wieland, Martin, 2003 b)). Referem-se mais alguns exemplos:

- em 6 de Outubro de 2000 o sismo de Western Tottori no Japão com magnitude 6,6 afectou a barragem gravidade de Kasho, a qual foi sujeita a um PGA de 0,53g e registou uma aceleração de pico de 2,1g mas que não acusou danos nas estruturas;
- em 24 de Março de 2001 o sismo de Hiroshima no Japão de magnitude 6,8 provocou fissuração e assentamentos em 184 barragens de terras e o PGA junto à região do epicentro foi superior a 0,5g;
- em 23 de Junho de 2001 o sismo de South Peru, no Peru com magnitude 8,4 originou deformações, fissuração e liquefacção em diversas barragens.

5.3 - SÍNTESE DOS PRINCIPAIS DANOS OBSERVADOS

Apesar do grande número de barragens existentes em todo o mundo, poucos são os casos em que se registaram acidentes significativos. Dos casos de obras sujeitas a sismos intensos registados pode-se concluir que pelo menos 4 grandes barragens de betão de perfil gravidade sofreram danos significativos nas suas estruturas.

Em face dos casos históricos descritos, o comportamento observado em grandes barragens após a ocorrência de sismos é, resumidamente, o a seguir descrito.

As barragens de Koyna e de Hsinfengkiang sofreram fissuração longitudinal significativa próximo do coroamento, na zona de transição de geometria dos paramentos. Os danos sofridos foram atribuídos a deficiências de projecto e de construção, as quais não teriam ocorrido perante as metodologias que actualmente são adoptados nas estruturas modernas. As duas barragens foram reparadas e mantêm-se em serviço.

Por sua vez a barragem de Sefid Rud de contrafortes sofreu os efeitos, análogos às obras de Koyna e de Hsinfengkiang, de um sismo que tinha sido previsto no projecto, e mesmo assim registou danos com significado que obrigaram a obras significaivas de reparação e de reforço estrutural.

As barragens de Hsinfengkiang e a barragem de Koyna tiveram danos que provavelmente foram provocados por sismos induzidos pelas respectivas albufeiras. Os sismos foram menores que os sismos máximos expectáveis para cada um dos casos, e para ambas as barragens foi possível proceder à sua reparação e reforço. Os danos resultaram de deficiências de projecto e resultaram devido ao faco de se ter subestimado o risco sísmico dos locais.

Os casos das barragens de Sefid Rud e Shih-Kang corresponderam à ocorrência de sismos de elevada intensidade, que se supõe possam corresponder aos valores dos sismos máximos expectáveis. A barragem de Sefid Rud foi reparada e encontra-se em exploração. A barragem de Shih-Kang foi reparada de forma temporária devendo ser substituída por uma nova barragem.

A barragem de Pacoima registou as maiores acelerações que foram observadas em barragens. A barragem sofreu pequenos danos. Esta estrutura foi sujeita a sismos intensos em 1971 e em 1994 e registou movimentos de abertura de juntas e ligeira fissuração, mas assinala-se que para este último sismo a albufeira encontrava-se num nível muito baixo, não sendo possível inferir qual teria sido o comportamento da obra estando a albufeira no nível de pleno armazenamento.

A barragem de terras de Lower Van Norman teve uma rotura por liquefacção e deslizamento dos taludes da sua estrutura. O galgamento da barragem não teve lugar apenas porque o nível da albufeira se encontrava relativamente baixo para a época em que ocorreu o sismo.

Assinala-se que todas as barragens sujeitas a sismos intensos, algumas delas de construção recente, foram dimensionadas à acção sísmica usando a formulação pseudo-estática e considerando-se coeficientes sísmicos situados entre 0,10g a 0,25g, método que actualmente é considerado inadequado.

A experiência do comportamento de barragens abóbada sujeitas a sismos intensos é muito limitada e o caso da barragem de Shih-Kang mostra que as barragens localizadas sobre falhas com actividade sísmica apresentam um risco de rotura muito elevado.

5.4 - AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE BARRAGENS EXISTENTES

Muitas das barragens que se encontram em funcionamento foram construídas anteriormente ao aparecimento de metodologias e melhores meios de cálculo. Actualmente, os métodos que foram utilizados no passado não são considerados suficientes ou são considerados inadequados para validar a resposta estrutural destas estruturas face às actuais exigências regulamentares.

Na maioria dos casos as análises sísmicas não tiveram em conta o comportamento dinâmico das estruturas nem a interacção entre a albufeira, a fundação e a barragem. As forças sísmicas eram aproximadas por forças de inércia, aplicadas estaticamente e expressas pelo produto da aceleração pela massa da estrutura da barragem, sendo consideradas acelerações de valores baixos enquadradas geralmente entre 0,05g e 0,10g.

Em alguns casos as pressões hidrodinâmicas foram tidas em conta como pressões adicionais sobre o paramento de montante da estrutura a somar às pressões hidrostáticas da albufeira. Genericamente não era considerada a interacção entre a barragem e a fundação, sendo esta considerada apenas nas décadas mais recentes, através do cálculo sísmico de barragens abóbada mediante a aplicação do método dos coeficientes de Vogt (NRC, 1991). Os deslocamentos e tensões em barragens gravidade eram analisados apenas em secções e através da teoria da viga elástica, admitindo-se um comportamento por blocos independentes.

Tradicionalmente os critérios de projecto exigiam que as tensões de compressão não excedessem cerca de um quarto da resistência máxima à compressão do betão, ou seja cerca de 6 a 8 MPa. Em barragens gravidade as tensões de tracção não eram geralmente permitidas ou, caso pudessem ocorrer, o seu valor era limitado a um valor tão pequeno de tal modo que fosse possível admitir que não iria ocorrer fissuração nos materiais (NRC, 1991).

No caso das barragens abóbada o cálculo era realizado de forma a que as tensões de tracção permanecessem inferiores a cerca de 1 MPa. Para as barragens gravidade o cálculo das tensões não eram a preocupação maior mas sim assegurar os critérios de segurança aos mecanismos de derrube e ao deslizamento na secção de apoio da barragem na fundação.

A avaliação dos efeitos de sismos em barragens gravidade de betão existentes é essencial para a verificação da sua segurança e determinação de eventuais modificações para reforço da sua segurança. Cada tipo estrutural de barragem apresenta configurações de rotura características. A existência de falhas que afectem o local da obra obriga a estudos de especialidade cuidados e pode obrigar à adopção de medidas de projecto de reforço estrutural especiais. Assim, os estudos de avaliação do comportamento dinâmico das estruturas existentes podem ser realizados por diversas vias salientando-se as seguintes:

- Recurso a métodos numéricos que permitam simular o funcionamento das barragens face a um cenário sísmico, de modo a identificar-se os parâmetros que são mais determinantes, e posteriormente avaliar o seu comportamento às acções sísmicas;
- Realização de campanhas de ensaios experimentais *in situ* para determinação das características dinâmicas das barragens à escala real e avaliar a sua resposta estrutural;
- Comparação dos resultados de ensaios em modelo e medições na obra com os resultados obtidos através dos modelos numéricos.

Foram publicados diversos estudos sobre o comportamento de barragens já construídas perante a acção sísmica e que sofreram danos provocados por esses sismos, cujas conclusões reforçam a necessidade de avaliação da segurança estrutural dessas estruturas (Anil K. Chopra, 1988).

Para as barragens existentes, as propriedades dos materiais devem ser determinadas previamente à realização da análise estrutural. Para a caracterização dos materiais, da barragem e da fundação, pode proceder-se à realização de sondagens à rotação com recolha de amostra, com diâmetros que poderão atingir 152 mm, ao longo de toda a altura e em vários locais ao longo do desenvolvimento da barragem e na fundação. Estas sondagens permitem determinar a variabilidade das propriedades do material na estrutura e sua fundação e a consistência e homogeneidade dos materiais da construção (Nuss, Larry K. 1991).

Sobre as amostras recolhidas são realizados testes em laboratório que permitem determinar, entre outros, os seguintes parâmetros:

- resistência à compressão uniaxial das amostras;
- resistência à tracção por ensaios até à ruptura por abertura de fendas;
- testes de tracção directa;
- ensaios de corte em meios homogéneos, em fissuras e em diaclases;
- testes de determinação das propriedades de atrito entre superfícies de construção, cujo interesse é fundamental para determinação da segurança ao deslizamento;
- análises petrográficas e determinação das propriedades físicas como a densidade, absorção de água;
- determinação das propriedades térmicas dos materiais.

São também efectuados ensaios geofísicos nos furos das sondagens para quantificação da variabilidade e características dos materiais na estrutura. Estes testes incluem ensaios de "*cross-hole*" e determinação das velocidades de propagação das ondas de vibração em profundidade, designados por ensaios sísmicos, a partir dos quais se podem identificar as características de elasticidade, a densidade e a variabilidade espacial das características dos materiais. Os ensaios geofísicos permitem também avaliar quaisquer vazios existentes no núcleo da estrutura e juntas de construção ou estruturais que se encontrem desligadas (Nuss, Larry K., 1991).

Para a análise sísmica das barragens antigas que se encontram em serviço deve-se ter em conta a história da sua exploração e os dados disponíveis de projecto que forem possíveis recolher tais como elementos hidrológicos, resultados de ensaios, análises estruturais e resultados e análises do comportamento observado da estrutura e da sua fundação.

As principais fases na reavaliação da segurança de uma barragem, incluindo-se nesta reavaliação a verificação da segurança à acção sísmica, e a segurança após a ocorrência de sismos, deve englobar então as seguintes acções:

i) Recolha de elementos bibliográficos

Nesta fase deve-se recolher a informação disponível sobre a estrutura incluindo os estudos geológicos e ensaios de materiais da fundação, elementos de projecto tais como textos e desenhos, relatórios de inspecções realizadas à estrutura, registos de anomalias que tenham ocorrido na obra, relatórios de trabalhos de manutenção ou de reparação, modificações efectuadas durante a exploração da barragem, resultados fornecidos por sistemas de observação e de análise do comportamento e outra informação pertinente para o estudo de reavaliação.

ii) Inspecção à barragem e ao maciço de fundação envolvente

Devem ser realizadas inspecções à barragem e ao maciço de fundação envolvente com vista a identificar o estado da barragem e maciço de fundação e caracterização de anomalias que se possam ter ocorrido nomeadamente deslocamentos diferenciais, erosões, corrosão nos equipamentos metálicos, fissuração, reacções químicas e alterações das principais características dos materiais. Cada anomalia deve ser perfeitamente identificada e caracterizada através de registo escrito e fotográfico.

iii) Análises estruturais preliminares

As análises preliminares permitem avaliar de forma simplificada a segurança da estrutura e a sua aptidão para resistir aos esforços a que esta poderá ser sujeita. Caso se detecte que não se verificam as condições de segurança, deve-se avançar para análises de maior pormenor.

iv) Ensaios e investigações na barragem
Se necessários, deverão ser desenvolvidos trabalhos de campo, tais como a recolha de amostras para realização de ensaios em laboratório de caracterização de materiais, testes na obra para determinação das propriedades e características mecânicas dos materiais, medições para confirmação das dimensões das estruturas, etc.

v) Realização de estudos estruturais paramétricos
No caso de incerteza quanto às características reais da obra e para os casos em que não se verifiquem as condições de segurança adequadas, devem-se realizar estudos paramétricos para caracterização do efeito dos factores que mais comprometem a segurança da obra, os quais devem incluir estudos com a consideração de diversos valores da massa específica do material da barragem, diferentes níveis da albufeira, diversas situações de subpressões possíveis na fundação e eventualmente em fissuras, consideração de diversos parâmetros resistentes dos materiais tais como as resistências à tracção e à compressão, valores da coesão e do ângulo de atrito no estudo da estabilidade ao deslizamento.

vi) Realização de trabalhos de reabilitação
Quando os estudos realizados indicam que uma obra específica não desempenha as suas funções com níveis de segurança adequados é necessário prever e realizar trabalhos de reabilitação, que podem considerar diversas soluções e alternativas construtivas, que permitam assegurar a segurança da obra.

Os formas para incrementar a segurança estrutural de uma barragem dependem dos objectivos que se pretendem alcançar. Podem resumir-se apenas à redução da carga hidrostática sobre a estrutura, através do abaixamento da albufeira, redução de subpressões através de tratamentos de fundação por injecção de caldas de cimento e execução de sistemas de drenagem da fundação, instalação de cabos de pré-esforço tendo em vista a diminuição de tensões de tracção e aumento da estabilidade ao deslizamento e ao derrube, modificação da rigidez da barragem através da execução de estruturas resistentes a montante ou a jusante, como por exemplo reforço de encontros, estruturas de contrafortes, maciços estruturais a montante ou a jusante e que têm como objectivo a transferência de cargas e o aumento da capacidade resistente da estrutura através de tratamentos específicos dos materiais (USACE, 1995 a).

Quando se procede à avaliação da acção sísmica de barragens gravidade de betão é razoável assumir-se que, para a maioria dos casos, em face de sismos de intensidade baixa a moderada a resposta estrutural se situa no domínio do comportamento linear elástico dos materiais, sendo expectável que as deformações e tensões resultantes da barragem sejam directamente proporcionais às variações da acção sísmica.

No caso de sismos de intensidade elevada pode ocorrer que as tensões calculadas excedam a capacidade resistente dos materiais da barragem ou da fundação, indicando a possibilidade de ocorrência de alguma forma de dano na estrutura e a necessidade de se proceder a análises no domínio não linear da estrutura.

Todas a previsões sobre o comportamento de barragens que são efectuadas com modelos numéricos face à actuação de sismos são baseadas em numerosas hipóteses, as quais, à partida, podem limitar o intervalo de abrangência e a validade das conclusões.

Mesmo os ensaios dinâmicos, que são realizados em laboratório sobre modelos reduzidos, como o representado na Figura 5-20 (NRC, 1991), requerem a introdução de numerosas simplificações da realidade, tais como na natureza e forma de aplicação da acção sísmica sobre o modelo e nas propriedades a considerar para os materiais, modelo da barragem e da fundação.

Apesar das considerações anteriores, a análise estrutural no domínio linear é sempre necessária e muito valiosa como auxílio para compreender o comportamento dinâmico de uma barragem e na tomada de decisões para a realização de análises não lineares posteriores. Como se verá, em muitos casos será apenas necessário e razoável estimar o grau de dano numa estrutura através de uma análise linear se este comportamento se limitar a zonas restritas da obra.

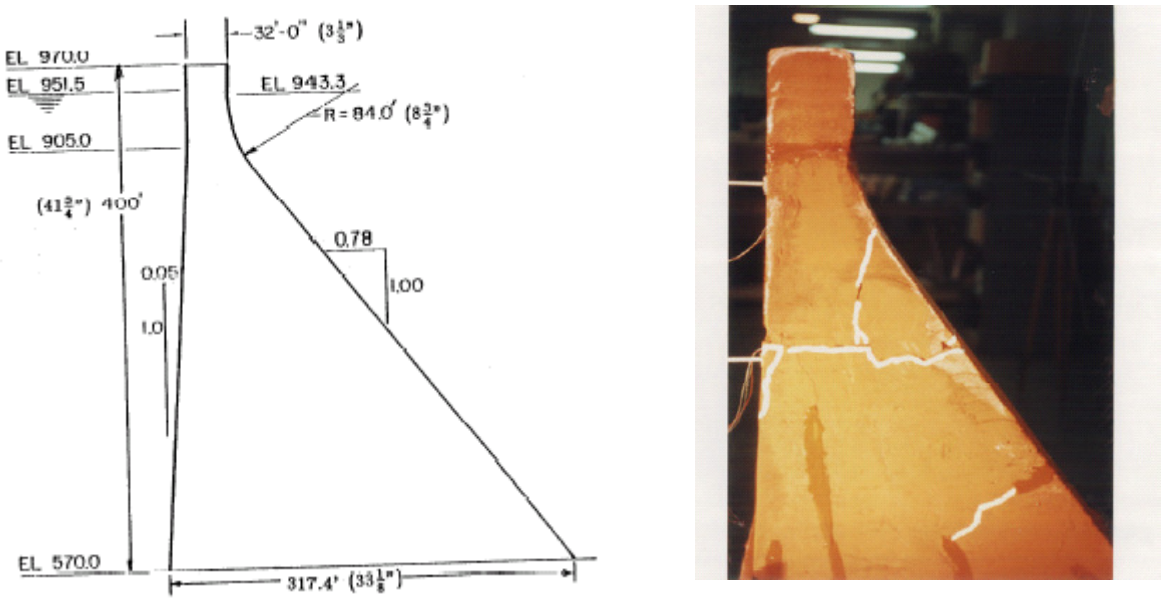


Figura 5-20 – Secção transversal de maior altura da barragem de Pine Flat e fissuração resultante de ensaios em modelo reduzido (Donlon, William, P. 1989).

O ICOLD refere vários aspectos que deverão ser tidos em consideração na fase de projecto, os quais contribuem para o bom comportamento destas obras à acção dos sismos (CIGB/ICOLD, 1999):

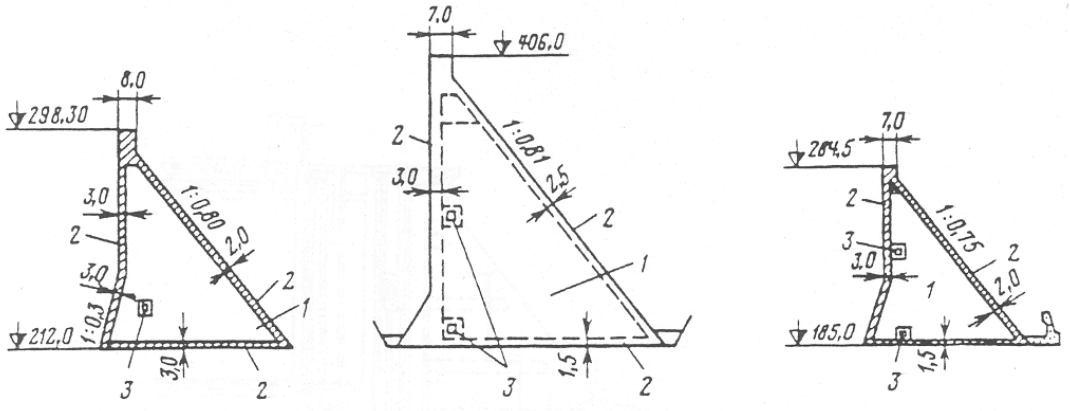
- Geometria e formas da estrutura da barragem regulares e com transições suaves nas mudanças de geometria dos paramentos e galerias para evitar zonas de concentração de tensões;
- Entrega da barragem à fundação suave de modo a haver uma continuidade na transferência das cargas;
- Relação de proporcionalidade entre o desenvolvimento do coroamento e a altura da barragem limitada de forma a assegurar-se que esta não sofra distorções excessivas nos modos de vibração mais elevados;
- Dotar as juntas de contracção com dispositivos de interligação entre os blocos para reforçar a resistência ao corte nessas juntas;
- Aumento das características resistentes da fundação através de tratamentos de consolidação, com remoção de zonas de rocha de piores características;
- Preparação adequada das superfícies de betonagem para maximizar os valores da resistência à tracção dos betões em juntas de betonagem;
- Minimização da massa na zona alta da barragem próxima do coroamento, para se evitar zonas de concentração de massa que originam forças de inércia elevadas aumentando a possibilidade do aparecimento de tracções elevadas;

Outros aspectos que contribuem para o bom desempenho estrutural das barragens do tipo gravidade em betão convencional vibrado ou betão compactado a cilindro são:

- Manutenção durante a construção de temperaturas baixas do betão colocado em obra para minimizar as tensões de tracção por origem térmica e aparecimento posterior de fissuração logo após a construção, que irá constituir zonas de fraqueza das obras;
- Instalação e manutenção adequada de sistemas de drenagem para evitar o agravamento das acções devidas às subpressões;
- Preparação das superfícies de betonagem para maximizar os valores da resistência dos betões nomeadamente a ligação entre camadas e valores da resistência à tracção, incluindo-se a preparação das superfícies de betonagem;

- Minimização das zonas com descontinuidades no corpo da barragem tais como estruturas salientes e blocos de diferentes desenvolvimentos e geometria;
- Diminuição da largura da barragem junto ao coroamento para se evitar o aparecimento de fissuração;
- Os valores adoptados para as inclinações dos paramentos devem ser aferidos através da análise estrutural de tensões.

Na Figura 5-21 apresentam-se três perfis tipo de barragens construídas no Japão em betão compactado a cilindro em zonas de intensa actividade sísmica, observando-se a colocação de betão convencional nas zonas dos paramentos de montante e de jusante.



1) betão compactado a cilindro; 2) betão convencional; 3) galeria de drenagem.

Figura 5-21 – Secções tipo das barragens japonesas de Simazi (1980), Tamagawa (1987) e Ryumon (1992).

Essas barragens apresentam algumas particularidades, as quais têm em vista o aumento das características resistentes aos sismos. Alguns dos aspectos implementados foram os seguintes:

- Inclinação do paramento de jusante adequada, com valores superiores a $i \geq 0{,}8$ nas barragens de maior altura, o que permite melhor distribuição de tensões no corpo da barragem e na fundação e consequentemente menores valores das tensões máximas;
- Paramento de montante com ligeira inclinação ao longo do seu desenvolvimento, ou na zona próxima da fundação, que permite obter um efeito estabilizador a partir das pressões transmitidas pela albufeira e aumentar a segurança ao deslizamento na zona da fundação da barragem;
- A zona mais elevada da barragem apresenta uma configuração à qual corresponde uma reduzida concentração de massa no topo;
- Configurações que permitam que o centro de gravidade da barragem se situe mais próximo da fundação;
- Zonas de maior concentração de tensões executadas com betões de adequadas características resistentes.

Outros aspectos tais como o comportamento dúctil das estruturas e mecanismos de funcionamento estrutural resistentes redundantes são importantes salvaguardas para se assegurar que as estruturas carregadas após seu limite elástico mantêm um comportamento adequado mesmo que ocorra fissuração significativa.

Um exemplo da redundância do trajecto da carga é dotar as barragens gravidade de uma configuração curva em desenvolvimento em planta, permitindo redistribuir melhor as cargas para os encontros, mesmo que a fundação seja enfraquecida ou sofra deslocamentos durante a ocorrência de sismos, e dotar as juntas de dilatação com zonas salientes e encaixes.

6 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS E CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES

"Não faz sentido refinar cálculos na esperança de obter resultados mais precisos se as hipóteses de partida não estiverem correctas."
Lars Jorgensen, 1920

6.1 - INTRODUÇÃO

A análise do comportamento e a verificação da segurança estrutural de barragens envolve invariavelmente duas áreas fundamentais do conhecimento da engenharia, nomeadamente a geologia e geotecnica e a engenharia de estruturas. Através dessas áreas procura-se determinar as propriedades e capacidade resistente dos materiais constituintes dessas estruturas e sua fundação e a caracterização das acções, ou solicitações, às quais essas estruturas irão estar sujeitas durante as várias fases da sua existência, correspondentes às fases de construção, exploração, eventuais fases de reparação e reforço estrutural e, por último, a fase de abandono ou remoção.

Conhecidas as características e propriedades da fundação, a configuração geométrica e a caracterização dos materiais de uma barragem e conhecidas as acções que se estimam venham a ocorrer, nomeadamente a acção sísmica da região onde está inserida a barragem, é possível estimar os aspectos relevantes do seu comportamento através de análises estruturais que representam, de forma aproximada, a realidade a que essa obra irá ser submetida.

Neste capítulo apresentam-se considerações acerca das propriedades relevantes destes materiais, com referência para as do maciço de fundação, do betão convencional vibrado (CVC) e do betão compactado a cilindro (BCC) e as principais acções, e suas combinações, a considerar na avaliação da segurança estrutural de barragens gravidade em betão. Com interesse acrescido referem-se as principais propriedades dos materiais e as acções a ter em conta na análise estrutural dinâmica, cujos parâmetros de cálculo podem diferir dos considerados para as análises estáticas.

6.2 - VALORES CARACTERÍSTICOS DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS E DAS ACÇÕES

A caracterização das propriedades dos materiais da superestrutura e do maciço de fundação deve ser efectuada por equipas de projecto que incluam principalmente geólogos, engenheiros geotécnicos, engenheiros de materiais e engenheiros de estruturas. Na fase inicial de projecto de uma barragem estes técnicos deverão definir as características mínimas exigidas para os materiais, a escolha do local de inserção e tipo estrutural da obra (USACE, 1999). Muitas vezes as propriedades dos materiais são definidas através da especificação de valores característicos.

O valor característico de uma acção ou de uma propriedade de um material corresponde a um valor estatístico, obtido, preferencialmente, com base de um elevado número de ensaios, que possam constituir uma amostra suficientemente homogénea apresentando adequados parâmetros de variabilidade dos seus valores, de forma a que a dispersão dos resultados e o erro estatístico associado ao número de ensaios seja satisfatório (EC1, 1991).

A noção de valor característico está expressa nos Eurocódigos e genericamente corresponde a uma estimativa, prudente, de uma propriedade ou acção específica, muitas vezes designada pela letra G_i, e de uma resistência, designada pela letra R_i, sendo frequentemente definido como o valor correspondente ao quantil de 5% e de 95% da lei da correspondente distribuição, para as acções ou resistências, consoante esse parâmetro for favorável ou desfavorável.

Um exemplo de aplicação de análise estatística a um conjunto de resultados obtidos em ensaios é o referente à determinação do valor da massa específica do betão através da estimativa do *quantil 5% =*

m-1,67 . s . sqr((n+1)/n) (MPa), em que *n* é o número de medidas de massa específica, *m* o valor médio e *s* o desvio padrão. Assim, é geralmente considerado o quantil 0,05 como valor característico inferior, no caso das resistências ou acções com efeito favorável, e 0,95 no caso das resistências ou acções com efeito desfavorável, valor característico superior.

No domínio da análise estrutural de barragens, a construir ou existentes, a utilização de métodos estatísticos pode não ser a forma mais adequada para determinação dos valores característicos, uma vez que na maioria dos casos as amostras disponíveis compreendem um pequeno número de valores que se referem a zonas localizadas, seja na fundação ou na estrutura. Assinala-se contudo que para a determinação de algumas das características de resistência mecânica dos betões é habitual dispor-se de um número de resultados suficiente.

Para os casos em que as amostras são de dimensão reduzida, a estimativa de valores característicos das acções e das resistências não deve decorrer apenas de cálculos estatísticos, mas ser efectuada com base na experiência do projectista, a partir dos resultados de ensaios disponíveis, ou a partir de valores apresentados na literatura que servirão de valores guia de base (CFBR, 2006).

No estudo de barragens, e para a maioria dos casos, o valor característico não corresponde ao que se obtém de ensaios pontuais *in situ* ou em laboratório, mas aproximar-se-á a um valor médio obtido em diversos ensaios para uma superfície ou volume de rocha de fundação ou volume do material do corpo da barragem, sendo assim uma estimativa prudente próxima desse valor médio.

Por maioria de razão, em caso de escassez de valores, deverão ser realizados estudos de sensibilidade relativamente aos parâmetros adoptados, tanto para os materiais da barragem e da fundação como para as acções.

Alguns parâmetros são mais relevantes que outros, destacando-se nomeadamente, para as barragens gravidade de betão, a resistência ao deslizamento na zona de interface da barragem com a fundação e em superfícies de descontinuidade, tanto no corpo da obra como na fundação. Nestes casos deverão efectuar-se sempre análises que evidenciem os parâmetros preponderantes para a verificação das condições de segurança e qual o seu peso relativo nos resultados obtidos.

Estas análises deverão ter em conta diversas situações, de que se salientam a heterogeneidade dos materiais no corpo das estruturas, inerentes às juntas de betonagem, presença de fissuração, utilização de betões distintos, e os zonamentos geomecânicos do maciço de fundação, nomeadamente a distinção entre fundações homogéneas, de propriedades mecânicas com pouca variação espacial, fundações monolíticas constituídas por uma mesma rocha de características homogéneas, e fundações heterogéneas, com grande variação das propriedades mecânicas.

6.3 - CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

6.3.1 - Considerações gerais sobre geologia e classificação das rochas

O conhecimento dos fenómenos que ocorrem na parte acessível à observação directa do homem, ou seja do estudo da constituição e evolução da crosta terrestre e seus materiais constituintes, é realizado no âmbito da Geologia que é a ciência que estuda a história da Terra, a sua estrutura e os materiais que a compõem.

A crosta terrestre é formada por uma camada superior, normalmente pouco espessa, de solo ou terra arável, e rocha. Nas regiões montanhosas esta camada superficial pode mesmo não existir. Subjacente a esta camada superficial existe uma outra de consistência variável e, por vezes, de grande compacidade e dureza que se chama subsolo, em que os materiais que a constituem são as rochas (Faria, Oliveira, 1975).

Em termos geológicos uma rocha é definida como sendo um material natural, consolidado ou não consolidado e composto por um ou mais minerais, podendo neste último caso ocorrer na natureza como

um agregado de materiais (Jonshon, Robert B., 1988). Esta definição é usual ser efectuada por um geólogo, no entanto para um engenheiro uma rocha é mais simplesmente um material duro e compacto e que apresenta coesão e resistência às principais acções mecânicas, percepção que está, assim, ligada às exigências de resistência do comportamento do material que assumem importância para a realização de obras de engenharia. Um solo para a engenharia civil é usualmente entendido como um agregado de minerais que podem ser facilmente separados, não apresentando portanto propriedades de coesão.

Cada rocha tem escrita em si a história própria da sua existência, ou seja, as condições em que foi gerada, a sua idade e as transformações sofridas até ao presente. Assim, os estudos geológicos são imprescindíveis para a definição das condições do maciço de fundação onde se inserem as estruturas (Faria, Manuel, 1975).

Os processos de transformação ambientais são responsáveis pela criação dos sedimentos que por sua vez irão formar as chamadas rochas sedimentares (Jonshon, 1988). Estes processos têm também uma influência fundamental na alteração das propriedades mecânicas nos maciços rochosos e nas rochas intactas que os constituem. Estas acções influenciam todos os tipos de rochas e são divididas em acções físicas de desintegração, essencialmente acções mecânicas, e acções químicas de decomposição das rochas.

Os processos de desintegração física originam a fissuração e quebra das rochas sem que ocorra qualquer processo químico relevante. Como exemplo refere-se o vento, a formação de gelo, os processos erosivos, os movimentos tectónicos, que muitas vezes originam sismos que provocam os efeitos referidos, e as variações de temperatura ambiente. Por vezes, as acções físicas são as percursoras para que se verifique a ascendência das acções químicas sobre os materiais rochosos.

Nas acções químicas incluiu-se a oxidação, a dissolução de minerais das rochas e processos de hidrólise devido à presença de água. Estas acções afectam um maciço rochoso proporcionalmente ao número e persistência de descontinuidades do maciço e tendem a estabelecer o equilíbrio de características entre rochas de composições e características diferentes localizadas à superfície ou próximo da superfície (Costa, Joaquim, 1979).

Os diversos tipos de rochas podem ser agrupados em três grandes grupos, que são classificados consoante a sua origem e os seus processos de formação. No Quadro 6-1 apresentam-se os principais aspectos destes três grupos de rochas (Faria, Manuel, 1975).

As rochas sedimentares constituem geralmente materiais de cobertura que foram depositados pela circulação de água e vento e são caracterizadas por apresentar planos de estratificação. A formação das rochas sedimentares representa assim o resultado da intervenção de numerosos factores ambientais terrestres e de ambientes marinhos (Jonshon, 1988). Como resultado este tipo de rochas exibe um alargado intervalo de propriedades, a sua presença manifesta-se por áreas com grande extensão lateral e com espessura variável. Deste modo a classificação das rochas sedimentares é mais difícil devido à sua composição de grãos provenientes de minerais de origem química ou orgânica.

Estas rochas formaram-se, como referido, pela desagregação e alteração de rochas existentes pela acção dos agentes atmosféricos e formaram-se à superfície da terra por acumulação dos produtos dessa desagregação e podem ser observadas no terreno através de cortes naturais, pela escavação de trincheiras e galerias e realização de sondagens por furação.

As rochas sedimentares dispõem-se quase sempre por camadas paralelas ou estratos e na fase de escavação da zona de fundação de barragens de betão são materiais que, na maioria das vezes, são removidos. A estratificação é assim o carácter mais significativo das rochas sedimentares. Neste grupo de rochas incluem-se alguns materiais como por exemplo areias, calhaus, argilas, conglomerados, grés, grauvaques, arenitos, margas, xistos e calcário.

As rochas metamórficas ou metamorfitos são rochas que resultam de alterações profundas de outras rochas preexistentes, tanto de rochas eruptivas como as sedimentares, designando-se por metamorfismo

o conjunto de fenómenos que determinaram essas transformações, dando origem a esta classe de rochas.

Os principais agentes dos processos de metamorfismo das rochas são as temperaturas elevadas, fortes pressões e fluídos em circulação como a água e o magma, impregnando as rochas, envolvendo as e modificando profundamente a sua constituição mineralógica. Estas distinguem-se das rochas originais por terem sofrido recristalizações e modificações de textura. Alguns exemplos de rochas metamórficas são o gnaisse, o micaxisto, xisto cristalino, ardósia, quartzitos e os mármores.

As rochas magmáticas têm origem em fenómenos de origem vulcânica e foram formadas a partir da matéria fluida a altíssima temperatura existente em profundidade, designada por magma. O magma ascende à superfície por diminuição da pressão motivada pela abertura de fendas na crosta terrestre dando origem, por arrefecimento da massa fundida, a diversos minerais que se agruparam de harmonia com as suas afinidades e assim se individualizaram, por cristalização fraccionada do magma, em diversos minerais.

Quadro 6-1 – Principais aspectos dos três grandes grupos de rochas.

Tipos de rochas		
Magmáticas	**Sedimentares**	**Metamórficas**
Originadas pela consolidação de magmas	Produzidas por depósitos subaquáticos ou subaéreos	Originadas pelo metamorfismo de rochas magmáticas ou sedimentares
Geralmente cristalinas	Não cristalinas	Geralmente cristalinas
Não estratificadas	Estratificadas	Estratificadas
Não fossilíferas	Fossilíferas	Excepcionalmente fossilíferas

Neste grupo de rochas incluem-se alguns minerais tais como os granitos, feldspato, quartzo e os basaltos. Um aspecto curioso da formação destas últimas rochas é o referente à sua consolidação que, por ter ocorrido em profundidade em que, devido à forma lenta e gradual deste processo, a cristalização foi total. Se o magma ascendeu através da crosta e veio consolidar perto da superfície, em virtude do arrefecimento brusco, a cristalização é parcial ou então não se chega a processar.

O granito resultou de magmas consolidados em profundidade, designando-se também por rochas plutónicas. O basalto provém de magmas consolidados perto da superfície e designam-se por rochas vulcânicas.

A dureza é um termo usado em geologia para denotar o grau de coesão de uma rocha e é normalmente expressa como a sua resistência à compressão. Designações como rocha dura e rocha branda são usadas pelos geólogos para distinguir entre as rochas metamórficas e rochas sedimentares Quadro 6-2, (Attewell, P. 1976).

Algumas das características das rochas podem ser determinadas através de ensaios à compressão de provetes até se alcançar o valor de rotura. A força de rotura de uma rocha é determinada pela tensão máxima necessária para provocar a rotura do provete. Este valor poderá fornecer através de correlações uma indicação das propriedades de uma rocha, nomeadamente dos valores da coesão e densidade.

Em complemento à classificação apresentada, é também usual adoptar-se, no âmbito da classificação geotécnica, a divisão das rochas em dois grandes estruturas geológicas, que são as rochas intactas e o maciço rochoso. O termo rochas intactas é aplicado a rochas que não contêm descontinuidades, sendo sinónimo de material rocha homogéneo, e caracteriza a mineralogia, textura grau, tipo de cimentação e grau de alteração de uma rocha. O termo maciço rochoso descreve uma massa de rocha que pode estar afectada no seu arranjo por descontinuidades, podendo ser constituída por blocos discretos de

rochas intactas e possuiu características de anisotropia, sendo a configuração mais habitual apresentada pelos maciços rochosos (Jonshon, Robert B., 1988).

Quadro 6-2 – Classificação da dureza das rochas.

Classificação	Intervalo de resistência à compressão (MPa)	Tipos de rocha
Muito fraca	10-20	Sedimentos e rochas sedimentares fracamente compactadas
Fraca	20-40	Rochas sedimentares fracamente compactadas e xistos
Média	40-80	Rochas sedimentares competentes e rochas granulares ígneas
Forte	80-160	Rochas ígneas competentes, algumas rochas metamórficas e arenitos bem compactados
Muito forte	160-320	Quartzitos resistentes e rochas ígneas densas

6.3.2 - Realização de estudos geológicos e geotécnicos

Os estudos geológicos e geotécnicos do maciço de fundação de barragens é um capítulo de importância fundamental e corresponde à aplicação à engenharia civil da disciplina de geologia de engenharia. Esta disciplina permite estabelecer uma colaboração essencial entre estas duas áreas, geologia e engenharia, de forma a resolver as diversas questões que se apresentam durante os estudos de projecto e de reabilitação (Jonshon, 1988).

O conhecimento do tipo de rochas e o meio em que foram formadas, processos de evolução tectónica, assim como a evolução da história do maciço face aos processos erosivos e às alterações provocadas pelas acções ambientais, permite estimar as condições da fundação e formular os programas de ensaios e sondagens necessários realizar para caracterizar as propriedades da fundação.

Uma barragem de betão requer uma fundação em que a rocha seja sã e apresente boas características mecânicas. É importante que possua adequadas características de homogeneidade e resistência mecânica, nomeadamente que o maciço de fundação não apresente zonas de constituição geotécnica muito diferenciadas e que as suas características mecânicas, principalmente os valores da resistência à compressão e ao corte, satisfaçam os requisitos e critérios de segurança exigidos nas análises de estabilidade (Jonshon, 1988).

Este aspecto é tão importante que se verifica que os maiores acidentes em barragens ficaram a dever-se não à rotura pelas estruturas de betão, mas devido a roturas ocorridas na sua fundação (NRC, 1991).

Um exemplo notável de rotura de uma barragem devido a problemas na sua fundação ocorreu em 12 de Março de 1928 na barragem de St. Francis. Esta barragem, localizada a 80 km a Norte da cidade de Los Angeles na Califórnia (Figura 6-1), era uma estrutura do tipo gravidade de betão, possuía 63 m de altura máxima e 213 m de desenvolvimento ao nível do coroamento. Logo após o primeiro enchimento da albufeira sofreu uma rotura pela sua fundação, que ocorreu quase instantaneamente, criando uma onda com cerca de 35 m de altura que destruiu uma extensa zona a jusante, provocando a morte de cerca de 400 pessoas.

Outros exemplos de acidentes provocados pela fundação foram os ocorridos nas barragens abóbada de Malpasset em França e barragem de Vajont na Itália. A barragem de Malpasset teve uma rotura em 2 de Dezembro de 1952 que destruiu diversas povoações situadas a jusante com um elevado número de perdas de vidas. O caso de Vajont foi diferente dos dois anteriores uma vez que a barragem de 262 m de altura máxima não sofreu danos significativos apesar de ter sido galgada por uma onda criada na albufeira em consequência de um enorme deslizamento de terras da encosta ocorrido em 9 de Outubro de 1963, tendo este acidente causado a morte a mais de 2000 pessoas.

Nenhuma das catástrofes anteriores se ficou a dever à actividade sísmica nos locais das barragens, no entanto, estes acidentes, permitem extrapolar as consequências para o caso de uma rotura brusca provocada por um evento sísmico que, provavelmente, para o caso das grandes barragens, criaria uma onda de inundação a jusante de grandes dimensões e consequências semelhantes muito graves.



Figura 6-1 – Vista de jusante da barragem de St. Francis e dos blocos que restaram após a rotura ocorrida em 12 de Março de 1928 (Geostrata, 2006).

Fundamentalmente podem-se definir dois tipos de investigação geológica, que são os estudos geológicos de âmbito regional e os estudos específicos para o local de implantação das obras.

Os estudos regionais são normalmente realizados para se obter informação que permita elaborar o planeamento numa área alargada, e possibilitam equacionar um vasto conjunto de soluções para o uso do território. Estes estudos envolvem grandes áreas e, muitas vezes, são realizados ao nível das entidades governamentais. A informação consultada deverá permitir determinar quais os elementos necessários recolher sobre a zona e determinar as principais ocorrências geológicas, como por exemplo a presença e proximidade de falhas geológicas consideradas activas e outros acidentes geológicos.

Os estudos locais resultam da selecção realizada nos estudos de âmbito regional anteriores e correspondem a uma investigação mais orientada para a engenharia de geologia. Os estudos do local concentram-se na informação geológica que afecta o projecto e a construção de uma determinada obra para um local específico. O objectivo principal destes estudos é o de avaliar o impacto de uma construção num determinado local e determinar se um projecto específico pode ser executado nas condições geológicas existentes, antecipando o que será provável ocorrer durante a construção, e desenvolver critérios para o projecto e métodos construtivos adequados às condições geológicas existentes.

Podem-se distinguir três fases distintas no estudo geológico de um local, que devem ser desenvolvidas em avanço e paralelamente ao desenvolvimento do projecto (Jonshon, 1988):

- estudo preliminar para validação do local;
- estudo de pormenor, que envolve investigações detalhadas do maciço e que permite obter a informação necessária para o desenvolvimento do projecto e planeamento da construção;
- estudos complementares a realizar em face das condições inesperadas não previstas, que obriguem à modificação do projecto e à avaliação dos trabalhos necessários realizar.

Os estudos envolverão a realização de ensaios de campo, designados *in situ*, e ensaios em laboratório. Os ensaios de campo são os que melhor caracterizam as propriedades mecânicas do maciço. Estes testes são realizados para determinar principalmente as propriedades de resistência à compressão e à tracção do maciço rochoso, resistência ao corte, estado de tensão instalado no maciço, permeabilidade e deformabilidade. Estes testes apresentam geralmente um custo significativo, no entanto, se os resultados obtidos forem adequados, poderão permitir assumir hipóteses de projecto menos conservativas, ou seja a realização de obras mais económicas. A selecção dos diversos ensaios depende das características da estrutura, tipo estrutural da obra a construir e suas dimensões (USACE, 1994).

Os ensaios de laboratório são efectuados em complemento dos ensaios de campo e a sua selecção depende também das características da estrutura. Os ensaios são geralmente realizados sobre provetes e amostras retiradas das prospecções locais.

As principais propriedades e características a determinar da rocha de fundação em testes de laboratório incluem, entre outros, ensaios de resistência, nomeadamente compressão uniaxial, corte directo, compressão triaxial, tracção directa, ensaio brasileiro, ensaio de martelo de Schmidt, avaliação da deformabilidade por compressão uniaxial, compressão triaxial, variação de volume, fissuração, permeabilidade e caracterização do conteúdo em água, porosidade, densidade, massa específica, absorção de água, abrasão, ultra sons.

6.3.3 - Principais propriedades do maciço de fundação

O uso do solo para realização de obras de engenharia, seja como maciço de fundação para apoio de grandes estruturas, execução de escavações, túneis ou outras obras, envolve maciços rochosos que apresentam descontinuidades que apresentam propriedades no seu conjunto que podem ser diferentes das propriedades das rochas intactas.

O conhecimento da resistência das rochas e o seu tipo de comportamento, principalmente na fase de deformações elásticas, são características que deverão ser conhecidas para o projecto e previsão do comportamento de uma estrutura.

As principais propriedades do maciço de fundação que interessam aos estudos de análise estrutural estática e dinâmica de uma barragem são o módulo de deformabilidade e os parâmetros mecânicos de resistência à compressão, à tracção e ao corte.

O módulo de deformabilidade médio é um valor que traduz a deformabilidade da fundação de toda uma área geológica, diluindo-se neste valor os efeitos atribuídos às descontinuidades que possam existir, enquanto que o módulo de elasticidade tabelado é geralmente determinado para uma amostra de rocha intacta (USACE, 2003). Os valores de resistências à compressão e à tracção permitem avaliar o comportamento da fundação para os diversos estados de tensão correspondentes às diversas combinações de acções.

A resistência ao corte é um parâmetro que permite avaliar a capacidade resistente ao mecanismo de rotura por deslizamento em secções da fundação, com maior importância no contacto entre a barragem e a fundação e em zonas ou planos de deslizamento potenciais.

As tensões a que um maciço rochoso pode ser submetido podem ser de compressão, tracção ou corte. Destas, o valor da tensão máxima de compressão num maciço rochoso é a que apresenta maior valor numérico e a que habitualmente tem maior importância para a realização de grandes barragens.

Como se verifica, pela análise dos valores constantes no Quadro 6-3, as resistências à compressão, em ensaios não confinados das rochas ígneas, metamórficas e sedimentares estas podem ser classificadas como rochas muito fracas até rochas muito fortes. Geralmente as rochas sedimentares podem localizar-se no intervalo entre 10 a 80 MPa, rochas fracas a médios, e as rochas ígneas de 40 a 320 MPa, de médias para muito fortes (Attewell, 1976).

Na maioria das rochas os principais factores que determinam a sua dureza são a porosidade, tamanho e forma dos grãos constituintes. Estes três factores afectam a superfície de contacto entre os grãos constituintes das rochas, verificando-se, geralmente, que quanto maior for a área de contacto das partículas maior é a dureza da rocha, tendo este aspecto uma importância fundamental quando se aborda o tratamento de fundação de uma barragem visando não só a redução da permeabilidade do maciço mas também o aumento dos parâmetros de resistência da fundação.

A determinação desses parâmetros é feita através de testes e ensaios realizados em laboratório sobre amostras retiradas do maciço de fundação, procurando-se, assim, obter um número suficiente de resultados que sejam representativos para toda a fundação da barragem, tanto a nível das suas características de resistência como das características geotécnicas do maciço e que permitam estimar os valores característicos com adequada aproximação.

Assim, as análises realizadas na fundação do local da obra são essenciais para determinar com melhor aproximação as características da fundação, principalmente quando as características de resistência desta são diferenciadas ou existem zonas de descontinuidades de piores características. As análises podem-se também realizar através de escavações exploratórias em valas, trincheiras e galerias a efectuar no local.

6.3.3.1 - Massa específica

Numa análise estrutural a densidade da fundação é um dado necessário para a análise do sistema formado pela barragem e pela fundação. No Quadro 6-5 apresentam-se os valores da massa específica de algumas rochas mais comuns em fundações de barragens.

6.3.3.2 - Resistências mecânicas

Os principais parâmetros que intervêm na análise estrutural e caracterizam a resistência mecânica da rocha de fundação são os valores característicos da resistência à compressão $f_{c,fund}$ e à tracção $f_{t,fund}$, o valor característico da coesão c_{fund} e o valor característico do ângulo de atrito interno, ou da tangente desse ângulo $\tan(\varphi_{fund})$, e o valor do módulo de elasticidade E_{fund}. Estes parâmetros característicos dizem respeito aos materiais que constituem o maciço rochoso intacto ou maciço rochoso com descontinuidades, sendo este último caso o que condiciona na maioria das vezes a verificação da estabilidade. Em geral um maciço rochoso alterado apresenta características mecânicas mais desfavoráveis, verificando-se que geralmente estas características melhoram em profundidade.

As propriedades mecânicas a considerar nos cálculos de análise de estabilidade devem ter em conta o número de ensaios disponíveis e as incertezas sobre os reais valores do maciço rochoso. Os valores a considerar podem ser obtidos em tabelas, e deverão corresponder a estimativas dos valores das resistências dos materiais a considerar nos estudos estruturais, destacando-se os seguintes.

a) Resistência à compressão

A resistência à compressão para uma dada rocha é um valor que depende directamente do grau de confinamento do maciço e da relação das tensões aplicadas nas diversas direcções. A resistência à compressão sem confinamento é designada por resistência à compressão uniaxial ou resistência à compressão não confinada. A determinação deste valor pode ser conseguida através de ensaios sobre provetes cilíndricos com uma relação entre o comprimento e o diâmetro entre 2,5 a 3 e diâmetros de 54 mm a 76 mm, podendo considerar-se o valor médio dos resultados dos ensaios.

Nos Quadro 6-3 e Quadro 6-4 apresentam-se alguns valores da resistência à compressão uniaxial de algumas rochas retirados da bibliografia (Jonshon, Robert B. 1988).

Quadro 6-3 – Valores da resistência à compressão uniaxial de algumas rochas.

Valores (MPa)	Granito	Basalto	Gnaisse	Xisto	Quartzito	Mármore	Calcário	Arenito Grés	Xisto silicioso
Valor médio	181,7	214,1	174,4	57,8	288,8	120,5	120,9	90,1	103,0
Valor máximo	324,0	358,6	251,0	165,6	359,0	227,6	373,0	235,2	231,0
Valor mínimo	48,8	104,8	84,5	8,0	214,9	62,0	35,3	10,0	34,3
Intervalo de variação	275,2	253,8	166,5	157,6	144,1	165,6	337,7	225,2	196,7
Número de provetes	26	16	24	17	7	9	51	46	14

b) Resistência ao corte

A estabilidade ao corte no maciço de fundação e entre a zona de ligação da barragem com a fundação depende das características de resistência ao corte dos materiais que compõem a fundação e entre o betão da barragem e a rocha da fundação.

A medição da resistência ao corte pode ser determinada por ensaios *in situ* e em laboratório. Pode ser também determinada por métodos indirectos, como por exemplo através de ensaios de resistência à compressão de um provete. Neste caso quando o provete ensaiado rompe, a rotura dá-se por rotura ao corte ao longo de uma superfície inclinada, podendo a tensão de rotura ser indirectamente determinada. Este tipo de ensaio pode ser utilizado em rochas com anisotropia disposta ao longo de planos numa dada direcção.

Através deste ensaio é possível determinar quais os valores de resistências mecânicas ao longo dos planos de anisotropia. As implicações nas obras de engenharia do valor do ângulo entre a direcção das forças resultantes e os planos de xistosidade, também designados por planos de anisotropia, devem ser convenientemente estudadas.

Devido às pequenas dimensões dos provetes ensaiados em laboratório, quando comparados com as dimensões da fundação, deverão ser considerados os efeitos de escala nos valores obtidos, assumindo-se, geralmente, que a resistência ao corte numa rocha intacta, e para a gama de tensões que mais interessam, possui um comportamento linear (USACE, 1994).

Verifica-se obviamente que não é desejável que as forças de corte transmitidas pelas estruturas sejam paralelas aos planos de xistosidade. Alguns autores, como por exemplo (Donath, 1961), (Attewell e Farmer, 1976) e (Hoek and Brown, 1980), mostraram que em rochas com anisotropia disposta por planos o ângulo de ruptura correspondente à menor resistência ao corte não é significativamente afectado pelas variações no estado de tensão do maciço (Jonshon, Robert B., 1988).

Quando uma fundação não é homogénea os possíveis planos de deslizamento podem ter origem em zonas com diferentes materiais, zonas intactas e zonas fracturadas (USACE, 1994). As zonas intactas mobilizam a sua máxima resistência ao corte com pequenas deformações, ao contrário das zonas fracturadas cuja mobilização da resistência máxima obriga a maiores deformações.

Nestes casos devem ser realizados ensaios para cada material, que permitam a determinação da resistência ao corte *versus* carga normal que irá previsivelmente ficar aplicada na fundação. A resistência ao corte ao longo de potenciais planos, para um determinado valor de deformação e cujas características podem não ser homogéneas, poderá ser igual à soma das resistência de todos os materiais ao longo desse plano.

Um factor importante para incrementar a estabilidade de uma barragem do tipo gravidade é dotar a superfície de contacto betão-rocha de uma configuração com inclinação descendente para montante e com blocagens. O desenvolvimento longitudinal do contacto da barragem com a fundação deve também variar de uma forma suave, sem variações bruscas de geometria (USACE, 1995 a).

c) Resistência à tracção

A resistência à tracção nas rochas é controlada aproximadamente pelos mesmos factores que governam a resistência à compressão e ao corte, tais como a composição da rocha, mineralogia, tipo de cimentação e grau de alteração. A resistência à tracção é a propriedade que geralmente assume valores mais baixos em todos os tipos de rochas.

A determinação da resistência à tracção pode ser feita através de provetes cilíndricos, similares aos usados nos ensaios de compressão e nos ensaios de determinação indirectos da resistência ao corte. O ensaio consiste na aplicação de uma força de tracção axial ou então através da realização do chamado ensaio brasileiro. Este último ensaio provoca a rotura de um provete por tracção através da aplicação de forças de compressão nas geratrizes opostas dos provetes.

A presença de zonas de fracturação ou planos de xistosidade fazem diminuir a resistência à tracção dos maciços rochosos, o mesmo acontecendo com as resistências à compressão e ao corte. No Quadro 6-4 compara-se os valores das resistência à compressão e à tracção de algumas rochas, valores que foram retirados do estudo de diversos conjuntos de ensaios de (Hobbs, D. W. 1964).

Quadro 6-4 – Comparação de valores médios da resistência à tracção e à compressão de algumas rochas sedimentares.

Tipo de rocha	Resistência à tracção (MPa)	Resistência à compressão (MPa)
Calcário	18,00 ± 0,62 (20)	41,45 ± 3,52 (5)
	36,28 ± 1,24 (24)	142,55 ± 6,14 (4)
	38,76 ± 2,69 (23)	142,97 ± 19,10 (8)
Arenito e Grés	19,17 ± 0,21 (23)	77,59 ± 1,59 (5)
	23,10 ± 0,48 (19)	80,83 ± 2,21 (10)
	24,21 ± 0,83 (8)	90,48 ± 3,86 (4)
	65,66 ± 0,83 (11	167,66 ± 9,86 (5)
Argilito	35,17 ± 3,17 (4)	50,07 ± 3,79 (4)
Rocha sedimentar ferrosa	44,28 ± 4,48 (5)	190,69 ± 17,93 (4)

(os valores entre parêntesis correspondem ao número de ensaios)

Verifica-se que para o mesmo tipo de rocha há uma grande variabilidade no valor das resistências, podendo este facto dever-se a diversos factores como a composição e o grau de alteração da rocha, que podem variar consoante os diferentes locais de recolha das amostras. Esta dispersão de valores aconselha a que seja efectuado um estudo de caracterização das propriedades das rochas para cada local. Uma fonte de informação de valores de resistência à tracção de rochas encontra-se no estudo de Kulhawy (1975) constante em (Jonshon, Robert B., 1988).

No Quadro 6-5 apresentam-se exemplos de valores típicos das resistências à compressão, à tracção e ao corte para um conjunto de rochas (Attewell, P. B., 1976). Pode-se verificar que cada rocha pode exibir uma considerável variação nos valores das suas resistências. Essas variações são resultado de um conjunto de factores, nos quais se incluem a porosidade, tamanho dos minerais constituintes da rocha, forma e orientação dos minerais, natureza dos minerais constituintes e material de ligação dos minerais. As rochas sedimentares possuem geralmente elevada porosidade, característica que reflecte o processo da sua formação.

Por último refere-se que para os maciços rochosos que contêm descontinuidades se recomenda a adopção para o valor característico da resistência à tracção no maciço de fundação o valor $f_{t,fund}=0$ (CFBR, 2006).

Quadro 6-5 – Parâmetros típicos das propriedades e resistências para algumas rochas.

Tipo de rocha	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tracção (MPa)	Resistência ao corte (MPa)	Massa específica (Mg/m3)	Porosidade %
Granito	100-250	7-25	14-50	2,6-2,9	0,5-1,5
Diorite	150-300	15-30	nd	nd	nd
Diabase	100-350	15-35	25-60	2,7-3,05	0,1-0,5
Gabro	150-300	15-30	na	2,8-3,1	0,1-0,2
Basalto	100-300	10-30	20-60	2,8-2,9	0,1-1,0
Gneiss	50-200	5-20	nd	2,8-3,0	0,5-1,5
Mármore	100-250	7-20	nd	2,6-2,7	0,5-2
Ardósia	100-200	7-20	15-30	2,6-2,7	0,1-0,5
Quartzito	150-300	10-30	20-60	2,6-2,7	0,1-0,5
Arenito/Grés	20-170	4-25	8-40	2,0-2,6	5-25
Xisto	5-100	2-10	3-30	2,0-2,4	10-30
Rocha calcária	30-250	5-25	10-50	2,2-2,6	5-20
Dolomito	30-250	15-25	nd	2,5-2,6	1-5

nd – valor não disponível

6.3.3.3 - Deformabilidade do maciço de fundação

Os valores do comportamento deformacional estático das rochas podem ser obtidos através dos ensaios de determinação das resistências descritos nos pontos anteriores. Os módulos mais usuais são o módulo de elasticidade estático (E_{est}), ou módulo de Young, o módulo de elasticidade dinâmico (E_{din}) e o coeficiente de Poisson (ν). A determinação por ensaios do módulo de elasticidade estático difere da determinação do módulo de elasticidade dinâmico uma vez que na simulação das condições estáticas a taxa de aplicação das cargas é muito menor.

O módulo de elasticidade pode ser determinado por ensaios em provetes através da aplicação e medição de forças axiais de compressão e deformações por este sofridas. O coeficiente de Poisson é calculado através da medição das deformações axial e diametral devidas a ensaios de compressão axial. Ambas as propriedades são necessárias para estimar a resposta elástica de um maciço de rocha intacta a forças de compressão provocadas por uma estrutura.

a) Módulo de elasticidade estático

A adequada avaliação da interacção entre uma barragem e a sua fundação requer a determinação das características de deformabilidade das rochas que irão ser afectadas pelo estado de tensão induzido pela barragem. O módulo de elasticidade deve ser determinado para cada diferente material do maciço abrangido pela influência da estrutura a que serve de apoio.

Este valor é obtido a partir da equação *E=tensão/deformação*, resultante de diagramas tensão-deformação, em que o valor médio do módulo de elasticidade ($E_{méd}$) pode ser obtido pela melhor aproximação linear, à zona linear, do conjunto de pontos dos diagramas tensão-deformação.

O módulo de deformação médio da fundação pode se adoptado como módulo de todo o maciço de fundação, incluindo a rocha intacta, zonas de fendilhadas e zonas de corte. Este valor pode ser determinado por métodos empíricos, ensaios geofísicos em furos e através de ensaios de deformabilidade, in situ por almofadas planas, ou a partir de ensaios de laboratório realizados sobre de amostras de sondagens provenientes de furos na fundação (Jonshon, Robert B., 1988).

Um maciço fracturado possui valores do módulo de elasticidade mais baixos que os de um maciço de rocha intacta. Uma boa caracterização dos materiais e das diversas zonas da fundação permite extrapolar os resultados dos ensaios para zonas de materiais similares que não foram sujeitas a ensaios. A

consideração da interacção entre uma barragem e a sua fundação traduz-se no efeito da flexibilidade na base da estrutura da barragem, o que altera a sua resposta aumentando o período de vibração e o amortecimento do sistema formado pela uma barragem e fundação. Contudo, a consideração da flexibilidade da fundação tende a reduzir o valor do amortecimento de uma barragem face à situação de fundação rígida (Novak e El Hifnawy, 1983). Verifica-se nas estruturas com um amortecimento menor do que 10% do valor do amortecimento crítico que essa redução é largamente compensada quando se adopta a flexibilidade da fundação.

Nos problemas de engenharia adopta-se por vezes o módulo de elasticidade secante (E_{sec}) e o módulo de elasticidade tangente (E_{tang}). Alguns valores para o módulo de elasticidade das rochas são apresentadas no Quadro 6-6 retirados da bibliografia consultada (Jonshon, Robert B., 1988). Quando não se dispõe de valores de ensaios, em análises preliminares pode ser adoptado, simplificadamente, um valor para o módulo de deformabilidade estático e dinâmico médio de 10 GPa (CFBR, 2006).

b) Módulo de elasticidade dinâmico

O valor do módulo elasticidade dinâmico (E_{din}) pode ser determinado por ensaios realizados em laboratório. Verifica-se que a sua grandeza é superior ao módulo de elasticidade estático (E_{est}) devido à rápida aplicação das acções dinâmicas nos provetes as deformações serem de muito pequena duração e as tensões desenvolverem-se em fase elástica (Hansen, Kenneth D. 1991) e (USACE, 1995 a e c).

Quadro 6-6 – Valores do módulo de elasticidade de algumas rochas (Jonshon, Robert B.,1988).

Valores (GPa)	Granito	Basalto	Gnaisse	Xisto	Quartzito	Mármore	Calcário	Arenito e Grés	Xisto silicioso
Valor médio (GPa)	59,3	62,6	58,6	42,4	70,9	46,3	50,4	15,3	13,7
Valor máximo	75,5	100,6	81,0	76,9	100,0	72,4	91,6	39,2	21,9
Valor mínimo	26,2	34,9	16,8	5,9	42,4	23,2	7,7	1,9	7,5
Intervalo de variação	49,3	65,7	64,2	71,0	57,6	49,2	83,9	37,3	14,4
N.º de provetes	24	16	17	18	10	16	29	18	9

c) Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson é medido pela variação do diâmetro de um provete com a variação do comprimento devido à aplicação de tensões de compressão axial. É um valor sem dimensões e é obtido pela equação n = variação unitária de diâmetro/variação unitária de comprimento. O valor máximo que este coeficiente pode assumir é 0,5. Alguns valores do coeficiente de Poisson das rochas são apresentados no Quadro 6-7, retirados de (Jonshon, Robert B. 1988).

Quadro 6-7– Compilação de valores do coeficiente de Poisson de algumas rochas.

Valores (GPa)	Granito	Basalto	Gnaisse	Xisto	Quartzito	Mármore	Calcário	Arenito e Grés	Xisto argiloso
Valor médio	0,23	0,25	0,21	0,12	0,15	0,23	0,25	0,24	0,08
Valor máximo	0,39	0,38	0,40	0,27	0,24	0,40	0,33	0,46	0,18
Valor mínimo	0,10	0,16	0,08	0,01	0,07	0,10	0,12	0,06	0,03
Intervalo de variação	0,29	0,22	0,32	0,26	0,17	0,30	0,21	0,40	0,15
N.º de provetes	24	16	17	18	10	16	29	18	9

6.3.3.4 - Propriedades térmicas

As rochas compactas apresentam uma condutibilidade térmica média de 3,50 W/(mºC) e as rochas porosas têm uma condutibilidade térmica aproximada de 2,33 W/(mºC), sendo valores que podem ser

adoptados em estudos correntes (Silveira, António F. 1961). Caso necessário deverão ser realizados estudos específicos para determinação destas características.

6.3.3.5 - Absorção das ondas de pressão devidas à acção sísmica pela fundação

A capacidade de dissipação de energia pela fundação, fundo do reservatório e pelas camadas de sedimentos, quando existentes, é modelada de forma aproximada pela fronteira que absorve parcialmente as ondas de pressão incidentes, constituindo um fenómeno de refracção de ondas (Chopra e Fenves, 1984).

O coeficiente de reflexão α fornece uma medida do nível de absorção das ondas de pressão pelo fundo da albufeira. Este é definido pela razão entre a amplitude das ondas de pressão reflectidas e a amplitude das ondas de pressão incidentes no fundo do reservatório. A perda de energia pode ser representada pelo coeficiente de amortecimento q, que é relacionado com o coeficiente de reflexão α das ondas de pressão que é dado pela expressão,

Eq. 6-1
$$\alpha = \frac{1 - qC}{1 + qC} = \frac{1 - \dfrac{\rho C}{\rho_s C_s}}{1 + \dfrac{\rho C}{\rho_s C_s}}$$

em que ρ e C são a densidade e a velocidade do som na água (C =1482m.s^{-1}) à temperatura de 20ºC, respectivamente, e ρ_s e C_s são a densidade e a velocidade de propagação do som nos materiais do fundo da albufeira (USACE, 2003).

Os valores de α variam entre –1 e 1, onde 1 representa uma fundação rígida sem capacidade de absorção das ondas de pressão, com 100% de reflexão, o valor 0 corresponde a uma completa absorção sem qualquer reflexão e o valor –1 corresponde a uma reflexão de 100% desde a superfície da albufeira com a concomitante inversão da fase da onda de pressão.

Investigações recentes indicam que o coeficiente de reflexão α para os materiais do fundo do reservatório, medido em algumas barragens, varia entre –0,55 a 0,66. O maior valor obtido 0,66 e é bastante menor que o valor 1, correspondente a uma fundação rígida, que corresponde à situação mais desfavorável (USACE, 2003). Este resultado alerta para a importância de se considerar este efeito nas análises dinâmicas, principalmente para os sismos mais gravosos.

Os efeitos da pressão hidrodinâmica sobre uma barragem, e o amortecimento desenvolvido pela própria barragem, são afectados grandezas afectadas pelo efeito de absorção das ondas sísmicas pelo fundo do reservatório. Alguns estudos realizados indicam que a absorção do fundo do reservatório aumenta o amortecimento efectivo da estrutura de uma barragem, reduzindo-se assim a intensidade da resposta às acções sísmicas. Ainda se verifica que a redução da resposta de uma barragem considerando-se a absorção das ondas de pressão pela fundação é bastante maior para a resposta na direcção vertical da barragem do que da resposta na direcção horizontal (USACE, 2003).

6.3.4 - Principais modos de rotura de um maciço de fundação de uma barragem

A rotura pelo maciço de fundação de uma barragem pode ocorrer numa zona de rocha intacta, ao longo de superfícies de descontinuidades e através de falhas preenchidas com materiais de enchimento, apresentando, cada um destes modos de rotura, características próprias (USACE, 1994).

A rotura através da rocha intacta, em praticamente todas as rochas, corresponde a uma rotura frágil, caracterizada por um rápido incremento nas tensões aplicadas associado a pequenas deformações, até se alcançar a tensão de rotura do material. Um aumento posterior das deformações causa um rápido decrescimento na tensão até se observar a manutenção de uma tensão residual no maciço.

A definição de rotura do maciço de fundação está usualmente associada à rotura por corte e pode ser expressa em termos de resistência de pico, resistência residual ou resistência última. Enquanto que o valor da tensão residual é geralmente único, característico para uma dada rocha sob uma dada tensão, o valor da resistência de pico de rotura de uma rocha depende do tamanho e confinamento da amostra e da taxa de incremento da carga.

As superfícies de descontinuidade dos maciços rochosos sem qualquer preenchimento são compostas por irregularidades e apresentam rugosidade que podem diferir muito consoante o tipo de rocha, variando desde superfícies com pequenas irregularidades até superfícies com rugosidade muito acentuada.

A rotura em falhas preenchidas com materiais de enchimento pode assemelhar-se desde uma rotura por descontinuidades sem qualquer preenchimento, até à rotura por superfícies associada à presença de um solo no preenchimento das diaclases. Verifica-se que a resistência deste tipo de descontinuidades se deve a quatro situações (USACE, 1994):

- espessura dos materiais de preenchimento, verificando-se que a rotura é controlada pela resistência do material de preenchimento da zona fissurada, quando a espessura dos materiais de preenchimento é superior a duas vezes o valor da amplitude da rugosidade da superfície rochosa;
- tipo de material de preenchimento das descontinuidades, em que a origem do material de preenchimento e as características da fissura são importantes indicadores para avaliar a resistência da zona de descontinuidade;
- história do estado de tensão do maciço, em que para descontinuidades constituídas por preenchimentos de materiais finos, o estado de tensão indica se os materiais de preenchimento estão normalmente consolidados ou sobreconsolidados;
- a história de deslizamentos ocorridos na superfície de descontinuidade, que constitui um dos aspectos importantes a determinar, e em que a ocorrência de deslizamentos recentes pode indicar se a resistência da descontinuidade está próxima da tensão residual ou não.

Os materiais de preenchimento podem ter origem na deposição de materiais arrastados pelas águas de percolação, portanto estranhos à rocha original, alteração da própria rocha na zona fissurada pela acção da percolação da água, esmagamento da rocha por forças de compressão ou forças de deslizamento do maciço e por vezes materiais depositados sobre a camada rochosa quando da formação do maciço. Em geral os preenchimentos constituídos por argilas finas são os mais frequentes e são os que mais cuidados exigem em termos de estabilidade estrutural do maciço.

Na Figura 6-2 representa-se de forma esquemática os diversos parâmetros que devem ser considerados para a definição da resistência de uma rocha. A relação entre a tensão de corte e a tensão normal aplicada não é uma relação linear, mais sim uma relação tipicamente curvilínea, à semelhança do modo de rotura para a rocha intacta.

Na análise à rotura nestas superfícies podem-se considerar três tipos de situações consoante o grau de segurança que se pretende obter, nomeadamente a rotura pela superfície de descontinuidade sob tensão normal baixa, rotura na superfície de descontinuidade sob tensão normal elevada e situação intermédia entre essas duas situações. Nas análises de estabilidade de uma barragem para situações de exploração normal deve-se considerar que a rotura ocorre pela primeira situação mais desfavorável, ou seja a rotura pela zona fissurada sob tensão normal baixa (USACE, 1994).

Para um maciço de fundação específico a definição apropriada de rotura depende muito da forma da curva que representa a relação entre deformações e resistência ao corte, assim como do modo potencial de rotura pela rocha intacta, rotura por descontinuidades sem preenchimento e rotura por falhas preenchidas com materiais de enchimento.

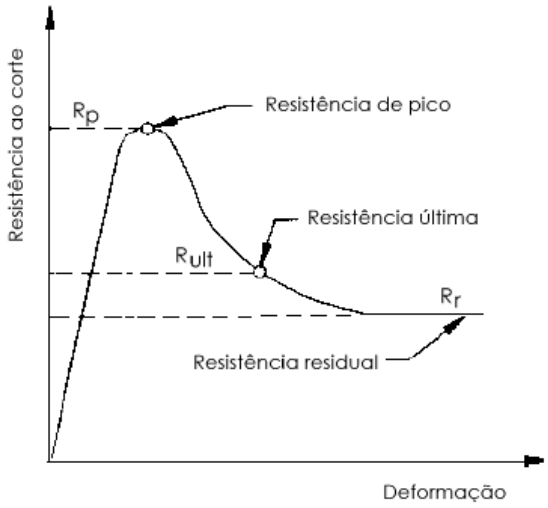


Figura 6-2 - Diagrama da resistência ao corte de uma rocha definida pelo valor de pico e resistência última e residual (adaptado de Nicholson, G. A., 1983).

As formas de leis de rotura mais adoptadas para maciços rochosos consideram o critério linear e o critério bilinear. No critério linear a rotura de um provete de rocha intacta é expressa por uma lei algébrica do tipo Morh-Coulomb definida por,

Eq. 6-2 $$T = C + S_n \tan\phi \,,$$

em que T é a resistência ao corte no instante em que ocorre a rotura, S_n é a tensão normal ao plano de rotura, C é o valor da coesão e ϕ o ângulo de atrito interno.

A relação tensão-deformação num ensaio de uma amostra é geralmente uma relação que apresenta uma forma curvilínea. No entanto pode-se adoptar na maioria dos casos uma definição para a lei de rotura através de uma lei do tipo Morh-Coulomb, que apresenta uma configuração semelhante ao troço $\overline{C_a AB}$ da Figura 6-3.

O critério bilinear representa melhor a lei de tensões deformações que se desenvolve ao longo de uma descontinuidade sem preenchimento de materiais de enchimento (Goodman, R. E. 1980). Este critério divide uma curva típica desse tipo de descontinuidade em dois segmentos lineares como se ilustra na Figura 6-3.

O valor máximo da resistência ao corte, que pode ser desenvolvido na superfície de descontinuidade, é aproximado pelas seguintes equações,

Eq. 6-3 $$T = S_n \tan(\phi + i)$$, ramo $\overline{OA}$ e

Eq. 6-4 $$T = C_a + S_n \tan(\phi)$$, ramo $\overline{AB}$,

em que T é a resistência ao corte no instante em que ocorre a rotura, S_n é a tensão normal ao plano de rotura, ϕ o ângulo de atrito interno, i é o ângulo predominante da rugosidade na superfície e C_a é o valor da coesão aparente.

A intersecção das duas equações ocorre quando a tensão de corte supera a resistência ao corte que a descontinuidade permite para um ângulo de atrito $(\phi + i)$. Em situações de projecto procura-se que a tensão no maciço de fundação seja inferior ao valor S_n, ou seja o seu controlo deve ser efectuado pela equação $T = S_n \tan(\phi + i)$.

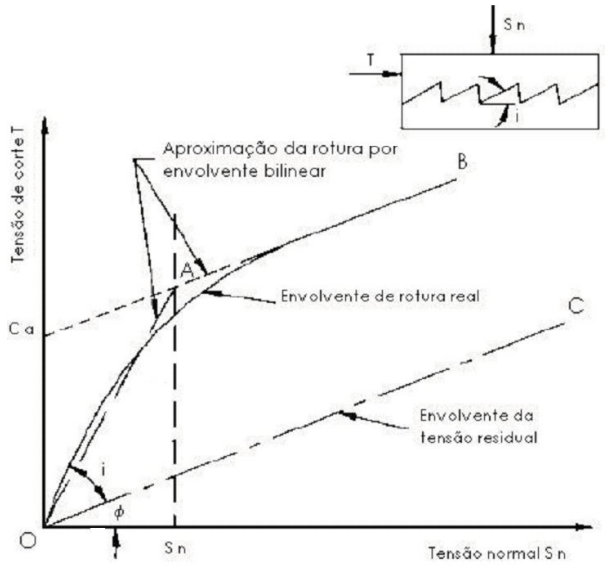


Figura 6-3 – Diagrama característico de ensaio de determinação da resistência ao corte de uma rocha definida pelo valor de pico e resistência última e residual (adaptado de Nicholson, 1983).

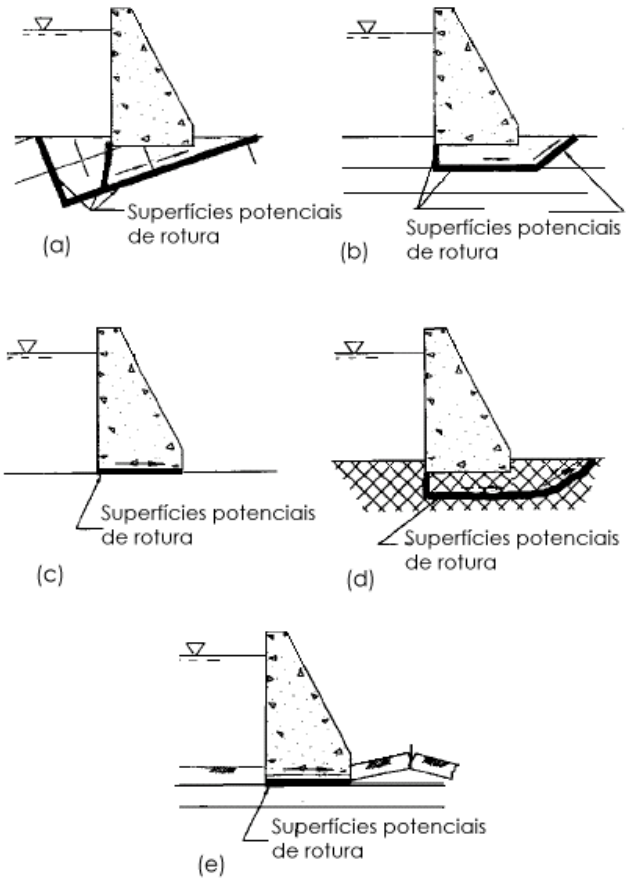


Figura 6-4 – Exemplos de superfícies potenciais de rotura pela fundação (adaptado de USACE, 1994).

Globalmente é interessante analisar os diversos modos de rotura de um maciço de fundação de uma barragem. Estas formas de rotura ao longo de superfícies de fundação podem ser agrupados em cinco configurações tipo, as quais são apresentadas na Figura 6-4.

Estas configurações correspondem às seguintes situações: (a) – Rotura ao longo de descontinuidades desfavoráveis; (b) – Rotura que pode ocorrer ao longo de descontinuidade e em rocha intacta; (c) – Rotura ao longo da interface barragem fundação; (d) – Rotura global do maciço de fundação em rocha sã e (e) – Rotura ao longo da interface barragem fundação devido a cedência de apoio a jusante (USACE, 1994).

A existência de potenciais estruturas geotécnicas que possam induzir roturas pelo maciço de fundação análogas às representadas na Figura 6-4 devem ser detectadas e avaliadas nos estudos geológico e geotécnicos preliminares.

6.4 - CARACTERÍSTICAS DO BETÃO CONVENCIONAL E COMPACTADO A CILINDRO

6.4.1 - Aspectos gerais

Uma barragem gravidade de betão, convencional ou compactado a cilindro, deve ser construída de modo a satisfazer os critérios exigidos de resistência estrutural e durabilidade dos materiais. As propriedades do betão variam com a idade deste material, tipo de cimento empregue na sua fabricação, agregados (inertes de brita e areia) e outros componentes, assim como das proporções dos seus constituintes.

Em resultado destes factores é necessário realizar ensaios de laboratório sobre provetes a diferentes idades e diferentes betões. Estes ensaios deverão decorrer no âmbito da fase dos estudos de composição de betões e sobre provetes provenientes da massa de betão na fase de execução das obras. Têm como principais finalidades, para referidas as fases, estudar as composições óptimas a utilizar e efectuar o controlo de qualidade durante o seu fabrico.

As principais propriedades a caracterizar para os betões de barragens, tanto as de betão convencional vibrado como as de betão compactado a cilindro, são a massa específica, as resistências mecânicas à compressão e à tracção, os módulos de elasticidade estático e dinâmico, o coeficiente de Poisson, as leis de fluência e retracção, as propriedades térmicas referentes à caracterização do calor de hidratação, coeficiente de dilatação térmica e do calor específico, condutividade, difusibilidade térmica e características de permeabilidade e durabilidade (USACE, 2003).

O conhecimento destas propriedades nas zonas de ligação entre o betão e outras superfícies, como por exemplo a ligação das estruturas em betão ao maciço de fundação, e as características nas juntas de betonagem, assumem também uma importância fundamental, podendo ser parâmetros condicionantes no dimensionamento das estruturas (USBR, 1987).

6.4.2 - Principais propriedades do betão

Para as novas barragens os valores característicos das resistências são fixados através das especificações do projecto. Nessas especificações estão indicados quais os ensaios prévios para estudos das diversas misturas para fabrico de betões, considerando-se os inertes existentes na proximidade do local de cada obra. Os resultados obtidos são analisados por métodos estatísticos que permitem aferir os valores característicos do betão e seus coeficientes de variação para os valores pretendidos em projecto.

Para as barragens existentes, e para os estudos de análise de estabilidade, deverão ser analisados os valores dos ensaios disponíveis da fase de construção da obra. Na falta desses valores deverão ser realizados ensaios sobre carotes retiradas da obra ou, em último recurso e na impossibilidade da realização desses trabalhos, recorrer a valores tabelados na literatura disponível, adoptando-se para cada caso valores ponderados dessas propriedades.

6.4.2.1 - Massa específica

Para análises preliminares usam-se os valores medidos em obras existentes similares ou, na falta destes valores, adopta-se em análises preliminares o valor de 2400 kg/m^3 para a massa específica.

No Quadro 6-8 apresentam-se algumas comparações dos valores da massa específica de diversos betões que foram medidos em obra (Sarkaria, G. S., 1995).

Quadro 6-8 – Massa específica do betão convencional e betão compactado a cilindro observada em diversas obras.

Barragem	Tipo de agregado	Massa específica do agregado (kg/m^3)	Massa específica (kg/m^3)	
			BCC	BC
Bocaina	Quartzito	2950-3000		2418-2609
Capanda	Meta-arenito	2620-2640	2438-2450	2420-2445
Itaipu	Basalto	2900-2950	2507-2625	2605
New Victoria	Ganito-Dolerito		2500	
Saco Novo Olinda	Granito-Gneiss	2744	2295-2365	2252-2350
Serra da Mesa	Granito	2640	2325-2475	
Tucurui	Rochas meta-sedimentos	2730-2730	2400	
Urugua-1	Basalto	2900-2950	2632-2694	2450

6.4.2.2 - Resistências mecânicas

O conhecimento da resistência mecânica do betão à compressão e à tracção é fundamental para o desenvolvimento do projecto ou avaliação do comportamento estrutural de barragens. Verifica-se que as resistências à tracção e ao corte dos betões são na maioria das análises os parâmetros de resistência mecânica mais importantes a considerar em projecto.

As propriedades do betão compactado a cilindro para novas barragens são estabelecidos a partir das misturas adoptadas em projecto, empregando-se geralmente no seu fabrico agregados retirados de locais próximos da obra. Normalmente os parâmetros de resistência que são controlados para o betão durante a construção são a resistência à compressão e à tracção (Nuss, Larry K., 1991).

Os ensaios de laboratório para determinar as características mecânicas do betão em massa, tanto o betão convencional vibrado como o betão compactado a cilindro, são o ensaio de compressão simples e o ensaio de tracção, designado por ensaio brasileiro. As resistências de tracção e de compressão do betão são assim obtidos através de ensaios que consideram a aplicação de uma carga crescente até se atingir a rotura. Para a determinação das características mecânicas do betão em juntas de betonagem entre camadas de betão convencional ou de betão compactado a cilindro são realizados ensaios de corte sobre provetes retirados entre juntas dessas camadas, os quais permitem determinar os valores da coesão c e do ângulo de atrito φ (CFBR, 2006).

Consegue-se uma melhoria significativa nos valores de resistência e de impermeabilidade do betão, através da redução da relação água/cimento (w/c). A resistência é também influenciada por outros factores tais como a composição e finura do cimento, a quantidade e tipo de pozolanas, adjuvantes, bem como pela textura, forma, composição mineralógica, resistência e granulometria dos agregados.

As resistências ao corte no betão integral, em juntas de betonagem e em juntas estruturais deverão ser avaliadas em ensaios. Os parâmetros de resistência mecânica do betão são também afectados por carregamentos dinâmicos. A avaliação do comportamento sísmico deverá também ser baseada em valores obtidos em ensaios dessas propriedades (USACE, 2003).

Quando da avaliação da estabilidade de uma estrutura, são considerados diferentes valores para a resistência à tracção do betão nas análises estáticas e análises dinâmicas, à semelhança dos valores adoptados para a resistência à compressão, como é indicado em secções seguintes.

a) Resistência à compressão

Normalmente, no dimensionamento do betão para barragens gravidade a propriedade mais relevante é a resistência à compressão (f_c). Contudo, o valor dessa resistência não é a que possivelmente irá condicionar o dimensionamento. Verifica-se que na maioria dos casos as tensões críticas não são as tensões de compressão mas as tensões de resistência à tracção, as quais se verifica serem fortemente dependentes das tensões de resistência à compressão.

Os valores da resistência à compressão devem ser determinados através de ensaios laboratoriais. A resistência à compressão do betão convencional (BC) e do betão compactado a cilindro (BCC) depende da idade, das propriedades dos materiais que constituem esses betões e da qualidade da compactação durante a betonagens, sendo este último aspecto especialmente importante para o caso dos betões BCC (ACI, 1999).

Em superfícies que apresentem descontinuidades do material, como por exemplo superfícies de betonagem entre camadas de betão convencional ou de betão compactado a cilindro, ou entre superfícies de ligação entre diferentes betões de diferentes composições ou idades, estes valores devem ser determinados por ensaios que considerem esses diferentes materiais (USBR, 1987).

A resistência à compressão dos betões BCC bem compactados e em que os materiais inertes sejam de boa qualidade pode ser equivalente à obtida em betões convencionais (ACI, 1999) e (USACE, 2000). Os ensaios realizados em provetes retirados de obras construídas mostram que se podem obter misturas com resistências médias à compressão que variam entre 7 MPa e 28 MPa, após um ano de idade dos betões.

Por razões de durabilidade dos betões, que é um parâmetro que também depende do valor da resistência à compressão, é aconselhável dimensionar os betões RCC para terem resistências superiores a cerca de 14 MPa. Para regiões com actividade sísmica os betões RCC devem ser dimensionados para terem resistências à compressão elevadas, por forma a se garantir elevadas resistências à tracção e ao corte (USACE, 2000). No Quadro 6-9 apresentam-se os valores médios dos parâmetros de resistência à compressão do betão convencional em massa vibrado que poderão ser adoptados como valores de referência (CFBR, 2006).

Para determinação da resistência à compressão do BCV e do BCC para acções de carregamento rápido como é o caso da acção sísmica pode-se adoptar a relação Eq. 6-7, indicada na secção seguinte.

Para as barragens de betão antigas os valores característicos são determinados caso a caso, podendo-se encontrar resistências menores que as indicados no Quadro 6-9.

b) Resistência à tracção

É habitual admitir-se que a resistência à tracção do betão convencional f_t pode ser relacionada com a correspondente resistência à compressão (fc). Estudos baseados num elevado número de ensaios à compressão e à tracção directa em provetes de betão determinaram a seguinte relação para carregamentos quase estáticos (Raphael, Jerome, 1984),

Eq. 6-5 $f_t, est = 0{,}32 f_c^{2/3}$, com valores em MPa.

É também frequente adoptar-se nos estudos preliminares uma relação de 10:1 entre a resistência à compressão do betão e a resistência à tracção. Em geral a tensão resistente à tracção em juntas deterioradas ou em juntas de betonagem mal executadas é significativamente menor que a do betão integral (BCV e BCC) em boas condições.

Tal como para a resistência à compressão, a resistência à tracção do betão convencional (BC) e do betão compactado a cilindro (BCC) depende da idade e das propriedades dos materiais que constituem o betão, pelo que deve ser considerada a execução de ensaios para confirmar a validade da adopção da relação anterior (ACI, 1999).

Outros estudos, que incluíram a realização de ensaios num conjunto de 15 barragens, indicam que a razão entre as resistências do betão convencional à tracção em relação aos resultados de ensaios de resistência à compressão simples se situam também entre 10% a 15% deste último valor (Sarkaria, G., 1995).

Tal como se verifica noutros materiais, o valor da resistência à tracção do betão convencional é também influenciada pela velocidade de aplicação das cargas. Os valores da resistência à tracção são geralmente indicados para carregamentos com velocidade de aplicação das cargas de forma muito lenta como é o caso nas barragens da instalação do peso próprio ou a actuação da pressão hidrostática.

Na ocorrência de sismos o desenvolvimento das tensões processa-se em pequenas fracções do segundo. Os estudos realizados indicam que durante a aplicação de cargas nesses instantes de tempo muito reduzidos e a elevadas velocidades, situação de carregamentos rápidos, a resistência à compressão do betão convencional apresenta um acréscimo de cerca de 30% face à resistência à compressão em carregamentos quase estáticos e a resistência à tracção incrementada em cerca de 50% face aos respectivos valores estáticos (ACI, 1999), vindo,

Eq. 6-6 $$f_t, din = 1{,}5 f_{t,est}$$ e

Eq. 6-7 $$fc, din = 1{,}3 f_{c,est}$$

Os registos de diversos ensaios conduzidos pelo (USBR, 1987) mostraram que o valor da resistência à tracção do betão, em condições estáticas de carregamento, para o betão convencional, se situa entre 4 a 7 por cento do valor da resistência à compressão uniaxial (splitting test) e a resistência à tracção (direct tension test) para acções dinâmicas é cerca de 10 por cento da tensão de compressão uniaxial (Nuss, Larry K., 1991), confirmando em termos médios as relações anteriores.

No entanto, a determinação da resistência do betão às acções dinâmicas é um tema que deverá ser objecto de novas pesquisas, devendo considerar-se nos ensaios amostras de grandes dimensões (USACE 2003).

No Quadro 6-9 apresentam-se os valores médios dos parâmetros de resistência da massa de betão convencional vibrado, obtidos em barragens recentes, e que poderão ser adoptados como valores de referência (CFBR, 2006).

Quadro 6-9 – Propriedades mecânicas dos parâmetros de resistência da massa de betão convencional vibrado.

Parâmetro	**Valor médio**
Resistência à compressão $f_{c,bcv}$ (aos 90 dias)	20 a 30 MPa
Resistência à tracção $f_{t,bcv}$	0,10 $f_{c,bcv}$
Coesão c_{bcv}	2 a 3 MPa
Ângulo de atrito tan(φ_{bcv})	1,4 ($\varphi_{bcv} \approx 55º$)

Na Figura 6-5 apresenta-se a evolução da resistência à tracção em função da resistência à compressão considerando as percentagens anteriores. Verifica-se para os betões correntes, com resistências à compressão situadas entre 10 e 35 MPa, que os limites de 10% e 15% enquadram os valores fornecidos pela expressão deduzida por Raphael e que a percentagem de 10% aproxima razoavelmente bem essa curva.

No betão BCC em massa o valor da resistência à tracção varia entre 7% a 13% do valor da resistência à compressão, dependendo principalmente da qualidade dos agregados, quantidade de cimento, método e eficiência da compactação e idade do betão (ACI, 1999).

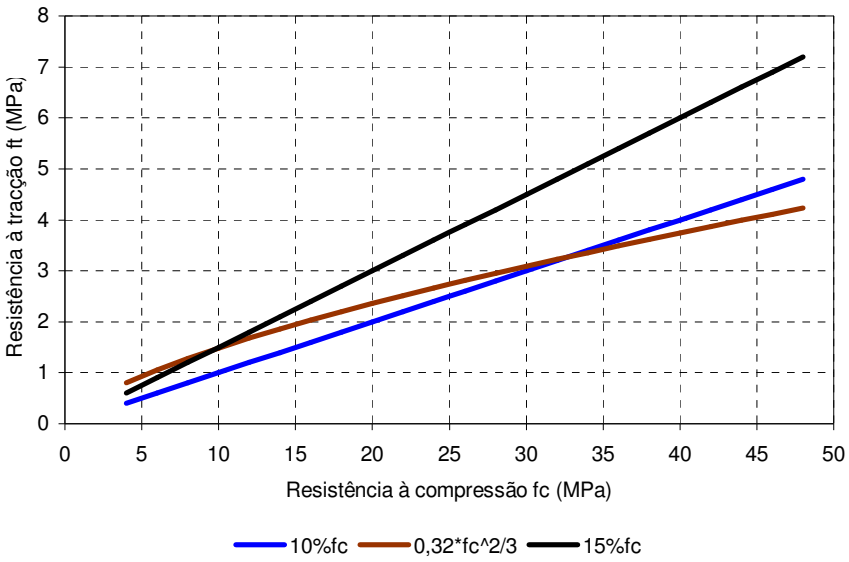


Figura 6-5 – Relação entre as resistências à compressão e à tracção do betão convencional.

Todavia, para os betões BCC, a tensão de tracção crítica verifica-se nas juntas entre as camadas de betonagem, contrariamente ao BCV que apresenta resistências para as juntas de betonagem que podem não diferir muito das do betão em massa. Assim, a previsão da resistência à tracção dos betões BCC não pode ser efectuada pelos métodos adoptados para o betão convencional, apresentando-se na secção 6.4.3 - alguns valores que podem ser adoptados para as resistências em juntas de betonagem de betão BCV e do BCC.

Como se verifica para o betão convencional, a resistência à tracção para o betão BCC para carregamentos dinâmicos, como é o caso da acção sísmica, aumenta em cerca de 50%, podendo-se adoptar a equações Eq. 6-6 (USACE, 2000).

Aos valores da resistência à tracção do betão são aplicados factores de segurança consoante as condições de carga das estruturas. O (USBR, 1987) por exemplo aplica os seguintes factores de segurança para as resistências à tracção:

- acções habituais, divididas pelo factor 3;
- Acções não habituais, divididas pelo factor 2;
- Acções dinâmicas, divididas pelo factor 1.

Por exemplo, assumindo que um betão tem uma resistência à tracção de 2,0 MPa, dever-se-á adoptar 0,66 MPa para carregamentos usuais, 1,0 MPa para acção não habituais e 2,0 MPa para as acções sísmicas (Nuss, Larry K., 1991).

c) Resistência ao corte

Os resultados obtidos a partir de ensaios sobre provetes provenientes da estrutura de barragens construídas e em ensaios *in situ* indicam que as propriedades mecânicas que caracterizam a resistência

ao corte, coesão c (resistência à tracção para compressão nula) e ângulo de atrito φ do BCC são semelhantes às do betão convencional vibrado realizado com agregados semelhantes.

Enquanto que o valor da coesão *c* depende do conteúdo em cimento do betão, o valor ângulo de atrito φ é fundamentalmente influenciado pela qualidade, dimensões e formas dos diversos agregados.

No Quadro 6-10 indicam-se os resultados obtidos para os parâmetros de resistência ao corte em betões ensaiados em diversas obras (Sarkaria, G. S., 1995).

Quadro 6-10 – Parâmetros de resistência ao corte do betão convencional e betão compactado a cilindro observada em diversas obras.

Projecto	Conteúdo em cimento (kg/m³)	BCC		BCV	
		c (MPa)	ϕ °	c (MPa)	ϕ °
Capanda - BCC	100	3,1	42		
Capanda - BC	140			3,6-2,9	43
Elkcreeck	105	0,8	57		
Galesville	105	2,6	33		
Ilha Solteira	200-350			5,5-7,0	31-44
Itaipu	100-350			2,2-9,6	40-42
Serra da Mesa	200	2,2	58		
Tamagawa	130	3,0	49		
Upper Stillwater	21	5,7			
Urugua-1	60	2,4	48		

6.4.2.3 - Parâmetros de deformabilidade

As características elásticas do betão são usualmente obtidas através dos resultados de determinação das suas resistências. Os módulos mais usuais são o módulo de elasticidade estático (E_{est}) , ou módulo de Young, o módulo de elasticidade dinâmico (E_{din}) e o coeficiente de Poisson (ν). A determinação por ensaios do módulo de elasticidade estático difere da determinação do módulo de elasticidade dinâmico uma vez que na simulação das condições dinâmicas a taxa de aplicação das cargas é muito superior.

O módulo de elasticidade pode ser determinado por ensaios em provetes através da aplicação e medição de forças axiais de compressão e deformações por este sofridas. O coeficiente de Poisson é calculado através da medição das deformações axial e diametral devidas a ensaios de compressão axial.

Ensaios realizados num conjunto significativo de obras, envolvendo 5 barragens em BCV e 13 em BCC, mostram que o módulo de elasticidade aumenta com a idade dos betões (Sarkaria, G. S., 1995). Para os ensaios realizadas aos 7 e 28 dias a relação é de cerca de 50%, e para ensaios aos 90 dias e idades superiores a relação é de 65%.

a) Módulo de elasticidade estático

O betão não é um material de comportamento perfeitamente elástico linear e o gráfico da relação tensões-deformações para a fase de tensões elevadas apresenta uma forma curva. Contudo, nas aplicações práticas, dentro do campo de tensões em que este material é usualmente submetido, o seu comportamento é considerado como elástico e linear.

Tal como as propriedades de resistência, o módulo de elasticidade é influenciado pela proporção dos constituintes do betão, tipo dos agregados, adjuvantes e idade dos betões, a razão água-cimento e o conteúdo em pasta de cimento. Geralmente considera-se que o módulo de elasticidade do betão convencional é idêntico em compressão e em tracção (ACI, 1999).

Apesar do módulo de elasticidade não ser directamente proporcional aos valores da resistência do betão, apresenta contudo valores superiores para betões com maior resistência.

O betão compactado a cilindro pode apresentar um módulo de elasticidade igual, ou por vezes superior, ao betão convencional de igual resistência à compressão. O valor do módulo de elasticidade do BCC em tracção é igual ao de compressão (USACE, 1995 c)).

Na ausência de testes o valor do módulo de elasticidade estático (E) para os betões BCC podem ser determinados através da expressão seguinte (ACI, 1999),

Eq. 6-8 $$E = 4733\sqrt{f_c}$$

em que f_c representa a resistência do BCC à compressão, em MPa .

b) Módulo de elasticidade dinâmico

A deformação que ocorre imediatamente após a aplicação de uma carga, como por exemplo as que ocorrem durante um sismo, depende do valor do módulo de elasticidade dinâmico. Diversos testes laboratoriais mostraram que o valor do módulo de elasticidade do betão é afectado pela velocidade de aplicação das cargas e é geralmente superior para o caso dos carregamentos dinâmicos (USACE, 2003).

Para a realização de análises dinâmicas no caso de obras a construir deverão ser efectuados ensaios para estimar o módulo de elasticidade dinâmico. No caso de não existirem valores de ensaios pode-se determinar esse valor a partir dos valores do módulo de elasticidade instantâneo majorados entre 20 a 30**%** (USACE, 2003).

Para o betão compactado a cilindro (Brühwieler, 1990), em (USACE, 1995 c)), determinou uma relação entre o valor do módulo de elasticidade e a taxa de aplicação da carga que permite determinar o módulo de elasticidade dinâmico, dado pela expressão,

Eq. 6-9 $$E_{din} = E_{est}\left(E_r\right)^{0,020} \text{ e } E_r = \frac{T\left(sísmica\right)}{T\left(quasi\ \ estática\right)},$$

em que E_{est} é o módulo de elasticidade estático, E_{din} módulo de elasticidade dinâmico, supondo uma taxa de carregamento quasi-estática, em que $T\left(sísmica\right)$ é a taxa de aplicação da carga sísmica, $T\left(quasi-estática\right)$ representa a taxa de aplicação da carga de forma quasi-estática e E_r é a relação entre as taxas de aplicação da carga.

Como exemplo de frequente aplicação prática, supondo a aplicação de uma acção sísmica em que a taxa de deformação seja de 1000 vezes superior à taxa de aplicação do carregamento estático, o valor do módulo de elasticidade dinâmico é 1,15 superior ao valor do módulo de elasticidade estático, valor que se enquadro no recomendado por diversa bibliografia, que especifica percentagens de majoração entre 10% a 30% (USACE, 2003).

Para carregamentos dinâmicos com longa duração na aplicação das cargas, onde o efeito do aparecimento da fissuração é provável, e é assumido como uma componente importante, o módulo de elasticidade efectivo pode ser de apenas 2/3 do valor do módulo de elasticidade calculado pela equação anterior (Dunstan, 1978) e (USACE, 1995 c).

Para se ter em conta as características do comportamento a longo termo do betão, nomeadamente aspectos de fluência "*long term creep*", na análise estática o valor do módulo de elasticidade pode ser obtido multiplicando o valor de E_{est} por 2/3 (Nuss, Larry K., 1991).

c) Coeficiente de Poisson

Os valores do coeficiente de Poisson, tanto para o betão convencional como para o betão compactado a cilindro, para carregamentos estáticos, situa-se no intervalo entre 0,17 e 0,22 (USACE 1995 c)), com pequeno aumento de valor para uma maior idade do betão. Na ausência de testes pode-se admitir o valor 0,20.

Este valor é influenciado, tal como o módulo de elasticidade, pelo tipo e dimensões do agregado, da pasta de cimento e relação de quantidades entre estes dois últimos materiais.

O coeficiente de Poisson, tal como o módulo de elasticidade, é afectado pela velocidade de aplicação das cargas, podendo-se, para a análise sísmica de barragens de betão, reduzir o valor estático do coeficiente de Poisson em 30 % (Brühwieler, 1990) e (USACE, 1995 c).

6.4.2.4 - Propriedades térmicas

Durante a construção de uma barragem, a colocação do betão em obra processa-se a ritmos muito elevados. Devido ao facto de às grandes massas de betão que são colocadas em obra, em camadas que para o betão convencional vibrado com altura que varia entre 1,5 m e 3,0 m, e para o betão compactado a cilindro entre 0,30 m e 0,60 m, devem ser adoptadas estratégias para que o calor de hidratação do cimento seja dissipado e controlado, por forma a se atenuar as tensões de origem térmica que provocam o aparecimento de fissuração.

A dissipação uniforme do calor de hidratação do cimento em barragens de betão convencional e betão compactado com cilindro pode ser realizada pela circulação de água em dispositivos de refrigeração no interior da massa do betão, deixados durante a betonagem. Pode-se também reduzir a formação de calor pela utilização de cimento pozolânico, que gera cerca de menos 50 % do calor gerado pelo cimento Portland, ou pela incorporação de cinzas volantes em substituição parcial do cimento Portland (USBR, 1987).

A utilização de cimento pozolânico e cinzas volantes melhora algumas características químicas do betão, como por exemplo diminui a possibilidade da ocorrência no betão de reacção aos alcalis dos agregados, reduzindo-se a possibilidade da ocorrência de fenómenos expansivos e de ataque por sulfuretos.

Em barragens do tipo gravidade não são, geralmente, deixados dispositivos para refrigeração artificial da massa de betão. Procura-se, durante a fase de projecto, dimensionar misturas adequadas para fabrico do betão, com teores de cimento mais baixos do que os betões convencionais, de modo a que o calor de hidratação gerado não provoque o aparecimento de fissuração no corpo da barragem. Em projecto são efectuados estudos térmicos e tensionais evolutivos que consideram as fases da colocação das camadas de betonagem ao longo da construção e as condições ambientais coexistentes.

No fabrico do betão são utilizadas diversas técnicas conducentes ao controlo da temperatura máxima atingida pela reacção de hidratação do cimento, que consideram o pré-arrefecimento dos agregados e da água da amassadura.

As grandezas térmicas do betão necessárias para avaliação da evolução térmica do corpo da barragem são o coeficiente de dilatação térmica, condutibilidade térmica, calor específico, calor de hidratação.

No Quadro 6-11 são apresentados alguns valores que podem ser adoptados para as propriedades térmicas dos betões BCV (Silveira, 1961) e BCC.

Quadro 6-11 – Propriedades térmicas dos betões BCC e BCV.

Propriedades dos betões	Betão compactado com cilindro (BCC)	Betão convencional vibrado (BC)
Coeficiente de dilatação térmica linear	10^{-5}/ºC	10^{-5}/ºC
Calor específico	210 cal/kgºC	220 cal/kgºC
Condutibilidade térmica	1875 cal/hºCm	2000 cal/hºCm
Difusibilidade térmica	0,0038 m^2/h	0,0038 m^2/h

O coeficiente de dilatação térmica representa a variação de comprimento por unidade de comprimento, para a variação térmica de 1º C, a condutibilidade térmica é a taxa de variação de calor por condução através de um corpo de superfície e espessura unitária, quando sujeito a uma diferença de 1º C entre as faces, e o calor específico é definido como o valor de calor, que é necessário fornecer a um corpo de massa unitária para o elevar de 1º C.

Difusibilidade é uma medida indicativa da capacidade de como um corpo muda de temperatura, sendo este valor calculado a partir dos valores do calor específico, condutibilidade térmica e densidade do betão.

Os valores típicos das principais propriedades térmicas do BCC são muito similares às do betão BCV desde que os betões sejam constituídos por agregados da mesma natureza (ACI, 1999).

6.4.3 - Propriedades do betão em juntas de betonagem

Durante o processo construtivo de barragens em betão convencional vibrado e betão compactado a cilindro formam-se juntas de betonagem. Como estas superfícies podem apresentar piores características de resistência mecânica do que o betão em massa, procura-se em projecto que as superfícies de betonagem sejam perpendiculares às orientações das tensões de compressão. É então para essas juntas que interessa obter valores característicos da resistência uma vez que estas superfícies que poderão constituir as superfícies potenciais de rotura.

A experiência corrente indica que as propriedades mecânicas das resistências à tracção e ao corte na ligação em juntas de betonagem entre camadas não tratadas de BCV e BCC, podem ser consideravelmente menores que as resistências desses betões em massa. Esta situação é particularmente evidente quando o tempo de espera entre camadas de betonagem excede o período de 8 horas e não é criada nenhuma camada de ligação nas juntas (Sarkaria, G. S., 1995).

A resistência ao corte do betão compactado a cilindro (BCC) ao longo de superfícies de juntas betonagem é geralmente inferior ao considerado para o betão convencional.

De modo a se assegurar a estabilidade ao deslizamento de uma barragem construída em BCC nas juntas de construção deverá ser criada uma adequada ligação entre essas camadas. A ligação efectiva entre camadas e resistência ao corte das juntas de construção é influenciada pelo intervalo entre colocação de camadas de BCC e tipo e extensão do tratamento prévio das juntas antes da colocação de nova camada de BCC (Sarkaria, G. S., 1995). Os valores a considerar devem ser baseados em ensaios sobre provetes retirados de camadas de betonagem que representem o betão colocado na barragem (USACE, 1995 c)).

Em juntas de betonagem de betão BCV a experiência internacional indica como referência os valores apresentados no Quadro 6-12 (CFBR, 2006).

Quadro 6-12 – Propriedades mecânicas dos parâmetros de resistência em juntas de betonagem de betão convencional vibrado.

Parâmetro	Valor médio (MPa)
Em superfícies de betonagem com tratamento:	
resistência à tracção $f_{t,junta}$	0,55 a 1,0 $f_{t,bcv}$
coesão c_{junta}	0,90 c_{bcv}
Em superfícies de betonagem sem tratamento:	
resistência à tracção $f_{t,junta}$	0,40 a 0,80 $f_{t\text{-}bcv}$
coesão c_{junta}	0,40 c_{bcv}

Se não se dispõe de ensaios em juntas de betonagem pode-se adoptar, como primeira aproximação, os valores característicos das resistências em função dos valores característicos do betão em massa indicado no Quadro 6-14 (CFBR, 2006). Para se ter em conta o aumento aparente da resistência do betão BCV e BCC associado às taxas de deformações causadas pela acção sísmica, e à semelhança de outras grandezas, os valores da resistência a considerar para a coesão c e tangente do ângulo de atrito $\tan(\phi)$ podem ser aumentados em 10% (USACE, 1995 c)).

As fissuras estruturais são definidas como as que ocorrem no corpo da barragem e alteram o monolitismo e as propriedades da estrutura e seu comportamento inicial isotrópico e elástico. A fissuração devido à contracção superficial da massa de betão, mais ou menos intensa "*shrinkage cracks*" que ocorre a maioria das vezes em superfícies expostas do betão apresentam um padrão aleatório e geralmente não penetram no interior da estrutura desde a superfície mais do que alguns centímetros, não sendo por isso consideradas fissuras estruturais. A causa mais comum do aparecimento de fissuração estrutural após a construção deve-se ao aparecimento de elevadas tensões de tracção no betão, motivadas por arrefecimento rápido e contracção da massa de betão (Sarkaria, G. S., 1995).

Quadro 6-13 – Valores característicos das propriedades mecânicas em juntas de betonagem de betão convencional vibrado.

Parâmetro de resistência	Valor médio (MPa)
Superfícies de betonagem com tratamento:	
resistência à tracção $f_{t,junta}$	0,50 $f_{t,bcv}$
coesão c_{junta}	0,50 c_{bcv}
ângulo de atrito $\tan(\varphi_{junta})$	$\tan(\varphi_{bcv})$
Superfícies de betonagem sem tratamento:	
resistência à tracção $f_{t,junta}$	(0 a 1/3) $f_{t,bcv}$
coesão c_{junta}	(0 a 1/3) c_{bcv}
ângulo de atrito $\tan(\varphi_{junta})$	$\min\{ \tan(\varphi_{bcv}) ; 1 \}$
Superfícies de betonagem fissuradas:	
resistência à tracção $f_{t,junta}$	0 $f_{t,bcv}$
coesão c_{junta}	0 c_{bcv}
ângulo de atrito $\tan(\varphi_{junta})$	$\min\{ \tan(\varphi_{bcv}) ; 1 \}$

Para as estruturas construídas em betão compactado a cilindro (BCC) verifica-se que são as juntas entre camadas de betonagem que condicionam os parâmetros de resistência a considerar na análise da estabilidade destas estruturas. Efectivamente, devido à tecnologia construtiva as juntas apresentam valores inferiores aos do betão BCC em massa, resultando que a qualidade do tratamento efectuado nas juntas de betonagem assume, por este motivo, uma importância fundamental condicionando fortemente as propriedades de resistência a considerar.

No Quadro 6-15 apresentam-se valores que podem ser adoptados para estes parâmetros (CFBR, 2006) , retirando-se desse documento as seguintes recomendações:

- o parâmetro tan($\varphi_{junta,bcc}$) é pouco variável qualquer que seja o tipo de BCC e situa-se entre os valores de um bom enrocamento e um betão tradicional, e o seu valor característico pode ser tomado igual a 1.
- o valor característico da coesão $c_{bcc,junta}$ pode variar entre 0 e 2 MPa, dependendo do tratamento efectuado nas juntas de betonagem. Se a obra foi executada considerando a possibilidade da existência de juntas frias sem qualquer tratamento específico é recomendável adoptar-se o valor $c_{bcc,junta}$=0 MPa.

Quadro 6-14 – Propriedades mecânicas de referência dos parâmetros de resistência em juntas de betonagem de betão compactado a cilindro (BCC).

Parâmetro de resistência	Valor característico de referência
Ângulo de atrito:	
tan($\varphi_{bcc,junta}$)	1 ; ($\varphi_{bcc,junta}$ =45º)
Coesão:	
$c_{bcc,junta}$ (juntas frias sem qualquer tratamento)	0 MPa
$c_{bcc,junta}$ (juntas frias com tratamento específico)	0,3 Mpa (com máximo de 1 MPa)
$c_{bcc,junta}$ (juntas sujeitas a tratamento específico e realização de ensaios de controlo)	1 a 2 MPa
Resistência à tracção:	
$f_{t\text{-}bcc,junta}$ (juntas frias sem qualquer tratamento)	0 MPa
$f_{t\text{-}bcc,junta}$ (juntas frias com tratamento específico)	0,25 MPa
$f_{t\text{-}bcc,junta}$ (juntas sujeitas a tratamento específico e realização de ensaios de controlo)	0,25 a 0,50 MPa

6.4.4 - Propriedades dos materiais de barragens de alvenaria

Até às primeiras décadas do Séc. XX, as barragens gravidade foram construídas na sua maioria em alvenaria e em blocos de rocha ligados por argamassa de cimento e mesmo de cal hidráulica. Um grande número dessas obras ainda se encontram em funcionamento e o seu estado de conservação actual depende muito dos cuidados de manutenção da estrutura a que estas possam ter sido sujeitas desde então.

Neste tipo de barragens os planos de rotura não estão pré-definidos podendo não coincidir com as juntas de construção de interface entre os blocos da galeria. De forma geral constata-se uma grande variabilidade nas características da alvenaria, das diferentes obras e mesmo quando se estuda a mesma obra. Por conseguinte, as propriedades de resistência apresentam uma grande variação devendo os valores característicos ser definidos de forma criteriosa.

No documento (Royet, 2003) é apresentada uma síntese das propriedades dos materiais de um conjunto de barragens francesas realizadas em alvenaria, obtidos a partir de ensaios sobre carotes de sondagem. Os valores mais relevantes são indicados em síntese no Quadro 6-15.

Quadro 6-15 – Propriedades mecânicas dos materiais em barragens de alvenaria.

Parâmetro de resistência	Valor característico de referência
Ângulo de atrito: φ_{alv}	30º a 46º
Coesão: c_{alv}	Nulo para o valor residual Variável entre 0 e 1 MPa para valores de pico
Resistência à compressão: $f_{c,alv}$	5 a 10 MPa
Resistência à tracção: $f_{t,alv}$	Nulo para o valor residual. Muito variável para valores de pico (entre 0 e 1 MPa). Em condições de boa conservação dos materiais pode assumir valores de 5 a 12% da resistência à compressão.

Os valores de referência indicados no Quadro 6-15 permitem enquadrar os valores de resistência a considerar para a realização de estudos, e que serão comparados com os resultados de ensaios dos materiais e carotes de sondagem retirados da barragem e informação proveniente de elementos de projecto. O valor característico das resistências das alvenarias deverão corresponder sempre a uma estimativa criteriosa dos valores da resistência das alvenarias.

6.4.5 - Características de amortecimento das estruturas de betão

Em barragens os mecanismos de dissipação de energia dependem de diversos factores, sendo impraticável descrever analiticamente todos esses factores. A dissipação de energia nas estruturas de barragens, para vibrações de pequena amplitude, está geralmente associada ao comportamento viscoso dos materiais, mas pode também dever-se a outros factores importantes como a existência de juntas, porosidade e fissuras nos materiais, e para os quais se verificam deslocamentos plásticos, sendo natural que os fenómenos de dissipação cresçam com a deterioração das estruturas (Câmara, 1989). Além do amortecimento dos materiais da barragem e da fundação verifica-se ainda o amortecimento por radiação das ondas de energia sísmica para a fundação.

Deste modo, o efeito do amortecimento é geralmente considerado sob a forma de amortecimento viscoso, proporcional à velocidade, resultando para a força de amortecimento a expressão,

Eq. 6-10 $$f_a = cv$$

em que c é o valor da constante de amortecimento e v é o valor da velocidade. A velocidade sendo inversamente proporcional ao amortecimento viscoso c é geralmente usada porque se adapta bem ao fenómeno traduzido pelas equações do movimento dinâmico.

As características de amortecimento de uma estrutura são geralmente expressas em termos de percentagem do amortecimento crítico (C_{cr}), em que o coeficiente de amortecimento é definido por $\xi = \frac{C}{C_{cr}}$.

Um caso particular de amortecimento viscoso é o que corresponde ao amortecimento de Rayleigh, o qual é constituído por duas parcelas, uma proporcional à velocidade e à massa, e outra proporcional à velocidade de deformação e à rigidez, obtendo-se uma matriz de amortecimento que é uma combinação linear das matrizes de massa $[M]$ e matriz de rigidez da estrutura $[K]$ na forma da Eq. 6-11,

Eq. 6-11 $$[C] = a_0[M] + a_1[K]$$

Nesta formulação o coeficiente de amortecimento correspondente ao modo com frequência ω_n é obtido pela expressão,

Eq. 6-12 $$\xi_n = \frac{a_0}{2}\frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2}\omega_n .$$

É possível, e admitindo um mesmo coeficiente de amortecimento ξ para os modos *i* e *j*, a determinação de a_0 e de a_1 através da resolução das equações seguintes (Chopra, Anil, 1995).

Eq. 6-13 $$a_0 = \xi\frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{e} \quad a_1 = \xi\frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

A resolução das equações de equilíbrio dinâmico, que são analisadas no Capítulo 7 -, indicam que os mecanismos de perda de energia por amortecimento viscoso dependem da frequência da excitação, sendo directamente proporcionais a esta última. Como consequência, a energia dissipada por cada ciclo é proporcional à frequência da excitação.

Verifica-se, contudo, através da medição da resposta em diversas estruturas, que este fenómeno não é observável, ocorrendo situações em que a perda de energia é independente da frequência de excitação, ou então a dissipação de energia decresce com o aumento da frequência da excitação (Humar, 2005).

Este fenómeno ocorre devido à perda de energia por atrito interno dos materiais, com libertação de energia térmica resultante das deformações cíclicas e elásticas, e por mecanismos de deformação plástica das estruturas.

Como consequência, para estes casos, é desejável remover a dependência da frequência da excitação adoptando o que se designa por forma histerética do amortecimento, a qual é definida como sendo uma força de amortecimento proporcional às deformações em fase com a velocidade. A resposta da estrutura devido a amortecimento histerético pode ser efectuada de forma idêntica ao amortecimento viscoso se o factor de amortecimento histerético for definido pela relação,

Eq. 6-14 $$\eta = 2\xi\beta$$

onde, η é o factor de amortecimento histerético, ξ é a percentagem de amortecimento viscoso e β é a razão entre a frequência da excitação e a frequência de vibração natural (Chopra, Anil, 1995).

Para eliminar a dependência da frequência da equação Eq. 6-14 o valor do factor de amortecimento histerético é determinado em ressonância fazendo-se β =1. O amortecimento histerético determinado desta forma fornece uma resposta idêntica ao do amortecimento viscoso em ressonância e praticamente igual à resposta em todas as frequências para valores de ξ < 0,2, e passa a ser dado pela relação $\eta = 2\xi$.

O efeito de dissipação de energia por amortecimento histerético pode ser medido através da observação dos ciclos de carga-deformação, os quais são traduzidos por gráficos do tipo do representado na Figura 6-6.

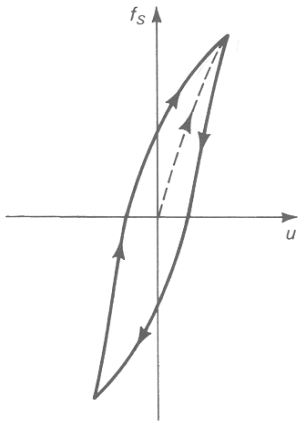


Figura 6-6 – Diagrama de histerese, relação entre forças (f_s) e deslocamentos (u).

A área delimitada pela curva definida pelos ciclos de carga-deformação representa assim a energia que é dissipada. Para um material perfeitamente elástico a curva de histerese seria apenas um segmento de recta, contudo, na prática, um material perfeitamente elástico não existe e ocorre sempre libertação de energia. Observa-se que se as deformações ocorrerem no domínio de comportamento não linear dos materiais o comportamento de uma estrutura não pode ser apenas explicado em termos de amortecimento histerético. Nestas situações a análise estrutural terá que ser realizada por métodos que consideram o comportamento não linear dos materiais (Humar, 2005).

Por razões de comodidade de cálculo, o amortecimento viscoso é geralmente adoptado na análise do comportamento sob acções sísmicas no domínio do tempo, enquanto que o factor de amortecimento

histerético, tomado como sendo duas vezes o amortecimento viscoso, é adoptado na solução no domínio da frequência.

Ensaios em modelo reduzido de barragens gravidade têm mostrado que os valores de amortecimento viscoso variam desde 1 % para betão intacto até 10 % para betão altamente fissurado (Wieland, Martin, 2003 c).

Assim, na análise estrutural no tempo de barragens de betão, no domínio linear, pode-se adoptar a percentagem de amortecimento histerético de 10%, equivalente a 5% (0,05) do valor de amortecimento viscoso.

Algumas investigações têm mostrado que a presença de fissuração tem uma grande influência no valor a adoptar para o amortecimento da estrutura. Em situações onde seja de esperar um nível moderado de comportamento não linear da estrutura, tais como abertura de juntas e formação de fissuras, pode ser adoptado um coeficiente de amortecimento mais elevado e no intervalo de 7 a 10% para ter em conta a energia absorvida por esse comportamento não linear (USACE, 2003). Usualmente para a análise considerando o sismo máximo expectável (SME) adopta-se para o amortecimento valores entre 5 a 10 % (Nuss, Larry 1991).

6.4.6 - Características dos materiais na interface entre a barragem e a fundação

As propriedades mecânicas na zona de interface entre a barragem e a fundação estão estreitamente relacionadas com três aspectos que são a qualidade do maciço de fundação na zona da interface, a qualidade do tratamento na zona de ligação entre a barragem e a fundação e a qualidade do tratamento do maciço de fundação imediatamente próximo da base da barragem. Os parâmetros a considerar nos estudos para os materiais ao nível da zona de ligação entre a barragem e a fundação deverão ser os correspondentes aos materiais de piores características. Será assim necessário efectuarem-se estudos sobre os materiais da fundação e da barragem e verificar qual das situações apresenta piores características, adoptando-se o caso mais desfavorável. (CFBR, 2006).

A zona de contacto não é representada apenas por uma superfície mas corresponde a uma zona do maciço que poderá possuir alguns metros de espessura, dependendo das características dos tratamentos realizados e das características dos próprios materiais.

Em barragens cuja construção foi cuidada procura-se que a superfície de fundação tenha uma geometria por socalcos e seja suficientemente profunda. Geralmente é feito um tratamento específico por injecções de calda de cimento da zona superficial e da zona envolvente do contacto com a barragem.

Para as obras existentes que estejam mal documentadas, ou no caso das obras em que subsistem dúvidas quanto à geometria da fundação, aos tratamentos efectuados e ao estado efectivo dessas zonas, é conveniente realizar trabalhos de sondagens para a formulação ou confirmação das hipóteses que irão ser adoptadas no cálculo.

Em resultado dessa análise adoptam-se os valores característicos da coesão na zona de interface barragem-fundação c_{int}, do valor característico do ângulo de atrito interno entre a interface da barragem e a fundação φ_{int} e valores característicos da resistência à compressão e à tracção entre os materiais da interface $f_{c,int}$ e $f_{t,int}$.

Poderá ser necessário realizar diversos cálculos, considerando-se os diferentes valores adotados para os materiais da barragem e da fundação e os valores específicos para a zona de interface, e em seguida porceder-se à determinação das hipóteses mais desfavoráveis.

Como primeira aproximação, e admitindo que a rocha de fundação apresenta boas características mecânicas, no caso de obras de betão em contacto com uma rocha sã, podem-se adoptar os valores característicos da tangente do ângulo de atrito iguais a $\tan(\varphi_{int})=1$, (φ_{int} =45º), podendo considerar-se mesmo valores de $\tan(\varphi_{int})=1,2$ a 1,4 (φ_{int} =50º a 55º) para os casos mais favoráveis (CFBR, 2006).

O valor característico da resistência à tracção entre os materiais da interface $f_{t,int}$ numa primeira aproximação, deve ser por segurança, um valor nulo ou próximo de zero. Esta hipótese corresponde a admitir-se que na zona de interface não ocorre a transmissão de esforços de tracção, assumindo-se por exemplo à presença de descontinuidades.

Esta hipótese, mais desfavorável, é geralmente adoptada no caso de barragens antigas que apresentam sinais de degradação e alteração ao longo do tempo das propriedades dos materiais, ou nos casos em que se desconhece as características desses materiais, hipótese que é geralmente admitida para fundações em rochas susceptíveis de serem alteradas pela água da albufeira, processos de alterações químicas e acções atmosféricas.

Para o caso de barragens em que há um conhecimento das características dos materiais, e a fundação é considerada como tendo boas características, casos que foram objecto de tratamentos específicos, pode-se adoptar um valor característico não nulo para a resistência à tracção $f_{t,int}$ na zona da interface, sendo que a avaliação deste parâmetro deve ser específica para cada obra em particular. Como ponto de partida podem-se adoptar os valores apresentadas no Quadro 6-16.

Quadro 6-16 – Propriedades mecânicas a considerar ao nível da interface entre a barragem e a fundação.

Material	**Valor característico**
Rocha de fundação sã, que apresenta boas características mecânicas: ângulo de atrito na interface barragem-fundação (tan φ_{int})	φ_{int}=45º; (1)
Rocha de fundação sã, que apresenta boas características mecânicas comprovadas por ensaios: ângulo de atrito na interface barragem-fundação (tan φ_{int})	φ_{int}=50º a 55º; (1,2 a 1,4)
Rocha de fundação que não apresenta boas características mecânicas: resistência à tracção na interface ($f_{t,int}$)	0 MPa
Rocha de fundação que apresenta boas características mecânicas razoáveis comprovadas por ensaios: resistência à tracção na interface ($f_{t,int}$)	> 0 MPa

6.5 - CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES E COEFICIENTES DE SEGURANÇA

6.5.1 - Designação das acções e sua distribuição ao longo das fases de vida das obras

As acções são carregamentos que actuam directamente sobre uma estrutura, podendo estas ser em traduzidas por forças mássicas, forças concentradas, pressões, assentamentos de apoio, efeitos térmicos, movimentos da fundação traduzidos por deslocamentos, velocidades e acelerações. A distribuição espacial sobre uma estrutura dessas acções e as suas combinações designam-se por casos de carga e correspondem a combinações plausíveis destas diversas acções. Um dos aspectos essenciais no projecto de uma barragem é conhecer as acções que se espera possam vir a ocorrer e que venham a afectar o seu estado de tensão e de deformação e, directamente, a sua estabilidade.

Em barragens os casos de carga podem ocorrer pela actuação de acções isoladas, como por exemplo o peso próprio, ou pela combinação de diversas acções como por exemplo peso próprio e pressão hidrostática. De acordo com os Eurocódigos as acções em barragens podem ser classificadas em três categorias respectivamente as acções quase-permanentes, acções variáveis e acções acidentais, função da sua variação ao longo do tempo (EC1, 1991).

- As *acções quase-permanentes,* designadas pela letra G_i, são as que apresentam valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda ou em quase toda a vida da obra. São por exemplo o peso próprio da estrutura da barragem, peso de estruturas anexas e de equipamentos fixos, a acção de cabos de pré-esforço e algumas situações de depósito de sedimentos sobre o paramento de montante.
- As *acções variáveis ou raras,* designadas pela letra Q_i, são as que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante toda a vida da estrutura da barragem. Podem corresponder às acções da água da albufeira quando esta apresenta variações de nível, sobrecargas, acções do vento em elementos estruturais específicos e as acções térmicas ambientais.
- As *acções acidentais,* designadas pela letra A_i, são aquelas às quais correspondem uma muito reduzida probabilidade de ocorrência e que no caso das barragens podem ser por exemplo a acção dos sismos.

As combinações de acções devem reflectir os casos de carga que irão ocorrer numa estrutura e para os quais esta terá que garantir um adequado comportamento estrutural. As diversas acções assumem valores específicos conforme as fases da estrutura, podendo-se distinguir as fases de construção, exploração e posterior abandono (NPB, 1993). As fases envolvidas na análise estrutural e verificação da segurança de uma barragem gravidade de betão estão esquematizadas no diagrama da Figura 6-7 (adaptado de CFBR, 2006).

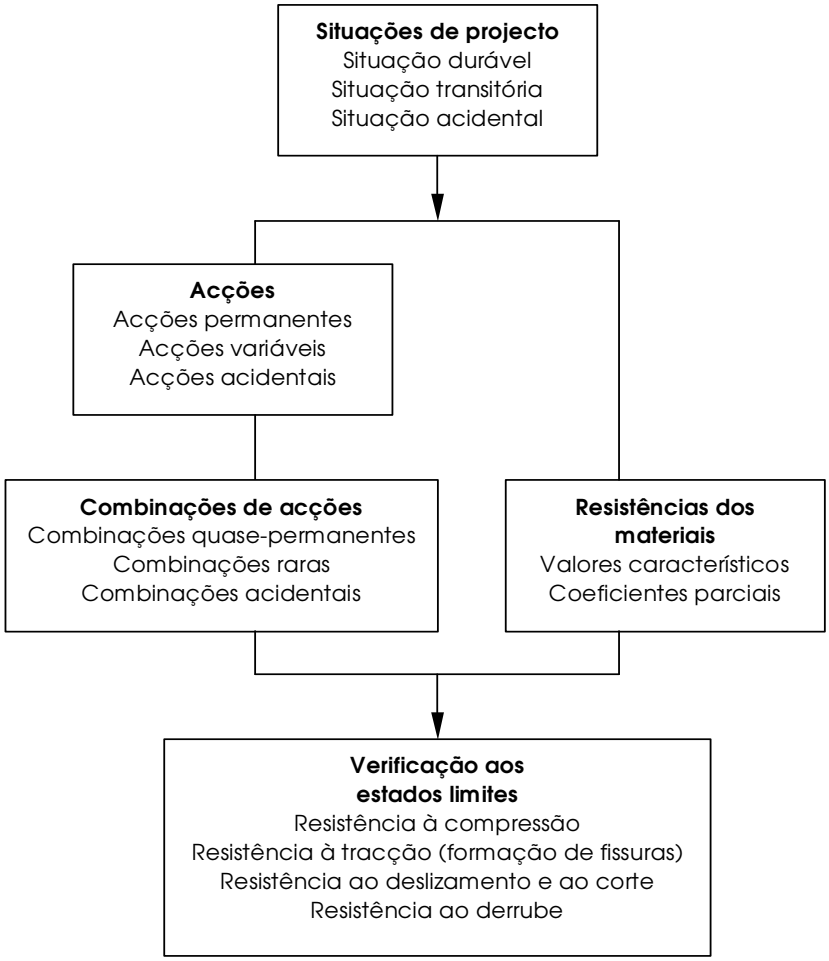


Figura 6-7 – Sequência das principais fases de análise estrutural de uma barragem.

Na fase de construção deverão ser consideradas as acções gravíticas, originadas pela colocação dos materiais e dos equipamentos, acções térmicas, higrométricas e autogéneas, associadas à colocação, presa e arrefecimento do betão, as acções ambientais, as acções devidas à injecção das juntas de contracção e as originadas pelo tratamento das fundações e aplicação de pré-esforços. Eventualmente poderão ser consideradas as acções devidas à presença de água se na obra se formar parte da albufeira.

Na fase de primeiro enchimento e durante a fase de exploração deverão ser consideradas as acções da água devidas à formação da albufeira, para os diversos níveis característicos da albufeira, considerando-se a instalação da pressão exterior da água nos paramentos, podendo ocorrer subpressões da água no interior do corpo da barragem e subpressões na fundação ou em fissuras, as acções térmicas ambientais e associadas à exploração da albufeira, as acções devidas à ocorrência de sismos correspondentes ao sismo base de projecto (SBP) e eventualmente de sismos induzidos, as acções motivadas pela acumulação de depósitos sólidos sobre o paramento de montante, acções devidas à formação de gelo na albufeira e na estrutura da barragem e, eventualmente, as acções devidas à formação de caudal sólido acumulados na albufeira e que possam estar em contacto com a estrutura da barragem.

Como acções de carácter excepcional que podem ocorrer durante a vida da obra, no entanto com probabilidade muito reduzida, também designadas por acções acidentais, salientam-se as correspondentes ao sismo máximo de projecto (SMP) que, no caso das obras de risco associado elevado será o sismo máximo expectável (SME), as acções resultantes de cheias com período de retorno superior ao da cheia de projecto e acções de deslocamentos significativos impostos na fundação associados à presença de movimentos de falhas geológicas.

Para além das acções referidas, podem ocorrer outro tipo de solicitações, tais como as variações de volume associadas a fenómenos de alteração dos materiais por processos físico-químicos, principalmente dos constituintes dos betões de barragens, como é o caso de barragens que sofrem processos de expansões.

6.5.2 - Acções quase-permanentes

As acções quase-permanentes são acções contínuas ou praticamente contínuas ao longo do tempo de vida da obra e de intensidade constante ou muito pouco variável. Os valores das acções quase-permanentes são obtidas a partir do valor característico dessa acção e podem ser calculadas de forma estatística desde que se disponha de resultados de ensaios suficientes e desde que a variabilidade dos parâmetros seja limitada.

Na ausência de dados estatísticos suficientes, como acontece por exemplo na determinação do peso próprio dos materias de barragens em alvenaria e dos sedimentos na albufeira sobre o paramento de montante, deverá adoptar-se uma estimativa cautelosa dos parâmetros dessas acções, e que apela aos resultados disponíveis, à experiência do projectista e aos valores constantes da bibliografia (CFBR, 2006).

Em algumas situações de projecto, ou de avaliação da segurança estrutural, pode-se ter dois valores característicos, nomeadamente um valor característico superior G_{sup} e valor característico inferior G_{inf}, consoante a acção é desfavorável ou favorável, respectivamente.

6.5.2.1 - Peso próprio

A instalação do peso próprio corresponde à colocação dos materiais e equipamentos na obra e evoluem ao longo da sequência da construção de acordo com a geometria e o processo construtivo das obras. Correspondem às acções gravíticas e traduzem-se por forças mássicas que dependem dos pesos específicos ou massa volúmica dos materiais de construção e do peso dos equipamentos.

Durante a fase de construção o estado de tensão de uma barragem é evolutivo e sofre variações significativas, que não são tão importantes no caso das barragens gravidade como nas barragens abóbada. O estado de tensão no final da construção depende do faseamento da colocação do betão e da evolução do crescimento dos diversos blocos.

O peso próprio da estrutura corresponde à massa do betão do corpo da barragem e das estruturas anexas tais como comportas e viadutos. No caso da análise de obras existentes e para as quais não se disponha de valores de projecto deve-se estabelecer o valor da massa específica a partir de ensaios de provetes retirados da obra, em número adequado e representativo de todas as zonas características da barragem.

O valor característico do peso próprio dos materiais G_p é determinado a partir dos valores da massa específica dos materiais ρ_b. Em geral, para as barragens de betão, a determinação deste parâmetro não apresenta dificuldades de maior e é quase sempre possível de obter com boa precisão. Deste modo o valor característico do peso próprio é dado pela expressão,

Eq. 6-15 $$G_p = \rho_b \times g \times volume\,,$$

em que $\rho_b \times g = \gamma_b$ representa o peso específico do material, sendo g o valor da aceleração da gravidade, podendo-se obter os valores para ρ_b de tabelas como as indicadas na secção 6.4 -.

Geralmente os valores médios da massa volúmica dos betões variam nos intervalos a seguir indicados (CFBR, 2006):

Betão convencional vibrado (BCV): γ_{bcv} = 23,5 a 24,5 kN/m^3

Betão compactado a cilindro (BCC) em mistura rica, com aproximadamente 200 kg de ligante por m^3: γ_{bcc} = 23,0 a 24,5 kN/m^3

Betão compactado a cilindro em mistura pobre (BCC), com aproximadamente 100 kg de ligante por m^3 : γ_{bcc} = 21,0 a 23,0 kN/m^3

Não havendo informação estatística suficiente para quantificação destes valores, em fase de estudos de projecto e na ausência de resultados de ensaios específicos, a literatura recomenda os valores característicos para a massa volúmica dos betões os valores que constam do Quadro 6-17. Os valores indicados podem ser adoptados como valores de referência em estudos preliminares e de diagnóstico de barragens em serviço para as quais não se disponha desses valores.

Para as barragens gravidade em alvenaria já construídas o valor da massa volúmica da alvenaria pode apresentar variações ao longo do corpo da estrutura e ao longo do tempo, os quais podem ser devidos a efeitos de erosão ao longo do tempo da alvenaria e da argamassa de ligação. Para este caso, o valor da massa volúmica pode não ser representado pelo valor médio medido, por exemplo, sobre carotes de sondagem.

A determinação do valor característico a partir de sondagens deve ter em conta a percentagem recuperada em cada furo, o valor da massa específica da rocha e da argamassa e a percentagem relativa da rocha e da argamassa. Na maioria das situações de barragens existentes dispõe-se apenas de um número limitado de ensaios, podendo-se ter que optar por um valor característico do material inferior como estimativa prudente. Um maior número de ensaios poderá reduzir a incerteza e permitir adoptar um valor mais favorável. Como primeira aproximação pode-se adoptar o valor indicado no Quadro 6-17.

Quadro 6-17 – Valores característicos de referência da peso específico do betão e alvenaria.

Material	**Peso específico kN/m^3**
Betão convencional vibrado (BCV)	24,0
Betão compactado a cilindro em mistura rica (BCC)	23,5
Betão compactado a cilindro em mistura pobre (BCC)	22,0
Alvenaria de granito	22,0 a 24,0

No cálculo do estado de tensão de uma barragem gravidade devido à acção do peso próprio geralmente não se considera o faseamento da construção. Para as barragens abóbada já é necessário realizar esse cálculo. Contudo esse cálculo pode ser efectuado simulando a colocação sequencial de volumes de betonagem e consequente soma dos estados de tensão e deformação da estrutura da barragem.

Assim, o padrão de tensões no corpo da barragem, motivado pela actuação da instalação do peso próprio, pode ser substancialmente diferente quando se inclui estas tensões residuais ou secundárias devidas à actuação do peso próprio por fases.

Por exemplo numa análise de barragens em arco por elementos finitos, as cargas devidas à acção do peso próprio quando aplicado de forma instantânea na com a totalidade de estrutura, origina tensões horizontais nos arcos elevados, perto dos encontros. A instalação do peso próprio simulando a sucessão das diversas fases de construção elimina o aparecimento destas tensões elevadas que não se verificam, sendo essa uma melhor representação das tensões reais na estrutura. As tensões secundárias devidas à construção são calculadas simulando a sucessão das diversas fases de construção, correspondentes à execução dos blocos por camadas, ou seja a instalação do peso próprio por fases de betonagem.

A simulação das fases de construção é facilmente modelada em programas de elementos finitos que têm a capacidade de especificar a activação dos elementos do modelo em diversas fases do cálculo. A simulação das diversas fases de betonagem é realizada considerando sequencialmente na análise a rigidez e o peso dos diversos elementos correspondentes às diversas camadas de betonagem. Quando não está disponível a opção de activação/nascimento de elementos, esta sucessão pode ser modelada alterando o valor do módulo de elasticidade (E) e o valor da massa específica dos elementos, consoante a sequência do processo construtivo. Para se obter todo o estado de tensão final sobrepõem-se todos os resultados dos cálculos correspondentes às diversas fases de construção, ou seja somam-se todos os estados de tensão das diversas fases do cálculo, fixando-se o estado final como sendo o estado de tensão de referência após terminada a construção.

Assim, os elementos correspondentes aos primeiros blocos de betão a serem colocados em obra possuem rigidez e peso. Todos os restantes elementos representativos das futuras betonagens terão rigidez e peso nulos. Nas fases seguintes os elementos correspondentes às várias fases de betonagem passam a possuir rigidez e massa. Nessa fase os elementos que representam as betonagens prévias passam a possuir rigidez, definida pelo módulo de elasticidade *E*, mas peso nulo, continuando os elementos correspondentes às futuras betonagens com rigidez e peso nulos. Este processo continua até que estejam simuladas todas as principais fases de construção da barragem. No final somam-se todos os estados de tensão que foram calculados.

6.5.2.2 - Acção dos sedimentos sobre a barragem

Ao longo da fase de exploração de uma barragem, e principalmente em épocas de cheias, os materiais soltos compostos por siltes, argilas e areias provenientes das encostas e margens da albufeira são arrastados e acabam por se depositar no fundo do reservatório, acumulando-se contra o paramento de montante. Normalmente a acção dos sedimentos sobre o paramento de montante é considerada em fase de projecto como uma acção permanente.

Se a sua acumulação é prolongada a camada de sedimentos, composta por materiais soltos e saturados, pode atingir vários metros de espessura que vai exercer uma pressão contra o paramento de montante que não deve ser negligenciada.

A acção dos sedimentos traduz-se assim numa acção de impulso sobre o paramento de montante da barragem, traduzida por um diagrama triangular linear de pressões. Os sedimentos não são definidos como um fluído mas como um material, de peso volúmico submerso do material $\gamma_{sub,sed}$ e pelo ângulo de atrito interno dos sedimentos φ_{sed}, que interage com a barragem sob a forma de uma pressão sobre o paramento de montante, exigindo para a quantificação desta acção a determinação da altura dessa camada. Estes materiais podem ter pesos específicos situados entre 14 a 21 kN/m^3 (Herzog, Max 1999).

Para barragens em projecto a ponderação desta grandeza deve ser determinada por avaliações específicas dos locais envolventes das albufeiras, nomeadamente das características dos seus revestimentos superficiais. Numa estimativa preliminar adopta-se geralmente uma altura máxima de sedimentos em função do estado limite a considerar na análise, a médio prazo, correspondente a combinações permanentes ou quase-frequentes, e a longo prazo para as combinações variáveis ou raras.

Para a análise de estabilidade de barragens existentes será necessário analisar a história dos registos da acumulação desses sedimentos.

Na ausência de estudos detalhados, o assoreamento pode em projecto ser calculado para uma camada com cerca de 10% da altura da estrutura. Na análise estrutural os impulsos dos sedimentos são somados aos restantes impulsos sobre a estrutura. O cálculo das pressões horizontais transmitidas pelos sedimentos é determinado através do produto do coeficiente de impulso K pelo valor do peso específico submerso dos sedimentos $\gamma_{sub,sed}$. Na ausência de dados sobre estes parâmetros pode-se adoptar, como primeira aproximação, o valor de,

Eq. 6-16 $$\gamma_{sub,sed} \times K = 4 \text{ kN/m}^3$$

No caso do paramento de montante ser inclinado, para além da componente horizontal $\gamma_{sub,sed} \times K$, é necessário ter em conta a componente vertical calculada considerando o peso específico submerso dos materiais $\gamma_{sub,sed}$.

No caso da ocorrência de um sismo alguns tipos de sedimentos são susceptíveis de ter um comportamento semelhante a um líquido, fenómeno de liquefacção, em particular os sedimentos finos de baixa densidade. Numa primeira aproximação, mais gravosa, pode-se considerar um coeficiente de impulso K de 1,0 aplicado ao peso volúmico submerso dos sedimentos.

A existência de depósitos de sedimentos sobre o paramento de montante da barragem pode alterar significativamente as características de amortecimento do conjunto formado pela barragem-albufeira-fundação, como é sugerido por alguns estudos (Chopra e Fenves, 1984). Contudo, de forma simplificada, pode-se assumir que o efeito hidrodinâmico dos sedimentos saturados pela água da albufeira é equivalente ao da água (USBR, 1987).

6.5.2.3 - Acção de pré-esforço

Na análise da acção dos tirantes de pré-esforço é necessário distinguir-se as situações de instalação de pré-esforço em novas barragens e em barragens existentes e, nos casos de barragens antigas, com tirantes instalados em épocas anteriores à da realização da análise estrutural.

As acções a considerar em projectos recentes devidas à instalação de pré-esforço em barragens encontram-se em regra bem definidas e podem ser representadas por forças distribuídas ao longo dos cabos e das amarrações ou forças concentradas nas amarrações e ancoragem dos cabos, consoante tenham ou não sido injectados os furos para instalação dos cabos. Após a colocação dos dispositivos de pré-esforço as forças mobilizadas são dependentes do próprio comportamento da estrutura.

O valor característico a considerar da força da ancoragem é geralmente estimado considerando-se uma perda de cerca de 6 a 10% sobre o valor médio da carga de pré-esforço. Esta perda é função das propriedades do meio onde se encontra a ancoragem, fundação ou materiais da barragem (CFBR, 2006).

A hipótese da adopção destes valores durante toda a exploração da obra obriga a que o sistema de pré-esforço permita, em qualquer fase e periodicamente, realizar ensaios de controlo da força de tracção nos tirantes e possibilidade de ajuste e reposição de cargas de pré-esforço, e que este sistema esteja protegido contra a corrosão.

No caso de tirantes instalados em barragens antigas e em que não haja controlo do estado de conservação dos tirantes e da carga residual de pré-esforço que ainda mantêm, como é o caso de tirantes que foram injectados em todo o seu desenvolvimento, surge a dificuldade de determinação do valor da carga de pré-esforço. Nestes casos devem-se adoptar valores com extrema prudência, devendo-se optar pelo valor mais desfavorável. Quando há indícios de corrosão pode mesmo admitir-se que a força de pré-esforço é quase nula (CFBR, 2006).

Nos casos em que é possível medir a tensão residual de pré-esforço adopta-se o valor característico próximo do valor médio medido nos ensaios, devendo-se ainda considerar perdas de cerca de 6 a 10%. Para estes casos será necessário em princípio empreender um estudo específico.

Para ambas as situações, instalação de novos tirantes ou tirantes existentes em obras antigas, deve-se ter em conta a incerteza associada a perdas instantâneas e diferidas e o sistema de controlo da tensão dos tirantes, definindo-se o número de tirantes sobre controlo e a precisão dos aparelhos de medida do estado de tensão nos tirantes.

Às obras que têm instalados cabos de pré-esforço podem estar associados estados limites específicos como por exemplo a instabilidade da ancoragem, a instabilidade de cunhas de rocha onde os tirantes estão ancorados e a resistência dos tirantes a forças bruscas e elevadas, como é o caso da acção sísmica para os sismos máximos de projecto. Este estudos podem ser efectuados avaliando o estado de deformação da barragem ao longo do tempo de actuação da acção e as acções induzidas nos cabos.

6.5.3 - Acções variáveis

As acções variáveis abarcam as acções cuja intensidade, ou o seu ponto de aplicação, varia de forma frequente e significativa ao longo do tempo. As acções variáveis são habitualmente designadas pela letra Q. A acção da água traduz-se em pressões hidrostáticas sobre os paramentos de montante e de jusante, acção de subpressões em fissuras, na superfície de contacto entre a barragem e a fundação e zonas de falhas na fundação. As acções anteriores são determinadas directamente das situações dos níveis das albufeiras a montante e a jusante, correspondentes às situações de nível características adoptados no projecto.

6.5.3.1 - Pressão hidrostática sobre os paramentos

A pressão hidrostática que actua sobre os paramentos da barragem e sobre a fundação é determinada pelos níveis da água das albufeiras a montante e a jusante. Os diversos níveis para a água da albufeira de montante e nível da água a jusante são determinados por estudos hidrológicos e pelas características de operação do aproveitamento. Definem-se geralmente níveis característicos para a determinação da pressão hidrostática como o nível mínimo de exploração (NmE), nível de pleno armazenamento (NPA) e nível máximo de cheia (NMC).

Quando um corpo se encontra mergulhado num fluído desenvolvem-se na superfície de contacto forças hidrostáticas de pressão. Como as tensões de corte de um fluído como a água são desprezáveis, pode-se admitir que as forças resultantes numa barragem são perpendiculares à superfície dos paramentos e podem ser calculadas através da integração das pressões hidrostáticas ao longo da área em contacto com o fluído.

Na análise de uma barragem de betão a acção da água é considerada através de um diagrama de pressões estáticas distribuídas sobre os paramentos, que podem ser calculadas pela expressão,

Eq. 6-17
$$Q_{PH} = \int P(y)dy = \int_{o}^{H} \rho_w g y dy$$

em que ρ_w é a massa específica da água, que apresenta o valor de 0,01 Mkg/m^3=1000 kg/m^3, vindo para o peso específico da água γ_w=9,81 kN/m^3, ou mais frequentemente 10 kN/m^3.

Para as barragens de betão cujos paramentos que não se encontram fissurados, não se considera a actuação de subpressões no interior das estruturas, admitindo-se as superfícies como impermeáveis.

O cálculo da pressão hidrostática sobre o paramento de jusante processa-se de forma análoga. No entanto, quando os efeitos da actuação da água da albufeira a jusante são desprezáveis não se consideram no cálculo os seus efeitos.

Para um perfil não galgável vertical, esta acção traduz-se por um diagrama triangular de pressões a actuar na direcção perpendicular aos paramentos com resultante horizontal de $F_{PH=} \rho_w g h^2 / 2$, em que *h* é a altura da água para os diversos níveis da albufeira considerados, medida desde a fundação até à superfície livre da albufeira.

Para um perfil galgável o diagrama de pressões é trapezoidal, em que a pressão no topo da barragem é $\rho_w g h_0$ e a pressão na base é $\rho_w g h$, sendo h_0 a altura de água sobre a crista do descarregador e *h* a altura total da coluna de água.

As acções da água actuam também sobre os equipamentos hidromecânicos, nomeadamente de comportas que transmitem às estruturas forças através dos apoios desses equipamentos, designados por munhões de comportas, como é o caso das comportas sector, resulando nesses apoios uma componente vertical e uma outra horizontal, ou no caso das comportas corrediças, com apoios de roletes, componentes perpendiculares da força distribuídas ao longo da superfície de apoio.

6.5.3.2 - Subpressões em barragens e na sua fundação

A presença da albufeira de montante e de jusante pode originar o aparecimento de subpressões na fundação, na superfície de ligação entre a estrutura de uma barragem e a sua fundação, em secções fissuradas das estruturas, em juntas, em zonas dos materiais com elevada porosidade dos materiais da própria barragem e da fundação (IEC, 2004). As subpressões originam forças activas sobre as estruturas e devem ser incluídas nas análises estruturais de estabilidade e análise de tensões. As subpressões podem variar ao longo do tempo e são determinadas tendo em conta as condições específicas de cada obra, em termos de condições de ligação dos materiais, presença de fissuração, sistemas de drenagem, tratamentos de impermeabilização, grau de alteração e permeabilidade dos materiais (Ebeling, M. Robert 2000).

Essas zonas fissuradas podem criar caminhos preferenciais para a circulação de água, que poderão ocasionar a instalação de subpressões cujas forças resultantes devem ser incluídas na análise estrutural. Algumas medidas que visam minimizar as subpressões podem ser adoptadas em fase de projecto, referindo-se as seguintes:

- impermeabilização do paramento de montante;
- instalação de sistemas de drenagem junto ao paramento de montante e no corpo da barragem;
- execução de tratamentos de impermeabilização e consolidação da fundação;
- execução de sistemas de drenagem na fundação;
- tratamento de fissuras no corpo da barragem e fundação.

Para o cálculo das subpressões é necessário proceder-se à determinação da forma do diagrama de subpressões previsível a actuar na barragem, na interface entre a barragem e a fundação e nas zonas fracturadas da rocha de fundação, que irá estabelece a intensidade da acção das subpressões aplicadas. Na determinação desta acção estão por vezes associadas incertezas como por exemplo a estratificação da rocha de fundação, a permeabilidade dos materiais, a qualidade dos tratamentos efectuados por injecção de materiais, geralmente caldas de cimento, e o grau de eficiência dos dispositivos que visam reduzir o valor das subpressões que constituem o sistema de drenagem.

A garantia do funcionamento destes sistema de redução de subpressões é realizada durante a exploração destas obras, devendo-se para tal proceder à auscultação do valor das subpressões através

de dispositivos adequados tais como piezómetros e células de medição de subpressões, de forma a se confirmar o funcionamento dos sistemas de impermeabilização e verificação das hipóteses admitidas em projecto. Caso tal não se verifique devem ser implementadas medidas que passam pela verificação das condições de segurança, limpeza e o reforço do sistema de drenagem e tratamentos adicionais de impermeabilização (USBR, 1987).

De forma geral considera-se que a instalação das subpressões na fundação e no corpo da barragem segue as variações do nível da água na albufeira com um atraso negligenciável, ou seja instalam-se de forma quase instantânea, verificando-se esta consideração mesmo em situações de rápida subida do nível da albufeira (CFBR, 2006).

Para se ter em conta as incertezas associadas à determinação das subpressões adoptam-se modelos de distribuição das subpressões que permitem estabelecer as hipóteses de cálculo para o dimensionamento e análise das estruturas de barragens gravidade de betão.

Para a análise estrutural, considera-se que o diagrama de subpressões na zona do contacto entre a barragem e a fundação, em estruturas sem sistema de drenagem da fundação, tem a forma de um diagrama trapezoidal com valor no bordo de montante correspondente ao nível da água na albufeira a montante e no bordo de jusante da barragem uma subpressão que tem um valor correspondente ao nível da água a jusante (Figura 6-8).

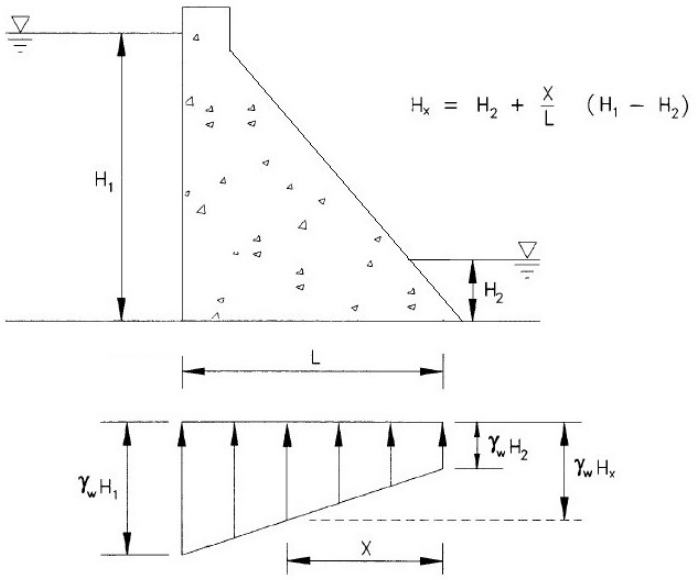


Figura 6-8 – Distribuição da acção das subpressões na interface entre a barragem e a fundação, diagrama trapezoidal (adaptado de USACE, 2000 a).

Os dispositivos mais utilizados para reduzir as subpressões são constituídos por furos de drenagem do corpo da barragem e na fundação com saídas nas galerias de drenagem das barragens, e que são meios de redução de subpressões eficazes e fiáveis podendo-se nestes casos adoptar critérios são mais conservativos (CFBR, 2006).

Assim, as subpressões na fundação e ao longo do contacto entre a barragem e a sua fundação podem ser reduzidas através de furos de drenagem executados para a fundação a partir da galeria de drenagem de uma barragem. A distribuição de pressões depende da profundidade, localização e orientação dos drenos, e das características de permeabilidade da rocha de fundação, tratamentos de

impermeabilização efectuados, falhas ou características geotécnicas da fundação, as quais influenciam a percolação da água pelo maciço.

Estes dispositivos permitem estabelecer a hipótese de um diagrama de subpressões bilinear correspondente a uma redução de subpressões na zona de influência do sistema de drenagem. A definição de um diagrama bilinear de subpressões é realizada através da consideração de um coeficiente de redução de subpressão λ que, conforme se mostra pela Figura 6-9, é definido pela equação,

Eq. 6-18 $$\lambda = \frac{\left(Z' - Z\right)}{Z'}$$

Quando o nível do piso da galeria de drenagem é diferente do nível da água a jusante o diagrama de subpressões é determinado a partir da cota do piso da galeria e as cotas *Z´* e *Z* são determinadas a partir da extremidade dos drenos.

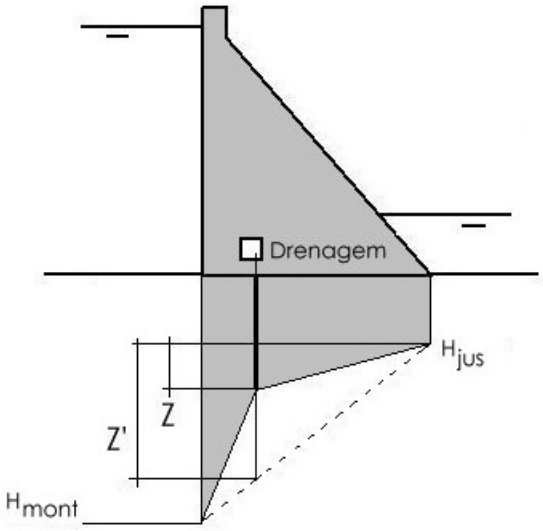


Figura 6-9 – Esquema representativo do diagrama de subpressões na interface da barragem e a fundação com sistema de drenagem - diagrama bilinear.

O valor a atribuir ao coeficiente λ depende da eficácia dos dispositivos do sistema de drenagem, a qual depende das características de concepção adequadas desses dispositivos, tais como o diâmetro, orientação e modo de realização, e sua manutenção periódica posterior.

Mesmo com adequada manutenção, o valor de λ pode sofrer variações de valor ao longo do tempo motivado por obstrução dos drenos com sedimentos finos e materiais calcários e perda de eficácia da cortina de impermeabilização. Estes dispositivos deverão ser continuamente observados e mantidos em boas condições de funcionamento sem o que não será possível assumir-se as reduções de subpressões admitidas no projecto. Realça-se que este aspecto deverá ser tido em conta na análise estrutural e avaliação da segurança das barragens que se encontram em exploração.

O valor do coeficiente λ varia consoante a literatura consultada, indicando-se no Quadro 6-18 alguns valores retirados de diversa bibliografia.

Quadro 6-18 – Valores do coeficiente de redução de subpressão λ, para subpressões na barragem e na fundação.

Coeficiente de redução de subpressão λ	**Design of small dams (USBR, 1987)**	**Gravity dam design (USACE, 1995 c)**
Corpo da barragem:		
Dispositivo de drenagem no corpo da barragem	$\lambda = 2/3$	$\lambda = 0$ (sem redução)
Fundação:		
Rede de drenagem na fundação	$\lambda = 2/3$	$1/4 < \lambda < 1/2$ máximo de $\lambda = 2/3$
Existência apenas de cortina de impermeabilização na fundação	$\lambda = 0$	$\lambda = 0$

No caso de barragens equipadas com dispositivos de drenagem mas que apresentem fissuração na ligação à fundação, devem-se adoptar as seguintes acções de cálculo para as subpressões (Figura 6-10):

- se a zona fissurada não ultrapassa a cortina de drenagem considera-se a subpressão plena na zona fissurada e um diagrama linear até à zona dos drenos para a pressão máxima, reduzida do coeficiente λ, e uma repartição linear até à subpressão correspondente ao nível de jusante;
- se a zona fissurada ultrapassa a cortina de drenagem considera-se a subpressão plena na zona fissurada seguido de uma repartição linear até à subpressão correspondente ao nível de jusante, correspondendo a uma hipótese mais gravosa;
- se for possível admitir que a cortina de drenos tem eficácia suficiente para reduzir as subpressões pode-se reduzir o seu valor na zona fissurada.

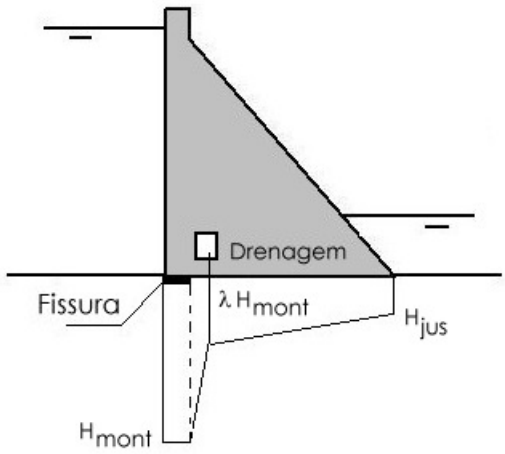


Figura 6-10 – Esquema representativo do diagrama de subpressões na interface da barragem e a sua fundação com sistema de drenagem e secção fissurada.

Na Figura 6-11 apresenta-se a metodologia de cálculo do diagrama de subpressões considerando a existência de uma rede de drenagem na fundação da barragem. O valor *E* representa a redução efectiva assegurada pelo sistema de drenagem.

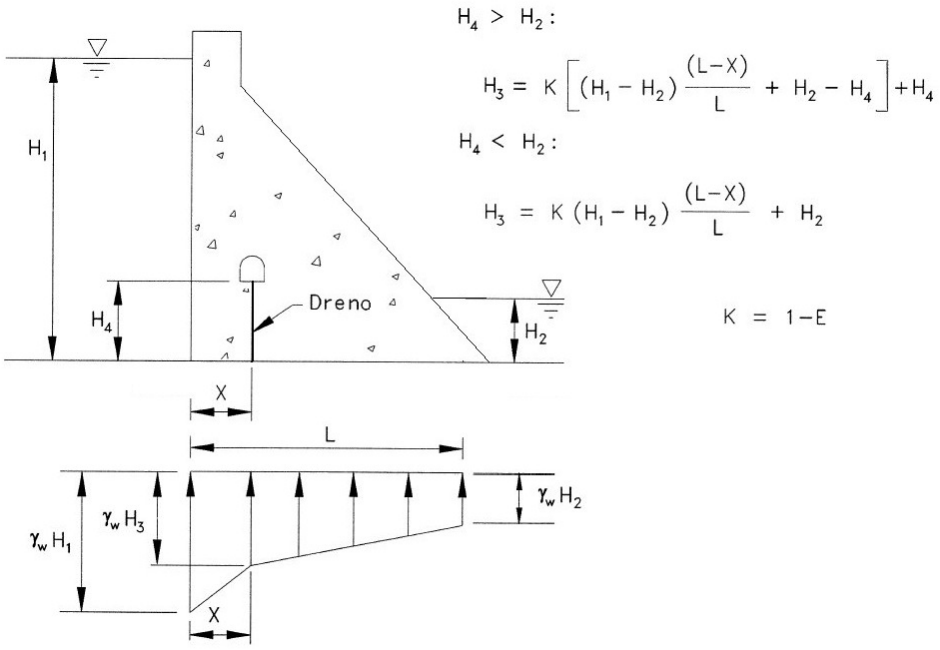


Figura 6-11 – Distribuição da acção das subpressões na interface entre a barragem e a sua fundação com sistema de drenagem - diagrama bilinear (adaptado de USACE, 2000 a).

O (USACE 1995 a) preconiza que se o sistema de drenagem estiver muito próximo da face de montante da barragem o diagrama de subpressões deve ser determinado de acordo com o representado na Figura 6-12.

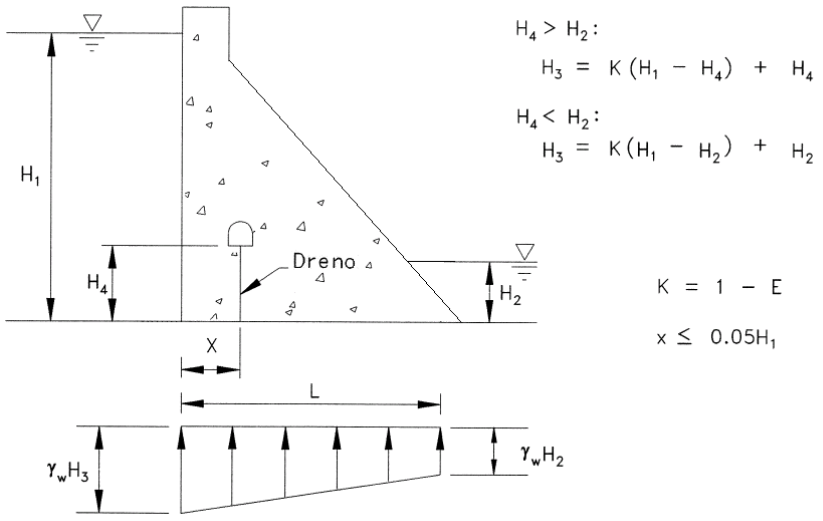


Figura 6-12 – Distribuição da acção das subpressões na interface entre a barragem e a fundação com sistema de drenagem próximo do paramento de montante, diagrama bilinear, (adaptado de USACE, 2000 a).

No caso de ocorrer fissuração, isto é, previsão de zonas traccionadas acima da capacidade de resistência dos materiais, o diagrama de subpressões deve ser calculado de acordo com a Figura 6-13 e Figura 6-14, consoante o comprimento de fissura *T* intersecte ou não o plano de acção dos drenos. Para este último caso admite-se que os drenos não têm qualquer eficiência na redução das subpressões.

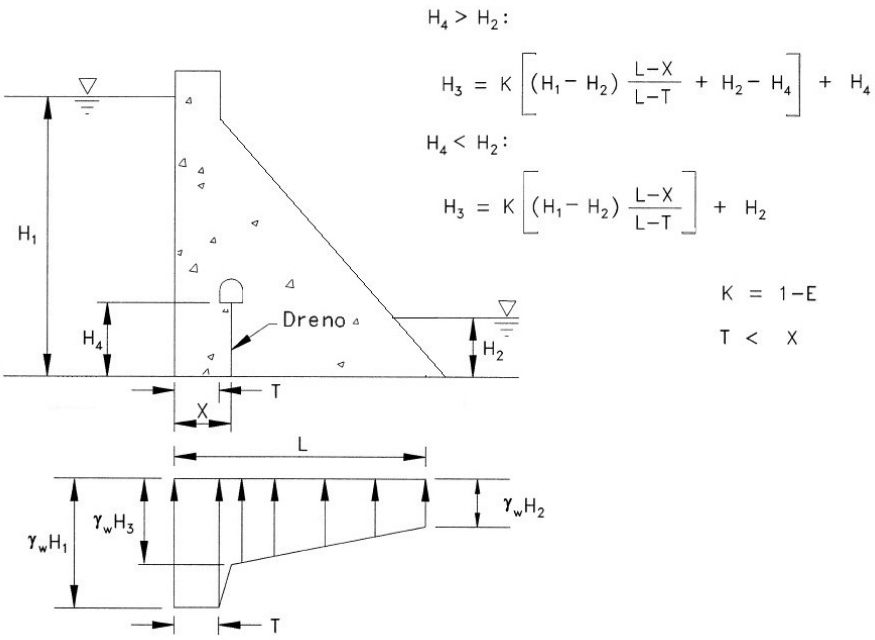


Figura 6-13 – Distribuição de subpressões na base de uma barragem com sistema de drenagem considerando fissuração (T<X), (adaptado de USACE, 2000 a).

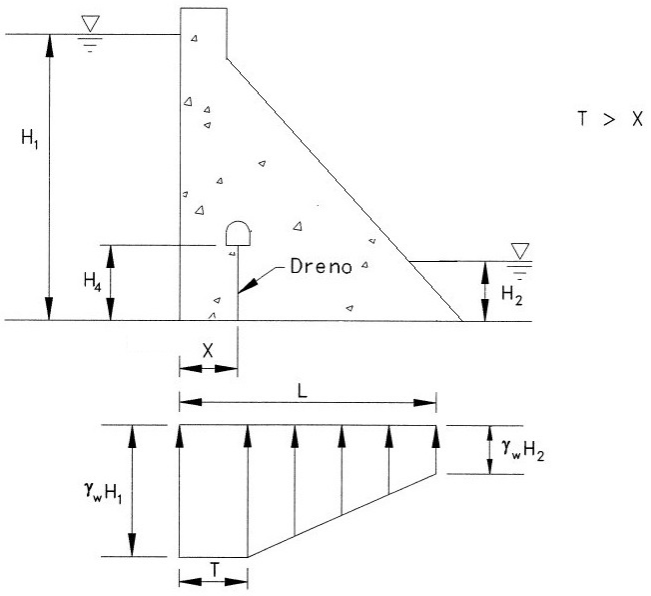


Figura 6-14 – Distribuição de subpressões na base de uma barragem com sistema de drenagem considerando fissuração (T>X), (adaptado de USACE, 2000 a).

A partir da análise de resultados observados em diversas barragens constata-se que a existência de cortinas de impermeabilização na fundação permite reduzir significativamente o valor das subpressões. No entanto, esta redução só deve ser considerada quando se dispuser de dispositivos de observação, como por exemplo piezómetros, que comprovem essa eficácia.

No Quadro 6-19 apresentam-se valores do coeficiente λ que podem ser adoptados numa primeira análise da estabilidade de barragens gravidade de betão (CFBR, 2006).

Quadro 6-19 – Valores orientadores do coeficiente de redução de subpressão λ.

Na fundação	**Coeficiente de redução de subpressão λ**
Fundação sem dispositivos de drenagem (com ou sem cortina de injecção)	λ = 0 (sem redução)
Fundação com dispositivos de drenagem	1/2 ≤ λ ≤ 2/3
Fundação com dispositivos de drenagem mas com geologia desfavorável	λ ≤ 1/2
No corpo da barragem	**Coeficiente de redução de subpressão λ**
Corpo da barragem sem dispositivos de drenagem	λ = 0 (sem redução)
Dispositivos de drenagem no corpo da barragem construída em materiais homogéneos	1/2 ≤ λ ≤ 2/3
Membrana sobre o paramento de montante com dispositivos de drenagem específicos	λ = 1 (redução total)
Máscara a montante em betão com sistema de drenagem	λ = 2/3
Máscara a montante em betão sem sistema de drenagem	λ = 0

Para o caso de barragens existentes com auscultação de subpressões o diagrama de subpressões pode ser obtido de forma similar aos casos de barragens em projecto mas deve-se ter em conta os resultados da observação das subpressões registados ao longo da exploração.

No projecto da rede de drenagem de uma barragem o dimensionamento é conseguido para que essa redução possa ser uma fracção do valor da pressão total, adoptando-se geralmente a redução de 2/3 da subpressão instalada no bordo de montante da barragem.

Uma das metodologias geralmente adoptados para o dimensionamento da rede de drenagem na fundação de barragens é através do critério de Hoffman, o qual pode ser aplicado a escoamentos em maciços homogéneos e isotrópicos. Por este critério admite-se que o diagrama de subpressões ao longo da base da barragem é bilinear, com ponto de quebra na linha de actuação dos drenos, onde o valor é geralmente calculado para corresponder ao valor de cerca de 30% da subpressão máxima. A localização da boca dos drenos é situada numa galeria, sendo também a partir desta que se realiza os tratamentos de fundação e a cortina de impermeabilização.

Sendo *b* a distância da cortina de drenagem ao pé de montante, *d* o diâmetro dos drenos e *a* o seu afastamento, o valor da subpressão na linha de actuação dos drenos é dado por $h = m^{*}H_{mont}$, em que H_{mont} é o valor da subpressão máxima e o valor de *m*, correspondente ao valor da subpressão calculado por este critério, é dado pela expressão,

Eq. 6-19
$$m = \frac{c}{c + 2 \times b}, \quad \text{sendo} \quad c = \left(\frac{a}{\pi}\right) \ln\left(\frac{a}{\pi \times d}\right).$$

Refere-se que para os planos inferiores à superfície de contacto entre a barragem e a fundação, os valores fornecidos por este método não são satisfatórios e constituem apenas um valor aproximado.

O plano de drenos deve ser localizada a uma distância mínima do paramento de montante para que não ocorra a influência directa da albufeira, sendo geralmente realizados furos de diâmetro de *d*=76 mm após a cortina de impermeabilização da fundação. Assim, adopta-se para a localização do sistema de drenagem uma distância ao paramento de montante de cerca de 7 a 8 % do desenvolvimento transversal da base ou secção da barragem (Vallarino, Eugenio, 1991).

O (USBR, 1987) localiza a linha de drenos a uma distância do paramento de montante igual a 5% da altura máxima do reservatório. A redução das subpressões para 1/3 do valor da pressão máxima só deve ser considerada se os drenos tiverem sido executados até uma profundidade de cerca de 40 a 50% a altura da barragem e quando as condições geológicas do maciço forem uniformes (USBR, 1987). De forma análogo, para o caso da existência de albufeira a jusante a pressão no palno de actuação dos drenos é igual à pressão a jusante mais 1/3 da diferença entre a pressão de montante e a de jusante.

Para a determinação mais aproximada da distribuição de pressões no maciço de fundação deverão ser desenvolvidos estudos de análise da percolação, através de modelos de percolação por elementos finitos bidimensionais e tridimensionais e considerando as características reais dos materiais.

As subpressões causadas pela água da albufeira podem também ocorrer através de poros e principalmente em fissuras na barragem, juntas de dilatação ou betonagem e zonas de ligação de diferentes materiais, designando-se por pressões internas. Para a análise da actuação das subpressões em qualquer secção fissurada da barragem, o critério conservativo geralmente adoptado admite que em qualquer secção da barragem as subpressões actuam em 100% da área da secção fissurada e diminuem linearmente até ao paramento de jusante (Figura 6-15).

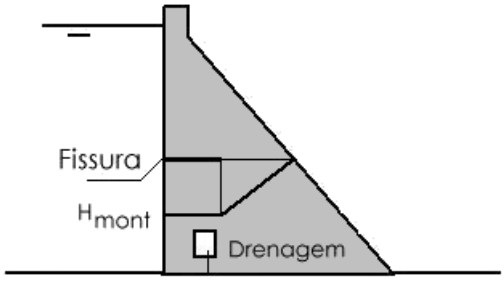


Figura 6-15 – Esquema representativo do diagrama de subpressões em secções fissuradas na estrutua de uma barragem.

Na presença de pressões internas, assim como subpressões na interface entre a barragem e a fundação, admite-se que a actuação de acelerações sísmicas sobre a barragem, com natureza transitória e oscilatória, não agrava o diagrama de subpressões em fissuras, podendo ocorrer contudo o aumento do desenvolvimento das secções fissuradas o que exige a verificação da estabilidade após a ocorrência do sismo (USBR, 1987).

6.5.3.3 - Acção do gelo

A acção do gelo pode ocorrer em barragens situadas a elevada altitude. Esta acção pode ser significativa se a barragem se localiza em zonas frias que permitam a formação de camadas de gelo com espessura significativa e que vai actuar contra o paramento de montante da barragem. Essas pressões do gelo contra a parte superior do paramento de montante da barragem são causadas por variações térmicas que provocam expansão da camada do gelo e pela acção do vento que move essas placas contra o paramento de montante.

As pressões causadas por expansões térmicas da camada de gelo dependem da espessura da placa de gelo e das variações de temperatura a que é submetida. A análise de uma barragem à acção do gelo pode ser feita pelo método de Monfore e Taylor (Monfore, G. E., 1948).

Para quantificação do valor característico desta acção pode-se recorrer às recomendações do (USBR, 1987) que estipula que quando não existem dados sobre a pressão a utilizar no dimensionamento, pode-se estimar, de forma aceitável, que esta acção corresponde a uma pressão horizontal e linear no topo da albufeira de valor 15 kN/m sobre o paramento de montante, para uma camada de gelo com espessura igual ou superior a 0,6 m.

Para camadas de gelo de menores dimensões a força a considerar pode ser proporcional à espessura da camada.

6.5.3.4 - Acção térmica ambiental

As acções térmicas ambientais actuam durante e após a construção e são resultantes das variações de temperatura do ar e da água da albufeira e da radiação solar que incide sobre os paramentos. Numa fase inicial as acções ambientais somam-se às variações do estado térmico devido ao processo construtivo, que resultam principalmente do calor libertado pelas reacções que acompanham a hidratação do cimento.

Após um período de tempo, que corresponde à criação da albufeira e após terem sido dissipados os efeitos tensionais provocados pelo calor de hidratação do cimento, é atingida a estabilização do regime térmico da barragem e esta fica apenas sujeita às acções térmicas ambientais. Para se acelerar esta estabilização recorre-se a processos de refrigeração dos betões, por circulação de água em tubagens no interior da estrutura e que visam a redução do calor de hidratação do cimento.

Para a análise do comportamento de uma barragem na fase de exploração e após se ter atingido a estabilização do regime térmico, as acções térmicas adoptadas correspondem geralmente ao estado térmico da barragem para as épocas de referência, correspondentes às situações extremas de Inverno e de Verão, a que corresponde, respectivamente, a temperatura média mínima e média máxima do corpo da barragem, valores que são determinados mediante ponderação ao volume da estrutura.

As acções térmicas, traduzidas por variações diferenciais de temperatura, induzem tensões na estrutura uma vez que esta se encontra restringida e não se poder mover livremente nos seus apoios.

Para efeitos de avaliação do estado de tensão instalado na obra na fase de exploração e nas épocas térmicas características de Inverno e de Verão, admite-se que as tensões de origem térmica, correspondentes ao diferencial entre o estado térmico médio nessas épocas e o estado térmico inicial relativo à fase de construção, já se dissiparam por completo.

As variações diferenciais de temperatura resultam da estrutura se encontrar a diferentes temperaturas em relação ao estado térmico de referência, o qual se pode definir como o valor do campo térmico da estrutura na data em que se procedeu à injecção das juntas da barragem.

As temperaturas no interior da barragem são habitualmente calculadas considerando a transmissão de calor a partir das fronteiras, paramentos de montante e de jusante, ou então, a partir dos valores medidos em aparelhos instalados no interior do betão localizados em pontos específicos ao longo da espessura, altura e desenvolvimento, em obras dotadas de equipamentos, através de leis sinusoidais aproximadas, pelo método dos mínimos quadrados, da evolução da temperatura do betão.

Para caracterização das variações de temperatura do ar, da água da albufeira e em qualquer ponto da barragem, em qualquer instante *t*, adopta-se uma lei periódica com variação sinusóidal em torno de uma temperatura de estabilização, correspondente a uma temperatura média da barragem, caracterizada por ondas de período anual do tipo,

Eq. 6-20 $$T(t) = \overline{T} - T' \cos[\omega(t - \delta)]$$

em que $\omega = \frac{2\pi}{365}$, $\overline{T}$ representa a temperatura média anual, T' é o valor da semiamplitude anual e δ é a fase inicial expressa em dias a contar da data do primeiro dia de cada ano.

As características das ondas térmicas do ar podem ser consideradas uniformes nas superfícies expostas ao ar, enquanto que as ondas térmicas da água devem ter em conta a cota da água na albufeira, adoptando-se leis de variação bilinear para a amplitude e diferença de fase com a profundidade, com variação mais acentuada na camada superior da albufeira.

Os parâmetros necessários à definição da onda térmica do ar podem ser obtidos através de uma extrapolação das características das sinusóides correspondentes a diversos pontos do território, o mesmo se realizando para a temperatura da água na albufeira em profundidade e junto ao paramento de montante, ou a partir de valoresdedidos em estações meteorológicas.

A temperatura no corpo de uma barragem é determinada por estudo da transmissão de calor por condução, utilizando-se modelos de elementos finitos, podendo-se aproveitar para esses estudos os modelos utilizados no estudo do comportamento estrutural para as acções estáticas. Admite-se como condições de fronteira em galerias quando estas têm dimensão significativa que a onda térmica do ar actua também sobre os seus paramentos.

Uma vez calculadas as temperaturas numa estrutura para as diversas épocas do ano determinam-se as temperaturas em cada ponto do modelo para as datas em que a barragem se encontra à temperatura média máxima e média mínima, calculando-se em seguida nesses pontos a semi-amplitude pela expressão,

Eq. 6-21
$$T_i^{'} = \frac{T_{máx,i} - T_{\min,i}}{2}$$

Admite-se, então, que as acções térmicas de Verão e de Inverno são definidas, em cada ponto nodal, pelo valor da semi-amplitude $T^{'}$.

Para a realização destes estudos é necessário conhecer-se as propriedades térmicas dos diversos materiais, as quais podem ser encontradas em diversa bibliografia sendo também referidas em 6.4.2.4 - .

Para os casos correntes, assume-se que o betão e o maciço de fundação são termicamente homogéneos e isotrópicos e que possuem características térmicas semelhantes.

6.5.4 - Acções acidentais sísmicas

As acções acidentais têm origem em fenómenos que ocorrem muito raramente e são designadas pela letra A. As principais acções acidentais sobre uma barragem gravidade de betão são devidas à acção dos sismos originados por movimentos tectónicos e sismos induzidos pela criação das albufeiras. Estes sismos originam vibrações nos locais das barragens, variáveis de acordo com as características dos sismos, maciço de fundação e com a distância ao epicentro e profundidade do foco.

Previamente à ocorrência de um sismo uma barragem encontra-se num estado de tensão inicial que é o resultado das acções que sobre ela actuam, nomeadamente as devidas às forças gravíticas, pressões hidrostáticas, variações de temperaturas e subpressões (Nuss, Larry 1991).

As tensões devidas às acções de carácter estático são calculadas previamente a qualquer análise dinâmica. Posteriormente, numa análise em regime linear, as acções individuais são combinadas de modo a obter-se o estado de deformação e tensão da barragem, somando-se também os resultados da análise sísmica. Para análises em domínio não linear esta sobreposição de efeitos já não é válida.

Durante a ocorrência de um sismo a energia transmitida pela fundação ao sistema barragem-albufeira-fundação é traduzido por um movimento de características vibratórias. Estas acções incidem sobre uma barragem sob as formas de:

- forças de inércia devidas às acelerações actuantes sobre a estrutura e
- forças hidrodinâmicas devidas à massa de água da albufeira.

Para o caso de estruturas com um desenvolvimento pouco extenso, pode-se aceitar que as vibrações transmitidas pela fundação estão em fase ao longo de toda a base de apoio. Todavia, para estruturas de grande desenvolvimento, da ordem de várias centenas de metros, pode-se considerar diferentes acelerações sísmicas ao longo da fundação das barragens (Clough, Ray, 1985).

Como referido, a acção sísmica a considerar no projecto de novas obras e para a avaliação da segurança de barragens gravidade existentes deve ser baseada na definição de sismos de projecto regulamentares e sismos específicos do local determinados através de estudos sismológicos. Para estudos em comportamento linear podem ser utilizados valores máximos da aceleração e espectros de potência ou de resposta escalados para os valores de pico da aceleração. Para estruturas com comportamento não linear devem ser usados acelerogramas reais observados quando existam, ou obtidos por modelos de geração aleatória de acelerações a partir de espectros indicados para os locais das obras escalados para valores de pico dos sismos (NPB, 1993).

As vibrações sísmicas que actuam segundo o eixo do vale, na direcção transversal à barragem, são geralmente as mais importantes, devendo-se contudo considerar também as vibrações verticais e longitudinais à barragem. Assim, a acção sísmica pode ser caracterizada por componentes em três direcções ortogonais, em termos de acelerações, velocidades ou deslocamentos, resultando que, durante o cálculo de uma estrutura, esta acção é automaticamente atribuída a todos os elementos que possuam massa.

Os estudos sismológicos deverão conter o estudo da tectónica, com indicação dos acidentes relevantes para o projecto especialmente de falhas e sistemas de falhas potencialmente geradoras de sismos, nas escalas em que uma barragem se insere, nomeadamente a nível local, região e província tectónica. A identificação das falhas visa essencialmente a identificação das que potencialmente poderão interferir, e eventualmente serem geradoras de sismos, com a segurança destas estruturas.

Deve ser caracterizada a história sísmica em termos da relação dos sismos registados com indicação das datas de ocorrência, profundidade dos focos, epicentros, magnitudes, acelerogramas, durações e outros elementos que possam ser relevantes para os estudos de projecto. Os estudos sismológicos devem permitir definir as acções sísmicas de projecto regulamentares nomeadamente quanto à grandeza, forma e duração das vibrações sísmicas no local da obra. Esses estudos deverão conduzir à definição dos sismos de projecto regulamentares, e que são indicados na bibliografia citada no Capítulo 4 -.

6.5.4.1 - Caracterização dos sismos de projecto

Os sismos de projecto definidos na regulamentação portuguesa (NPB, 1993) são o sismo base de projecto (SBP), o sismo máximo expectável (SME) e o sismo máximo de projecto (SMP), tendo-se apresentada na secção 3.9 - uma metodologia para a determinação destas acções.

Para o sismo base de projecto (SBP) as estruturas não deverão sofrer quaisquer danos estruturais, e terão de se manter operacionais após a sua ocorrência do sismo, nunca podendo interromper a sua função. O SBP é assim definido para proteger a obra de perdas económicas, como por exemplo danos nas estruturas ou a interrupção do seu funcionamento. As estruturas deverão responder essencialmente de forma elástica, sem interrupção de serviço e os eventuais danos deverão ser limitados e facilmente reparáveis.

Para a análise estrutural na actuação do SBP é adequado utilizar-se a formulação linear elástica para determinação da resposta sísmica das estruturas, verificaçndo-se se as tensões calculadas são adequadas face às tensões admissíveis para os betões (USACE, 1999). Assim, o método de análise por espectro de resposta é geralmente adequado para esta acção sísmica (SBP), excepto se esta for suficientemente intensa para provocar danos nas estruturas, situação em que é preferível proceder-se a uma análise da acção sísmica ao longo do tempo e, eventualmente, considerando-se comportamentos não lineares (USACE, 2003).

Barragens de risco elevado são geralmente definidas como aquelas em que a sua rotura pode provocar danos económicos elevados e possa ocasionar a perda de vidas humanas a jusante (RSB, 1990). O SME é definido como o sismo mais elevado que razoavelmente pode vir a ocorrer no local devido a uma fonte sísmica determinada e deverá ser sempre fundamentado em estudos sismológicos e geológicos específicos.

O sismo máximo de projecto (SMP) corresponde ao nível máximo do movimento da fundação para o qual uma estrutura é analisada. Face a essa acção o comportamento da obra não deve apresentar roturas catastróficas, tais como roturas que possam provocar a libertação da albufeira, podendo ser tolerados danos e perdas económicas severas. O sismo máximo de projecto (SMP) deverá ser tomado igual ao sismo máximo expectável (SME) para os obras de risco potencial elevado. Nas restantes obras, em que esse risco não seja classificado como elevado, a adopção do SMPpermite conseguir construções mais económicas, mantendo no entanto os requisitos de segurança adequados.

O sismo máximo expectável (SME) é um sismo com um longo período de retorno e para o qual se admite que uma estrutura pode vir a sofrer danos estruturais significativos. No entanto, para este sismo, uma barragem deve manter a capacidade de retenção da albufeira e a operacionalidade dos órgãos de segurança hidráulicos.

É evidente que uma análise realista de uma acção como é o SMP e SME pode exigir o estudo em análise de comportamento não linear dos materiais, de forma a se prever a natureza e extensão dos danos nas estruturas. Contudo, uma análise não linear completa, que inclua a verificação da cedência e rotura dos materiais por tracção ou compressão, abertura de juntas e rotura pela fundação, pode não ser efectuada, procurando-se em alternativa, e através de análises lineares, deduzir o comportamento esperado para uma estrutura (USACE, 2003).

Esta avaliação no domínio linear do comportamento dos materiais deve, no entanto, ser baseada em critérios e metodologias de interpretação dos resultados adequadas, tais como a duração e o número de incursões em domínio não linear das tensões nos materiais, a percentagem de carga acima do valor máximo admissível para as tensões, distribuição de tensões simultâneas em instantes de tempo críticos, a dimensão e localização das zonas com valores elevados das tensões e análise global do comportamento (USACE, 2003).

Outra legislação estabelece níveis de intensidade sísmica semelhantes à indicada na regulamentação portuguesa. Por exemplo, para o estabelecimento dos sismos para o projecto de uma barragem o USBR estabelece três níveis de severidade sísmica (USBR, 1987). Define o sismo base de exploração - *operating basis earthquake (OBE)*, sismo base de projecto - *design basis earthquake (DBE)* e o sismo máximo credível - *maximum credible earthquake (MCE)*.

A cada um destes sismos, com crescentes graus de intensidade, está associada uma expectativa de resposta e comportamento de uma barragem. Assim, tém-se (USBR, 1987):

(OBE) operating basis earthquake – para este sismo as estruturas e os sistemas necessários para o funcionamento da barragem devem ser projectados de forma a permanecerem operacionais ou seja, funcionarem sem danos após a ocorrência do sismo. Este sismo é calculado para uma probabilidade de ocorrência uma vez em 25 anos durante o período de funcionamento das estruturas e é determinado apenas para os locais próximos de áreas sísmicas activas.

(DBE) design basis earthquake – na actuação do sismo base de projecto as estruturas e os sistemas necessários para o funcionamento da barragem não devem sofrer danos significativos e os equipamentos e estruturas importantes devem manter as capacidades de segurança totalmente operacionais. O grau de dano aceitável deve ser baseado em análises económicas de estimativa de custo de reparação dos danos previsíveis.

(MCE) maximum credible earthquake – na ocorrência deste um sismo as principais estruturas da barragem devem garantir a retenção da albufeira sem que ocorra fuga incontrolada de água e permitir, através dos seus órgãos de segurança hidráulicos, realizar um esvaziamento controlado da albufeira.

6.5.4.2 - Forças resultantes devidas à acção sísmica

A acção sísmica para cálculo de estruturas é usualmente caracterizada por valores de pico da aceleração, espectros e valores de aceleração ao longo do tempo, designados por acelerogramas registados ou simulados, constituindo estes últimos acelerogramas artificiais.

O valor da aceleração de pico é utilizado em métodos de análise sísmica simplificados, como por exemplo o método pseudo-estático ou por coeficientes sísmicos. Na literatura inglesa o valor da aceleração de pico é designado por *peak ground acceleration (PGA)*. Geralmente, para o cálculo de uma estrutura por este método é adoptada uma fracção do valor máximo da aceleração de pico, sendo considerado o valor de 2/3 (0,67) do valor máximo da aceleração de pico na direcção horizontal esperada para um dado local e para a componente vertical cerca de 1/5 (0,20) dessa aceleração máxima (CFBR, 2006) e (Ghrib e Léger, 1997).

A consideração de uma aceleração uniforme para o cálculo das forças de inércia não tem habitualmente em conta os efeitos de vibração da estrutura da barragem que induz uma amplificação das acelerações nas zonas mais altas da estrutura. Assim, o método pseudo estático é um método de cálculo simplificado em que a acção dinâmica é representada pela aplicação de forças estáticas assumidas como equivalentes às acções dinâmicas máximas que poderão ocorrer sobre a barragem. A magnitude da força de inércia é o produto da massa da estrutura por um coeficiente sísmico que representa uma relação entre a aceleração do sismo e o valor da aceleração da gravidade. As forças de inércia correspondem então às de um corpo rígido submetido à aceleração máxima *a* esperada na fundação. As diferentes componentes das forças sísmicas pseudo-estáticas, para uma secção tipo transversal *S* de uma barragem gravidade de betão, podem-se exprimir na forma,

Eq. 6-22 $$F = \frac{2}{3} a S \gamma_b$$

onde *a* representa a aceleração de pico no local, *S* é a área da secção da barragem e γ_b é a massa específica do material da barragem.

A consideração de um valor constante para a aceleração sísmica origina que as maiores tensões ocorram junto da base da barragem. Este aspecto levou a que em muitas barragens antigas, como por exemplo na barragem de Koyna na Índia, se tenha optado por projectar a construção dessas estruturas com valores de resistência dos betões decrescentes em altura. Contudo, como se tem demonstrado em análises que consideram o comportamento dinâmico das estruturas (NRC, 1991) e (USACE, 1999), as maiores tensões ocorrem nos dois paramentos e na parte superior das barragens gravidade (Figura 6-16) devido ao efeito da amplificação da aceleração sísmica até ao coroamento.

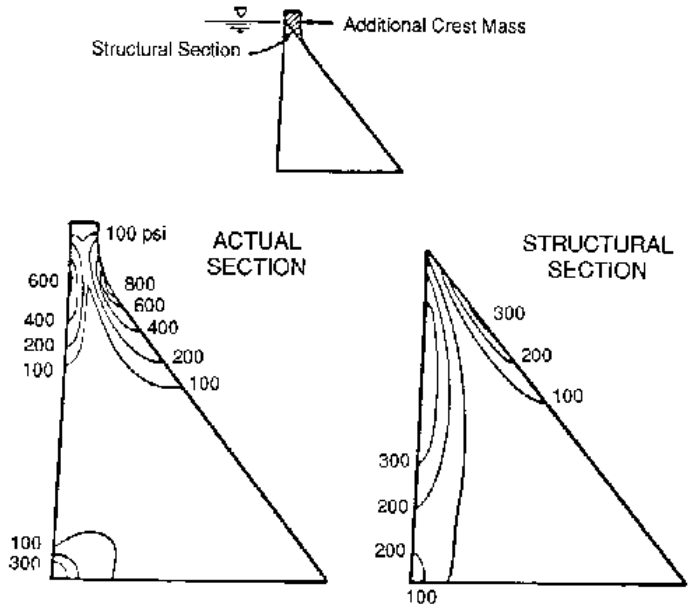


Figura 6-16 – Aumento das tensões na barragem de Pine Flat junto ao coroamento devido à mudança de geometria do paramento de jusante (NRC, 1991).

Para obviar este inconveniente, a regulamentação portuguesa, no art. 26 das Normas de Projecto de Barragens (NPB, 1993), indica para barragens com altura máxima de 30 m, a consideração de um diagrama de acelerações que pretende ter em conta o agravamento dos efeitos da amplificação sísmica em altura da barragem que se indica na Figura 6-17.

As acções sísmicas são representadas por forças mássicas actuando no volume da barragem e com intensidades linearmente variáveis ao longo da altura da barragem, sendo o valor da força ao nível do centro de gravidade da estrutura de 1,5 vezes o valor da aceleração na base.

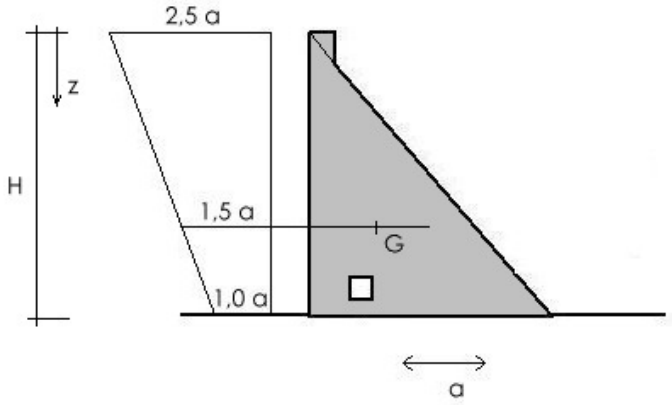


Figura 6-17 – Diagrama de acelerações indicado no art. 26 das Normas de Projecto de Barragens (NPB, 1993).

Supondo que a barragem possui uma inclinação do paramento de jusante constante a força sísmica resultante *Fs*, que actua na direcção horizontal a uma distância de *7/18H* da base da barragem, é dada por,

Eq. 6-23 $$F_s = 1{,}5aS\rho_b$$

em que *S* é a área da secção da barragem e ρ_b é a massa específica do betão da barragem. O momento resultante na base da barragem devido à força de inércia F_s, em G ou no pé de jusante, é dado pela expressão,

Eq. 6-24 $$M_j = \frac{1{,}75}{3} aS\rho_b H$$

Na fase de projecto e para a análise dinâmica de uma estrutura a representação do movimento do solo deve ser, no mínimo, especificada através de espectros de resposta específicos para uma dada região, ou então espectros de resposta ou de potência regulamentares, como por exemplo os que constam no (RSAEEP, 1983) ou (EC8, 2000).

Um espectro de resposta de acelerações, velocidades ou deslocamentos, representa o valor máximo da resposta de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade, caracterizados por possuírem uma determinada frequência fundamental e amortecimento, a uma excitação caracterizada por um movimento imposto na sua base. Os valores máximos obtidos dos deslocamentos, máximas pseudo-velocidades e pseudo-acelerações, podem ser representados por espectros ou traduzidos em tabelas.

Os espectros de resposta regulamentares aplicam-se a determinadas zonas geográficas do território e podem ter que ser afectados de coeficientes consoante as zonas de risco sísmico em que são aplicados, e a sua configuração depende do tipo de solo e do coeficiente de amortecimento considerado para a estrutura a analisar.

Estas alterações consistem na ampliação ou redução dos diagramas espectrais proporcionalmente à razão entre a aceleração de pico, para o caso dos espectros de resposta, ou ao quadrado daquela razão, para o caso das funções de densidade espectral de potência. Posteriormente é possível a geração de séries de aceleração a partir destes espectros.

Numa análise sísmica deve-se adoptar os registos medidos de sismos reais quando disponíveis. Estes sismos podem ser escalados através de relações de atenuação para um dado local, baseadas na magnitude e distância de modo a estimar o sismo no local da barragem, ou simplesmente escalar os valores das componentes das acelerações dos sismos registados para o valor da aceleração máxima esperada para o local da barragem (USACE, 2003).

Na maior parte das vezes não é possível dispor de registos sísmicos. O que se faz então é desenvolver sismos sintéticos a partir de espectros de potência adequados. Para a geração de sismos artificiais é necessário especificar um tempo de duração. É conveniente que a duração do sismo seja superior à duração do sismo que define o espectro de resposta de projecto, adoptando-se geralmente o valor de 1,5 vezes o tempo deste último (Clough, Ray, 1985).

Para que a acção sísmica no tempo fique bem representada será necessário definir quantas séries de valores de acelerações deverão ser consideradas no mínimo, indicando a bibliografia os seguintes parâmetros (USACE, 2003):

- para a análise linear elástica devem-se considerar pelo menos três acelerogramas em cada componente do movimento.
- para a análise não linear devem-se considerar pelo menos cinco acelerogramas em cada componente do movimento.

A bibliografia refere que apenas são necessários três acelerogramas para a análise linear dado que a resposta da estrutura no domínio elástico é determinada principalmente pelo conteúdo espectral em frequências de cada sismo. Para a análise não linear já são necessários mais sismos uma vez que a resposta da estrutura no domínio não elástico é influenciada por outros factores do sismo para além do seu espectro de resposta, tais como a forma do acelerograma no que respeita à distribuição, sequência e número de impulsos que contém. Se na análise se verificar que a resposta apresenta variações significativas de sismo para sismo deve-se alargar a amostra de sismos (USACE, 2003).

Na análise estrutural podem ser consideradas as seguintes opções na escolha das componentes dos sismos:

- componente horizontal na direcção do vale;
- componente horizontal na direcção transversal ao vale;
- as duas componentes anteriores;
- componente horizontal na direcção do vale e componente vertical;
- componente horizontal na direcção do vale, componente horizontal na direcção transversal ao vale e componente vertical.

Para os casos em que se combina a componente horizontal na direcção do eixo da barragem pode-se adoptar o mesmo factor de escala considerado na componente horizontal na direcção perpendicular ao eixo da barragem.

Os acelerogramas sintéticos são posteriormente escalados para o SBP, SMP ou SME por multiplicação dos valores dessas acelerações, uma vez que na geração aleatória de um acelerograma se produz uma série de valores com aceleração média máxima unitária. Como o cálculo é em regime linear verifica-se a sobreposição de efeitos, ou seja, podem-se calcular os sismos na direcção horizontal, depois na vertical e por fim somar os resultados, desde que os tempos de cálculo coincidam.

6.5.4.3 - Sismos induzidos pela albufeira

Sismos induzidos são fenómenos de vibração da crosta da terra associados a actividades desenvolvidas pela acção humana, quer de forma directa ou indirecta. Estes sismo podem-se dever à execução de minas para extracção de minerais, de alteração dos estados de massas de água dos aquíferos ou de combustíveis fósseis, grandes explosões ou a queda de grandes edifícios, ou devido à formação de albufeiras que potenciam a percolação da água no maciço e alteram o estado de tensão local.

Apesar destes eventos poderem causar vibrações, não podem ser considerados sismos no sentido lato, uma vez que geralmente dão origem a registos diferentes dos sismos de origem tectónica.

Alguns sismos têm sido associados à construção de barragens com grandes albufeiras. O número de barragens que foram sujeitas a essas acções é reduzido e apenas em alguns casos se observou danos significativos nas estruturas.

Referem-se os exemplos mais significativos da barragem de Xinfengjiang na China ocorrido em 1962 e de 6,1 de magnitude, barragem de Kariba na Zâmbia, ocorrido em 1963 e com 5,8 de magnitude, barragem de Kremasta na Grécia, ocorrido em 1966 e de 6,3 de magnitude. O maior sismo induzido foi registado na barragem de Koyna, ocorreu a 10 de Dezembro de 1967, na região de Koyna na Índia e teve uma magnitude de 6,5 na escala de Richter, que se julga ter tido origem numa rotura de cerca de 30 cm do maciço num dos braços do reservatório.

Os sismos induzidos pela albufeira devem assim ser considerados na análise das estruturas de grandes barragens. Estes sismos podem ter origem mais provável durante a fase de enchimento da albufeira, descidas ou subidas rápidas de nível da albufeira, ou imediatamente a seguir ao primeiro enchimento.

Análises estatísticas mostram uma relação entre a ocorrência deste tipo de sismos e o valor da altura de água e volume do reservatório, estado de tensão do maciço e características geológicas do local, constatando-se que todos estes sismos se encontram associados a albufeiras com altura superior a 80 m (Allen, Clarence, 1979).

Para barragens localizadas em zonas tectónicas sensíveis deve ser avaliada a possibilidade da ocorrência destes sismos assim como para barragens de grande altura que possam não estar localizadas em zonas com registos de sismicidade recente. A determinação dos sismos induzidos pelas albufeiras deve ser considerada como uma acção não habitual. A sua quantificação pode seguir a metodologia para a definição dos sismos de projecto ainda que associado à sua avaliação esteja um elevado grau de incerteza.

A regulamentação portuguesa recomenda a análise da possibilidade da ocorrência de sismos induzidos para obras que tenham mais de 100 m de altura máxima ou albufeiras com volume superior a 1000 hm^3 (NPB, 1993). O (CIGB/ICOLD, 1989) sugere que seja considerada a análise de sismos induzidos em barragens com altura superior a 100 m e em albufeiras com capacidade superior a 500 hm^3 e ainda em barragens de menor dimensão mas que estejam localizadas em zonas de actividade sísmica.

Mesmo nos locais em que todas as falhas existentes na área das albufeiras sejam consideradas inactivas este documento recomenda a sismicidade induzida seja tida em conta, desde que possam haver razões para supor da ocorrência desses sismos.

O (USBR, 1987) estipula que no projecto de uma barragem em que possa ser admitida a ocorrência de sismos induzidos pela albufeira devem ser considerados dois tipos de sismos, o sismo de base induzido pela albufeira (SBA) e o sismo extremo induzido pela albufeira (SEA). A magnitude e localização desses sismos deve ser baseada nas características tectónicas, sismológicas e geológicas do local. A ocorrência destes eventos deve apenas ser admitida em locais com falhas activas e na presença de albufeira. Os sismos SBA e o SEA devem ter a mesma probabilidade de ocorrência que os sismos base de projecto (SBP) e sismo máximo expectável (SME) respectivanmente, e os critérios para a ocorrência de danos devem ser também os mesmo que os admitidos para estes últimos.

Para as barragens de grandes dimensões e reservatórios de grande capacidade é aconselhável a instalação de um sistema de observação da acção sísmica induzida, durante e após o enchimento da albufeira e posteriores fases de variação significativa de níveis da albufeira, assunto que é tratado no Capítulo 10 -.

6.5.4.4 - Pressões hidrodinâmicas

Durante a ocorrência de sismos a estrutura de uma barragem e a água da albufeira interagem mutuamente originando o aparecimento de pressões hidrodinâmicas no paramento de montante, que se vão sobrepor às pressões hidrostáticas. Os métodos actualmente adoptados para determinar essa interacção são a consideração de massas adicionais calculadas por diversas formulações, como por exemplo a formulação de Westergaard, e modelos de elementos finitos que consideram elementos de fluído incompressíveis e compressíveis (Nuss, Larry 1991). A presença de massas adicionais a actuar na barragem aumenta o período de vibração fundamental de uma estrutura, ou seja diminui a sua frequência de vibração fundamental.

Ao longo da ocorrência de um sismo as pressões hidrodinâmicas são afectadas pela perda de energia na fronteira da albufeira. Esta perda de energia traduz-se por um amortecimento adicional que resulta da radiação das ondas de pressão ao longo da fundação e albufeira e da refracção e absorção das ondas de pressão no fundo do reservatório. Este amortecimento adicional reduz a amplitude da resposta da estrutura especialmente para os modos mais elevados (USACE, 2003).

a) Modelo simplificado de Westergaard para consideração das massas adicionais

As pressões hidrodinâmicas são geradas pelas ondas de pressão sobre o paramento de montante (USACE 2003). Se a água for assumida como incompressível a interacção entre a estrutura e a albufeira pode ser representada por massas adicionais equivalentes aderentes ao paramento de montante.

Esta hipótese é geralmente válida se as frequências da albufeira são muito superiores à frequência fundamental da estrutura. Este modelo simplificado é geralmente formulado pelo método proposto por Westergaard para paredes verticais, podendo também serem calculadas pelos métodos de Zanger (USBR, 1987) ou (Chopra, Anil, 1991). Posteriormente o método de Westergaard foi generalizado para paramentos de montante curvos de barragens abóbada, considerando a massa de água adicional como uma pressão a actuar segundo a normal à face do paramento e transformando essa massa com apenas componentes ortogonais (USACE, 2003).

De acordo com a formulação de Westergaard proposta em 1933, as forças hidrodinâmicas que se exercem numa barragem gravidade devidas à actuação da acção sísmica são equivalentes às forças de inércia geradas por um volume de água aderente ao paramento de montante da barragem e que se movem, para montante e para jusante, conjuntamente com a barragem. Para barragens gravidade idealizadas através de um modelo bidimensional, com funcionamento de corpo rígido e com paramento de montante vertical, Westergaard propôs para essa massa de água uma forma com traçado parabólico como se representa esquematicamente na Figura 6-18 e aplica-se somente para movimentos sísmicos horizontais.

Este método, que não considera a compressibilidade da água, determina uma repartição de pressões em que o valor da massa adicional no ponto com localização *i* é dada pela fórmula simplificada,

Eq. 6-25
$$m_{ai}(z) = b\rho_w A_i = \frac{7}{8}\rho_w \sqrt{H(H - z_i)}A_i$$

em que ρ_w é a massa específica da água, *H* é a altura de água na albufeira, z_i a altura de água desde a fundação até ao ponto *i* e A_i é área de influência do ponto *i*.

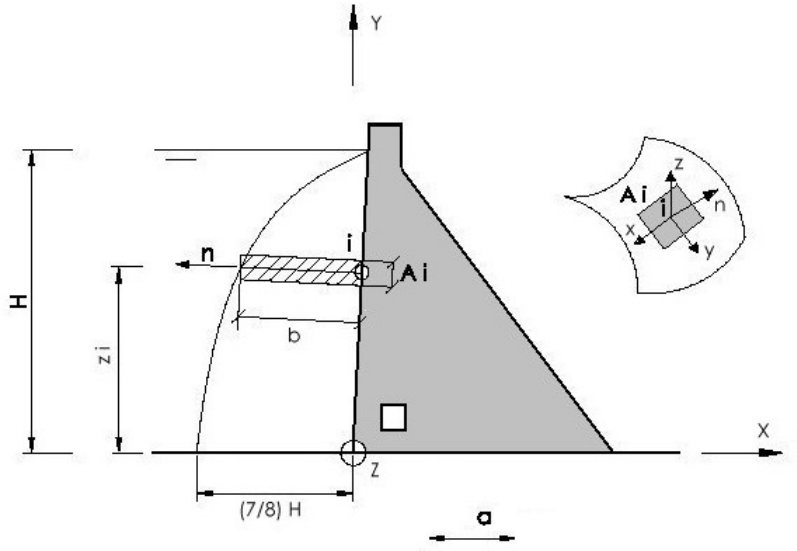


Figura 6-18 – Diagrama de massas adicionais generalizadas de Westergaard (adaptado de USACE, 2003).

O efeito hidrodinâmico da albufeira pode ser quantificado, de forma aproximada, vindo as pressões hidrodinâmicas produzidas pela acção de um movimento sísmico com aceleração a dadas pela equação,

Eq. 6-26 $$p_{hid}(z) = m_{ai}(z) \times a$$

Uma vez que as massas adicionais actuam perpendicularmente à superfície do paramento de montante podem ter componentes nas direcções x, y e z. Para o caso de barragens gravidade com desenvolvimento linear e com a superfície do paramento de montante vertical apenas os termos das massas adicionais correspondentes à direcção horizontal são diferentes de zero.

As grandezas necessárias para determinar o estado de equilíbrio de uma barragem gravidade, tais como o valor total da força hidrodinâmica exercida sobre o paramento de montante e seu ponto de actuação, o momento de derrube na base a jusante, podem ser calculados para os casos de uma distribuição de acelerações constante à altura da barragem e para o diagrama trapezoidal de acelerações indicado na regulamentação portuguesa (NPB, 1993), visto anteriormente.

Para o caso de aceleração sísmica constante relativamente à altura da barragem $a = a_0$ (com o valor de a_0 em percentagem de *g* virá:

Força resultante,

Eq. 6-27 $$F_{hid} = \frac{7}{12} a_0 \rho_w H^2$$

Momento na base a jusante,

Eq. 6-28 $$M_{hid,j} = \frac{7}{30} a_0 \rho_w H^3$$

Distância da força resultante à base,

Eq. 6-29 $$h = \frac{2}{5} H$$

Para o caso de aceleração com variação trapezoidal, representado na Figura 6-17, dada por $a = a_0\left(2{,}5 - 1{,}5\frac{z}{H}\right)$ tém-se,

Força resultante,

Eq. 6-30 $$F_{hid} = \frac{14}{15} a_0 \rho_w H^2$$

Momento na base a jusante, em G ou no pé de jusante,

Eq. 6-31 $$M_{hid,\,j} = \frac{13}{30} a_0 \rho_w H^3$$

Distância da força resultante à base,

Eq. 6-32 $$h = \frac{13}{28} H$$

A massa de água aderente ao paramento de montante da barragem pode também ser modelada por elementos finitos de casca. A espessura adoptada para esses elementos pode ser de 1 m e a sua densidade pode ser determinada de acordo com a formulação de Westergaard. Atribui-se um valor muito pequeno para o módulo de elasticidade desses elementos, por exemplo 0,5 GPa, para que a rigidez dos elementos de casca não modifiquem a rigidez da estrutura da barragem (Forkmann, Bernhard et al., 2003).

b) Modelo generalizado de massas adicionais de Westergaard

O modelo original de consideração de massas adicionais é aplicado na análise sísmica de barragens gravidade e outras estruturas hidráulicas cujas superfícies de contacto com a água sejam planas e aproximadamente verticais.

Para os casos em que as superfícies de contacto apresente inclinação diferente da vertical, por exemplo em superfícies curvas, a determinação das massas adicionais deve ser efectuada de acordo com a formulação generalizada de massas adicionais de Westergaard (USACE, 2003).

Na formulação generalizada assume-se que as pressões são expressas pela forma parabólica original determinada por Westergaard para as massas adicionais, que as pressões hidrodinâmicas estão orientadas na direcção normal à superfície em contacto com a água do paramento da estrutura e a sua magnitude é proporcional ao valor total da aceleração nesse ponto.

Em geral, a orientação das pressões numa superfície curva varia de ponto para ponto. Se as pressões forem referenciadas a um sistema de eixos cartesiano, as massas adicionais terão componentes segundo as três direcções ortogonais. Neste sistema de eixos as massas generalizadas de Westergaard em qualquer ponto i da superfície são expressas pela relação seguinte (Kuo, James, 1982),

Eq. 6-33 $$m_{ai} = \alpha_i A_i \lambda_i^T \lambda_i = \alpha_i A_i \begin{bmatrix} \lambda_x^2 & & sim. \\ \lambda_y\lambda_x & \lambda_y^2 & \\ \lambda_z\lambda_x & \lambda_z\lambda y & \lambda_z^2 \end{bmatrix}_i$$

em que A_i representa a área de influência do ponto *i*, $\lambda_i^T = \left(\lambda_x, \lambda_y \lambda_z\right)_i$ são os cosenos directores da normal no ponto *i* para o sistema de eixos local, $\lambda_i = \left(\lambda_x, \lambda_y \lambda_z\right)_i$ são os cosenos directores do sistema de eixos local no ponto *i* para o sistema de eixos cartesiano geral e $\alpha_i = \frac{7}{8}\rho_w\sqrt{H\left(H - z_i\right)}$ é o coeficiente de pressão de Westergaard.

Para superfícies com curvatura aos termos associados de cada nó corresponde uma matriz de 3x3 elementos.

c) Cálculo das acções hidrodinâmicas através de modelos que consideram a albufeira como um fluido incompressível e compressível

O método simplificado apresentado no ponto anterior não é geralmente válido para estruturas que possuem geometria complexa tais como barragens abóbada. Para essas estruturas deverá ser elaborado um modelo por elementos finitos da albufeira, o que permite efectuar uma abordagem mais realista. Neste modelo deve-se incluir a geometria de interface entre a albufeira e o paramento de montante da barragem assim como do fundo do reservatório (USACE, 2003).

Assumindo que a água é incompressível e sem viscosidade, os pequenos movimentos da massa de água são governados pela equação de Laplace que reproduz os fenómenos hidrodinâmicos,

Eq. 6-34 $\nabla^2 p = 0$, div(grad p) = 0 , ou seja $\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = 0$

onde $p(x, y, z)$ é a pressão hidrodinâmica gerada pela aceleração da superfície de contacto entre a barragem e a albufeira e pelo fundo do reservatório.

As pressões hidrodinâmicas que actuam sobre o paramento de montante são obtidas resolvendo a equação Eq. 6-34 mediante o estabelecimento de equações fronteira adequadas (USACE, 2003).

Desprezando o efeito das ondas de superfície, por serem pequenas, a condição fronteira para a superfície livre da albufeira é $p(x, y, z) = 0$. No paramento de montante onde é prescrita uma aceleração $\ddot{u}_{nb}$ a condição fronteira é $\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_w \ddot{u}_{nb}$, onde *n* representa a direcção normal à superfície. Uma condição fronteira semelhante aplica-se à superfície do fundo do reservatório vindo $\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_w \ddot{u}_{nf}$.

Para além destas condições, na fronteira da albufeira a montante, suficientemente afastada da barragem, a pressão $p(x, y, z)$ deve também ser limitada.

Para as barragens abóbada a solução da equação Eq. 6-34 é obtida por métodos numéricos, método das diferenças finitas ou método dos elementos finitos, mas considera-se que o fundo do reservatório e a fronteira da albufeira a montante são rígidos, o que é o mesmo que dizer que $\ddot{u}_{nf} = 0$.

A análise deve envolver o desenvolvimento da discretização por elementos finitos da massa de água da albufeira, truncada a montante por um plano vertical a uma distância de pelo menos três vezes a altura da barragem (USACE, 2003).

A resolução da equação Eq. 6-34 por este modelo resulta na obtenção das pressões nodais no paramento de montante, que são posteriormente convertidas em forças nodais e fornecem a matriz das massas hidrodinâmicas para efectuar a análise sísmica. A matriz resultante é uma matriz quadrada com dimensão igual ao número de graus de liberdade da superfície do paramento de montante em contacto com a água.

A formulação que considera água compressível e absorção das ondas sísmicas pela fundação do reservatório obriga à resolução da equação,

Eq. 6-35 $$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \frac{1}{C^2}\frac{\partial^2 p}{\partial t^2}$$

sujeita às condições fronteira referidas na alínea anterior, e em que C representa a velocidade do som na água (USACE 2003).

O aprofundamento desta metodologia não é, contudo, abordado nesta tese, por sair para fora dos objectivos pretendidos.

6.5.5 - Consideração de outras acções

Sobre uma barragem podem ainda actuar outras acções como por exemplo assentamentos da fundação, variações autogéneas de volume dos materiais da barragem, deslizamento de encostas para a albufeira com formação de uma onda de galgamento sobre a barragem e movimentos de falha geológica na fundação da barragem.

Para esta última acção, e caso uma barragem de perfil gravidade esteja fundada numa fundação que apresente uma falha que intersecte a fundação da barragem deve ser estudado o comportamento estrutural da barragem decorrente de um deslocamento dessa falha. Este estudo pode ser simulado por análise de comportamento não linear num modelo do sistema barragem-fundação por análise da aplicação de forças concentradas ao longo da falha que se desenvolve desde a superfície de contacto até à base do maciço de fundação. Alguns resultados de estudos de modelos deste tipo indicam que a barragem não fissura em consequência dos movimentos da falha, ocorrendo no entanto a separação parcial da ligação da barragem à fundação (NRC, 1991).

Para os casos anteriores, e por forma a limitar os efeitos negativos na estrutura de uma barragem motivados por possíveis movimentos de falhas na fundação, as estruturas devem ser projectadas com sistemas de juntas que permitam absorver os movimentos impostos sobre as estruturas sem ocorrer danos estruturais significativos.

6.6 - COMBINAÇÕES DE ACÇÕES NA ANÁLISE ESTRUTURAL DE BARRAGENS GRAVIDADE DE BETÃO

6.6.1 - Cenários de análise estrutural

Para a análise do comportamento estrutural e verificação das condições de segurança de uma barragem durante a fase de exploração são consideradas combinações de acções correspondentes a diferentes cenários, aos quais estão associadas probabilidades de ocorrência específicas.

Esses cenários correspondem à associação de condições físicas na obra que representam as situações reais e que se verificam durante um determinado período de tempo, e em que as acções e as propriedades dos materiais se podem considerar sensivelmente constantes. Tal é o caso de situações de albufeira vazia e albufeira cheia para o nível de exploração normal, ocorrência de cheias de projecto e ocorrência de sismos.

Os cenários, ou situações de projecto, normalmente considerados são os seguintes:

- cenários com probabilidade de ocorrência elevada, que se verificam durante praticamente todo o período de vida da obra, também designados por situações duráveis ou frequentes;
- cenários de duração mais reduzida que as situações duráveis mas que têm uma probabilidade de ocorrência ainda elevada no período de vida da obra, designando-se também por situações transitórias ou pouco frequentes;
- cenários de ocorrência excepcional, que têm duração muito reduzida e em que a probabilidade de ocorrência é muito reduzida, também designados por situações acidentais ou extremas.

Para cada uma das situações anteriormente referidas como duráveis, transitórias e acidentais (Figura 6-7), correspondem diferentes combinações de acções que caracterizam as solicitações a que a barragem poderá ser sujeita durante o seu período de vida. Podem, no entanto, considerar-se outras situações que correspondem a cenários menos habituais como por exemplo a degradação contínua dos materiais e comportamentos anómalos da fundação.

Em função da probabilidade associada às diversas situações de projecto podem-se classificar como situações quase-permanentes as que têm probabilidade de ocorrência próxima de 1, como situações raras as de probabilidade superior a 10^{-3} ou 10^{-4} e as situações acidentais as que têm probabilidade inferior a 10^{-4} (CFBR, 2006).

Como referido, de acordo com a terminologia dos Eurocódigos podem-se ter as seguintes combinações de acções:

- combinações quase-permanentes;
- combinações raras;
- combinações acidentais.

A correspondência entre as designações apresentadas por diversas proveniências para as combinações de acções adoptadas na análise estrutural de barragens é apresentada no Quadro 6-20.

Quadro 6-20 – Correspondência entre terminologias na definição das combinações de acções.

Terminologia europeia (Caso de carga)	**Terminologia anglo-saxónica** (Combinação de acção)	**Terminologia dos Eurocódigos** (Combinação de acção)
Normal	Frequente	Quase-permanente
Rara ou excepcional	Pouco frequente	Rara
Extrema ou acidental	Extrema	Acidental

Da comparação das diversas terminologias a mais utilizada na análise estrutural de barragens é a anglo-saxónica. As situações designadas por frequentes correspondem a situações de exploração normal de uma barragem e em que a sua duração é da mesma ordem de grandeza à duração de vida prevista para a obra.

As situações pouco frequentes correspondem a situações de duração menor que o período de vida da barragem, mas cuja probabilidade de ocorrência é ainda bastante elevada. Distinguem-se as seguintes situações (CFBR, 2006):

- nível máximo de cheia (NMC) que corresponde ao nível da água na albufeira para a cheia de projecto, sendo o período de retorno associado à cheia máxima no mínimo de 1000 anos e para barragens de dimensão e importância relevante pode fixar-se essa cheia para períodos de retorno de 5 000 anos e mesmo 10 000 anos;
- situação após nível máximo de cheia (NMC) admitindo-se que pós a ocorrência de uma cheia em que se atinge o valor do (NMC) pode considerar-se que a barragem poderá sofrer alguns danos, tais como o aparecimento de fissuras a partir de montante na base ou em secções da barragem, devendo esta situação ser considerada nos estudos;
- sismo base de Projecto (SBP), que se enquadra numa situação transitória que deve ser combinado com o nível da albufeira no (NPA);
- situações de enchimento e esvaziamento rápidos, como cheias e esvaziamentos rápidos devido a situações anómalas ou regulamentares de inspecção da estrutura ou situações de estiagem bruscas;
- actuação de subpressão na base da barragem para o nível da albufeira no NPA sem funcionamento da rede de drenagem, considerando-se instalado o diagrama total de subpressões, para as situações do NPA e acções térmicas de Inverno e Verão.

As situações acidentais ou extremas são definidas como aquelas que apresentam duração bastante inferior ao período de vida da barragem, e têm probabilidade de ocorrência muito reduzida. Distinguem-se as seguintes situações acidentais (CFBR, 2006):

- situação de cheia extrema, de ocorrência muito remota, na qual se considera a possibilidade de ocorrer uma cheia superior à cheia máxima de projecto, e que corresponde a admitir um período

de retorno superior ao considerado para definição do NMC ou, raramente, a ondas de inundação provocadas por roturas de aproveitamento hidráulicos a montante ou grandes deslizamentos de encostas para o interior da albufeira, situação que podem originar um galgamento do coroamento da barragem;
- sismo máximo de projecto (SMP), que apresenta uma probabilidade de ocorrência muito baixa e deve ser combinado com a albufeira no nível de pleno armazenamento (NPA);
- situação após sismo (SMP), que ocorre após o evento de um sismo da ordem de grandeza do (SMP) e em que estrutura de uma barragem pode ter sofrido danos significativos.

Para estas situações recomenda-se a paragem de exploração do aproveitamento e a averiguação imediata das condições de segurança remanescentes da estrutura. Deste modo nos estudos de projecto deve-se analisar hipóteses que consideram a existência de fissuração e verificar a estabilidade da estrutura em situação após-sismo para as secções mais esforçadas, considerando-se para os diversos materiais da barragem e da fundação as resistências residuais indicados nos quadros do capítulo anterior.

Para além das situações anteriores podem-se verificar outras situações que podem ser englobadas como situações raras ou acidentais. Estas situações estão quase sempre directamente relacionadas com falhas de equipamentos de segurança da barragem. Estas situações podem ser provocadas por:

- deficiência e inoperacionalidade de descarregadores de cheias;
- deficiência e inoperacionalidade por obstrução parcial ou total de descarregadores de superfície;
- deficiência e inoperacionalidade das bombas de drenagem da galeria de fundação da barragem;
- deficiência e inoperacionalidade dos dispositivos que visam diminuir as subpressões na fundação e no corpo da barragem;
- deficiência no sistema de drenagem da fundação;
- deficiência de estanquidade de máscaras de impermeabilização a montante;
- deficiência e inoperacionalidade de tirantes de pré-esforço que contribuem para a estabilidade da barragem.

Para as situações anteriores deve ser ponderado o interesse em se efectuar estudos específicos que permitam estabelecer a probabilidade de ocorrência dessas situações e a avaliação do comportamento das obras para essas situações.

6.6.2 - Combinações de acções e verificação de estados limites

As combinações de acções traduzem os níveis de solicitações para as quais a obra irá ser sujeita. As combinações de acções reagrupam os valores representativos das acções permanentes, variáveis e acidentais e são utilizadas para verificar os estados limites para as diferentes situações de projecto ou avaliação da segurança. Para cada uma das três situações, que dependem fundamentalmente do período de tempo em que actuam as acções, são consideradas combinações de acções adequadas que são utilizadas para verificar os estados limites nas diferentes situações de projecto (CFBR, 2006).

6.6.2.1 - Combinações quase-permanentes

As combinações quase-permanentes traduzem as solicitações para as quais uma barragem é submetida nas situações duráveis de exploração. As acções a considerar são as seguintes:
- valores característicos das acções permanentes: peso próprio, pressão dos sedimentos, acção do pré-esforço;
- valores característicos quase-permanentes da acção da água: para a cota normal de exploração, nível mínimo de exploração (NmE) e nível de pleno armazenamento (NPA), considerando-se a pressão hidrostática e subpressões.

6.6.2.2 - Combinações raras

As combinações raras traduzem as solicitações para as quais a barragem é sujeita à situação transitória do nível máximo de cheia (NMC), sismo base de projecto e esvaziamento rápido.

a) Situação transitória do NMC

As acções a considerar são as seguintes:

- valores característicos das acções permanentes: peso próprio, pressão dos sedimentos, acção do pré-esforço;
- intensidades das acções da água para o nível (NMC): para a cota (NMC), considerando-se a pressão hidrostática e subpressões.

b) Situação transitória do SBP

As combinações raras que envolvem a acção sísmica consideram as seguintes acções:

- valores característicos das acções permanentes: peso próprio, pressão dos sedimentos, acção do pré-esforço;
- valores característicos quase-permanentes da acção da água: para a cota normal de exploração, nível mínimo de exploração (NmE) e nível de pleno armazenamento (NPA), considerando-se a pressão hidrostática e subpressões e acção sísmica correspondente ao sismo base de projecto (SBP).

c) Situação transitória correspondente a deficiências nos órgãos de segurança hidráulicos

Estas combinações de acções deverão ser definidas de acordo com as características específicas de cada obra. Correspondem a situações em que se admite a falha de um equipamento de segurança hidráulica da barragem, em situação de cheia que obriga a prolongar o período de tempo necessário para o esvaziamento da albufeira em situação de emergência, como por exemplo obstrução de vãos descarregadores de superfície, um ou mais vãos do descarregador de cheias inoperacionais, e inoperacionalidade da descarga de fundo.

d) Situação transitória de esvaziamento rápido

Estas combinações raras traduzem as solicitações para as quais a obra pode ser sujeita a esvaziamento rápido da albufeira. As acções a considerar são:

- valores característicos das acções permanentes: peso próprio, pressão dos sedimentos, acção do pré-esforço;
- acção das subpressões resultantes de um esvaziamento rápido.

Este caso de carga deverá ser considerado na justificação da capacidade de carga de fundações de barragens construídas sobre fundações de má qualidade mecânica, como por exemplo fundações compressíveis, o que geralmente não é o caso da fundação de barragens de betão.

6.6.2.3 - Combinações acidentais

a) Situação hidrostática extrema

A combinação acidental hidrostática traduz uma situação para a qual a barragem pode estar submetida a acções hidrostáticas extremas e compreende as seguintes acções:

- valores característicos das acções permanentes: peso próprio, pressão dos sedimentos, acção do pré-esforço;
- intensidades das acções da água para o nível de cheia extrema (NCE), considerando-se a pressão hidrostática e subpressões, com sistema de drenagem operacional.

b) Situação transitória do SMP e SME

As combinações acidentais que envolvem a acção sísmica máxima expectável para o local da barragem consideram as seguintes acções:

- valores característicos das acções permanentes: peso próprio, pressão dos sedimentos, acção do pré-esforço;
- valores característicos quase-permanentes da acção da água: para a cota normal de exploração, nível de pleno armazenamento (NPA), considerando-se a pressão hidrostática e subpressões, com sistema de drenagem operacional;
- de acordo com a legislação, a acção sísmica correspondente ao sismo máximo expectável (SME) podendo, caso o risco potencial da obra não seja elevado, considerar-se o sismo máximo de projecto (SMP).

A metodologia considerada pelo (USACE, 2003) é adoptada em muitos projectos de novas barragens, verificando-se que é muito semelhante à descrita anteriormente. Pelas normas desta instituição as estruturas hidráulicas devem ser projectadas e avaliadas para três tipos de combinações de acções nomeadamente, combinação de acções frequentes, pouco frequentes e extremas.

Em geral, as combinações da acções frequentes são definidas com base em todas as acções estáticas que poderão ocorrer ao longo do período de exploração normal da obra tais como a instalação do peso próprio, o peso das estruturas anexas, as variações de temperatura do betão, os níveis de exploração mais prováveis, níveis da albufeira de jusante, camada de gelo na albufeira, subpressões na fundação da barragem, considerando a actuação da rede de drenagem e o seu não funcionamento (subpressões máximas), e sedimentos sobre o paramento de montante.

As combinações da acções estáticas pouco frequentes são referentes à actuação de níveis da albufeira em situações de cheia conjuntamente com as acções estáticas das variações de temperatura do betão, o peso das estruturas, sedimentos sobre o paramento de montante e subpressões.

As combinações das acções dinâmicas pouco frequentes incluem a actuação do sismos base de projecto (SBP) combinado com a actuação das acções frequentes, não devendo, no entanto, ser consideradas as subpressões máximas caso a obra disponha de um sistema de drenagem considerado operacional.

As combinações da acções extremas consistem na actuação do sismo máximo de projecto (SMP), que pode coincidir com o sismo máximo expectável (SME) no caso de obras em que o risco potencial é elevado, conjuntamente com a actuação das acções frequentes, à semelhança das combinações adoptadas para a actuação do SBP.

Genericamente as barragens gravidade devem ser dimensionadas para as combinações de acções prováveis de ocorrer na obra. Para as combinações de acções em que intervenham acções de muito remota probabilidade de ocorrência, não devem ser consideradas combinações que considerem mais do que a actuação em simultâneo de uma ocorrência rara, como por exemplo a ocorrência simultânea de uma cheia máxima com um evento sísmico. Como critério de base podem ser adoptados os seguintes princípios (CFBR, 2006):

- combinações de acções frequentes – engloba a acção hidrostática para o NPA, albufeira a jusante, peso próprio, subpressões com sistema de drenagem e sem sistema de drenagem, acumulação de sedimentos a montante, gelo, variação de temperatura e sismo base de projecto;
- combinações de acções pouco frequentes – engloba as acções anteriores, à excepção da actuação do sismo base de projecto, e considerando a acção hidrostática para o nível máximo de exploração;
- combinações de acções extremas – engloba as acções das combinações de acções frequentes mais o efeito do sismo máximo expectável.

Na combinação da acção sísmica com as acções estáticas frequentes, a análise ao longo do tempo deve efectuar-se para o sismo máximo de projecto (SME) mas também para o sismo base de projecto (SBP). Para cada intervalo de tempo, os resultados da análise transiente devem ser combinados com os resultados das combinações de acções estáticas frequentes obtendo-se assim os valores totais dos deslocamentos, das tensões e das forças e momentos resultantes nas secções que interessa analisar na fase de projecto com vista à avaliação da segurança estrutural da barragem (USACE, 2003).

No Quadro 6-21 apresentam-se algumas notações adoptadas para designação das principais acções e combinações de acções.

Quadro 6-21 – Principais acções e combinações de acções.

Acções isoladas	PP ; NmE ; NPA ; VT(inv) ; VT(ver) ; SBP ; SMP
Combinações quase-permanentes	PP+NmE
	PP+NmE+VT(inv)
	PP+NmE+VT(ver)
	PP+NPA
	PP+NPA+VT(inv)
	PP+NPA+VT(ver)
Combinações raras	PP+NPA+SBP
	PP+NPA+VT(inv)+SBP
	PP+NPA)+VT(ver)+SBP
Combinações acidentais	PP+NPA+SMP
	PP+NPA+VT(inv)+SMP
	PP+NPA+VT(ver)+SMP

7 - METODOLOGIAS DE ANÁLISE E AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE BARRAGENS

"Ter de alguma coisa um conhecimento meramente qualitativo é conhecê-la só vagamente. Conhecê-la quantitativamente, detectando nela uma medida numérica que a distinga de um número infinito de outras possibilidades, é começar a conhecê-la profundamente. É aperceber-se de parte da sua beleza e ganhar acesso ao poder que ela tem e ao saber que transmite."

Carl E. Sagan, em" Billions and Billions", 1997

7.1 - INTRODUÇÃO

A determinação da resposta estrutural de barragens e suas fundações em cenários que envolvem as acções sísmicas através da análise global do corpo da barragem, albufeira e sua fundação, através de modelos de análise bidimensionais e tridimensionais, é um problema complexo.

Em muitos casos, geralmente associados a sismos muito intensos, e em especial nos casos em que a barragem e a fundação apresentam características particulares, tais como geometria desfavorável ou acidentes geológicos na fundação, esta análise só pode ser devidamente realizada mediante estudos no domínio do comportamento não linear das estruturas e considerando o comportamento conjunto da barragem, albufeira e sua fundação.

O objectivo fundamental do estudo da segurança de uma barragem quando sujeita às acções sísmicas é determinar se estas estruturas irão ter um desempenho estrutural adequado, garantindo pelo seu funcionamento a segurança de vidas e bens.

Na verificação de segurança sísmica de uma barragem devido aos efeitos dos sismos intensos, principalmente para os cenários que podem envolver a rotura das estruturas, procura-se averiguar qual a capacidade resistente dessas estruturas face a essas acções, mantendo estas as funções para que foram construídas. Verifica-se que as potenciais causas de rotura das barragens podem ser as seguintes (Serra, Bilé, 2002):

a) rotura pela fundação, como por exemplo as devidas à formação de mecanismos de instabilidade por deslizamento em descontinuidades, deslocamentos superficiais de falhas com actividade sísmica ou consideradas falhas activas, degradação das condições de impermeabilização da fundação e possibilidade de ocorrência de tracções ou compressões elevadas com consequente abertura de fissuras ou assentamentos diferenciais;
b) redução e perda de capacidade resistente criando-se mecanismos de instabilidade estrutural, ocorrência de danos estruturais graves e deformações excessivas que originem abertura de fendas e que possam colocar em causa a funcionalidade das estruturas;
c) contínua acumulação de sedimentos sobre uma barragem;
d) rotura de condutas que danifiquem os órgãos de segurança hidráulicos adjacentes, inutilização ou comprometimento da funcionalidade dos órgãos de segurança da barragem, tais como os descarregadores de cheias e descargas de fundo;
e) e a ocorrência de deslizamento de taludes para a albufeira que possam ocasionar a formação de ondas passíveis de galgar o coroamento da barragem, podendo colocar em risco a segurança da estrutura.

Os critérios a adoptar para verificação da segurança dependem do nível de risco definido pelos técnicos e que a sociedade entende como admissíveis. Esses critérios estão geralmente indicados em normas ou regulamentos como é o caso dos documentos (RSB, 1990) e (NPB, 1993). As estruturas podem ser

classificadas de acordo com a finalidade e a importância que assumem para a comunidade. Em função da gravidade dos danos permitidos em caso de catástrofe com origem sísmica, uma classificação do risco associado às estruturas poderia ser a seguinte (Rebelo, Carlos, 2003):

- estruturas críticas tais como hospitais, esquadras de polícia e quartéis de bombeiros, sistemas de comunicações e rádio essenciais, redes de fornecimento de água, electricidade e gás, centros de protecção civil, grandes barragens ou centrais térmicas, aeroportos e pontes em itinerários fundamentais;
- estruturas importantes, hotéis e edifícios de escritórios, edifícios públicos, igrejas, pequenas barragens, escolas e grandes complexos industriais e comerciais;
- estruturas comuns do tipo armazéns, edifícios agrícolas, habitações familiares e pequenas construções.

Perante a classificação anterior, uma estrutura específica pode apresentar exigências superiores quanto à verificação da sua segurança estrutural, assumindo-se que as estruturas consideradas críticas ou importantes para a sociedade possuam capacidades resistentes mais elevadas e ofereçam maior garantia quanto ao bom comportamento durante a ocorrência de eventos catastróficos, destacando-se nestes as acções sísmicas extremas. Esta exigência obriga, naturalmente, à realização de estudos de maior desenvolvimento e profundidade técnica.

Para o caso das barragens, os cenários de rotura correspondem à perda da capacidade para armazenamento da albufeira, a qual geralmente está associada e deverá ser avaliado para a acção do sismo máximo de projecto (SMP) ou sismo máximo expectável (SME). A adopção do SMP igual ao SME resulta da classificação de risco de uma barragem. Na legislação portuguesa exige-se que no caso de existirem populações a jusante e o risco seja classificado como elevado e o SMP deve ser tornado igual ao SME. Para as outras situações pode-se adoptar para o SMP um sismo de menor severidade que o SME, ressalvando-se, no entanto, que não existem regras pré-definitivas para efectuar esta escolha.

7.2 - ASPECTOS GERAIS DE ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS

Os problemas de análise dinâmica diferem dos estáticos porque a solicitação varia com o tempo e ocorrem forças de inércia devidas às acelerações a que a estrutura é sujeita.

Quando uma estrutura é submetida a uma acção dinâmica, que varia de grandeza, direcção e frequência ao longo do tempo, como é o caso da acção de um sismo, cuja acção é transmitida pela fundação à estrutura, a resposta dessa estrutura é uma resposta dinâmica em que as tensões e deslocamentos também variam com o tempo.

Os problemas de vibrações podem surgir em qualquer tipo de estruturas sendo, no entanto, mais comuns no caso de estruturas que suportam máquinas que, durante o seu funcionamento desenvolvem forças dinâmicas, ou estruturas que pela sua natureza são sensíveis às flutuações da velocidade do vento, como por exemplo pontes atirantadas ou edifícios altos, ou ainda em estruturas suportando tráfego de pessoas ou veículos, como por exemplo pontes ou parques de estacionamento (Rebelo, Carlos, 2003). As vibrações sísmicas constituem, porém, o tipo de acção dinâmica que origina os mais graves problemas de segurança em estruturas de barragens.

O objectivo da dinâmica de estruturas é estudar os efeitos produzidos pelas acções dinâmicas nas estruturas, nomeadamente deformações, tensões e esforços resultantes, grandezas cujo valor, direcção e sentido variam no tempo. A análise estrutural de barragens deve ser efectuada com base em metodologias e critérios apropriados de avaliação da resistência e da segurança, os quais devem permitir garantir um nível desejado de segurança nessas estruturas, destacando-se nessa análise a avaliação do comportamento sísmico.

Previamente ao aparecimento do cálculo computacional, os estudos de projecto, análise de tensões e verificação da estabilidade, eram efectuados manualmente, com base em verificações que consideravam apenas a actuação de acções estáticas, sendo a acção sísmica tratada da mesma forma

através de forças designadas por pseudo-estáticas. Os cálculos assim realizados não representavam de forma realista as acções dinâmicas a que uma estrutura pode vir a estar sujeita, não oferecendo esses métodos garantias de obtenção de bons resultados.

Até à apenas três ou quatro décadas atrás as únicas considerações relativas às acções e ao cálculo sísmico de barragens limitavam-se a aplicar forças estáticas horizontais especificadas como uma fracção do peso da estrutura. Numa fase posterior passou-se a considerar também a influência da albufeira pela aplicação de forças estáticas equivalentes às forças de inércia geradas pela presença da albufeira. Nessas análises a barragem era modelada como tendo um comportamento de viga elástica de secção variável. Com o desenvolvimento do cálculo computacional e de diversos métodos, como o dos elementos finitos, foi possível modelar e calcular estas estruturas de forma mais exacta.

Actualmente, com a possibilidade de se dispor de meios de análise computacionais, e dispondo de dados adequados, é possível prever com satisfatória precisão, em regime de comportamento linear elástico e não elástico, a resposta dessas estruturas às acções sísmicas.

Contudo, e apesar dos avanços significativos nesta área do conhecimento, verifica-se que ainda existe algumas dificuldades na realização destas análises, as quais são motivadas por diversas incertezas e factores como por exemplo a dificuldade na definição das características da acção sísmica que actuam no sistema barragem-fundação-albufeira, insuficiente informação quanto às propriedades dinâmicas a considerar para o betão e fundação, a modelação adequada para a realização de estudos para cenários de rotura de barragens, que implica a realização mais análises no domínio do comportamento não linear dos materiais e a modelação da interacção entre os elementos do sistema barragem-fundação-albufeira (NRC, 1991).

Por estes motivos os critérios usualmente utilizados no projecto de novas estruturas e de barragens existentes para a análise e avaliação da segurança são baseados na análise de tensões, e sua comparação com a resistência esperada para os materiais, e a verificação da estabilidade global da barragem face aos principais mecanismos de instabilidade.

É evidente que a análise do comportamento estrutural para o sismo base de projecto (SBP), sismo máximo de projecto (SMP) e sismo máximo expectável (SME) poderá exigir a adopção de métodos de análise com consideração de comportamentos não lineares dos materiais e o desenvolvimento de modelos com possibilidade de reproduzir os possíveis mecanismos de rotura das estruturas. A realização de análises deste tipo envolve dificuldades técnicas e meios de cálculo muito específicos, o que dificulta muitas vezes a sua aplicação no projecto corrente destas estruturas.

Na formulação mais completa, o estudo dinâmico de uma barragem de betão, albufeira e zonas da fundação confinantes, pode ser abordado através da modelação e análise do equilíbrio dinâmico, em cada instante, das forças associadas à deformabilidade da estrutura e da fundação, das forças de amortecimento e de atenuação das ondas sísmicas e das forças de inércia que se desenvolvem durante a acção sísmica e que são devidas à estrutura e à presença da água da albufeira. Assim, ter-se-á:

- as forças associadas à deformabilidade, que podem ser expressas como funções dos deslocamentos por intermédio de coeficientes de rigidez apropriados;
- a forças de amortecimento, que podem ser expressas em função das velocidade por intermédio de coeficientes de amortecimento e as forças de atenuação das ondas sísmicas podem ser simuladas através de coeficientes de absorção dos materiais;
- as forças de inércia podem ser expressas em função das acelerações por intermédio das massas;
- as forças correspondentes às subpressões que se desenvolvem pelas massas de água, incluindo as pressões hidrodinâmicas, podem ser determinadas a partir de estudos de comportamento dinâmico da albufeira ou calculadas separadamente, podendo-se considerar a água como compressível ou incompressível.

O estudo do comportamento dinâmico do sistema barragem-fundação-albufeira implica, no caso mais geral, a resolução em simultâneo de problemas de natureza estrutural e hidráulica.

A análise dinâmica pode também ser vista, de forma simplificada, como uma análise estrutural que inclui apenas nas equações de equilíbrio as forças geradas pela existência de aceleração sobre a massa do corpo das estruturas e proceder-se à análise das estruturas, separando-se as análises estáticas das análises dinâmicas e sobrepor os resultados obtidos dessas análises, desde que se possa considerar válido o princípio da sobreposição de efeitos.

Na análise de vibrações em estruturas podem-se distinguir três tipos de questões (Rebelo, Carlos, 2003):

- identificação dos fenómenos físicos e idealização de modelos matemáticos das fontes de vibração por forma a caracterizar as respectivas acções dinâmicas;
- construção de modelos físicos e matemáticos que traduzam com fiabilidade o comportamento dinâmico das estruturas, incluindo, quando possível, a identificação dos parâmetros do modelo com base em ensaios;
- análise da segurança e fiabilidade estrutural com base nos valores de resposta correspondentes aos estados limites, e tomadas de decisão relativamente à segurança estrutural.

O primeiro ponto está relacionado com a definição do valor das acções, enquanto que o segundo ponto se incluem os problemas de verificação da segurança de estruturas existentes através de modelos numéricos e de testes *in situ*. O terceiro é referente ao problema da definição dos valores de comparação a tomar para a verificação dos estados limites.

Numa análise dinâmica de uma estrutura podem-se considerar dois tipos de representação da acção. As análises determinísticas, em que a lei de variação da acção com o tempo é conhecida, como por exemplo um acelerograma, e as análises estocásticas, em que a acção não é totalmente conhecida, mas que pode ser definida em termos estatísticos.

No presente Capítulo aborda-se o caso em que a acção sísmica é traduzida por formas determinísticas nomeadamente por valores discretos da aceleração do solo, por espectros de resposta e através de acelerogramas. A estas formas de representação da acção sísmica estão associados métodos de análise que se podem considerar fundamentais para a compreensão do comportamento das estruturas.

7.3 - FORMULAÇÃO DE MODELOS E METODOLOGIAS PARA ANÁLISE SÍSMICA DE BARRAGENS

A análise de uma estrutura à acção sísmica deve ser baseada em critérios e modelos que representem o nível de segurança adequado, ou seja os modelos devem reflectir o comportamento esperado consoante o estudo da obra esteja a ser realizado para condições de funcionamento normal de exploração ou para cenários extremos de rotura da obra que eventualmente possam vir a ocorrer, assumindo a acção sísmica, em ambos os cenários, uma importância fundamental.

7.3.1 - Formulação dos modelos

Dependendo da sua geometria, rigidez e distribuição de massa, uma estrutura pode ser idealizada por um modelo estrutural simplificado, ou então ser representada por modelos de elementos finitos bidimensionais ou tridimensionais. Face ao grau de exigência do modelo, a análise deve ser formulada considerando-se a intervenção dos subsistemas barragem, albufeira e fundação (USACE, 1999).

O método dos elementos finitos é usualmente adoptado como preferencial nas análises para as acções estáticas e dinâmicas de barragens de betão, dado que este método permite definir de forma adequada as características geométricas e propriedades dos materiais de uma estrutura. Estes modelos não só representam bastante melhor o comportamento real das estruturas, como permitem ter em conta as características dinâmicas associadas ao sistema barragem, albufeira e fundação e características da acção sísmica.

Com o aparecimento deste método poderia supor-se que a análise dinâmica de uma barragem seria similar à de qualquer outra estrutura. A análise dinâmica de uma barragem é, no entanto, bastante mais complexa pelo facto de a estrutura interagir com o meio que a rodeia durante a ocorrência de sismos,

nomeadamente com a albufeira e com a sua fundação. Estes meios que interagem com a estrutura da barragem podem ser modelados por elementos finitos, representando-se os domínios físicos da albufeira e da fundação.

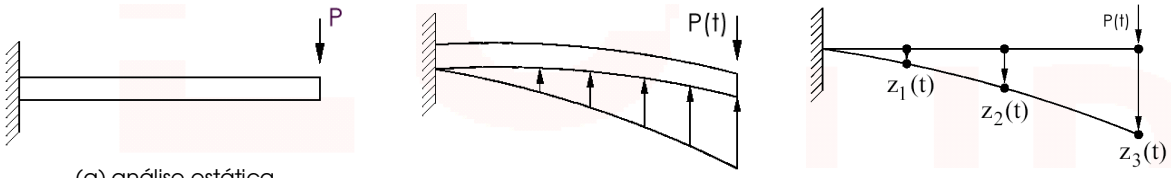
No entanto, é reconhecido que durante a ocorrência de sismos há a formação de ondas de pressão dinâmicas formadas pela albufeira e propagação das ondas sísmicas de tensão na fundação, que são dissipadas durante e após a ocorrência de sismos. Observa-se que os modelos actuais não reproduzem adequadamente estes efeitos, sendo esta uma área onde será necessário proceder-se a mais investigação (NRC, 1991).

Assim, dependendo da importância e complexidade da estrutura e intensidade da acção sísmica, podem ser requeridos modelos desde os mais simples até aos mais complexos. Em qualquer dos casos a análise deve seguir as seguintes fases:

- definição do nível de pormenor da análise;
- determinação dos sismos de projecto e movimentos do solo associados;
- escolha do método e modelo mais apropriado para a análise;
- desenvolvimento dos modelos estruturais (geometria, propriedades dos materiais e combinação de acções);
- determinação da resposta sísmica da estrutura;
- interpretação dos resultados obtidos.

Em geral, os modelos estruturais de elementos finitos devem permitir reproduzir as principais características dinâmicas da estrutura a analisar e representar adequadamente a interacção da barragem com a albufeira e a fundação (USACE, 2003). Os modelos matemáticos de análise estrutural podem ser contínuos ou discretos. Nos modelos contínuos as grandezas de comportamento da estrutura são conhecidas em todos os pontos do seu domínio, enquanto que no segundo caso apenas são conhecidos em alguns pontos escolhidos da estrutura.

Na Figura 7-1 apresenta-se um exemplo de representação do modelo de uma estrutura podendo-se observar a diferença entre análise estática, dinâmica e modelos contínuos e discretos.



(a) análise estática

(b) análise dinâmica por modelo contínuo

(c) análise dinâmica por modelo discreto

Figura 7-1 – Analogia entre diferentes tipos de análise estrutural.

Em muitos casos, a análise dinâmica de uma estrutura pode ser simplificada, passando os problemas a serem considerados por sistemas com poucos graus de liberdade, podendo mesmo em alguns casos serem resolvidos de forma satisfatória considerando apenas um grau de liberdade, constituindo-se assim sistemas estruturais de um grau de liberdade (Figura 7-2).

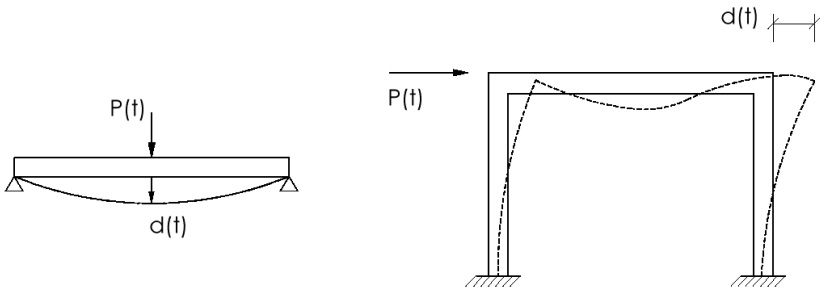
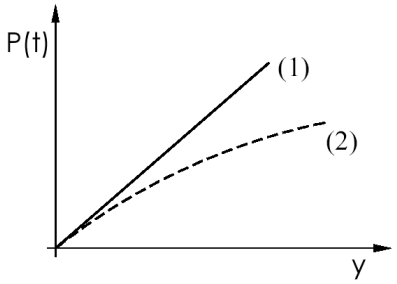


Figura 7-2 – Exemplos de estruturas em que se considera apenas um grau de liberdade.

As análises estruturais podem também ser realizadas supondo um comportamento linear ou não linear dos modelos e dos materiais, dependendo a opção dessas análises da forma como a estrutura responde às acções actuantes Figura 7-3.



(1) Comportamento linear
(2) Comportamento não linear

Figura 7-3 – Modelos de comportamento linear e não linear.

Nas análises lineares os resultados podem ser sobrepostos isto é, podem ser somados aos resultados de sucessivos cálculos que consideram a actuação de diferentes acções.

Uma análise linear estática envolve a resolução de sistemas de equações lineares do tipo $[K]\{u\}=\{f\}$, onde $[K]$ representa uma matriz de rigidez do sistema estrutural, $\{f\}$ é o vector das cargas aplicadas e $\{u\}$ o vector dos deslocamentos nos graus de liberdade do sistema estrutural.

As análises no domínio do comportamento linear dos materiais podem ser realizadas nas seguintes situações :

- análises estáticas, sendo o tipo mais comum de análises em que as cargas são aplicadas sem qualquer efeito dinâmico;
- análise modal por espectro de resposta, que representa um cálculo estatístico da resposta de uma estrutura, e requer a definição de espectros de resposta;
- análise no domínio do tempo, pela qual são aplicadas cargas com variação de grandeza ao longo do tempo e a determinação da resposta de estrutura pode ser efectuada para cada instante do cálculo por sobreposição modal e por métodos de integração directa;
- análises no domínio da frequência por espectro de potência, que requer a definição de espectros de potência.

Para as análises não lineares os resultados, para a maioria dos casos, não podem ser sobrepostos. Para estes casos as acções a considerar devem ser combinadas directamente entre si, actuando em conjunto e em simultâneo, para a obtenção da resposta da estrutura.

Podem-se ter os seguintes tipos de análises não lineares:

- análise não linear estática, em que as cargas são aplicadas sem qualquer efeito dinâmico;
- análise não linear no tempo, onde são aplicadas cargas com variação de grandeza ao longo do tempo.

Contudo, verifica-se, através dos métodos de cálculo que consideram o comportamento elástico dos materiais, que é possível prever, com aproximação adequada, as zonas e a magnitude dos danos previsíveis em estruturas sujeitas à acção de sismos intensos, cujos efeitos podem ser expressos através do aparecimento de fissuração. Essa análise é realizada através do valor das tensões de tracção e compressão que se instalam nos materiais e dos coeficientes de segurança da estrutura.

Uma análise não linear poderá ser necessária quando os resultados obtidos na análise linear indicarem que a estrutura da barragem poderá sofrer danos significativos durante a ocorrência de sismos de intensidade elevada, como por exemplo o correspondente ao sismo máximo de projecto, ou exista possibilidade de instabilidade estrutural.

A interacção barragem-albufeira pode ser representada adequadamente através de massas adicionais aderentes ao paramento de montante ou através de elementos finitos, como visto no Capítulo 6 -, admitindo ou não a compressibilidade da água e propriedades de absorção das ondas sísmicas, a modelação da interacção barragem-fundação pode ser efectuada admitindo que a fundação como um meio sem massa, simplificando-se desta forma a aplicação da acção sísmica, e apenas se considera os efeitos da flexibilidade da fundação. Considerando que a fundação é um meio sem massa ($\rho_{fundação} = 0$) verifica-se que não há lugar à propagação das ondas sísmicas (USACE, 2003). Apenas se tem em conta a flexibilidade da fundação, resultando que os efeitos de inércia e de amortecimento na fundação não são tidos em conta por esta consideração.

Com este modelo a representação da fundação não obriga a modelos com desenvolvimento muito elevado, apenas precisando representar adequadamente a interacção a nível de rigidez da região do contacto com a estrutura da barragem. Uma geometria da fundação que considere um desenvolvimento de pelo menos a altura da barragem para montante, jusante e base é considerado suficiente para a maioria dos casos, de forma a garantir que as características dinâmicas da estrutura não são afectadas pela proximidade das condições de apoio. Em geral, o modelo da fundação deve representar a topografia final da superfície de rocha onde a barragem se encontra fundada.

A consideração da fundação sem massa permite que a acção sísmica registada à superfície do local seja directamente aplicada aos apoios do modelo da fundação ou seja na sua base e deste modo, dada a ausência de ondas de propagação sísmica, o movimento transmitido aos apoios da base são transmitidos à base da barragem sem qualquer alteração, apresentando a fundação apenas rigidez.

A dimensão da malha que representa a fundação da barragem pode ainda ser avaliada através da relação E_f / E_b, relação entre o módulo de elasticidade da fundação e do betão. Por exemplo para relações de $E_f / E_b \geq 1$ devem-se adoptar as distâncias atrás referidas. Para uma fundação flexível, em que E_f / E_b se situa entre 1/2 e 1/4, a fundação deve ser estendida em todas as direcções pelo menos duas vezes a altura da barragem (USACE, 2003).

Na Figura 7-4 apresenta-se um modelo de elementos finitos bidimensional de uma barragem gravidade de betão com a representação das condições de apoio da fundação. Os pontos nodais na fronteira da base do modelo são considerados fixos nas direcções horizontal e vertical. Os nós nas faces laterais são livres na direcção horizontal para o caso da actuação do acção sísmica na direcção horizontal e são livres na direcção vertical para o caso da actuação do acção sísmica na direcção vertical. As diversas componentes da acção sísmica são directamente aplicadas nos nós da base da fundação do modelo.

As barragens gravidade de betão com desenvolvimento longitudinal significativo, construídas em blocos monolíticos, com funcionamento independente e separados por juntas transversais, podem ser idealizadas através de modelos bidimensionais, representando-se geralmente a secção da barragem de maior altura.

Para a amplitude de movimentos na actuação de sismos com grande intensidade, as forças de corte que são transmitidas através das juntas transversais são pequenas quando comparadas com as forças de inércia dos blocos. Por esta razão os blocos de barragens de eixo rectilíneo e de grande desenvolvimento tendem a vibrar de forma independente e podem ser analisados com base em modelos bidimensionais (USACE, 2003).

Na definição dos modelos de elementos finitos adopta-se para barragens em abóbada elementos de volume de 20 nós ou de 8 nós. Para as barragens abóbada de pequena espessura utiliza-se um ou dois elementos ao longo da espessura de montante para jusante. Para barragens mais espessas adopta-se a representação de dois ou mais elementos à espessura. O modelo da barragem deve discretizar a estrutura ao nível do coroamento, e ao longo do desenvolvimento entre margens, com 15 a 20 elementos e com 8 a 12 elementos ao longo da maior altura. Para representar a zona da barragem próxima da fundação deve-se considerar pelo menos dois alinhamentos de elementos próximos do limite da fundação.

Geralmente adopta-se para a realização de análises dinâmicas em projecto o método da sobreposição modal e análise da resposta ao longo do tempo. Nestas análises deve-se obter para as barragens gravidade pelo menos 5 frequências próprias e respectivos modos de vibração. Para as barragens abóbada 15 a 20 modos e para barragens de contrafortes pelo menos 30 modos de vibração.

Na análise por elementos finitos o sistema barragem-albufeira-fundação é modelado e analisado como um sistema estrutural composto por materiais de diferentes características. A barragem é modelada por elementos finitos que representam a geometria e as propriedades dos materiais e a albufeira e a fundação é geralmente representada de forma aproximada (Figura 7-4).

Por vezes nas barragens gravidade os blocos encontram-se ligadas por juntas dotadas de sistemas de encaixe que permitem mobilizar resistências de corte e dotar a barragem de funcionamento monolítico. Em outros casos as barragens encontram-se localizadas em vales estreitos ou apresentam curvatura em planta transmitindo parte dos esforços para os encontros. Nestas situações a barragem tem um comportamento tridimensional e a sua resposta, especialmente às acções sísmicas deve ser avaliado por modelos tridimensionais de forma similar à análise realizada para barragens em arco.

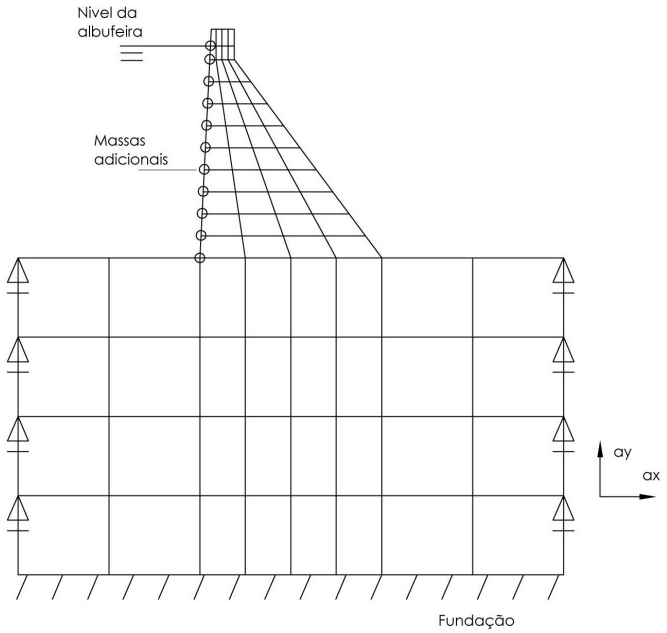


Figura 7-4 – Exemplo de modelo de elementos finitos bidimensional de uma barragem gravidade de betão, com representação das massas adicionais no paramento de montante.

Com estes modelos é possível considerar regiões de diferentes características, e assim diferentes características da fundação e materiais da fundação, por exemplo os encontros e fundo do vale, falhas e em camadas ou variação das propriedades em profundidade.

7.3.2 - Metodologias de análise evolutivas

A análise sísmica de barragens deverá ser iniciada com base em modelos simples e, progressivamente, progredir para análises mais completas (USACE, 2003). As análises através de métodos simplificados requer a definição de poucos parâmetros e a elaboração de modelos simples da estrutura a analisar. As análises mais completas exigem a modelação da estrutura com modelos rigorosos das suas forma estruturais, definição de um maior número de propriedades estruturais, por vezes difíceis de obter, definição da acção sísmica com maior rigor, métodos de análise mais elaborados e avaliação de resultados mais complexa.

A selecção do método mais apropriado para análise da segurança à acção dos sismos de barragens gravidade depende de diversos factores, salientando-se os seguintes (Ghrib F., Léger, 1997):

- intensidade do sismo estimado para o local da barragem;
- importância da barragem e possíveis consequências devido à ocorrência de danos ou rotura da estrutura;
- caracterização das propriedades mecânicas dos materiais e das condições estruturais da barragem;
- nível de precisão requerido para os resultados da análise estrutural;
- período de retorno associado à acção sísmica, SBP, SMP ou SME.

No Quadro 7-1 apresenta-se um resumo dos métodos que podem ser empregues para análise sísmica de barragens gravidade de betão, ordenados por grau de complexidade e fiabilidade de resultados crescente. Distinguem-se essencialmente as seguintes metodologias:

- avaliação preliminar do risco sísmico;
- análise pseudo-estática por coeficientes sísmicos;
- análise modal por espectros de resposta e de potência;
- análise linear ao longo do tempo;
- análise não linear ao longo do tempo.

As metodologias disponíveis situam-se desde o método de análise simplificado por coeficientes sísmicos, até modelos de elementos tridimensionais e análises não lineares.

As análises simplificadas são indicadas para avaliação preliminar do comportamento das estruturas e em fase de estudos preliminares. As análises de maior rigor são apropriadas para fases de projecto avançadas e para a avaliação da segurança estrutural das estruturas.

Os métodos de análise simplificados não têm em conta as propriedades dinâmicas do conjunto formado pelo sistema barragem, fundação e albufeira. Nestes métodos as massas da estrutura são multiplicadas por um coeficiente constante, coeficiente sísmico, e as forças de inércia resultantes a aplicar na barragem são assim baseadas numa aceleração calculada para o local que é aplicada uniformemente a toda a estrutura ou através de diagramas lineares como o recomendado pelas normas portuguesas (NPB, 1993).

As análises simplificadas permitem obter dois objectivos fundamentais, nomeadamente o estabelecer as bases de cálculo para comparação com resultados de análises mais elaboradas e fornecer, de forma prática e rápida, indicações quanto à importância da acção sísmica sobre as estruturas, permitindo tomar decisões ou modificar os parâmetros do projecto numa fase inicial dos estudos. Permite ainda obter numa fase inicial sensibilidade quanto aos aspectos que irão ser relevantes para o dimensionamento final (USACE, 1999).

Nas barragens antigas utilizou-se no dimensionamento muitas vezes coeficientes sísmicos de 0,05g a 0,1g. Mais recentemente os coeficientes adoptados situaram-se entre 0,10g e 0,20g, havendo zonas de elevados risco sísmico em que se empregam valores de 0,4g (USACE, 1995 c). Apenas os efeitos horizontais do sismo na direcção montante-jusante eram considerados, apesar de se verificar que a contribuição da componente vertical da acção sísmica pode ser muito importante na análise, principalmente em obras próximas da fonte geradora de sismos (NRC, 1991).

A quantificação de tensões e forças resultantes pode também ser realizada através de métodos simplificados, assim como a verificação da estabilidade ao deslizamento e ao derrube.

O método de análise de sobreposição modal por espectro de resposta corresponde ao nível de exigência seguinte aos métodos simplificados de análise dinâmica (USACE, 1999). Este método tem em conta os diversos modos de comportamento dinâmico das estruturas mas está limitado a análises no campo linear e elástico e fornece apenas os valores máximos da resposta da estrutura, sejam deslocamentos, extensões ou tensões, em sempre em consonância com a natureza da acção, nomeadamente de um espectro de resposta que representa os valores máximos da resposta de osciladores com um grau de liberdade.

Os métodos de análise ao longo do tempo permitem a determinação dos efeitos da interligação entre a barragem, fundação e a albufeira e a obtenção de deslocamentos, extensões ou tensões e forças em secções em cada instante de ocorrência de um sismo (USACE, 2003).

Os modelos idealizados para a realização de análises transientes são essencialmente idênticos aos desenvolvidos para a análise por espectros de resposta, podendo ser modelos bidimensionais e tridimensionais (USACE, 1999).

Mais recentemente, para a análise estrutural de barragens estão a ser desenvolvidos programas de análise especificos para barragens de betão com base em métodos de análise não linear. Estes programas concentram-se em áreas específicas como a existência de falhas na fundação, deteriorações ou heterogeneidades dos materiais tanto na barragem como na fundação, a modelação das juntas de contracção, aparecimento de fissuração, comportamento não linear dos materiais e presença de água sob pressão em zonas fissuradas do betão (NRC, 1991).

7.4 - ESTUDO DINÂMICO DE UM SISTEMA COM UM GRAU DE LIBERDADE

A compreensão dos problemas de análise dinâmica de estruturas está intimamente ligada ao entendimento das questões relacionadas com o funcionamento do sistema dinâmico mais simples de todos, que corresponde ao sistema estrutural de um grau de liberdade, esquematicamente representado na Figura 7-5 (a). Este sistema apresenta apenas um grau de liberdade uma vez que é apenas necessário o conhecimento do valor do deslocamento de um ponto da estrutura para se conhecer a resposta da estrutura.

Esse sistema, que se admite estar equilíbrio em cada instante de tempo *t*, encontra-se sujeito a uma acção *f(t)*, apresenta deslocamentos *u(t)*, está referenciado a um sistema de eixos *y*, é composto por uma única massa *m*, correspondente à massa do sistema, apresenta um amortecimento *c* do tipo viscoso, que permite dissipar a energia transmitida ao sistema, e possui uma rigidez *k*.

A relação entre a uma força f_e aplicada ao sistema e os deslocamentos sofridos, em regime de comportamento elástico, é dada pela equação do equilíbrio estático $f_e(t) = ku(t)$, admite-se que as forças de amortecimento são caracterizadas por amortecimento linear viscoso, portanto proporcionais à velocidade de deformação da estrutura e traduzidas por $f_a(t) = c\dot{u}(t)$, em que c é o coeficiente de amortecimento viscoso da estrutura, e f_i é a força de inércia ou força de d´Alembert representada por $f_i = -ma$.

Quadro 7-1 – Metodologias de análise sísmica e avaliação da segurança de barragens gravidade de betão (Ghrib F., Léger P. 1997).

Tipo de análise	Dados para a análise sísmica	Metodologia de análise	Resultados obtidos
1) Análise preliminar de avaliação do risco sísmico	Aceleração de pico do solo (PGA), mapas de risco sísmico, mapas de acelerações	Avaliação relativa da vulnerabilidade sísmica Não consideração da fundação	PGA, risco sísmico, acelerações sísmicas
2) Análise pseudo-estática por coeficientes sísmicos	Aceleração efectiva coeficientes sísmicos, massas adicionais de Westergaard	Forças estáticas equivalentes, equilíbrio de corpo rígido, modelos bidimensionais elásticos Massas adicionais de Westergaard	Tensões $\sigma_{máx}$, condições de estabilidade global
3) Análise modal clássica	Espectros de resposta, modelação da fundação, formulação da albufeira por massas adicionais de Westergaard, modelos de elementos finitos	Análise modal clássica e combinação dos modos	Tensões $\sigma_{máx}$ e deslocamentos $d_{máx}$, condições de equilíbrio global
4) Análise modal:			
- no domínio da frequência	Espectros de resposta, acelerogramas, modelação da fundação, formulação da albufeira por massas adicionais de Westergaard, modelos de elementos finitos	Análise linear no domínio da frequência, modelos de elementos finitos 2D e 3D	Tensões $\sigma_{máx}$ e deslocamentos $d_{máx}$, condições de equilíbrio global, análise no tempo
- no domínio do tempo	Acelerogramas, modelação da fundação, formulação da albufeira	Análise linear no domínio do tempo, modelos de elementos finitos 2D e 3D	Tensões $\sigma_{máx}$ e deslocamentos $d_{máx}$, condições de equilíbrio global, análise no tempo
5) Análise não linear no domínio do tempo	Acelerogramas, modelação da fundação, formulação da albufeira por massas adicionais de Westergaard, modelos de elementos finitos, propriedades da mecânica da fractura	Análise da mecânica da fractura, elementos de junta, modelos de elementos finitos 2D e 3D	Análise de formação de fracturas e da estabilidade em secções fracturadas

O conceito de força de d´Alembert ou força de inércia $f_i = -ma$, que expressa a segunda lei de Newton, é baseado na noção de uma força de inércia fictícia igual ao produto da massa do corpo pela aceleração e que actua na direcção oposta à da aceleração a que o corpo está sujeito (Figura 7-6).

Este princípio permite admitir que através da inclusão desta força, conjuntamente com a força derivada da aplicação da lei de Newton, o sistema se encontra em equilíbrio em cada instante (*t)* (Chopra, Anil 1995). A aplicação da 2ª Lei de Newton a um sistema discreto de um grau de liberdade permite a obtenção da equação de equilíbrio do sistema, que representa a equação do movimento, vindo

Eq. 7-1 $$\sum F = ma\,,$$

em que m é a massa do sistema e a é a aceleração relativa medida em relação a um referencial de inércia. A equação de equilíbrio dinâmico do sistema é então traduzida por,

Eq. 7-2 $$f_i + \sum F = 0$$

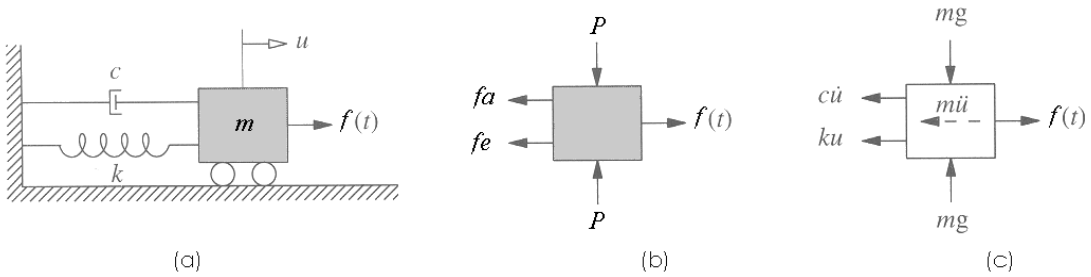


Figura 7-5 – Modelo esquemático de um sistema estrutural com um grau de liberdade (Chopra, Anil K., 1995).

Considerando o sistema de um grau de liberdade indicado na Figura 7-5, com deslocamentos *u(t)* em relação a um referencial fixo, a aplicação da segunda lei de Newton a um sistema discreto de um grau de liberdade sujeito às forças actuantes sobre o corpo anteriores, permite afirmar que estando o sistema em cada instante em equilíbrio, a equação de equilíbrio resultante será, Figura 7-5 (b),

Eq. 7-3 $$-f_i - f_a - f_e + f(t) = 0$$

em que *fi* são as forças de inércia ou de d´Alembert, f_a são as forças de amortecimento do sistema, f_e são as forças de equilíbrio estático e $f(t)$ são as acções actuantes sobre o sistema (Delgado, Raimundo 2002).

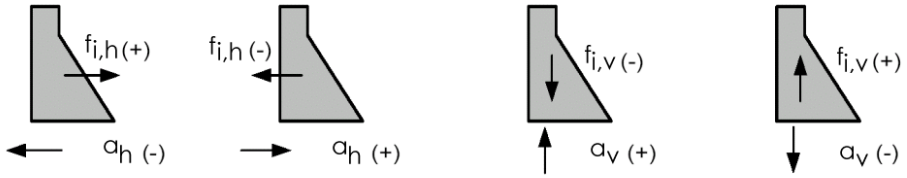


Figura 7-6 – Princípio de D´Alembert aplicado a uma secção de uma barragem com perfil gravidade (adaptado de CADAM, 2001).

A equação anterior constitui a equação fundamental da dinâmica de estruturas e irá ser adoptada em todos os métodos de resolução dinâmica que serão apresentados para análise sísmica de barragens gravidade de betão, considerando-se desde a abordagem mais simplificada, em que se têm em conta apenas as forças estáticas e as forças de inércia, até à consideração de todos os factores que intervêm na equação. Deste modo, para um sistema de um grau de liberdade a equação fundamental da dinâmica vem expressa por,

Eq. 7-4 $$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f(t)$$

tratando-se de uma equação diferencial linear de segunda ordem. A sua solução é constituída pela soma de duas parcelas que são a solução particular $u_p(t)$, correspondente ao movimento forçado e relacionado directamente com a carga $f(t)$, Figura 7-5 (c). A solução complementar $u_c(t)$, correspondente ao movimento natural e que está apenas relacionado com as características do sistema, vindo então,

Eq. 7-5 Solução geral $u_g(t)$ = Solução particular $u_p(t)$ + Solução complementar $u_c(t)$

A resolução desta equação consiste em determinar $u(t)$ conhecendo as acções $f(t)$, o deslocamento inicial $u(0)$ e a velocidade inicial $\dot{u}(0)$. Nesta equação estão representadas diversas situações que são analisadas nas secções seguintes.

7.4.1 - Movimento livre de um sistema com um grau de liberdade

7.4.1.1 - Sistema sem amortecimento

Um sistema de um grau de liberdade que vibra livremente sem amortecimento tem como equação de equilíbrio,

Eq. 7-6 $$m\ddot{u}(t)+ku(t)=0$$

Esta equação diferencial tem como solução expressões do tipo $u=A\cos(wt)$ ou $u=Asen(wt)$, as quais permitem satisfazer essa equação. *A* e *B* representam constantes que dependem do início do movimento e *w* é uma característica física da estrutura.

Admitindo a expressão $u=A\cos(wt)$, e atendendo a que $\ddot{u}=-w^2A\cos(wt)$, a equação diferencial virá $A\left(-mw^2+k\right)\cos(wt)=0$.

Para que a equação seja satisfeita para qualquer instante t, deverá ser $w=\sqrt{\frac{k}{m}}$, expressão que representa a frequência natural w, circular ou angular, de um sistema de um grau de liberdade, medida na unidade de (*rad/s*).

Como a solução geral é do tipo $u(t)=u_p(t)+u_c(t)$, vem então como solução da equação diferencial a equação $u(t)=A\cos(wt)+Bsen(wt)$.

Aplicando as condições fronteira referidas virá que a solução geral é uma função periódica representada pela equação,

Eq. 7-7 $$u(t)=u_o\,cos(wt)+\frac{\dot{u}_o}{w}sen(wt)$$

Esta função é periódica uma vez que $u(t)=u(t+T)$ e $u(t+T)-u(t)=2\pi$, vindo como período a expressão $T=\frac{2\pi}{w}$ em segundos. A frequência é definida como o inverso do período $f=\frac{1}{T}=\frac{w}{2\pi}$, e é medida em ciclos/segundo ou Hertz (Hz). O aspecto do movimento deste sistema é o indicado na Figura 7-7.

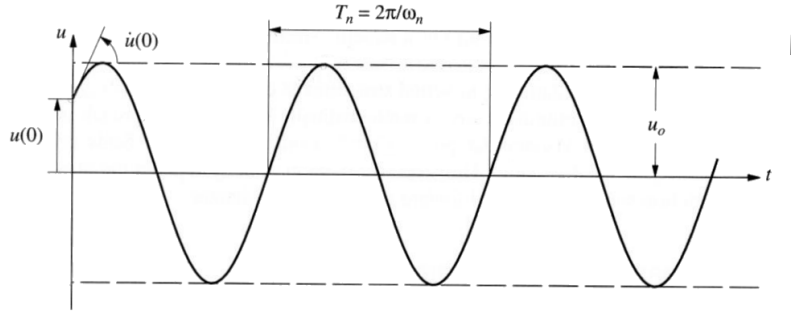


Figura 7-7 - Movimento livre de um sistema de um grau de liberdade sem amortecimento (Chopra, Anil K. 1995).

7.4.1.2 - Sistema com amortecimento

Um sistema de um grau de liberdade com amortecimento que vibra livremente tem como equação de equilíbrio,

Eq. 7-8 $$m\ddot{u}(t)+c\dot{u}+ku(t)=0$$

verificando-se que as funções do tipo $u = Ce^{st}$ são soluções desta equação diferencial. A sua substituição na equação de equilíbrio resulta na equação $ms^2+cs+k=0$ cujas soluções s_1 e s_2 são dadas por $-\frac{c}{2m}\pm\sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2-\frac{k}{m}}$. Assim, a solução geral é dada por $u(t)=C_1e^{s_1t}+C_2e^{s_2t}$, podendo este sistema assumir diferentes formas conforme as raízes obtidas para s_1 e s_2.

a) Sistema criticamente amortecido

Este sistema corresponde ao caso em que o radicando da equação de segundo grau é nulo, vindo que o amortecimento crítico é dado por $c_{cr}=2\sqrt{km}=2mw$ e então $s_1=s_2=-\frac{c_{cr}}{2m}$. A solução geral para $c=c_{cr}$ será,

Eq. 7-9 $$u(t)=(C_1+C_2t)e^{-\left(\frac{c_{cr}}{2m}\right)t}.$$

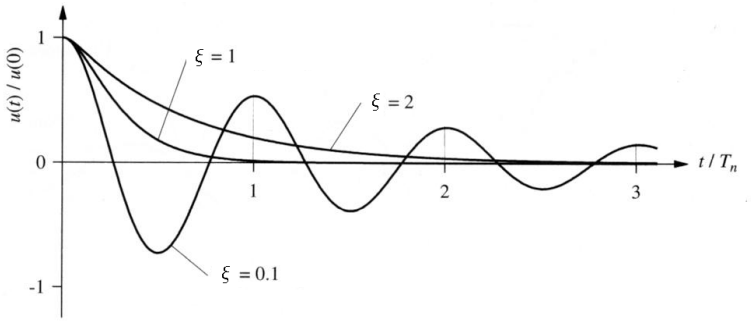


Figura 7-8 - Movimento livre de um sistema de um grau de liberdade com amortecimento igual crítico ξ=2, inferior ξ=1 e superior ξ=0,1 (Chopra, Anil K., 1995).

O movimento do sistema, para $c=c_{cr}$ ou seja para $\xi=1$, não é oscilatório e apresenta a configuração da Figura 7-8.

b) Sistema com amortecimento inferior ao crítico

Para este caso em que $c<c_{cr}$ a solução geral é do tipo $u(t)=C_1e^{-\xi wt+iw_at}+C_2e^{-\xi wt-iw_at}$, obtendo-se a solução geral,

Eq. 7-10 $$u(t)=e^{-\xi wt}\left(u_0\cos(w_at)+\frac{\dot{u}_0+u_0\xi w}{w_a}sen(w_at)\right)$$

onde $\xi=\frac{c}{cr}<1$ é o coeficiente de amortecimento e $w_a=w\sqrt{1-\xi^2}$ é a frequência angular do movimento com amortecimento (Delgado, Raimundo 2002). Nos casos de estruturas correntes o valor do amortecimento situa-se no intervalo entre 0,02 e 0,2. Para o caso em que ξ =0,2 virá $w_a=w\sqrt{1-o,2^2}=0,98w$, ou seja $w_a\approx w$.

Para este caso o movimento é oscilatório não periódico e tem para $\xi=0,1$ o aspecto da Figura 7-8 e Figura 7-9.

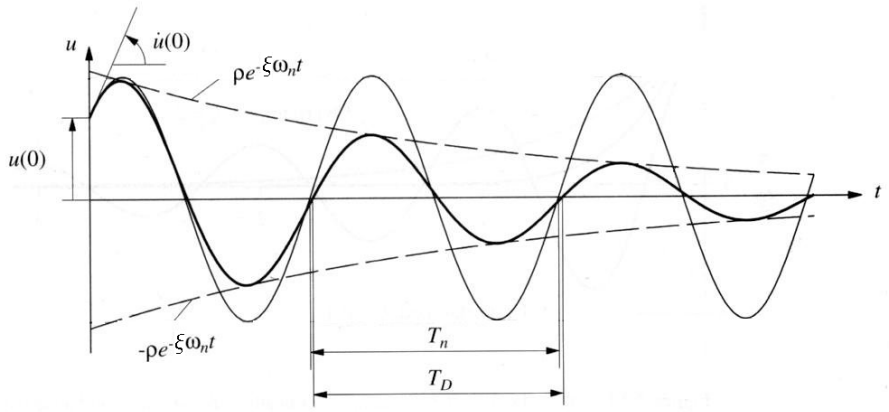


Figura 7-9 - Movimento livre de um sistema de um grau de liberdade com amortecimento inferior ao crítico e de período Td (Chopra, Anil K., 1995).

7.4.1.3 - Sistema sujeito a uma excitação harmónica

Uma solicitação harmónica, sob a forma de forças ou deslocamentos, pode ser representada por funções do género seno ou coseno como por exemplo a função $p(t) = p_0 sen\overline{w}t$, em que p_0 representa a amplitude do movimento e $\overline{w}$ é a frequência de actuação da solicitação harmónica. Na análise deste tipo de acção o sistema pode ou não possuir amortecimento.

a) Sistema sem amortecimento

Para o caso de um sistema de um grau de liberdade sujeito a uma carga harmónica sem amortecimento a equação de equilíbrio é do tipo,

Eq. 7-11 $$m\ddot{u}(t) + ku(t) = p_0 sen(\overline{w}t)$$

A solução geral desta equação é semelhante à determinada para um movimento livre de um sistema de um grau de liberdade sem amortecimento.

Para $t = 0$, $u(0) = 0$ e $\dot{u}(0) = 0$ a solução será,

Eq. 7-12 $$u(t) = \frac{U_0}{1 - r^2}\left(sen(\overline{w}t) - rsen(wt)\right),$$

que é a sobreposição de duas funções harmónicas mas de frequências diferentes $\overline{w}$ e w, resultando assim que o movimento assumido pelo sistema não é harmónico.

A razão $r = \frac{\overline{w}}{w}$ é a razão das frequências e $U_0 = \frac{p_0}{k}$ é o designado deslocamento estático. A expressão $\frac{1}{1 - r^2}$ é o factor de amplificação dinâmica e $sen(\overline{w}t)$ corresponde à parte da resposta em regime estacionário e $rsen(wt)$ à resposta transitória.

Quando $r = 1$ o deslocamento assume um valor $u(t) \to \infty$, ou seja quando ocorre a ressonância e não é possível determinar $u(t)$ pela expressão determinada.

Considerando que a solução é do tipo $u_p(t) = Ct\cos(\overline{w}t)$ a expressão final para a determinação do movimento, para o caso em que ocorre ressonância e sendo $\overline{w} = w$, virá,

Eq. 7-13 $$u(t) = \frac{p_0}{2mw^2}\left(-tw\cos(wt) + sen(wt)\right) = \frac{p_0}{2k}\left(sen(wt) - t\cos(wt)\right)$$

A evolução desta equação está representada na Figura 7-10, verificando-se que apresenta amplitude crescente.

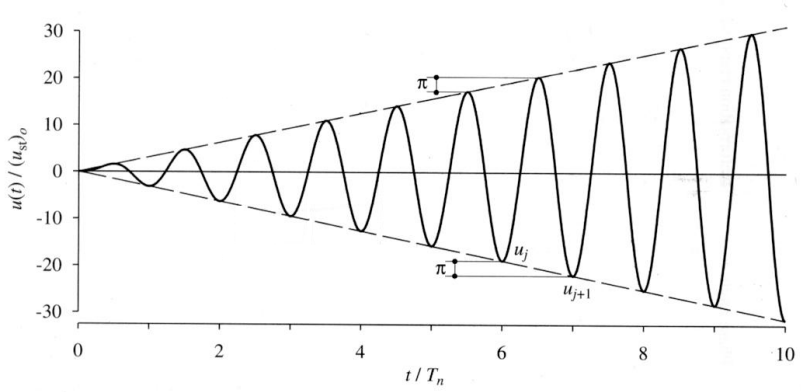


Figura 7-10 – Movimento de um sistema de um grau de liberdade sem amortecimento, sujeito a uma excitação harmónica, em que a frequência da excitação é igual à frequência do sistema $\overline{w} = w$ (Chopra, Anil K., 1995).

b) Sistema com amortecimento

Para um sistema de um grau de liberdade sujeito a uma carga harmónica com amortecimento a equação de equilíbrio é da forma,

Eq. 7-14 $$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p_0 sen(\overline{w}t)$$

A solução geral desta equação é,

Eq. 7-15

$$u(t) = e^{-\xi wt}\left(A\cos(w_a t) + Bsen(w_a t)\right) + \frac{p_o}{k}\frac{1}{\left(1-r^2\right)+\left(2\xi\ r\right)^2}\left[\left(1-r^2\right)sen\overline{w}t - 2\xi\ r\cos\overline{w}t\right]$$

em que a primeira parcela corresponde à parte transitória do movimento e a segunda parcela à parte estacionária.

O coeficiente $D = \frac{1}{\sqrt{\left(1-r^2\right)+\left(2\xi r\right)^2}}$ corresponde ao coeficiente de amplificação dinâmica da parte estacionária.

A relação entre o coeficiente de amplificação dinâmica da parte estacionária e a razão das frequências é traduzida na Figura 7-11, observando-se que o pico da resposta em regime estacionário ocorre para valores de *r* próximos da unidade.

Como conclusões interessantes refere-se que para a parcela da resposta estacionária o movimento é harmónico e possui a mesma frequência da excitação $\overline{w}$, a amplitude é função da amplitude e frequência da excitação, p_0 e $\overline{w}$, e da frequência e amortecimento do sistema, w e ξ. A resposta do sistema e a excitação não estão em fase e em ressonância ($r = 1$) a amplitude é limitada pelas forças de amortecimento sendo o valor máximo (Delgado, Raimundo 2002),

Eq. 7-16 $$D(r=1)=\frac{1}{2\xi}$$

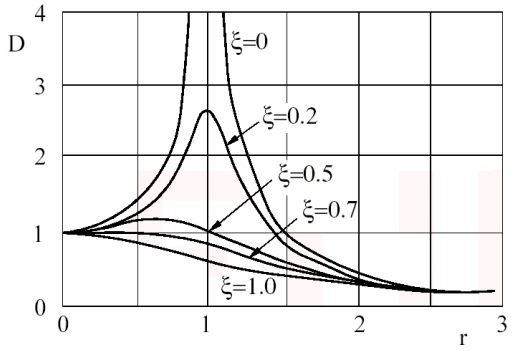


Figura 7-11 - Relação entre o coeficiente de amplificação dinâmica da parte estacionária (*D*) e a razão entre as frequências (*r*) (Chopra, Anil K., 1995).

No caso de ocorrer ressonância ($r=1$) a expressão da resposta virá,

Eq. 7-17 $$u(t)=e^{-\xi wt}\left(A\cos(w_a t)+B sen(w_a t)\right)-\frac{p_o}{k}\frac{\cos(wt)}{2\xi}$$

Para $t=0$, $u(0)=0$ e $\dot{u}(0)=0$ obtém-se a solução

Eq. 7-18 $$u(t)=\frac{1}{2\xi}\frac{p_0}{k}\left[e^{-\xi wt}\left(\cos(w_a t)+\frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}sen w_a t\right)-\cos(wt)\right]$$

Nos casos correntes tem-se $w_a = w$ e $\xi sen(wt)$ contribui pouco para a amplitude vindo

Eq. 7-19 $$\frac{u(t)}{U_0}\cong\frac{1}{2\xi}\left(e^{-\xi wt}-1\right)\cos wt$$

Para $\xi=0$ e resolvendo a indeterminação virá,

Eq. 7-20 $$\frac{u(t)}{U_0}\cong\frac{sen(wt)-wt\cos(wt)}{2}$$

A representação gráfica da equação do movimento de um sistema de um grau de liberdade com amortecimento em ressonância é apresentada na Figura 7-12.

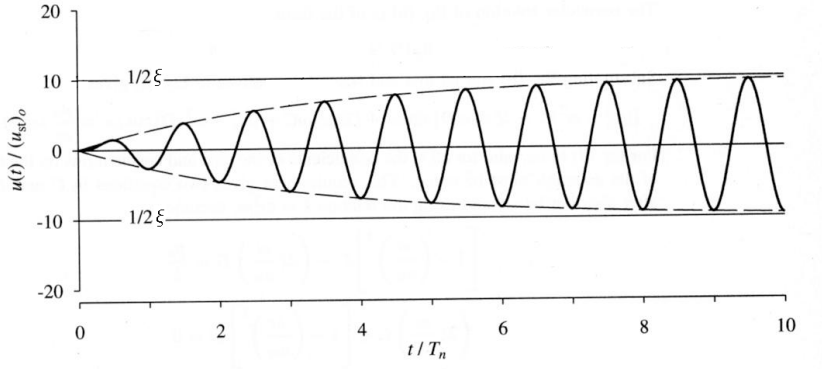


Figura 7-12 - Movimento de um sistema de um grau de liberdade com amortecimento de ξ=0,05 e em ressonância (Chopra, Anil K. 1995).

7.4.2 - Resposta de um sistema de um grau de liberdade a uma acção qualquer

Na maioria dos casos as acções dinâmicas que actuam sobre uma estrutura não são harmónicas. Para estes casos a resposta pode ser obtida em termos de um integral que pode ser calculado por integração directa ou recorrendo a métodos de integração numérica.

7.4.2.1 - Resposta de um sistema de um grau de liberdade a um impulso de pequena duração e resposta a um impulso unitário

Considerando-se uma força $f(t)$ com uma duração t_d, bastante inferior à frequência fundamental do sistema, define-se o impulso dessa força como sendo,

Eq. 7-21 $$I = \int_o^{t_d} f(t)dt .$$

Para as condições iniciais $u(0)=0$ e $\dot{u}(0)=0$, e no caso do amortecimento ser nulo, a equação do movimento será,

Eq. 7-22 $$m\ddot{u}(t)+ku(t)=f(t) \text{ para } 0<t\le t_d \text{ e } m\ddot{u}(t)+ku(t)=0 \text{ para } t_d>t$$

Integrando a equação anterior durante o instante de actuação do impulso e substituindo as equações iniciais então obtém-se a resposta "*aproximada*" a essa acção através da expressão (Delgado, Raimundo 2002),

Eq. 7-23 $$u(t)=\frac{\int_o^{t_d} f(t)dt}{mw} sen(wt)$$

Para um impulso unitário ($I=1$) obtém-se a resposta a um impulso unitário através da equação,

Eq. 7-24 $$u(t)=\frac{1}{mw} sen(wt)$$

No caso do sistema possuir amortecimento a resposta a um impulso será,

Eq. 7-25 $$u(t)=\frac{\int_o^{t_d} f(t)dt}{mw_a} e^{-\xi wt} sen(w_a t)$$

Para um impulso unitário $I=1$ obtém-se a resposta do sistema é dada por ,

Eq. 7-26 $$u(t)=\frac{1}{mw_a} e^{-\xi wt} sen(w_a t).$$

7.4.2.2 - Resposta de um sistema de um grau de liberdade a uma acção qualquer através do integral de Duhamel

Para um sistema de um grau de liberdade sem amortecimento, ao qual é aplicada uma acção genérica $f(t)$, para as condições iniciais $u(0)=0$ e $\dot{u}(0)=0$, a resposta a um impulso elementar $dI=f(\tau)d\tau$ no instante τ é dada, como visto anteriormente por,

Eq. 7-27 $$du(t) = \frac{dI}{mw} sen(w(t-\tau)) = \frac{f(\tau)d\tau}{mw} sen(w(t-\tau))$$

Através da aplicação do princípio da sobreposição dos efeitos para sistemas lineares, a resposta no instante t é determinada pelo somatório das respostas devidas a todos os impulsos antecedentes ao instante t, na forma,

Eq. 7-28 $$u(t) = \frac{1}{mw}\int_0^t f(\tau) sen(w(t-\tau))d\tau$$

e considerando a equação Eq. 7-24, a resposta pode ser determinada por,

Eq. 7-29 $$u(t) = \int_0^t f(\tau) h(t-\tau) d\tau$$

em que $h(t-\tau)$ é a função de resposta a um impulso unitário.

Obtém-se assim um integral que é designado por integral de Duhamel. Esta equação permite calcular o deslocamento total $u(t)$ de um sistema de um grau de liberdade sem amortecimento, produzido por uma acção $f(t)$ qualquer (Delgado, Raimundo 2002).

Para as condições iniciais $u(0) = 0$ e $\dot{u}(0) = \dot{u}_0$ tem-se,

Eq. 7-30 $$u(t) = u_0 \cos(wt) + \frac{\dot{u}_0}{w} sen(wt) + \frac{1}{mw}\int_0^t f(\tau) sen(w(t-\tau))d\tau$$

No caso de um sistema amortecido e condições iniciais nulas tem-se,

Eq. 7-31 $$u(t) = \frac{1}{mw}\int_0^t f(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} sen(w_a(t-\tau))d\tau$$

No caso de as condições iniciais serem diferentes de zero a esta expressão deve ser adicionada uma parcela correspondente ao movimento livre com amortecimento dada pela expressão

Eq. 7-32 $$u_0(t) = e^{-\xi wt}\left(u_0\, cos(w_a t) + \frac{\dot{u}_0 + u_0 \xi w}{w_a} sen(w_a t)\right).$$

7.4.2.3 - Cálculo numérico do integral de Duhamel

Para o caso em que a função $f(t)$, que define a acção, não é passível de resolução por métodos analíticos, é necessário calcular o integral numericamente. Tal é o caso da acção sísmica quando esta é definida através de um acelerograma, série de valores das acelerações ao longo do tempo.

Operando a transformação trigonométrica na equação de Duhamel, Eq. 7-28 ou Eq. 7-29, através da relação $sen(w(t-\tau)) = sen(wt)\cos(w\tau) - \cos(wt)sen(w\tau)$, a equação Eq. 7-28 virá como,

Eq. 7-33 $$u(t) = sen(wt)\frac{1}{mw}\int_0^t f(\tau)\cos(w\tau)d\tau - \cos(wt)\frac{1}{mw}\int_0^t f(\tau) sen(w\tau)d\tau$$

e na forma simplificada,

Eq. 7-34 $$u(t) = \frac{1}{mw}\left[A(t)sen(wt) - B(t)\cos(wt)\right], \text{ sendo } A(t) = \int_0^t f(\tau)\cos(w\tau)d\tau \text{ e } B(t) = \int_0^t f(\tau) sen(w\tau)d\tau$$

O cálculo numérico de $A(t)$ e $B(t)$ pode ser realizado por diversos métodos. Dois dos métodos mais usuais para cálculo de integrais são a regra dos trapézios e a regra de Simpson.

a) Regra dos trapézios

Designando a função a integrar por $I(\tau)$ os integrais anteriores podem ser calculados pela expressão,

Eq. 7-35 $$A(t) = \Delta\tau \frac{1}{2}\left(I_0 + 2I_1 + 2I_2 + ...2I_{n-1} + I_n\right),$$

em que $n = \frac{t}{\Delta t}$ o número de intervalos de tempo de duração $\Delta\tau$ em que se divide a função que define a acção.

b) Regra de Simpson

Pela regra de Simpson, os integrais podem ser calculados pela expressão,

Eq. 7-36 $$A(t) = \Delta\tau \frac{1}{2}\left(I_0 + 2I_1 + 2I_2 + ...2I_{n-1} + I_n\right),$$

sendo $n = \frac{t}{\Delta t}$ o número de intervalos de tempo de duração $\Delta\tau$, em número par para a regra de Simpson, par em que se divide a função que define a acção.

Para conhecimento da história completa da resposta do sistema, o cálculo será incremental através da expressão,

Eq. 7-37 $$A(t_i) = A(t_{i-1}) + \int_{t_{i-1}}^{t_i} f(\tau)\cos(w\tau)d\tau$$

Para um sistema que possua amortecimento o procedimento de cálculo é análogo.

7.4.3 - Resposta de um sistema de um grau de liberdade à acção sísmica

Nas regiões com actividade sísmica o problema essencial de dinâmica que se coloca diz respeito à análise do comportamento das estruturas quando sujeitas a movimentos sísmicos na sua base (Chopra, Anil K. 1995).

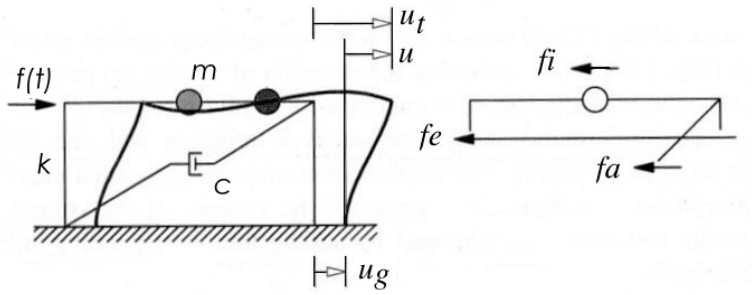
Conforme se observa na Figura 7-13 o deslocamento total do solo é representado por u_g, o deslocamento total ou absoluto da estrutura é designado por u_t e o deslocamento relativo da estrutura e o deslocamento do solo é designado por u.

Em cada instante de tempo tem-se que $u_t(t) = u(t) + u_g(t)$ em que u_t e u_g possuem o mesmo referencial de inércia. A equação do movimento idealizada para um sistema de um grau de liberdade sujeita à acção sísmica pode ser derivada através da metodologia apresentada anteriormente.

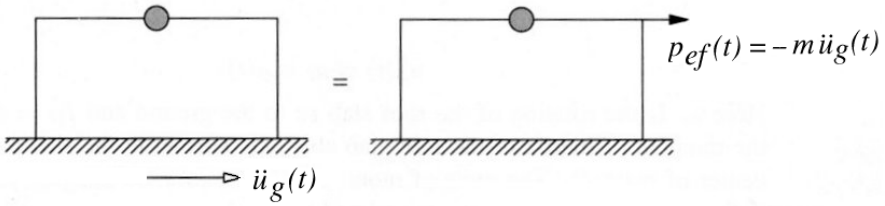
Como visto na secção 7.4.1 - a equação de equilíbrio dinâmico do sistema, para movimento de corpo livre, inclui as forças de inércia f_i, as forças de amortecimento f_a e as forças elásticas estáticas f_e vindo,

Eq. 7-38 $$f_i + f_a + f_e = 0\,.$$

O movimento sísmico origina uma resposta dinâmica da estrutura, em que as forças de inércia dependem do deslocamento total u_t e as forças elásticas e de amortecimento dependem do movimento relativo da estrutura (Delgado, Raimundo 2002). Conhecendo-se a lei do movimento do solo, que é definida pela acção sísmica, pretende-se conhecer a resposta da estrutura idealizada como um sistema de um grau de liberdade.



(a)



(b)

Figura 7-13 – Modelo representativo da acção sísmica sob um sistema de um grau de liberdade (Chopra, Anil K., 1995).

Verifica-se que apenas o deslocamento relativo u entre a massa e a base da estrutura produz deformações elásticas e forças de amortecimento, isto é o movimento de corpo rígido não produz forças internas. Assim, para um sistema com comportamento linear, tem-se que a equação que governa o deslocamento relativo da estrutura $u(t)$ será,

Eq. 7-39 $$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0$$

Eq. 7-40 $$m\left[\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)\right] + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0$$

Eq. 7-41 $$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t)$$

A comparação da equação Eq. 7-41 com a equação fundamental da dinâmica expressa pela equação $m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f(t)$ permite verificar que a aplicação na base da estrutura de uma aceleração sísmica $\ddot{u}_{g(t)}$ é equivalente à aplicação na estrutura de uma força exterior de valor $-m\ddot{u}_{g(t)}$ (Chopra, Anil K. 1995).

Deste modo o deslocamento relativo da estrutura $u(t)$ devido à acção sísmica $\ddot{u}_{g(t)}$ é o mesmo que o deslocamento $u(t)$ dessa estrutura sem movimento do solo e quando submetida a uma força exterior efectiva $p_{ef(t)} = -m\ddot{u}_g(t)$, como esquematicamente se apresenta na Figura 7-13 (b).

Constata-se assim que a força exterior efectiva é equivalente ao produto da massa m do sistema pela aceleração do solo, com actuação no sentido oposto à aceleração do solo, mantendo-se a estrutura fixa nos seus apoios.

Uma conclusão importante a retirar deste resultado é a verificação de que a força efectiva que actua sobre uma estrutura submetida à acção sísmica, representada por acelerações sob a forma de acelerogramas, é equivalente a uma força directamente proporcional à massa da estrutura. Deste modo

uma estrutura dimensionada com uma distribuição de massa mal proporcionada origina forças sísmicas efectivas na estrutura elevadas.

Para determinação do movimento pode-se recorrer ao método indicado em 7.7.6.1 - , ou pelo integral de Duhamel, que para o caso de um sistema amortecido e condições iniciais nulas será,

Eq. 7-42 $$u(t)=\frac{1}{mw}\int_0^t m\ddot{u}_g(\tau)e^{-\xi w(t-\tau)}sen(w_a(t-\tau))d\tau$$

7.4.4 - Espectros de resposta correspondentes a um sistema de um grau de liberdade

O valor máximo do deslocamento de um sistema de um grau de liberdade, correspondente a um oscilador de 1GL, pode ser tomado como uma medida da intensidade de um sismo definido por um acelerograma.

Definindo $S_d(w,\xi)=u_{máx}(t)$ e fazendo variar w e ξ obtêm-se os diagramas representados no que se designa por espectro de resposta de deslocamentos, que corresponde à resposta de todos os possíveis osciladores de 1 G.L., com um dado amortecimento, a uma dada acção sísmica definida por um acelerograma específico (Chopra, Anil K. 1995).

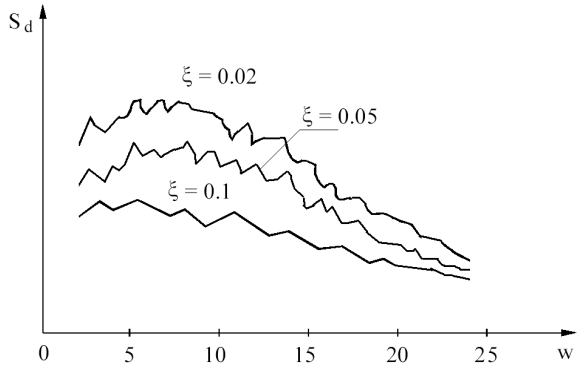


Figura 7-14 – Representação de espectro de resposta de deslocamentos de um oscilador de 1GL para diversos coeficientes de amortecimento.

A envolvente dos diagramas de vários acelerogramas que caracterizam a acção sísmica permite determinar os espectros de resposta regulamentares que definem a acção sísmica.

Estes diagramas apresentam algumas propriedades importantes. Verifica-se que num sistema de 1GL sem amortecimento $\xi=0$, a aceleração absoluta $S_a(w)$ é sempre proporcional ao valor do deslocamento $S_d(w)$, aspecto que também se verifica no instante dos valores máximos.

Como $m\ddot{u}^t(t)+ku(t)=0$ então $m\ddot{u}_{máx}{}^t(t)+ku_{máx}(t)=0$, vindo $\ddot{u}^t{}_{ma'x}=-w^2u_{máx}$, ou seja

Eq. 7-43 $$S_a(w)=-w^2S_d(w).$$

A mesma conclusão pode ser obtida no caso de sistemas com amortecimento, uma vez que, quando o deslocamento relativo atinge o seu valor máximo, a velocidade relativa é nula ou próxima de zero, vindo então,

Eq. 7-44 $$S_a(w,\xi) = -w^2 S_d(w,\xi)$$

A expressão anterior é idêntica à que se obtém numa resposta harmónica e sugere a definição duma velocidade fictícia associada com um movimento harmónico aparente. Trata-se da designada pseudo-velocidade, cujo valor máximo S_v é definido como velocidade espectral e dado por (Delgado, Raimundo 2002),

Eq. 7-45 $$S_v(w,\xi) = -wS_d(w,\xi)$$

Pode-se então descrever as igualdades seguintes, que relacionam os diversos espectros.

Eq. 7-46 $$S_a(w,\xi) = wS_d(w,\xi) = w^2 S_d(w,\xi)$$

7.5 - ANÁLISE SIMPLIFICADA DE TENSÕES E DA ESTABILIDADE GLOBAL

7.5.1 - Introdução e apresentação geral

Os métodos simplificados de análise, por vezes também designados por métodos pseudo-estáticos, permitem a determinação simplificada do valor das forças e das tensões que actuam numa barragem gravidade de betão, assim como verificar a estabilidade global dessas obras ao deslizamento e ao derrube. São consideradas as acções do peso próprio, da água e é considerada a actuação da acção sísmica e admite-se que a estrutura da barragem apresenta uma rigidez elevada, ou seja tem o comportamento de um corpo rígido.

Apesar de ser imediatamente possível, através do cálculo automático, realizar a análise estrutural de forma mais completa, os métodos simplificados ainda se mantêm úteis, uma vez que permitem efectuar as primeiras análises de pré-dimensionamento, estimar e determinar grandezas fundamentais de cálculo de estabilidade que, obviamente, os métodos numéricos computacionais têm forçosamente que confirmar, e por essa via mantêm validade, pois permitem verificar o comportamento das estruturas antes de se avançar para cálculos mais morosos e elaborados.

Verifica-se também que a verificação da segurança global, que é apresentada no Capítulo 8 -, se baseia essencialmente nos critérios de análise clássicos de verificação de estabilidade, os quais são muito semelhantes aos métodos utilizados nas análises simplificadas (Ghrib F., Léger P., 1997).

Neste método, as forças de inércia da estrutura e das massas adicionais devido à presença da albufeira são representadas por forças estáticas equivalentes, aplicadas no centro de gravidade das secções analisadas.

As forças sísmicas são determinadas de forma simples através da multiplicação da massa da estrutura, ou da massa de água, pelo valor de um coeficiente sísmico, que é função da aceleração que se considera actuar na base da barragem.

A análise do equilíbrio das forças de inércia conjuntamente com as restantes forças estáticas permite estimar o valor das forças resultantes e das tensões, e avaliar as condições de equilíbrio da estrutura a mecanismos de rotura ao deslizamento e ao derrube nas principais secções da barragem e da fundação (USACE, 2003).

Através dos método simplificados, e para as fases de estudos preliminares ou estudos prévios, é possível determinar se uma barragem gravidade apresenta características resistentes, tanto em secções da barragem como na fundação, às tensões internas que se instalam nos materiais e garante a estabilidade global ao deslizamento, corte e ao derrube em diversas secções.

O princípio de modelação simplificado considera a representação bidimensional da barragem através de uma secção transversal montante-jusante, adoptando-se geralmente a secção de maior altura. A análise de tensões e verificação dos estados limites deverão ser efectuados para cada secção considerada.

Os cálculos realizados por métodos simplificados admitem as seguintes hipóteses (Herzog, Max, 1999):

- o comportamento tridimensional não é relevante para garantir a estabilidade da estrutura;
- as superfícies de rotura são constituídas por planos horizontais ou inclinados;
- o diagrama de tensões na secção em estudo é calculado supondo que as subpressões actuam como forças exteriores;
- admite-se a hipótese de Navier, ou seja as secções planas mantêm-se planas após a deformação da estrutura, e assim o diagrama de tensões efectivas é linear;
- os materiais do corpo da barragem, zona de interface barragem-fundação e da fundação são considerados homogéneos e isotrópicos.

A análise estrutural simplificada envolve hipóteses que estão situadas do lado da segurança e outras que são optimistas, ou seja podem não ser do lado da segurança (CFBR, 2006). As hipóteses que podem ser consideradas do lado da segurança são as que resultam da não consideração dos efeitos favoráveis de comportamento tridimensional das barragens gravidade de betão e eventualmente os materiais possuírem melhores características resistentes do que as consideradas por medida de precaução.

As hipóteses que podem não ser consideradas do lado da segurança são a possibilidade da geometria da superfície de rotura não ter uma configuração de um plano, a estimativa de abertura de fissuras é apenas aproximada, não é tida em consideração a variação das propriedades dos materiais da fundação e a hipótese de distribuição linear de tensões é simplificadora das tensões reais que se observam.

O cálculo por um modelo simplificado de uma barragem gravidade de betão BCV ou BCC envolve o desenvolvimento das seguintes fases:

- definir a geometria da barragem e das superfícies de rotura potenciais;
- calcular as resultantes das acções na superfície de rotura potencial;
- calcular a repartição das tensões efectivas, que corresponde a descontar as subpressões, ao longo da superfície de rotura potencial, obtendo-se a repartição linear compatível com os esforços aplicados;
- no caso da tensão de tracção exceder a resistência à tracção calcular a extensão da fissuração por iterações sucessivas das condições de equilíbrio;
- análise das condições de estabilidade global.

Como é óbvio, as limitações dos modelos simplificados podem ser ultrapassadas pela utilização de métodos de cálculo mais elaborados, para explorar as margens de segurança da uma obra específica, por exemplo através da consideração do efeito tridimensional na redistribuição das tensões na barragem. Esses cálculos de estabilidade poderão ser realizados por métodos de elementos finitos, que têm em conta a deformabilidade da barragem e da fundação, a simulação de juntas e a abertura de fissuras.

7.5.2 - Metodologias de análise

Na análise de uma barragem gravidade de betão considera-se a actuar na estrutura as forças representadas na Figura 7-15.

As principais acções a considerar neste tipo de análise são as devidas à pressão da água a montante e a jusante, subpressões na zona de contacto entre a barragem e a fundação ou em fissuras existentes na barragem ou na fundação, peso próprio da estrutura, pressão devida à formação de gelo, variações de temperatura, pressão de camadas de sedimentos sobre o paramento de montante e a acção sísmica nas componentes horizontal e vertical. Pode considerar-se outras forças a actuar na estrutura como por exemplo as forças transmitidas por comportas, apoiadas em alinhamentos de roletes ou em munhões.

No método de análise por coeficientes sísmicos é necessário determinar as resultantes das acções actuantes e as forças resistentes, nas componentes normal e paralela nas secções a analisar, como sejam

a secção de contacto entre a barragem e a fundação e outros planos potenciais em que a estabilidade e tensões tenham que ser analisadas. A análise do equilíbrio estático entre as diversas forças resultantes permite estimar os valores das tensões e as forças actuantes nas secções a estudar.

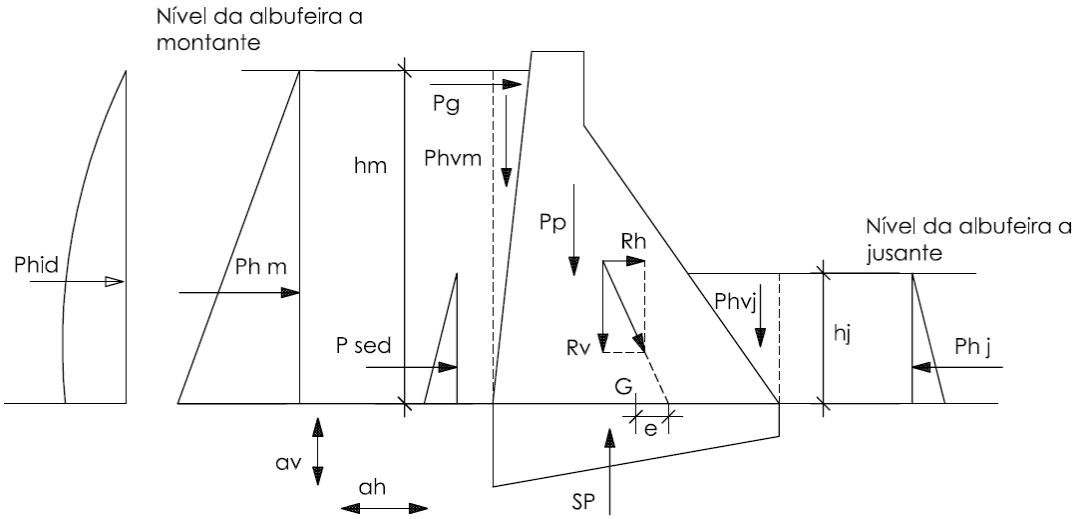


Figura 7-15 – Principais acções e forças actuantes numa secção transversal de uma barragem gravidade de betão (adaptado de USBR, 1987).

Neste método considera-se a estrutura da barragem como rígida, e as forças de inércia originadas pelos movimentos sísmicos, devidas à estrutura e à massa de água da albufeira, são representadas por forças estáticas equivalentes que se consideram aplicadas, respectivamente, no centro de gravidade da secção da estrutura da barragem a estudar e na direcção da resultante do diagrama de pressões hidrodinâmicas.

Para a determinação das forças de inércia causadas pela acção sísmica é necessário conhecer as acelerações de pico correspondentes a cada um dos sismos anteriormente definidos.

Essas forças de inércia são calculadas através do produto da massa da barragem e da massa de água aderente ao paramento de montante pelo coeficiente sísmico apropriado representado por um valor de uma aceleração determinado em acordo com o descrito no item 3.8 -. Neste método, e para ter em conta a natureza oscilatória do sismo, os valores da aceleração máxima de pico $a_{máx}$ devem ser multiplicados pelo factor 2/3=0,67 (Ghrib F. e Léger P., 1997). Para o sismo na direcção vertical pode se considerar uma aceleração compreendida entre 1/5=0,2 e 2/3=0,67 da aceleração de pico, assumindo-se o último valor para locais avaliados nos estudos sismológicos com potencial para geração de sismos.

Eq. 7-47 $$F^{hor}{}_{sísmica} = 0{,}67m \times a_{máx}$$

Eq. 7-48 $$F^{vert}{}_{sísmica} = \left(0{,}2 \;\; a \;\; 0{,}67\right) \; m \times a_{máx}$$

Nesta análise as componentes da acção sísmica na direcção vertical e horizontal devem ser aplicadas nos sentidos em que ocorram situações correspondentes à menor estabilidade da estrutura.

Para a situação do reservatório cheio a situação mais desfavorável ocorre quando o movimento sísmico da fundação se verifica no sentido de montante, o que pode provocar um deslizamento da barragem para jusante. Com efeito, este movimento sísmico potencia as acções da albufeira e de eventuais sedimentos sobre o paramento que actuam no paramento de montante da barragem e produz forças de

inércia na massa do corpo da barragem no sentido de jusante fazendo diminuir a estabilidade da estrutura (USBR, 1987).

As pressões hidrodinâmicas devem ser consideradas na análise de uma estrutura por este método podendo-se determinar as massas correspondentes pelos métodos de Westergard, Zanger (USBR 1987) ou Chopra (Chopra, Anil K., 1991).

Para pequenas barragens, com altura menor que 15m, os estudos indicam que o período fundamental de vibração da estrutura varia entre 0,09s (11 Hz) e 0,05s (20 Hz). Para estas estruturas pode-se supor a aplicação de uma aceleração uniforme horizontal estimada para o local, aplicada uniformemente na estrutura da barragem, desde a base até ao coroamento, que multiplicada pela massa da estrutura permite quantificar a força sísmica a aplicar (USBR, 1987).

As (NPB, 1993) indicam, como referido na secção 6.5.4 -, para barragens com altura até 30 m a consideração um diagrama linear crescente em altura da barragem. Para estes casos a regulamentação considera a aceleração vertical como sendo 2/3 do valor da aceleração horizontal adoptada (RSAEEP, 1983). Os valores destas acelerações são, assim, utilizadas para determinar as forças de inércia a empregar no método de análise pseudo-estático.

Nas situações que exigem maior detalhe na análise dinâmica, que são a presença de falhas activas na proximidade da barragem, geometrias que não enquadrem o perfil tipo usualmente adoptado como por exemplo descarregadores de grandes dimensões sobre a barragem, pilares de pontes sobre a barragem, massas significativas próximas do coroamento tais como comportas, viadutos e barragens de grande altura, superior a 30 m de altura, devem ser utilizados métodos de análise mais elaborados.

7.5.3 - Análise da estabilidade global

A análise da estabilidade global considera a estrutura de uma barragem como um conjunto monolítico e com comportamento de corpo rígido. Para as principais combinações de acções a seguir indicadas procede-se à determinação dos coeficientes de segurança face a potenciais mecanismos de derrube em torno do pé de jusante e de deslizamento ao longo da interface entre a barragem e a fundação e em secções representativas da estrutura da barragem.

- Peso Próprio + Albufeira no NmE +Sedimentos+ Subpressões (com e sem drenagem);
- Peso Próprio + Albufeira no NPA +Sedimentos + Subpressões (com e sem drenagem);
- Peso Próprio + Albufeira no NPA + Sismo base de projecto (SBP) (de jusante para montante e descendente) + Subpressões (com e sem drenagem);
- Peso Próprio + Albufeira no NPA + Sismo máximo de projecto (SMP) (de jusante para montante e descendente) + Subpressões (com drenagem).

Para estas combinações de acções quantificam-se as subpressões considerando o efeito da existência de um sistema de drenagem da fundação operacional, assim como o seu não funcionamento ou inexistência.

Relativamente a estas verificações, pela sua importância o relatório do ACI "Roller Compact Concrete" (Allen, Clarence R., 1979) especifica que as barragens gravidade são essencialmente projectadas tendo em conta a estabilidade ao derrube e ao deslizamento.

7.5.3.1 - Verificação da segurança ao derrube

A análise ao derrube consiste em verificar a relação entre o momento derrubador, originado pelas acções que actuam no sentido de derrube da barragem, e o momento estabilizador proporcionado pelas forças que garantem a estabilidade da barragem. Para a quantificação deste parâmetro determina-se a razão entre as parcelas estabilizadoras e derrubadoras do momento gerado pelas forças resultantes, geralmente em relação à base de jusante da barragem, coeficiente que é traduzido pela expressão Eq. 7-49,

Eq. 7-49 $$CS_{der} = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{der}}$$

Para os diferentes cenários, os coeficientes de segurança ao derrube CS_{der} devem ser superiores aos seguidamente indicados:

Combinações quase-permanentes:	1,50
Combinações raras:	1,30
Combinações acidentais:	1,15

O (USBR 1987) preconiza a verificação da estabilidade ao derrube pela avaliação das tensões na fundação, procurando que a resultante se situe dentro do terço central para as combinações de acções normais. Indica também os valores seguintes para os coeficientes de segurança ao derrube ($CSder$).

Acções frequentes:	3,00
Acções pouco frequentes:	1,50
Acções extremas:	1,10

7.5.3.2 - Verificação da segurança ao deslizamento

A verificação da estabilidade de uma barragem gravidade construída em betão convencional ou em betão BCC ao deslizamento em juntas de construção, em zonas de piores características mecânicas da barragem, como por exemplo onde esta possa estar fissurada, ou na zona próxima da secção da zona de contacto entre a barragem e a fundação é um requisito fundamental e determinante na garantia da segurança deste tipo de estruturas, permitindo averiguar a possibilidade de ocorrência desses mecanismos de rotura (Sarkaria, G. S. 1995).

O somatório das forças horizontais devidas às acções estáticas e dinâmicas na direcção tangencial em relação à superfície onde pode ocorrer deslizamento tendem a fazer deslizar a barragem na direcção de jusante. Esta tendência é contrariada pela resistência ao corte mobilizada na superfície entre a barragem e a fundação. As forças resistentes são obtidas a partir da coesão entre os materiais e as forças de atrito.

Como referido anteriormente, nos estudos de campo a realizar, a resistência ao corte entre a barragem e a fundação deve ser determinada por meio de testes e deve ser efectuada a caracterização da fundação tendo em vista determinar zonas potenciais de rotura ao deslizamento tais como, por exemplo, blocos soltos, diaclases e falhas e planos de deslizamento no maciço da fundação.

A análise de uma secção da barragem como um bloco rígido, em que se assume uma distribuição de tensão uniforme ao longo do plano de deslizamento em análise, permite efectuar, com razoável aproximação, uma primeira avaliação do equilíbrio face às forças globais aplicadas. Na verificação ao deslizamento assume importância fundamental a acção sísmica, sendo esta a que geralmente condiciona o dimensionamento.

Para o estudo da estabilidade ao deslizamento na fundação é importante a caracterização da fundação em termos de orientação do diaclasamento do maciço, de juntas e falhas. Para a análise da segurança ao deslizamento assume-se uma distribuição de tensões uniforme ao longo do plano analisado (USBR, 1987).

O coeficiente de segurança ao deslizamento é traduzido pela relação entre as resultantes das componentes das forças tangencial e normal actuantes ao longo de uma superfície potencial de rotura através da expressão,

Eq. 7-50
$$CS_{desl} = \frac{\frac{\sum N tg\varphi}{cs_\varphi} + \frac{\sum CA}{cs_c}}{\sum T} \geq 1{,}0$$

em que, cs_φ é o coeficiente de segurança em relação às forças resistentes de atrito, cs_c é o coeficiente de segurança relativo à resistência às forças de coesão, $\sum N$ é o somatório das forças resultantes normais à superfície de deslizamento, φ é o ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento, C é o valor característico da coesão por unidade de área, A é a área efectiva de contacto das forças paralelas à superfície de deslizamento e $\sum T$ é o somatório da resultante das forças de corte paralelas à superfície de deslizamento. De notar que o valor de N tem em conta o peso da barragem e o valor da subpressão, conforme indicado na Figura 7-15.

A expressão anterior, que representa a razão entre as forças resistentes e as forças actuantes, permite avaliar a segurança de uma barragem ao deslizamento, e deve ser aplicada a qualquer secção da estrutura, da fundação ou no contacto entre a barragem e a fundação, considerando-se que a segurança ao deslizamento está garantida se for verificada essa condição.

Os coeficientes de segurança cs_c e cs_φ a adoptar são os seguintes:

Cenários correntes frequentes:	3,00 e 1,50
Cenários correntes pouco frequentes:	2,00 e 1,30
Cenários de ocorrência excepcional:	1,50 e 1,10

Para a expressão Eq. 7-50 a regulamentação portuguesa indica os seguintes valores para os coeficientes de segurança cs_c e cs_φ (NPB 1993),

Cenários normais:	(3,0 a 5,0) e (1,5 a 2,0)
Cenários extremos:	0,0 e (1,2 a 1,5)

O USBR adopta uma expressão semelhante para determinação da segurança ao deslizamento, traduzida pela equação (USBR 1987),

Eq. 7-51
$$CS_{desl} = \frac{CA + \sum N \times \tan\phi}{\sum T}$$

O valor mínimo do factor de segurança ao deslizamento CS_{desl} numa secção da barragem ou entre o contacto da barragem com a fundação deve ser de 3,0 para as combinações de acções frequentes, 2,0 para combinações de acções pouco frequentes e 1,0 para combinações de acções extremas.

O coeficiente de segurança ao deslizamento em qualquer plano de fraqueza na fundação deve ser no mínimo cerca de um terço superior aos anteriores, ou seja de 4,0 para as combinações de acções frequentes, 2,7 para combinações de acções pouco frequentes e 1,3 para combinações de acções extremas.

Outros critérios para a análise ao deslizamento podem ser encontrados em diversa bibliografia, salientando-se a publicação (CIGB/ICOLD, 2004).

Se o valor do coeficiente de segurança ao deslizamento em qualquer plano de fraqueza na fundação for inferior ao requerido dever-se-á realizar um tratamento da fundação por forma a aumentar esse factor para os valores mínimos. Em obras na fase de projecto deverá ser efectuado o aperfeiçoamento das formas da barragem.

Podem, por exemplo, ser realizados tratamentos específicos para aumentar a resistência ao corte da ligação, realizar um sistema de drenagem para diminuir o valor das subpressões, aumentar o esforço normal nas secções de deslizamento potencial através de cabos de pré-esforço, realizar o espessamento da base da barragem, ou a realização de um plinto ou cortina de betão entre a barragem e a fundação.

Com efeito, a estabilidade ao deslizamento é muitas vezes a maior condicionante de um projecto obrigando a que a inclinação dos paramentos de montante e especialmente o de jusante sejam dimensionados para atender às exigências de estabilidade ao deslizamento.

No caso de obras já existentes, e para verificação da segurança nas secções da barragem, podem ser instalados cabos de pré-esforço, ancorados na fundação. A secção onde geralmente a segurança ao deslizamento é menor, devido a ser nesta onde os esforços são mais elevados, corresponde à zona de contacto entre a barragem e a sua fundação.

7.5.3.3 - Corte pela fundação

A verificação da segurança em relação ao corte pela fundação consiste em verificar a relação entre a máxima resistência mobilizável contra o movimento horizontal no plano de falha (forças de atrito e aderência entre as superfícies da fundação) e a componente horizontal da resultante das acções actuantes (Figura 6-4).

A condição de resistência ao esforço de corte consiste em verificar que os esforços resistentes são superiores às solicitações através da desigualdade,

Eq. 7-52 $$\left(C \times A + N^{ef} \times \tan\varphi\right) > T$$

em que C e $\tan\varphi$ representa o valor da coesão e da tangente do ângulo de atrito interno do material (valor de pico e valor residual), A é a área da secção analisada, N^{ef} e T são as componentes normal e tangencial das acções actuantes nessa secção, e $N^{ef} = N - U$, sendo U a resultante das subpressões ao nível da secção em estudo.

7.5.3.4 - Determinação e verificação das tensões

Nos estudos preliminares de análise estrutural de uma barragem gravidade a determinação das tensões pode ser efectuada pelo método de análise da viga elástica que considera o cálculo das tensões em flexão. Este método é genericamente correcto para a quantificação das forças globais e permite, de forma simplificada, efectuar a avaliação da segurança de uma estrutura.

Para o estudo de pormenor de secções específicas, ou naquelas em que ocorre variação acentuada de geometria, devem ser utilizados outros modelos. Se uma obra exibir um comportamento tridimensional relevante, como é o caso das barragens monolíticas de betão convencional em que foram injectadas as juntas de contracção e barragens construídas em BCC com curvatura em planta, devem ser adoptados modelos de análise mais adequados.

O método de análise estrutural por forças estáticas resultantes considera a equação Eq. 7-53, a qual deriva da formulação da resistência dos materiais, e que permite a determinação da distribuição linear de tensões em secções, bastando para tal conhecer os principais esforços actuantes em cada secção.

Admite-se uma distribuição linear das tensões na secção resistente, a qual é dada pela equação,

Eq. 7-53 $$\sigma_i = \frac{\Sigma N}{A} \pm \frac{\Sigma M \times y}{I} = \frac{\Sigma N}{A} \pm \frac{6\Sigma M}{h^2},$$

em que σ_i é a tensão normal, ΣN é a resultante das forças verticais, ΣM é a resultante dos momentos em relação ao centro de gravidade da secção resistente, A é a área da secção, considerada plana rectangular e horizontal, y é a distância do ponto de cálculo ao eixo neutro e I é o momento de inércia da secção.

As forças e momentos devido às subpressões internas que possam ocorrer no corpo da barragem, nas superfícies de contacto entre a barragem e a fundação, ou em diaclases na fundação, não são incluídas na equação anterior para determinação das tensões. As tensões finais são obtidas por soma algébrica dos valores das subpressões com as tensões determinadas σ_i.

A determinação do campo de tensões totais é assim estimado pela fórmula da flexão composta considerando-se duas hipóteses para obtenção das tensões efectivas (USBR, 1987):

- numa primeira análise supõe-se que os materiais possuem resistência à tracção, determinando-se o diagrama de tensões normais efectivas em todo a secção, obtidas por dedução das subpressões aos valores das tensões totais;
- admite-se ser nula a resistência à tracção em termos de tensões efectivas e determina-se, por equilíbrio de forças a extensão de eventual formação de fissuras.

Na análise dos cenários de actuação das acções sísmicas assume-se que durante a ocorrência do sismo as subpressões instaladas não sofrem alterações devidas a um eventual mecanismo de abertura ou propagação de fissura suscitado por estas acções. Esta hipótese simplificadora pode ser razoavelmente adoptada neste tipo de análise dado o carácter oscilatório da acção sísmica e o reduzido intervalo de tempo de actuação das acelerações, não permitindo que haja tempo para que as subpressões se modifiquem. No entanto assinala-se que estudos recentes indiciam que poderão ocorrer variações no valor das subpressões (Ghrib F., Léger P., 1997)

Assinala-se que na avaliação da segurança, as forças resultantes podem também ser obtidas com base em estudos efectuados por modelos de elementos finitos.

a) Verificação das tensões de compressão

A tensão de compressão máxima permitida para o betão de barragens gravidade quando submetidos a qualquer combinação de acções frequentes (combinações quase-permanentes) não deve ser superior ao valor da tensão de resistência máxima à compressão dividida pelo factor de segurança 3,0 e procurando-se que esse valor nunca seja superior a cerca de 10 MPa (USBR, 1987).

Para combinações de acções pouco frequentes (combinações raras) a tensão de compressão máxima permitida para o betão de barragens gravidade nunca deve ser superior à tensão de resistência à compressão dividida pelo factor de segurança 2,0. Neste caso, o valor da tensão de compressão máxima nunca deve ser superior a cerca de 15 MPa.

A tensão máxima de compressão admissível para combinações de acções extremas (combinações acidentais) nunca deve exceder o valor da tensão de compressão máxima permitida para o betão.

Para os materiais da fundação o USBR estabelece que devem ser utilizados coeficientes de segurança cerca de um terço superiores aos aplicáveis ao betão, ou seja 4,0 para as combinações de acções frequentes, 2,7 para combinações de acções pouco frequentes e 1,3 para combinações de acções extremas.

b) Verificação das tensões de tracção

Após a determinação do estado de tensão é necessário verificar se as tensões são ou não compatíveis com as resistências dos materiais ou se existe uma tendência para o aparecimento de fissuração. De forma a não se exceder a tensão admissível de tracção na zona de contacto entre a barragem e a fundação, e admitindo a actuação de subpressões, a tensão mínima de compressão deverá ser a calculada pela seguinte expressão,

Eq. 7-54 $$\sigma_n = p\gamma_w h - \left(\frac{f_t}{c}\right)$$

onde σ_n é a tensão de compressão mínima para que não ocorra abertura de fissura, p é um factor de redução que tem em conta a existência de drenagem, γ_w é o peso específico da água, h a altura de água, f_t é a resistência à tracção do betão nas zonas traccionadas e c é o coeficiente de segurança.

A existência de fissuras pode não indicar necessariamente a presença de subpressões uma vez que a água da albufeira só poderá entrar no corpo da barragem através de fissuras e juntas de construção abertas apenas se as tensões de compressão vertical devida ao peso da estrutura forem inferiores à pressão da água (Herzog, Max A., 1999).

O valor de p deve ser 1,0 se os drenos não estiverem operacionais ou não existir um sistema de drenagem. No caso da barragem possuir um sistema de drenagem operacional o valor de p poderá ser reduzido até 0,4 (USBR, 1987).

De forma análoga, o factor de segurança c deve ser de 3,0 para as combinações de acções frequentes, 2,0 para combinações de acções pouco frequentes e 1,0 para combinações de acções extremas. O valor de σ_n para combinações de acções quase-permanentes deve ser sempre de compressão. A formação de fissuração não deve ser permitida para novas barragens para as combinações de acções quase-permanentes e combinações de acções raras.

Contudo, a formação de fissuração é admissível para as combinações de acções extremas, ou de acidente, se a estabilidade da estrutura estiver assegurada. Resumindo, o USBR aconselha os seguintes coeficientes de segurança indicados no Quadro 7-1.

Quadro 7-1 – Valores dos coeficientes de segurança para análise de tensões em secções não fissuradas.

	acções frequentes	**acções pouco frequentes**	**acções extremas**
Tensão de compressão:			
no betão	3,0 (a)	2,0 (b)	1,0
na fundação	4,0	2,7	1,3
Tensão de tracção	3,0 (c)	2,0	1,0
Formação de fissura (d)	não admissível	não admissível	admissível (e)

(a) – Tensão de compressão nunca superior a cerca de 10 MPa;
(b) – Tensão de compressão nunca superior a cerca de 15 MPa;
(c) – Não devem ocorrer tensões de tracção;
(d) – Se a tensão de tracção for superior à tensão resistente do material há a formação de fissura;
(e) – Desde que a estabilidade seja assegurada e as tensões de compressão não excedam a tensão admissível para os materiais.

7.5.4 - Análise da estabilidade em secções fissuradas

O aparecimento de fissuração nas barragens deve-se a vários motivos, salientando-se a fissuração dos betões na fase de construção com origem térmica, aparecimento de fissuração nos paramentos devido a gradientes térmicos elevados e aparecimento de fissuração por se exceder a tensão máxima de tracção dos materiais.

A presença de zonas fissuradas não significa necessariamente que possa ocorrer instabilidade da estrutura. Contudo, perante a suspeita ou existência de fissuras nos paramentos de montante ou de

jusante, há que observar a sua evolução e, quando se justifique, devem ser realizados estudos de investigação que incluam a realização de sondagens, ensaios ultra-sónicos, e testes no local. Após se ter identificado e determinado as causas da presença de fissuração devem ser realizados estudos de estabilidade considerando diversas combinações de acções.

Em geral pode-se admitir que quando é excedida a resistência à tracção admitida para os materiais há a formação de fissuras que progridem até ao ponto em que a resistência à tracção do material não é excedida, permanecendo intacta a zona restante da secção comprimida.

Verifica-se que o aparecimento de fissuração tem origem principalmente nos paramentos e ocorre em zonas características. Na Figura 7-16, adaptada de (Ghrib, F., 1997), apresenta-se algumas localizações onde é típica a ocorrência de fissuração em barragens gravidade de betão. Nesta figura verificam-se zonas onde tipicamente ocorre fissuração tais como: (1) fissuração horizontal em zonas de transição de geometria, devido a concentração de tensões, e em secções de juntas de betonagem de menor resistência, (2) fissuração horizontal na zona de ligação entre a barragem e a fundação, (3) e (4) fissuração em secções da estrutura da barragem devido a esforços de flexão, (5) fissuras de ramificação devido aos esforços oscilatórios de flexão, (6) e (7) fissuração devido a esforços de tracção elevados na fundação devidos ao movimento oscilatório e (8) corte e deslizamento pela fundação.

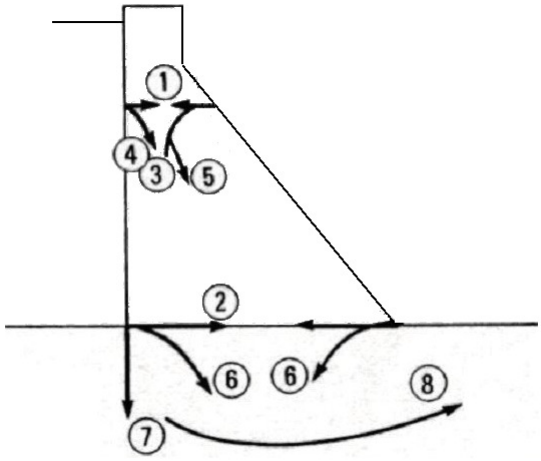


Figura 7-16 – Zonas típicas de aparecimento de fissuração em barragens gravidade de betão.

Para as barragens existentes pode-se admitir que ocorra o aparecimento de fissuração para a situação da albufeira no nível máximo de cheia (NMC), e supondo que o sistema de drenagem está inoperacional, instalando-se assim as subpressões máximas, desde que as tensões e os critérios de verificação da estabilidade estejam garantidos.

Na verificação da segurança em novas barragens deve-se assegurar que não ocorre o aparecimento de tracções superiores às resistências dos materiais, para as combinações de quase-frequentes e raras. A presença de fissuração pode também ser consentida para as acções sísmicas correspondentes às combinações acidentais se as tensões e os critérios de estabilidade forem satisfeitos durante e após a ocorrência do sismo.

7.5.4.1 - Estabilidade de secções fissuradas

Na análise estrutural de uma barragem gravidade, quando se detectar o aparecimento de tensões de tracção que possam originar fissuração na barragem, ou na secção de ligação entre a barragem e a fundação, deve ser estimada e determinada a extensão das zonas fissuradas, assim como a distribuição de tensões resultantes. Consequentemente deve ser determinado o valor do coeficiente de segurança ao deslizamento e ao derrube ao longo das secções fissuradas.

Nas circunstâncias anteriores é necessário efectuar-se a análise da estrutura considerando a presença de secções fissuradas. As hipóteses admitidas para realizar essa análise são as seguintes (USBR, 1987):

- admite-se uma distribuição linear de tensões ao longo da secção em análise, sem actuação de subpressões, e a variar linearmente entre as faces de montante e de jusante;
- após a formação de uma fissura, e como hipótese mais desfavorável, admite-se a instalação de subpressão máxima ao longo de toda a fissura, e com valor constante igual à altura de água na albufeira;
- admite-se que a fissura progride até ao ponto em que a tensão é nula, hipótese que considera que a restante zona da secção se encontra comprimida.

A segunda hipótese é conservativa no caso de existir um sistema de drenagem, mas este é considerado como estando inoperacional após a ocorrência de fissuração. A variação de subpressão é também assumida como evoluindo linearmente desde a secção na zona não fissurada até ao valor da cota da água da albufeira a jusante, encontrando-se toda a zona não fissurada comprimida.

Com base nas hipóteses anteriores, o estudo do equilíbrio estático de uma barragem de perfil gravidade representada na Figura 7-17 permite obter a seguinte formulação.

Considerado que uma estrutura possui uma espessura *L* e se encontra fundada sobre uma fundação rochosa, que se pode considerar como possuindo um comportamento rígido, perante um carregamento de acções resultantes no centro de gravidade da secção da base, excluindo o valor de eventuais subpressões, serão o momento resultante *M* e a força vertical resultante *F*.

Como a estrutura se encontra em equiíbrio estático a fundação aplica uma força de reacção igual e oposta a essas acções sob a forma de pressões. Como a base é admitida como rígida a forma dessas pressões terá a forma linear,

Eq. 7-55 $$P = ax + b$$

onde *P* representa o valor da pressão na base da barragem, *a* é uma constante a determinar, *x* é a distância em relação a montante e *b* é também uma constante a determinar. *Ld* é a área que inicialmente se encontra em compressão.

O equilíbrio de forças permite escrever,

Eq. 7-56 $$d\int_{-L/2}^{L/2} P\,dx = N \text{ , vindo } \quad d\left[\frac{1}{2}a(x)^2 - bx\right]_{-L/2}^{L/2} = N$$

Como $b = \frac{N}{Ld}$, o equilíbrio de momentos será,

Eq. 7-57 $$d\int_{-L/2}^{L/2} Px\,dx = M \text{ , resultando } \quad d\left[\frac{1}{3}a(x)^3 + \frac{1}{2}b(\ )^2\right]_{-L/2}^{L/2} = M \text{ , ou seja } a = \frac{12M}{L^3 d}$$

A expressão para o valor das tensões na base será assim, $P = \frac{12M}{L^3 d}x + \frac{N}{Ld}$. Da definição de excentricidade da carga $e = \frac{M}{N}$, e sua substituição na anterior expressão resulta a equação equivalente à apresentada em Eq. 7-53.

Eq. 7-58 $$P = \frac{N}{Ld}\left(\frac{12e}{L^2}x + 1\right)$$

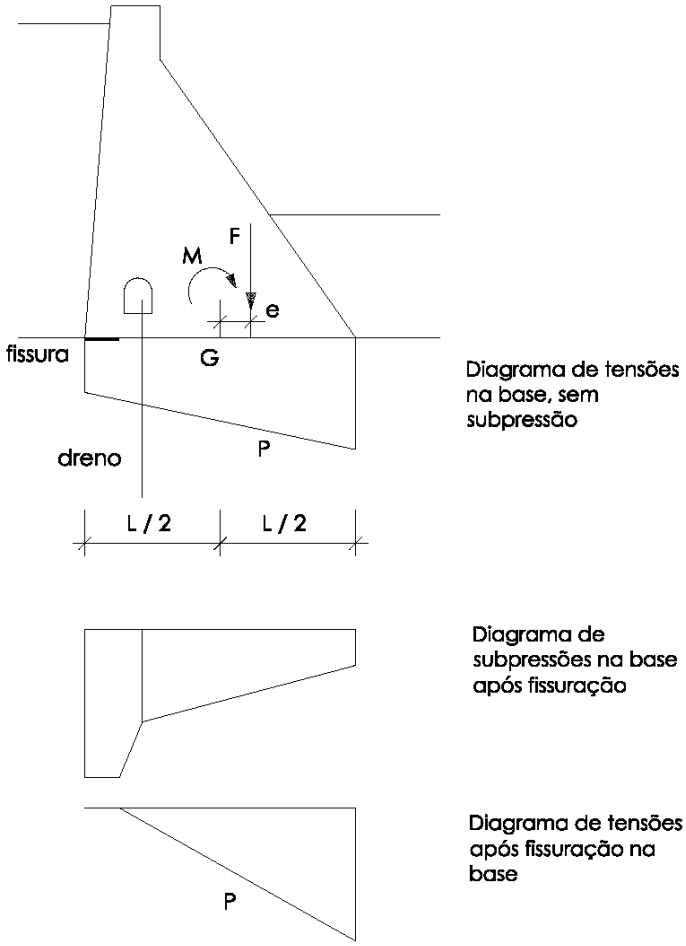


Figura 7-17 – Configurações de equilíbrio de uma barragem gravidade na ocorrência de fissuração na base.

Não ocorre fissuração se as tensões, depois de deduzidas as subpressões, permanecerem de compressão. Para as situações correntes será na zona do paramento de montante e na ligação à fundação que poderão aparecer tensões de tracção. Assim, deverá verificar-se,

Eq. 7-59
$$\frac{N}{Ld}\left(\frac{12e}{L^2}\left(-\frac{L}{2}\right)+1\right)\geq 0$$

ou seja terá que se verificar $e \leq \frac{L}{6}$, o que significa que a resultante das forças na secção em análise, sem contabilizar o valor das subpressões, terá que se localizar dentro do terço central da secção em análise.

As tensões finais serão determinadas pela soma do diagrama de tensões originado por (N e M) mais o diagrama de subpressões na base ou em qualquer outra secção da barragem.

Da Eq. 7-58 resulta $x_0 = -\frac{L^2}{12e}$ e o novo comprimento da secção comprimida será $L_i = \frac{1}{2}L_{i-1} - x_0$ resultando o comprimento de fissura dado pela expressão,

Eq. 7-60 $$C_{fissura} = L_{i-1} - L_i \,.$$

Como a formação de fissura vai alterar o diagrama de subpressões, alterando-se as condições de equilíbrio da estrutura, o cálculo do comprimento de fissura é realizado por iterações de diversos estados de equilíbrio, considerando o comprimento de fissura dado pelas expressões anteriores, até se obter a convergência para $C_{fissura}$ (USACE, 2000).

A metodologia anterior pode ser aplicada à análise para situações estáticas assim como de actuação da acção sísmica.

Todavia, o (USBR, 1987) procede à determinação das equações para uma secção fissurada considerando a actuação de forças sísmicas pseudo-estáticas, de forma semelhante à do método anterior, admitindo no entanto uma diferença significativa nas hipóteses para a análise sísmica pseudo-estática na presença de uma secção fissurada.

Quando na ocorrência de um sismo se desenvolve uma fissura, e apenas para o caso correspondente a uma situação inicial sem de fissuração, admite-se, durante a ocorrência do sismo, que não há lugar à instalação de subpressões na fissura, ou seja o diagrama de subpressões na zona fissurada é nulo.

Esta hipótese é baseada em estudos que parecem indicar que a abertura de uma fissura durante um sismo liberta as subpressões que possam estar instaladas e, devido à rápida oscilação de abertura e fecho da fissura, não ocorre um intervalo de tempo suficiente para se instalar as subpressões provenientes da água da albufeira, opção que é assim menos gravosa.

Para o caso da existência de fissuração admite-se que, durante a ocorrência do sismo, as subpressões instaladas não sofrem variações. Com base nestas hipóteses, o USBR apresenta a formulação das equações de equilíbrio estático para uma secção fissurada e a dedução das equações que permitem determinar o valor do comprimento de fissura por um processo iterativo semelhante ao método anterior.

Se a estabilidade e os níveis de tensão forem satisfatórios durante a ocorrência do sismo deverá posteriormente ser verificada a estabilidade da barragem após a ocorrência desse sismo, verificação após-sismo, ao deslizamento e ao derrube, considerando-se nessa análise instalada a subpressão máxima em toda a zona fissurada.

7.5.4.2 - Processo iterativo para determinação da extensão da fissuração considerando a actuação da acção sísmica

Independentemente de se usar para análise estática e análise pseudo-estática de secções fissuradas as equações anteriores, pode-se utilizar um método iterativo, de carácter geral, que fornece os mesmos resultados. Este método permite ainda visualizar o mecanismo de formação da fissura e evidenciar os factores que influenciam a evolução da fissuração em cada secção em estudo e compreende as seguintes fases (USBR, 1987):

i) O processo iterativo inicia-se admitindo que há formação de fissura quando a tensão normal a montante, é menor que a calculada com a equação Eq. 7-54, ou seja é excedida a tensão de tracção resistente dos materiais após somadas as tensões da subpressão.

ii) Considerando que há formação de fissuração, é então estimado um comprimento para a fissura e o centro de gravidade da secção resistente passa para o centro de gravidade da secção que se mantém intacta.

iii) Para este novo centro de gravidade (G) determina-se o valor do momento resultante, que inclui a contribuição de todas as forças, incluindo as forças sísmicas e as devidas às subpressões.

iv) O estado de tensão σ_i é então calculado usando a equação Eq. 7-53, contabilizando-se o valor da resultante da subpressão nas parcelas do momento (ΣM) e na resultante das forças verticais (R_V). O momento de inércia (I) da secção é calculado relativamente à secção fissurada.

v) Com base no estado de tensão calculado, diagrama de tensões linear com valor da tensão a montante σ_m e a jusante σ_j para o comprimento da fissura previamente arbitrado, é ajustado um novo comprimento de fissura estimado para o ponto em que a tensão é nula.

vi) O processo é repetido até que para a extremidade da fissura coincida, no cálculo, uma tensão nula (processo iterativo a partir da alínea iii)).

No final do processo iterativo obtém-se um diagrama de tensões triangular para a secção que não está fissurada. Através da equação Eq. 7-50 ou Eq. 7-51 determina-se a estabilidade da secção ao deslizamento, considerando-se apenas o efeito da coesão ao longo da secção não fissurada. A mesma análise é realizada para a estabilidade ao derrube, Eq. 7-49.

A verificação da estabilidade ao deslizamento, derrube e os níveis de tensão são considerados satisfatórios se os coeficientes de segurança obtidos forem satisfatórios, em acordo com os parâmetros indicados anteriormente.

A avaliação do comprimento da fissura pode também ser efectuada pelo método proposto pela Federal Energy Regulatory Commission (FERC, 1991). Neste método assume-se que as subpressões permanecem constantes durante a actuação da acção sísmica e o critério para o aparecimento de fissura, na base da barragem ou noutra secção, é a não ocorrência de tensões de compressão, ou seja a existência de tensão nula. São determinadas as forças e os momentos resultantes numa secção e assumida uma distribuição de subpressões durante um sismo.

Com base nestas hipóteses o comprimento de fissura é dada por,

Eq. 7-61 $$L_f = 3\left(e' - \frac{L}{6}\right) \text{ sendo } e' = \frac{M + M_u}{V - U}$$

onde M representa o momento devido às acções exteriores, excluindo as subpressões, e M_u o momento devido às subpressões, em relação ao centro de gravidade da secção, V é a resultante na direcção vertical das forças actuantes, excluindo as subpressões, e U é a resultante das subpressões imediatamente antes da ocorrência do sismo, L é o desenvolvimento da secção em análise, L_f é a estimativa do comprimento da fissura e e' representa o valor da excentricidade das forças resultantes excluindo o valor das subpressões, podendo as forças resultantes serem avaliadas a partir de qualquer método de cálculo disponível.

Estas equações permitem a determinação da evolução da fissura nos métodos de análise transientes, ao longo do tempo e pelos métodos expostos na secção seguinte, obtendo-se as grandezas $M(t)$, $Mu(t)$, $V(t)$, e $Lf(t)$ em cada instante de integração do movimento.

Uma análise mais rigorosa da evolução da fissuração apela a métodos de análise que consideram o comportamento não linear dos materiais.

7.6 - ANÁLISE MODAL E ANÁLISE SÍSMICA POR ESPECTROS DE RESPOSTA

7.6.1 - Introdução e aspectos gerais

O método de análise modal por espectros de resposta permite estimar a resposta sísmica máxima de uma estrutura no domínio linear elástico (USBR, 1987). Este método é adequado durante a fase de projecto e pode ser utilizado para a avaliação de uma estrutura sujeita a sismos de baixa a moderada intensidade, e para os quais que se prevê que a estrutura tenha um comportamento em regime essencialmente linear elástico (USACE, 1999).

Apesar da formulação por análise modal por espectros de resposta ser conhecida há bastante tempo, só nas últimas décadas é que a aplicação deste método tem tido relevância na análise e projecto de estruturas devido ao aparecimento do cálculo automático.

O crescimento da sua aplicação deve-se também ao desenvolvimento dos estudos de sismologia, que permitiram aos projectistas dispor de espectros e de acelerogramas representativos da actividade sísmica específica para os locais de implantação das obras, ao facto do método de análise modal por espectros de resposta ser relativamente simples de compreender e de aplicar e devido à necessidade de se dispor de métodos capazes para a análise do comportamento sísmico de estruturas importantes cujos resultados sejam fiáveis. Estes três factores contribuíramassim para que este método de análise se tornasse o mais utilizado na análise estrutural quando se pretende projectar ou avaliar o comportamento estrutural para as acções sismicas (Gupta, Ajaya, 1992).

Esta técnica é também frequentemente utilizada em alternativa a uma análise transiente por integração das equações no domínio do tempo, para determinar a resposta de uma estrutura a outras acções como por exemplo o vento, ondas oceânicas, vibrações de máquinas e outras acções dinâmicas (ANSYS, 1998).

O método de análise modal por espectros de resposta apresenta, contudo, algumas limitações que devem ser consideradas na avaliação dos seus resultados. A limitação mais relevante refere-se aos resultados serem valores máximos da resposta e sempre positivos, tanto sejam deslocamentos, tensões, forças e momentos, e ao facto de genericamente não ocorrerem em simultâneo. Assim, não podem ser determinadas as deformadas nem verificadas as condições de equilíbrio da estrutura de modo a validar os resultados do comportamento da estrutura após a combinação dos modos.

Esta questão pode ser ultrapassada determinando, para as secções em estudo, as forças resultantes e considerando os sinais correctos das tensões nos elementos, mediante a análise das configurações das deformadas de cada um dos principais modos de vibração (USACE, 2003).

Uma forma alternativa corresponde à determinação, nas secções em estudo, das forças associadas a cada modo de vibração e posteriormente combinar as forças resultantes nas diversas componentes estudadas (correspondentes às direcções x, y, z) e para os modos seleccionados.

O método de análise modal tem outras limitações como sejam representar de forma aproximada os efeitos da interacção entre a estrutura, a fundação e albufeira, assim como não permite representar as características da resposta dinâmica da estrutura ao longo do tempo, quando sujeita a acções sísmica que são sobretudo acções de características dinâmicas (USACE, 2003).

A análise estrutural por este método envolve as seguintes fases de cálculo (Forkmann, Bernhard, 2003):

- definição do modelo, das propriedades dos materiais e das condições fronteira;
- análise modal através da determinação das frequências próprias e modos de vibração;
- análise espectral através de espectros de resposta regulamentares;
- combinação dos resultados (deslocamentos e tensões) para os diversos modos de vibração;
- análise dos resultados do cálculo.

Através da análise modal pode-se determinar as características de vibração de uma estrutura, nomeadamente as suas frequências naturais e modos de vibração correspondentes.

Os modos de vibração a considerar para sobreposição modal devem ser em número suficiente para cobrir toda a escala do espectro de modo a caracterizar com precisão a resposta da estrutura. Numa análise modal de uma barragem gravidade de betão verifica-se que é suficiente considerar os primeiros 10 modos de vibração da estrutura, e desde que correspondam a frequências situadas no intervalo até 100 Hz (Forkmann, Bernhard, 2003).

Neste método, os valores máximos dos deslocamentos, tensões e forças em secções para cada modo de vibração da estrutura são, numa primeira fase, determinados separadamente e sendo posteriormente

combinados de forma adequada, associando-se as diversas componentes nas direcções sísmicas consideradas, apenas se considerando os primeiros modos, os quais correspondem aos modos mais significativos para obtenção da resposta da estrutura.

As respostas modais devidas a cada componente do sismo são combinadas através de diversos métodos, destacando-se o método da raiz quadrada da soma dos quadrados (RQSQ) ou da combinação quadrática completa (CQC). Se os modos de vibração estão bem separados, ou seja não estão associados a frequências de valor muito próximo, sendo portanto estatisticamente independentes, o método RQSQ é mais adequado. Se tal não ocorrer utiliza-se o método CQC (USACE, 2003).

A combinação das respostas máximas de cada componente da acção sísmica, resposta nas direcções sísmicas consideradas x, y e z, é efectuada pelo método RQSQ com o objectivo de obter os valores da resposta total máxima, em termos de deslocamentos, tensões, forças e momentos, devidas às diversas componentes da acção sísmica (USACE, 2003).

O conceito de espectro de resposta é geralmente utilizado para referir o diagrama, ou conjunto de valores, que representa a máxima resposta, em termos de deslocamentos, velocidades ou acelerações, de um oscilador com um grau de liberdade e um dado amortecimento, em função do período ou frequência desse oscilador, a uma excitação na sua base, como por exemplo as acelerações ao longo do tempo associadas a um sismo. Os valores máximos da resposta são expressos em função do período natural não amortecido para um dado amortecimento da estrutura, podendo assim ter-se diversas curvas, cada uma correspondente a um diferente coeficiente de amortecimento (ANSYS, 1998).

Podem-se ter três tipos de espectro:

- Espectro de resposta simples,
- Espectro de resposta múltiplo e
- Espectro densidade de potência vulgarmente designado por espectro PSD (*power spectrum density*).

Um espectro de projecto regulamentar é um diagrama do mesmo tipo, mas representativo de um conjunto de excitações, constituindo portanto uma envolvente que tem em conta na sua definição riscos que são assumidos, através da definição de um período de retorno associado a factores económicos a preservar, incertezas na definição das acções, coeficientes de segurança, efeitos não lineares no comportamento das estruturas, etc.

Na Figura 7-18 apresenta-se, como exemplo, os espectros de resposta constantes do (RSAEEP, 1983) que mais interessam na análise de estruturas assentes em fundação rochosa, referentes à zona A do território nacional.

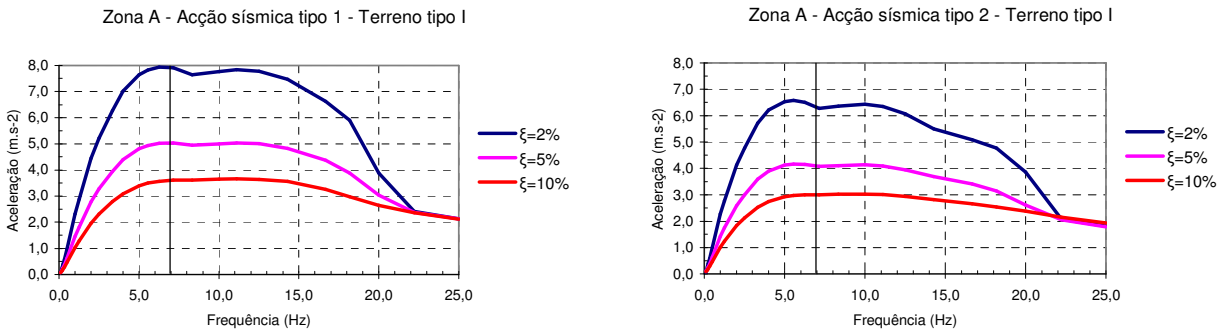


Figura 7-18 – Espectro de resposta do RSAEEP, zona A, acção sísmica tipo 1 e 2 e terreno tipo I.

É representada a acção sísmica tipo 1, de magnitude moderada e pequena distância focal, e tipo 2, maior magnitude e maior distância focal, para terrenos de fundação do tipo I, correspondente a rochas e solos coerentes rijos, para uma gama de frequências alargada, assinalando-se com um alinhamento vertical a zona considerada no (RSAEEP, 1983).

Todos os espectros, com excepção de espectros de forças, representam espectros sísmicos, isto é assumem que as acções são aplicadas na base da estrutura. O espectro de forças é especificado para nós que não se localizam na base e podem possuir componentes nas três direcções FX, FY e FZ.

Um espectro densidade de potência (PSD) é uma medida estatística da resposta de uma estrutura a acções dinâmicas aleatórias. Matematicamente a área de um gráfico (PSD) é igual à variância, ou seja a raiz quadrada do desvio padrão da resposta.

A análise por espectros de resposta é uma análise determinística porque os valores das acções e os valores das respostas são os actuais valores máximos. A análise por espectros de potência por sua vez é uma análise probabilística, uma vez que os valores das acções e os valores das respostas representam apenas valores prováveis assumidos por essas grandezas.

7.6.2 - Equações de equilíbrio dinâmico de sistemas discretos com n graus de liberdade

O comportamento dinâmico de sistema estruturais discretizados em *n* graus de liberdade, sujeitos à acção de forças externas $f(t)$, pode ser expresso através da equação matricial de equilíbrio dinâmico, a qual representa um sistema de n equações diferenciais de segunda ordem, que por analogia com o estudo para um sistema de um grau de liberdade virá,

Eq. 7-62 $$[M]\{\ddot{u}(t)\}+[C]\{\dot{u}(t)\}+[K]\{u(t)\}=\{f(t)\}$$

em que $[M]$, $[C]$ e $[K]$ são matrizes $(n\times n)$ designadas por matriz de massa, matrizes de amortecimento viscoso e de rigidez, respectivamente, e $\{u(t)\}$, $\{\dot{u}(t)\}$ e $\{\ddot{u}(t)\}$ são, respectivamente, os vectores $(n\times 1)$ dos deslocamentos, de velocidade e acelerações segundo os *n* graus de liberdade e $\{f(t)\}$ é o vector de dimensão $(n\times 1)$ das acções externas aplicadas à estrutura. Esta equação tem, portanto, uma fundamentação física, podendo ser considerada como uma expressão da segunda lei de Newton para sistemas estruturais discretizados em *n* graus de liberdade.

Para uma estrutura ou sistema com *n* graus de liberdade, a determinação da resposta depende assim do conhecimento de *n* parâmetros. As equações de movimento de um sistema de múltiplos graus de liberdade são constituídas a partir do equilíbrio das forças associadas a cada grau de liberdade, de forma similar à considerada para um sistema com um simples grau de liberdade.

A equação matricial Eq. 7-62 exprime o equilíbrio no tempo entre as forças de inércia $[M]\{\ddot{u}(t)\}$, forças de dissipação de energia $[C]\{\dot{u}(t)\}$ e de restituição elástica $[K]\{u(t)\}$ com as forças externas aplicadas ao sistema $\{f(t)\}$. Para essa equação pretende-se calcular, para cada instante (t), os valores de $\{u(t)\}$ conhecendo-se a acção $\{f(t)\}$ e as condições fronteira $\{u(0)\}$ e $\{\dot{u}(t)\}$ (Rodrigues, 2005).

Nesta equação, as forças de dissipação de energia são consideradas como sendo do tipo viscoso e iguais ao produto da matriz de constantes de amortecimento pelo vector de velocidades.

Este fenómeno de dissipação de energia num sistema estrutural em regime linear pode ter origem em diversos mecanismos, nomeadamente o efeito térmico devido à deformação elástica cíclica e ao atrito dos materiais, o atrito entre elementos estruturais, a interacção entre o solo de fundação e a estrutura.

A modelação destes fenómenos apresenta um grau de dificuldade elevado sendo usual considerar o amortecimento como sendo de tipo viscoso, o que corresponde a uma aproximação satisfatória dos

mecanismos responsáveis pela dissipação de energia de um sistema estrutural em regime linear (Chopra, 1995).

Muitas vezes a matriz de amortecimento é definida por uma combinação linear entre as matrizes de massa e de rigidez através da relação,

Eq. 7-63 $$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

Para o caso de se considerar que o coeficiente de amortecimento é igual para os modos i e j virá (Chopra, Anil K., 1995),

Eq. 7-64 $$\alpha = \xi \frac{2w_i w_j}{w_i + w_j} \text{ e } \beta = \xi \frac{2}{w_i + w_j}$$

em que α e β são parâmetros independentes constantes, convenientemente definidos, cujas unidades são (s^{-1}) e (s), respectivamente, designando-se a matriz $[C]$ por matriz de amortecimento de Rayleight.

Ao considerar-se um amortecimento deste tipo está-se a admitir que o amortecimento tem uma distribuição, ao longo do sistema estrutural, semelhante à distribuição da massa e da rigidez.

Tal parece ser uma hipótese verosímil no caso de estruturas constituídas por um material homogéneo em que os mecanismos responsáveis pela maior parte da dissipação de energia são devidas ao próprio funcionamento do material das estruturas. Na referência (Chopra, Anil K., 1995) é apresentada uma formulação para determinação dos parâmetros α e β.

O vector das forças externas $\{f(t)\}$ pode ainda ser escrito como o produto de uma matriz de dimensão $(n \times m)$, com $m \leq n$, pelo vector $\{F(t)\}$ das acções, de dimensão $(m \times 1)$. Esta matriz, constituída por zeros e uns, especifica os *m* graus de liberdade onde estão aplicadas as acções (Rodrigues, 2005).

Duma forma geral podem-se considerar aplicadas no grau de liberdade genérico (*i*) as forças aplicadas exteriormente $\{f(t)\}$ e as forças resultantes do movimento que se dividem em forças de inércia, forças devidas ao amortecimento e forças de deformação elástica (Guerreiro, Luís 1999).

7.6.3 - Frequências e modos próprios de vibração de sistemas em movimento livre sem amortecimento

Para os sistemas estruturais sem amortecimento, a determinação dos valores e vectores próprios, correspondentes às suas frequências e modos naturais de vibração, sem forças externas aplicadas, pode ser efectuado a partir da equação

Eq. 7-65 $$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{0\}$$

Admitindo-se que o movimento da estrutura, solução da Eq. 7-65, quando vibra com uma dada frequência w, é do tipo harmónico, ou seja a deformada $\{u_i(t)\}$ varia sinusoidalmente com o tempo através de uma equação do tipo,

Eq. 7-66 $$\{u_i(t)\} = \{\phi_i\} sen(wt - f)$$

em que $\{\phi_i\}$ é um vector que representa a configuração (i) da deformada da estrutura e que não varia com o tempo, w_i é frequência de vibração e f é fase relativamente à fonte de excitação, que no caso da excitação e a estrutura vibrarem em fase será nula ($f = 0$).

A segunda derivada da equação Eq. 7-66 em ordem ao tempo permite determinar a expressão das acelerações ao longo do tempo resultando,

Eq. 7-67 $$\{\ddot{u}_i(t)\} = -w_i{}^2 \{\phi_i\} sen(wt - f)$$

Substituindo as equações de $\{u_i(t)\}$ e $\{\ddot{u}_i(t)\}$ na equação do movimento Eq. 7-65 virá,

Eq. 7-68 $$-w_i^2[M]\{\phi_i\}sen(w_i t - f) + [K]\{\phi_i\}sen(w_i t - f) = \{0\}$$

Eq. 7-69 $$-w_i^2[M] + [K]\{\phi_i\} = \{0\}$$

Eq. 7-70 $$\left[[K] - w_i^2[M]\right]\{\phi_i\} = \{0\}$$

Para que o sistema de equações Eq. 7-70 não apresente uma solução trivial, que seria $\{\phi_i\} = \{0\}$, é necessário que o determinante da matriz $\left|[K] - w_i^2[M]\right|$ seja nulo. Obtém-se, assim, um problema de determinação de valores e vectores próprios, em que os valores próprios são as frequências próprias do sistema estrutural e os vectores próprios são os modos de vibração desse sistema.

A cada frequência w_i irá corresponder um modo de vibração $\{\phi_i\}$ vector com a dimensão $(n \times 1)$. As frequências próprias f_i (Hz) não amortecidas relacionam-se com as frequências próprias angulares w_i *(rad/s)* não amortecidas através da relação $f_i = \frac{w_i}{2\pi}$.

Para uma estrutura com *n* graus de liberdade a condição de $\left[[K] - w^2[M]\right]\{\phi\} = \{0\}$ conduz a uma equação polinomial de grau *n* em w^2, que corresponde à equação característica do sistema. Tem-se assim um problema de valores e vectores próprios, podendo-se obter as *n* soluções w_1^2, w_2^2, w_3^2, ..., w_n^2, que são os valores próprios e correspondem às frequências dos *n* modos de vibração do sistema.

Para cada termo w_n tem-se um correspondente vector $\{\phi_n\}$, que representa o modo de vibração correspondente e que se obtém resolvendo o sistema de equações,

Eq. 7-71 $$\left\{[K] - w^2[M]\right\}\{\phi\} = \{0\}$$

Como o vector $\{\phi_n\}$ não pode ser determinado na sua grandeza, tem-se uma infinidade de soluções, representando estas a configuração do sistema estrutural quando este vibra com uma determinada frequência. A resolução desta indeterminação pode, por exemplo, ser uma solução particular fazendo unitária uma das componentes do vector $\{\phi_n\}$, por exemplo $\phi_{1n} = 1$.

O sistema de *n-1* equações em ordem às restantes componentes de $\{\phi_n\}$ permite determinar este vector correspondente ao modo de vibração *n*, que é o vector próprio em coluna de componentes ϕ_{1n}, ϕ_{2n}, ϕ_{3n}, ..., ϕ_{nn}, que caracteriza a deformada do *n*-ésimo modo de vibração do sistema.

A determinação de valores e vectores próprios pode ser feita com recurso a diversos métodos numéricos, como por exemplo o método de Jacobi, de Stodola, de sequências de Sturn, de iterações por subespaços (Delgado, Raimundo, 2002).

Os vectores próprios correspondentes aos *n* modos de vibração dum sistema estrutural podem ser reunidos na matriz modal $[\Phi] = [\phi_1 \quad \phi_2 \quad ... \quad \phi_n]$ de dimensão $(n \times n)$, em que cada coluna representa um modo de vibração, e as frequências próprias angulares w_i numa matriz diagonal $[\Omega] = [... \quad w_i \quad ...]$, correspondente a cada modo de vibração.

Na análise linear elástica o conteúdo em frequências da acção sísmica, traduzida sob a forma espectral, é um factor determinante na resposta da estrutura. As frequências naturais e modos de vibração fornecem informações importantes sobre as características dinâmicas de uma barragem, a sua interdependência com a albufeira e o nível de resposta às acções sísmicas. Assim, caso as frequências

próprias da estrutura se situem na zona do espectro com maiores amplitudes as respostas terão maior amplitude.

Uma forte ligação com a albufeira, visível na diferença significativa nas frequências e modos de vibração calculados para a barragem com e sem albufeira, indica se a albufeira deve ser representada por métodos mais precisos do que a simples assimilação a massas adicionais isoladas. A distribuição das frequências mais baixos de vibração indica quais as frequências do sismo que assumem maior importância, e por conseguinte os modos de vibração mais significativos e que irão ser mobilizadas.

7.6.4 - Condições de ortogonalidade entre os vectores dos modos de vibração.

Os vectores que representam os modos de vibração apresentam um conjunto de propriedades designadas por condições de ortogonalidade e que são traduzidas nas seguintes equações:

Eq. 7-72 $$\{\phi_n\}^T [M] \{\phi_m\} = 0 \text{ , para m} \neq \text{n}$$

que representa a ortogonalidade em relação à matriz de massa, e

Eq. 7-73 $$\{\phi_n\}^T [K] \{\phi_m\} = 0 \text{ , para m} \neq \text{n}$$

que se refere à ortogonalidade em relação à matriz de rigidez e

Eq. 7-74 $$\{\phi_n\}^T [C] \{\phi_m\} = 0 \text{ , para m} \neq \text{n}$$

que se refere à ortogonalidade em relação à matriz de amortecimento.

Em relação à matriz de massa $[M]$ a ortogonalidade dos modos de vibração pode ser demonstrada considerando a equação Eq. 7-70 escrita, para os modos de vibração *n* e *m*, multiplicando cada equação pelo modo respectivo, representando os vectores $\{f^i\}$forças de inércia, resultando,

Eq. 7-75 $$[K]\{\phi_n\} = w_n{}^2 [M]\{\phi_n\} = \{f^i\}_n$$

Eq. 7-76 $$[K]\{\phi_n\} = w_n{}^2 [M]\{\phi_n\} = \{f^i\}_n$$

Aplicando o teorema de Betti (Coelho, Aristides G., 1989), para sistemas lineares, segundo o qual se um corpo, isento de variações de temperatura e de assentamentos de apoio, está em equilíbrio elástico sob a acção de dois sistemas independentes de forças exteriores, o trabalho virtual do primeiro sistema de forças na deformação produzida pelo segundo, é igual ao trabalho virtual do segundo sistema de forças na deformação produzida pelo primeiro, pode-se escrever,

Eq. 7-77 $$\{f^i\}_n{}^T \{\phi_m\} = \{f^i\}_m{}^T \{\phi_n\}$$

Eq. 7-78 $$\left(w_n{}^2 [M]\{\phi_n\}\right)^T \{\phi_m\} = \left(w_m{}^2 [M]\{\phi_m\}\right)^T \{\phi_n\}$$

Tendo em conta que as matrizes $[M]$, $[C]$, e $[K]$ são simétricas, verificam-se as relações $[M]^T = [M]$, $[K]^T = [K]$, obtendo-se a expressão,

Eq. 7-79 $$w_n{}^2 \{\phi_n\}^T [M]\{\phi_m\} = w_m{}^2 \{\phi_m\}^T [M]\{\phi_n\}$$

e como

Eq. 7-80 $$\{\phi_n\}^T [M]\{\phi_m\} = \{\phi_m\}^T [M]\{\phi_n\} \text{ vem,}$$

Eq. 7-81 $$\left(w_n{}^2 - w_m{}^2\right)\{\phi_n\}^T [M]\{\phi_m\} = 0$$

Se $w_n{}^2 \neq w_m{}^2$ virá,

Eq. 7-82 $$\{\phi_n\}^T [M]\{\phi_m\} = 0 \text{ se m} \neq \text{n}$$

Este resultado demonstra a condição de ortogonalidade dos modos de vibração em relação à matriz de massa $[M]$, uma vez que $w_n \neq w_m$. De forma semelhante é possível demonstrar a propriedade de ortogonalidade dos modos de vibração em relação à matriz de rigidez $[K]$, vindo $\{\phi_n\}^T [K]\{\phi_m\} = 0$, se $m \neq n$.

A partir das condições de ortogonalidade entre os vectores próprios e as matrizes de massa e de rigidez, é possível estabelecer as seguintes relações,

Eq. 7-83 $$[\phi]^T [M]\ [\phi] = [\ldots \quad m_i \quad \ldots] = [M_G] \text{ e}$$

Eq. 7-84 $$[\phi]^T [K]\ [\phi] = [\ldots \quad k_i \quad \ldots] = [K_G]$$

em que $[\phi]$ é a matriz modal global, correspondendo a cada coluna dessa matriz um modo de vibração e m_i e k_i são a massa modal e a rigidez modal correspondente ao modo de vibração i, verificando-se a relação $w_i^2 = \frac{k_i}{m_i}$.

Como consequência das condições de ortogonalidade, as matrizes $[M_G]$ e $[K_G]$ só apresentam valores não nulos na diagonal principal, sendo então matrizes diagonais. Verifica-se então que se os modos de vibração são ortogonais em relação às matrizes de massa e de rigidez também o serão em relação a qualquer matriz que resulte da combinação linear daquelas duas.

7.6.5 - Normalização dos modos de vibração

Como visto no parágrafo anterior, conclui-se que os modos de vibração representam apenas a configuração da estrutura quando esta vibra com uma determinada frequência. Desta forma, os valores numéricos das componentes que constituem o vector de cada modo de vibração não tem qualquer significado físico real, sendo apenas relevante a relação entre essas componentes. Apenas se pode determinar a configuração geométrica de cada modo de vibração, existindo uma infinidade de representações possíveis em amplitude para cada modo de vibração calculado.

Há interesse em representar a configuração dos modos de vibração de forma a que fique facilitada a interpretação e a comparação entre os diversos modos.

Uma das formas mais simples de normalizar os modos é considerar o maior valor do vector de cada modo de vibração igual à unidade, escalando as restantes componentes na respectiva proporção. Outra maneira é considerar sempre igual à unidade o mesmo elemento dos vários vectores dos modos de vibração e escalar os restante valores nessas proporções.

A forma de normalização dos modos de vibração mais comum, principalmente pelas simplificações que introduz na representação da equação de movimento, é a normalização em relação à matriz de massa $[M]$. Esta normalização, de que resultam os vectores $[\varphi_n]$, consiste em considerar os modos de vibração de tal forma que se possa obter para cada modo de vibração *n* a seguinte relação,

Eq. 7-85 $$[\varphi_n]^T [M]\ [\varphi_n] = 1$$

Como cada um dos termos da matriz diagonal $[M_G]$, apresentada na equação Eq. 7-83, é obtido, para cada modo *n*, através da relação,

Eq. 7-86 $$\{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\} = M_{Gn}$$

Eq. 7-87 $$\frac{\{\phi_n\}^T}{\sqrt{M_{Gn}}} [M] \frac{\{\phi_n\}}{\sqrt{M_{Gn}}} = \frac{M_{Gn}}{M_{Gn}} = 1$$

conclui-se que para se obter a normalização em relação à matriz de massa é suficiente aplicar a seguinte relação ao vector que representa a configuração modal. Comparando as equações Eq. 7-85 e Eq. 7-88 virá,

Eq. 7-88 $$\{\varphi_n\} = \frac{\{\phi_n\}}{\sqrt{M_{Gn}}} = \frac{\{\phi_n\}}{\sqrt{\{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}}}$$

Como consequência desta normalização verifica-se a igualdade,

Eq. 7-89 $$[\varphi]^T [M] [\varphi] = [I]$$

sendo $[\varphi]$ a matriz modal dos modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa, e $[I]$ a matriz identidade.

A partir desta normalização pode obter-se um outro resultado importante, envolvendo a matriz de rigidez na forma $[K_G]$, que resulta da operação descrita na equação Eq. 7-75 e equação Eq. 7-84.

A partir da equação Eq. 7-75, e considerando os modos normalizados, obtém-se

Eq. 7-90 $$[K]\{\varphi_n\} = w_n{}^2 [M]\{\varphi_n\}$$

e multiplicando ambos os membros de Eq. 7-90 por $\{\varphi_n\}^T$ e admitindo que o modo *n* está na sua forma normalizada, obtém-se a seguinte relação,

Eq. 7-91 $$\{\varphi_n\}^T [K]\{\varphi_n\} = w_n{}^2 \{\varphi_n\}^T [M]\{\varphi_n\}$$

Considerando a condição apresentada em Eq. 7-85 virá,

Eq. 7-92 $$\{\varphi_n\}^T [K]\{\varphi_n\} = w_n{}^2$$

Da equação Eq. 7-84 para cada modo *n* tem-se,

Eq. 7-93 $$\{\varphi_n\}^T [K] \{\varphi_n\} = K_{Gn}$$

verificando-se assim que $K_{Gn} = w_n{}^2$, o que mostra que cada elemento da matriz diagonal $[K_G]$ representa o quadrado da frequência de vibração do modo *n* de vibração correspondente, desde que os modos tenham sido normalizados em relação à matriz de massa $[M]$.

7.6.6 - Determinação das coordenadas modais

Para um dado instante de tempo (t), a deformada duma estrutura pode ser caracterizada pelas *n* componentes do vector deslocamento $u(t)$, correspondente aos graus de liberdade do sistema, determinados a partir da equação Eq. 7-62, e referentes ao espaço geométrico da estrutura. É, contudo, possível caracterizar a mesma deformada em termos dos *n* modos de vibração, uma vez que estes podem constituir a base dum outro espaço vectorial designado por espaço modal.

Assim, a soma da configuração dos diversos modos $\{\varphi_n\}$, normalizados em relação à matriz de massa e que constituem a matriz $[\varphi]$, multiplicados por determinados valores Y_n, designados por coordenadas

generalizadas, permitirá caracterizar qualquer deformada final da estrutura $\{u(t)\}$, num instante (t), no espaço modal, vindo,

Eq. 7-94 $$\{u(t)\} = \sum_{i=1}^{n} \{\varphi_i\} Y_i$$

O sistema de equações de equilíbrio dinâmico da expressão Eq. 7-62 é um sistema de equações diferenciais que são dependentes entre si porque, de uma forma geral, ambas as matrizes de rigidez $[K]$ e de massa $[M]$ têm termos não nulos fora da diagonal principal. No entanto, se se considerar que o sistema em estudo é constituído por ter uma distribuição discreta de massas (massas concentradas) então a matriz $[M]$ será uma matriz diagonal (Guerreiro, Luís, 1999).

Verifica-se que a dificuldade de resolução do sistema de equações anterior pode ser muito facilitada efectuando-se uma mudança de referencial de modo a que esse sistema de equações diferenciais assuma a forma de equações, também diferenciais, mas que são independentes entre si, obtendo-se assim uma mais fácil resolução matemática.

A representação do sistema de equações num novo referencial passa, então, a ser efectuada num referencial de coordenadas modais, como a seguir se apresenta.

7.6.7 - Equações de equilíbrio no referencial modal

Multiplicando ambos os termos da equação Eq. 7-62 pela transposta da matriz modal, modos normalizados em relação à matriz de massa, obtém-se a equação Eq. 7-95, em que todos os modos de vibração estão normalizados em relação à matriz de massa, e tendo em conta o resultado do produto indicado pela expressão $[\varphi]\ [\varphi]^{-1} = [I]$, em que $[I]$ é a matriz identidade, as equações de equilíbrio dinâmico podem ser representadas pela expressão Eq. 7-96.

Eq. 7-95 $$[\varphi]^T [M]\ \{\ddot{u}(t)\} + [\varphi]^T [C]\ \{\dot{u}(t)\} + [\varphi]^T [K]\ \{u(t)\} = [\varphi]^T \{f(t)\}$$

Eq. 7-96 $$[\varphi]^T [M]\ [\varphi]\ [\varphi]^{-1}\{\ddot{u}(t)\} + [\varphi]^T [C]\ [\varphi]\ [\varphi]^{-1}\{\dot{u}(t)\} + [\varphi]^T [K]\ [\varphi]\ [\varphi]^{-1}\{u(t)\} = [\varphi]^T \{f(t)\}$$

Considerando as equações Eq. 7-89 e que $K_{Gn} = w_n{}^2$, resultantes das propriedades de ortogonalidade dos modos de vibração e da normalização destes em relação à matriz de massa, obtém-se a expressão,

Eq. 7-97 $$[I]\ [\varphi]^{-1}\{\ddot{u}(t)\} + [\varphi]^T [C]\ [\varphi]\ [\varphi]^{-1}\{\dot{u}(t)\} + \left[w^2\right]\ [\varphi]^{-1}\{u(t)\} = [\varphi]^T \{f(t)\}$$

em que $\left[w^2\right]$ é uma matriz diagonal em que cada termo é o quadrado da frequência do modo correspondente à posição desse termo na matriz.

Admitindo a ortogonalidade dos modos de vibração (ortogonalidade modal) em relação à matriz de amortecimento, com os modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa, da mesma forma como acontece para as matrizes de massa e de rigidez,

Eq. 7-98 $\{\phi_n\}^T [C]\ \{\phi_m\} = 0$, para m ≠ n e $\{\phi_n\}^T [C]\ \{\phi_m\} = C_{iG}$, para m = n

virá,

Eq. 7-99 $[\phi]^T [C]\ [\phi] = [C_G]$ e também $[\varphi]^T [C]\ [\varphi] = [C_G]$

sendo $\{\varphi_n\}^T [C]\ \{\varphi_n\} = G_{nG}$ o amortecimento generalizado para o modo *n*, a expressão Eq. 7-97 pode ser simplificada. Tal como as matrizes $[M_G]$ e $[K_G]$, a matriz $[C_G]$ é uma matriz diagonal. Cada um dos elementos da matriz $[C_G]$ representa o amortecimento do correspondente modo de vibração.

Para um sistema com um grau de liberdade e para um modo de vibração *n* específico, pode-se definir o amortecimento crítico pela expressão (Delgado, Raimundo, 2002),

Eq. 7-100 $$C_n^{crít} = 2M_n w_n$$

Se os modos de vibração forem normalizados em relação à matriz de massa, a matriz de amortecimento $[C_G]$ é igual à matriz seguinte, que é também uma matriz diagonal.

Eq. 7-101 $$[\varphi]^T [C] [\varphi] = [2w\xi]$$

em que ξ é o valor da percentagem do amortecimento crítico de cada modo e w é a frequência do modo de vibração correspondente.

A consideração desta matriz de amortecimento na equação Eq. 7-97 permite escrever as equações de movimento dinâmico da seguinte forma,

Eq. 7-102 $$[I] [\varphi]^{-1}\{\ddot{u}(t)\} + [2w\xi] [\varphi]^{-1}\{\dot{u}(t)\} + \left\lfloor w^2 \right\rfloor [\varphi]^{-1}\{u(t)\} = [\varphi]^T \{f(t)\}$$

Esta expressão representa um conjunto de equações e está referida aos *n* graus de liberdade dinâmica da estrutura representados pelo vector de deslocamentos $\{u(t)\}$ e suas derivadas no tempo (velocidade e aceleração).

A interpretação do produto da matriz $[\varphi]^{-1}$ pelo vector $\{u(t)\}$ como sendo uma operação de transformação de coordenadas permite definir um novo referencial que se designa por referencial das coordenadas modais ou generalizadas $\{Y(t)\}$.

O sistema de equações de equilíbrio dinâmico neste referencial apresenta uma forma mais simplificada, vindo,

Eq. 7-103 $$[I] \{\ddot{y}(t)\} + [2w\xi] \{\dot{y}(t)\} + \left\lfloor w^2 \right\rfloor \{y(t)\} = [\varphi]^T \{f(t)\}$$

A transformação de coordenadas da estrutura para coordenadas modais é dada pela equação,

Eq. 7-104 $$\{y(t)\} = [\varphi]^{-1}\{u(t)\}$$

e a transformação de coordenadas modais para coordenadas da estrutura é dado pela equação,

Eq. 7-105 $$\{u(t)\} = [\varphi] \{y(t)\}$$

Pelas condições de ortogonalidade admitidas anteriormente verifica-se que todas as matrizes envolvidas no sistema de equações representado pela equação Eq. 7-103 são matrizes diagonais. Assim, o sistema de equações a que se refere essa equação é um sistema de equações diferenciais independentes, podendo ser representado, para cada modo de vibração *n*, pelas equações desligadas

Eq. 7-106 $$\{\ddot{y}_n(t)\} + 2w_n\xi_n\{\dot{y}_n(t)\} + {w_n}^2\{y_n(t)\} = \{\varphi\}_n^T \{f(t)\}$$

Este sistema de equações, função do tempo, permite obter a resposta dinâmica de um sistema estrutural em termos das coordenadas modais. A solução no referencial dos graus de liberdade dinâmicos da estrutura é dada pela transformação de coordenadas expressa pela equação Eq. 7-105.

Esta formulação permite obter a solução de um sistema de *n* graus de liberdade a partir da solução considerando sistemas de um grau de liberdade.

Ao representar as equações de equilíbrio dinâmico em coordenadas modais, utilizando os vectores das configurações modais normalizados à matriz de massa, o sistema de equações fica mais simples e é mais fácil de interpretar o significado físico dos vários elementos envolvidos.

Se for utilizada qualquer outra normalização modal, sem ser a normalização relativamente à matriz de massa, o sistema de equações de equilíbrio dinâmico toma o aspecto,

Eq. 7-107 $$[M_G]\{\ddot{y}(t)\}+[C_G]\{\dot{y}(t)\}+[K_G]\{y(t)\}=\{\phi\}^T\{f(t)\}$$

Em vez de um sistema com *n* equações diferenciais nas *n* incógnitas fica-se reduzido a *n* equações com apenas uma incógnita cada, que são as equações de equilíbrio desligadas. Tal como para um sistema com um grau de liberdade verificam-se as igualdades,

Eq. 7-108 $$C_n = 2\xi\ M_n w_n \text{ e } w^2 = \frac{K_n}{M_n}$$

Dividindo a equação Eq. 7-107 por $[M_G]$ virá para cada modo *n* a equação

Eq. 7-109 $$\{\ddot{y}_n(t)\}+2w_n\xi_n\{\dot{y}_n(t)\}+{w_n}^2\{y_n(t)\}=\frac{\{\phi\}_n^T\{f(t)\}}{M_n}$$

sendo da mesma forma as transformações de coordenadas nos dois espaços efectuadas pelas relações,

Eq. 7-110 $\{y(t)\}=[\phi]^{-1}\{u(t)\}$, para transformação em coordenadas modais e

Eq. 7-111 $\{u(t)\}=[\phi]\ \{y(t)\}$, para transformação em coordenadas da estrutura.

7.6.8 - Determinação da resposta dinâmica por sobreposição modal

7.6.8.1 - Análise da resposta a forças não periódicas

A análise da resposta de um sistema com n graus de liberdade quando sujeito a um conjunto de forças não periódicas pode ser efectuada através da formulação do integral de Duhamel, como visto na secção 7.4 - para sistemas de um grau de liberdade, podendo cada uma das equações Eq. 7-106 ou Eq. 7-107 ser resolvida por esse método.

Assim, essas equações que representam o equilíbrio dinâmico de um sistema estrutural para um determinado grau de liberdade (modo n), quando sujeito a um conjunto de forças não periódicas, pode ser resolvida tirando partido da semelhança com a equação associada a um sistema de um grau de liberdade.

Deste modo, para um sistema com amortecimento inferior ao crítico, secção 7.4.2 -, virá para a equação Eq. 7-107,

Eq. 7-112 $$y_n(t)=\frac{1}{M_n w_{a,n}}\int_0^t F_n(\tau)\,exp^{-\xi_n\omega_n(t-\tau)}\,sen\left(\omega_{a,n}(t-\tau)\right)d\tau$$

sendo o coeficiente de amortecimento dado por $\xi=\frac{c}{c_{cr}}=\frac{c}{2m\omega}\le 1$ e a frequência amortecida por

$\omega_a=\omega\sqrt{1-\xi^2}$.

A resposta no modo de vibração n de um sistema de m graus de liberdade é traduzida pela equação (Guerreiro, Luís, 1999),

Eq. 7-113 $$y_n(t) = \frac{1}{M_n w_{a,n}} \sum_{i=1}^{m} \left[\int_0^t F_n(\tau) exp^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \, sen\left(\omega_{a,n}(t-\tau)\right) d\tau \right]$$

No caso de existirem deslocamentos ou velocidades iniciais será necessário adicionar à equação anterior uma parcela correspondente à vibração livre dada por,

Eq. 7-114 $$y_n(t) = e^{-\xi_n \omega_n t} \left[\frac{\dot{y}(0) + y_n(0)\xi_n \omega_n}{\omega_{a,n}} sen\left(\omega_{a,n} t\right) + y_n(0) cos\left(\omega_{a,n} t\right) \right]$$

Sendo a resposta total dada pela soma das equações Eq. 7-113 e Eq. 7-114.

No entanto, é necessário que as condições iniciais em termos de coordenadas modais $y(0)$ e $\dot{y}(0)$ estejam relacionadas com as correspondentes condições iniciais no espaço geométrico da estrutura $u(0)$ e $\dot{u}(0)$, pelo que é essencial fazer-se a correspondente transformação de coordenadas.

Como,

Eq. 7-115 $$\{u(t)\} = \sum_{i=1}^{n} \{\varphi_i\} y_i(t)$$

pré multiplicando por $\{\varphi_n\}^T [M]$ vem,

Eq. 7-116 $$\{\varphi_n\}^T [M] \; \{u(t)\} = \{\varphi_n\}^T [M] \; \sum_{i=1}^{n} \{\varphi_i\} y_i(t) = \{\varphi_n\}^T [M] \; \{\varphi_n\} y_n(t) = M_n y_n(t)$$

ou seja,

Eq. 7-117 $$y_n(t) = \frac{\{\varphi_n\}^T [M] \; \{u(t)\}}{M_n} \text{ e } \dot{y}_n(t) = \frac{\{\varphi_n\}^T [M] \; \{\dot{u}(t)\}}{M_n}$$

pelo que para $t = 0$ virá,

Eq. 7-118 $$y_n(0) = \frac{\{\varphi_n\}^T [M] \; \{u(0)\}}{M_n} \text{ e } \dot{y}_n(0) = \frac{\{\varphi_n\}^T [M] \; \{\dot{u}(0)\}}{M_n}$$

As forças elásticas a aplicar à estrutura serão

Eq. 7-119 $$\{f_e(t)\} = [K] \; \{u(t)\} = [K] \; \sum_{i=1}^{n} \{\varphi_i\} y_i(t)$$

Atendendo a que

Eq. 7-120 $$[K] \; \{\varphi_i\} = w_i{}^2 [M] \; \{\varphi_i\}$$

ter-se-á que as forças a aplicar à estrutura, para conhecimento dos esforços por elas provocados em qualquer instante (t), tal como quaisquer outras forças, serão dadas por

Eq. 7-121 $$\{f_e(t)\} = [M] \; \sum_{i=1}^{n} w_i{}^2 \{\varphi_i\} y_i(t)$$

7.6.8.2 - Resposta a um conjunto de acelerações sísmicas na base

A metodologia para o cálculo da resposta de um sistema de múltiplos graus de liberdade a um conjunto de acelerações no solo é análoga à utilizada no cálculo da resposta a um conjunto de forças aplicadas no sistema, desde que se escrevam as equações do movimento em coordenadas relativas, ou seja coordenadas que permitem descrever o movimento em relação ao movimento do solo.

Para o caso em que as acções aplicadas a uma estrutura são apenas o movimento do solo virá $\{f(t)\}=\{0\}$ e a equação de movimento da estrutura Eq. 7-62 resume-se a (Chopra, Anil K., 1995),

Eq. 7-122 $$[M]\ \{\ddot{u}(t)\}+[C]\ \{\dot{u}(t)\}+[K]\ \{u(t)\}=\{f(t)\}=\{0\}$$

Para uma acção constituída por um evento sísmico interessa considerar o movimento relativo entre os graus de liberdade da estrutura e a sua base, constituída pelos apoios da estrutura, sendo as acções constituídas por acelerações que são assim aplicadas nos apoios exteriores de uma estrutura.

Como visto na secção 7.4.3 -,

Eq. 7-123 $$u_t(t)=u(t)+u_g(t)$$

em que o deslocamento total do solo é representado por u_g, o deslocamento total ou absoluto é designado por u_t e o deslocamento relativo do sistema estrutural é designado por u.

O deslocamento total da estrutura, que corresponde ao movimento de corpo rígido da estrutura, não produz forças internas e apenas a componente de deslocamento da estrutura relativamente à sua base $u(t)$ produz forças internas.

Assim sendo, substituindo a relação Eq. 7-123 na equação Eq. 7-122 virá,

Eq. 7-124 $$[M]\ \{\ddot{u}_t(t)\}+[C]\ \{\dot{u}_t(t)\}+[K]\ \{u\ (t)\}=\{f(t)\}=\{0\}$$

Eq. 7-125 $$[M]\ \{\ddot{u}(t)+\ddot{u}_g(t)\}+[C]\ \{\dot{u}(t)+\dot{u}_g(t)\}+[K]\ \{u(t)+u_g(t)\}=\{f(t)\}=\{0\}$$

Como

Eq. 7-126 $$[C]\ \{\dot{u}_g(t)\}=[K]\ \{u_g(t)\}=\{0\}$$

virá,

Eq. 7-127 $$[M]\ \{\ddot{u}(t)\}+[C]\ \{\dot{u}(t)\}+[K]\ \{u(t)\}=\{f(t)\}=-[M]\ \{\ddot{u}_g(t)\ \}$$

Comparando a equação Eq. 7-122 com a equação Eq. 7-127 verifica-se que as equações do movimento são equivalentes e que as forças aplicadas exteriormente à estrutura são devidas às acelerações do solo $\{\ddot{u}_g(t)\}$. Assim, verifica-se que o deslocamento relativo $u(t)$ da estrutura devido à actuação da aceleração do solo $\{\ddot{u}_g(t)\}$ é equivalente ao deslocamento da estrutura se a sua base se mantiver fixa e se a estrutura for sujeita a uma força exterior $-[M]\ \{\ddot{u}_g(t)\}$ a actuar com sentido contrário ao da aceleração do solo.

Tudo se passa como se as massas da estrutura fossem solicitadas por uma força proporcional ao vector das acelerações do solo $\{\ddot{u}_g(t)\}$, registos dos acelerogramas, mantendo-se a estrutura fixa nos apoios. Como se verifica as forças actuantes aumentam se o valor da massa da estrutura também aumentar.

De modo geral todos os pontos de ligação da estrutura ao exterior podem ter deslocamentos independentes uns dos outros. No entanto, na maioria das situações, pode admitir-se a hipótese de haver somente três deslocamentos independentes da base, correspondendo a cada direcção $\{u_{g,x}(t)\}$, $\{u_{g,y}(t)\}$ e $\{u_{g,z}(t)\}$ (Guerreiro, Luís, 1999).

Ao considerar estes deslocamentos do solo na equação Eq. 7-127 só faz sentido ter em conta cada um deles nas posições do vector $\{\ddot{u}_g(t)\}$ correspondentes às respectivas direcções.

Assim, pretendendo-se considerar um movimento no solo segundo a direcção X, deverá ser considerado um vector $\{\ddot{u}_g(t)\}$, com valor diferente de zero somente nos graus de liberdade segundo X.

Uma forma prática de construir um vector de acelerações no solo com estas características, e que seja válida se se admitir que, em cada direcção, todos os pontos da base da estrutura têm o mesmo deslocamento, é criar para cada direcção um vector com valor unitário nas posições correspondentes à direcção desejada e zero nas restantes. São assim construídos três vectores, sendo um para cada uma das direcções (Guerreiro, Luís 1999):

- $\{1_x\} = \{1 \quad 0 \quad 0 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \ldots\}^T$ que é o vector com valores unitários nas posições correspondentes à direcção X e zero nas restantes;
- $\{1_y\} = \{0 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad 1 \quad 0 \ldots\}^T$ que é o vector com valores unitários nas posições correspondentes à direcção Y e zero nas restantes;
- $\{1_z\} = \{0 \quad 0 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad 1 \ldots\}^T$ que é o vector com valores unitários nas posições correspondentes à direcção Z e zero nas restantes.

Desta forma, para construir o vector de acelerações no solo por exemplo, para a direcção X, basta multiplicar o vector $\{1_x\}$ pela aceleração no solo segundo X, $\{\ddot{u}_g(t)\}$.

Com base nestes pressupostos a equação Eq. 7-127 poderá ser alterada e, na hipótese geral de se considerarem movimentos no solo em todas as direcções, tomará a seguinte forma:

Eq. 7-128 $$[M]\ \{\ddot{u}(t)\} + [C]\ \{\dot{u}(t)\} + [K]\ \{u(t)\} = -[M]\ \left(\{1_x\}\{\ddot{u}_{g,x}(t)\} + \{1_y\}\{\ddot{u}_{g,y}(t)\} + \{1_z\}\{\ddot{u}_{g,z}(t)\}\right)$$

De acordo com o que foi determinado no método de sobreposição modal, a equação de equilíbrio dinâmico Eq. 7-106, referindo a equação às coordenadas modais, admitindo configurações modais normalizados em relação à matriz de massa e acelerações no solo para a direcção X, virá,

Eq. 7-129 $$[I]\ \{\ddot{y}_n(t)\} + 2w_n\xi_n\{\dot{y}_n(t)\} + {w_n}^2\{y_n(t)\} = -[\varphi]^T[M]\ \{1_x\}\ddot{u}_{g,x}(t)$$

Como o sistema de equações representado em Eq. 7-129 é um sistema de equações diferenciais independentes, pode ser representada, para cada modo de vibração genérico *n*, para o caso de movimentos no solo segundo a direcção X, pela seguinte equação,

Eq. 7-130 $$\ddot{y}_n(t) + 2w_n\xi_n\dot{y}_n(t) + {w_n}^2 y_n(t) = -\{\varphi\}_n{}^T[M]\ \{1_x\}\ddot{u}_{g,x}(t)$$

O factor que multiplica a aceleração do solo, termo da direita da equação Eq. 7-130, é habitualmente designado por factor de participação modal do modo *n* e para a direcção em que actua a aceleração, no caso considerado segundo X, vindo (Guereiro, 1999),

Eq. 7-131 $$L_{n,x} = \{\varphi\}_n{}^T[M]\ \{1_x\}$$

A semelhança entre a equação Eq. 7-130 e a equação Eq. 7-106 revela que a resolução do sistema dinâmico para a acção sísmica, através de acelerações na base, pode ser resolvido da mesma forma que o problema da imposição de forças dinâmicas nos graus de liberdade da estrutura desde que se considere a seguinte substituição, para a direcção X,

Eq. 7-132 $$\{f(t)\} = -[M]\ \{1_x\}\ddot{u}_{g,x}(t)$$

Esta substituição é válida para qualquer direcção da aceleração imposta na base. Se houver movimento imposto em mais que uma direcção a resposta total pode ser calculada por sobreposição da resposta em cada uma das direcções, como indicado na expressão Eq. 7-128.

As expressões obtidas, para as equações desligadas, são formalmente idênticas às obtidas para um oscilador de um grau de liberdade. Portanto, como visto, todas as metodologias abordadas para

obtenção da resposta de osciladores de um grau de liberdade à acção sísmica são directamente aplicáveis ao cálculo da resposta modal, em particular o integral de Duhamel. Esta possibilidade mostra a vantagem do método de sobreposição modal na análise sísmica de estruturas.

7.6.9 - Determinação dos valores máximos por espectros de resposta

No ponto anterior foi apresentada uma metodologia para a análise da resposta sísmica de um sistema estrutural para a acção sísmica representada através duma série de acelerações ao longo do tempo.

Para a maioria dos casos em que se pretende fazer a análise sísmica de estruturas em comportamento linear, o objectivo não é conhecer a evolução da resposta ao longo do tempo, mas apenas calcular os valores extremos dessa resposta. Para esses casos é mais prático recorrer a uma análise sísmica por espectros de resposta.

Um espectro de resposta, elástico, como foi referido, corresponde ao valor máximo da resposta (medida em termos de deslocamento, aceleração, esforços, etc.) de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade, quando solicitados por uma determinada acção sísmica. Estes valores máximos são representados em função da frequência própria dos osciladores, ou do seu período, e do valor do coeficiente de amortecimento considerado, constando em diversos regulamentos de acções.

Contrariamente ao considerado nas secções anteriores, em que as equações do movimento foram resolvidas ao longo do tempo, pretende-se agora obter apenas o valor máximo da resposta.

Sendo a equação de equilíbrio dinâmico para um oscilador de um grau de liberdade sujeito a um movimento na base,

Eq. 7-133 $$\ddot{u}(t) + 2w\xi\ \dot{u}(t) + w^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

e se o espectro de resposta de acelerações compatível com a série de acelerações imposta na base $\ddot{u}_g(t)$ é conhecido, então o valor máximo da resposta do oscilador pode ser obtida directamente a partir desse espectro.

O valor pretendido será a ordenada do espectro correspondente à frequência própria w do oscilador e ao seu amortecimento traduzido através de ξ. Neste caso virá,

Eq. 7-134 $$\ddot{u}_{máx} = S_a(w, \xi)$$

que representa o valor do espectro de resposta de acelerações, para a frequência w e coeficiente de amortecimento ξ.

A análise por espectros de resposta permite obter a máxima resposta provável em termos de tensões e deslocamentos e não tem em conta na análise a natureza transiente da resposta da estrutura.

7.6.9.1 - Valores modais máximos de acelerações, velocidades e deslocamentos

Comparando a equação Eq. 7-133 com a equação Eq. 7-130, que traduz o equilíbrio dinâmico para um determinado modo de vibração, verifica-se que, a menos de um factor de escala que multiplica as acelerações na base, estas duas equações são iguais (USACE, 1999). Este factor de escala corresponde ao Factor de Participação Modal, ou factor modal de excitação sísmica atrás referido, resultando então para o modo *n* a equação,

Eq. 7-135 $$\ddot{y}_n(t) + 2w_n\xi_n\dot{y}_n(t) + {w_n}^2 y_n(t) = -\{\varphi\}_n^T [M]\ \{1_x\}\ddot{u}_{g,x}(t)$$

Eq. 7-136 $$L_{n,x} = \{\varphi\}_n^T [M]\ \{1_x\}$$

Vindo para o modo *n*, (Delgado, Raimundo, 2002)

Eq. 7-137 $$\ddot{y}_n(t) + 2w_n\xi_n\dot{y}_n(t) + {w_n}^2 y_n(t) = -L_{n,x}\ddot{u}_{g,x}(t)$$

Se as duas equações, Eq. 7-130 e Eq. 7-133, só diferem dum factor de escala $(L_{n,x})$ que afecta a solicitação, então, para estruturas em comportamento linear, esta solução também corresponderá à solução obtida para um sistema de um grau de liberdade afectada do mesmo factor de escala, ou seja da equação Eq. 7-134 obtém-se:

Eq. 7-138 $$(\ddot{y}_n)_{máx} = L_{n,x} S_{a,x}(w_n, \xi_n)$$

O valor $(\ddot{y}_n)_{máx}$ corresponde ao valor máximo da aceleração na coordenada generalizada correspondente ao modo de vibração n. Desta forma é possível calcular os valores máximos de aceleração correspondentes a todos os modos de vibração.

De forma idêntica podia ser calculada a resposta em termos de valores máximos de deslocamentos ou velocidades, para isso bastando ter acesso aos espectros de resposta correspondentes, ou seja,

Eq. 7-139 $$(\dot{y}_n)_{máx} = L_{n,x} S_{v,x}(w_n, \xi_n) = \frac{L_{n,x}}{w_n} S_{a,x}(w_n, \xi_n)$$

Eq. 7-140 $$(y_n)_{máx} = L_{n,x} S_{d,x}(w_n, \xi_n) = \frac{L_{n,x}}{{w_n}^2} S_{a,x}(w_n, \xi_n)$$

em que $S_{v,x}(w_n, \xi_n)$ corresponde ao espectro de resposta de velocidades para a direcção X e $S_{d,x}(w_n, \xi_n)$ ao espectro de resposta de deslocamentos para a direcção X.

Se for utilizada qualquer outra normalização modal, sem ser a normalização à matriz de massa, o sistema de equações de equilíbrio dinâmico toma o aspecto,

Eq. 7-141 $$\ddot{y}_n(t) + 2w_n\xi_n\dot{y}_n(t) + {w_n}^2 y_n(t) = \frac{F_n(t)}{M_n} = -\frac{L_{n,x}}{M_n}\ddot{u}_{g,x}(t)$$

vindo que a equação para o modo de vibração *n* conduzirá a (Feup p. 77)

Eq. 7-142 $$(\dot{y}_n)_{máx} = \frac{L_{n,x}}{M_n} S_{v,x}(w_n, \xi_n) = \frac{L_{n,x}}{w_n M_n} S_{a,x}(w_n, \xi_n)$$

Eq. 7-143 $$(y_n)_{máx} = \frac{L_{n,x}}{M_n} S_{d,x}(w_n, \xi_n) = \frac{L_{n,x}}{{w_n}^2 M_n} S_{a,x}(w_n, \xi_n)$$

Os valores representados nas equações Eq. 7-138 a Eq. 7-140 correspondem à resposta em coordenadas modais. Para se obter a resposta de cada modo nas coordenadas da estrutura é necessário proceder à transformação de coordenadas traduzida pela a equação Eq. 7-105 vindo, para o modo n,

Eq. 7-144 $$\{u_n\}_{máx} = \{\varphi_n\}\{y_n\}_{máx}$$

Eq. 7-145 $$\{\dot{u}_n\}_{máx} = \{\varphi_n\}\{\dot{y}_n\}_{máx}$$

Eq. 7-146 $$\{\ddot{u}_n\}_{máx} = \{\varphi_n\}\{\ddot{y}_n\}_{máx}$$

Para cada modo de vibração, os valores máximos da resposta da estrutura relativos a uma grandeza específica são calculados a partir dos vectores de deslocamento, velocidade ou acelerações, obtidos através das três equações anteriores.

7.6.9.2 - Esforço de corte e momento máximo

As forças de corte e momentos em secções ao longo da altura da estrutura são obtidos através de uma análise estática a partir das forças laterais equivalentes dadas pelas equações,

Forças devidas ao modo n, nas coordenadas da estrutura, devidas a uma acção sísmica segundo a direcção x.

Eq. 7-147
$$\{f_{j,n}\}_{máx} = \frac{L_{n,x}}{M_n}[M]\{\varphi_n\}S_{a,x}(w_n,\xi_n)$$

(Força = factor de participação x massa x aceleração) nas coordenadas da estrutura (ver Eq. 7-144)

O esforço de corte numa secção devidas ao modo n, nas coordenadas da estrutura, devidas a uma acção sísmica segundo a direcção x virá como a soma das componentes do vector $\{f_n\}_{máx}$, para os k graus de liberdade do sistema vindo,

Eq. 7-148
$$V_n = \sum_{j=1}^{k} f_{j,n\,máx}$$

E o momento flector numa secção devido ao modo n, nas coordenadas da estrutura, devidas a uma acção sísmica segundo a direcção x virá,

Eq. 7-149
$$M_n = \sum_{j=1}^{k} h_j f_{j,n\,máx}$$

em que $f_{j,n}$ é o valor máximo da força lateral equivalente na secção em estudo e h_j é o braço em relação a essa força, n é o número total de modos considerados e j é o número de graus de liberdade.

Verifica-se que a maioria dos programas de cálculo estrutural apenas inclui os resultados dos deslocamentos nodais e tensões nos elementos, no sistema de eixos da estrutura e os resultados são sem sinal devido à formulação para combinação dos modos.

Assim, para avaliação das forças e momentos em secções deve-se primeiro avaliar as resultantes respeitantes a cada modo e depois proceder à sua combinação através dos métodos CQC ou RQSQ para se obter o valor máximo da força de corte e momentos numa secção específica, seguidamente apresentados.

7.6.10 - Métodos para combinação dos modos

7.6.10.1 - Número de modos a considerar para determinação da resposta

A estimativa da resposta máxima de uma estrutura à acção sísmica envolve geralmente diversos modos de vibração que podem contribuir significativamente par a resposta da estrutura (USACE 1999).

A análise sísmica através de espectros de resposta permite calcular as respostas máximas da estrutura correspondentes aos modos considerados significativos.

A contribuição dos vários modos para os valores totais dos deslocamentos, forças ou tensões depende de um número de aspectos que incluem as características do espectro de resposta considerado, períodos e modos de vibração da estrutura, que por sua vez depende das características de distribuição da massa e da rigidez dessa estrutura. Assim, o número de modos a considerar para a obtenção da resposta de uma dada grandeza depende das características dinâmicas das estruturas e características do espectro de resposta considerado.

Como regra geral pode referir-se que devem ser incluídos pelo menos todos os modos que contribuam em pelo menos 10 % para o valor total da resposta, que é desconhecida à partida pelo que se terá que

empreender um processo incremental nos modos até se obter a convergência de resultados na combinação dos modos, em que passe a não ocorrer grandes variações para modos ou frequências mais elevadas(USACE, 1999).

7.6.10.2 - Metodologias para a combinação dos modos

Associado à decisão de quantos modos deverão ser tidos em conta, acresce que os valores máximos fornecidos pelo método de espectros de resposta não ocorrem simultaneamente, colocando-se assim a questão de como obter um valor aceitável da resposta global da estrutura ou seja, como é que devem ser combinados os resultados obtidos para cada um dos modos.

Através do método de espectro de resposta descrito apenas se obtém para cada modo de vibração os valores máximos da resposta da estrutura. Os valores da resposta com interesse, tais como os deslocamentos máximos, tensões nos elementos, forças nos elementos e momentos obtidos para cada modo significativo deverão ser combinados para se obter a resposta total da estrutura.

Como as diversas respostas modais não ocorrem ao mesmo tempo durante a ocorrência de um sismo, devem então ser combinadas usando regras apropriadas.

A soma dos valores máximos de cada uma das respostas modais corresponde, de certeza, a um limite superior da resposta global mas é de baixa probabilidade de ocorrência, pois é muito pouco provável que os valores máximos da resposta em cada modo ocorram simultaneamente.

Para efectuar a soma dos valores calculados para cada modo são adoptadas algumas regras de combinação modal, sendo as mais utilizadas o método da Combinação Quadrática Completa (CQC) e a regra da Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (RQSQ).

a) Método da Combinação Quadrática Completa (CQC)

O método de combinação modal CQC (Wilson, Der Kiureghian, 1981) é baseado na teoria de vibrações aleatórias e pode ser adoptado na análise da resposta de uma estrutura por espectros de resposta se a duração do macrosismo for várias vezes superior ao período fundamental de vibração da estrutura e se as ordenadas do espectro de resposta não variarem significativamente para os principais modos de vibração da estrutura a ser analisada.

Verifica-se que estas condições são facilmente verificáveis para estruturas de barragens e para espectros normalizados para coeficientes de amortecimento de 5 % ou valores superiores (USACE, 1999).

Assim, caso o sistema estrutural apresente modos com frequências próximas então, para esses modos, é mais adequado utilizar a regra da combinação quadrática completa (CQC), traduzida pela seguinte equação, que fornece o deslocamento máximo resultante da combinação modal, para um sismo a actuar na direcção x, sendo *n* é o número de modos considerados e $u_{i,máx}$ e $u_{j,máx}$ os deslocamentos modais máximos correspondentes aos modos de vibração i e j, respectivamente, e n é o número total de modos.

Eq. 7-150
$$u_{x,máx} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n} \rho_{ij} u_{i,máx} u_{j,máx}}$$

O factor ρ_{ij} representa o coeficiente de correlação entre os modos i e j é dado pela equação seguinte. Para o caso do coeficiente de amortecimento ξ ser constante $\left(\xi_i = \xi_j = \xi\right)$ virá,

Eq. 7-151 $$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\beta_{ij})\beta_{ij}^{3/2}}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2\beta_{ij}(1+\beta_{ij})^2},$$

equação que é válida para $\rho_{ij} = \rho_{ji}$ e $\rho_{ij} = 1$ para $i = j$, sendo,

Eq. 7-152 $$\beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j} \leq 1{,}0$$

A Figura 7-19 mostra a representação da equação anterior em que o factor ρ_{ij} representa o coeficiente de correlação para valores do coeficiente de amortecimento (ξ) de (0,02), (0,05) e (0,10). Esta figura permite ver o significado do coeficiente ρ_{ij}. Observa-se que este diminui rapidamente quando a relação entre as frequências (β_{ij}) se afasta da unidade, sendo essa diminuição mais acentuada para as estruturas com baixos valores do coeficiente de amortecimento como é o caso das estruturas das barragens de betão (Chopra, Anil K., 1995).

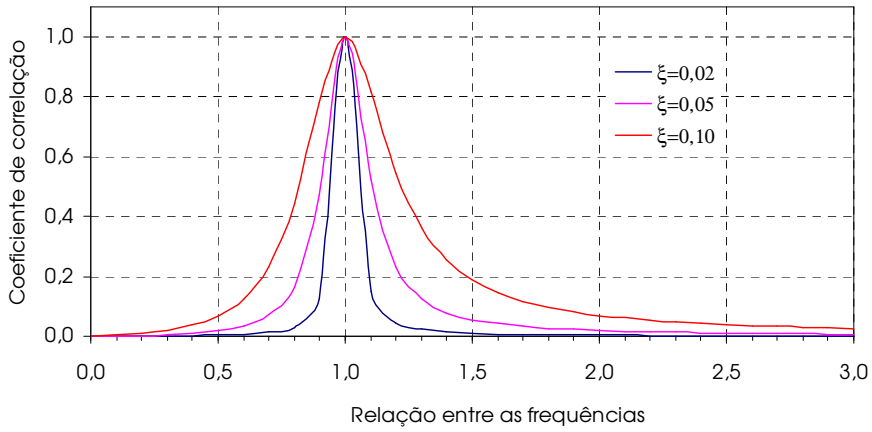


Figura 7-19 – Variação do coeficiente de correlação (ρ_{ij}) para vários coeficientes de amortecimento (ξ).

Como se pode ver pela figura, a equação Eq. 7-151 indica correlações significativas para os modos mais próximos e em especial para coeficientes de amortecimento mais elevados (USACE, 1999). Da figura pode-se verificar que, para um amortecimento de 5%, se a relação entre frequências for superior a 1,5 ou inferior a 0,67, os valores do coeficiente de correlação entre modos diferentes são inferiores a 5%. Para esta gama de valores de β_{ij} é irrelevante o uso do método CQC, sendo suficiente considerar a regra de combinação RQSQ.

A razão pela qual o método CQC garante melhores resultados, quando os modos têm frequências próprias próximas, deve-se à consideração na combinação do efeito da correlação entre as respostas dos vários modos, enquanto que o método RQSQ assume que estas respostas são independentes. Na realidade, se dois modos de vibração tiverem frequências próprias próximas as respostas deles não são independentes.

É necessário no entanto realçar que o facto do CQC considerar a correlação entre os modos de vibração não significa que todos os valores resultantes deste tipo de combinação sejam superiores aos que se obteriam com outros métodos de combinação, nomeadamente com o RQSQ. Situações em que

o CQC conduz a valores inferiores ao RQSQ ocorrem, por exemplo, quando num determinado grau de liberdade, a grandeza, por exemplo, os deslocamentos modais dos modos em combinação têm sinais contrários, o que torna o termo cruzado $\rho_{ij}u_i u_j (i \neq j)$ negativo.

Este tipo de resultado não é afectado de algum modo pela multiplicação da configuração de um dos modos intervenientes por (-1). Esta multiplicação também afectaria necessariamente o Factor de Participação Modal, pelo que o resultado em termos de deslocamentos na estrutura devido ao referido modo de vibração teriam exactamente o valor obtido antes da multiplicação por (-1).

b) Método da Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (RQSQ)

Para estruturas em que as frequências próprias de vibração estejam suficientemente separadas e para $i \neq j$, o valor de ρ_{ij} aproxima-se do valor nulo e o método anterior, equação Eq. 7-150, simplifica-se passando a resposta a ser determinada pela combinação dos modos através da soma do quadrado das respostas correspondentes a cada modo.

Assim, esta regra estabelece que o valor máximo da resposta de uma determinada grandeza pode ser estimada, fornecendo valores conservativos, através da raiz quadrada da soma dos quadrados da resposta dessa grandeza calculados em cada modo, para um sismo a actuar na direcção x, sendo *n* é o número de modos considerados e $u_{i,máx}$ os deslocamentos modais máximos correspondentes ao modo de vibração i, vindo para o deslocamento máximo,

Eq. 7-153 $$u_{x,máx} \cong \sqrt{\sum_{i=1}^{n} (u_{i,máx})^2}$$

Esta regra de combinação modal permite obter bons resultados, para um amortecimento inferior a 5%, desde que as frequências dos vários modos estejam suficientemente separadas, isto é a relação entre duas quaisquer frequências estiver fora do intervalo 1/1,5 a 1,5 e 1/1,2 a 1,2 para um amortecimento inferior a 10%, como se verá seguidamente (Chopra, Anil K., 1995). Caso duas frequências se situem nesse intervalo deve-se aplicar o método anterior.

Assim, a resposta pode ser determinada por uma média de valores fornecidos pelos dois métodos.

7.6.11 - Combinação dos resultados das diversas componentes de um sismo

A análise sísmica de uma estrutura pode ser realizada através de modelos bidimensionais ou tridimensionais. Consoante cada caso podem ser consideradas mais do que uma componente para a acção sísmica, podendo analisar-se esta acção segundo as três componentes ortogonais de um sismo segundo duas direcções horizontais e uma vertical.

A resposta máxima devida a cada uma das componentes ortogonais do sismo pode ser estimada pela metodologia descrita nas secções anteriores. A obtenção da resposta máxima devida às três componentes do sismo (direcções k=1,3) pode ser obtida pela combinação das resposta parciais pelo método de RQSQ, (Faria, Rui M., 1988),

Eq. 7-154 $$\{u\} = \sqrt{\sum_{k=1}^{3} u_k{}^2}$$

A combinação das diversas componentes do sismo pode ser efectuada pelo método de RQSQ independentemente do método de sobreposição modal ter sido o RQSQ ou o CQC. Caso a sobreposição modal tenha sido realizada pelo método RQSQ a obtenção da resposta máxima devida às três componentes do sismo pode ser efectuada antes ou depois da obtenção da resposta por combinação modal. Se o método utilizado tiver sido o CQC a obtenção da resposta máxima devida às três componentes do sismo só pode ser efectuada depois da obtenção da resposta por combinação modal (USACE, 1999).

7.6.12 - Interpretação dos resultados da análise espectral

7.6.12.1 - Análise dos resultados

A análise pelo método de sobreposição modal através de espectros de resposta permite obter a resposta máxima dos valores dos deslocamentos e tensões ou forças nos elementos. Os valores máximos são obtidos, em primeiro lugar, pela combinação dos modos mais significativos e posteriormente pela combinação dos resultados obtidos pela combinação dos resultados atribuídos às diversas componentes do sismo.

Como referido, os resultados obtidos por esta metodologia não indicam qual a natureza dos sinais dessas grandezas. Devido à não simultaneidade na ocorrência dos máximos associados a cada modo é feita uma combinação modal que, devido à natureza do modelo, não permite determinar directamente o valor das resultantes para avaliação do equilíbrio de forças e de momentos em secções da estrutura.

Para a obtenção dos momentos e forças resultantes em secções a partir dos valores das tensões nos elementos, a análise deve atribuir os sinais correctos a essas tensões de forma a ser constituído um diagrama de tensões correcto ao longo de uma secção específica. Esta análise pode ser realizada pela análise individual da configuração dos principais modos de vibração da estrutura e atribuição do sinal previsível para as tensões associadas a cada modo.

A melhor aproximação corresponde a calcular em primeiro lugar, para uma secção específica, as forças e momentos associados a cada modo e posteriormente combinar as resultantes de cada modo pelos métodos CQC ou RQSQ.

7.6.12.2 - Combinação dos resultados da análise estática e dinâmica

Para a avaliação do comportamento estrutural de uma barragem sujeita à acção sísmica é necessário proceder-se à combinação dos resultados das tensões σ_e das diversas acções estáticas com os resultados σ_d obtidos da análise dinâmica.

Uma vez que os resultados da análise dinâmica obtidos por análise modal por espectros de resposta não indicam qual o sinal das grandezas obtidas, a combinação dos resultados da análise estática e dinâmica devem considerar que as tensões ou deslocamentos resultantes da análise dinâmica podem ser positivos ou negativos, vindo que os valores máximos das tensões totais de compressão ou de tracção serão dados por,

$$\sigma_{máx} = \sigma_e \pm \sigma_d \qquad \text{Eq. 7-155}$$

Referindo-se que só podem ser somadas as componentes de σ_e e σ_d que possuam as mesmas orientações, adoptando-se geralmente as do sistema coordenado geral.

7.6.12.3 - Análise considerando apenas o primeiro modo

A aplicação dos métodos RQSQ e CQC para combinação dos modos conduz a resultados nos quais não é indicada qualquer informação relativamente aos sinais da solução, quer sejam deslocamentos ou tensões. A partir da análise da combinação dos diversos modos pode vir a concluir-se que o primeiro modo tem uma influência preponderante, que é traduzida pelo factor de participação modal, sobre todos os outros modos nos valores finais dos resultados totais (Forkmann, Bernhard, 2003).

Por este motivo é possível representar os resultados fornecidos pela combinação modal considerando o sinal que resulta, para cada grandeza, dos resultados do primeiro modo f_1 de acordo com a expressão,

Eq. 7-156 $$F = \frac{f_1}{|f_1|} F_{CQC}$$

em que F_{CQC} representa o valor máximo obtido por combinação dos modos, valor que é sempre positivo, e o quociente entre as quantidades f_1 permite obter o sinal correspondente à configuração do primeiro modo.

A estabilidade da estrutura é verificada pela combinação dos deslocamentos e tensões fornecidos pela análise dinâmica com os resultados dos deslocamentos e tensões fornecidos pelas análises estáticas.

Numa análise linear esta combinação é possível e legítima, podendo-se comparar os resultados com as tensões admissíveis para os materiais.

No caso de ocorrerem zonas da obra em que os materiais entrem em fase plástica ou haja a formação de fissuração terá que ser realizada uma análise não linear. Se necessário, caso ocorra a formação de fissuras, a análise dinâmica terá que ser realizada por iterações com a geometria do modelo a sofrer adaptações.

7.7 - ANÁLISE SÍSMICA NO DOMÍNIO DO TEMPO POR INTEGRAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

7.7.1 - Aspectos gerais e metodologias aplicáveis

A determinação do comportamento sísmico ao longo do tempo de barragens de betão envolve a resolução de sistemas de equações do movimento que incluem um elevado número de incógnitas, que constituem os graus de liberdade do sistema, e um número muito elevado de instantes de tempo (USACE, 2003).

Para a análise da resposta na hipótese de comportamento linear dos materiais, a resolução dos sistemas de equações do movimento pode ser formulada e resolvida no domínio do tempo, ao longo de instantes de tempo Δt, ou no domínio da frequência w_i. A formulação no domínio do tempo é a que permite a análise da resposta em domínio não linear como melhor aproximação à realidade.

A resposta ao longo do tempo de uma estrutura é determinada passo a passo por integração numérica aplicada às equações originais do movimento (método directo) ou aplicada às equações transformadas em coordenadas modais (método de sobreposição modal). Para esta última metodologia determina-se em primeiro lugar e para cada instante a resposta dos modos mais significativos e posteriormente combinam-se esses modos para determinar a resposta dinâmica da estrutura (USACE, 1999). Assim, as soluções numéricas para resolução das equações do movimento estão divididas em duas metodologias que são a integração directa das equações do movimento e por sobreposição modal (USACE, 2003).

Nos métodos de integração directa as equações do movimento são resolvidas através de processos numéricos de resolução das equações por integração passo a passo no domínio do tempo sem que a forma das equações tenham que ser modificadas. Nos métodos de sobreposição modal as equações do movimento são primeiramente transformadas para a forma modal antes da sua resolução ser efectuada por integração passo a passo no domínio do tempo ou através da resolução no domínio da frequência.

Nesta secção apresentam-se os principais métodos para resolução das equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo aplicados à análise no comportamento das estruturas no domínio linear elástico.

7.7.2 - Análise no domínio do tempo

A análise da resposta de sistemas dinâmicos no domínio do tempo é realizada através da integração passo a passo das equações do movimento, usando métodos numéricos de integração adequados que satisfaçam essas equações do movimento.

Nestes métodos passo a passo, a história da acção sísmica e da resposta da estrutura é calculada numa sequência de instantes separados por pequenos intervalos de tempo Δt, designados por instantes de integração.

A resposta para cada instante de tempo é determinada a partir das condições iniciais do sistema, nomeadamente os deslocamentos e velocidades iniciais, e do correspondente valor da acção em cada instante de integração.

Nas análise lineares assume-se que as propriedades dos materiais e as características dinâmicas do sistema estrutural, em cada passo de integração, se mantêm constantes. Contudo, para o caso de análises de comportamentos não lineares, essas propriedades podem assumir valores diferentes durante os diversos passos de integração.

Os métodos de integração passo-a-passo podem ser classificados como explícitos ou implícitos. Nos métodos explícitos os valores da resposta calculados em cada instante de tempo dependem apenas dos valores da resposta do instante anterior e a análise prossegue assim até ao último instante. No método implícito a determinação dos valores da resposta num dado instante não é directa, pelo que é necessário proceder-se a sucessivas iterações para obtenção da resposta, o que torna os métodos que utilizam este tipo de análise desvantajosos, podendo mesmo serem inviáveis, o que leva a que preferencialmente se escolham métodos com formulação explicita.

A escolha de cada método de integração depende de vários factores tais como a eficiência, ausência de erros de integração no tempo, instabilidade na resolução.

Estes métodos de resolução das equações de equilíbrio dinâmico de sistemas ao longo do tempo, por integração passo-a-passo, podem ser aplicados na abordagem do problema de análise dinâmica salientando-se a metodologia que considera a aplicação directa do método passo-a-passo e o método da sobreposição modal.

O método da integração passo a passo é aplicado directamente às equações do movimento originais sem ser necessário proceder-se a qualquer mudança de coordenadas ou proceder ao seu desacoplamento. Deste modo não é necessário obter as frequências naturais do sistema nem a configuração dos seus modos de vibração ou limitar o amortecimento como uma grandeza igual a uma proporcionalidade da massa e da rigidez. Apresenta a grande vantagem de poder ser aplicado nas análises para obtenção da resposta em comportamento linear e não linear das estruturas.

As técnicas de análise sísmica por sobreposição modal de uma estrutura sujeita a um conjunto de acelerações na base, no domínio da resposta linear das estruturas, podem ser usadas para desacoplar as equações do equilíbrio do movimentos, apresentado na secção (7.6 -), de modo que a resposta dinâmica do sistema possa ser obtida para cada um dos modos de vibração e posteriormente combinados os modos mais significativos para obter a resposta total do sistema.

Deste modo o método de integração no tempo é aplicado separadamente, para cada instante, a um conjunto de equações independentes, referentes a um sistema de um grau de liberdade obtendo-se a história da resposta para cada modo num dado instante, sendo posteriormente combinados os modos significativos por sobreposição modal para esse instante, para se obter a resposta da estrutura em cada instante.

Para a aplicação deste método é necessário proceder-se à determinação das frequências de vibração da estrutura, problema de determinação de valores próprios, proceder-se à mudança de coordenadas globais para coordenadas modais, que permite desacoplar as equações de equilíbrio, ou seja os múltiplos graus de liberdade do sistema, e determinar a solução para um conjunto de equações independentes.

É importante referir que as equações só podem ser desacopladas se as características de amortecimento do sistema, matriz de amortecimento, poder ser representada pelas matrizes proporcionais às matrizes de massa e de rigidez do sistema (ver secção 7.6.7 -), sendo este conhecido por amortecimento de Rayleigh.

O amortecimento de Rayleigh é conveniente quando o mecanismo de amortecimento se encontra distribuído de forma uniforme pelo corpo da estrutura.

As equações de movimento desligadas, ou seja os factores de participação modal desligados resultantes da extracção modal, são combinados com as acelerações do acelerograma do sismo considerado. Os resultados da análise são as tensões e os deslocamentos para todos os n instantes Δt, para o tempo de duração T especificado para a análise, em que $T = n \times \Delta t$.

O valor do intervalo Δt é especificado com base na frequência fundamental da estrutura e o intervalo dos registos do acelerograma. Geralmente os acelerogramas são gravados com intervalos de tempo de 0,01 a 0,02 segundos. A resposta da barragem ao longo do tempo deve ser uma fracção do intervalo dos registo, por exemplo 0,01s ou 0,005s.

Para além desta condição o intervalo de tempo Δt considerado deve ser cerca de 1/8 a 1/10 da maior frequência natural da estrutura, vindo, $\Delta t = \frac{1}{10 f_n}$.

Por exemplo o intervalo de integração deve ser de 0,01 s para uma estrutura em que o maior modo seja de 10 Hz (Nuss, Larry K., 1991).

Em resumo pode concluir-se que a escolha do método de resolução das equações de equilíbrio dinâmico no tempo de uma estrutura, no domínio linear elástico, entre o métodos de integração directa ou por sobreposição modal é decidida em termos de eficiência de cada método, e considerando se é possível obter resultados precisos considerando apenas alguns modos de vibração.

A análise sísmica no domínio do tempo deverá ser realizada para evitar algumas das limitações do método de análise modal por espectros de resposta e para ter em conta a resposta da estrutura como a interacção estrutura-fundação e estrutura-albufeira e as características da resposta estrutural sob a acção sísmica que varia com o tempo (USACE, 2003).

7.7.3 - Análise no domínio da frequência

Uma alternativa para resolver o sistema de equações modais do movimento para sistemas com comportamento linear é fazer essa análise no domínio da frequência, em particular quando as equações do movimento contêm parâmetros que são dependentes da frequência tais como a rigidez e o amortecimento da fundação. Para estes casos a realização da análise estrutural no domínio da frequência revela-se mais adequada relativamente à análise no domínio do tempo (Clough, Ray W., 1985).

De forma simplificada, a análise no domínio da frequência envolve a definição do movimento do solo, que traduz a acção sísmica em termos das suas componentes harmónicas, traduzidas por uma série de sinusóides com o mesmo período mas de amplitudes diferentes que somadas representam essa acção sísmica.

Procede-se posteriormente à determinação da resposta da estrutura a cada componente harmónica e depois sobrepõem-se todas as respostas harmónicas para se obter a resposta total da estrutura. Neste processo, a determinação em primeiro lugar das amplitudes das séries harmónicas da acção sísmica e a determinação no terceiro passo da resposta total é obtida usando o algoritmo designado por Fast Fourier Transform (FFT) (USACE, 2003).

7.7.4 - Definição da acção sísmica numa análise transiente

A análise sísmica no domínio do tempo é apropriada para estimar o nível de dano nas estruturas, como por exemplo o aparecimento de fissuração, abertura de juntas e cedência dos materiais, sendo a acção representada por acelerogramas (USACE, 2003).

A análise no tempo em domínio linear é necessária se os resultados da análise por espectro de resposta indicarem que os valores máximos determinados para as tensões ou forças resultantes excedem os valores aceitáveis. Esta análise permite determinar de forma mais exacta/precisa a resposta de uma estrutura uma vez que este método tem em consideração a dependência ao longo do tempo da resposta dinâmica da estrutura à acção sísmica.

A resposta de uma estrutura à acção sísmica traduzida por um acelerograma é obtida através da resolução das equações de equilíbrio dinâmico por métodos numéricos de integração passo a passo no domínio do tempo ou no domínio da frequência através de transformada de Fourier.

O objectivo será o de obter uma série ou séries de valores de acelerações ao longo do tempo que sejam representativas dos sismos para o local da obra a estudar e que representem as acções sísmicas que se pretendem estudar. Na definição dessas séries são incluídos os seguintes passos (USACE, 2003):

- deverão ser seleccionadas séries de acelerações que representem bem o ambiente tectónico do local da obra; geralmente não há registos de sismos reais pelo que as séries (acelerações ao longo do tempo) terão que ser geradas a partir de espectros já definidos para essas zonas;
- modificando-se as séries anteriores podem-se obter as séries escaladas para análise dinâmica estrutural, que pode ser efectuado de duas formas: - escalonamento simples dos valores das acelerações de cada série por factores constantes de modo que as novas séries apresentam valores espectrais que, em média, são do mesmo nível do espectro de resposta de projecto; - modificação do conteúdo de frequências da série de modo a que o respectivo espectro de resposta se aproxime do espectro de resposta de projecto;
- as séries anteriores poderão ser também modificadas face a condições particulares da fundação ou havendo necessidade de considerar a variabilidade da acção sísmica ao longo da fundação, como é o caso para as barragens de grande desenvolvimento.

7.7.5 - Análise no tempo por integração das equações do movimento

7.7.5.1 - Introdução

As equações de equilíbrio dinâmico de uma estrutura são formuladas em termos de equilíbrio das forças efectivas em cada grau de liberdade do modelo, sendo, sob a forma matricial, essas equações representadas pela equação Eq. 7-62.

Através dos métodos de integração esta equação de equilíbrio dinâmico é resolvida de forma directa, através do procedimento de integração passo-a-passo, não havendo assim a transformação da forma em que se apresentam as equações do movimento.

Os métodos de integração no tempo passo-a-passo fornecem uma solução suficientemente aproximada da equação do movimento num número discreto de pontos *n* separados pelos intervalos de tempo *0*, Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, ..., t , $t+\Delta t$, ..., T , onde T é a duração da acção sísmica e $\Delta t = T/n$.

Para resolução das equações do movimento por integração directa no tempo foram desenvolvidos diversos métodos numéricos. Neste trabalho apresentam-se alguns dos principais métodos que têm sido utilizados, de forma a ilustrar como podem ser resolvidos os problemas de análise sísmica de estruturas de barragens por integração no tempo das equações do movimento.

Os métodos de integração directa no tempo são também classificados em métodos explícitos e métodos implícitos. Em geral a análise do comportamento de estruturas hidráulicas à acção sísmica ao longo do tempo é realizada por métodos implícitos.

O conceito básico associado aos métodos explícitos corresponde a escrever as equações do movimento para o instante de tempo inicial, correspondente ao primeiro instante de cálculo, e aproximar para esse instante, por exemplo através do método de diferenças finitas, os valores da velocidade e da aceleração iniciais, progredindo com a resolução das equações do movimento para os instantes de tempo seguintes,

até ao fim da duração do evento da acção sísmica, correspondente ao instante de duração T (Chopra, Anil K. 1995).

Desta forma, os valores calculados em cada instante de tempo (designado por passo) dependem apenas dos valores obtidos nos passos anteriores. Com este processo numérico progride-se assim do passo anterior para o seguinte.

Os métodos explícitos são convenientes para a resolução deste tipo de problemas mas são métodos condicionalmente estáveis, verificando-se que não são apropriados se o intervalo de tempo considerado Δt não for suficientemente pequeno. O principal método explicito corresponde ao método das diferenças centrais referido na secção 7.7.6.2 - .

Nos métodos implícitos a resolução das equações do movimento no instante $t + \Delta t$ usa as equações de equilíbrio nesse instante $t + \Delta t$, em que a determinação de alguns valores nesse passo depende de outros valores que são também determinados nesse passo.

Alguns desses métodos são o Método de Newmark, assunto da secção 7.7.6.3 - , Método de Wilson θ, assunto da secção 7.7.6.4 - e Método de Hilbert, Hughes e Taylor que é abordado na secção 7.7.6.5 - ,

7.7.6 - Integração no tempo das equações do movimento

A solução analítica directa da equação do movimento para um sistema de um grau de liberdade (SDF) não é geralmente possível se a acção, sob a forma de força aplicada $p(t)$ ou aceleração do solo $\ddot{u}(t)$, variar de forma casual com o tempo, ou se o sistema tiver um comportamento não linear. Este tipo de problemas deve ser abordado por técnicas de integração numérica no tempo das equações diferenciais do movimento (Chopra, Anil K., 1995).

Para a resolução das equações diferenciais, na análise da resposta dinâmica de sistemas estruturais, existem métodos, que se encontram publicados em vasta literatura, nos quais são apresentados os desenvolvimentos matemáticos, a precisão associada a cada método, a convergência que permitem obter, propriedades de estabilidade que apresentam e formas de implementação computacional.

A equação de equilíbrio geral de um sistema estrutural sujeito a uma acção dinâmica tem a forma,

Eq. 7-157 $$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + k(u(t), \dot{u}(t)) = f(t)$$

em que as condições iniciais do movimento, instante $t(0)$ são para o deslocamento e a velocidade, $u(0) = u$ e $\dot{u}(0) = \dot{u}$.

Na análise de estruturas com comportamento linear assume-se que o amortecimento depende linearmente da velocidade, o que pode não ser verdade para movimentos de grande amplitude (Chopra, Anil K., 1995). Assim, a equação Eq. 7-157 pode para cada instante t ser simplificada,

Eq. 7-158 $$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f(t)$$

A acção aplicada $p(t)$ é definida por um conjunto de valores $t_i = t_i(t)$, para $i = 0$ até n , Figura 7-20.
O intervalo de tempo,

Eq. 7-159 $$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$$

é, geralmente, considerado constante. A resposta do sistema é sucessivamente determinada para os instantes de tempo t_i. O deslocamento, velocidade e aceleração do sistema são $u_i(t)$, $\dot{u}_i(t)$ e $\ddot{u}_i(t)$, respectivamente e devem, para um instante de tempo t_i satisfazer a equação Eq. 7-158.

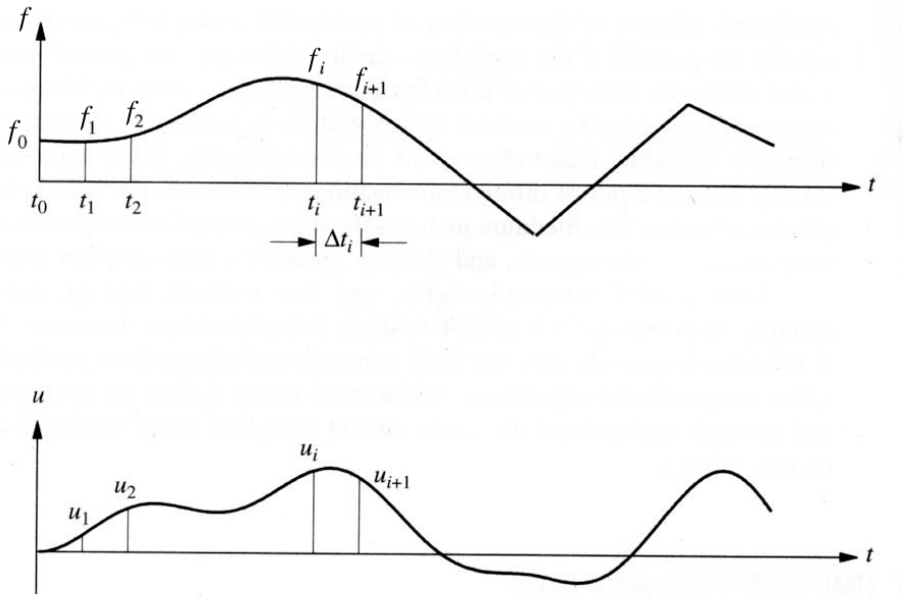


Figura 7-20 – Representação da acção dinâmica e da reposta de um sistema ao longo do tempo (Chopra, Anil K., 1995)

Como referido, para sistemas com comportamento não elástico a parcela relativa às forças de amortecimento depende do deslocamento e da velocidade.

Assim, os procedimentos numéricos de resolução da equação de equilíbrio ao longo do tempo devem permitir determinar as grandezas u_{i+1}, $\dot{u}_{i+1}$ e $\ddot{u}_{i+1}$, satisfazendo a equação no instante t_{i+1} ou seja,

Eq. 7-160 $$m\ddot{u}(t)_{i+1} + c\dot{u}(t)_{i+1} + fu(t)_{i+1} = f(t)_{i+1}$$

Estes métodos, quando aplicados sucessivamente nos instantes de tempo $i = 0,1,2,3,...,n$, permitem obter a resposta do sistema de equilíbrio dinâmico. Exigem, contudo, que sejam conhecidas as condições iniciais do sistema, as quais irão permitir obter a informação necessária para se iniciar o cálculo de integração ao longo do tempo.

Na utilização de processos numéricos de resolução deste tipo de equações, a passagem de um instante t_i para o instante t_{i+1} não é geralmente um procedimento que permita obter uma solução exacta do problema. Por este motivo procura-se utilizar métodos numéricos que permitam assegurar que a solução obtida satisfaça pelo menos três requisitos:

- convergência – à medida que se consideram intervalos Δt_i cada vez mais pequenos a solução numérica deve-se aproximar mais da solução exacta;
- estabilidade – o método de resolução deve ser estável ao longo do processo e não provocar erros numéricos de arredondamento;
- precisão – os métodos numéricos devem fornecer resultados que se aproximem bem à solução exacta.

Nesta secção são apresentados três tipos de métodos para integração numérica no tempo das equações diferenciais do movimento. Métodos baseados na interpolação da função excitação (acção aplicada), métodos baseados em diferenças finitas para determinação da velocidade e acelerações e métodos baseados em formulações para a definição da aceleração.

7.7.6.1 - Método da interpolação da função excitação

Um método muito eficiente para a resolução de sistemas estruturais lineares de um grau de liberdade tem como base a interpolação da excitação em cada intervalo de tempo e assim obter-se uma solução para um sistema de comportamento linear adoptando, por exemplo, o método do integral de Duhamel.

Se o intervalo de tempo for pequeno, a interpolação linear pode fornecer uma aproximação satisfatória do valor real da acção. Para um intervalo de tempo $t_i \le t \le t_{i+1}$ a função de excitação é dada por (Figura 7-21),

Eq. 7-161 $$f(\tau) = f_i + \frac{\Delta f_i}{\Delta t_i}\tau$$

Onde,

Eq. 7-162 $$\Delta f_i = f_{i+1} - f_i$$

e a variável tempo τ varia de 0 até Δt_i. A não consideração de sistemas com amortecimento facilita nesta fase a formulação das equações algébricas.

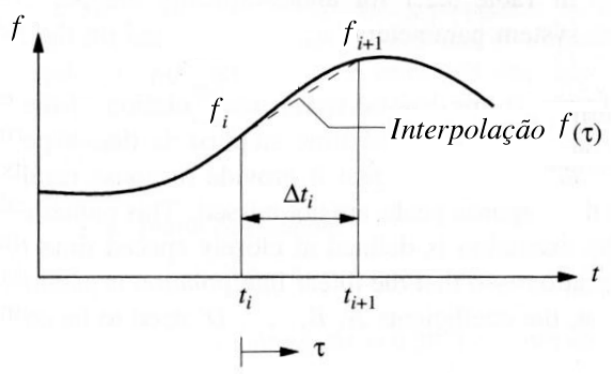


Figura 7-21 – Interpolação linear da função excitação (adaptado de Chopra, Anil K., 1995).

A equação a resolver será,

Eq. 7-163 $$m\ddot{u}(t) + ku(t) = f(t)_i + \frac{\Delta f_i}{\Delta t_i}\tau$$

A resposta deste sistema $u(t)$ ao longo do intervalo de tempo $0 \le \tau \le \Delta t_i$ é a soma de três componentes Eq. 7-164:

- vibração livre devida ao deslocamento u_i e velocidade inicial $\dot{u}_i$ no instante $\tau = 0$, primeira e segunda parcela,
- resposta à aplicação da força f_i constante sem condições iniciais, terceira parcela, e,
- resposta à força em rampa $\left(\frac{\Delta f_i}{\Delta t_i}\tau\right)$ com condições iniciais nulas, quarta parcela.

A solução final consistirá na sobreposição das parcelas do movimento correspondentes aos três casos anteriores, cuja resolução foi já vista na secção 7.4 -.

Eq. 7-164 $$u(\tau) = u_i(t)\cos(\omega_n \tau) + \frac{\dot{u}_i(t)}{w_n}\sin(\omega_n \tau) + \frac{f_i(t)}{k}\left(1 - \cos(\omega_n \tau)\right) + \frac{\Delta f_i(t)}{k}\left(\frac{\tau}{\Delta t_i} - \frac{\sin(\omega_n \tau)}{w_n \Delta t_i}\right)$$

e ainda

Eq. 7-165 $$\frac{\dot{u}(\tau)}{\omega_n} = -u_i(t)\sin(\omega_n \tau) + \frac{\dot{u}_i(t)}{w_n}\cos(\omega_n \tau) + \frac{f_i(t)}{k}\sin(\omega_n \tau) + \frac{\Delta f_i}{k}\frac{1}{w_n \Delta t_i}(1-\cos(\omega_n \tau))$$

A determinação desta duas equações no instante $\tau = \Delta t_i$ fornece o deslocamento u_{i+1} e a velocidade $\dot{u}_{i+1}$ no instante de tempo $i+1$, em seja,

Eq. 7-166 $$u(t)_{i+1} = u(t)_i \cos(\omega_n \Delta t_i) + \frac{\dot{u}(t)_i}{w_n}\sin(\omega_n \Delta t_i) + \frac{f(t)_i}{k}(1-\cos(\omega_n \Delta t_i)) + \frac{\Delta f_i}{k}\left(\frac{\Delta t_i}{\Delta t_i} - \frac{\sin(\omega_n \Delta t_i)}{w_n \Delta t_i}\right)$$

Eq. 7-167 $$\frac{\dot{u}(t)_{i+1}}{\omega_n} = -u(t)_i \sin(\omega_n \Delta t_i) + \frac{\dot{u}(t)_i}{w_n}\cos(\omega_n \tau) + \frac{f(t)_i}{k}\sin(\omega_n \Delta t_i) + \frac{\Delta f_i}{k}\frac{1}{w_n \Delta t_i}(1-\cos(\omega_n \Delta t_i))$$

Estas equações de recorrência podem ser rescritas depois de substituir a equação Eq. 7-162 como fórmula de recorrência,

Eq. 7-168 $$u(t)_{i+1} = Au(t)_i + B\dot{u}(t)_i + Cf(t)_i + Df(t)_{i+1}$$

Eq. 7-169 $$\dot{u}(t)_{i+1} = A'u(t)_i + B'\dot{u}(t)_i + C'f(t)_i + D'f(t)_{i+1}$$

Esta formulação é também aplicada a sistemas amortecidos em que os coeficiente A, B, C, D, A', B', C' e D' são fornecidos pelas as expressões (Chopra, Anil K., 1995),

Eq. 7-170 $$A = e^{-\xi\omega_n \Delta t}\left(\frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} sen\,\omega_D \Delta t + \cos\omega_D \Delta t\right)$$

Eq. 7-171 $$B = e^{-\xi\omega_n \Delta t}\left(\frac{1}{\omega_D} sen\,\omega_D \Delta t\right)$$

Eq. 7-172 $$C = \frac{1}{k}\left(\frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} + e^{-\xi\omega_n \Delta t}\left[\left(\frac{1-2\xi^2}{\omega_D \Delta t} - \frac{\xi}{\sqrt{1-2\xi^2}}\right) sen\,\omega_D \Delta t - \left(1 + \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t}\right)\cos\omega_D \Delta t\right]\right)$$

Eq. 7-173 $$D = \frac{1}{k}\left(1 - \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} + e^{-\xi\omega_n \Delta t}\left(\frac{2\xi^2 - 1}{\omega_D \Delta t} sen\,\omega_D \Delta t + \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t}\cos\omega_D \Delta t\right)\right)$$

Eq. 7-174 $$A' = -e^{-\xi\omega_n \Delta t}\left(\frac{\omega_n}{\sqrt{1-\xi^2}} sen\,\omega_D \Delta t\right)$$

Eq. 7-175 $$B' = e^{-\xi\omega_n \Delta t}\left(\cos\omega_D \Delta t - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} sen\,\omega_D \Delta t\right)$$

Eq. 7-176 $$C' = \frac{1}{k}\left(-\frac{1}{\Delta t} + e^{-\xi\omega_n \Delta t}\left[\left(\frac{\omega_n}{\sqrt{1-2\xi^2}} + \frac{\xi}{\Delta t\sqrt{1-2\xi^2}}\right) sen\,\omega_D \Delta t + \frac{1}{\Delta t}\cos\omega_D \Delta t\right]\right)$$

Eq. 7-177 $$D' = \frac{1}{k\Delta t}\left(1 - e^{-\xi\omega_n \Delta t}\left(\frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} sen\,\omega_D \Delta t + \cos\omega_D \Delta t\right)\right)$$

e aplicam-se a sistemas com amortecimento inferior ao crítico, isto é $\xi < 1$. Apenas dependem dos parâmetros do sistema w_n , k , ξ e do intervalo de tempo $\Delta t = \Delta t_i$.

Uma vez que as equações de recorrência Eq. 7-168 e Eq. 7-169 foram derivadas da equação do movimento, a única restrição refere-se ao intervalo de tempo de integração Δt, que permite que a solução numérica seja mais precisa quanto menor for Δt de modo a que não se percam os valores mais elevados da resposta.

Este método é bastante útil no caso da excitação estar definida em curtos intervalos de tempo, como por exemplo as acelerações do solo devidas a um sismo, podendo-se assim adoptar uma interpolação linear para a função excitação com bastante exactidão.

Se o intervalo de integração for constante o cálculo dos coeficientes A, B, C, D, A', B', C' e D' só será necessário realizar apenas uma vez.

A solução exacta das equações do movimento fornecido por este processo numérico é apenas possível nos sistemas com comportamento estrutural linear. Como referido, aplica-se a sistemas com apenas um grau de liberdade, não sendo eficiente para sistemas com mais de um grau de liberdade, a menos que a resposta seja obtida por sobreposição modal como visto no Capítulo 7.6 -.

7.7.6.2 - Método das diferenças centrais

O método das diferenças centrais faz parte do conjunto dos métodos explícitos, que utiliza expressões numéricas para aproximar a velocidade e acelerações iniciais (Clough, Ray W., 1985).

Este método é baseado na aproximação por diferenças finitas das primeira e segunda derivadas em ordem ao tempo do deslocamento, isto é da velocidade e da aceleração. Adoptando como constante o intervalo de tempo $\Delta t = \Delta t_i$, a aproximação por diferenças finitas da velocidade e da aceleração no instante i é dada pelas expressões,

Eq. 7-178 $$\dot{u}(t)_i = \frac{1}{2\Delta t}\left(u(t)_{i+1} - u(t)_{i-1}\right) \quad \text{e}$$

Eq. 7-179 $$\ddot{u}(t)_i = \frac{1}{\Delta t^2}\left(u(t)_{i+1} - 2(t)u_i + u(t)_{i-1}\right)$$

A resolução das equações, determinação dos deslocamentos do modelo da estrutura, para o instante de tempo $t + \Delta t$, isto é os valores dos deslocamentos do vector u_{i+1}, são obtidos considerando as equações do movimento no instante t (USACE 2,003),

Eq. 7-180 $$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f_i(t)$$

Substituindo as equações Eq. 7-178 e Eq. 7-179 nesta expressão, velocidade e aceleração, virá,

Eq. 7-181 $$m\left(\frac{u(t)_{i+1} - 2u(t)_i + u(t)_{i-1}}{\Delta t^2}\right) + c\left(\frac{u(t)_{i+1} - u(t)_{i-1}}{2\Delta t}\right) + ku(t)_i = f_i(t)$$

Nesta equação u_i e u_{i-1} são valores já conhecidos possibilitando que o processo possa ser implementado para a determinação da grandeza u_{i+1}. Reformulando a equação Eq. 7-181 obtém-se a equação seguinte que permite determinar os deslocamentos u_{i+1}.

Eq. 7-182 $$\left[\frac{m}{\Delta t^2} + \frac{c}{2\Delta t}\right]u(t)_{i+1} = f_i(t) - \left[k - \frac{m}{\Delta t^2}\right]u(t)_i - \left[\frac{m}{\Delta t^2} - \frac{c}{2\Delta t}\right]u(t)_{i-1}$$

Esta equação mostra que a matriz de rigidez k não aparece no termo $u(t)_{i+1}$, e, assim não é necessário proceder-se sistematicamente à definição dessa matriz. Se as matrizes de massa m e de amortecimento

c forem diagonais estas não precisão de ser combinadas. Neste caso é possível resolver o sistema de equações sem ser necessário dispor recursos computacionais elevados. Esta vantagem faz com que o método de resolução por diferenças centrais das equações do movimento ao longo do tempo constitua um método eficiente. Contudo, o método é condicionalmente estável e a sua estabilidade depende do intervalo de tempo Δt considerado (USACE, 2003).

A determinação de $u(t)_{i+1}$ no instante $i+1$ é feita a partir da equação do movimento no instante i sem a aplicação da equação do movimento correspondente ao instante $u(t)_{i+1}$. Em particular as forças elásticas e de amortecimento podem ser calculadas de forma explicita conhecendo-se os deslocamentos nos instantes $u(t)_i$ e $u(t)_{i-1}$ e as velocidades nos instantes $\dot{u}(t)_i$ e $\dot{u}(t)_{i-1}$.

Assim, para iniciar o processo de cálculo, conhecimento de $u(t)_1$, é necessário conhecer os valores de $u(t)_0$ e $u(t)_{-1}$. Como o deslocamento inicial u_0 é conhecido, para determinar $u(t)_{-1}$ aplicam-se para o instante $i=0$ as equações Eq. 7-178 e Eq. 7-179 vindo (Chopra, Anil K., 1995),

Eq. 7-183 $$\dot{u}_0 = \frac{u_1 - u_{-1}}{2\Delta t} \quad \text{e} \quad \ddot{u}_0 = \frac{u_1 - 2u_0 + u_{-1}}{\left(\Delta t^2\right)}$$

Explicitando u_1 a partir da primeira equação e substituindo na segunda vem,

Eq. 7-184 $$u_{-1} = u_0 - \Delta t(\dot{u}_0) + \frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{u}_0$$

O deslocamento inicial u_0 é assim conhecido tal como a velocidade inicial $\dot{u}_0$, e a equação do movimento no instante $(t=0)$ permite determinar a aceleração no instante inicial vindo, $m\ddot{u}_0 + c\dot{u}_0 + ku_0 = f_0$ e

Eq. 7-185 $$\ddot{u}_0 = \frac{f_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m}$$

Verifica-se que este método é de fácil implementação computacional. No entanto, para obtenção de uma solução estável, é necessário que o intervalo de tempo Δt seja suficientemente pequeno devendo, para que seja garantida a sua estabilidade, ser assegurada a seguinte condição, onde T é o menor período natural de vibração do sistema.

Eq. 7-186 $$\frac{\Delta t}{T_n} < \frac{1}{\pi}$$

Geralmente utiliza-se a relação $\frac{\Delta t}{T_n} \le 0.1$ para definir o intervalo de tempo para calculo da resposta. Na maioria das análises da resposta de estruturas a sismos é usual adoptar-se intervalos de tempo muito curtos, tipicamente $\Delta t = 0{,}01$ a $0{,}02$ segundos de modo a definir com suficiente aproximação a evolução da aceleração do solo $\ddot{u}_g(t)$.

Neste método, a obtenção da solução pode obrigar à escolha de intervalos de tempo muito reduzidos, podendo ser necessário realizar cálculos em número muito elevado. Para estas situações extremas a consideração de intervalos de tempo muito curtos pode tornar os métodos explícitos pouco práticos.

7.7.6.3 - Método de Newmark

O método de Newmark é um algoritmo de resolução das equações do movimento ao longo do tempo com progressão passo a passo e integra-se na classe dos métodos designados por implícitos.

Em 1959, N. M. Newmark desenvolveu uma família de métodos de resolução de equações diferenciais, que no caso das equações que caracterizam o movimento dinâmico de uma estrutura, permitem a integração do valor do deslocamento e da velocidade no instante $t+\Delta t$, ou seja no instante $i+1$. Essas equações são,

Eq. 7-187 $$u(t)_{i+1} = u(t)_i + \Delta t \dot{u}(t)_i + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}(t)_i + \beta \ddot{u}(t)_{i+1} \right]$$

Eq. 7-188 $$\dot{u}(t)_{i+1} = \dot{u}(t)_i + \Delta t \left[(1-\gamma) \ddot{u}(t)_i + \gamma \ddot{u}(t)_{i+1} \right]$$

Os parâmetros β e γ são factores de ponderação e podem ser escolhidos de forma a se obter uma solução estável e com precisão adequada. Estes valores definem a variação da aceleração ao longo de cada intervalo de tempo de integração e determinam a estabilidade e características de precisão deste método.

Para estes parâmetros, a consideração de $\gamma = 1/2$ e para β valores no intervalo $1/6 \le \beta \le 1/4$ permite obter resultados satisfatórios, garantindo também uma precisão adequada.

- Se $\beta = 1/4$ e $\gamma = 1/2$, o método de Newmark é incondicionalmente estável, isto é não é dependente do valor do instante Δt. Para este caso, a aceleração conjuntamente com o intervalo de tempo Δt é constante e este método é designado por método da aceleração média constante no intervalo de tempo Δt, Figura 7-22 (USACE, 2003).

- Se $\beta = 1/6$ e $\gamma = 1/2$, o método de Newmark é idêntico ao método de aceleração linear, em que a aceleração varia linearmente entre cada instante de tempo, Figura 7-22. O método da aceleração linear é, no entanto, condicionalmente estável, ou seja é instável se não se verificar a condição $\frac{\Delta t}{T_n} \le \sqrt{3/\pi} \approx 0{,}55$. Esta restrição pode ter significado na análise de sistemas em que o período de vibração fundamental seja muito pequeno.

Em geral, assumindo a interpolação linear da aceleração entre cada instante de tempo obtém-se uma melhor aproximação da resposta dinâmica, assim como os resultados fornecidos são mais precisos do que os obtidos pelo método da aceleração média (USACE, 2003).

As duas equações anteriores, Eq. 7-187 e Eq. 7-188, conjuntamente com a equação de equilíbrio para sistemas lineares, $m\ddot{u}(t)_{i+1} + c\dot{u}(t)_{i+1} + ku(t)_{i+1} = f(t)_{i+1}$ permite determinar u_{i+1}, $\dot{u}_{i+1}$ e $\ddot{u}_{i+1}$ no instante $i+1$ a partir do conhecimento de u_i, $\dot{u}_i$ e $\ddot{u}_i$ no instante i.

A determinação das grandezas anteriores só pode ser efectuada por iterações uma vez que a parcela $\ddot{u}_{i+1}$ aparece na parcela da direita da igualdade Eq. 7-188.

Para sistemas lineares é possível modificar-se a formulação inicial proposta por Newmark de modo a permitir determinar a solução das equações Eq. 7-187 e Eq. 7-188 sem a necessidade de se proceder a iterações para determinação de u_i e $\dot{u}_i$.

Essa formulação resulta na adopção do valor médio ou da variação linear para a evolução da aceleração entre os instantes t_i e t_{i+1}.

Para estes dois métodos resumem-se, seguidamente, as relações entre a resposta u_{i+1}, $\dot{u}_{i+1}$ e $\ddot{u}_{i+1}$ para o instante $i+1$ em relação às correspondentes grandezas para o instante i (Chopra, Anil K., 1995).

A equação Eq. 7-189 assume que a variação da aceleração ao longo do intervalo de tempo Δt é constante ou que a variação da aceleração ao longo desse intervalo é linear, consoante o método adoptado.

A integração de $\ddot{u}(\tau)$ fornece as equações Eq. 7-190 de variação da velocidade ao longo do tempo $\dot{u}(\tau)$, em que substituindo τ por Δt se obtém $\dot{u}_{i+1}$ no instante $i+1$.

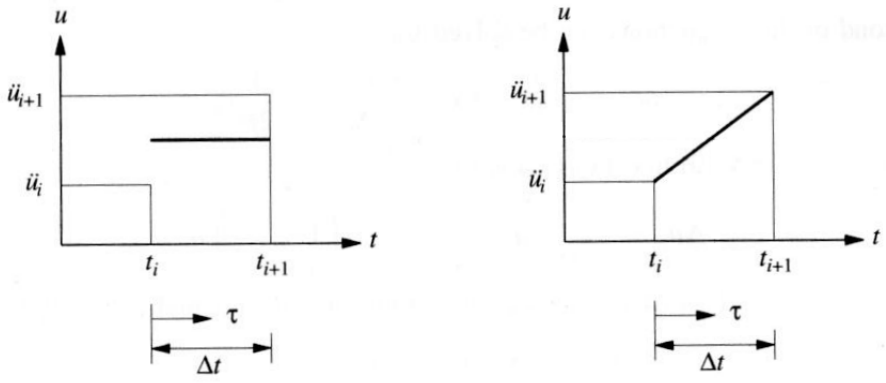


Figura 7-22 - Diagramas representativos para interpolação da aceleração, valor médio da aceleração e interpolação linear da aceleração entre dois instantes (Chopra, Anil K. 1995).

	Valor médio da aceleração:	Variação linear da aceleração:
Eq. 7-189	$\ddot{u}(\tau)=\frac{1}{2}\left(\ddot{u}(t)_{i+1}+\dot{u}(t)_i\right)$	$\ddot{u}(\tau)=\ddot{u}(t)_i+\frac{\tau}{\Delta t}\left(\ddot{u}(t)_{i+1}-\dot{u}(t)_i\right)$
Eq. 7-190	$\dot{u}(\tau)=\dot{u}(t)_i+\frac{\tau}{2}\left(\ddot{u}(t)_{i+1}+\dot{u}(t)_i\right)$	$\dot{u}(\tau)=\dot{u}(t)_i+\ddot{u}(t)_i\tau+\frac{\tau^2}{2\Delta t}\left(\ddot{u}(t)_{i+1}-\dot{u}(t)_i\right)$
Eq. 7-191	$\dot{u}(t)_{i+1}=\dot{u}(t)_i+\frac{\Delta t}{2}\left(\ddot{u}(t)_{i+1}+\dot{u}(t)_i\right)$	$\dot{u}(t)_{i+1}=\dot{u}(t)_i+\frac{\Delta t}{2}\left(\ddot{u}(t)_{i+1}+\dot{u}(t)_i\right)$
Eq. 7-192	$u(\tau)=u(t)_i+\dot{u}(t)_i\tau+\frac{\tau^2}{4}\left(\ddot{u}(t)_{i+1}+\ddot{u}(t)_i\right)$	$u(t)_{i+1}=u(t)_i+\dot{u}(t)_i\Delta t+(\Delta t)^2\left(\frac{1}{6}\ddot{u}(t)_{i+1}+\frac{1}{3}\ddot{u}(t)_i\right)$
Eq. 7-193	$u(t)_{i+1}=u(t)_i+\dot{u}(t)_i\Delta t+\frac{(\Delta t)^2}{4}\left(\ddot{u}(t)_{i+1}+\ddot{u}(t)_i\right)$	$u(\tau)=u(t)_i+\dot{u}(t)_i\tau+\ddot{u}(t)_i\frac{\tau^2}{2}+\frac{\tau^3}{6\Delta t}\left(\ddot{u}(t)_{i+1}-\ddot{u}(t)_i\right)$

A integração das equações que fornecem a velocidade $\dot{u}(\tau)$ permite obter os deslocamentos $u(\tau)$ $\dot{u}(\tau)$, em que substituindo τ por Δt se obtém u_{i+1} no instante $i+1$, equações Eq. 7-193.

A comparação das equações Eq. 7-191 e Eq. 7-193 com as equações Eq. 7-187 e Eq. 7-188 demonstra que as equações de Newmark com os coeficientes $\gamma=1/2$ e $\beta=1/4$ são iguais às obtidas adoptando a variação de aceleração constante e com os coeficientes $\gamma=1/2$ e $\beta=1/6$ correspondem às obtidas considerando a variação linear para a aceleração.

Com base nas equações anteriores a formulação do método não iterativo é a seguinte:

Rescrevendo as equações Eq. 7-187 e Eq. 7-188 através relações seguintes, traduzidas em quantidades incrementais,

Eq. 7-194 $\Delta u_i = u(t)_{i+1} - u(t)_i$, $\Delta \dot{u}_i = \dot{u}(t)_{i+1} - \dot{u}(t)_i$, $\Delta \ddot{u}_i = \ddot{u}(t)_{i+1} - \ddot{u}(t)_i$ e

Eq. 7-195 $\Delta f_i = f(t)_{i+1} - f(t)_i$.

Embora para a resolução das equações do movimento de sistemas lineares não seja necessário exprimir as equações Eq. 7-187 e Eq. 7-188 na forma incremental, podendo estas ser resolvidas de forma iterativa, para sistemas não lineares já é conveniente a transformação das equações de Newmark nessa forma.

Estas equações podem então ser rescritas na seguinte forma (Chopra, Anil K., 1995),

Eq. 7-196 $\dot{u}_{i+1} = \Delta \dot{u}_i + \dot{u}_i = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma \Delta t)\ddot{u}_{i+1}$ e

Eq. 7-197 $u(t)_{i+1} = \Delta u_i + u(t)_i = u(t)_i + (\Delta t)\dot{u}(t)_i + \left[(0.5-\beta)(\Delta t)^2\right]\ddot{u}(t)_i + \left[\beta(\Delta t)^2\right]\ddot{u}(t)_{i+1}$

e como $\ddot{u}(t)_{i+1} = \Delta \ddot{u}_i + \ddot{u}(t)_i$ virá,

Eq. 7-198 $\Delta \dot{u}_i = (\Delta t)\ddot{u}(t)_i + (\gamma \Delta t)\Delta \ddot{u}_i$ e $\Delta u_i = (\Delta t)\dot{u}(t)_i + \frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{u}(t)_i + \beta(\Delta t)^2 \Delta \ddot{u}_i$

A última equação pode ser expressa na forma,

Eq. 7-199 $\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta u_i - \frac{1}{\beta(\Delta t)}\dot{u}(t)_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}(t)_i$

Substituindo a equação Eq. 7-199 na equação Eq. 7-198 virá,

Eq. 7-200 $\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t}\Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{u}(t)_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}(t)_i$

Escrevendo a equação do movimento na forma incremental, que se obtém subtraindo a equação Eq. 7-158 à equação Eq. 7-160, de acordo com as igualdades Eq. 7-194, virá,

Eq. 7-201 $m\Delta \ddot{u}_i + c\Delta \dot{u}_i + k\Delta u_i = \Delta f_i$,

onde $(f)_i = ku(t)_i$ e $(f)_{i+1} = ku(t)_{i+1}$.

Substituindo na equação Eq. 7-201 as equações Eq. 7-199 e Eq. 7-200 virá,

Eq. 7-202 $$m\left[\frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta u_i - \frac{1}{\beta(\Delta t)}\dot{u}(t)_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}(t)_i\right] + c\left[\frac{\gamma}{\beta \Delta t}\Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{u}(t)_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}(t)_i\right] + k\Delta u_i = \Delta f_i$$

ou seja, simplificadamente,

Eq. 7-203 $K\Delta u_i = \Delta P_i$

em que,

Eq. 7-204 $$K = k + \frac{\gamma}{\beta \Delta t}c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m \text{ e } \Delta P_i = \Delta p_i + \left(\frac{1}{\beta \Delta t}m + \frac{\gamma}{\beta}c\right)\dot{u}(t)_i + \left[\frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c\right]\ddot{u}(t)_i$$

Como K e ΔP_i são conhecidos, a partir das propriedades do sistema *m*, *k* e *c*, parâmetros γ e β , e $\dot{u}(t)_i$ e $\ddot{u}(t)_i$ no início do instante de tempo, o incremento de deslocamento é dado por,

Eq. 7-205 $\Delta u_i = \frac{\Delta P_i}{K}$

Uma vez conhecido Δu_i, os valores $\Delta \dot{u}_i$ e $\Delta \ddot{u}_i$ podem ser calculados pelas equações Eq. 7-200 e Eq. 7-199 respectivamente, e por sua vez as grandezas $u(t)_{i+1}$, $\dot{u}(t)_{i+1}$ e $\ddot{u}(t)_{i+1}$ podem ser determinadas a partir das equações Eq. 7-194.

A aceleração pode também ser obtida a partir da equação do movimento no instante $(t)_{i+1}$, em vez das equações Eq. 7-199 e Eq. 7-194.

Eq. 7-206 $$\ddot{u}(t)_{i+1} = \frac{f(t)_{i+1} - c\dot{u}(t)_{i+1} - ku(t)_{i+1}}{m} \qquad (5.4.17)$$

Esta última equação é necessária para se obter a aceleração $\ddot{u}(t)_0$ no instante inicial, de modo a ser possível iniciar a determinação da resposta da estrutura ao longo do tempo.

No método de Newmark a solução no instante $i+1$ é determinada a partir da equação Eq. 7-201 a qual é equivalente a usar-se a equação de equilíbrio Eq. 7-160 no instante $i+1$, inserindo-se este método nos métodos implícitos.

Como referido anteriormente, a adopção dos coeficientes $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$ corresponde a assumir-se a variação de aceleração constante e a adopção dos coeficientes $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/6$ correspondem a considerar a variação da aceleração linear.

Uma questão importante é a análise da estabilidade do método de Newmark. O método de Newmark é estável se se verificar a condição,

Eq. 7-207 $$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}}$$

Para $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$ a condição anterior virá a inequação, $\frac{\Delta t}{T_n} < \infty$, o que significa que o método de Newmark é sempre estável para qualquer Δt desde que se assuma o valor médio da aceleração nesse intervalo de tempo. Contudo os resultados obtidos só são precisos desde que se considere um intervalo de tempo suficientemente pequeno. Para $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/6$ a equação Eq. 7-207 indica que este método, considerando variação linear da aceleração, é estável se,

Eq. 7-208 $$\frac{\Delta t}{T_n} \leq 0{,}551$$

Contudo, e tal como no método das diferenças centrais, esta condição tem pouco significado na análise de sistemas estruturais sujeitos à acção sísmica, uma vez que nestas análises se considera sempre um intervalo de tempo de integração muito inferior a $0{,}551T_n$ para se obter uma adequada representação da acção dinâmica e determinação da resposta.

7.7.6.4 - Método de Wilson-θ

Em geral, numa estrutura o período de vibração correspondente ao primeiro modo de vibração está relacionado com as propriedades dinâmicas dos elementos estruturais que compõem esse sistema. Uma estrutura com uma massa relativamente pequena pode ter um período de vibração muito curto obrigando, para a resolução das equações do movimento, à adopção de intervalos de tempo de integração Δt muito pequenos (USACE, 2003). Na sua resolução pode-se usar o método de Newmark com a aceleração constante, sendo este método incondicionalmente estável. No entanto, por razões de melhoria da precisão dos resultados da resposta da estrutura, o método de Wilson-θ, que é um método incondicionalmente estável que considera a variação linear aceleração, é mais aconselhável (Clough, Ray W. 1985).

O método de Wilson-θ é baseado na hipótese de que a aceleração varia linearmente com o tempo ao longo de um intervalo de tempo mais longo $\tau = \theta \Delta t$, onde $\theta \geq 1$.

Para $\theta = 1$ este método converte-se no método de aceleração linear de Newmark, mas para $\theta > 1{,}37$ este passa a ser incondicionalmente estável, resultando uma maior precisão se for adoptado um valor de $\theta = 1{,}42$.

Contudo, este método pode originar erros significativos para os modos mais elevados e quando as contribuições desses modos são significativas. Nestes casos este método não deve ser aplicado, e tem sido mesmo abandonada a sua implementação na análise dinâmica de estruturas (USACE 2003). A formulação do método de Wilson-θ pode ser encontrada em diversa bibliografia nomeadamente em (Chopra, Anil K., 1995).

7.7.6.5 - Método α de Hilbert, Hughes e Taylor

O método α de Hilbert, Hughes e Taylor (HHT-α) é uma generalização do método de Newmark se, nesta formulação, for considerado o parâmetro $\alpha = 0$ (USACE 2003).

As equações de diferenças finitas para este método são idênticas às do método de Newmark $u(t)_{i+1}$ e $\dot{u}(t)_{i+1}$. Neste método a equação do movimento é modificada através do parâmetro α vindo,

Eq. 7-209 $$m\ddot{u}(t)_{i+1} + (1+\alpha)c\dot{u}(t)_{i+1} - \alpha c\dot{u}(t)_i + (1+\alpha)ku(t)_{i+1} - \alpha ku(t)_i = (1+\alpha)f(t)_{i+1} - \alpha f(t)_i$$

em que $i = t$ e $i+1 = t + \Delta t$.

Como referido, para $\alpha = 0$ o método HHT-α reduz-se ao método de Newmark com aceleração constante.

Se $-1/3 \le \alpha \le 0$, $\beta = \left(1-\alpha^2\right)/4$ e $\gamma = 1/2 - \alpha$, (γ de Newmark) o método HHT-α tem precisão de segunda ordem e é incondicionalmente estável.

Este método é útil em simulações de análise dinâmica de estruturas com muitos graus de liberdade e atenua os erros para as frequências mais altas da estrutura.

7.7.7 - Análise no tempo por integração das equações através da análise modal

Nos métodos por integração directa das equações do movimento, apresentados nas secções anteriores, o número de operações algébricas é proporcional ao número de instantes de tempo considerados no cálculo e de graus de liberdade do sistema. Em geral esses métodos são adequados quando as análises são realizadas para acções de pequena duração.

Se a análise a efectuar é composta por um elevado número de instantes de tempo poderá ser mais adequado proceder-se à transformação das equações do movimento numa forma em que a análise no tempo passo-a-passo tenha menores custos computacionais e consequentemente de tempo.

Na secção 7.6 - foi analisado o método de resolução de uma estrutura por sobreposição modal, o qual , genericamente, requer os seguintes passos:

- Determinação dos valores próprios (frequências próprias do sistema) e vectores próprios (configuração dos modos de vibração associados às frequências próprias);
- Determinação das massas e forças generalizadas;
- Transformação das equações em coordenadas modais (equações de movimento desligadas);
- Resolução das equações desacopladas pelo integral de Duhamel ou integração directa através de um dos métodos anteriormente descritos;
- Obtenção da resposta da estrutura (deslocamentos, forças, extensões, tensões) por sobreposição das resposta modais mais significativas.

Com esse propósito as equações do movimento na análise no domínio linear elástico são transformadas para o domínio modal ou coordenadas modais do sistema obtendo-se, como visto,

Eq. 7-210 $$M_n\ddot{Y}_n(t)+C_n\dot{Y}_n(t)+K_nY_n(t)=F_n(t)$$

Esta equação, correspondente ao modo n, pode ser escrita na forma

Eq. 7-211 $$\ddot{Y}_n(t)+2\xi_n\omega_n\dot{Y}_n(t)+\omega_n^2Y_n(t)=\frac{F_n(t)}{M_n}$$

onde ξ_n é o coeficiente de amortecimento modal e ω_n é a frequência natural correspondente a modo *n*, podendo-se, desta forma, proceder-se, para cada instante de tempo (t), à integração das equações desacopladas usando um dos métodos atrás descritos ou através da determinação pelo integral de Duhamel (Clough, Ray W., 1985),

Eq. 7-212 $$Y_n(t)=\frac{1}{M_n\omega_{an}}\int_0^t P_n(\tau)e^{-\xi_n\omega_n(t-\tau)}sen(\omega_{an}(t-\tau))d\tau$$

onde $\omega_{an}=\omega_n\sqrt{1-\xi_n^2}$ representa a frequência natural amortecida para o modo n.

Obtida a resposta, a partir da equação Eq. 7-212, para cada um dos modos $Y_n(t)$, o vector dos deslocamentos totais da estrutura em coordenadas geométricas do sistema é determinada pela expressão,

Eq. 7-213 $$u(t)=\phi_1Y_1(t)+\phi_2Y_2(t)+...+\phi_nY_n(t)$$

A solução obtida usando qualquer uma das metodologias é idêntica no que respeita aos erros inerentes aos métodos numéricos de integração no tempo, tanto os indicados por integração directa como pelo integral de Duhamel.

7.7.8 - Estabilidade e erros do cálculo dos métodos numéricos

O objectivo principal na escolha dos métodos numéricos para integração das equações de movimento é obter uma solução rigorosa e estável da resposta dinâmica da estrutura com o mínimo de esforço computacional (USACE, 2003).

Os métodos numéricos que conduzem a soluções convergentes, mas em que o intervalo de tempo de integração tem que ser mais reduzido que um determinado limite para se garantir a estabilidade, designam-se por métodos condicionalmente estáveis.

Os métodos que permitem obter soluções convergentes independentemente do intervalo de tempo de integração, são designados por métodos incondicionalmente estáveis, ou seja é incondicionalmente estável se a solução que fornece, quaisquer que sejam as condições fronteira iniciais do problema, não depender do intervalo de tempo de integração Δt. Um método é condicionalmente estável se o quociente $\Delta t/T$ for menor que o valor crítico de 0,55, visto anteriormente em que T_n representa o mais curto período natural do sistema.

O método de Newmark, que considera o valor médio da aceleração é incondicionalmente estável. A consideração da variação linear da aceleração é estável se se verificar a condição Eq. 7-208 e o método das diferenças centrais é estável se for satisfeita a condição Eq. 7-186.

Deste modo se for empregue o método da aceleração linear de Newmark, que é condicionalmente estável, o intervalo Δt deverá satisfazer a condição anterior. Para o método da aceleração constante de Newmark, que é incondicionalmente estável, apesar de este não apresentar restrições quanto ao

intervalo de tempo de integração Δt , deve-se considerar um valor suficientemente pequeno que garanta que a solução encontrada represente bem a resposta do sistema (USACE, 2003).

Os erros de cálculo são inerentes a todos métodos numéricos empregues na resolução de equações diferenciais, nomeadamente as que representam o equilíbrio dinâmico de uma estrutura. A comparação dos diversos métodos apresentados anteriormente mostra que alguns desses métodos determinam que a amplitude do deslocamento de um sistema sem amortecimento decai com o tempo e o período natural do sistema (T_n) pode ser alongado ou encurtado (Chopra, Anil K., 1995).

Em geral, a estabilidade de qualquer método e a sua precisão de resultados pode ser aumentada reduzindo o tamanho do tempo de integração. O principal factor na selecção de um método de resolução no tempo das equações é a eficiência no que respeita à exigência computacional para se alcançar uma precisão da resposta adequada. No entanto este último requisito não deve ser considerado o único uma vez que um desejável nível de precisão se pode conseguir com todos os métodos indicados fazendo diminuir o intervalo de integração. O intervalo de integração deve também ser suficientemente curto para permitir a adequada definição da acção sísmica e da resposta da estrutura. Por exemplo não é possível com intervalos longos descrever adequadamente frequências elevadas da acção ou da resposta da estrutura (USACE, 2003).

O intervalo de integração deve ser escolhido com base no conteúdo de frequências da acção e na frequência mais elevada (período mais curto) de vibração da estrutura.

Em geral a adopção de um valor de $\Delta t \leq T_p / 10$ permite obter bons resultados, onde T_p representa o menor período de vibração (maior frequência) que contribui de forma significativa para a resposta da estrutura. Considerando que uma estrutura apenas é excitada por um sismo de forma significativa para os primeiros seus modos de vibração, o valor de T_p geralmente não é muito curto. Por exemplo $\Delta t = 0{,}01s$ pode definir adequadamente um registo de um sismo digitalizado em intervalos de 0,01s e permitir obter resultados adequados para uma estrutura com período de vibração até 0,1s (10Hz).

Refere-se que apesar de um sismo poder conter acelerações com frequências acima da frequência de Nyquist $f = 1/2\Delta t = 50Hz$ ($\Delta t = 0{,}01seg$) a componente de energia mais importante na resposta da estrutura está confinada até frequências próximas de 10Hz (USACE, 2003).

Assim, seleccionar um curto intervalo de integração menor que 0,01s para se ter em conta os modos de frequências mais elevados provavelmente não irá mudar a resposta da estrutura significativamente porque a energia contida no sismo necessária para excitar esses modos é reduzida. No entanto se houver alguma dúvida quanto ao valor dos resultados deverá ser realizada uma segunda análise com um intervalo de integração reduzido, por exemplo para metade $\Delta t = 0{,}005s$, para se ter a certeza que não existem erros durante o processo de integração numérica.

7.7.9 - Metodologias para avaliação dos resultados de análise de deslocamentos e tensões

No cálculo linear e elástico da resposta ao longo do tempo devidas à acção dinâmica não se considera a actuação das outras acções sobre a barragem, sendo os diversos cálculos realizados para as outras acções somados numa fase posterior.

O estado de tensão durante um sismo é obtido sobrepondo as tensões devido às acções estáticas, correspondentes às combinações de carga habituais, para cada instante de cálculo. Ambos os estados de tensão correspondentes aos cenários térmicos de Inverno e de Verão deverão ser considerados para contemplar a possibilidade da ocorrência de sismos nessas épocas. O estado de tensão inicial pode ser sobreposto com as tensões dinâmicas para análises lineares elástica, mas não pode ser sobreposto em análises não lineares. Para este caso, o estado de tensão estático não é constante, sendo necessário a reformulação da matriz de rigidez devido à cedência dos materiais e ao aparecimento fissuração. A determinação da resposta ao longo do tempo deve ser o integral dos diversos cálculos passo a passo em regime não linear (Nuss, Larry K., 1991).

A análise da história da resposta dinâmica linear de uma estrutura produz uma enorme quantidade de resultados numéricos. A análise desses resultados deve ser executada mediante uma avaliação estatística dos valores determinados de modo a reduzir a análise aos valores essenciais. Este tipo de análise estatística deve permitir determinar tempos específicos de maior interesse, em que os deslocamentos e tensões assumem valores significativos, e determinar as áreas de preocupação para investigações adicionais sobre a estrutura. A análise estatística dos resultados deve também indicar a necessidade de se proceder a análises não lineares quando zonas significativas da estrutura são submetidas a tensões de compressão elevadas ou então zonas de tensões de tracção próximas da tensão máxima de tracção do betão.

7.7.9.1 - Tensões máximas e mínimas

Para uma barragem em arco verifica-se que as tensões principal máxima, tracção principal mínima e as tensões máxima e mínima de compressão e de tracção, ao longo das direcções dos arcos e das consolas, estão localizadas nos paramentos de montante e de jusante da barragem.

Para uma barragem gravidade as tensões principais máximas, tracção principal mínima e as tensões máxima e mínima de compressão e de tracção, nas direcções vertical e horizontal, podem estar localizadas no interior das secções estudadas da barragem. A primeira fase da análise consiste em determinar, a partir da história da resposta de todos os elementos da estrutura, o valor máximo e mínimo das tensões, sua localização na barragem e o tempo em que ocorreram essas tensões.

Esta informação, ainda que resumida, permite avaliar a amplitude relativa dos valores extremos determinados e a sua localização no acelerograma considerado. Contudo estes valores extremos podem ocorrer pontualmente durante todo o evento sísmico e como tal não devem ser usados como a única medida da influência do sismo na estrutura. Por exemplo, a ocorrência de um extremo de tensão de tracção pode ser de 7 MPa. Porém, poderia haver numerosos picos próximos de 3,5 MPa, colocando-se a questão de qual das tensões terá mais influência no comportamento da estrutura, se um valor pontual elevado ou então valores menos elevados, mas significativos e repetidos ciclicamente.

7.7.9.2 - Tensões máximas em cada elemento

Uma segunda fase da análise consiste em determinar para todos os elementos da malha, a partir da história das tensões na barragem, os valores das tensões superiores às tensões admissíveis dos materiais, número de ocorrências, sua localização na barragem e o tempo de duração em que ocorreram esses valores. Esta análise permite estimar zonas potenciais da barragem que possam vir a sofrer danos devido à ocorrência de estados de tensão elevados.

Por exemplo, a partir da história das tensões para cada elemento, e assumindo que a tensão máxima de tracção dinâmica do betão era de 3,5 MPa, determinar-se-ia para cada elemento o número de vezes e os períodos de tempo parciais de cada ocorrência e período de tempo total em que essa tensão era excedida (Nuss, Larry K., 1991). Da mesma forma a ocorrência de tensões de tracção simultâneas em elementos correspondentes de montante e de jusante seria identificada. Essas tensões de tracção horizontais simultâneas, ou seja ao longo de arcos, admitindo continuidade no modelo, podem indicar a abertura das juntas verticais de contracção nessa zona da barragem, as quais constituem superfícies de descontinuidade.

Como exemplo refere-se que a abertura das juntas de contracção verticais indica possíveis movimentos da barragem para montante para o caso de barragens com curvatura e para os quais a barragem terá que resistir. Estes movimentos aumentam as tensões de compressão verticais no pé de montante e o aumento das tracções no pé de jusante, apresentando a barragem um bom comportamento se as tensões nessas zonas forem inferiores aos valores de resistência do betão.

7.7.9.3 - Valores máximos a cada instante de tempo

Finalmente, a partir de toda a história das tensões em todos os elementos é procurado para cada instante do cálculo os valores máximos e mínimos das tensões de compressão e de tracção, assim como os elementos para os quais foram excedidas as tensões admissíveis do betão. Esta análise permite determinar em cada instante de tempo as zonas da barragem onde foram excedidas as tensões resistentes dos materiais. Por exemplo, supondo que a resistência à tracção dinâmica do betão é de um valor específico, a indicação de que bastantes elementos com tensões de tracção superior a esse valor num instante t_i indica que uma zona significativa da barragem está sobretensionada, podendo ocorrer fissuração no material.

Esta análise pode ainda revelar que poucos elementos têm valores superiores ao admissível e abrangendo uma zona da barragem muito pequena, indicando que poderá ocorrer fracturação localizada ou eventualmente instabilidade estrutural se houver progressão das zonas de fractura.

7.7.9.4 - Análise da extensão do dano

A partir das análises anteriores, que consideram a estrutura com comportamento linear, é possível relacionar as tensões elásticas com os valores das resistências do material quando sujeito a cargas dinâmicas. As análises de estabilidade podem ser realizadas com confiança se as tensões do cálculo estão abaixo da resistência dos materiais. Isto indica que a estrutura se mantém com um comportamento linear e não irá sofrer danos localizados.

Se as tensões do cálculo estão próximas ou são superiores às resistências dos materiais então a estrutura poderá exibir um comportamento não linear. Neste caso a estabilidade da estrutura é função da capacidade desta em redistribuir as tensões convergindo para um estado estável de equilíbrio.

As considerações anteriores são obviamente específicas para cada local, sismo a considerar, e para cada tipo barragem. As análises não lineares podem ser necessárias se a análise linear indicar que a estrutura exibe um comportamento não linear. Os resultados desta análise podem obrigar na fase de projecto à modificação das características da obra, geometria e eventualmente tipo de estrutura e à realização de modificações em obras existentes (Nuss, Larry K., 1991).

8 - ESTADOS LIMITES E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE BARRAGENS GRAVIDADE

"Quando vires um gigante, repara bem na posição do sol, não vá acontecer que se trate da sombra de um pigmeu."
Friedrich Von Hardenberg, escritor alemão (1772-1801)

8.1 - INTRODUÇÃO

A avaliação da segurança de barragens gravidade à acção dos sismos requer a identificação dos principais mecanismos de rotura que possam ser gerados pelos movimentos sísmicos na fundação. Uma barragem é considerada segura se cumprir, relativamente a cada mecanismo de rotura provável, os critérios estabelecidos de segurança estrutural, com margens de segurança adequadas.

Os estados limites correspondem a situações de carregamento de uma estrutura que nunca deverão ser atingidos e ultrapassados e compreendem cenários para os quais uma obra não satisfaz os critérios de segurança. Na análise de estruturas, distinguem-se habitualmente dois tipos de estados limites (EC1, 2001):

- estados limites de serviço (ELS), que correspondem à não satisfação de condições e requisitos funcionais em situação de serviço corrente, que numa barragem se pode admitir corresponder à fase de exploração do aproveitamento;
- estados limites últimos (ELU), associados a situações de perda de equilíbrio e ao desenvolvimento de mecanismos de rotura da estrutura.

A determinação da segurança estrutural de uma barragem gravidade de betão, através de critérios de estabilidade, é justificada pela análise de cenários correspondentes a diversos estados limites últimos (ELU) sendo os mais relevantes a verificação da capacidade resistente ao deslizamento entre superfícies, devido às acções de corte, análise de mecanismos de derrube do corpo da estrutura, abertura de fissuras por esforços elevados de tracção e esmagamento do betão por esforços de compressão elevados.

Para cada estado limite são estabelecidas equações que permitem verificar as condições de estabilidade de uma estrutura, e nas quais são tidas em conta as solicitações e as resistências dos materiais, assim como os coeficientes parciais de segurança a considerar nos modelos de análise de estabilidade.

A verificação da estabilidade de barragens do tipo gravidade de betão com fundação rochosa consiste em determinar os coeficientes de segurança, em termos de acções que tendem a criar instabilidade e os valores potenciais das resistências nas estruturas que asseguram a estabilidade, para os seguintes modos de rotura (CFBR, 2006):

- derrube em relação aos bordos de montante e de jusante da barragem;
- deslizamento ao longo do plano de fundação da barragem;
- rotura por corte na fundação;
- rotura no betão devido a tensões de tracção superiores às resistências do material.
- rotura por tensões de compressão no betão excessivas;

A determinação dos coeficientes globais de segurança exige uma análise crítica cuidada, sendo realizada através da determinação de factores de segurança globais. Esses critérios envolvem conceitos simples de estabilidade de estruturas de segurança ao derrube, ao deslizamento e verificação das tensões ao longo de potenciais planos de rotura, que foram já apresentadas no Capítulo 7 -, apresentando-se neste capítulo com maior desenvolvimento e numa formulação que considera a análise da estabilidade ao longo do tempo.

8.2 - ESTADOS LIMITES E ANÁLISE DOS PRINCIPAIS MECANISMOS DE ROTURA

A filosofia de projecto de barragens geralmente aceite estabelece que a estrutura de uma barragem deve possuir um comportamento estrutural em fase elástica, sem sofrer danos e sem que ocorra a formação de mecanismos de instabilidade ou a libertação não controlada da albufeira perante a ocorrência de sismos de intensidade moderada. Pode, contudo, sofrer danos estruturais controlados após a ocorrência do sismos máximo expectável (SME). Para esta última situação, caso de sismos de intensidade elevada, deve sobretudo ser assegurada a integridade e a capacidade da barragem para controlo e retenção da albufeira (RSB, 1990).

De modo a assegurar um comportamento satisfatório ao sismo máximo expectável o (CIGB/ICOLD, 1999), para barragens de betão, estabelece que não poderão ocorrer as seguintes situações:

- deslizamento pela fundação ou pelos encontros;
- abertura de juntas ou fissuras que possam originar fugas de águas incontroláveis;
- roturas locais por compressão;
- formação de mecanismos por derrube;
- rotura de descarregadores e órgãos de controlo hidráulico que possam originar a libertação incontrolada da albufeira;
- rotura global da estrutura.

O inadequado comportamento da fundação pode ter um impacto significativo na estabilidade da barragem, devendo-se analisar a possibilidade de ocorrência durante eventos sísmicos das seguintes situações:

- deslizamentos e assentamentos excessivos da fundação;
- deslizamento de encostas para a albufeira;
- movimentos de falhas próximas da barragem;
- danos provocados pelos sismos nas cortinas de impermeabilização e na rede de drenagem, sendo este aspecto importante para a avaliação da segurança na fase posterior à ocorrência de sismos, designados por situações após-sismo.

Numa barragem gravidade de betão as superfícies de rotura estão potencialmente localizadas na zona de interface entre a barragem e a fundação, em planos de falhas na fundação e coincidentes com as juntas de betonagem de piores características mecânicas, com relevância para as barragens construídas em betão compactado a cilindro, Figura 8-1. Na fundação estas situações podem ocorrer em superfícies inclinadas para jusante, devido à implantação topográfica da barragem, e devido à existência de potenciais planos de rotura na fundação por falhas, diaclases e zonas de transição de materiais de piores características.

8.2.1 - Estado limite de abertura de fissuras

O estado limite de abertura de fissuras corresponde à diminuição de critérios de funcionalidade mecânica dos materiais da barragem por excedência da capacidade resistente à tracção dos materiais, podendo dar origem a eventuais modos de rotura.

Este estado limite não deverá ocorrer nas combinações de acções quase-permanentes e raras. Deverá ser verificado ao longo das potenciais superfícies de rotura, principalmente na secção correspondente à zona de interface barragem-fundação e, principalmente, para as barragens em BCC, em secções coincidentes com as juntas de betonagem da barragem.

Deverá ser verificada a formação de fissuras a partir do paramento de montante e averiguar a tendência para a sua propagação para o interior do corpo da barragem ou ao longo da zona de contacto da barragem com a fundação (Figura 8-1).

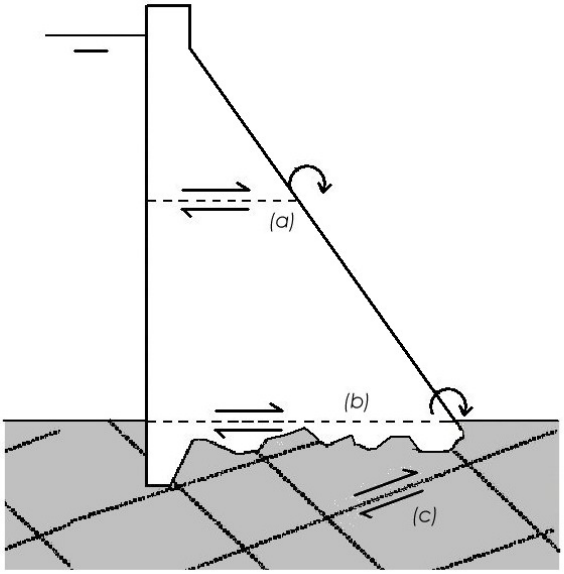


Figura 8-1 – Possíveis modos de rotura por deslizamento e derrube em secções de uma barragem gravidade de betão (a) e na sua fundação (b) e (c) (adaptado de CFBR, 2006).

Numa secção em análise, a condição para não ocorrer fissuração exprime-se em função da resistência à tracção dos materiais,

Eq. 8-1 $$\sigma_n(x) + f_t > 0$$

onde $\sigma_n(x)$ é o valor da tensão efectiva normal na secção em estudo, determinada por linearização da tensão efectiva ou resultado de modelos, e f_t é o valor da resistência à tracção dos materiais nas superfícies das juntas de betonagem e na zona de contacto entre a barragem e a fundação. Para a secção de contacto, à tensão calculada é deduzida a tensão devida à subpressão.

No caso de ocorrer fissuração assume-se que nessa zona se instala a subpressão total, determinando-se o comprimento de fissura através das equações de equilíbrio por cálculo iterativo, visto na secção 7.5 -.

A existência de fissuração aumenta o valor das subpressões e faz diminuir a resistência da estrutura a mecanismos de deslizamento e de derrube.

Na prática, para não ocorrer fissuração, a condição Eq. 8-1 vem transformada por,

Eq. 8-2 $$\sigma_n(x) > -\frac{f_t}{\gamma_{ft}}$$

em que γ_{ft} representa o coeficiente parcial que afecta a resistência à tracção do material e depende da combinação de acções que foi considerada.

A condição de estado limite de abertura de fissura exprime-se através do comprimento de abertura de fissura, considerando a actuação do valor máximo da subpressão na zona fissurada para acções estáticas, antes e após a ocorrência de sismos. Como hipótese, e devido ao carácter oscilatório do fenómeno sismo, considera-se que não há variação do valor da subpressão na fissura durante a ocorrência dessa acção.

As condições limites do estado de formação de fissura estão resumidas no Quadro 8-1 (CFBR, 2006).

Para as combinações de acções de carácter acidental não são impostas condições de estado limite de abertura de fissura. Contudo, deverão ser analisadas as diversas situações de estabilidade da obra para verificação dos seguintes requisitos:

- resistência da barragem ao esforço de corte e deslizamento;
- resistência da barragem ao derrube;
- garantia da estabilidade em situação pós-acidental, correspondendo a situações pós-sismo.

Quadro 8-1 – Estado limite de abertura de fissura.

Combinação de acções	Condição de estado limite
Quase-Permanente	Ausência de fissuração.
Rara	Abertura de fissura no máximo até à linha de acção dos drenos de montante ou, na ausência de sistema de drenagem na fundação abertura de fissura no máximo de 25% da secção total.
Acidental	Garantia das condições de equilíbrio global da estrutura.

A fim de melhor quantificar a margem de segurança ao estado limite para situações acidentais, é recomendável que se faça um estudo paramétrico sobre os valores característicos das resistências, adoptando-se como hipótese inicial o valor de resistência à tracção nula $f_t = 0$.

No caso de se considerar a resistência à tracção dos materiais os coeficientes parciais que afectam a equação Eq. 8-2 estão indicados no Quadro 8-2, (CFBR, 2006).

Quadro 8-2 –Coeficientes de segurança parciais para análise do estado limite de abertura de fissura.

Coeficiente parcial γ_{ft}	Combinação quase-permanente	Combinação rara	Combinação acidental hidrostática	Combinação acidental sísmica
No corpo da barragem	3	2	1	1
Na interface da barragem com a fundação e na fundação	3	2	1	1

8.2.2 - Estado limite de resistência ao deslizamento

O estado limite de resistência ao deslizamento corresponde a um modo de rotura fundamental de barragens gravidade de betão e está estreitamente relacionado com o estado limite de abertura de fissuras. A justificação deste estado limite deverá ser efectuada para todas as combinações de acções, quase-permanentes, raras e acidentais.

A análise deste estado limite deve ser realizado ao longo das superfícies de rotura anteriormente definidas, nomeadamente:

- no corpo da barragem ao longo das juntas de betonagem e em secções de variação de geometria dos paramentos;
- na zona de interface entre a barragem e a fundação;
- na fundação ao longo de descontinuidades.

A condição limite de resistência ao deslizamento, visto na equação Eq. 7-50, exprime-se pelo coeficiente de segurança ao deslizamento (CS_{desl}),

Os valores dos coeficientes parciais, para as combinações de acções em acordo com o EC8, podem ser os indicados no Quadro 8-3.

Quadro 8-3 – Coeficientes parciais para verificação do estado limite de resistência ao deslizamento.

Coesão				
Coeficiente parcial cs_c	Combinação quase permanente	Combinação rara	Combinação acidental	
			hidrostática	sísmica
Betão da barragem	3	2	1	1
Interface entre a barragem e a fundação	3	2	1	1
Material da fundação	3	2	1	1

Tangente do ângulo de atrito interno				
Coeficiente parcial cs_φ	Combinação quase permanente	Combinação rara	Combinação acidental	
			hidrostática	sísmica
Corpo da barragem	1,5	1,2	1	1
Interface entre a barragem e a fundação	1,5	1,2	1	1
Fundação	1,5	1,2	1	1

Como visto em 7.5.3.2 - a legislação portuguesa (NPB, 1993) indica para os casos de carga de combinações normais e excepcionais os coeficientes de redução apresentados no Quadro 8-4.

Quadro 8-4 – Coeficientes de redução das propriedades do materiais face ao deslizamento.

Combinações de acções	**Factores de redução de resistências**			
	Coef. de atrito de pico $tan\ \varphi_p$	Coesão de pico c_p	Coef. de atrito residual $tan\ \varphi_r$	Coesão residual c_r
Normal	1,5 a 2	3 a 5	---	---
Extrema	---	---	1,2 a 1,5	0

8.2.3 - Estado limite de resistência ao derrube

O estado limite de resistência ao derrube da barragem corresponde a um modo de rotura de barragens gravidade de betão e está relacionado com a possibilidade de geração de um mecanismo de movimento de rotação para jusante ou para montante da estrutura da barragem em torno dos bordos da sua base. A justificação deste estado limite deverá ser efectuada para todas as combinações de acções, quase-permanentes, raras e acidentais.

O coeficiente de segurança ao derrube (CS_{der}) é definido para cada tipo de combinação de acções, como sendo a relação entre o momento estabilizador e o momento derrubador, calculados em relação ao ponto ou eixo efectivo de rotação (Eq. 7-49). A segurança em relação ao derrube é garantida desde que respeitados, para os diversos casos de combinações de acções indicados no EC8, os coeficientes de segurança mínimos indicados no Quadro 8-5.

Quadro 8-5 – Coeficientes de segurança mínimos para verificação do estado limite último ao derrube.

	Combinação de acções			
	Construção	Quase-permanentes	Raras	Acidentais
CS_{der}	1,3	1,5	1,2	1,1

8.2.4 - Estado limite de resistência à compressão

O estado limite de resistência à compressão pode ocorrer em barragens de grande altura, nas quais se podem desenvolver compressões elevadas, tanto no corpo da barragem como na zona de interface barragem-fundação e fundação. Este estado limite deverá ser analisado para todas as combinações de acções, quase-permanentes, raras e acidentais.

A condição de resistência à compressão consiste em verificar que as tensões actuantes não são superiores às resistências à compressão dos materiais é expressa pela condição,

Eq. 8-3 $$\sigma'_N < f_c$$

onde σ'_N representa o valor da tensão efectiva normal, determinada por linearização da tensão efectiva, ou a partir de cálculos de modelos, e f_c é o valor da resistência à compressão dos materiais nas superfícies em análise.

A condição de estado limite de resistência à compressão é dado pela equação,

Eq. 8-4 $$\sigma'_N < \frac{f_c}{\gamma_{fc}}$$

em que f_c é o valor característico da resistência à compressão do material, γ_{fc} é o coeficiente parcial que afecta o valor característico da resistência à compressão do material e depende da combinação de acções considerada.

Os coeficientes parciais que afectam a equação de estado limite à compressão estão indicados no Quadro 8-6.

Quadro 8-6 – Coeficientes parciais da condição limite de resistência à compressão.

Resistência à compressão				
Coeficiente parcial γ_{mfc}	Combinação quase-permanente	Combinação rara	Combinação acidental	
			hidrostática	sísmica
Corpo da barragem	3	2	1	1
Interface entre a barragem e a fundação	3	2	1	1

De acordo com o (USACE, 1995 a)) os critérios de estabilidade e tensões são os indicados no Quadro 8-7, em que f'$_c$ é o valor da resistência à compressão do betão não confinado. Os factores de segurança ao deslizamento são referidos às características determinadas por estudos e ensaios realizados sobre os materiais da obra. Os valores das tensões admissíveis para o betão referem-se a condições de carregamento estático.

Quadro 8-7 – Critérios de verificação da estabilidade e tensões (USACE, 1995 a).

Combinação de acções	**Localização da resultante na base**	**Coeficiente de segurança ao deslizamento**	**Tensões na fundação**	**Tensões no betão**	
				Compressão	**Tracção**
Correntes	1/3 base	2,0	≤ $\sigma_{admissível}$	0,3 f'$_c$	0
Pouco frequentes	1/2 base	1,7	≤ $\sigma_{admissível}$	0,5 f'$_c$	0,6 f'$_c^{2/3}$
Extremas/raras	Na base	1,3	≤ 1/3 $\sigma_{admissível}$	0,9 f'$_c$	1,5 f'$_c^{2/3}$

8.3 - ANÁLISE DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO E AO DERRUBE AO LONGO DO TEMPO

8.3.1 - Introdução

Nesta secção são referidos alguns procedimentos para determinar a história da resposta ao deslizamento e ao derrube de barragens gravidade em betão devido à actuação da acção sísmica ao longo do tempo considerando-se apenas a existência de atrito na ligação entre a barragem e a fundação, não havendo a contribuição da coesão dos materiais, hipótese válida uma vez que para sismos intensos os valores da coesão já não serão mobilizados, e supondo que a geometria da secção de contacto é uma superfície plana e horizontal, hipóteses que se podem considerar do lado da segurança.

Os diversos estudos realizados indicam que se podem registar para as barragens gravidade de betão deslizamentos permanentes, quando estas são solicitadas por sismos com valores de pico próximos de 0,50g, podendo estes variar de poucos centímetros até valores da ordem das duas dezenas de centímetros (Chopra, Anil K., 1991).

Como foi referido nas secções anteriores a rotura global pela fundação é um assunto da maior importância uma vez que os maiores acidentes em barragens se ficaram a dever a fenómenos de instabilidade associados à rotura por deslizamento em superfícies de piores características de resistência e não devido ao comportamento das estruturas de betão (NRC, 1991).

Os principais parâmetros de resistência dos materiais que intervêm na justificação da estabilidade ao deslizamento de barragens gravidade de betão são, como já referido, a coesão, o ângulo de atrito interno, a resistência à compressão e a resistência à tracção.

A actuação de forças sísmicas calculadas através da análise dinâmica pode originar zonas na estrutura com tensões de tracção significativas durante a actuação de sismos intensos. O exemplo mais significativo do aparecimento de zonas de tracção elevadas que originaram forte fissuração na estrutura da barragem foi o da barragem de Koyna, durante a actuação do sismo ocorrido em 1967, caso apresentado na secção 5.2 -.

Da mesma forma, os critérios tradicionalmente usados para a avaliação da estabilidade ao derrube e ao deslizamento através da aplicação estática das forças sísmicas representativas dos valores de pico da resposta dinâmica da barragem, apresenta grandes limitações, e têm significado reduzido, uma vez que as forças sísmicas variam ao longo do tempo e actuam alternadamente nos sentidos de montante e jusante.

Actualmente, com o recurso ao cálculo automático e análise da resposta da estrutura no tempo, é viável admitir-se que possam ocorrer tensões de tracção calculadas por análises lineares, podendo mesmo estas aproximar-se ou exceder a resistência à tracção do betão para os sismos de projecto incluindo o sismo máximo expectável.

Assim, coloca-se a necessidade de investigar a resposta ao deslizamento e ao derrube de barragens de betão gravidade mediante modelos mais realistas.

Nesta secção tem-se como objectivo estudar o problema do deslizamento e do derrube de barragens de betão gravidade quando sujeitas à actuação da acção sísmica no tempo, através de um modelo mais completo do que o habitualmente considerado, admitindo a barragem como sendo um corpo rígido, hipótese que pode ser adoptada para estruturas de média altura e, como hipótese mais desfavorável, para a avaliação de estruturas de grande altura (Mir, R. A, 1996).

8.3.2 - Análise da segurança ao deslizamento e avaliação das acelerações críticas

Uma barragem gravidade de betão iniciará um movimento de deslizamento na direcção de jusante ou de montante, quando a aceleração se verifica para montante ou jusante, respectivamente, se o valor da

aceleração na direcção horizontal a que for sujeita atingir um valor crítico a_c, designado por aceleração crítica.

Para a avaliação dessas acelerações assume-se que a barragem pode ser representada por um modelo com massa M e peso P, tem o comportamento de um corpo rígido e monolítico e está apoiada horizontalmente sobre uma superfície plana e sujeita a acelerações sísmicas ao longo do tempo $a(t)$, que são transmitidas pela fundação. As forças resistentes que se desenvolvem ao movimento são apenas as devidas ao atrito entre as superfícies (Chopra, Anil K., 1991).

A maioria das barragens estão ligadas à fundação, apresentando resistência à tracção na zona de ligação à fundação e encontram-se apoiadas numa superfície mais ou menos rugosa. Contudo, para estimar o deslizamento na base, a adopção deste modelo constitui um cenário conservativo e que se aproximará da realidade para situações de movimentos sísmicos intensos em que as resistências de coesão dos materiais não serão suficientes para resistir às forças impostas e o movimento da barragem relativamente à fundação é apenas contrariado pelo atrito que se desenvolve entre a base da barragem e a superfície da fundação.

É também possível verificar que o efeito dos mecanismos de derrube no deslizamento pode ser considerado como negligenciável e pode se ignorado na análise da evolução do deslizamento de uma barragem (USACE, 1999)

A definição de um valor adequado para o coeficiente de atrito μ_s é um problema complexo dado que, após ser quebrada a ligação entre a barragem e a fundação e se formar uma fissura, essa superfície de ligação passa a ter uma rugosidade difícil de determinar.

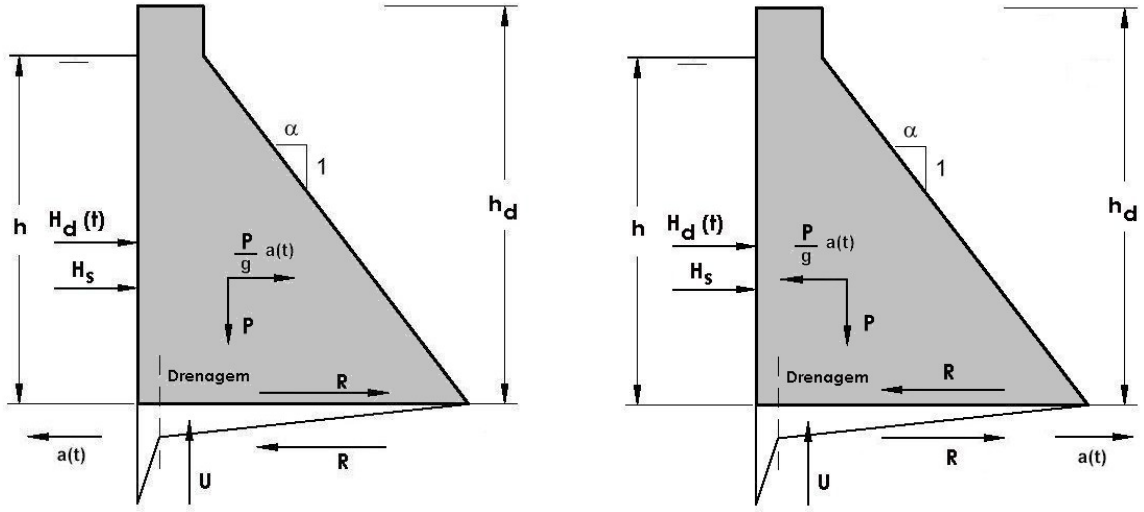
O coeficiente de rugosidade desta superfície é significativamente mais elevado do que o caso de uma superfície de interacção perfeitamente plana, sendo razoável considerar-se valores relativamente elevados da rugosidade para representar o coeficiente de atrito μ_s.

A força hidrostática H_s que actua na barragem exerce um impulso sobre o paramento de montante e na direcção de jusante. As forças de inércia associadas à massa da barragem, assumida como um corpo rígido, são de valor $-Ma(t)$, ou $-(P/g)a(t)$, e actuam no sentido oposto à da actuação das acelerações na base $a(t)$, de tal modo que estas forças actuam no sentido de jusante no mesmo instante em que as acelerações $a(t)$ actuam no sentido de montante Figura 8-2.

Desprezando a compressibilidade da água, hipótese que é aceitável para esta análise, a força hidrodinâmica devida à água da albufeira H_d, que actua em oposição ao sentido da aceleração, isto é para jusante, é dada, de acordo com a Figura 8-2, por,

Eq. 8-5 $$H_d(t) = -a(t)\int_0^h p_0(y)dy = -M_{a0}a(t) = -\left(\frac{W_{a0}}{g}\right)a(t)$$

em que $p_o(y)$ é a pressão hidrodinâmica exercida no paramento de montante da barragem devida à actuação de uma aceleração unitária na direcção de montante e M_{a0} e W_{a0} representam a massa e peso da água que se move com a barragem produzindo forças de inércia iguais às forças hidrodinâmicas.



(a) – deslizamento da barragem para montante (b) – deslizamento da barragem para jusante

Figura 8-2 – Forças de equilíbrio dinâmico actuantes numa barragem gravidade de betão, imediatamente antes da ocorrência de deslizamento (adaptado de Chopra, Anil k., 1991).

A forma para determinar $p_o(y)$ está disponibilizada por diversos autores como por exemplo Westeergard, vista na secção 6.5 -. Outros autores como (Chopra, Anil K., 1991) determinaram a seguinte equação para determinação do valor total das massas de água adicionais M_{a0},

Eq. 8-6 $$Mao = \int_0^h p_0(y)\,y\,dy = \frac{16\rho h^2}{\pi^3}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{(2n-1)^3} = 0{,}54\rho h^2$$

onde ρ representa a densidade ou massa específica da água.

O equilíbrio das forças representadas na Figura 8-2(a), onde R representa as forças de atrito que se podem desenvolver no contacto entre a barragem e a fundação, imediatamente antes de se iniciar o deslizamento, as quais são dadas por $\mu_s(P-U)$, sendo U a força resultante das subpressões que actuam na base da barragem, representadas nessa figura com uma configuração triangular com uma redução na linha de acção dos drenos, conforme os critérios usualmente adoptados e nas normas de projecto, permite admitir que a barragem se encontra num estado de equilíbrio e de eminente deslizamento no sentido de jusante quando a aceleração na direcção de montante a(t) atinge um valor considerado crítico, de limite ou de cedência, dado pela equação de equilíbrio na direcção horizontal das forças actuantes, expressas pela equação (Chopra, Anil k., 1991),

Eq. 8-7 $$\frac{P+W_{a0}}{g}a_c = \mu_s(P-U) - H_s \text{, ou seja, } \frac{a_c}{g} = \frac{1}{P+W_{a0}}\left[\mu_s(P\text{-}U) - H_s\right]$$

Verifica-se que a força hidrostática H_s, que actua sobre o paramento de montante da barragem, exerce um impulso na direcção de jusante o que faz com que a aceleração crítica assuma um valor mais reduzido.

Da mesma forma, quando um sismo actua na direcção de jusante com aceleração $a(t)$ (Figura 8-2(b)), a barragem está num estado de deslizamento eminente na direcção de montante quando a aceleração do solo atinge o valor crítico $a(t)$, dado por,

Eq. 8-8 $$\frac{a_c}{g} = \frac{1}{P + W_{a0}} \left[\mu_s (P - U) + H_s \right]$$

Neste caso, e como a força hidrostática actua na direcção de jusante, esta é favorável à não ocorrência de deslizamento da barragem para montante. É evidente, das equações anteriores, que a presença da albufeira através da resultante do impulso hidrostático a actuar na direcção de jusante, que a aceleração crítica necessária para que a barragem inicie um movimento de deslizamento para jusante é inferior à aceleração necessária para que ocorra o deslizamento para montante (Chopra, Anil K., 1991).

Verifica-se também pelo presente modelo, e para o caso de a albufeira estar vazia, que as equações anteriores Eq. 8-7 e Eq. 8-8 resultariam iguais, tanto para a actuação das acelerações sísmicas na direcção de montante como de jusante, e assim a aceleração crítica para ocorrer o deslizamento para jusante seria igual à necessária para haver o deslizamento para montante.

8.3.3 - Análise da segurança ao derrube e avaliação das acelerações críticas

Quando a estrutura de uma barragem está sujeita a acções sísmicas elevadas, que se traduzem em forças resultantes de inércia nas componentes horizontal e vertical, e forças originadas pelo impulso hidrostático sobre os paramentos, pode apresentar tendência para desenvolver um mecanismo de rotura devido ao derrube da estrutura por rotação em torno do apoio da base, que constitui geralmente a secção de menor resistência da barragem. Nesta secção as tensões e os esforços resultantes são maiores, podendo originar um desligamento entre o contacto da barragem e a fundação e a tendência para se formar um mecanismo de derrube.

O estudo da segurança ao derrube, mecanismo de rotação em relação a um ponto, de uma barragem gravidade pode ser estudado de forma simplificada considerando a barragem como um corpo rígido sujeito às componentes horizontal e vertical do sismo (Chopra, Anil K., 1991).

Haverá tendência para ocorrer um mecanismo de derrube na direcção de jusante quando o momento resultante de derrube exceder o momento resultante estabilizador, ou seja,

Eq. 8-9 $$M_{derrubador} \geq M_{estabilizador}$$

O estabelecimento da equação de equilíbrio anterior, considerando como referência as forças actuantes na barragem apresentadas na Figura 8-3 (USACE, 1999), permite determinar a seguinte desigualdade,

Eq. 8-10 $$M\left|a_x(t)\right| y_c + M_d(t) + \frac{1}{3} h H_s + U(b - b_u) \geq M\left[g + a_y(t)\right](b - x_c)$$

em que $M_d(t)$ representa o momento devido às pressões hidrodinâmicas que é dado por,

Eq. 8-11 $$M_d(t) = -M_{a0} a_x(t)$$

O termo $Mao = \int_0^h p_0(y)\, y\, dy$ representa o momento resultante devido à pressão hidrodinâmica gerada pela componente horizontal do sismo.

A pressão hidrodinâmica $p_0(y)$ pode ser calculada pela equação de Westergaard (Eq. 6-25) ou pela formulação de Chopra (Eq. 8-6) apresentada em (Chopra, Anil K., 1991).

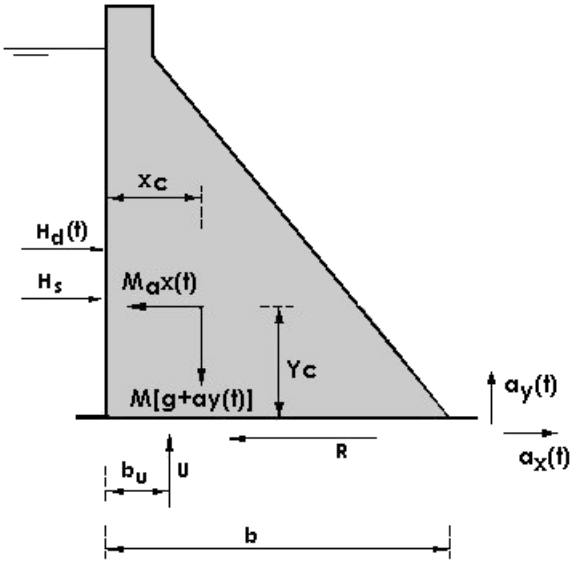


Figura 8-3 – Forças de equilíbrio dinâmico actuantes numa barragem gravidade de betão, admitindo a estrutura como corpo rígido e assente sobre um plano horizontal (USACE, 1999).

Substituindo a equação Eq. 8-11 na equação Eq. 8-10 pode-se obter a aceleração crítica a_c, que actua no sentido de montante, que provoca o início do derrube da barragem em torno do pé de jusante da barragem, resultando,

Eq. 8-12 $$a_c = \frac{1}{My_c + M_{a0}} \left\{ \left[M(b - x_c) \right] \left[g + a_y(t) \right] - U(b - b_u) \right\}$$

Da mesma forma, o derrube em torno do pé de montante tem início quando a aceleração crítica atinge o valor,

Eq. 8-13 $$a_c = \frac{1}{My_c + M_{a0}} \left\{ \left[M(b - x_c) \right] \left[g + a_y(t) \right] - U(b - b_u) \right\}$$

8.3.4 - Análise paramétrica das condições de equilíbrio

Quando uma barragem é sujeita a sismos intensos, também designados por macro-sismos, esta move-se com o solo podendo sofrer movimentos bruscos e roturas por deslizamento, por derrube ou a conjugação dos dois movimentos (USACE, 1999). A comparação entre as acelerações críticas que originam a ocorrência de deslizamento e derrube de uma barragem gravidade permite antever qual das roturas poderá ocorrer em primeiro lugar, como verificado na secção anterior.

Os estudos realizados (Chopra, Anil K., 1991) para um conjunto alargado de parâmetros indicam que ocorre em primeiro lugar o deslizamento de uma barragem para jusante do que derrube ou deslizamento para montante. Valores elevados de acelerações para jusante originam geralmente em primeiro lugar derrube para montante e só após originam deslizamento para montante. Para a maioria das situações o fenómeno inicial é de deslizamento para jusante.

Na Figura 8-4 apresenta-se os resultados de um estudo paramétrico de determinação dos valores das acelerações críticas a_c, para a ocorrência de deslizamento e derrube de um perfil gravidade triangular, considerando a actuação de subpressão de projecto, com redução de um terço da subpressão máxima na linha de acção dos drenos, peso específico para o betão de 24kN/m^3 e para a água de 10 kN/m^3, (Chopra, Anil K., 1991).

Os diagramas (a) e (b) mostram que a aceleração crítica a_c necessária para que a barragem inicie um movimento de deslizamento na direcção de jusante é bastante menor que a requerida para causar o deslizamento no sentido de montante.

A análise dos diagramas da Figura 8-4 permite constatar que o derrube em torno do pé de jusante ou de montante da barragem não depende do coeficiente de atrito μ_s , figura (a), o deslizamento da barragem inicia-se em primeiro lugar na direcção de jusante, figuras (a) e (b), e a ocorrência de acelerações elevadas causam em primeiro lugar o derrube da barragem para jusante ou para montante do que o deslizamento para montante, figura (a).

Uma conclusão importante, que não é aqui desenvolvida, mas cuja análise se pode encontrar em (Chopra, Anil K., 1991) é a de que, se uma barragem sofre um deslizamento para jusante, devido a uma aceleração para montante, o momento derrubador, durante essa fase do deslizamento, é sempre inferior ao momento estabilizador e não afecta o valor do deslizamento final.

Da mesma forma, se a aceleração para jusante atingir a aceleração crítica para que ocorra o derrube da barragem, esta pode iniciar um movimento de derrube que será, no entanto, incipiente e desaparecerá muito rapidamente, verificando-se que se a aceleração atingir o valor crítico para se iniciar o deslizamento para montante este movimento de deslizamento não será praticamente afectado e o momento derrubador será nessa fase inferior ao momento estabilizador. Estas conclusões, pela natureza do modelo, são genéricas e aplicam-se também ao caso de se considerar a componente vertical do sismo.

Uma vez que o deslizamento para jusante é o movimento da barragem com maior significado, a análise paramétrica apresentada permitiu verificar que o valor da a aceleração crítica a_c aumenta com o aumento do coeficiente de atrito μ_s , figura (a), e com a diminuição da relação h/h_d e com o aumento da inclinação α do paramento de jusante, figura (b).

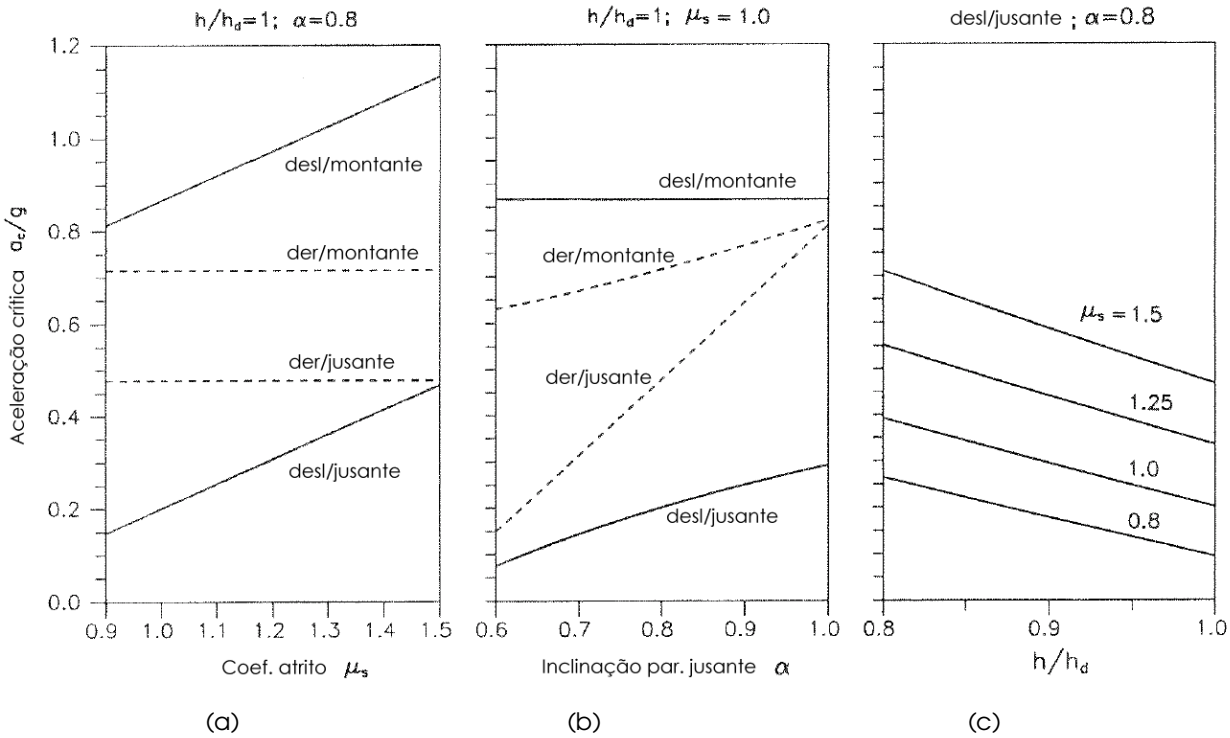


Figura 8-4 – Acelerações críticas a_c para ocorrência de deslizamento e derrube de um perfil gravidade triangular, considerando a actuação de subpressão (adaptado de Chopra, 1991).

Em consequência dos resultados anteriores, verifica-se que o deslocamento permanente devido ao deslizamento da barragem, está intimamente relacionado com a aceleração crítica necessária para que se verifique o deslizamento, sendo de esperar que esse deslocamento seja superior nos casos em que o coeficiente de atrito seja baixo, como são os casos em que a inclinação do paramento de jusante das barragens gravidade de betão não seja adequada e para cotas da albufeira e subpressões mais elevadas.

8.3.5 - Equações de equilíbrio dinâmico de uma barragem gravidade considerando o deslizamento

Considerando o equilíbrio na direcção horizontal das forças representadas na Figura 8-2, e apenas para a actuação do sismo na direcção horizontal, as equações que governam o deslocamento de deslizamento da barragem na fundação u_d podem ser determinadas para os sentidos de montante e jusante de forma análoga ao apresentado na secção 7.4 - para um sistema de um grau de liberdade, podendo-se para estes casos aplicar a resolução numérica no tempo apresentada na secção 7.7 -.

Para o deslizamento da uma barragem na direcção de jusante, para a actuação da aceleração do solo na direcção de montante, a equação que governa o movimento resultará da soma das forças que provocam o movimento de deslizamento com as forças resistentes a esse movimento vindo (Figura 8-5),

Eq. 8-14 $$M\left[\ddot{u}_d(t)+a(t)\right]+F-H_s-H_d(t)=0$$

Para o movimento no sentido de montante virá,

Eq. 8-15 $$M\left[\ddot{u}_d(t)+a(t)\right]-F-H_s-H_d(t)=0$$

em que M representa a massa da barragem, $a(t)$ a aceleração do solo e $\ddot{u}_d(t)$ a aceleração relativa entre a barragem devida ao movimento de deslizamento e a aceleração na base (Chopra, Anil K., 1991).

Estas duas equações diferem apenas no sinal da força de atrito F , a qual se opõe sempre ao sentido do deslizamento.

A força de atrito é dada por,

Eq. 8-16 $$F=\mu_d(P-U)$$

onde μ_d é o coeficiente de atrito dinâmico. A força hidrodinâmica é dada por,

Eq. 8-17 $$H_d(t)=-M_{a0}\left[\ddot{u}(t)+a(t)\right]$$

em que M_{a0} representa as massas adicionais e o sinal negativo indica que, para cada instante de tempo, as forças hidrodinâmicas actuam com sentido contrário ao sentido da aceleração da barragem.

Substituindo as duas equações anteriores nas equações do movimento virá,

Eq. 8-18 $$(M+M_{a0})\ddot{u}_d(t)=-(M+M_{a0})a(t)+H_s\pm\mu_d(Mg-U)$$

onde o sinal positivo e negativo que afecta a parcela da força de atrito se refere ao deslizamento para montante ou para jusante.

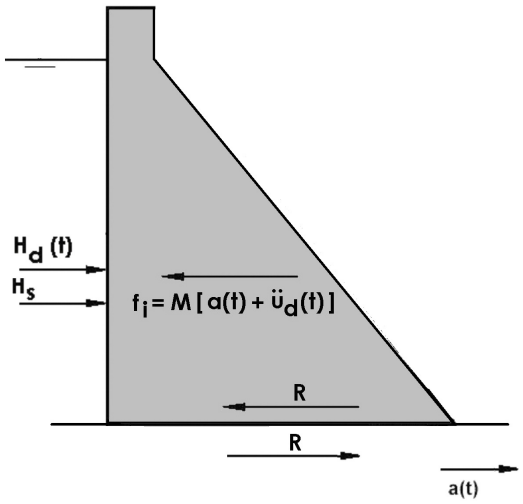


Figura 8-5 – Forças de equilíbrio dinâmico actuantes numa barragem gravidade de betão na direcção horizontal (adaptado de Chopra, Anil k. ; Zang, 1991).

A análise da equação Eq. 3-1 permite verificar que a aceleração total $a(t)+\ddot{u}_d(t)$, durante a ocorrência do deslizamento, é independente do tempo, vindo o valor da força hidrodinâmica $H_d(t)$.

O deslizamento da barragem terá início no sentido de jusante quando a aceleração no sentido de montante $|a(t)|$ exceder a aceleração crítica a_c dada pela equação Eq. 8-7.

O deslizamento para jusante termina quando forem satisfeitas duas condições respectivamente, quando a aceleração não exceder a aceleração crítica fornecida pela equação Eq. 8-7, isto é $|a(t)| < a_c$ e a velocidade de deslizamento for nula $\dot{u}_d(t) = 0$.

O deslizamento da barragem terá início no sentido de montante quando a aceleração no sentido de jusante $|a(t)|$ exceder a aceleração crítica a_c dada pela equação Eq. 8-8. O deslizamento para montante termina quando $\dot{u}_d(t) = 0$ e $|a(t)| < a_c$, aceleração crítica fornecida pela equação Eq. 8-8.

A actuação da componente do sismo na direcção vertical potencia o número de fases em que a barragem pode sofrer deslizamento, assim como o agravamento do valor do deslizamento acumulado. A componente vertical do sismo irá influenciar, neste modelo, apenas as forças verticais que interferem nas equações de equilíbrio, as quais estão associadas às forças de inércia originadas pela massa da barragem.

8.3.6 - Algoritmo para determinação do valor do deslizamento ao longo do tempo

O deslocamento permanente de deslizamento de uma barragem depende, como visto, das características da barragem e da sua ligação à fundação e do valor da amplitude e distribuição no tempo das acelerações na base da barragem.

Para uma determinada acção sísmica o deslocamento permanente é superior para os casos em que o coeficiente de atrito é baixo, a inclinação do paramento de jusante não é suficiente e os valores das subpressões são elevados.

A determinação da resposta ao deslizamento no tempo para uma barragem gravidade suposta como uma estrutura rígida, não considerando a sua deformabilidade expressa nos seus modos de vibração, pode ser obtida através da resolução das equações do movimento anteriores, instante a instante, e

considerando as equações Eq. 8-7 e Eq. 8-8 que determinam os valores das acelerações críticas nas direcções de montante e de jusante (Chopra, Anil K., 1991).

Uma vez que o movimento do solo pode ser representado por acelerogramas, que discretizam a aceleração ao longo de instantes de tempo t_i muito próximos, é admissível assumir-se que a aceleração do solo, nas componentes horizontal e vertical, varia linearmente entre dois instantes t_i e t_j, tal como no método de Newmark, com variação linear da aceleração, da forma,

Eq. 8-19 $$a_x(t) = a_{x,i} + \frac{a_{x,j} - a_{x,i}}{t_i - t_j}\Delta t = \alpha_i + \alpha_j \Delta t \text{ com } t_i \le t \le t_j$$

Eq. 8-20 $$a_y(t) = a_{y,i} + \frac{a_{y,j} - a_{y,i}}{t_i - t_j}\Delta t = \beta_i + \beta_j \Delta t \text{ com } t_i \le t \le t_j \text{ e } \Delta t = t - t_i$$

Quando a componente vertical do sismo é incluída a equação Eq. 8-18 virá,

Eq. 8-21 $$(M + M_{a0})\ \ddot{u}_d(t) = -(M + M_{a0})\ a(t) + H_s \pm \mu_d \left[M\left(g + a_y(t) - U\right)\right]$$

onde o sinal mais e menos indica o deslizamento para montante e jusante, respectivamente.

Para cada valor das acelerações calculadas pelas equações Eq. 8-19 e Eq. 8-20 a solução da equação Eq. 8-21 pode ser encontrada de forma analítica conhecendo, para cada instante $t = t_i$, o deslizamento inicial $u_{d,i}$ e a velocidade inicial de deslizamento $\dot{u}_{d,i}$, obtendo-se a resposta de $u_{d,j}$ e $\dot{u}_{d,j}$ no instante $t_j = t_i + \Delta t$ através das equações (Chopra, Anil K., 1991),

Eq. 8-22 $$\begin{bmatrix} u_{d,j} \\ \dot{u}_{d,j} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \Delta t \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{d,i} \\ \dot{u}_{d,i} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \end{bmatrix} \text{ onde,}$$

Eq. 8-23 $$b_1 = \frac{1}{2} A \Delta t^2 + \frac{1}{6} B \Delta t^3$$

Eq. 8-24 $$b_2 = A \Delta t + \frac{1}{2} B \Delta t^2$$

Não considerando a componente do impulso hidrostático ter-se-á os seguintes valores para *A* e *B*,

Eq. 8-25 $$A = -\alpha_i + \frac{1}{M + M_{a0}} \left\{H_s \pm \mu_d \left[M\left(g + \beta_i\right) - U\right]\right\}$$

Eq. 8-26 $$B = -\alpha_j + \frac{\beta_j}{M + M_{a0}} \left[\pm \mu_d M\right]$$

Verifica-se que o valor final do deslocamento permanente por deslizamento é fundamentalmente dependente do valor assumido para o coeficiente de atrito entre as superfícies, decrescendo significativamente com o aumento do valor desse coeficiente, sendo razoável adoptar-se o valor de $\mu_d = 1$ para os estudos iniciais. Podem ser adoptados modelos mais rigorosos para estimar o deslizamento, contudo, esses modelos também estão muito dependentes dos valores das propriedades dos materiais aos quais ainda estão associadas muitas incertezas na sua caracterização (Chopra, Anil K., 1991).

Como melhor aproximação poderá ser a consideração de um coeficiente de atrito de pico inicial superior, que considera a ligação existente entre as superfícies da base da barragem e da fundação e a rugosidade existente, e um coeficiente de atrito residual que considera a rotura das ligações pré-existentes e eliminação parcial da rugosidade entre as superfícies.

Alguns autores propuseram um método para determinação do deslizamento em barragens gravidade de betão, baseada em fórmulas empíricas de previsão. Assim (Adeghe, L., 1993) propôs a equação,

Eq. 8-27 $$u_d\,(mm) = 0{,}251 D_f C V^{1{,}8} A^{-0{,}82} 10^{-3{,}73\sqrt{R}}$$

Em que os parâmetros têm o significado,

R é a razão entre a aceleração crítica e a aceleração máxima (de pico),
V é a velocidade de pico do movimento do solo,
A aceleração máxima do movimento do solo (sismo),
C é um factor que permite relacionar a precisão do valor calculado, adoptando-se $C = 1$ para estudos de projecto habituais e $C = 2$ para estudos de revisão de projecto associados a incerteza nos valores das propriedades dos materiais, e
D_f é o chamado factor de amplificação dinâmico dado por,

$$D_f = 2{,}2 f 10^{1{,}3R} \quad \text{para } f < 0{,}5$$
$$D_f = 1{,}1 f 10^{1{,}3R} \quad \text{para } 0{,}5 < f < 2{,}0$$
$$D_f = 1{,}0 + 0{,}25(f-6)\left(1 - 1{,}1\times 10^{1{,}3R}\right) \quad \text{para } 2{,}0 < f < 6{,}0$$
$$D_f = 1{,}0 \quad \text{para } f > 6{,}0$$

onde f é a razão entre a frequência de vibração fundamental da barragem e a frequência predominante da acção sísmica. Verifica-se que a aplicação da fórmula empírica Eq. 8-27, considerando $C = 1$, fornece resultados semelhantes ao método apresentado na secção anterior.

8.4 - CRITÉRIOS PARA AVALIAÇÃO DO DANO NUMA BARRAGEM GRAVIDADE DE BETÃO

8.4.1 - Introdução

As análises estruturais no domínio linear e elástico dos materiais são adequadas para estruturas que possuem uma configuração geométrica com distribuição regular de massa e de rigidez, possuam resistência suficiente e o seu comportamento permanece em regime elástico.

Para as estruturas que não contemplam as características anteriores, de regularidade e resistência adequadas, a análise linear poderá não ser adequada para a avaliação dos efeitos de sismos mais intensos, nomeadamente os casos do SMP e SME. Para essas situações deve-se proceder a análises que consideram o comportamento não linear dos materiais no domínio do tempo.

Nesta secção expõe-se uma metodologia para estimar de forma quantitativa, através das análises no domínio do tempo e nos resultados das tensões verificadas nos materiais, o desempenho das estruturas, e de forma qualitativa, o nível de dano que uma estrutura poderá vir a sofrer face à actuação de acções sísmicas intensas (USACE, 2003).

Numa análise transiente no domínio do comportamento linear e elástico dos materiais, os deslocamentos e tensões, e as forças resultantes são contabilizadas de acordo com as acções e as características geométricas e elásticas da estrutura. Sendo a acção sísmica caracterizada por acelerogramas, séries de acelerações ao longo do tempo, a análise linear no tempo determina a variação da resposta da estrutura ao longo da actuação dessa acção.

Se os resultados da análise elástica indicarem a ocorrência de não linearidades em zonas restritas da obra, a análise não linear poderá demonstrar se os danos são ou não aceitáveis, uma vez que esse tipo de análise fornece estimativas mais precisas do que as fornecidas pelas análises lineares elásticas.

A avaliação do dano através de análises elásticas pretende ser conservativa uma vez que a estimativa do dano através de análise linear elástica deve ser assumida com cuidado e, apesar dos estudos

realizados em domínio do comportamento linear elástico das estruturas fornecerem resultados adequados, a análise do comportamento para sismos em que os danos esperados sejam significativos só é adequadamente realizada através de análises não lineares (NRC, 1991).

Com efeito, é possível admitir que as análises lineares que indiquem pequenos danos na estrutura, com pequena consequência na alteração da rigidez global da estrutura, são adequadas e permitem simular o comportamento esperado das estruturas. Nos casos em que os danos são severos e em que é necessário o estudo da verificação de cenários de rotura da estrutura o comportamento dinâmico é alterado de forma significativa do domínio linear para o não linear, sendo necessário proceder-se a análises não lineares (USACE, 2003).

A análise não linear requer um trabalho computacional superior e um maior esforço de análise uma vez que exige um maior detalhe na discretização da estrutura e volume de cálculo para simular o comportamento não linear dos materiais. Actualmente verifica-se que não são as metodologias e meios de cálculo os principais impedimentos à realização dessas análises. As maiores dificuldades centram-se na falta de conhecimento nas propriedades dos materiais das barragens em fases de comportamento não lineares (NRC, 1991).

As metodologias e procedimentos para avaliação do comportamento e da segurança estrutural à acção sísmica, assim como indicações que permitam estimar de forma qualitativa o nível provável de dano das estruturas com base nos resultados fornecidos pelos métodos de cálculo lineares apresentados, especialmente os fornecidos pelo método referente à análise da acção sísmica ao longo do tempo, revelam-se assim de muita utilidade.

Um outro importante factor que interessa avaliar é a determinação de prováveis mecanismos e modos de rotura em comportamentos não lineares, que possam ser desenvolvidos face às acções consideradas a actuar sobre as estruturas. Se os danos avaliados numa estrutura, principalmente durante a actuação do sismo máximo de projecto (SMP), determinados por análises lineares forem considerados mínimos, os estudos realizados em regime linear poderão ser suficientes. De outra forma, se a previsão para os danos que possam vir a ocorrer for considerada severa, então deverão ser realizadas análises considerando o comportamento não linear para determinação dos danos de forma mais apurada, tomando como base os resultados fornecidos pelas análises lineares.

8.4.2 - Critério simplificado de análise de dano

A metodologia que se apresenta tem por base a contínua interpretação e avaliação dos resultados ao longo da análise linear, formando a base para a avaliação da ocorrência de eventuais danos numa estrutura, e que se reparte nas seguintes análises (USACE, 2003):

- determinação da razão entre as tensões calculadas na estrutura e capacidade resistente dos materiais, designado por - *demande capacity ratio*,
- determinação do tempo de duração acumulado, em regime de comportamento não elástico dos materiais, designado por - *cumulative inelastic duration*,
- avaliação da distribuição espacial das regiões da estrutura com comportamento não elásticos e
- determinação de possíveis modos de rotura.

A avaliação desses factores refere-se, fundamentalmente, ao aparecimento de zonas de esmagamento e fissuração no betão ou na zona de ligação da estrutura à fundação, e possibilidade de abertura de juntas de contracção da barragem pela análise da evolução da história dos deslocamentos dos blocos.

Se o nível de dano estimado se situa dentro de limites aceitáveis, então este, a ocorrer, pode ser estimado como sendo diminuto e uma análise linear elástica poderá ser suficiente. De outro modo o dano pode ser considerado severo e nesse caso deverá ser realizada a análise não linear no tempo, de forma a estimar os danos com maior exactidão.

O critério tradicional para avaliação do comportamento não linear de uma estrutura consiste na simples avaliação, por análises lineares, das tensões e forças resultantes nas secções estudadas.

Através dessas análises, o critério de avaliação das tensões especifica que as tensões de compressão devem ser menores do que a tensão de compressão máxima admissível no betão multiplicada pelo valor de 1,5 para os novos projectos (USACE, 1994) e por 1,1 para as barragens existentes (FERC, 1999). As tensões de tracção não devem exceder a tensão de tracção resistente do betão. Contudo, nas análises dos resultados, admite-se que possa ocorrer, em cada ponto, no máximo de cinco vezes acima da tensão de tracção resistente do betão (USACE, 2003).

Este critério apresenta o inconveniente de não definir qualquer limite à magnitude do valor das tensões que podem ocorrer acima dos valores admissíveis, tanto para a tensão de compressão como para as de tracção, e não fornece quaisquer indicações quanto à distribuição espacial dessas tensões.

Assim é deixado, para a análise posterior pelo engenheiro de estruturas, qual o critério para a avaliação do valor que este pode admitir para as tensões de tracção, e que excedem os valores admissíveis, e qual a extensão de área que pode estar sujeita ao aparecimento de danos.

Resumindo, no Quadro 8-8 indicam-se os critérios tradicionalmente usados na análise dos resultados de uma estrutura (USACE, 2003).

Quadro 8-8 - Critérios simplificados para a avaliação de dano numa estrutura.

Tensões	Tensão admissível	Tipo de obras
Compressão	$\sigma_c^{adm} < 1{,}5\sigma_c^R$	Obras novas
	$\sigma_c^{adm} < 1{,}1\sigma_c^R$	Obras existentes
Tracção	$\sigma_t^{adm} < \sigma_t^R$ (tensão que não deve ser excedida mais que 5 vezes)	Obras novas e existentes

8.4.3 - Avaliação do dano por análise dos resultados ao longo do tempo em comportamento elástico

8.4.3.1 - Introdução

A avaliação do comportamento de uma barragem gravidade à acção sísmica no tempo é efectuada com base dos parâmetros obtidos das tensões para as acções estáticas e acções dinâmicas, o valor do coeficiente de capacidade de carga e o tempo acumulado em regime não elástico para cada ponto calculado da estrutura. Nesta análise são também verificados diversos aspectos tais como tensões principais mínimas e máximas, tensões principais críticas máximas e a história dos deslocamentos.

A magnitude e a evolução ao longo do tempo dos deslocamentos dos nós em zonas da barragem onde estes são mais significativos, tais como os que estão próximos da zona do coroamento, devem ser representados e avaliados. O padrão de deslocamentos obtido nas análises permite validar os resultados e a amplitude dos deslocamentos deve ser examinada para assegurar que são os esperados e garantem a estabilidade global da obra.

Verifica-se também que um único impulso transmitido por um sismo à estrutura de uma barragem e que provoque um comportamento não linear não é suficiente para ocasionar a rotura da estrutura uma vez que esse impulso actua durante um instante de tempo muito reduzido, não havendo tempo suficiente para se produzir grandes deslocamentos ou danos extensos. A rotura pode, no entanto, ocorrer devido ao acumular dos efeitos de diversos impulsos de intensidade significativa (Clough, R. W., 1993).

As tensões principais mínimas e máximas devidas à actuação das acções estáticas mais as devidas às acções dinâmicas devem ser determinadas e apresentadas sob a forma de curvas de igual tensão ou por

vectores. Em geral a representação por vectores é mais útil do que a forma de curvas de igual tensão uma vez que permitem representar à escala a magnitude e a direcção das tensões principais, podendo ambas serem úteis na indicação de direcções prováveis de formação de fissuração por tracção.

As tensões máximas e mínimas representam as tensões de tracção mais elevadas e as tensões de maior compressão ocorrem geralmente numa barragem durante a actuação da acção sísmica e em diferentes instantes de tempo e em diferentes localizações.

A análise destas tensões permite identificar zonas da barragem sujeitas a tensões elevadas, devendo registar-se os instantes de tempo em que essas tensões se verificam. Com base na informação anterior pode-se identificar os locais da estrutura em que as tensões assumem valores máximos e, como factor importante para a ocorrências de danos significativos, em instantes de tempo próximos.

As tensões principais máximas que ocorrem em instantes de tempo muito próximos, no intervalo de por exemplo 1 s a 2 s, devem ser representadas em diagramas de contorno ou de vectores, que permitem determinar a localização, extensão e direcção de zonas da barragem que possam vir a estar sujeitas a fissuração.

8.4.3.2 - Coeficiente de capacidade de carga

A avaliação da capacidade resistente, e a avaliação do nível de dano, é formulada com base no valor de um índice designado por coeficiente de capacidade carga e no tempo acumulado em que as tensões no betão excederam as tensões máximas permitidas para os materiais, assim como na distribuição espacial desse campo de tensões.

O valor limite para a duração acumulada das tensões em fase não elástica varia consoante o tipo de estrutura, podendo ser estimada com base nas características dinâmicas da estrutura e mecanismos resistentes que a estrutura pode mobilizar.

O valor do coeficiente de capacidade de carga (*demande capacity ratio*) para o betão integral é definido, em cada ponto da estrutura, como a razão entre o valor da tensão de tracção calculada, em termos de tensões principais e o valor máximo da tensão de tracção do betão.

A história das tensões principais consideradas críticas identificadas anteriormente devem ser representadas e analisadas com maior atenção. A evolução dessas tensões deve ser examinada por forma a se determinar a duração em que as tensões registaram valores em que o índice de capacidade de carga se situou entre 1,0 e 2,0, e mesmo superior a este valor, para a avaliação de eventuais análises em regime não linear da estrutura.

Mais importante que o número de vezes em que a tensão é ultrapassada, é a delimitação da amplitude das tensões nos materiais e o tempo acumulado em que as tensões de tracção são excedidas, sendo este período de tempo contabilizado a partir do instante em que a tensão de tracção resistente do betão é excedida, correspondente ao valor do coeficiente de capacidade de carga igual ou maior que 1, que corresponde ao registo de tensões em fase não elástica.

A duração total obtida constitui um bom indicador se a tensão elevada se deveu a uma situação de pico de tensão, com pequeno ou nenhum potencial para causar danos na estrutura, dado o reduzido instante de tempo de actuação da carga, ou é uma situação que tem uma duração significativa capaz de produzir danos relevantes numa estrutura.

O período de tempo acumulado acima de um determinado valor do factor de capacidade de carga é obtido multiplicando o número de vezes em que a tensão excedeu esse valor pelo intervalo de integração considerado na análise. Como se verifica na Figura 8-6 o valor máximo para uma barragem gravidade é de 0,3 s para um coeficiente de capacidade de carga unitário. Apesar de este intervalo de tempo poder parecer reduzido, verifica-se que abrange geralmente diversos instantes de integração no tempo, sendo, por exemplo, de 30 instantes se o tempo de integração for por exemplo 0,01s.

Pode ser adoptada a seguinte metodologia para avaliação dos danos numa estrutura devidos à actuação de sismos intensos, e que tem por base as análises sísmicas no tempo no domínio linear e elástico (USACE, 2003):

- determinação dos resultados das tensões em termos de percentagem da capacidade resistente dos materiais (*demande capacity ratio*);
- determinação da duração total da actuação das tensões e das forças acima da capacidade resistente dos materiais, correspondente ao comportamento no domínio não linear dos materiais (*cumulative inelastic duration*);
- determinação da extensão e distribuição espacial das tensões e das forças;
- comparação dos parâmetros e resultados anteriores com os critérios de segurança exigidos para cada tipo de estrutura.

Para as barragens de betão do tipo abóbada e de gravidade, o nível de dano aceitável estimado com base numa análise linear e elástica pode ser avaliado pelo gráfico de desempenho que se apresenta na Figura 8-6 (USACE, 2003).

Esta curva é limitada no eixo horizontal pelo valor da capacidade resistente com valor máximo de 2 e no eixo vertical através da duração acumulada, exigindo-se que as tensões no betão não excedam as tensões de tracção admissíveis dos materiais com valores de 0,3 s para as barragens gravidade e 0,4 s para as barragens abóbada. Admite-se que este último tipo estrutural de barragens pode suportar um nível mais elevado de deformações em regime não linear do que as barragens do tipo gravidade.

Para os valores na zona inferior de cada uma das linhas limite os danos numa estrutura serão em princípio baixos a moderados. Na área superior os danos poderão ser significativos, obrigando à verificação por métodos de análise estrutural não linear.

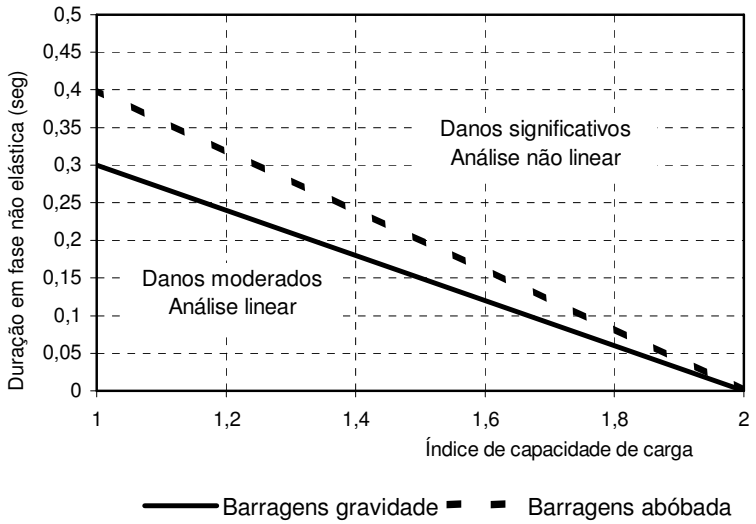


Figura 8-6 – Limites a considerar para estimar o nível de dano em barragens de betão abóbada e gravidade (adaptado de USACE, 2003).

O valor máximo da tensão de tracção do betão para cálculo do coeficiente de capacidade de carga pode ser obtido a partir dos ensaios de tensão uniaxiais sobre provetes de betão ou a partir dos resultados dos ensaios de rotura à compressão do betão dado pela equação proposta por (Raphael, 1984), e apresentado na secção 6.4.2 -.

Para as barragens gravidade de betão e barragens abóbada, o valor do coeficiente de capacidade de carga é limitado a 2,0 o que permite que as tensões possam ter valores até duas vezes o valor da tensão

estática à tracção do betão ($f_t^{din} = 2 f_t^{est}$), no valor de $f_t = 0{,}64 f_c'^{2/3}$ (MPa), ou seja atinjam o valor da tensão resistente aparente à tracção do betão, adoptada para a avaliação dos resultados da análise dinâmica em regime de comportamento linear elástico dos materiais.

Estes critérios pressupõem que a extensão da área ou zona da estrutura em regime não linear seja limitada a pequenas regiões da estrutura. A validade da análise através deste critério requer para as barragens gravidade a análise de pelo menos três sismos caracterizados por séries de acelerações ao longo do tempo, nas diversas componentes dos sismos.

8.4.3.3 - Estudos de investigação

Os estudos realizados por (Léger e Leclerc, 1996) através de cálculos não lineares, estudos da mecânica da fractura e considerando sismos observados de intensidades diversas e sismos gerados artificialmente, mostram que:

- a fissuração em barragens gravidade inicia-se sempre pela base da barragem, começando pela face de montante e progride na direcção de jusante;
- a fissuração na zona superior da barragem inicia-se na face de montante ou de jusante, quando o sismo actua na direcção montante-jusante ou jusante-montante e têm inclinação horizontal ou inclinada para a fundação;
- a fissuração inclinada para a fundação com origem no paramento de jusante é considerada mais estável ao deslizamento do que a fissuração com inclinação horizontal.

Na Figura 7-16 foram apresentados alguns padrões de fissuração que podem ocorrer em barragens gravidade aos quais estão associados alguns modos de rotura.

Para este tipo de padrões de fissuração, aos quais estão associados possíveis modos de rotura, é necessário analisar a estabilidade ao deslizamento ao longo das superfícies fissuradas considerando a actuação de subpressões nessas fissuras, o que pode ser efectuado através da metodologia apresentada na secção 7.5.4 -.

Os resultados dos estudos referidos (Léger e Leclerc, 1996) permitem concluir que a localização, extensão e orientação das fissuras provocadas por tensões de tracção dependem das características do sismo.

Nesse estudo foram considerados sismos correspondentes a registos gravados da componente horizontal escalados para um determinado PGA, espectros compatíveis com os sismos observados e sismos sintéticos obtidos a partir dos espectros anteriores.

Verificou-se que os diversos tipos de sismos fornecem resultados muito semelhantes, produzindo padrões de fissuração localizados sensivelmente nas mesmas zonas da obra e com amplitudes semelhantes.

Os critérios para a avaliação dos níveis de dano da resposta de uma barragem gravidade de betão poderão ser os seguintes, indicados pelo (USACE, 2003):

- a resposta de uma barragem gravidade quando sujeita acções sísmicas severas, como pode ser o caso da actuação do sismo máximo de projecto (SME), é considerada como estando enquadrada no domínio linear elástico se os valores das tensões calculadas não forem superiores aos valores da capacidade resistente dos materiais, ou seja a relação de proporcionalidade entre os valores calculados e as resistências máximas admissíveis for menor ou igual a 1,0;
- o nível de dano em regime não linear, com aparecimento de fissuração, é considerado como sendo aceitável se a relação de proporcionalidade entre os valores calculados e as resistências máximas for menor que 2,0 (USACE, 2003), as regiões de em que as tensões são superiores à capacidade resistente dos materiais for limitada a 15% da superfície da barragem e o tempo acumulado em que essas tensões (de tracção) se verificaram segue a curva da Figura 8-6;
- para as barragens abóbada admite-se uma área com uma extensão de 20%.

8.5 - AVALIAÇÃO DA ROTURA AO LONGO DE SUPERFÍCIES

Nesta secção são apresentados dois critérios para a avaliação da rotura dos materiais a partir do conhecimento do estado de tensão.

8.5.1 - Critério de rotura de Morh-Coulomb

Em 1773, Coulomb introduziu um critério de rotura de uma superfície baseado em observações que revelaram que a resistência ao corte dos materiais é traduzida por uma relação linear dependente da coesão do material mais o valor da tensão normal a essa superfície multiplicada por um valor constante. Propôs então, em 1776, uma expressão para a resistência ao corte de alvenarias e solos na forma,

Eq. 8-28 $$\tau = ca + \frac{1}{n} N$$

onde *c* é o valor da coesão por unidade de área, *a* é a área do plano de corte, *N* é a força normal a esse plano e *1/n* é o coeficiente de atrito interno (*1/n = tang φ*).

Este critério é hoje amplamente utilizado na avaliação da resistência ao corte e deslizamento em superfícies de barragens como por exemplo a zona no contacto entre uma barragem e a sua fundação, zonas do corpo de barragem como sejam juntas construtivas, planos com presença de fissuração e outras zonas de menor resistência e juntas estruturais de dilatação.

Em 1882, Otto Mohr apresentou um método que permite representar graficamente o estado de tensão num ponto de um meio material contínuo. O estado de tensão pode ser expresso pelas equações,

Eq. 8-29 $$\sigma(\theta) = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} sen 2\theta$$

Eq. 8-30 $$\tau(\theta) = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta$$

em que θ representa a inclinação do plano onde actuam as tensões $\sigma(\theta)$ e $\tau(\theta)$, como indicado na Figura 8-7.

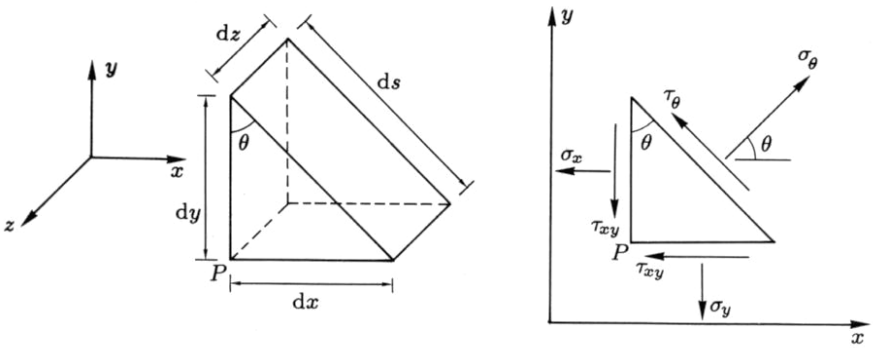


Figura 8-7 – Elemento de volume e representação do estado bidimensional de tensão.

Mohr mostrou que eliminando θ das equações anteriores se obtém a equação de uma circunferência, que representa uma figura designada por círculo de Mohr.

Eq. 8-31 $$\left(\sigma(\theta)-\frac{1}{2}\left(\sigma_x+\sigma_y\right)\right)^2+\tau(\theta)^2=\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+{\tau_{xy}}^2=R^2$$

O círculo de Mohr é uma representação gráfica útil para caracterizar os diferentes estados de tensão num ponto como indicado na Figura 8-8 em que,

Eq. 8-32 $$\tau_{máx}=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}$$

Eq. 8-33 $$\sigma_{1,3}=\frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}\pm\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2}$$

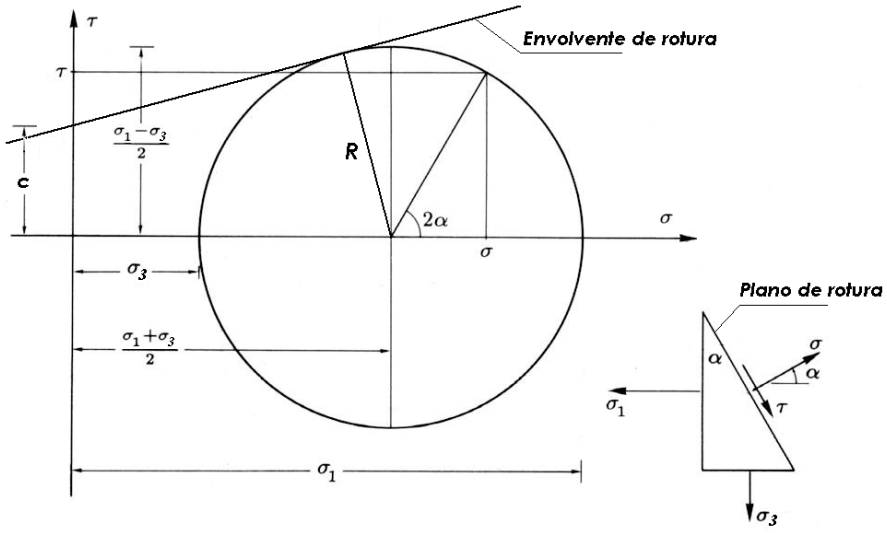


Figura 8-8 – Representação de Mohr do estado bidimensional de tensão e envolvente de rotura de um material.

Os diversos círculos de Mohr, correspondentes a estados de tensão em ocorre a rotura do material, podem ser determinados experimentalmente por meio de ensaios triaxiais a diferentes estados confinados de tensão e permitem a determinação da envolvente de rotura de Mohr. Cada par de tensões σ_1 e σ_3 permite definir um círculo.

A curva tangente a esse conjunto de círculos define então a envolvente de Mohr, considerando esta teoria que ocorre um estado de tensão correspondente à rotura do material do corpo se este exceder um estado de tensão definido por essa envolvente.

Tal como no critério de Coulomb a influência da tensão intermédia σ_2 é ignorada. Assim, considera-se que a rotura ocorre num plano paralelo a essa tensão. Na envolvente de Mohr o ângulo entre a tensão principal máxima σ_1 e o plano de rotura decresce com o aumento da tensão principal mínima σ_3, Figura 8-8.

Uma forma de contornar a determinação da envolvente de Mohr definida em termos de tensões principais foi apresentada por (Balmer, 1952). Este método permite determinar a tensão normal σ_n e a tensão tangencial τ para cada par de valores σ_1 e σ_3 através da relação,

Eq. 8-34 $$\left(\sigma_n - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2$$

Diferenciando σ_1 em ordem a σ_3 virá,

Eq. 8-35 $$\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{1 + \partial\sigma_1/\partial\sigma_3}$$

que substituindo na equação Eq. 8-34 permite obter a expressão para τ

Eq. 8-36 $$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)\sqrt{\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}}$$

Dispondo de um conjunto de valores (σ_n, τ), calculados com as duas equações anteriores a partir do conhecimento de σ_1 e σ_3, é possível obter o valor da coesão c e do ângulo de atrito ϕ (Figura 8-8) através da aproximação linear aos valores (σ_n, τ). A equação que descreve a rotura pelo critério de Mohr-Coulomb é derivada das duas formulações anteriores e vem,

Eq. 8-37 $$\tau = c + \sigma_n \tan\phi$$

onde τ é a tensão de corte ao longo de um plano de rotura por corte, c é o valor da coesão, σ_n é a tensão normal ao plano de corte e ϕ é o ângulo de atrito no plano de corte (Balmer, 1952). Este critério assume que a rotura ocorre ao longo de um plano e pode ser expressa em termos das tensões principais σ_1 e σ_3,

Eq. 8-38 $$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{2c\cos\phi}{\sigma_3(1 - sen\phi)} + \frac{1 + sen\phi}{1 - sen\phi},$$

ou de forma simplificada $\sigma_1 = \sigma_c + k\sigma_3$, em que σ_c é o valor da resistência à compressão determinado por ensaios uniaxiais.

O valor da coesão pode ser calculado por,

Eq. 8-39 $$c = \frac{\sigma_c(1 - sen\phi)}{2\cos\phi}$$

e o ângulo de atrito por,

Eq. 8-40 $$sen\phi = \frac{\alpha - 1}{\alpha + 1} \text{ em que } \alpha = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$$

Para análise de tensões, e com base neste critério de rotura é possível definir o coeficiente de segurança à rotura pelo método de Mohr-Coulomb que vem dado por,

Eq. 8-41 $$CS_{mc} = \frac{\sigma_c\cos\phi}{R - \sigma_0 sen\phi}, \text{ sendo}$$

Eq. 8-42 $$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ e } \sigma_0 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}.$$

A regulamentação portuguesa estabelece alguns critérios para a verificação da segurança para cenários correntes e de rotura que terão que ser observados (NPB, 1993).

Assim, na avaliação da segurança para cenários correntes é recomendado que:

- as tensões na barragem, quer no corpo da barragem quer em juntas, devem respeitar o critério de Mohr-Coulomb, definido para resistências de pico à tracção e à compressão, exigindo-se

coeficientes de segurança mínimos entre 2,5 e 4, podendo-se no entanto admitir roturas localizadas;

- as tensões na fundação, quer no maciço intacto quer em superfícies de menor resistência, devem respeitar o critério de Mohr-Coulomb, definido para resistências de pico da coesão, com coeficientes de segurança mínimos entre 3 e 5, e coeficientes de segurança mínimos para o coeficiente de atrito interno entre 1,5 e 2, podendo-se também admitir roturas localizadas;

Para avaliação da segurança para cenários de rotura a legislação recomenda que as tensões nas superfícies de rotura global, contabilizando as subpressões, devem respeitar o critério de Mohr-Coulomb, com coesão nula e valores residuais do coeficiente de atrito interno com coeficientes de segurança mínimos entre 1,2 e 1,5.

8.5.2 - Modelo do CEB-FIP Model Code 1990

Um dos critérios adequados para análise do estado de tensão bidimensional do betão é o proposto pelo "CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code", (CEB-FIP 1993), podendo este vir a ser adaptado para o material betão compactado a cilindro após a realização de estudos.

Mediante o conhecimento da distribuição e dos valores das tensões principais para as diversas combinações de acções, incluindo as acções sísmicas, a verificação da segurança de uma estrutura pode ser efectuada através da averiguação do estado de tensão instalado no betão por critérios de cedência (Barros, R. Carneiro 2002).

Designando a razão entre a tensão principal mínima e a tensão principal máxima por $\alpha = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$, o estado de cedência do material, correspondente à rotura para um estado de tensão biaxial é expresso pelas equações (Ottosen, Niels Saabye, 1977),

Eq. 8-43 $$\sigma_{3f} = -\frac{1+3{,}80\alpha}{(1+\alpha)^2} fck$$ (Zona em Compressão)

Eq. 8-44 $$\sigma_{1f} = \left(1+0{,}80\frac{\sigma_3}{fck}\right) fctk$$ (Zona em Tracção - Compressão)

Eq. 8-45 $$\sigma_{1f} = fctk$$ (Zona em Tracção)

em que as características mecânicas do betão RCC podem ser determinadas por ensaios ou valores tabelados (Barros, R. Carneiro 2002). Na Figura 8-9 representa-se este critério com indicação na zona onde não ocorre cedência do material.

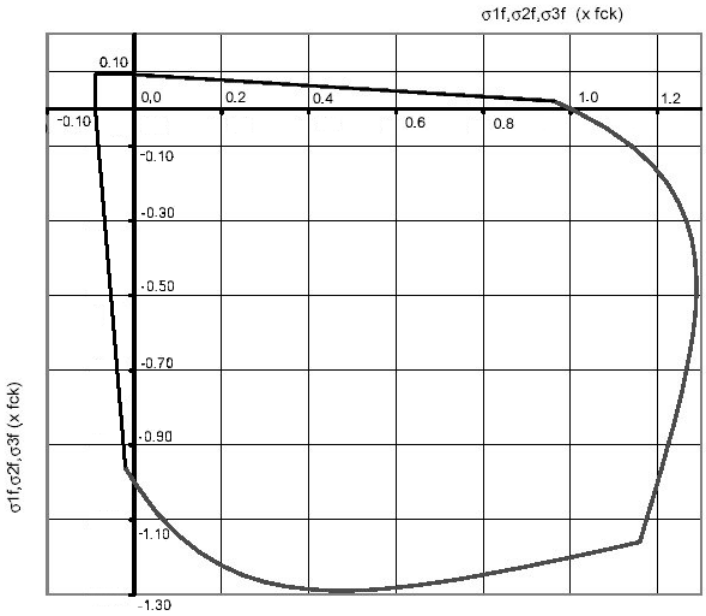


Figura 8-9 – Critério de cedência do betão segundo o Model Code (CEB-FIP, 1990).

9 - ANÁLISE SÍSMICA DE UMA BARRAGEM DE BETÃO COMPACTADO COM CILINDRO. APLICAÇÃO

"Toda a teoria deve ser feita para poder ser posta em prática, e toda a prática deve obedecer a uma teoria. Só os espíritos superficiais desligam a teoria da prática, não olhando a que a teoria não é senão uma teoria da prática, e a prática não é senão a prática de uma teoria…
Na vida superior a teoria e a prática completam-se. Foram feitas uma para a outra."

Fernando Pessoa, em ' Palavras iniciais'

9.1 - METODOLOGIAS DE ANÁLISE

Neste capítulo apresentam-se os resultados dos estudos de análise estrutural de uma barragem gravidade de betão compactado a cilindro, com altura máxima que a classifica como uma grande barragem. A análise estrutural foi realizada considerando as acções do peso próprio, pressão hidrostática devida à albufeira para os níveis de pleno armazenamento (NPA) e nível máximo de cheia (NMC), acções térmicas ambientais, subpressões, assim como a actuação das acções sísmicas estimadas para o sismo base de projecto (SBP) e sismo máximo expectável (SME) considerado igual ao sismo máximo de projecto (SMP).

A análise estrutural da barragem foi, efectuada através dos seguintes modelos:

- modelos de análise da estabilidade global, utilizando formulações de equilíbrio e critérios de resistência dos materiais, método pseudo-estático, com os quais se estudou a segurança ao derrube, deslizamento e tensões máximas em secções da barragem;
- modelo de elementos finitos plano, com o qual se realizou a análise de determinação das características dinâmicas da barragem pelo programa (ANSYS, 1998);
- modelo de elementos finitos tridimensional elaborado no programa (ANSYS, 1998), com o qual se realizou a análise das características dinâmicas da barragem e o estudo de análise estrutural para as acções estáticas e dinâmicas do SBP e SMP através de espectro de resposta de acelerações;
- modelo de elementos finitos bidimensional pelo programa "*EAGD-84 – A computer program for earthquake analysis of concrete gravity dams*" (Chopra, Fenves, 1984), com o qual se realizou o estudo de análise estrutural ao longo do tempo para as acções estáticas e dinâmicas, em que a acção sísmica foi traduzida por acelerogramas de acelerações na direcções horizontal e vertical obtidos a partir dos registos do sismo de Taft (Chopra, A. 1984);

A escolha do método mais apropriado de análise de uma barragem à acção sísmica depende, como foi apresentado nos capítulos anteriores, de diversos factores, destacando-se os seguintes (Ghrib, F. 1997):

- a severidade da acção sísmica e a vida útil da estrutura;
- a importância das estruturas em análise e as consequências da sua eventual rotura;
- as propriedades mecânicas dos materiais e as condições de deterioração das estruturas;
- o grau de exigência que se pretende obter da análise estrutural.

Existem, como visto, essencialmente, cinco níveis para efectuar uma análise sísmica, tendo-se assinalado as seguintes:

- análise preliminar da severidade e do risco sísmico do local;
- métodos de análise pseudo-estático por coeficientes sísmicos;
- método pseudo-dinâmico, designado também por método de Chopra;
- análise transiente linear no domínio do tempo ou no domínio da frequência;
- análise transiente não linear ao longo do tempo.

De um modo geral os três primeiros níveis de análise são utilizados para pequenas barragens e permitem uma avaliação preliminar do campo de tensões e das condições de segurança. O terceiro e quarto níveis são empregues para a análise estrutural de dimensionamento e permitem avaliar o comportamento de forma mais exacta, possibilitando também a determinação dos esforços globais em secções de interesse. O quinto nível é adoptado nos casos em que as obras revelem possuir a partir de análises lineares, um comportamento não linear. As metodologias de resolução que são apresentadas neste capítulo são correspondentes aos três métodos principais que foram expostos no Capítulo 7 - nomeadamente:

- método pseudo-estático que considera acelerações de pico, correspondente aos sismos base de projecto e sismo máximo de projecto;
- método de análise por espectro de resposta de acelerações regulamentar, escalado para o valor da aceleração de pico anterior e,
- método de análise transiente através de acelerograma real, na componente horizontal e acelerograma real correspondente ao sismo de Taft, registado em 21 de Julho de 1952, que foi escalado para uma aceleração de pico de 0,50g.

9.2 - MODELOS E PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Para o primeiro método é considerado um modelo bidimensional de corpo rígido da barragem correspondente ao perfil de maior altura. Para aplicação dos dois últimos métodos foram definidos modelos da barragem por elementos finitos, considerando-se a representação tridimensional para o método dos espectros de resposta e modelos bidimensional para as análises transientes.

Para o modelo bidimensional de elementos finitos são considerados elementos isoparamétricos planos de 8 nós (Figura 9-1) e no modelo tridimensional são adoptados elementos isoparamétricos volúmicos de 20 nós (Figura 9-2).

São consideradas as principais acções a actuar sobre a estrutura, nomeadamente o peso próprio, a acção da água traduzida pela pressão hidrostática a montante e a jusante, subpressões na junta de ligação entre a barragem e a fundação, a acção térmica ambiental para os modelos por elementos finitos tridimensional e as acções sísmicas. Os resultados são apresentados para cada combinação de acções, consoante os modelos, em termos de deslocamentos, tensões e forças resultantes, o que permite estudar as condições de equilíbrio da estrutura.

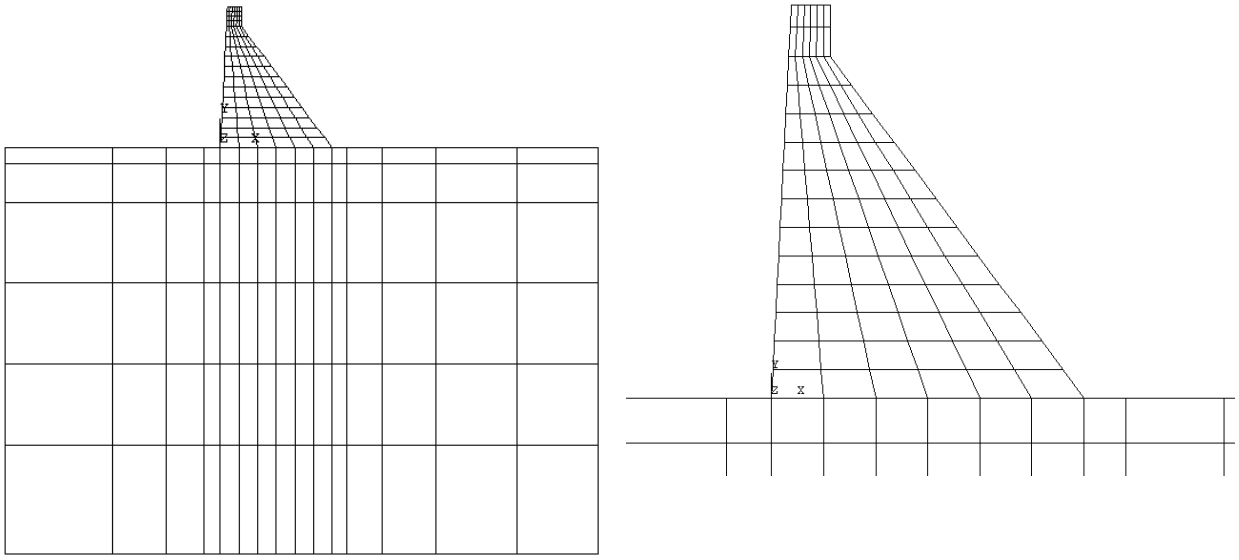


Figura 9-1 – Modelo bidimensional da estrutura da barragem. Malha geral e da barragem.

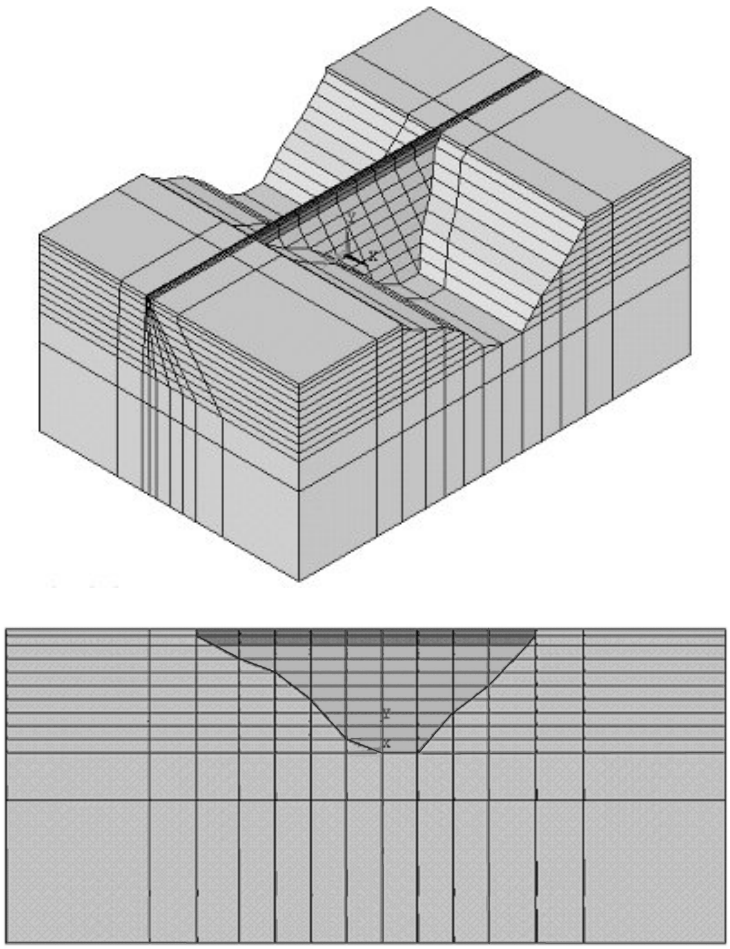


Figura 9-2 – Modelo tridimensional da barragem. Vista isométrica e vista de jusante.

A Figura 9-3 mostra a geometria da estrutura analisada, através de um alçado de jusante e corte pelo bloco de maior altura da barragem. Corresponde a uma barragem com uma configuração típica de barragens gravidade construídas em betão compactado a cilindro com perfil não galgável.

A barragem possui as seguintes características geométricas:

Desenvolvimento do coroamento	D = 143,0 m
Número de blocos entre juntas induzidas	9 blocos
Volume de betão	V = 66 000 m^3
Altura máxima da barragem	H = 52,0 m
Largura máxima da base (no vale)	L_b = 41,4 m
Largura do coroamento	L_c = 6,2 m
Inclinação do paramento de montante	I_m = 1V/0,05H
Inclinação do paramento de jusante	I_j = 1V/0,75H

As principais propriedades do betão BCC da barragem são as seguintes:

Admitidas na análise estática:

Módulo de elasticidade	15 GPa
Coeficiente de Poisson	0,20
Massa especifica	2400 kg/m^3
Peso específico	23,5 kN/m^3

Resistência à compressão do betão	15 MPa
Resistência à tracção do betão	1,5 MPa
Condutividade térmica	2,326 $Wm^{-1}ºC^{-1}$
Coesão (betão-betão)	400 kN/m^2
Ângulo de atrito (betão-betão)	50º

Adoptadas na análise dinâmica:

Módulo de elasticidade	20 GPa
Coeficiente Poisson	0,18
Coeficiente amortecimento relativo	5 %
Resistência à compressão do betão	20 MPa
Resistência à tracção do betão	2,0 MPa
Coesão (betão-betão)	400 kN/m^2
Ângulo de atrito (betão-betão)	50º (55º na análise por critérios de rotura)

As principais propriedades da ligação entre a barragem e a fundação, adoptadas nos cálculos estáticos e dinâmicos, foram as seguintes:

Resistência à compressão da ligação	15 MPa
Resistência à tracção da ligação	0,5 MPa
Coesão (betão-rocha)	100 kN/m^2
Ângulo de atrito (betão-rocha)	45º

Características da água da albufeira adoptadas nos cálculos estáticos e dinâmicos:

Massa especifica	1000 kg/m^3
Densidade	10 kN/m^3

As principais propriedades dos materiais da fundação, que se admitiu ser constituída por um maciço granítico, são as seguintes:

Módulo de elasticidade	18 GPa
Coeficiente de Poisson	0,22
Massa especifica	2600 kg/m^3
Peso específico	25,5 kN/m^3
Resistência à compressão	15 MPa
Resistência à tracção	1,0 MPa
Condutividade térmica	2,326 $Wm^{-1}ºC^{-1}$

Os níveis característicos da albufeira considerados foram:

Albufeira a montante:

Altura de água na albufeira (NPA) (nível de pleno armazenamento)	49,0 m
Altura de água na albufeira (NMC) (Nível de máxima cheia)	50,5 m

Albufeira a jusante:

Altura de água na albufeira (NMJ)	6,0 m

Considerou-se a existência de um sistema de drenagem com eficiência de E = 50%.

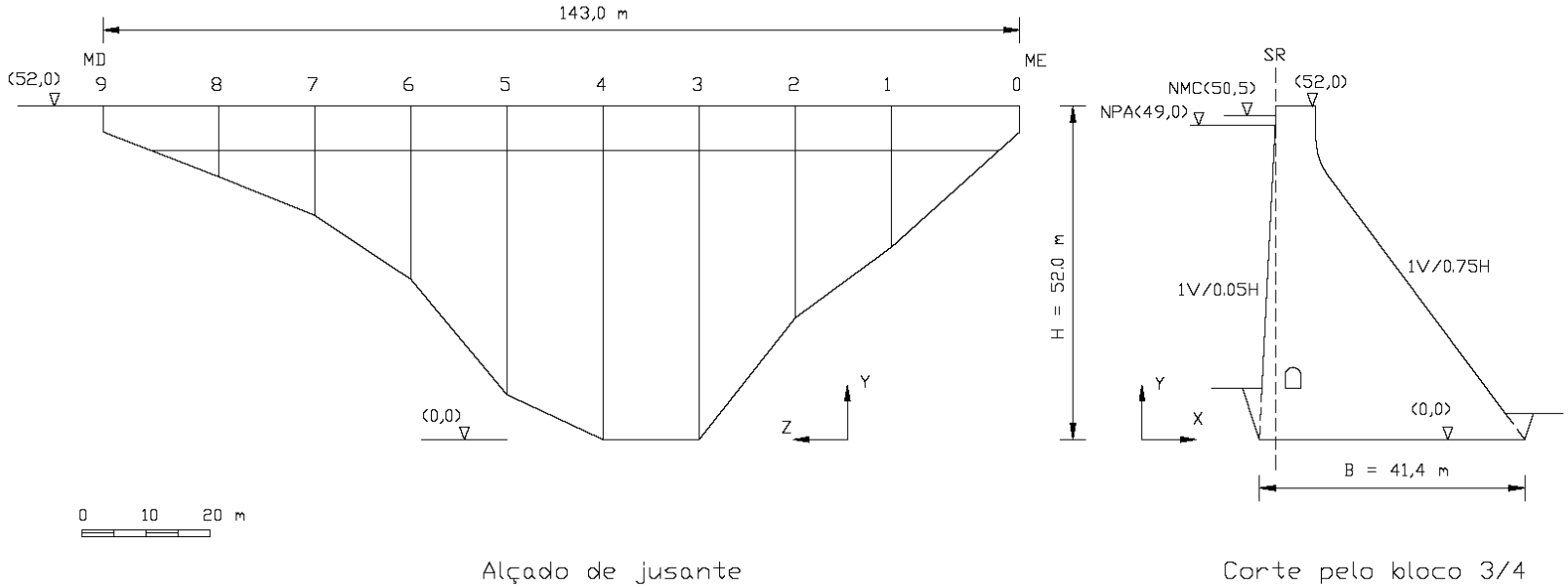


Figura 9-3 – Principais características geométrica da barragem analisada.

9.3 - ANÁLISE ESTRUTURAL POR COEFICIENTES SÍSMICOS

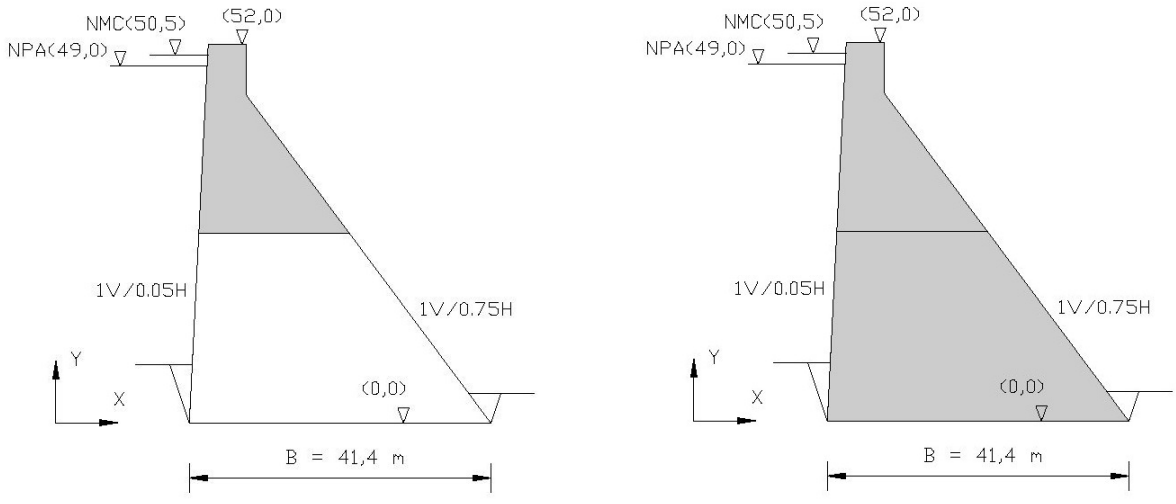
9.3.1 - Secções analisadas

Neste ponto realiza-se a análise estrutural preliminar, de tensões e de estabilidade, da barragem definida no ponto anterior. Para efeitos do presente trabalho é apenas considerado o estudo de uma secção transversal da barragem, correspondente à secção de maior altura e, para essa secção, são estudadas unicamente duas zonas correspondente às secções S1 e S2 (Figura 9-4). Para um caso real o estudo deverá ser mais abrangente e realizado para um maior número de secções e zonas da barragem, que permitam analisar e sejam representativas do comportamento tridimensional da estrutura. O contacto entre a barragem e a fundação foi considerado como uma superfície plana.

A análise estrutural realizada baseou-se no estudo das tensões no corpo da barragem, numa secção horizontal da barragem à cota (24,00), a cerca de um terço da altura da barragem em relação ao coroamento, e na secção de interface entre a barragem e a fundação, e na verificação da estabilidade global nessas secções aos mecanismos de derrube e ao deslizamento. Complementarmente, através da análise de tensões, estudou-se a formação de mecanismos de abertura de fissura nessas secções.

Este tipo de análise (pseudo-estática) apresenta-se de importância fundamental na avaliação preliminar da estabilidade global de barragens gravidade construídas em betão, como se pode verificar pelos resultados apresentados. Com base nos resultados desta primeira análise, e para os cenários de acções mais significativos, deverão ser seguidamente efectuadas análises estruturais de maior detalhe, recorrendo aos métodos que simulam o comportamento por modelos de elementos finitos.

No método de análise-pseudo estático as forças de inércia geradas pela actuação da acção de sismos são aplicadas de forma estática e expressas pelo produto da massa da barragem pela distribuição de acelerações ao longo da altura da barragem. A acção a considerar pode ser obtida pelas vias referidas no Capítulo 6 -, e correspondente ao valor máximo da aceleração na direcção horizontal, valor designado por (PGA). Na análise por coeficientes sísmicos este valor máximo é geralmente multiplicado por um factor de 2/3, para se ter em conta o efeito do fenómeno de redução da acção devido ao carácter oscilatório dos sismos (Ghrib, F. Léger 1997).



Secção S1
(parte superior da barragem)

Secção S2
(toda a secção da barragem)

Figura 9-4 – Secções consideradas na análise estrutural por coeficientes sísmicos.

O método pseudo-estático assume que a barragem apresenta um comportamento de corpo rígido, assente numa base rígida e as acções hidrodinâmicas são descritas pela formulação de Westergaard. A avaliação de tensões é feita pela teoria clássica da viga elástica, resultante da teoria da resistência dos materiais. O cálculo das forças e momentos resultantes pode ser também efectuado através dos resultados fornecidos por modelos de elementos finitos bidimensionais ou mesmo tridimensionais.

Este método permite um cálculo relativamente expedito, que é suficientemente preciso para análises preliminares, e indicador da evolução da segurança da obra para as diversas combinações da acções.

9.3.2 - Combinações de acções e cenários considerados

Para a análise pseudo estática por coeficientes sísmicos são foram considerados três situações base de combinações de acções, ou situações de projecto:

Situação 1 – Final de construção (PP)
Situação 2 – Albufeira no nível de pleno armazenamento, com análise de subpressões (SP) e sismos de projecto (SBP e SMP)
Situação 3 – Albufeira no nível máximo de cheia (NMC)

A acção sísmica, traduzida por forças de inércia na barragem e pressões hidrodinâmicas, só foi considerada para os cenários correspondentes à exploração da barragem, devido à reduzida probabilidade de ocorrência em simultâneo de um sismo em situação de cheia máxima ou esvaziamento da albufeira. Consoante a combinação das diversas acções pode-se ordenar os cenários em frequentes, pouco frequentes e extremos ou excepcionais.

Cenários correntes de exploração:

- Albufeira no nível de pleno armazenamento e drenagem (PP+NPA+$SP_{\text{com drenagem E=50\%}}$)

Cenários pouco frequentes:

- Final de construção (PP)
- Albufeira no nível de pleno armazenamento, sem drenagem(PP+NPA), (PP+NPA+$SP_{\text{sem drenagem, SPmáxima}}$)
- Albufeira no nível de pleno armazenamento, com drenagem e sismo base de projecto (PP+NPA+$SP_{\text{com drenagem E=50\%}}$ + SBP) e (PP+NPA+$SP_{\text{sem drenagem, SPmáxima}}$)

Cenários extremos:

- Albufeira no nível máximo de cheia e drenagem (PP+NMC_{montante}+NMC_{jusante}+$SP_{\text{com drenagem E=50\%}}$)
- Albufeira no nível de pleno armazenamento e sismo máximo de projecto (PP+NPA+$SP_{\text{com drenagem E=50\%}}$ + SMP)

O cenário (PP) corresponde a um cenário pouco frequente, acontecendo no fim da construção ou após um esvaziamento completo da albufeira. O cenário (PP+NPA+$SP_{\text{com drenagem E=50\%}}$) corresponde ao cenário de exploração mais frequente. No estudo do cenário do nível máximo de cheia considerou-se a presença da albufeira de jusante e a actuação das acções sísmicas foi considerada em cenários pouco frequentes e extremos ou de acidente.

As análises encontram-se resumidas no Quadro 9-1.

9.3.3 - Análise dos principais resultados

9.3.3.1 - Análise do cenário correspondente ao final da construção (PP)

No final da construção a barragem encontra-se apenas sujeita à acção do peso próprio e acções térmicas ambientais, contudo estas últimas não são consideradas neste modelo.

a) Secção da barragem (S1)

a) Quantificação dos esforços resultantes

A quantificação dos esforços resultantes para verificação das condições de estabilidade, verificação e tensões e formação de fissuração forneceu os resultados seguintes:

Peso próprio da barragem (PP)	7794 kN
Somatório dos momentos em (ΣM_G)	26757 kNm
(no centro de gravidade da secção)	

b) Análise de tensões e formação de fissura

Com base nos resultados anteriores obtêm-se as seguintes valores das tensões a montante e a jusante da secção. A aplicação da expressão, $\sigma = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{\sum M}{v} \times I$ permite determinar os valores das tensões verificando-se,

$\sigma_{montante}$= 0,67 MPa e $\sigma_{jusante}$= 0,03 MPa,

que são valores inferiores aos das resistências máximas admitidas para o betão. A análise da excentricidade $e = \frac{\sum M}{\sum N}$ permite verificar que, e= 3,40 m que é um valor inferior a 3,73 m, estando assim toda a secção horizontal da barragem comprimida.

b) Secção no contacto barragem-fundação (S2)

a) Quantificação dos esforços resultantes

A quantificação dos esforços resultantes para verificação das condições de estabilidade, verificação e tensões e formação de fissuração forneceu os resultados seguintes:

Peso próprio da barragem (PP)	25737 kN
Somatório dos momentos em (ΣM_G)	158795 kNm
(no centro de gravidade da secção)	

b) Análise de tensões e formação de fissura

Com base nos resultados anteriores obtêm-se as seguintes valores das tensões a montante e a jusante da secção. A determinação dos valores das tensões forneceu os resultados,

$\sigma_{montante}$= 1,17 MPa e $\sigma_{jusante}$= 0,06 MPa,

que são valores inferiores aos das resistências máximas admitidas para o betão. A análise da excentricidade permite verificar que, e = 6,17 m que é um valor inferior a $\frac{B}{6}$ = 6,90 m, estando assim toda a secção comprimida. Para esta situação não se considera o cálculo dos parâmetros de segurança ao derrube e ao deslizamento.

9.3.3.2 - Análise da situação correspondente a PP e albufeira no (NPA)

Nesta combinação admite-se que não há a presença da albufeira a jusante.

a) Secção da barragem (S1)

a) Quantificação dos esforços resultantes

A quantificação dos esforços resultantes para verificação das condições de estabilidade, verificação de tensões e formação de fissuração forneceu os resultados seguintes relativos à actuação da pressão hidrostática da albufeira de montante:

Peso próprio da barragem (PP)	7795 kN
Pressão hidrostática da albufeira de montante (PH^h_m)	3125 kN
(componente horizontal)	

Pressão hidrostática da albufeira de montante (PH^h_m) 176 kN
(componente vertical)
Somatório dos momentos (ΣM_G) 4085 kNm
(no centro de gravidade da secção)

b) Análise de tensões e formação de fissura

Com base nos resultados anteriores obtêm-se as seguintes valores das tensões efectivas a montante e a jusante da secção pode-se determinar os valores das tensões verificando-se,

$\sigma_{montante}$= 0,40 MPa e $\sigma_{jusante}$= 0,31 MPa,

que são valores inferiores aos das resistências máximas admitidas para o betão. A análise da excentricidade permite verificar que, e= 0,30 m que é um valor inferior a 3,73 m, estando assim toda a secção comprimida.

c) Critérios para análise de estabilidade global

A análise ao derrube consiste em verificar a relação entre o momento derrubador, originado pelas acções que actuam no sentido de derrube da barragem, e o momento estabilizador proporcionado pelas forças que garantem a estabilidade da barragem $CS_{der} = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{der}}$ para o estudo da estabilidade ao deslizamento $CS_{desl} = \frac{\frac{\sum N tg\varphi}{cs_\varphi} + \frac{\sum CA}{cs_c}}{\sum T} \geq 1{,}0$ e para estimativa do comprimento de fissura na base segundo $L_f = 3\left(e' - \frac{L}{6}\right)$ em que $e' = \frac{M + M_u}{N - U}$, onde *M* e *Mu* são o momento resultante devido às acções externas excluindo a subpressão e o momento devido à subpressão no centro de gravidade da base. *N* é a resultante na direcção vertical e *U* a resultante das subpressões, *L* é o comprimento da base, L_f é o comprimento de fissura e *e'* é o valor da excentricidade da resultante em relação ao centro de gravidade G da secção (FERC, 1991).

d) Estabilidade ao derrube

A quantificação dos momentos estabilizador e derrubador em relação ao pé de jusante da barragem determinou os valores,

Momento estabilizador (ΣM_{est}) 117459 kNm
Momento derrubador (ΣM_{est}) 26042 kNm

Vindo CS_{der} = 4,50, o que sendo superior a 1,5 verifica a estabilidade.

e) Estabilidade ao deslizamento

A quantificação da componente resultante das forças verticais e tangenciais na secção S1 determinou os valores,

Resultantes das forças verticais (*N*) 7950 kN
Resultantes das forças tangenciais (*T*) 3125 kN

Pelas (NPB, 1993) o coeficiente de segurança ao deslizamento será, $CS_{desl} = \frac{\frac{7950 \times tg50}{1{,}5} + \frac{400 \times 24{,}1}{5}}{3125} = 2{,}60$, o que verifica a segurança visto ser superior à unidade.

Pelo critério do (USACE, 1995 a))virá, $CS_{desl} = \frac{7950 \times tg50 + 400 \times 24{,}1}{3125} = 5{,}9$, o que sendo superior a 2,0 verifica a segurança em relação ao deslizamento.

b) Secção no contacto barragem-fundação (S2)

a) Quantificação dos esforços resultantes

A quantificação dos esforços resultantes relativos à actuação da pressão hidrostática da albufeira de montante forneceu os resultados seguintes:

Peso próprio da barragem	26337kN
Pressão hidrostática da albufeira de montante (PH^h_m) (componente horizontal)	12005 kN
Pressão hidrostática da albufeira de montante (PH^h_m) (componente vertical)	600 kN
Somatório dos momentos em (ΣM_G) (no centro de gravidade da secção)	25351,7 kNm

b) Análise de tensões e formação de fissura

Com base nos resultados anteriores obtêm-se as seguintes valores das tensões efectivas a montante e a jusante da secção pode-se determinar os valores das tensões verificando-se,

$\sigma_{montante}$= 0,55 MPa e $\sigma_{jusante}$= 0,73 MPa,

que são valores inferiores aos das resistências máximas admitidas para o betão. A excentricidade tem o valor de e= 0,96 m, que corresponde a um valor inferior a 6,90 m, estando assim toda a secção comprimida.

c) Estabilidade ao derrube

A quantificação dos momentos estabilizador e derrubador em relação ao pé de jusante da barragem determinou os valores,

Momento estabilizador (ΣM_{est})	715903 kNm
Momento derrubador (ΣM_{est})	196082 kNm

Vindo CS_{der} = 3,70, o que sendo superior a 1,5 verifica a estabilidade.

d) Estabilidade ao deslizamento

A quantificação da componente resultante das forças verticais e tangenciais na secção S2 determinou os valores,

Resultantes das forças verticais (N)	26337 kN
Resultantes das forças tangenciais (T)	12005 kN

Pelas NPB o coeficiente de segurança ao deslizamento virá, CS_{desl} = 1,53 , o que verifica a segurança visto ser superior à unidade e pelo critério do USACE virá, CS_{desl} = 2,5, o que sendo superior a 2,0 verifica a segurança em relação ao deslizamento.

9.3.3.3 - Análise da secção S2 na situação correspondente à albufeira no (PP+NPA+$SP_{com\ drenagem\ 50\%}$)

a) Quantificação dos esforços resultantes

A quantificação dos esforços resultantes relativos à actuação da pressão hidrostática da albufeira de montante forneceu os resultados seguintes:

Peso próprio da barragem	25737 kN
Pressão hidrostática da albufeira de montante (PH^h_m) (componente horizontal)	12005 kN
Pressão hidrostática da albufeira de montante (PH^h_m) (componente vertical)	600 kN

Somatório dos momentos em (ΣM_G)	25352 kNm
(no centro de gravidade da secção)	
Subpressão na base da barragem (E=50%)	6389 kN

Como apresentado no Capítulo 6., a determinação do valor da subpressão no alinhamento dos drenos H, para o caso em que a distância do piso da galeria H_4 é superior à cota da albufeira de jusante H_2 sendo E a eficiência da rede de drenagem, com k=1-E, é determinada pela equação,

$$H = K\left[(H_1 - H_2)\frac{L-X}{L} + H_2 - H_4\right] + H_4$$

b) Análise de tensões e formação de fissura

Obtêm-se as seguintes valores das tensões efectivas a montante e a jusante da secção verificando-se, $\sigma_{montante}$= 0,06 MPa, $\sigma_{linha\ drenos}$= 0,31 MPa e $\sigma_{jusante}$= 0,72 MPa, que são valores inferiores aos das resistências máximas admitidas para o betão. A análise da excentricidade permite verificar que e= 3,73 m, que é um valor inferior a 6,90 m, estando assim toda a secção comprimida.

c) Estabilidade ao derrube

A quantificação dos momentos estabilizador e derrubador em relação ao pé de jusante da barragem determinou,

Momento estabilizador (ΣM_{est})	715903 kNm
Momento derrubador (ΣM_{est})	377399 kNm

Vindo CS_{der} = 1,90, o que sendo superior a 1,5 verifica a estabilidade.

d) Estabilidade ao deslizamento

A quantificação da componente resultante das forças verticais e tangenciais na secção S2 determinou os valores,

Resultantes das forças verticais (N)	19948 kN
Resultantes das forças tangenciais (T)	12005 kN

Pelas NPB o coeficiente de segurança ao deslizamento virá, CS_{desl} = 1,18 , o que verifica a segurança visto ser superior à unidade e pelo critério do USACE virá, CS_{desl} = 2,0, o que sendo igual a 2,0 verifica no limite a segurança em relação ao deslizamento.

9.3.3.4 - Análise da secção S2 na situação correspondente à albufeira no ($PP+NPA+SP_{sem\ drenagem}$)

a) Quantificação dos esforços resultantes

A quantificação dos esforços resultantes relativos à actuação da pressão hidrostática da albufeira de montante forneceu os resultados seguintes:

Peso próprio da barragem	25737 kN
Pressão hidrostática da albufeira de montante (PH^h_m)	12005 kN
(componente horizontal)	
Pressão hidrostática da albufeira de montante (PH^h_m)	600 kN
(componente vertical)	
Somatório dos momentos em (ΣM_G)	25352 kNm
(no centro de gravidade da secção)	
Subpressão na base da barragem (E=50%)	10143 kN

b) Análise de tensões e formação de fissura

Obtêm-se as seguintes valores das tensões efectivas a montante e a jusante da secção verificando-se, $\sigma_{montante}$= 0,06 MPa, $\sigma_{linha\ drenos}$= 0,13 MPa e $\sigma_{jusante}$= 0,72 MPa, que são valores inferiores aos das resistências

máximas admitidas para o betão. A análise da excentricidade permite verificar que e= 5,90 m que é um valor inferior a 6,9 m, estando assim toda a secção comprimida.

c) Estabilidade ao derrube

A quantificação dos momentos estabilizador e derrubador em relação ao pé de jusante da barragem determinou os valores,

Momento estabilizador (ΣM_{est})	715903 kNm
Momento derrubador (ΣM_{est})	476029 kNm

Vindo CS_{der} = 1,50, o que sendo superior a 1,3 verifica a estabilidade.

d) Estabilidade ao deslizamento

A quantificação da componente resultante das forças verticais e tangenciais na secção S2 determinou os valores,

Resultantes das forças verticais (N)	16194 kN
Resultantes das forças tangenciais (T)	12005 kN

Pelas NPB o coeficiente de segurança ao deslizamento virá, CS_{desl} = 1,01 , o que verifica a segurança visto ser superior à unidade e pelo critério do USACE virá, CS_{desl} = 1,70, o que sendo superior a 1,5 verifica a segurança em relação ao deslizamento.

Verifica-se que nesta situação, inexistência de drenagem e subpressão máxima, a estrutura da barragem é assegurada, ainda que próximo dos valores limites.

9.3.3.5 - Análise da secção S2 na situação correspondente à albufeira no (NMC+$SP_{com\ drenagem\ 50\%}$)

a) Quantificação dos esforços resultantes

A quantificação dos esforços resultantes relativos à actuação da pressão hidrostática da albufeira de montante forneceu os resultados seguintes:

Peso próprio da barragem	25737 kN
Pressão hidrostática da albufeira de montante (PH^h_m) (componente horizontal)	12571 kN
Pressão hidrostática da albufeira de montante (PH^h_m) (componente vertical)	735 kN
Somatório dos momentos em (ΣM_G) (no centro de gravidade da secção)	25352 kNm
Subpressão na base da barragem (E=50%)	6389 kN

b) Análise de tensões e formação de fissura

Obtêm-se as seguintes valores das tensões efectivas a montante e a jusante da secção verificando-se, $\sigma_{montante}$= -0,03 MPa, $\sigma_{linha\ drenos}$= 0,24 MPa e $\sigma_{jusante}$= 0,79 MPa, que são valores inferiores aos das resistências máximas admitidas para o betão. Aparece contudo uma ligeira tracção a montante (0,3 kg/cm^2), que não indicia o aparecimento de fissura. A análise da excentricidade permite verificar que e= 4,6 m que é um valor inferior a 6,9 m, estando assim toda a secção comprimida.

9.3.3.6 - Análise da secção S1 na situação correspondente a (PP+NPA+SPdrenagem 50%) e actuação do sismo base de projecto (SBP=0,1g)

a) Estabilidade ao derrube

A quantificação dos momentos estabilizador e derrubador em relação ao pé de jusante da barragem determinou os valores indicados no Quadro 9-1, vindo CS_{der} = 2,70, o que sendo superior a 1,30 verifica a estabilidade.

b) Estabilidade ao deslizamento

A quantificação da componente resultante das forças verticais e tangenciais na secção S2 determinou os valores das resultantes das forças verticais *(N)* 7950 kN e resultantes das forças tangenciais *(T)* 4783kN.

Pelas NPB o coeficiente de segurança ao deslizamento virá, CS_{desl} = 2,03 , o que verifica a segurança visto ser superior à unidade e pelo critério do USACE virá, CS_{desl} = 3,85, o que sendo próximo de 1,5 permite verificar no limite a segurança em relação ao deslizamento.

c) Análise de tensões e formação de fissura

A análise da excentricidade permite verificar que e= 1,84 m que é um valor inferior a 3,73 m, estando assim a secção totalmente comprimida. Obtêm-se as seguintes valores das tensões efectivas a montante e a jusante da secção verificando-se, $\sigma_{montante}$= 0,18 MPa e $\sigma_{jusante}$= 0,53 MPa, que são valores inferiores aos das resistências máximas admitidas para o betão, aparecem contudo uma tracção a montante.

9.3.3.7 - Análise da secção S2 na situação correspondente à albufeira no (NPA+SPcom drenagem 50%) e actuação do sismo base de projecto (SBP=0,1g)

a) Quantificação dos esforços resultantes

A quantificação das forças foram calculados considerando o diagrama de acelerações trapezoidal conforme indicado nas NPB e as forças e momentos resultantes foram reduzidos de um terço para atender ao carácter oscilatório da acção sísmica.

O efeito hidrodinâmico da albufeira foi assimilado, de forma aproximada, ao da distribuição superficial de massas adicionais, aderentes ao paramento de montante e vibrando em conjunto com a barragem, quantificada pela generalização da formulação de Westergaard para paredes verticais infinitamente rígidas $m(z) = 7/8 \cdot \rho_w \cdot [H(z) \cdot h(z)]^{0,5}$, em que ρ_w=10^3 kg.m^{-3} é a massa específica da água, *h(P)* é a distância à superfície livre da albufeira no ponto P do paramento e *H(z)* é a altura da albufeira nessa mesma localização.

Força sísmica hidrodinâmica	1494 kN
Momento em G da força sísmica hidrodinâmica	33988
Força sísmica devido à massa da barragem	2574 kN
Momento em G da força sísmica devido à massa da barragem	49043 kN

b) Estabilidade ao derrube

A quantificação dos momentos estabilizador e derrubador em relação ao pé de jusante da barragem determinou os valores,

Momento estabilizador (ΣM_{est})	715903 kNm
Momento derrubador (ΣM_{est})	460430 kNm

Vindo CS_{der} = 1,55, o que sendo superior a 1,30 verifica a estabilidade.

c) Estabilidade ao deslizamento

A quantificação da componente resultante das forças verticais e tangenciais na secção S2 determinou os valores,

Resultantes das forças verticais *(N)*	19948 kN
Resultantes das forças tangenciais *(T)*	16073 kN

Pelas NPB o coeficiente de segurança ao deslizamento virá, CS_{desl} = 1,10 , o que verifica a segurança visto ser superior à unidade e pelo critério do USACE virá, CS_{desl} = 1,50, o que sendo igual a 1,50 verifica a segurança em relação ao deslizamento.

d) Análise de tensões e formação de fissura

Obtêm-se as seguintes valores das tensões efectivas a montante e a jusante da secção verificando-se, $\sigma_{montante}$= -0,23 MPa, $\sigma_{linha\ drenos}$= 0,24 MPa e $\sigma_{jusante}$= 1,02 MPa.

Estes valores das tensões indicam que a montante se irá forma uma zona fissurada. A análise da excentricidade permite verificar que e= 7,89 m que é um valor superior a 6,90 m, estando assim confirmada a secção traccionada a montante.

Admitindo que a ligação não admite resistência à tracção o cálculo da fissura permite obter um comprimento de fissura na base de L_f = 2,6 m.

Na extremidade da fissura a tensão é nula $\sigma_{montante}$= 0 MPa, e a jusante $\sigma_{jusante}$= 1,36 MPa, valor que é inferior ao valor máximo de resistência à compressão do betão e da rocha de fundação.

9.3.3.8 - Análise da secção S2 na situação correspondente à albufeira no (NPA+SPcom drenagem 50%) e após actuação do sismo base de projecto (SBP=0,1g)

a) Estabilidade ao derrube

Subpressão na base da barragem (secção fissurada) 6687 kN

A quantificação dos momentos estabilizador e derrubador em relação ao pé de jusante da barragem determinou os valores,

Momento estabilizador (ΣM_{est}) 715903 kNm
Momento derrubador (ΣM_{est}) 389093 kNm

Vindo CS_{der} = 1,84, o que sendo superior a 1,50 verifica a estabilidade.

b) Estabilidade ao deslizamento

A quantificação da componente resultante das forças verticais e tangenciais na secção S2 determinou os valores, Resultantes das forças verticais (*N*) 19650 kN e Resultantes das forças tangenciais (*T*) 12005 kN.

Pelas NPB o coeficiente de segurança ao deslizamento virá, CS_{desl} = 1,16 , o que verifica a segurança visto ser superior à unidade e pelo critério do USACE virá, CS_{desl} = 1,96, o que sendo ligeiramente inferior a 2,00 permite admitir que se verifica a segurança em relação ao deslizamento na secção S_2, para a situação após SBP.

9.3.3.9 - Análise da secção S1 na situação correspondente à albufeira no (NPA) e actuação do sismo máximo de projecto (SMP=0,3g)

a) Estabilidade ao derrube

A quantificação dos momentos estabilizador e derrubador em relação ao pé de jusante da barragem determinou os valores,

Momento estabilizador (ΣM_{est}) 117459 kNm
Momento derrubador (ΣM_{est}) 77329 kNm

Vindo CS_{der} = 1,52, o que sendo superior a 1,15 verifica a estabilidade.

b) Estabilidade ao deslizamento

A quantificação da componente resultante das forças verticais e tangenciais na secção S2 determinou os valores,

Resultantes das forças verticais (*N*) 7950 kN
Resultantes das forças tangenciais (*T*) 8100 kN

Pelas NPB o coeficiente de segurança ao deslizamento virá, CS_{desl} = 1,2 , o que verifica a segurança visto ser superior à unidade e pelo critério do USACE virá, CS_{desl} = 2,28, o que sendo próximo de 1,10 permite verificar à justa a segurança em relação ao deslizamento.

c) Análise de tensões e formação de fissura

A análise da excentricidade permite verificar que e= 6,15 m que é um valor superior a 3,73 m, estando assim a secção traccionada a montante.

Obtêm-se as seguintes valores das tensões a montante e a jusante da secção verificando-se, $\sigma_{montante}$= -0,23 MPa e $\sigma_{jusante}$= 0,94 MPa, que são valores próximos das resistências máximas admitidas para tracção dinâmica do betão, indiciando a possibilidade de aparecimento de fissuração.

9.3.3.10 - Análise da secção S2 na situação correspondente à albufeira no (NPA+SPcom drenagem 50%) e actuação do sismo máximo de projecto (SMP=0,3g)

a) Quantificação dos esforços resultantes

Nas análises sísmicas anteriores não foi considerada a actuação de forças sísmicas verticais, o que poderia ter sido considerado como uma percentagem da força sísmica horizontal e a actuar no centro de gravidade da secção. As forças foram calculados considerando o diagrama de acelerações trapezoidal conforme indicado nas (NPB, 1993) em que a aceleração máxima foi reduzida de um terço para atender ao carácter oscilatório da acção sísmica.

Força sísmica hidrodinâmica	4482 kN
Momento da força sísmica hidrodinâmica	101962 kNm
Força sísmica devido à massa da barragem	7721 kN
Momento da força sísmica devido à massa da barragem	156136 kN

b) Estabilidade ao derrube

A quantificação dos momentos estabilizador e derrubador em relação ao pé de jusante da barragem determinou os valores,

Momento estabilizador (ΣM_{est})	715903 kNm
Momento derrubador (ΣM_{est})	635497 kNm

Vindo CS_{der} = 1,13, ainda que sendo ligeiramente inferior a 1,15, admitindo-se que se verifica a estabilidade ao derrube.

c) Estabilidade ao deslizamento

A quantificação da componente resultante das forças verticais e tangenciais na secção S2 determinou os valores,

Resultantes das forças verticais (N)	19948 kN
Resultantes das forças tangenciais (T)	24208 kN

Pelas NPB o coeficiente de segurança ao deslizamento virá, CS_{desl} = 0,7 , o que não verifica a segurança visto ser inferior à unidade e pelo critério do USACE virá, CS_{desl} = 0,86, o que sendo inferior a 1,10 não verifica a segurança em relação ao deslizamento.

e) Análise de tensões e formação de fissura

A análise da excentricidade permite verificar que e = 16,67 m que é um valor superior a 6,9 m, estando assim a secção traccionada numa zona extensa a montante.

Obtêm-se as seguintes valores das tensões efectivas a montante e a jusante da secção verificando-se que $\sigma_{montante}$= -0,85 MPa, $\sigma_{linha\ drenos}$= -0,43 MPa e $\sigma_{jusante}$= 1,63 MPa, que são valores superiores aos das resistências máximas admitidas, correspondendo a uma significativa tracção a montante na secção S_2.

Admitindo que a ligação não admite resistência à tracção o cálculo do comprimento de fissura indica que se forma uma fissura na base de comprimento de L_f = 12,13 m, que corresponde a cerca de 29% do desenvolvimento da secção da base.

Nesta situação na extremidade da fissura a tensão é nula $\sigma_{montante}$= 0 MPa, e $\sigma_{jusante}$= 1,63 MPa, valor que é inferior ao máximo da resistência à compressão do betão e da rocha de fundação.

9.3.3.11 - Análise da secção S2 na situação correspondente à albufeira no (NPA+SPcom drenagem 50%) e após actuação do sismo base de projecto (SMP=0,3g)

a) Estabilidade ao derrube

A quantificação dos momentos estabilizador e derrubador em relação ao pé de jusante da barragem determinou os valores indicados no Quadro 9-1, vindo CS_{der} = 1,31, o que sendo inferior a 1,50 o que não verifica a estabilidade, podendo-se contudo admitir que este valor possa prevalecer temporariamente até se realizarem obras de reforço na estrutura.

b) Estabilidade ao deslizamento

A quantificação da componente resultante das forças verticais e tangenciais na secção S2 determinou os valores,

Resultantes das forças verticais *(N)*	13222 kN
Resultantes das forças tangenciais *(T)*	12005 kN
Subpressão na base da barragem (em secção fissurada)	13115 kN

Pelas NPB o coeficiente de segurança ao deslizamento virá, CS_{desl} = 0,78 , o que não verifica a segurança visto ser inferior à unidade e pelo critério do USACE virá, CS_{desl} = 1,35, o que não sendo próximo de 2,00 não permite verificar a segurança em relação ao deslizamento.

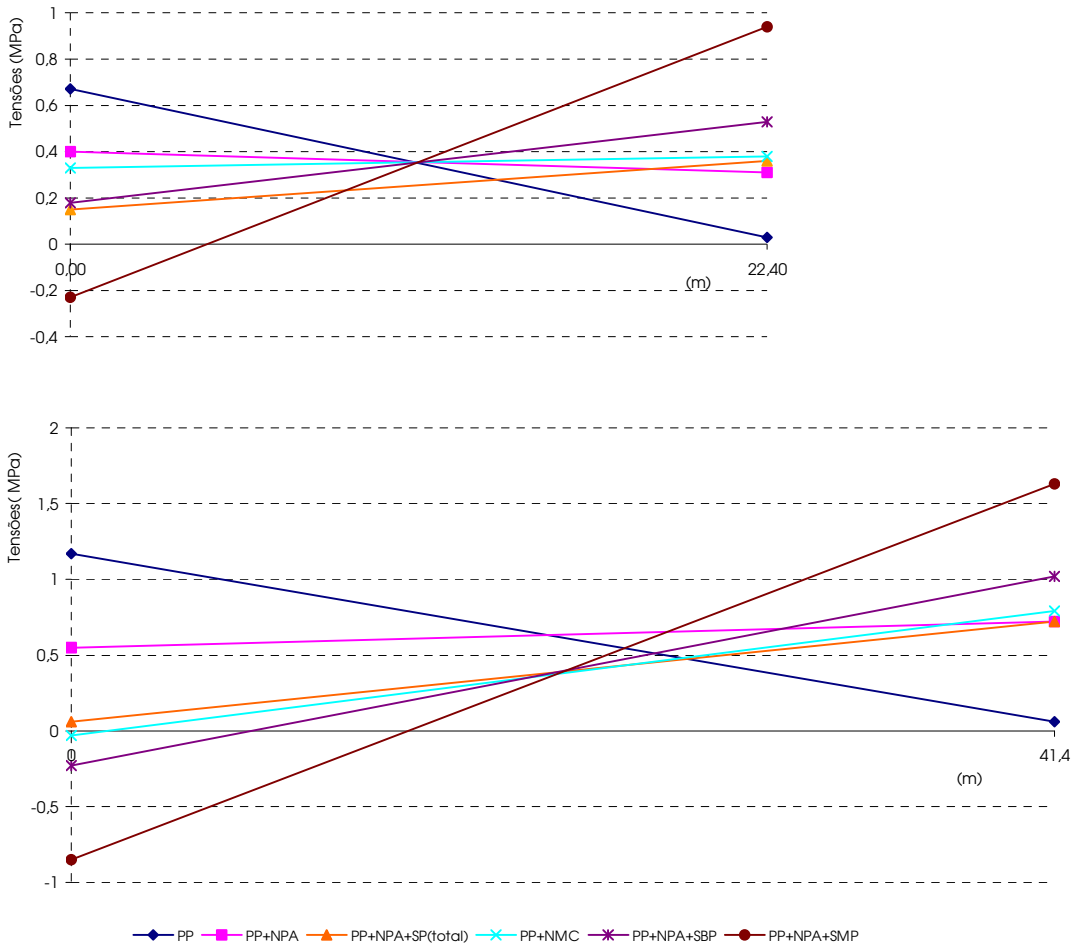
Na Figura 9-5 apresenta-se a evolução das tensões na secção da barragem S1 e secção S2, de contacto com a fundação.

Situações de análise	Combinação de acções (secção S1)	Drenagem	Excentricidade do carregamento (m)	Fissura (m)	Secção resistente (%)	Tensão normal efectiva (MPa)			Esforço de corte (kN)	Tensão tangencial média (MPa)	Esforço normal (kN)	Coeficiente de segurança ao deslizamento		Momento Estabilizador (kNm)	Mom. Derrubador (kNm)
						Montante	Drenagem	Jusante				NPB	CORPS		
Situações frequentes	**PP+NPA**	Não	0,51	0,00	100	0,40	---	0,31	3125	0,14	7950	2,60	5,90	117459	26042
Situações pouco frequentes	**PP**	Não	3,40	0,00	100	0,67	---	0,03	0,00	---	7794	---	---	26757	0,00
	PP+NPA+SBP(0,1g)	Não	1,84	0,00	100	0,18	---	0,53	4783	0,21	7950	2,03	3,85	117459	43037
Situações extremas	**PP+NMC**	Não	0,30	0,00	100	0,33	---	0,38	3511	0,16	7969	2,80	5,30	117879	31016
	PP+NPA+SP(E=100%)	Não	1,73	0,00	100	0,15	---	0,36	3125	0,14	5150	1,88	4,83	117459	67846
	PP+NPA+SMP(0,3g)	Não	6,15	0,00	100	**-0,23**	---	0,94	8100	0,36	7950	1,20	2,28	117459	77329
Verificações após sismo	**PP+NPA após SBP(0,1g)**	Não é necessário verificar esta condição visto não ocorrer formação de fissura para PP+NPA+SBP(0,1g), verificando-se as condições de segurança observadas em PP+													
	PP+NPA+SMP(0,3g)	Não	0,47	5,48	75,54	0,15	---	0,36	3125	0,14	7265	2,28	4,93	117459	31837

Observações: Convenção de sinais nas tensões (-tracção;+compressão)
(1) Tensão de resistênciamáxima à tracção no betão excedida.
(2) Considerado actuar a subpressão máxima a montante e zero a jusante formação de fissura.
(3) Necessário obras de reabilitação nas zonas fissuradas.

Situações de análise	Combinação de acções (secção S2)	Drenagem	Excentricidade do carregamento (m)	Fissura (m)	Secção resistente (%)	Tensão normal efectiva (MPa)			Esforço de corte (kN)	Tensão tangencial média (MPa)	Esforço normal (kN)	Coeficiente de segurança ao deslizamento		Momento Estabilizador (kNm)
						Montante	Drenagem	Jusante				NPB	CORPS	
Situações frequentes	**PP+NPA+SP(E=100%)**	Sim	0,96	0,00	100	0,55	---	0,72	12005	0,29	26337	1,53	2,50	715903
	PP+NPA+SP(E=50%)	Sim	3,73	0,00	100	0,06	0,31	0,72	12005	0,29	19948	1,18	2,01	715903
Situações pouco frequentes	**PP**	Não	6,17	0,00	100	1,17	---	0,06	0	---	25737	---	---	158795
	PP+NPA+SP(E=0%)	Não	5,90	0,00	100	0,06	0,13	0,72	12005	0,29	16194	**0,97**	1,70	715903
	PP+NPA+SP(E=50%)+ SBP(0,1g)	Sim	7,89	2,60	94	**(-0,23) (0,00)**	(0,02) (0,04)	(1,02) (1,40)	16073	0,41	19948	1,09	1,50	715903
Situações extremas	**PP+NMC+SP(E=50%)**	Sim	4,62	0,00	100	-0,03	0,24	0,79	12571	0,30	18768	1,11	1,82	718338
	PP+NPA+SP(E=50%)+ SMP(0,3g)	Sim	16,67	12,13	71	**(-0,85) (0,0)**	**(-0,43) (0,00)**	(1,63) (1,80)	24208	0,83	19948	**0,69**	**0,82**	715903
Verificações após sismo	**PP+NPA+SBP(0,1g)**	SIm	4,07	2,60	100	0,06	0,13	0,72	12005	0,31	19650	1,16	1,96	715903
	PP+NPA+SMP(0,3g)	SIm	7,85	12,13	100	0,06	0,13	0,72	12005	0,41	13222	**0,78**	1,35	715903

Quadro 9-1 - Condições de estabilidade na barragem para as secções S1 e S2.



Secções da barragem (S1) e (S2) ; (+ compressão ; - tracção)

Figura 9-5 - Evolução das tensões na secção da barragem (S1) e na secção de contacto entre a barragem e a fundação (S2), através da análise pseudo-estática.

9.4 - ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DA ESTRUTURA

O estudo do comportamento estrutural, para equilíbrio dinâmico, que é seguidamente apresentado, foi efectuado pelo método dos elementos finitos, tendo-se utilizado o programa *Ansys* e a mesma malha adoptada nos estudos de equilíbrio estático.

No âmbito da caracterização do comportamento dinâmico da obra nos cenários de albufeira vazia e de albufeira cheia (cota do NPA), apresentam-se nos quadros (Quadro 9-2 e Quadro 9-3) os valores das 5 primeiras frequências próprias de vibração e dos factores de participação desses modos. Devido à massa de água aderente ao paramento de montante as frequências são menores nos casos da albufeira cheia relativamente à albufeira vazia.

Para os dois cenários ilustra-se nas figuras Figura 9-7 e Figura 9-8 as configurações e frequências próprias dos primeiros cinco modos de vibração obtidos com o modelo bidimensional, referente ao modelo analisado em 9.6 -.

Nessas figuras representa-se também a configuração da barragem indeformada. Verifica-se que o modo fundamental, correspondente ao primeiro modo, apresenta a deformação típica de flexão, estando-lhe associada uma frequência de 6,30 Hz. O segundo modo apresenta uma deformada em que a componente vertical da barragem é preponderante e o terceiro modo apresenta semelhança geométrica com o primeiro modo. O quarto modo corresponde a uma deformada de flexão, mas com rotação em duas zonas da estrutura, base e zona de mudança de geometria. Pode também verificar-se que as frequência próprias se encontram bem separadas. Há uma diferença significativa no quinto modo de vibração para a situação de albufeira vazia e albufeira cheia.

Na Figura 9-6 representa-se a distribuição de massas adicionais sobre o paramento de jusante da barragem, correspondente à situação de albufeira no NPA.

Quadro 9-2– Modelo bidimensional. Frequências naturais e factores de participação dos cinco primeiros modos de vibração, para a situação de albufeira vazia.

Modo	**Frequência w_n**	**Factores de participação**	
	f(Hz)	Direcção X	Direcção Y
1	6,66	1,2993	0,29570
2	13,39	-0,40860	1,5466
3	14,21	-0,78784	-0,27338
4	24,56	0,34498	0,12555
5	38,99	0,43312E-01	-0,21836

Quadro 9-3– Modelo bidimensional. Frequências naturais e factores de participação dos cinco primeiros modos de vibração na situação de albufeira cheia.

Modo	**Frequência w_n**	**Factores de participação**	
	f(Hz)	Direcção X	Direcção Y
1	5,32	1,6626	0,21009
2	11,83	-1,0165	0,96548E-01
3	13,33	-0,18306	1,5809
4	21,04	0,39211	0,96436E-01
5	33,10	-0,16379	-0,50744E-01

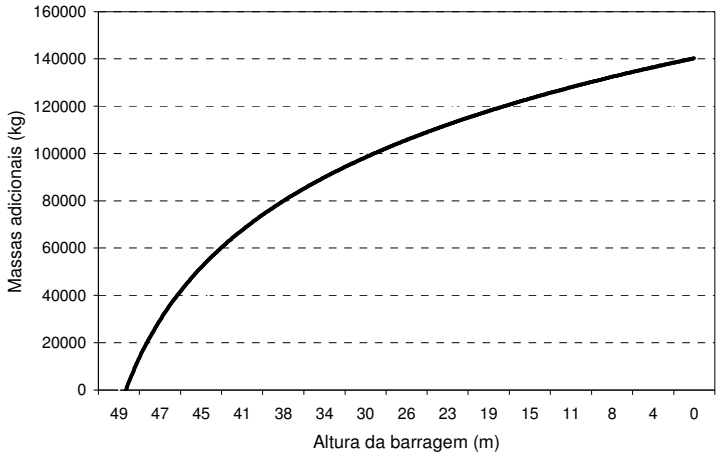
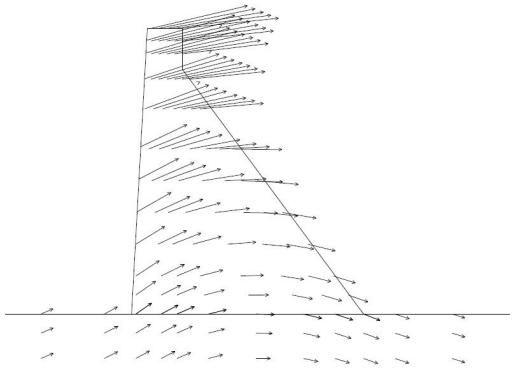
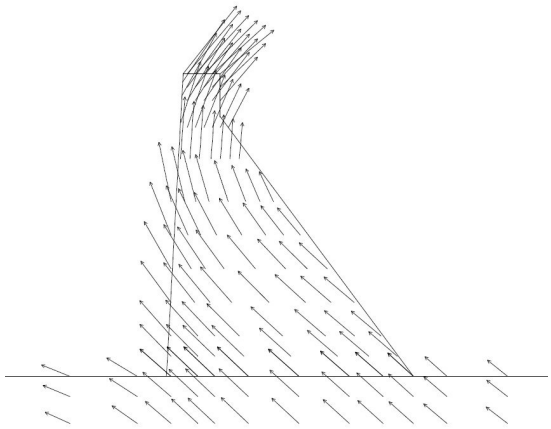


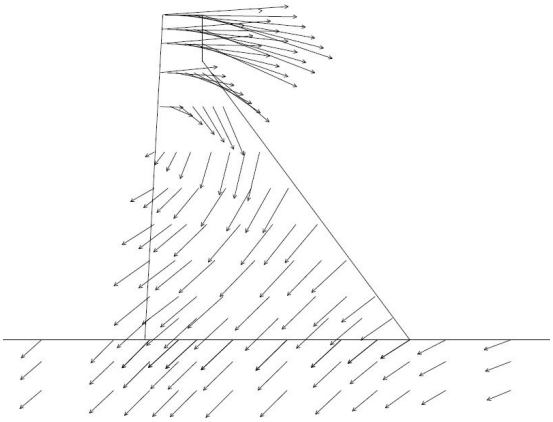
Figura 9-6 – Diagrama de massas adicionais considerado no modelo bidimensional.



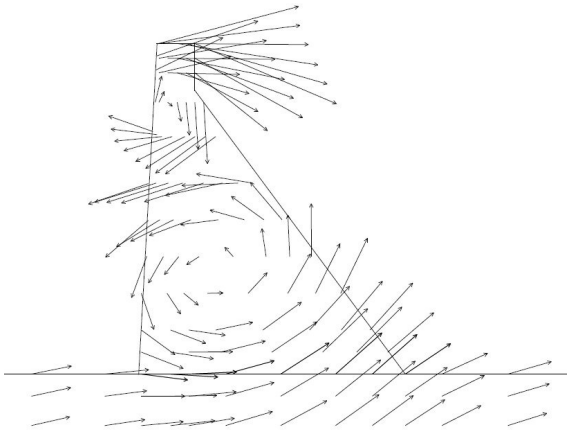
Modo 1 ; f1 = 6,66 Hz



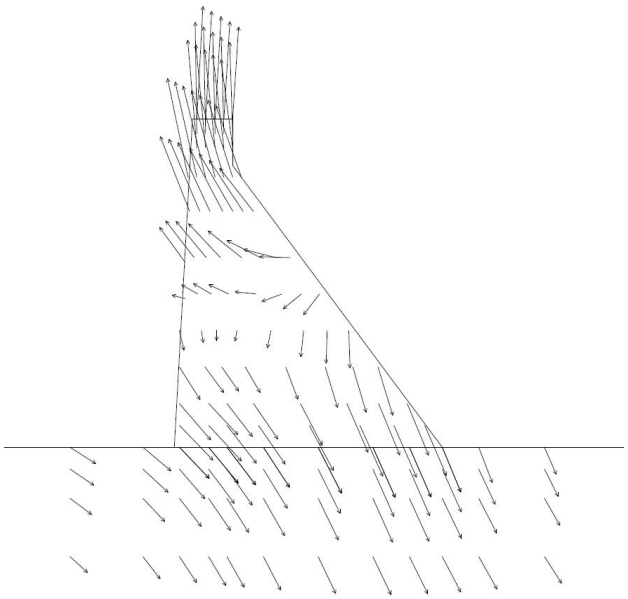
Modo 2 ; f2 = 13,38 Hz



Modo 3 ; f3 = 14,22 Hz

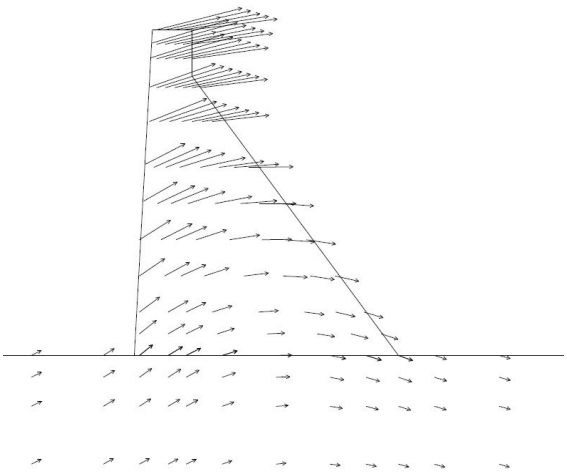


Modo 4 ; f4 = 24,59 Hz

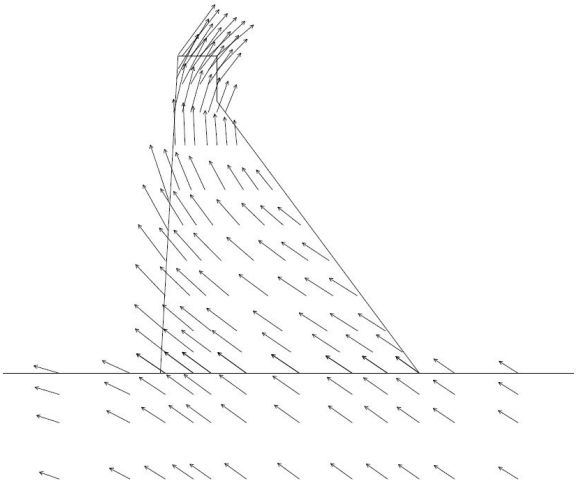


Modo 5 ; f5 = 39,00 Hz

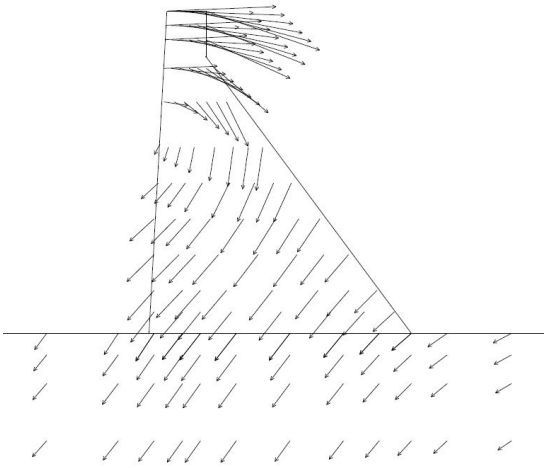
Figura 9-7 – Configuração e frequências próprias dos 5 primeiros modos de vibração da barragem do modelo bidimensional (2D), na situação de albufeira vazia.



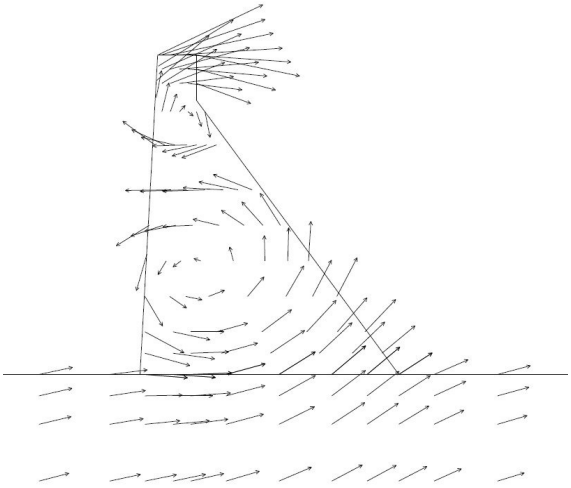
Modo 1 ; f1 = 5,32 Hz



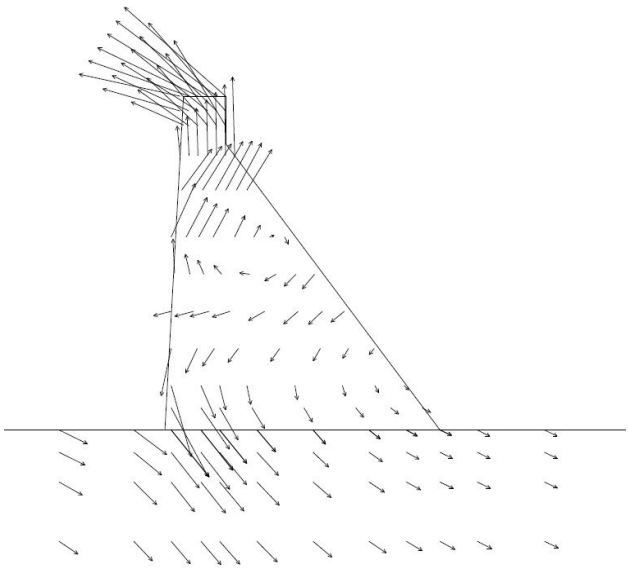
Modo 2 ; f2 = 11,83 Hz



Modo 3 ; f3 = 13,33 Hz

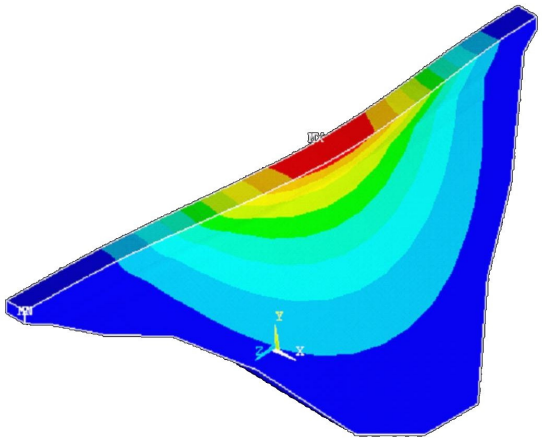


Modo 4 ; f4 = 21,04 Hz

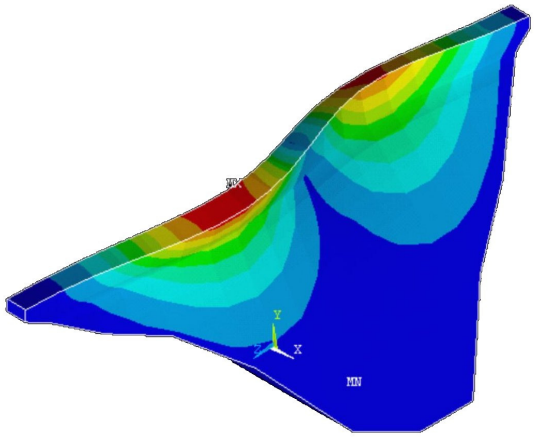


Modo 5 ; f5 = 33,10 Hz

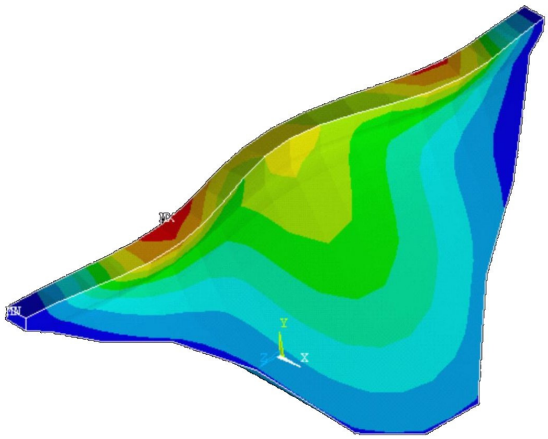
Figura 9-8 – Configuração e frequências próprias dos 5 primeiros modos de vibração da barragem do modelo bidimensional, para a situação de albufeira cheia.



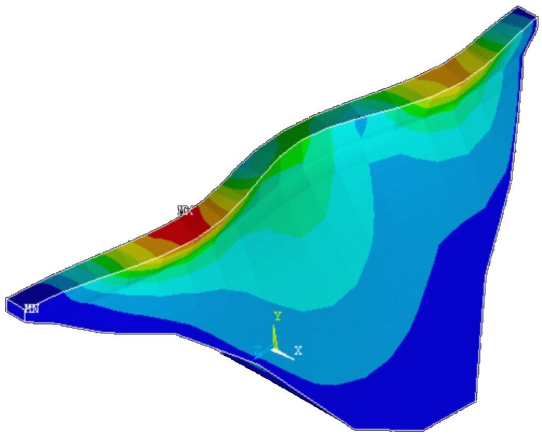
Modo 1 ; f1 = 9.73 Hz



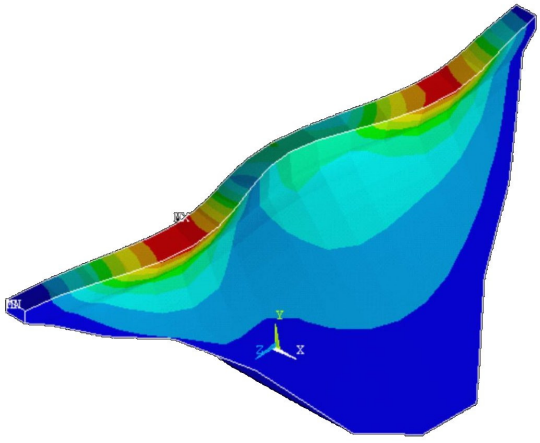
Modo 2 ; f2 = 13,95 Hz



Modo 3 ; f3 = 17,89 Hz



Modo 4 ; f4 = 18,12 Hz



Modo 5 ; f5 = 18.21 Hz

Figura 9-9– Configuração e frequências próprias dos 5 primeiros modos de vibração da barragem do modelo tridimensional (3D), na situação de albufeira vazia.

No Quadro 9-4 apresenta-se as características dos 5 primeiros modos de vibração da estrutura, frequências próprias e factores de participação. Na Figura 9-9 representa-se a configuração e as frequências próprias dos 5 primeiros modos de vibração da barragem referente ao modelo tridimensional (3D) analisado em 9.5 -, para a situação de albufeira vazia.

Quadro 9-4– Modelo tridimensional. Frequências naturais e factores de participação dos cinco primeiros modos de vibração.

Modo	**Frequência w_n**	**Factores de participação**			**Configuração do modo**
	f(Hz)	Direcção X	Direcção Y	Direcção Z	
1	9,7286	8,9837	2,1399	-0,0017	Simétrico
2	13,9526	0,1334	0,0387	0,3745	Anti-simétrico
3	17,8909	-3,0015	9,8811	4,2910	Simétrico
4	18,1205	-0,2711	1,2681	-9,3480	Simétrico
5	18,2086	1,5964	-5,4306	5,7155	Simétrico

9.5 - ANÁLISE ESTRUTURAL POR ESPECTRO DE RESPOSTA

A análise do comportamento dinâmico da barragem foi também realizada pelo método da sobreposição modal. A análise de estabilidade foi feita com o recurso ao modelo de elementos finitos tridimensional descrito, tendo-se escolhido para apresentação os resultados relativos à secção de maior altura da barragem, coincidente com a considerada na análise por coeficientes sísmicos.

No estudo do comportamento estrutural da barragem foi considerado um estado de tensão tridimensional e o maciço de fundação foi suposto ser homogéneo e isótropo, com um comportamento elástico e linear, tendo sido utilizados elementos finitos na sua modelação, resultando um desenvolvimento até uma distância de cerca de vez e meia a máxima dimensão da estrutura de betão.

Na fronteira dos elementos que modelam o maciço rochoso de fundação considerou-se que os nós estavam fixos na base e permitiu-se, nas fronteiras em planos verticais, o deslocamento vertical dos nós para uma modelação mais aproximada das deformações elásticas do maciço e melhor simulação dos deslocamentos da estrutura da barragem. A massa de água aderente ao paramento de montante, que vibra com a barragem, é correspondente ao caso do reservatório no NPA.

As análise foram realizadas em modelo gerado no programa de cálculo *Ansys* (Figura 9-10).

Na resolução pelo método dos espectros de resposta são considerados apenas os primeiras cinco modos naturais de vibração da estrutura, uma vez que se verifica que os modos superiores deixam de contribuir com significado para a resposta total da estrutura.

9.5.1 - Caracterização das acções e combinações de acções

Dado o tipo estrutural de barragem, não se considerou a instalação do peso próprio tendo em conta o faseamento da construção, admitindo-se a sua instalação numa única fase.

Nos cálculos de estabilidade realizados foi considerada a actuação na barragem e fundação a acção térmica sazonal do ar e a referente à água da albufeira de montante para a cota do NPA(49,0).

Para se efectuar a definição do campo térmico instalado na barragem considerada no modelo tridimensional determinou-se o estado térmico da barragem para as diferentes épocas do ano mediante um estudo de condução de calor.

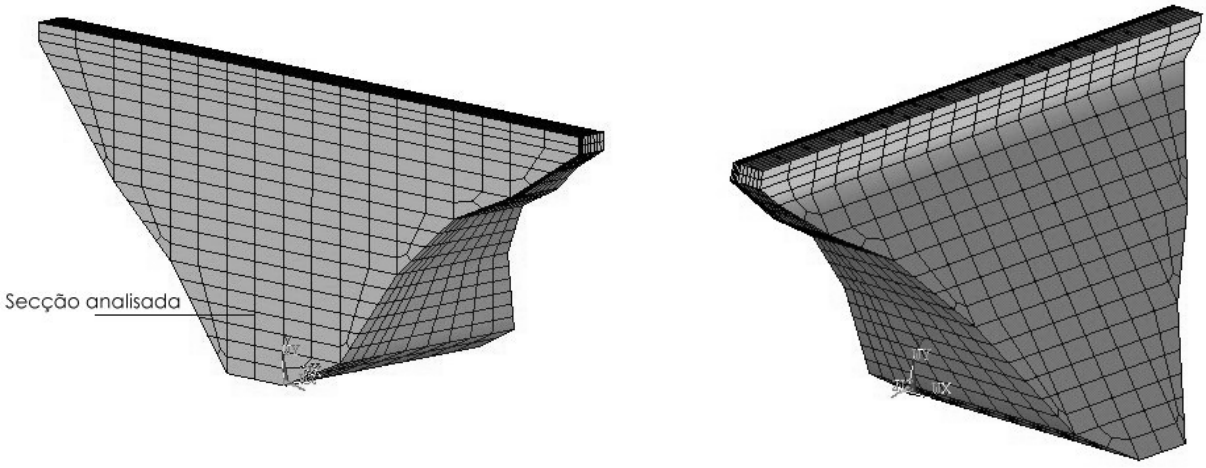


Figura 9-10 – Vista de montante e de jusante do modelo tridimensional da estrutura da barragem sem fundação.

Para o efeito, foram impostas variações sinusoidais nas fronteiras, com valor médio nulo, para as leis de variação anual da acção térmica do ar e da água do tipo $T(t) = - S_a \cos (2 \pi (t - t_0) / 365)$. Na expressão S_a representa a semi-amplitude da onda térmica, expressa em graus centígrados, e t_0 a fase, expressa em dias relativamente ao início de cada ano. Os parâmetros que definem a temperatura do ar e da água são indicados no Quadro 9-5.

Quadro 9-5 – Definição das acções térmicas do ar e da água.

Acção térmica	**T média T_m (ºC)**	**Semi-amplitude S_a (ºC)**	**Fase t_0 (dias)**
Nas faces expostas ao ar	16,5	8,5	22
Acção térmica da água (para o NPA)	T média T_m (ºC)	Semi-amplitude S_a (ºC)	Fase t_0 (dias)
à superfície	16,0	8,5	22
a 20 m de profundidade	14,5	6,0	45
a 40 m de profundidade	14,0	4,0	55

Com base nestas hipóteses determinou-se, com uma aproximação adequada, o regime médio da evolução anual das variações das temperaturas instaladas em todos os nós da malha do modelos para o corpo da barragem e para a fundação, relativamente aos seus valores médios. Em seguida seleccionaram-se as épocas térmicas características de Inverno e de Verão, definidas como sendo aquelas em que se verificam os extremos do valor diário da variação da temperatura da barragem, calculada pela média ponderada volumetricamente ao corpo da barragem, às variações de temperatura nos nós. Nesta análise não foi considerada a acção de eventuais depósitos sólidos.

Para a caracterização da acção sísmica adoptou-se a seguinte metodologia:

- O sismo base de projecto (SBP) foi considerado equivalente ao sismo base de operação (OBE) do boletim 72 do (CIGB/ICOLD, 1989). Este sismo é definido como a acção que não afecta a operacionalidade da barragem, estruturas associadas e equipamentos. O SBP deve ser assim calculado por uma abordagem probabilística e definido como o movimento do solo, em termos de aceleração, velocidade ou deslocamento, com 50% de probabilidade de excedência em 100 anos, que corresponde a um período de retorno de 144 anos. Tendo em conta esta metodologia

o valor médio da aceleração de pico médio em rocha foi definido para o SBP igual a 0,1g. O valor deste sismo foi considerado como actuando em cenários pouco-frequentes.

– O sismo máximo de projecto (SMP) é definido como a acção que, podendo causar danos significativos na barragem não afecta a contenção da albufeira, não se verificando a libertação não controlada de grandes quantidades de água. Segundo as (NPB, 1993), o SMP deve ser igual ao sismo máximo expectável (SME) para o caso de obras de risco potencial elevado.

Para a análise considera-se que a esta obra está associado um risco potencial significativo, pelo que, para o (SMP), toma-se o evento sísmico com probabilidade de excedência de 10% no período de exposição 1000 anos, evento a que está associado a um período de retorno de 9491 anos, adoptando-se a aceleração de pico de 0,30g. O efeito hidrodinâmico da albufeira foi quantificado a partir da formulação de Westergaard.

Com base nas acelerações do SBP e SMP estabeleceram-se os espectros de resposta elástico de acelerações de acordo com o definido no (EC8, 2000), para uma acção sísmica tipo I com duração de 10 s, representados na Figura 9-11, em que β_0=2,6, η=1, S=1, K_1=1, K_2=2, T_B=0,08s, T_C=0,30s e T_D=2,40s.

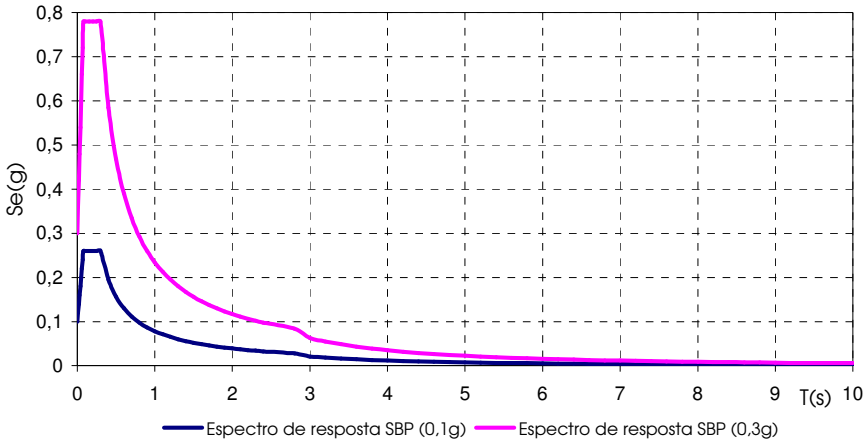


Figura 9-11 - Espectros de resposta elástico de acelerações para o SBP e SMP segundo o EC8.

Para verificação das condições de estabilidade da barragem para a fase de exploração foram consideradas as combinações de acções correspondentes a cenários de três tipos:

– Cenários com probabilidade de ocorrência elevada, que se verificam um número significativo de vezes durante a vida da obra, designados por cenários frequentes;
– Cenários com baixa probabilidade de ocorrência no período de vida da obra, designados por cenários pouco frequentes e que estão associados ao não funcionamento da rede de drenagem ou à actuação do sismo base de projecto;
– Cenários de verificação do comportamento estrutural da barragem designados por cenários de ocorrência excepcional ou de acidente, e que estão associados à actuação do sismo máximo de projecto.

9.5.2 - Análise de tensões e deslocamentos

Para cada uma das acções e combinações de acções consideradas determinaram-se as tensões principais e os deslocamentos e estando os resultados apresentados na Figura 9-12 e Figura 9-13.

a) Cenários frequentes (quase-permanentes)

Para a análise de tensões no corpo da barragem, os cenários frequentes considerados englobam a actuação do peso próprio, pressão hidrostática e acções térmicas. Genericamente verifica-se que os

níveis de tensão obtidos para os cenários correntes frequentes são compatíveis com os valores de resistência dos materiais constituintes da barragem.

Relativamente à acção conjunta do peso próprio e com a pressão hidrostática, o corpo da barragem está sempre comprimido, havendo apenas pequenas tracções na fundação a montante de cerca de 0,1MPa. A combinação destas acções com as épocas extremas de Inverno origina o aparecimento de ligeiras tracções superficiais nos paramentos de montante e de jusante. Para a situação de Verão o aparecimento de tracções é reduzido e limita-se a uma pequena zona no núcleo da barragem.

Em termos de deslocamentos a actuação das acções da pressão hidrostática e da acção térmica de Inverno origina na estrutura deslocamentos que são essencialmente dirigidos para jusante, enquanto que para a acção térmica de verão apresenta os deslocamentos são para montante.

b) Cenários pouco frequentes (raros)

Para a acção isolada do peso próprio (PP) as tensões principais são de compressão e aumentam na proximidade da base da barragem, ocorrendo a tensão máxima de compressão sendo a deformada da estrutura predominantemente vertical e dirigida para montante.

A análise estrutural relativa a estes cenários contempla a combinação do sismo base de projecto (SBP), associado a um período de retorno de 144 anos, com as acções consideradas nos cenários anteriores.

Assim, para a combinação desta acção com o (PP) e a pressão hidrostática para o nível da albufeira correspondente ao NPA continua a verificar-se que a barragem tem um comportamento estrutural em que se verificam apenas tensões de compressão. Na fundação da barragem, a montante, as tensões registam pequenos valores de tracção.

Quando a esta combinação se adicionam as acções térmicas verifica-se que na situação de Inverno a barragem fica submetida a um campo de tracções em ambos os paramentos numa faixa do paramento de montante. Nesta acção ocorrem tracções na fundação, tanto a montante como a jusante.

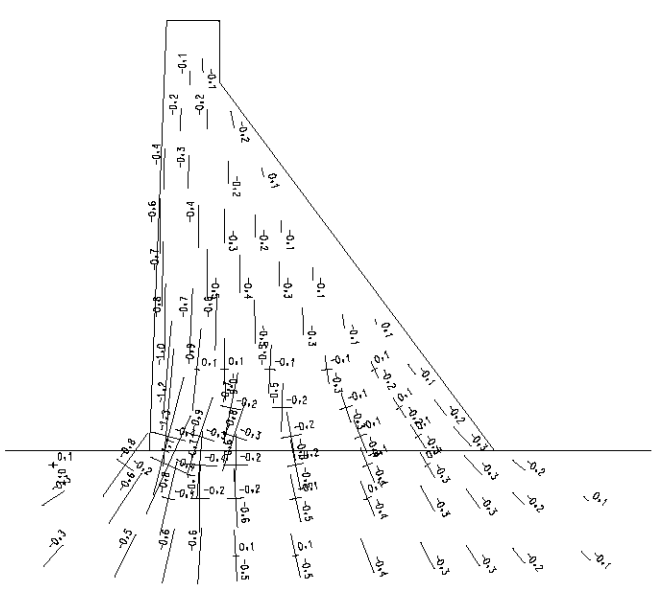
Para a situação de Verão a barragem apresenta-se comprimida, à excepção de uma pequena zona do núcleo localizada a meia altura com tracções.

c) Cenários de ocorrência excepcional (acidente)

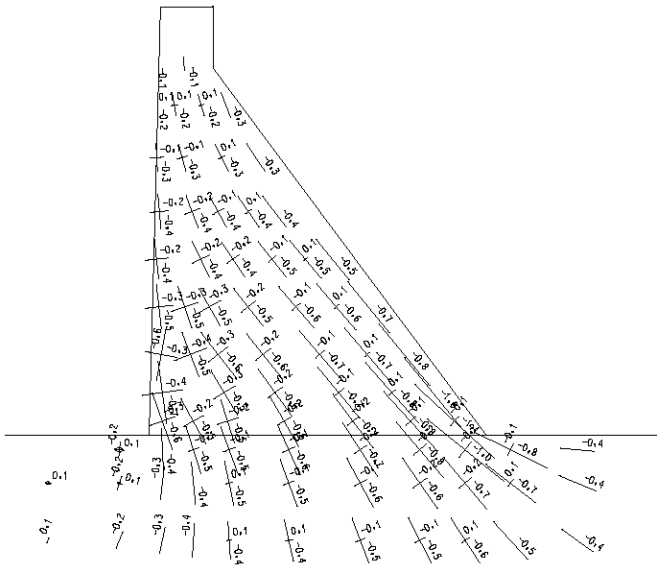
Para a combinação do sismo máximo de projecto estrutural (SMP), associado a um período de retorno de 949 anos, com o (PP) e com a pressão hidrostática para o nível da albufeira, sem acções térmicas, verificam-se tensões de tracção em toda a zona dos paramentos. Quando se adiciona a esta combinação as acções térmicas verifica-se que na situação de Inverno a barragem fica submetida a um campo de tracções em ambos os paramentos.

As zonas de tracção localizam-se numa faixa do paramento de montante e no paramento de jusante. Para a situação de Verão a barragem apresenta-se comprimida nos paramentos e com o núcleo traccionado com valores baixos.

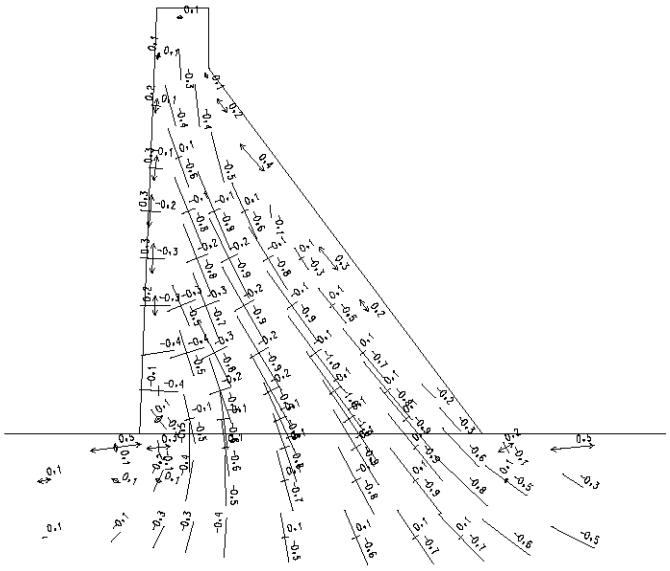
Nas Figura 9-14 e Figura 9-15 apresenta-se para a secção de maior altura da barragem os deslocamentos para as principais acções sobre a barragem.



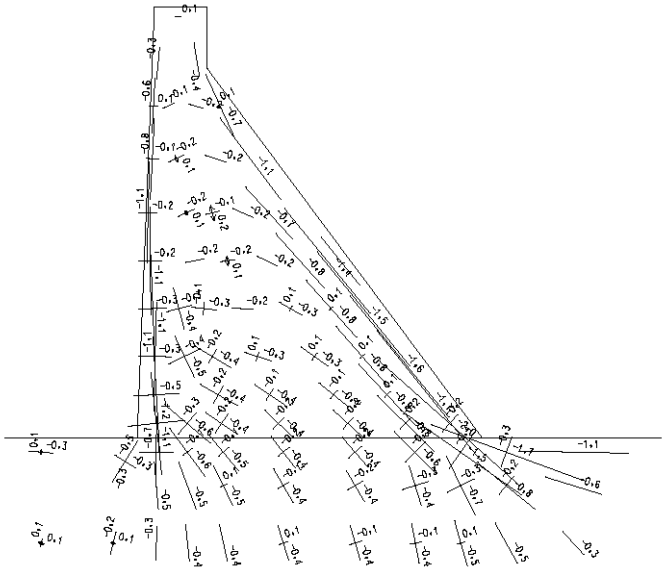
PP



PP+NPA(49,0)

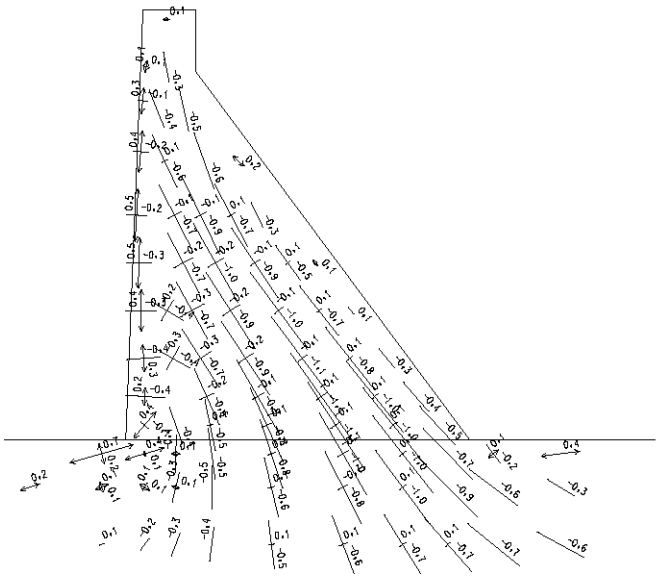


PP+NPA(49,0)+INV

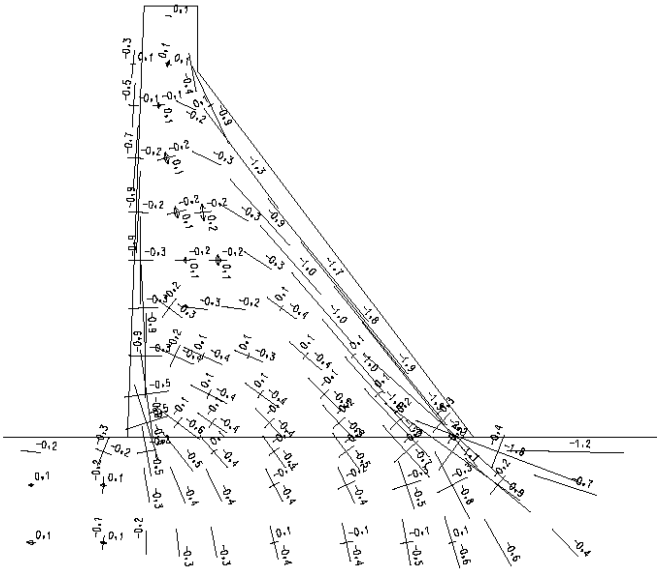


PP+NPA(49,0)+VER

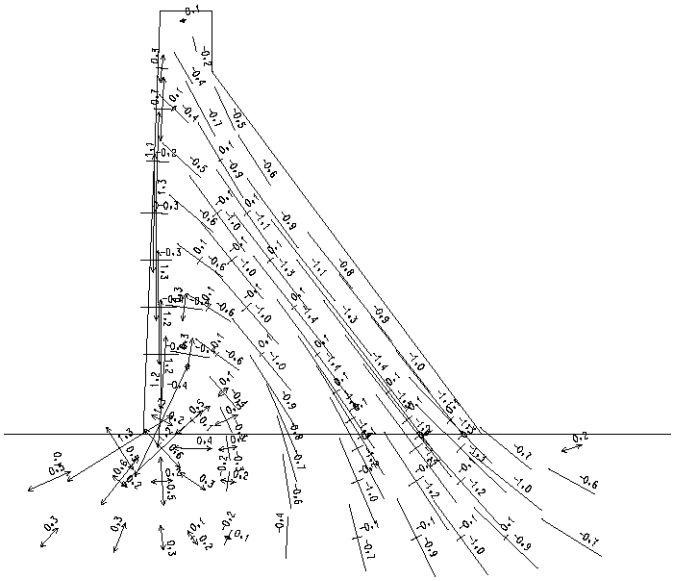
Figura 9-12– Tensões principais em (MPa) para as principais combinações de acções estáticas sobre a barragem, obtidas com o modelo tridimensional para a secção de maior altura.



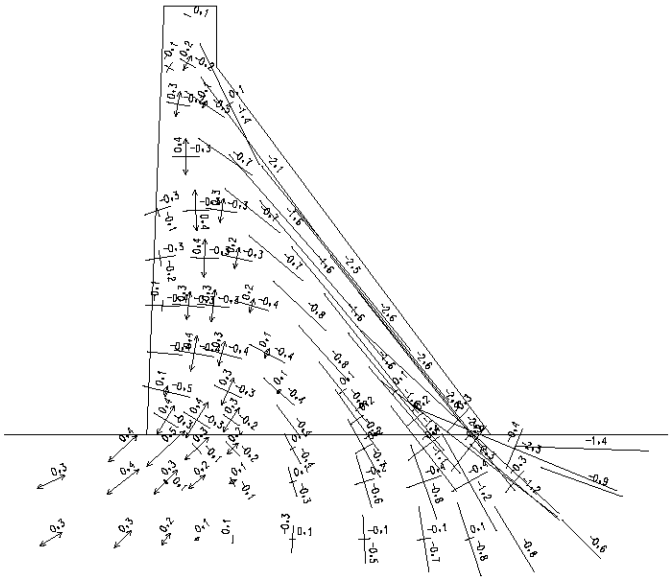
PP+NPA(49,0)+INV+SBP(0,1g)



PP+NPA(49,0)+VER+SBP(0,1g)

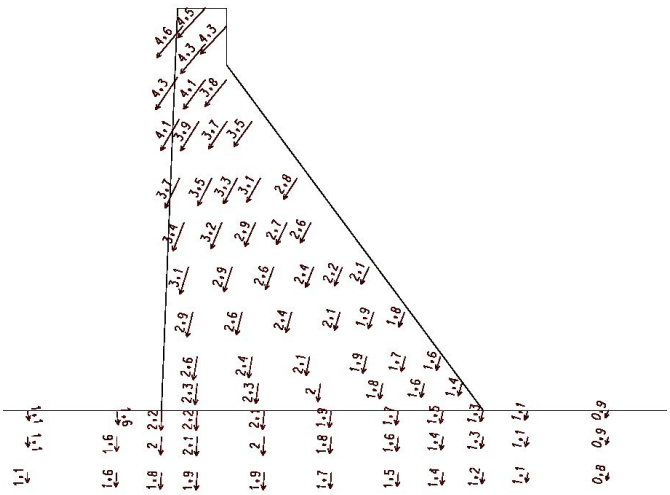


PP+NPA(49,0)+INV+SMP(0,3g)

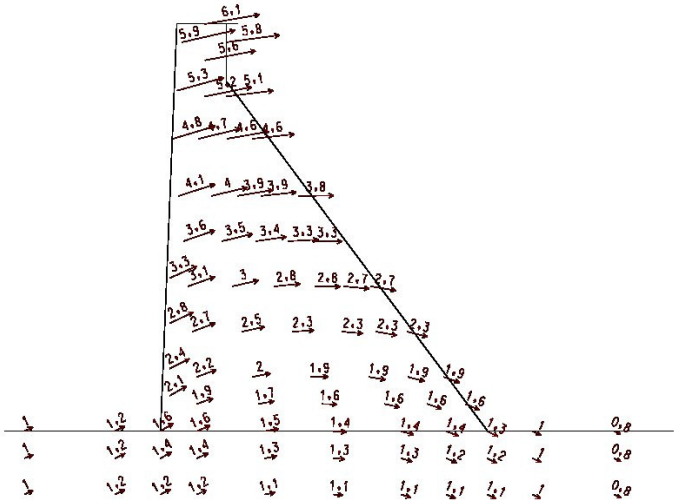


PP+NPA(49,0)+VER+SMP(0,3g)

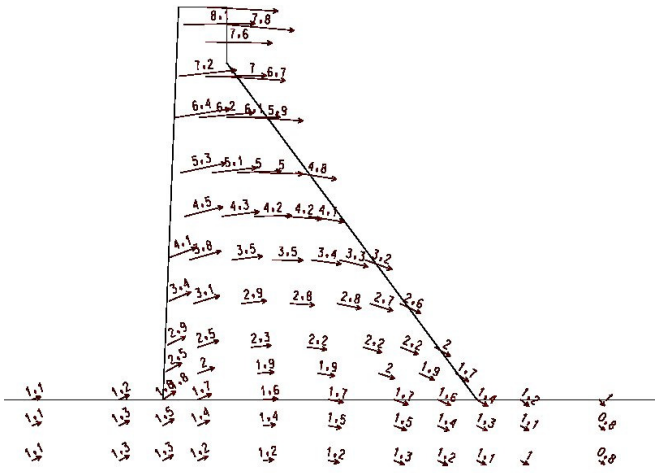
Figura 9-13 – Tensões principais em (MPa) para as principais combinações de acções dinâmicas sobre a barragem, obtidas com o modelo tridimensional para a secção de maior altura.



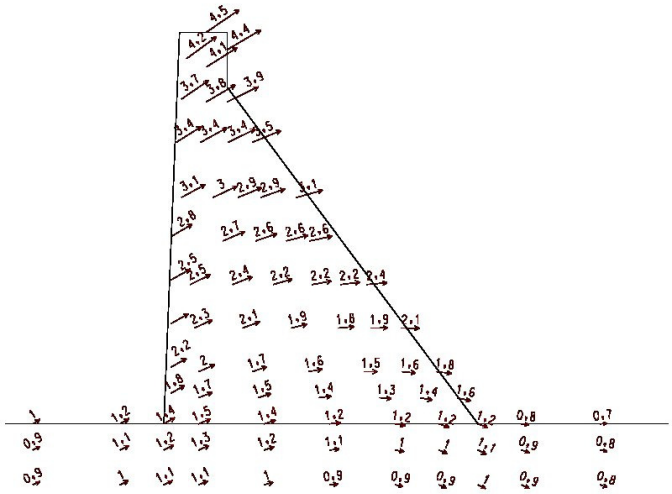
PP



NPA(49,0)

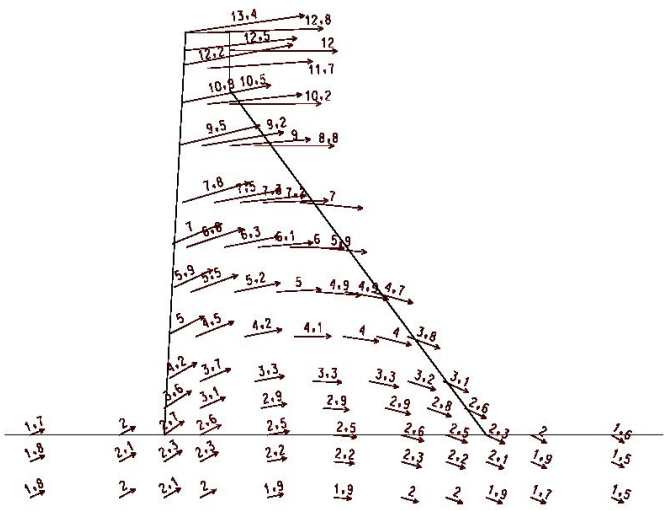


NPA(49,0)+INV

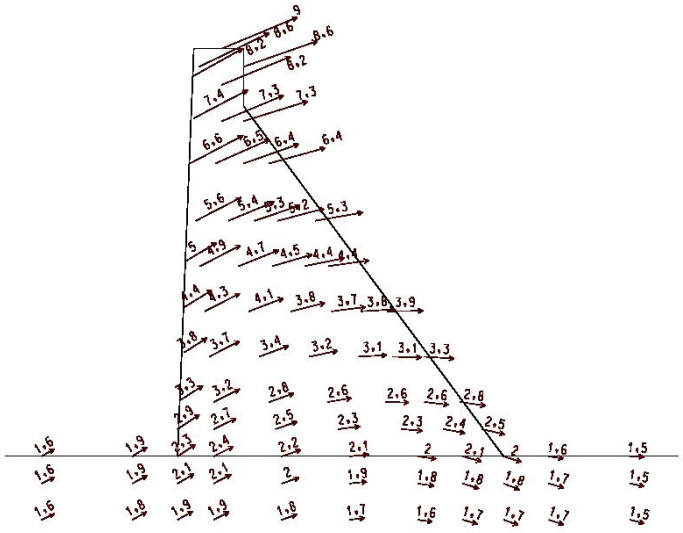


NPA(49,0)+VER

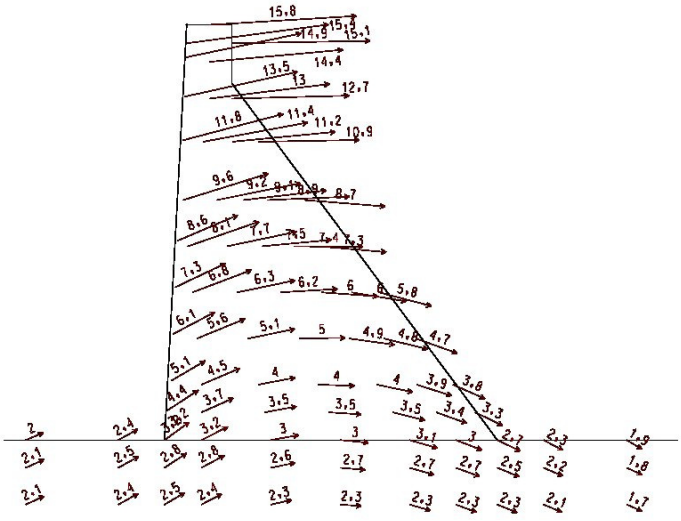
Figura 9-14– Deslocamentos em (mm) para as principais combinações de acções estáticas sobre a barragem, obtidas com o modelo tridimensional para a secção de maior altura.



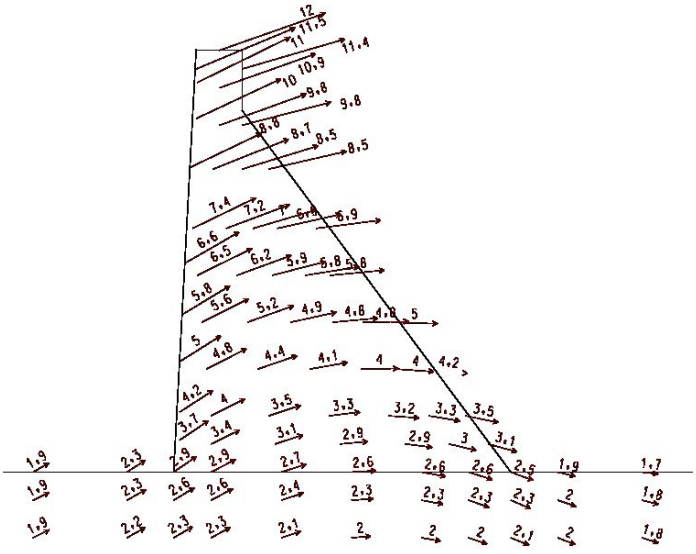
PP+NPA(49,0)+INV+SBP(0,1g)



PP+NPA(49,0)+VER+SBP(0,1g)



PP+NPA(49,0)+INV+SMP(0,3g)



PP+NPA(49,0)+VER+SMP(0,3g)

Figura 9-15 – Deslocamentos em (mm) para as principais combinações de acções dinâmicas sobre a barragem, obtidas com o modelo tridimensional para a secção de maior altura.

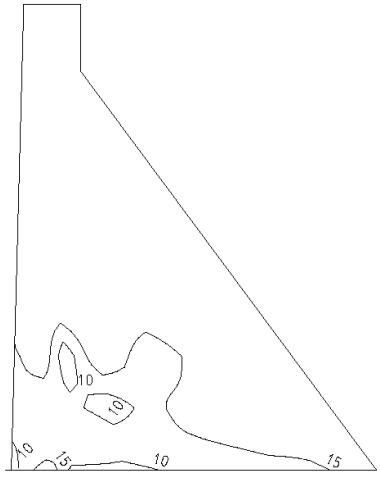
9.5.3 - Análise da segurança à rotura pelo critério de Mohr-Coulomb

Para os principais cenários de combinações de acções procedeu-se também à verificação do critério de Mohr-Coulomb em relação aos estados de tensão calculados nos elementos da malha que modelam a barragem.

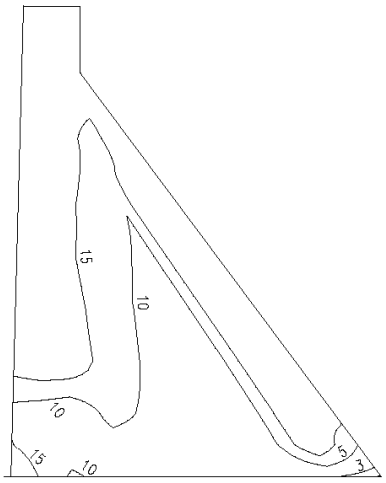
Para o efeito, considerou-se uma curva intrínseca de resistência para o betão, definida pelos valores de 2,5 MPa para a coesão, de 55º para o ângulo de atrito e de 1,5 MPa para a resistência à tracção (cerca de 10% da resistência à compressão), calculando-se em seguida os valores dos coeficientes de majoração K associados a cada estado de tensão que conduzem à situação de rotura.

Nestas condições, K é definido pela expressão $K = \frac{c\cos\varphi}{R - \sigma_0 sen\varphi}$ sendo c a coesão e φ o ângulo de atrito e

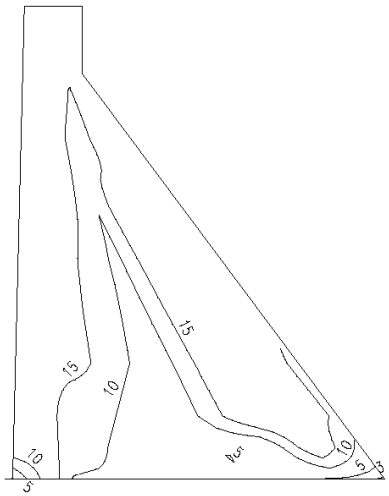
R e σ_0 dados pelas expressões, $\sigma_0 = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{e}$ e $R = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4 + \tau_{xy}{}^2}}$



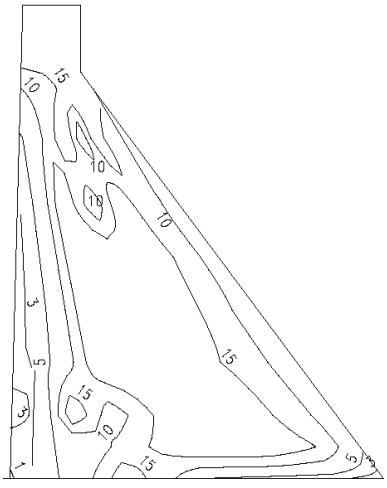
PP



PP+NPA(49,0)



PP+NPA(49,0)+SBP(0,1g)



PP+NPA(49,0)+SMP(0,3g)

Figura 9-16 – Coeficientes de segurança pelo critério de Mohr-Coulomb, obtidos a partir dos resultados das tensões determinadas na secção de maior altura com o modelo tridimensional.

Da análise dos resultados, resumidos na Figura 9-16, pode-se pois concluir que para os cenários envolvendo as acções estáticas e dinâmicas referentes ao SBP, e considerando os parâmetros anteriores, os coeficientes de segurança são elevados, confirmando a segurança da estrutura em relação à rotura do material. Para os cenários de actuação do SMP os coeficientes *K* aproximam-se do valor unitário junto à base de montante da barragem.

9.6 - ANÁLISE ESTRUTURAL AO LONGO DO TEMPO

9.6.1 - Descrição do programa de cálculo e do modelo utilizado

A análise transiente de barragens, análise ao longo do tempo através da representação da acção sísmica por séries de acelerações (acelerogramas), velocidades ou deslocamentos, tem sido desenvolvida em programas de cálculo, salientando-se, pela sua relevância na aplicação a barragens gravidade de betão, o programa designado por "*EAGD-84 – A computer program for earthquake analysis of concrete gravity dams*" (Chopra e Fenves, 1984).

Este programa permite avaliar a resposta ao longo do tempo para comportamento linear dos materiais do betão da barragem e da rocha de fundação de barragens de betão do tipo gravidade à acção dos sismos. Permite incluir a interacção conjunta do sistema formado pela barragem-albufeira-fundação e o efeito da absorção das ondas sísmicas pelos materiais sedimentares depositados no fundo da albufeira.

As acções sísmicas são traduzidas por acelerogramas que traduzem as acelerações na fundação, na direcção horizontal (a_h) e na direcção vertical (a_v), podendo o cálculo considerar a actuação isolada ou conjunta das componentes horizontal e vertical dessas acções. Os acelerogramas podem ser naturais ou gerados a partir dos espectros regulamentares e escalados para os diversos sismos de projecto (SBP), (SMP) e (SME).

A dissipação de energia na barragem é representada por um factor de amortecimento histerético constante, relacionado com coeficiente de amortecimento viscoso, de igual valor para todos os modos de vibração, através da expressão $\eta = 2\xi$ (USACE, 2003). A albufeira é idealizada como um domínio fluido, com profundidade constante e desenvolvimento infinito na direcção de montante e a absorção da energia pelos materiais depositados na fundação é caracterizada por um coeficiente de reflexão das ondas sísmicas.

Se o efeito da interacção entre a barragem e a fundação for incluído na análise, o programa permite que a matriz de rigidez dinâmica da região da fundação seja considerada nas equações do movimento da barragem. O sistema constituído pela barragem, albufeira e fundação é caracterizado por um estado plano de tensão ou de deformação, situação que se verifica na análise de barragens de betão com perfil gravidade. As equações de equilíbrio do movimento são traduzidas no domínio da frequência. As acções que este programa considera são o peso próprio, pressão hidrostática e acção sísmica sob a forma de acelerogramas.

O efeito hidrodinâmico da água contida na albufeira é assumido como sendo adequadamente modelado por uma equação de onda que se propaga a duas dimensões. A compressibilidade da água é também incluída na análise, uma vez que pode afectar significativamente a resposta de barragens gravidade em betão à acção dos sismos (Chopra, Anil K., 1968) e (Fenves, G., 1984).

Os resultados da análise fornecidos por este programa incluem os deslocamentos nodais e as tensões no centro de gravidade dos elementos ao longo de todos os instantes de tempo e os valores máximos e mínimos das tensões principais em cada elemento e o instante em que estes ocorrem. Os resultados dos deslocamentos nodais e as tensões para as acções do próprio e da pressão hidrostática são obtidos considerando a estrutura como um corpo rígido.

Na fase de análise dos resultados é possível determinar as resultantes dos esforços globais em secções, por integração dos valores das tensões, possibilitando, assim, determinar os parâmetros de segurança deste tipo de estruturas.

A eventual ocorrência de fissuração do betão ou da rocha de fundação não é directamente considerada, devendo essa análise ser investigada através de outras formulações.

Utilizando o programa referido, que contempla algumas alterações efectuadas no âmbito desta dissertação de forma a possibilitar o seu funcionamento no Sistema Internacional de Unidades (SI) e desenvolvimento de novos subprogramas para obtenção de resultados específicos, foi realizado um estudo de avaliação do comportamento estrutural da barragem à acção dos sismos simulando a actuação de uma acção extrema, ou acidental, na designação do EC8. Nesta análise inclui-se o efeito da interacção do sistema formado pela barragem-albufeira-fundação e de materiais que possam ser depositados, durante a exploração da obra, no fundo do reservatório tais como aluviões e sedimentos, não se incluindo a acção térmica ambiental.

A barragem foi idealizada através de um modelo plano, constituído por elementos finitos de 4 nós, e sujeita a um estado plano de deformação. Na análise foi considerada a interacção entre a barragem e a fundação através da flexibilidade da fundação.

9.6.2 - Caracterização das acções

A análise foi conduzida considerando a actuação do peso próprio da barragem, pressão hidrostática sobre o paramento de montante à cota do nível de pleno armazenamento (NPA), a que corresponde uma altura de água de 49,0 m.

Conjuntamente com as acções anteriores foi incluída a acção sísmica definida pelas duas componentes da aceleração livre do solo sobre a secção plana que simula a barragem, nomeadamente a componente horizontal transversal ao eixo da barragem (a_h) e a componente vertical (a_v). O campo das acelerações livres do solo foi assumido como constante em todos os pontos da base da barragem (Figura 9-17). Devido à actuação da acção sísmica geram-se pressões hidrodinâmicas sobre o paramento de montante da barragem, cujo diagrama é calculado pela formulação de Chopra (USACE, 1995 a)).

Na Figura 9-18 apresentam-se as acções sísmicas consideradas no cálculo, e que se traduzem por acelerogramas nas direcções horizontal e vertical. Estes acelerogramas foram obtidos a partir dos registos do sismo de Taft (Chopra e Fenves 1984).

As acelerações deste sismo natural foram escaladas para um valor de pico de 0,50g na componente horizontal, correspondente ao valor da aceleração máxima expectável para o local da obra, que se supôs ser um evento sísmico representativo do sismo máximo expectável (SME), correspondente ao evento com 10% de probabilidade de ser excedido durante a vida útil da obra, assumida como sendo de 1000 anos, que equivale um período de retorno de 9491 anos. O ajuste dos acelerogramas foi efectuado através do coeficiente (0,5g/0,1792g=2,79).

Equivalente proporção foi considerada para a componente vertical da aceleração, vindo deste modo o valor de pico da aceleração vertical igual a (0,1048g*2,79=0,29g). O sismo considerado tem a duração de cerca de 20 s para as duas componentes, e corresponde a duas séries de acelerações com um total de 2x1024 registos.

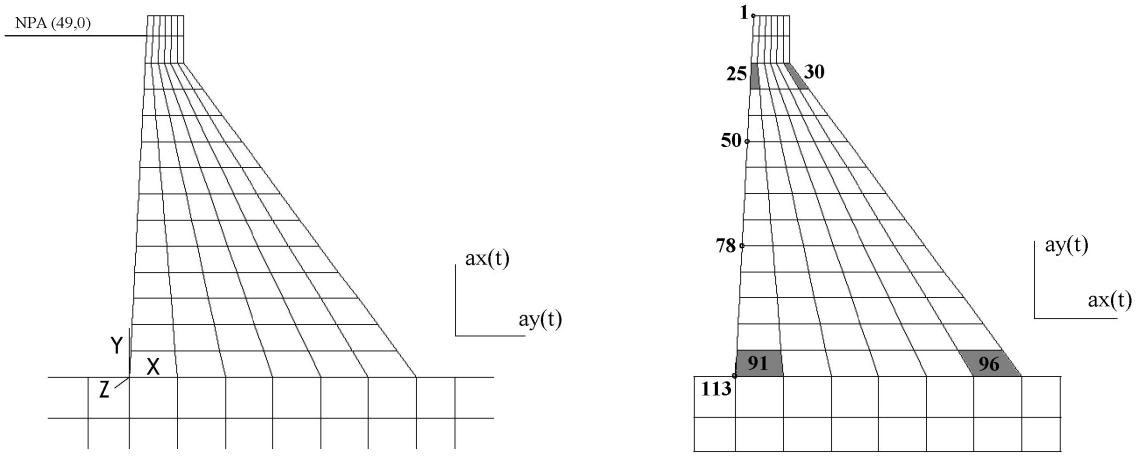


Figura 9-17 – Modelos de elementos finitos da barragem utilizado na análise transiente, modelo bidimensional da barragem, na secção de maior altura, e localização dos nós e dos elementos seleccionados para avaliação da segurança estrutural.

9.6.3 - Análise do comportamento estrutural

Os resultados da análise estrutural incluem os deslocamentos nodais e as tensões nos elementos devidos às acções estáticas do peso próprio, pressão da albufeira e acção sísmica, podendo-se considerar, no domínio do comportamento linear, a actuação isolada de cada componente e a posterior soma dessas parcelas para a obtenção da resposta conjunta. Nos resultados obtidos são também apresentadas as características dinâmicas da barragem tais como as frequências naturais e os modos próprios de vibração. Para as acções consideradas, e para cada elemento finito, são apresentados os valores das tensões principais máxima e mínima e os instantes de tempo em que estas ocorrem e a evolução das grandezas que interessam ao longo do tempo, tais como os deslocamentos dos pontos nodais e as tensões. Na análise considerou-se os primeiros 10 modos de vibração da estrutura.

Devido à enorme quantidade de resultados obtidos ao longo do tempo de integração, referentes aos deslocamentos nos nós da barragem e tensões nos elementos, procedeu-se, para simplificação da análise, à selecção de alguns nós e elementos cujas localizações correspondem a zonas características da barragem. Os nós seleccionados situam-se no paramento de montante, distribuídos ao longo da altura da barragem, e os elementos nas zonas mais críticas da barragem, coincidentes com mudança de geometria junto ao coroamento e na zona de ligação da barragem à fundação, nas zonas de montante e de jusante, encontrando-se ambos referenciados na Figura 9-17.

Apesar de se ter realizado o cálculo para as acções sísmicas (ah) e (a_h+a_v), apenas se apresentam e analisam os resultados referentes a esta última combinação.

9.6.3.1 - Análise da evolução dos deslocamentos

Para a análise dos deslocamentos foi, como referido, seleccionado um conjunto de nós representativos do comportamento da estrutura, os quais permitem obter a deformada do paramento de montante em toda a altura da barragem.

No Quadro 9-6 são indicados os deslocamentos máximos obtidos para esse conjunto de pontos. Como se pode observar os valores máximos ocorrem todos no nó 1, que se situa junto ao coroamento da barragem, e ocorrem próximo dos instantes em que o sismo apresenta acelerações máximas. O deslocamento na direcção montante-jusante é o mais significativo e apresenta uma amplitude máxima de cerca de 2,2 cm.

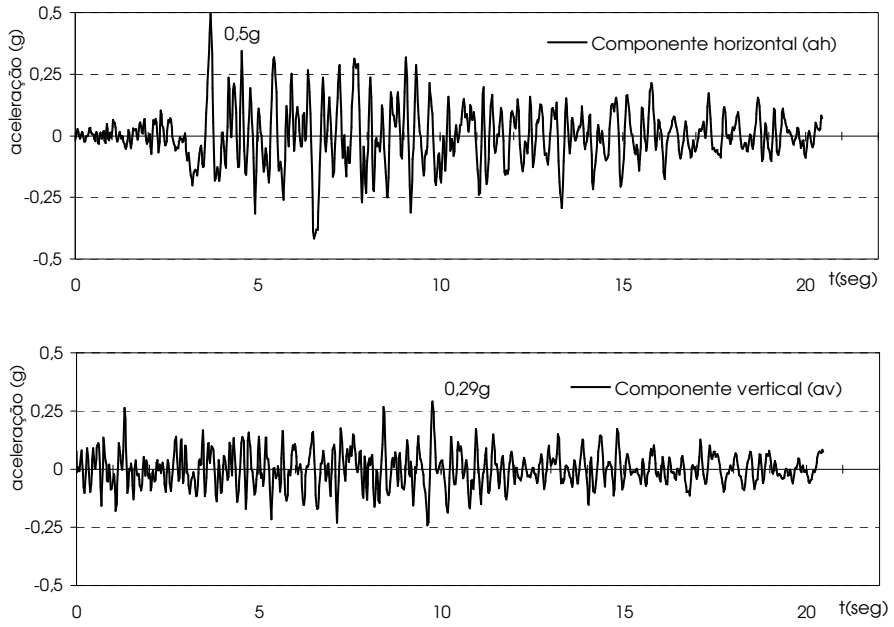


Figura 9-18 – Componentes horizontal e vertical da aceleração sísmica na fundação da barragem, com indicação dos valores de aceleração de pico.

Quadro 9-6 – Envolvente dos deslocamentos. Valores máximos registados nos nós seleccionados.

Deslocamentos	**Valor (m)**	**Instante t(s)**	**Elemento**
máx $_x$ jusante	0,0216	6,60	1
máx $_x$ montante	- 0,0181	9,38	1
máx $_y$ ascendente	0,0044	4,98	1
máx $_y$ descendente	- 0,0059	9,38	1

A Figura 9-19 mostra a evolução dos deslocamentos Ux e Uy dos nós seleccionados, observando-se que estes decrescem de amplitude em altura da barragem, sendo os deslocamentos Ux preponderantes. Como seria de esperar os deslocamentos Uy são aproximadamente constantes em altura da barragem e ocorrem em simultâneo na estrutura.

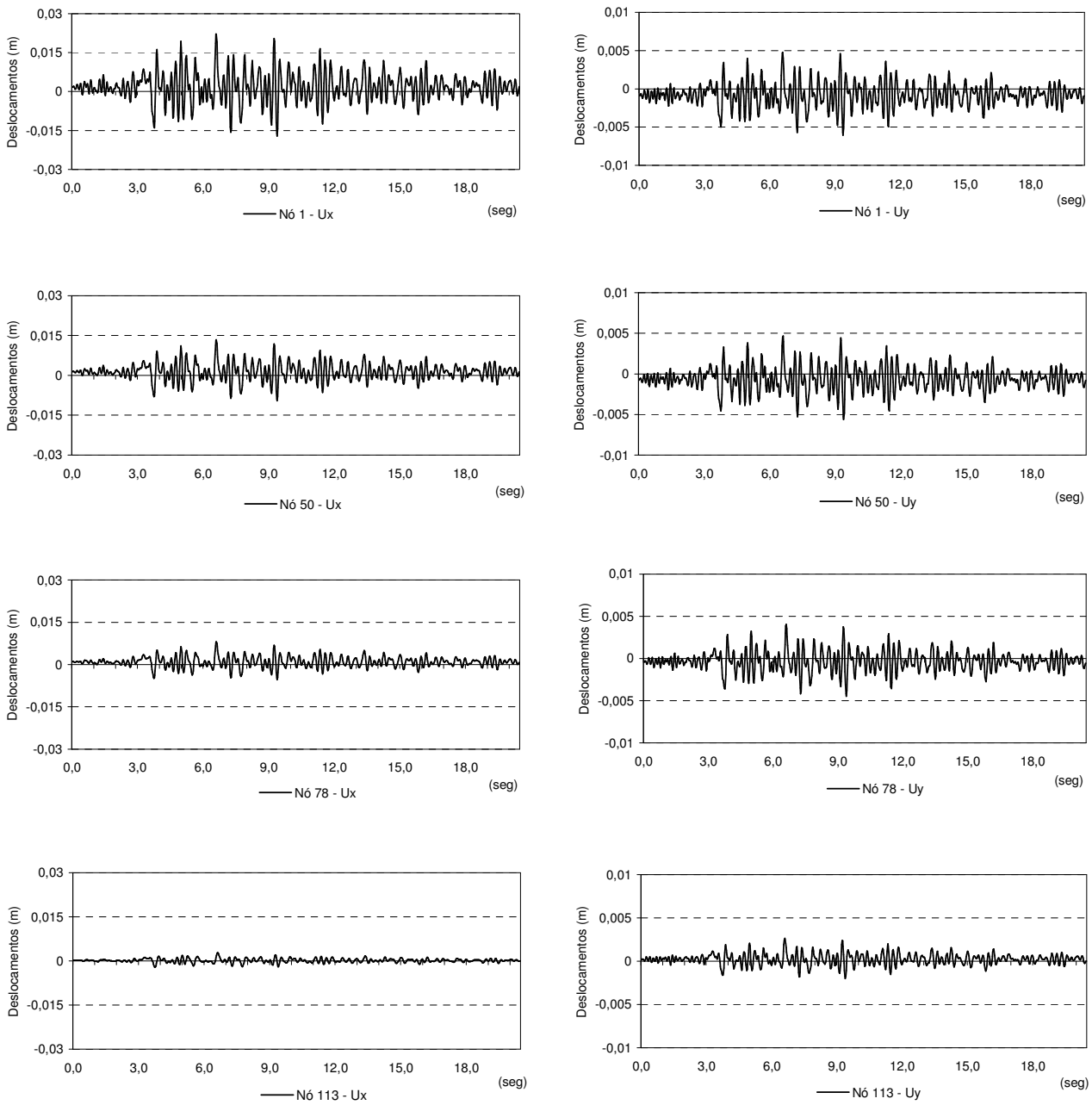


Figura 9-19 – Deslocamentos nos nós 1, 50, 78 e 113 do modelo, devidos à actuação de peso próprio, pressão hidrostática (NPA) e acção sísmica horizontal (ah) e vertical (av).

9.6.3.2 - Análise da evolução do estado de tensão

Da mesma forma do realizado para os nós, foram seleccionados alguns elementos para avaliação do estado de tensão no corpo da barragem, encontrando-se a localização desses elementos também indicada na Figura 9-17. A evolução das tensões, no referencial da barragem, nas direcções x e y, estão representadas na Figura 9-20, em termos de valores médios por elemento, em que a valores positivos correspondem tracções.

Como o sismo escolhido corresponde a um cenário de rotura, acidental em termos dos Eurocódigos, e correspondente a um período de retorno de cerca de 1000 anos e magnitude elevada, com valor de aceleração de pico de 0,5g, a estrutura nessa zona, e em juntas entre camadas de betonagem, provavelmente não apresentaria capacidade resistente para os valores da tracção registados. Contudo, essa tensão só ocorre uma vez e em apenas cerca de 4 vezes apresenta valores superiores à unidade, como se pode verificar na Figura 9-20.

Como seria de esperar as tensões verticais (sy) são máximas na zona de montante da barragem próxima da fundação, elemento 91. Nesse elemento a tensão de tracção máxima na direcção y é de cerca de 1,5 MPa e a de compressão máxima de cerca de -2,7 MPa, sintetizando-se esses valores no Quadro 9-7.

A partir da análise não é previsível que nas secções com tensões de tracção mais elevadas possam ocorrer comportamentos que provoquem a instabilidade da estrutura, mas sim danos estruturais localizados. Uma análise mais rigorosa pode ser efectuada através de modelos de comportamento não linear.

O elemento 96 regista praticamente tensões de compressão e o elemento 25 compressões e tracções próximos de 0,8 MPa. As tensões horizontais sx e de corte txy são de valor mais reduzido, à excepção da tensão sx no elemento 96, correspondente à zona de jusante da barragem junto à fundação, que apresenta uma amplitude de cerca de 1,2 MPa.

Quadro 9-7 – Tensões mínimas e máximas registadas nos elementos seleccionados.

Tensões	Elemento	Instante t(s)	Tensão (MPa)
máx sx	30	9,38	0,269
mín sx	96	6,60	-1,294
máx sy	91	6,60	1,395
mín sy	91	9,38	-2,677
máx txy	96	6,60	1,467
mín txy	91	3,74	-0,430

No Quadro 9-8 apresenta-se o resumo das tensões principais máximas e mínimas registadas nos elementos junto ao contacto da barragem com a fundação, onde se incluem os elementos que foram anteriormente analisados.

Quadro 9-8 – Tensões principais máximas e mínimas registadas nos elementos junto ao contacto barragem-fundação.

Elemento	Instante t(s)	Tensão principal máxima (MPa)	Instante t(s)	Tensão principal mínima (MPa)
91	6,60	1,815	9,38	- 2,747
92	6,60	0,581	9,38	- 1,099
93	6,66	0,030	5,70	- 0,861
94	6,64	0,115	6,60	- 1,229
95	9,36	0,319	6,58	- 1,887
96	9,38	0,467	6,60	- 3,105

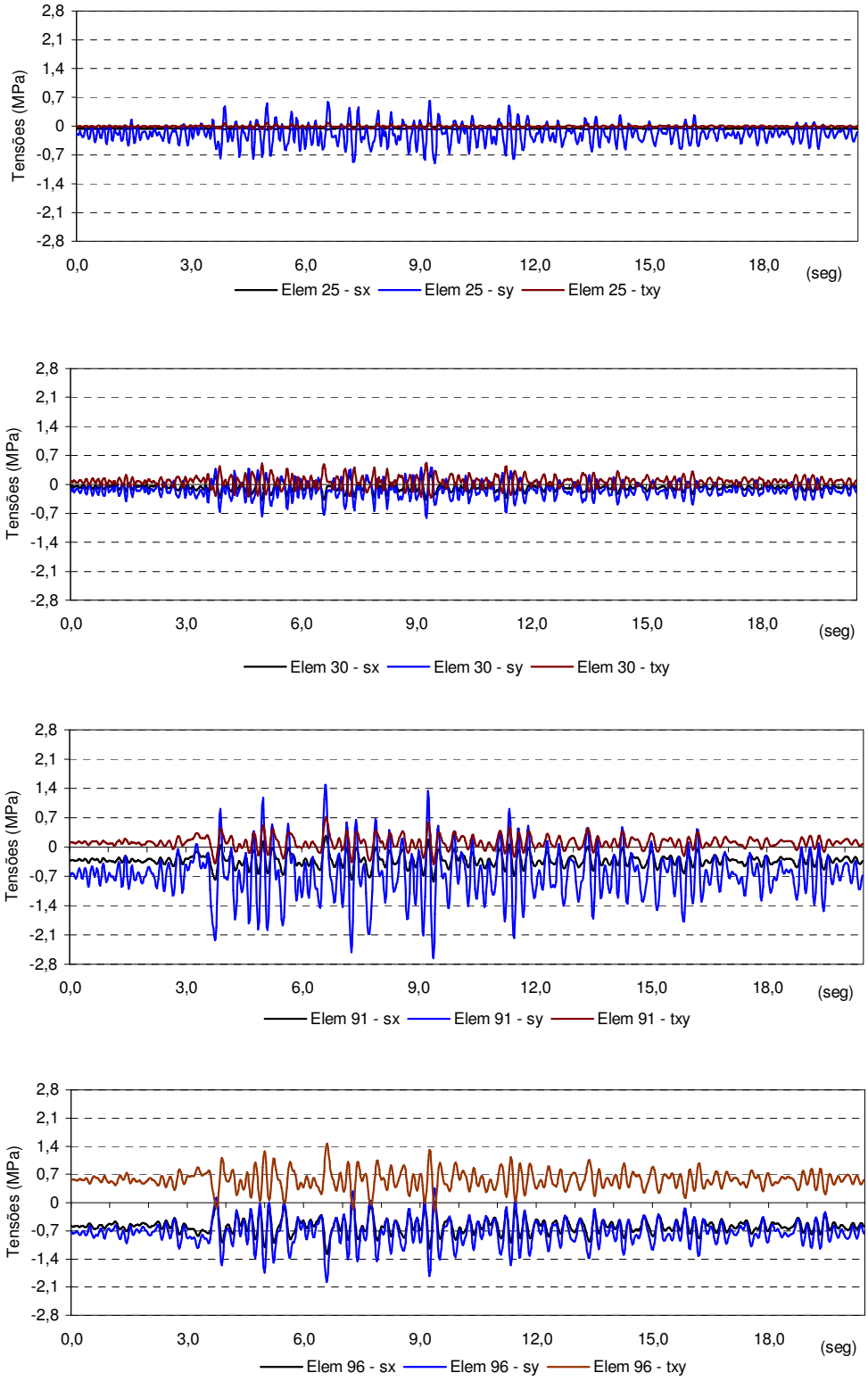


Figura 9-20 – Tensões nos elementos 25, 30, 91 e 96, devidas à actuação de peso próprio, pressão hidrostática e acção sísmica combinada horizontal (ah) e vertical (av).

Observa-se que os valores obtidos para o elemento 91 se aproximam dos valores das tensões verticais apresentados no Quadro 9-7, enquanto que para o elemento 96 a tensão máxima de compressão é, como seria de esperar, superior à tensão vertical, sendo a sua orientação aproximadamente paralela ao paramento de jusante da barragem.

Os instantes de tempo em que registam as tensões principais máximas coincidem com os instantes em que se observam as tensões verticais máximas.

9.6.4 - Análise da estabilidade global ao deslizamento e ao derrube

No âmbito deste estudo procedeu-se à análise da estabilidade ao deslizamento e derrube da barragem, na secção de contacto com a fundação, admitindo-se a actuação do sismo anterior, nas componentes horizontal e vertical, com aceleração de pico elevada (a_h=0,5g), que simula um cenário de rotura. Adoptaram-se os parâmetros de coesão nula na superfície de contacto entre a barragem e a fundação, e ângulo de atrito foi tomado igual a φ = 45º. A análise da evolução dos coeficientes de segurança ao deslizamento e ao derrube, que relacionam as resultantes das forças actuantes e resistentes que se desenvolvem durante a actuação do sismo, é realizada ao longo do tempo de actuação do sismo considerado, em que a componente horizontal do sismo foi suposta a actuar nos sentidos montante-jusante e jusante-montante.

Na análise da estabilidade ao deslizamento a força horizontal resistente é calculada em cada instante, através da integração na superfície de contacto entre a barragem e a fundação das tensões normais na direcção vertical (σ_y) devidas ao peso próprio, pressão hidrostática e sismo. Neste estudo não se considerou a actuação do diagrama de subpressões na base da barragem, analisado anteriormente, o qual iria ter um efeito de diminuição da estabilidade da barragem. A força resultante é multiplicada pela tangente do ângulo de atrito nesta secção, obtendo-se assim o valor da força resistente na base do bloco. A força resultante actuante é calculada em cada instante de actuação do sismo mediante a integração das tensões tangenciais (τ_{xy}) na superfície de contacto entre a barragem e a fundação.

Para a análise da estabilidade ao derrube as das forças actuantes e resistentes, que se desenvolvem durante a actuação do sismo, são determinadas no centro de gravidade da secção transversal da barragem e os momentos estabilizador e derrubador são calculados relativamente à zona de inserção da barragem na fundação a jusante.

Para as condições anteriores apresenta-se na Figura 9-21 e Figura 9-22 os resultados da análise de estabilidade ao deslizamento. Nessas figuras são apresentadas as resultantes das forças resistentes e actuantes e a variação do coeficiente de segurança ao deslizamento CS_{desl}.

Constata-se que o factor de segurança é geralmente superior ao valor mínimo estipulado de 1,10 (USACE, 2005). No entanto, este factor apresenta, em alguns instantes, valores inferiores a 1,10 e mesmo inferiores à unidade, nomeadamente no instante t=6,62 s para o sismo original (CS_{desl}=0,8) e instante t=3,74 s para o sismo na componente horizontal com sinal contrário ao anterior (CS_{desl}=0,9).

Dado estes resultados indiciarem comportamentos não lineares que poderão causar instabilidade, procedeu-se à avaliação da capacidade resistente com base no valor do coeficiente de capacidade carga, apresentado no ponto 8.4.3.2 - , aplicado ao parâmetro factor de segurança ao deslizamento (CS_{desl}). Para tal quantificaram-se os períodos de tempo em que este factor excede o valor máximo de 1,10 e determinou-se o valor do coeficiente de capacidade de carga (CCC), definido como o quociente entre 1,10 e o valor em cada instante de CS_{desl}, estando os resultados apresentados na Figura 9-23.

As situações representadas nessa figura representam valores médios do coeficiente CCC e os diversos intervalos de tempo acumulados em que o coeficiente CS_{desl} excede o valor 1,10. Observa-se que em alguns intervalos de tempo o valor de CCC indica comportamentos não lineares na secção de contacto entre a barragem e a fundação.

A duração total obtida e o valor acumulado médio do coeficiente CCC para esta secção constitui um bom indicador para avaliar se os valores elevados de CS_{desl} se devem a uma situação de pico de acelerações, com reduzido potencial para causar danos na estrutura dado o reduzido instante de tempo de actuação das acções, ou é uma situação que tem uma duração significativa e capaz de produzir danos relevantes na estrutura.

Verifica-se pela Figura 9-23, na actuação do sismo no sentido de jusante-montante, que os valores limite são excedidos, indicando que, para a actuação deste sismo, se deverá proceder a análises que considerem o comportamento não linear dos materiais nesta secção da barragem, nomeadamente a determinação da evolução da grandeza do deslizamento.

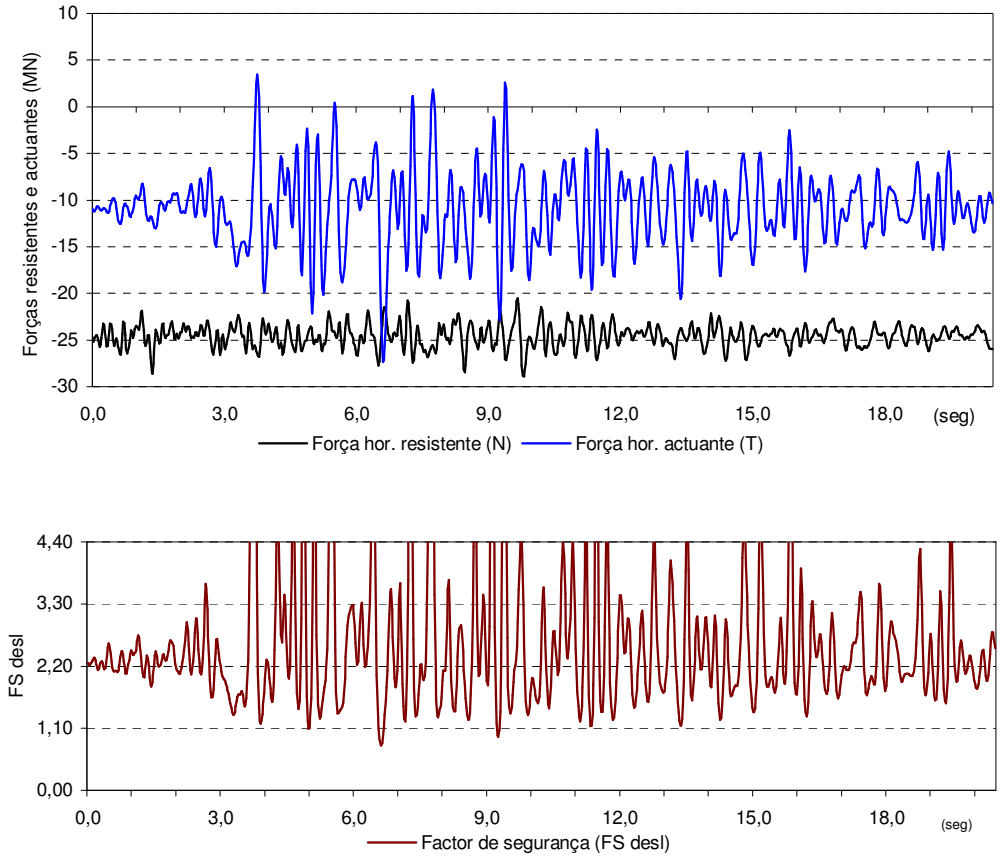


Figura 9-21 – Análise ao longo do tempo do factor de segurança ao deslizamento na base da barragem (Secção S2).

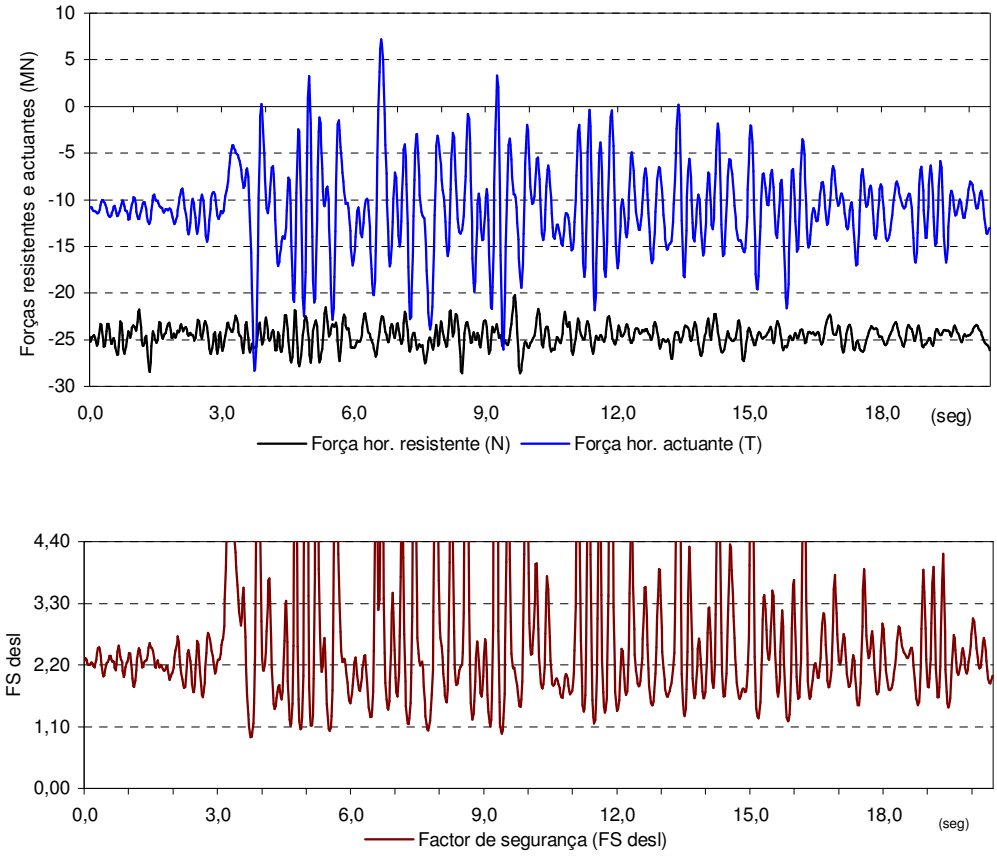


Figura 9-22 – Análise ao longo do tempo do factor de segurança ao deslizamento na base da barragem (Secção S2) para a componente horizontal do sismo no sentido oposto.

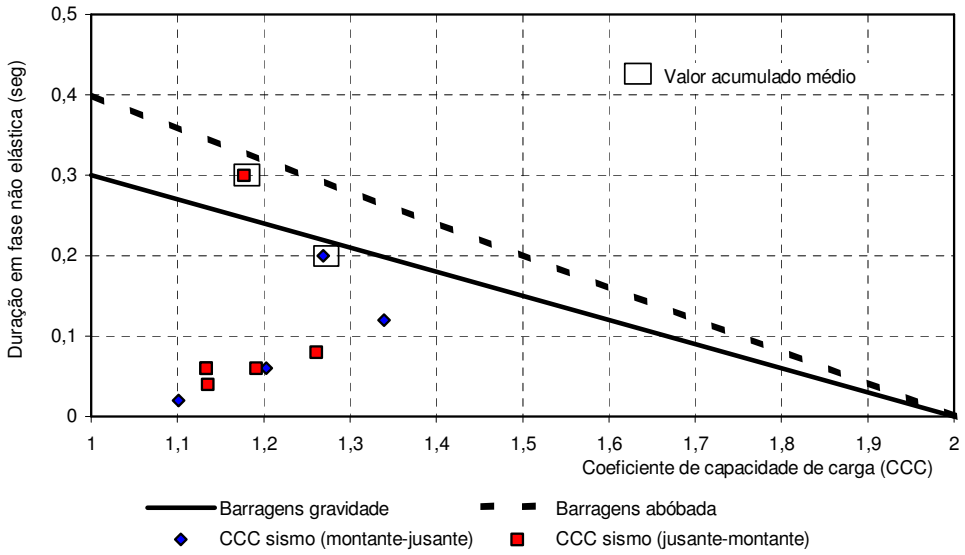


Figura 9-23 – Análise do coeficiente de capacidade de carga ao deslizamento na secção de ligação entre a barragem e a fundação.

Na Figura 9-24 e Figura 9-25 apresenta-se os resultados da análise de estabilidade ao derrube. Nestas figuras são apresentadas as resultantes dos momentos derrubador e estabilizador e a variação do coeficiente de segurança ao derrube CS_{der}.

Observa-se que a segurança da estabilidade ao derrube está sempre assegurada, ainda que este índice registe valores próximos do coeficiente de segurança adoptado de 1,10 (USACE, 2005), nomeadamente no instante t=6,62 s para o sismo original (CS_{der}=1,17) e instante t=3,74 s para a componente horizontal do sismo com sinal contrário (CS_{der}=1,35),instantes que coincidem com os valores mais desfavoráveis do factor de segurança ao deslizamento.

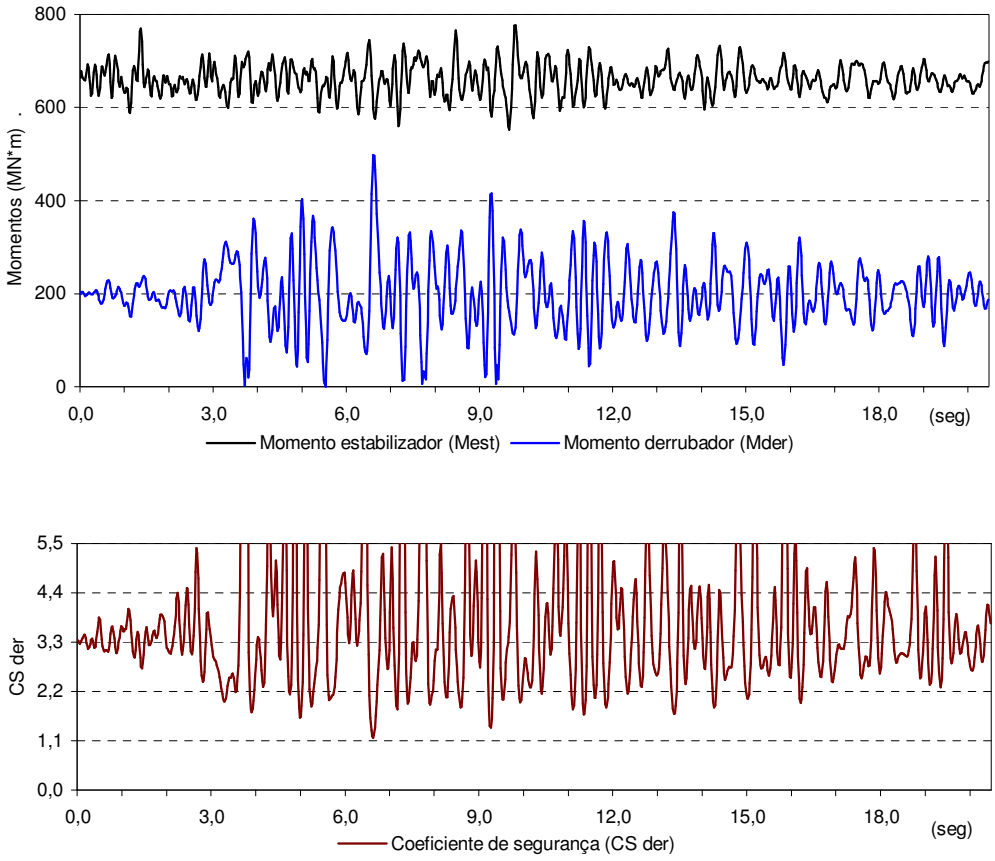


Figura 9-24 – Análise ao longo do tempo do factor de segurança ao derrube em torno da fundação para jusante (Secção S2).

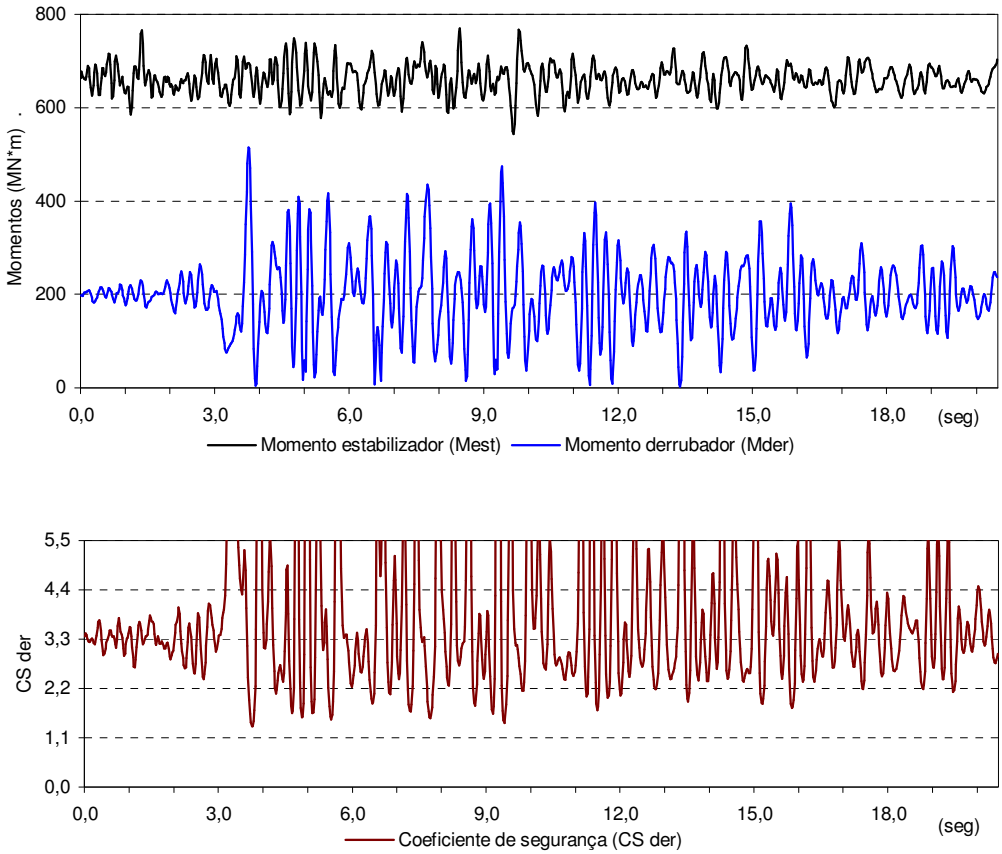


Figura 9-25 – Análise ao longo do tempo do factor de segurança ao derrube em torno da fundação para jusante (Secção S2) para a componente horizontal do sismo no sentido oposto.

9.6.5 - Principais conclusões da avaliação da segurança estrutural

A análise estrutural da barragem para cenários correntes foi realizada com base nos resultados dos cálculos efectuados com diferentes modelos, e envolvendo diferentes combinações de acções. Foram verificados os valores das tensões com especial atenção para as zonas da obra onde ocorrem as tensões principais máximas, tanto de tracção como de compressão. Conforme se referiu, esses valores verificam-se em zonas onde existe uma nítida concentração de tensões devido a variações bruscas de geometria, como é o caso das extremidades dos apoios da estrutura principalmente a montante, e das variações das acções na fronteira da estrutura, como é o caso dos paramentos quando submetidos às variações térmicas ambientais e na zona de ligação à fundação.

As tracções verificadas nos paramentos indicam a necessidade de nestas zonas da obra serem utilizados betões com adequadas características de resistência à tracção (e eventualmente armadura de pele) de modo a evitar-se o aparecimento de fissuração por variações térmicas superficiais. Anota-se que os resultados das tensões junto aos paramentos aconselha a que sejam especificadas com pormenor as condições técnicas relativas à fabricação das misturas de BCC e de tratamento das juntas entre camadas.

Relativamente às tensões de compressão observa-se que estas, assumem valores máximos que são compatíveis com as resistências das tensões máximas para os materiais usualmente empregues.

Quanto à estabilidade global da barragem, analisada ao longo do tempo com um modelo bidimensional, verifica-se que os coeficientes de segurança ao derrube na secção da base da barragem

são satisfatórios para as diversas combinações de acções. Para a segurança ao deslizamento anota-se a ocorrência em curtos períodos de tempo em que não é verificada a estabilidade, ou seja os valores da relação $\sum Ntg\varphi / \sum T$ indiciam a probabilidade de ocorrência de deslizamentos irreversíveis. Assim, dever-se-á proceder a análises estruturais no domínio do comportamento não linear. Essas análises podem ser realizadas através de programas de cálculo específicos, como por exemplo o programa EAGD-SLIDE desenvolvido pela Universidade de Berkeley, que permite determinar o valor da grandeza de eventuais deslizamentos na zona da interface entre uma barragem e a sua fundação quando sujeita à acções sísmicas traduzidas por acelerogramas (Fenves, 1994).

Para a análise de modelos tridimensionais a mesma Universidade desenvolveu o programa de cálculo estrutural designado por EACD-3D-96 (Chopra, A. 1997), o qual permite a análise tridimensional da resposta de barragens de betão, de configuação gravidade ou abóbada, às acções sísmicas caracterizadas por acelerogramas.

Refere-se que a presença de um sistema de drenagem melhora significativamente estes índices quando da actuação das acções correspondentes a cenários de ocorrência excepcional.

A presente análise estrutural mostra que as formas adoptadas para as barragens gravidade em betão compactado a cilindro como a do exemplo que foi analisado, apresentam um comportamento estrutural que é genericamente adequado face às combinações de acções que foram consideradas.

As consequências de roturas localizadas nas zonas superiores próximas do coroamento, como as que se verificam na secção S1 a montante, não são tão críticas como as que possam ocorrer em zonas mais próximas da fundação (secção S2), uma vez que uma eventual rotura na zona mais elevada liberta apenas uma parte da albufeira, exigindo-se no entanto que a estrutura restante resista à acção do galgamento pela albufeira.

10 - SISTEMAS DE OBSERVAÇÃO DE BARRAGENS

"Se tudo fosse claro, tudo nos pareceria inútil."
Paul Valéry, filósofo, escritor e poeta francês (1871-1945)

10.1 - INTRODUÇÃO

Devido a serem estruturas importantes e, geralmente, de elevado risco potencial, as barragens devem ser frequentemente inspeccionadas e observadas por técnicos e auscultadas através de dispositivos de observação cujas medições caracterizem o seu comportamento estrutural e da sua fundação, de forma a se assegurar que cada obra tem um funcionamento adequado e conforme aos critérios estabelecidos em projecto (CIGB/ICOLD, 1987) e (CIGB/ICOLD, 1988).

O conhecimento da forma de geração e propagação dos sismos, assim como os importantes progressos tecnológicos que os domínios do conhecimento de engenharia sísmica ao longo das últimas décadas, têm possibilitado a implementação de métodos de vigilância e controlo de segurança das barragens, contribuindo assim para o conhecimento e atenuação dos riscos associados a estas obras.

Estes progressos têm possibilitado o registo dos valores da acção sísmica com equipamentos cada vez mais evoluídos, com melhores características, menores custos e mais fácil instalação. A evolução verificada no processamento de dados e nos métodos analíticos apoiados em soluções computacionais para análise de estruturas tem também incrementado o interesse neste tipo de observação.

Os estudos que podem ser desenvolvidos no âmbito da caracterização do risco sísmico podem ser ordenados em três grandes áreas, em função da escala geográfica a que são desenvolvidos (LNEC 1978), os quais são:

- estudos de sismicidade e risco sísmico, que compreende estudos geológicos com vista a um detalhado reconhecimento e instrumentação de grandes falhas e definição de sistemas de alarme que permitam fornecer com antecedência a chegada de ondas sísmicas e seus efeitos, como é o caso de tsunamis;
- estudos de sismicidade regional que têm em vista as condições específicas de uma região, inserindo-se nesta área o estudo da sismicidade induzida pela criação de grandes albufeiras;
- e estudos sobre o comportamento de estruturas quando submetidas a acções sísmicas.

Para a maioria dos grandes empreendimentos hidroeléctricos, a observação do comportamento estrutural tem sido centrada, sobretudo, nas acções estáticas. Com os recentes desenvolvimentos técnicos, é previsível que a observação das acções dinâmicas de origem sísmica sejam intensificadas num número muito significativo de barragens, tendo em vista o controlo de segurança das obras e a obtenção de valores característicos que possibilitem a criação e calibração de modelos de dimensionamento e de análise estrutural.

Como foi referido na Capítulo 5 -, a análise das barragens que foram sujeitas a sismos intensos é uma via privilegiada para avaliar a capacidade resistente dessas estruturas e constituem o melhor ensaio por este representar o comportamento real dessas obras. É assim lógico, e essencial, que as grandes estruturas, de que se destacam as grandes barragens, sejam cada vez mais instrumentadas de forma adequada e com equipamentos destinados à observação sísmica.

A inexistência de informação que permita a caracterização adequada da acção sísmica constitui provavelmente uma das maiores lacunas e impedimentos para o progresso da análise sísmica de barragens de betão. Como consequência, a inexistência de medições que permitam caracterizar a resposta de barragens de betão face aos sismos registados em algumas obras, não permite por isso avaliar completamente o comportamento dessas obras a essas acções.

Não obstante o aspecto anterior, e mesmo que ainda seja possível caracterizar satisfatoriamente a acção sísmica, não é possível prever com precisão adequada o comportamento e o nível de dano de uma barragem face à actuação de sismos intensos, uma vez que o comportamento dos materiais pode não ser linear, podendo ser detectado por estes sistemas de observação. Acresce ainda o desconhecimento acentuado quanto às propriedades dinâmicas a considerar para o betão e albufeira, que poderiam ser obtidas pela análise dos dados do comportamento dinâmico dessas obras.

10.2 - ASPECTOS GERAIS RELATIVOS À OBSERVAÇÃO SÍSMICA

Os registos de sismos em locais próximos de barragens, conjuntamente com os progressos registados na área da sismologia, cálculo e observação do comportamento dinâmico de barragens, mostra que a acção de sismos de intensidade elevada podem causar danos estruturais significativos nas barragens de betão, sendo os exemplos mais representativos os ocorridos nas barragens de Koyna na Índia, Hsingfengkiang na China, Sefid Rud no Irão e Pacoima nos EUA.

Para além dos aspectos anteriores acresce o envelhecimento das obras, traduzido pela degradação das propriedades dos materiais da barragem e da fundação. Também, os estudos de reavaliação da segurança de barragens existentes que, por vezes, obrigam a critérios de segurança mais exigentes do que os considerados no projecto original, nomeadamente o agravamento da acção sísmica, obriga a que as grandes barragens sejam cada vez mais instrumentadas com equipamentos destinados à observação da acção sísmica.

A observação sísmica permite, a partir dos dados recolhidos, avaliar o comportamento e avaliar a segurança da obra que foi instrumentada, assim como apoiar o projecto de obras semelhantes (NRC, 1991). Permite ainda:

- caracterizar a acção sísmica de uma região em termos de valores de acelerações ao longo do tempo e conteúdo em frequências mais importantes e sua distribuição espacial;
- avaliar a resposta da estrutura da barragem onde essa instrumentação foi aplicada e determinar a sua segurança estrutural pela análise da acção e da resposta da estrutura.

Na falta de dados de observação, as propriedades dinâmicas de uma barragem podem ser obtidas por ensaios dinâmicos em modelo até à rotura, os quais permitem avaliar o comportamento não linear das estruturas. Contudo, estes ensaios em modelo reduzido, apenas podem ser realizados em mesas sísmicas adequadas, sendo o número de laboratórios reduzido, referindo-se que em Portugal existe a mesa sísmica do LNEC que é adequada para realizar este tipo de ensaios. A realização destes ensaios é ainda dificultado pelas exigências dos modelos, assinalando-se, a título de exemplo, que, para as escalas mais utilizadas em modelos reduzidos, as frequências de aplicação das forças sísmicas são incrementadas proporcionalmente à escala utilizada, o que significa que, se o modelo for realizado à escala 1/100, este deverá ser testado, de acordo com as leis de semelhança que regem os sistemas, a frequências de aplicação das forças sísmicas 100 vezes maiores que os sismos reais que pretende simular, o que representa uma dificuldade para a realização destes ensaios devido ao reduzido número de mesas sísmicas capazes de realizar estes ensaios (NRC, 1991).

Os equipamentos de observação convencionais que estão instalados na maioria das barragens adequam-se essencialmente ao controlo de segurança a longo prazo e destinam-se à observação das acções quasi-estáticas. Geralmente essas medições têm frequências de observação alargadas (semanal, mensal, etc).

A observação de acções dinâmicas, como a actuação de sismos, não pode ser efectuada com esses instrumentos. Para esse efeito é necessário instalar equipamentos específicos, sendo os mais habituais os designados por sismógrafos.

Actualmente os equipamentos disponíveis no mercado para medição da acção dos sismos têm elevada precisão e são capazes de medir vibrações de pequena amplitude assim como vibrações de elevada

amplitude. Assinala-se também que o custo destes equipamentos tem vindo a ser reduzido ao longo do tempo e as suas características técnicas bastante melhoradas.

No Quadro 10-1 apresenta-se uma listagem genérica das principais grandezas com interesse medir, e equipamentos utilizados, em barragens gravidade de betão, referindo-se os respectivos dispositivos e equipamentos adequados à medição de cada grandeza e as zonas da obra onde é adequado instalar estes instrumentos (Ramos, José Mora, 2004).

Quadro 10-1 – Grandezas a medir e localização dos dispositivos de observação em barragens gravidade de betão.

Grandeza	Equipamento e método	Zona da obra a observar
Deslocamentos horizontais	Fios de prumo	Blocos na zona central da barragem Pontos junto ao contacto betão-rocha
	Métodos geodésicos (triangulação e poligonação)	Triangulação em pontos do paramento de jusante em diversos blocos Poligonação nas galerias de visita horizontais
Deslocamentos verticais	Extensómetros de fundação	Pontos situados próximo do contacto betão-rocha e na barragem
	Nivelamento de precisão	Coroamento e galerias a cotas elevadas e junto à fundação
Movimentos relativos entre faces de juntas de contracção	Bases de alongâmetro	Principais juntas de contracção nos hasteais das galerias e em fissuras
	Bases tridimensionais	Principais juntas de contracção nos hasteais das galerias e em fissuras
	Medidores de movimento de junta eléctricos	Principais juntas de contracção no interior do corpo da barragem
Caudais	Drenos e bicas	Caudal dreno a dreno, caudais parciais por zonas da obra, fundo do vale, encostas, caudal total e infiltrações pontuais
Subpressões	Piezómetros e	Na galeria de drenagem e outras galerias junto à fundação
	Células piezométricas	Na fundação
Extensões e tensões	Extensómetros e tensómetros	Em pontos característicos no corpo da barragem
Níveis da albufeira	Escala de níveis, limnímetro e limnígrafo	Nível da água a montante e a jusante
Temperatura	Estação meteorológica	Em local próximo da barragem
	Termómetros de resistência	Em pontos seleccionados no corpo da barragem
Acções sísmicas	Sismógrafos	Em locais junto à fundação e nas galerias
	Estações sismográficas exteriores	Próximo da barragem e nas margens da albufeira
Deformabilidade do betão	Células de fluência	Em zonas do núcleo da barragem para caracterização dos betões
Variações de volume do betão	Extensómetros correctores	Em zonas do núcleo da barragem

Tal como os restantes equipamentos de um sistema de observação de barragens, a instalação de sismógrafos representa uma parte fundamental no conceito global de segurança de barragens, conceito que abarca as seguintes questões fundamentais (RSB, 1990):

- segurança estrutural – capacidade de uma barragem resistir às acções actuantes, nomeadamente à acção sísmica;
- monitoramento do comportamento – avaliação do comportamento estrutural através dos registos instrumentais e de inspecções visuais;
- operações de segurança – procedimentos de segurança do aproveitamento com base em dados do comportamento da obra a serem implementados por equipas de pessoal técnico devidamente treinado;
- procedimentos de emergência – aviso de populações em caso de acidente e preparação e activação de planos de emergência para situações de risco.

Os registos fornecidos pelos sismógrafos podem contribuir para o enriquecimento do comportamento sísmico de barragens, mas o principal objectivo da instrumentação de uma obra é o controlo de segurança dessa obra, uma vez que estes instrumentos podem ser utilizados para emitir um alarme em caso de ocorrência de um sismo que atinja uma aceleração crítica ou determinado valor de intensidade espectral. Deste modo a aparelhagem para medição da acção sísmica pode ser extremamente importante para permitir o aviso de populações a jusante, realizar operações de segurança em equipamentos como a desactivação do funcionamento de centrais, desligar turbinas e geradores, etc.

Apesar de ser necessário algum tempo para fechar os circuitos hidráulicos e parar as turbinas sem causar danos por efeitos dinâmicos nos equipamentos, um sistema de alerta que permita accionar esses mecanismos em tempo útil e logo após o aparecimento dos primeiros impulsos sísmicos, pode minorar as consequências provocadas por um sismo de grande intensidade nesses equipamentos (NCR, 1991).

A existência de sismógrafos e de um sistema de alarme de aviso rápido, conjuntamente com o restante sistema de observação, deve fazer parte dos equipamentos de controlo de segurança padrão a instalar nas grandes barragens. Estes equipamentos, complementados com os equipamentos de medição das acções e respostas quase estáticas, permitem o acompanhamento de um largo espectro de acções que podem actuar sobre uma barragem. A experiência recomenda que o número mínimo de aparelhos a instalar deve ser de três sismógrafos, prevenindo-se e eventualidade de na ocorrência de um sismo algum desses aparelhos pode não estar em boas condições de funcionamento.

Verifica-se, assim, que o risco associado à ocorrência de sismos pode ser minimizado, tendo em conta o elevado potencial de dano associado à maioria das grandes barragens, o interesse dos donos de obra, as entidades responsáveis pela garantia da segurança e pessoas em geral afectadas por um incidente com origem sísmica.

Para além das razões já apontadas, a recolha de dados por sismógrafos permite ainda verificar e aprimorar os critérios de projecto e localizar e registar pequenos sismos que possam ocorrer na proximidade da obra, incluindo a sismicidade induzida pela formação de albufeiras.

Devido aos elevados períodos de retorno associados aos sismos de grande intensidade e magnitude, os danos de obra muitas vezes não encontram justificação para investir neste tipo de equipamentos, que podem por vezes exigir valores de investimento com significado, representando os custos anuais associados à operação, manutenção e interpretação dos dados recolhidos cerca de 10 a 20% do investimento inicial no sistema de medição. Verifica-se no entanto que o número de grandes barragens equipadas com sismógrafos tem aumentado constantemente nos países em que o risco sísmico é significativo.

10.3 - ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DE COMPORTAMENTO DINÂMICO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE VIBRAÇÃO

O estudo do comportamento dinâmico de barragens de betão através da realização de ensaios vibração e medição da resposta dinâmica de uma barragem constitui uma área que apresenta muito interesse, pois permite obter informações sobre as condições de segurança das estruturas, conhecimento das características dinâmicas e controlo dos resultados dos modelos de dimensionamento, aumentando o grau de confiança nas previsões do comportamento dessas obras sob a acção dos sismos (LNEC, 1978).

Os ensaios de vibração são realizados impondo vibrações a essas estruturas e registando em simultâneo e em diversos pontos as respostas em termos de deslocamentos, velocidades ou acelerações. Podem também ser efectuadas medições de vibrações na estrutura da barragem devido à acção de vibrações ambientais tais como o vento e acções de serviço como o funcionamento de equipamentos electromecânicos na obra, descarregadores em funcionamento e passagem de veículos sobre o coroamento, podendo-se dotar a obra de sistemas permanentes de observação.

Nestes ensaios é conveniente identificar a influência da albufeira sobre a estrutura, devendo-se por conseguinte realizar ensaios com a albufeira vazia e próxima da cota de exploração. As vibrações podem ser transmitidas através da fundação, caso dos sismos e explosões na proximidade, ou impostas em pontos da estrutura, aplicados por vibradores ou funcionamento de descarregadores.

A utilização de vibradores, do tipo de massa excêntrica ou servo-hidráulicos (Figura 10-1), é a via mais apropriada para o estudo do comportamento dinâmico das barragens de betão (LNEC, 1978). O LNEC dispõe de um vibrador do tipo de massa excêntrica que permite desenvolver forças dinâmicas com intensidades variáveis até 245 kN.

Assim, através das vibrações que são induzidas na estrutura, são medidas as variações, ao longo do tempo, de diversas grandezas, tais como deslocamentos, velocidades, acelerações, pressões hidrodinâmicas, extensões, em pontos da estrutura que são escolhidos convenientemente com base na informação dos modelos de análise numéricos ou físicos.

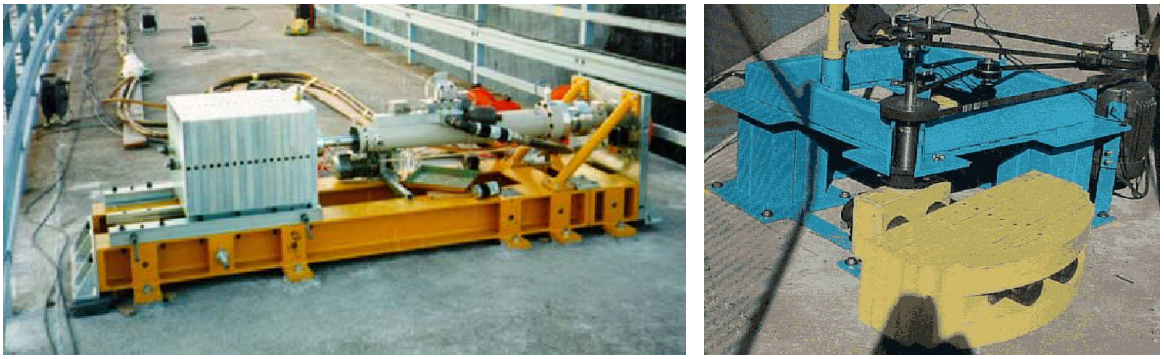


Figura 10-1 – Exemplo de vibrador servo-hidráulico (Cantieni, 2001) e de massas excêntricas (Ancoenginners, 2007).

Para vibrações livres amortecidas os dados obtidos possibilitam a identificação das frequências próprias e o amortecimento dos modos fundamentais. Para vibrações forçadas harmónicas de frequência variável, impostas em pontos das estruturas onde a aplicação de forças desenvolve grandes deslocamentos, obtêm-se registos que permitem identificar as frequências próprias e os modos de vibração mais importantes, assim como as funções de transferência para diversas grandezas características da resposta (LNEC, 1978).

A observação contínua de barragens de betão por ensaios de vibração pode, também, ser útil para determinar a médio e a longo prazo as alterações das propriedades que afectam o comportamento da barragem, mediante a análise da alteração das suas frequências próprias e modos fundamentais.

10.4 - INTRUMENTAÇÃO SÍSMICA DE BARRAGENS E ZONAS ENVOLVENTES DE ALBUFEIRAS

Os dados que se obtêm pela observação do comportamento dinâmico de barragens quando sujeitas à acção de sismos de origem tectónica e sismos induzidos pela criação de albufeiras é amplamente justificada pelos benefícios que se podem obter da informação que é fornecida por estes instrumentos (Saiz, Angel Perez, 1981).

Os cenários associados à rotura de uma barragem indicam sempre que as consequências dessas situações são extremamente gravosas. Acontece também que nas obras onde foi possível medir a acção sísmica se verificou que as acções consideradas no projecto foram significativamente diferentes, e em geral muito inferiores, às que foram observadas pelos equipamentos de observação (USACE, 1987).

Tradicionalmente a observação sísmica de barragens contemplava apenas a medição de macro sismos mediante a instalação de um aparelho de medição na base da barragem junto à fundação e um outro ao nível do coroamento. No entanto, as evoluções nesta área indicam que é necessário dispor-se de mais aparelhos, o que permite o registo dos movimentos da fundação de modo a se obter informação sobre a distribuição espacial da acção sísmica ao longo do vale e das margens de inserção da estrutura e no corpo da barragem, constituindo também uma melhor garantia de se ter um conjunto de instrumentos em funcionamento para o caso de não funcionamento de um deles (NRC, 1991).

O registo de movimentos do solo a distâncias adequadas da estrutura da barragem, é também de reconhecido interesse, uma vez que permite o conhecimento da acção sísmica fora da influência transmitida pela estrutura da barragem e da albufeira.

As localizações a privilegiar para a localização de instrumentação serão essencialmente as seguintes:

- em locais ao longo da fundação da barragem (base e encontros);
- ao longo das margens da albufeira;
- no corpo da barragem em galerias, junto ao coroamento e a meia altura.

Sobre a instrumentação sísmica de barragens, o boletim 72 do ICOLD (CIGB/ICOLD, 1989) indica que para as barragens classificadas na categoria III, que correspondem a barragens com mais de 45 m de altura ou em que a albufeira tenha uma capacidade superior a $10x10^6$ m^3, devem ser equipadas com um sistema de observação de eventos sísmicos que deve compreender um sismógrafo na base da barragem e um outro junto ao coroamento.

As ondas sísmicas são registadas mediante aparelhos denominados por sismógrafos, que podem ser projectados para registar acelerações, velocidades ou os deslocamentos sísmicos. Os primeiros sismógrafos, baseados nos princípios gerais actualmente utilizados, foram desenhados nos finais do século XIX. Os aparelhos mais usados em engenharia sísmica são aparelhos que medem acelerações e são denominados por acelerómetros. Na Figura 10-2 apresenta-se um exemplo de uma instalação para medição da acção sísmica. Verificou-se mesmo que o campo de medida e a precisão destes aparelhos conseguida na último década foi incrementada por um factor de 4000 vezes, conseguindo-se obter medições precisas de movimentos do solo muito pequenas. O campo de medida dos aparelhos actuais está apenas limitado pelo nível de ruído dos sensores, que se verifica estar suficientemente afastado das acelerações do solo que se pretendem medir.

Os equipamentos actualmente disponíveis possuem um largo campo de medição, isto é, permitem o registo de pequenas a grandes vibrações, desde 10^{-6}g até cerca de 10g (em que g representa o valor da aceleração da gravidade 9,8 m/s^2.

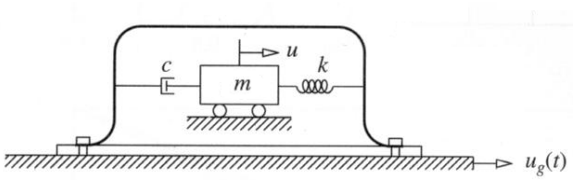
O desenvolvimento tecnológico dos sismógrafos, verificado nos componentes electrónicos e sensores, tem sido muito rápido e atingiu níveis de desenvolvimento muito fiáveis. Deste modo, a aquisição automática de dados e sua transmissão são actualmente correntes nas grandes barragens localizadas em zonas de actividade sísmica. Os registos da medição contínua das vibrações de pequena amplitude de uma barragem, tais como vento, ondas da água da albufeira, operação do equipamento, etc., podem ser usadas para monitorar a evolução ao longo do tempo das propriedades da barragem, tais como mudanças nas frequências fundamentais, e calibrar modelos numéricos.

Para a engenharia sísmica de barragens os movimentos do solo que têm maior interesse são as acelerações do solo com frequências até cerca de 20 Hz a 30 Hz. Devido ao elevado campo de medida dos sismógrafos modernos, e ao facto das medições e tratamento de dados ser completamente digital, é possível conseguir-se os seguintes objectivos:

- implementar um sistema de alerta caso se atinja uma aceleração de pico previamente definida, e após ser verificada a sua origem como sendo de proveniência sísmica;
- registo de todos os eventos sísmicos que excedam essa aceleração previamente definida, podendo-se desta forma guardar toda a história de um sismo, incluindo as fases anteriores e posteriores à ocorrência do abalo mais intenso, pré-sismo e pós-sismo, incluindo-se os valores máximos. Com base nos registos das séries das acelerações podem ser calculadas as histórias ao longo do tempo das velocidades e dos deslocamentos;
- registo contínuo das acelerações ao longo do tempo, podendo esses registos serem substituídos, ou guardados, permitindo a análise de séries temporais significativas.



(a)



(b)

Figura 10-2 – Exemplo de uma instalação para observação da acção sísmica na galeria de uma barragem (a),(Wieland, Martin, 2006), e esquema de funcionamento de um acelerómetro (b) (Chopra, Anil, 1995).

Para além dos sismómetros, que são os equipamentos mais utilizados para registo da acção sísmica, existem ainda os acelerómetros registadores do valor de pico que registam apenas os valores de pico das acelerações (*peak recording accelerometers*) e os medidores de pressões hidrodinâmicas (*hydrodynamic pressure gages*).

Os sismómetros são instrumentos cujo sensor é composto por um ou mais acelerómetros e medem a aceleração de uma massa durante a actuação de um sismo em três direcções ortogonais.

Os sismógrafos devem ser instalados em locais de actividade sísmica e nos locais previstos e previamente à construção de grandes barragens, de modo a se obter os movimentos do solo em campo livre sem a interacção da estrutura e da albufeira.

Os acelerómetros registadores do valor de pico detectam e registam os valores de pico de um sismo e por vezes são instalados para complementar a informação fornecida pelos sismógrafos.

Os medidores de pressões hidrodinâmicas medem o aumento de subpressões durante a actuação de sismos devido às forças de inércia adicionais transmitidas pela massa de água ao paramento de montante.

As características destes equipamentos e princípios de funcionamento encontram-se descritas em diversa bibliografia, salientando-se a publicação (Moea, J. Fraile, 1995).

Os sismógrafos encontram-se preparados para terem um funcionamento contínuo, começando a registar valores da aceleração da sua base quando for excedido um valor limite de disparo, também designado na literatura inglesa por "*trigger*".

Em situações normais de exploração de barragens, é suficiente uma periodicidade de recolha de dados em memória nos sismógrafos por períodos de observação intervalados de cerca de 4 semanas, podendo esta recolha ser feita de forma completamente automática e os dados registados serem imediatamente fornecidos às entidades envolvidas no controlo de segurança de barragens.

10.4.1 - Estudo da sismicidade regional e sismicidade induzida pela criação de albufeiras

A criação de grandes albufeiras com alturas de água elevadas em locais com actividade sísmica, ou de características geológicas específicas, como por exemplo a presença de falhas activas ou potencialmente activas, pode modificar o regime de actividade sísmica de uma região originando um fenómeno conhecido por sismicidade induzida (Saiz, Angel Perez, 1982).

No Capítulo 5 - foram referidos alguns casos de ocorrência de sismos induzidos pela criação de albufeiras em regiões inicialmente classificados como não sendo activas, verificando-se mesmo situações em que se registaram sismos de magnitude superior a 6,0.

Os estudos realizados mostram que há uma forte correlação entre o aumento do número de sismos e da sua magnitude quando ocorre o enchimento das albufeiras situadas em zonas de falha que possam ser influenciadas pela formação de grandes massas de água (CHINCOLD, 1995).

Estes aspectos mostram que é recomendável estabelecer uma vigilância sísmica, que terá como finalidade dois objectivos (Saiz, Angel Perez, 1981):

- caracterizar a sismicidade ambiental e a sismicidade induzida, antes e depois da criação da albufeira, respectivamente;
- proporcionar informação que permita avaliar a probabilidade de ocorrência de sismos induzidos de magnitude elevada que possam afectar as estruturas construídas.

O estudo da sismicidade induzida deve atender à análise de um conjunto de parâmetros de que se destacam (Saiz, Angel Perez 1981):

- localização de potenciais novos focos sísmicos na proximidade das obras;
- frequência de ocorrência dos sismos em função da velocidade de subida da albufeira, nível máximo alcançado e tempo decorrido desde o enchimento;
- determinação das características associadas à sismicidade histórica dos locais e história sísmica após a formação da albufeira;
- estudo do tipo de falhas e determinação de eventuais correlações com os sistemas de forças que possam ter produzido sismos.

A definição de uma rede para observação sísmica na proximidade de albufeiras depende das características do local, da configuração e dimensão da albufeira e da quantidade de informação que se pretende obter. Assim, o estudo de uma rede sismográfica nas imediações de uma albufeira deve ser precedido do estudo da caracterização da tectónica da região onde se insere essa albufeira, e deve

abordar as condições do estado de tensão do maciço, identificação das formações geológicas da região, presença de falhas importantes activas e potencialmente activas, condições hidrogeológicas e condições topográficas da região onde se insere.

Esse estudo deve permitir indicar a existência de zonas do maciço rochoso que possam vir a tornar-se instáveis motivado pela formação de albufeiras e a indicação da probabilidade para cada local de ocorrência de sismos induzidos, seja por aumento do valor do estado de tensão no maciço ou pela percolação de água que provoca a lubrificação de zonas de falha.

Se não existem indícios de sismicidade histórica o número destes aparelhos pode ser reduzido a duas ou três unidades. A instalação desta rede de equipamentos deve ser efectuada previamente ao início da construção.

Na Figura 10-3 apresenta-se um desenho esquemático com uma distribuição de estações sismográficas (E-i) para estudo da sismicidade induzida, ao longo da albufeira e próximo da barragem.

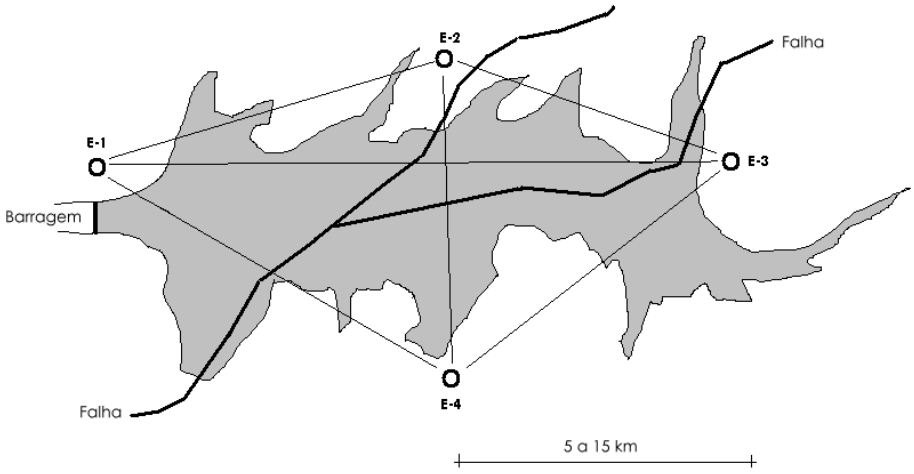


Figura 10-3 – Exemplo de rede de estações sísmicas para observação da sismicidade induzida pela albufeira.

Na definição das características técnicas dos sensores acelerómetros é importante que os equipamentos tenham uma grande margem de sensibilidade que permita o registo de micro-sismos assim como de macro-sismos.

Para que seja possível o cálculo de desfasamento de sinal e a análise da correlação do movimento entre os diversos locais observados é necessário que os registos sismográficos tenham o mesmo referencial de tempo, devendo os sistemas a instalar possuir um contador de tempo que é aferido regularmente por um sistema central.

Na Figura 10-4 apresenta-se um desenho esquemático com as características dos equipamentos constantes numa estação sísmica a instalar nas margens das albufeiras e na Figura 10-5 um exemplo de uma estação sísmica remota.

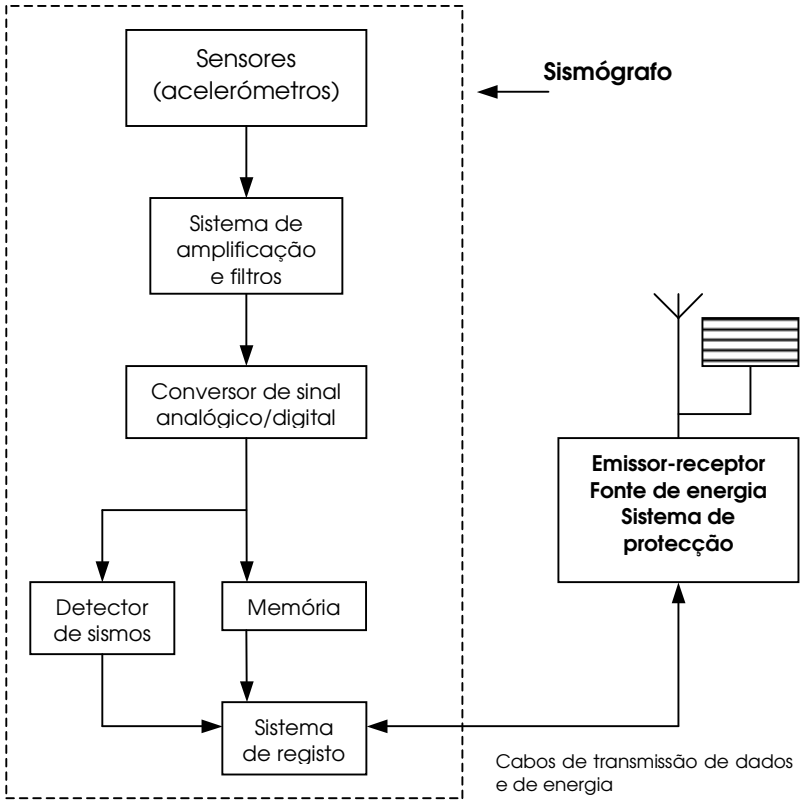


Figura 10-4 – Diagrama esquemático dos equipamentos constituintes de uma estação de observação sísmica (Saiz, Angel Perez, 1981).

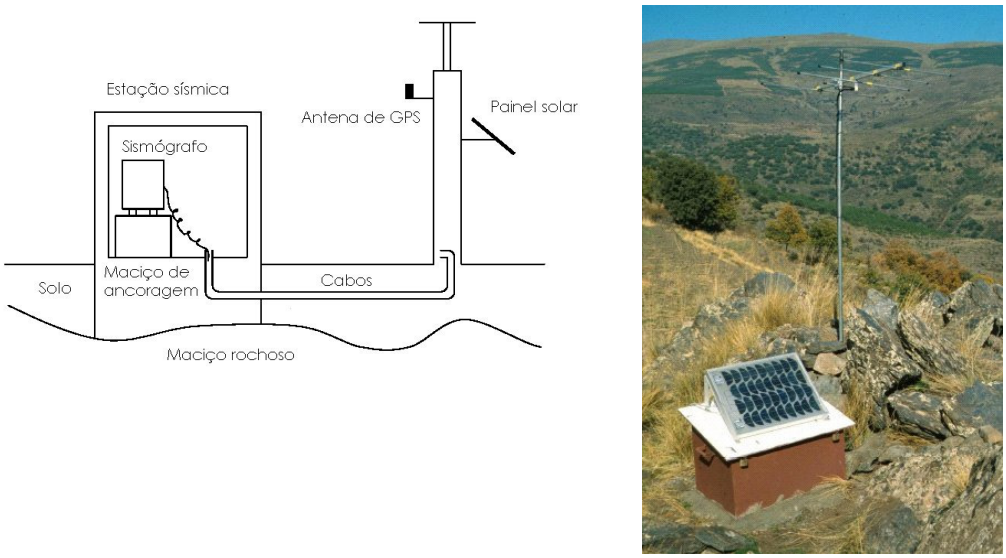


Figura 10-5 – Diagrama esquemático e exemplo de uma estação de observação sísmica exterior (Havskov, Jens, 2002).

10.4.2 - Observação do comportamento sísmico de barragens

Para as estruturas de grande dimensão, como é o caso da construção de uma grande barragem, numa região com probabilidade não desprezável de ocorrência de actividade sísmica, é recomendável a instalação de um sistema para controlo dinâmico da estrutura a qual consiste na instalação de um sistema de observação por sismógrafos em diferentes pontos da estrutura e na sua fundação (Saiz, Angel Perez, 1981).

A ocorrência de um sismo intenso na proximidade da uma barragem, ou em local afastado, e cuja acção se faça sentir no sistema barragem-albufeira-fundação, coloca um conjunto de questões que não podem ser respondidas se não forem obtidos registos de acelerações no solo e da resposta das estruturas, os quais podem ser obtidos com a aparelhagem desse sistema. Verifica-se também que a análise do comportamento de uma obra sobre a acção de sismos de baixa magnitude é fundamental para estimar a probabilidade de ocorrência e o comportamento das estruturas para sismos de magnitude elevada.

A validade das acções e dos modelos considerados em projecto, assim como o comportamento das estruturas, só podem ser devidamente aferidos mediante a comparação com as medições das diversas grandezas durante a ocorrência de sismos. Nesse sentido, se ocorre algum tipo de dano estrutural não é possível, sem o registo dado por esses instrumentos, comparar o comportamento da barragem com as hipóteses de projecto uma vez que se desconhece a acção e a resposta estrutural, ficando ainda muito dificultada a tarefa de projectar a reparação da barragem devido a esta falta de dados.

Também se verifica que a informação básica necessária para caracterizar a acção sísmica sob a forma de séries temporais de acelerações é actualmente considerada insuficiente, nomeadamente a definição da amplitude dos movimentos, duração dos sismos, influência das condições geológicas e geotécnicas dos sítios, aferição das leis de atenuação a considerar e determinação dos coeficientes de propagação das ondas sísmicas (Darbe, G. R., 1995).

Se após a ocorrência de um sismo não ocorrem danos significativos numa obra é igualmente difícil, sem se dispor de valores das acções e do comportamento dinâmico das estruturas, avaliar qual foi a capacidade resistente da barragem e projectar um eventual reforço da estrutura, que será sempre de custos mais elevados face à incerteza criada pela falta de dados. Nesses casos, e numa fase posterior para controlo de segurança da barragem irão, muito provavelmente, ser instalados equipamentos para efectuar essas medições (Saiz, Angel Perez, 1981).

Os parâmetros que condicionam a resposta de uma barragem são variados e complexos. Citam-se alguns exemplos:

- o mecanismo de formação dos sismos, que determina o conteúdo espectral e o tipo de vibrações que se propagam no terreno;
- a trajectória desde o foco até à estrutura da barragem e a composição do terreno atravessado pelas ondas sísmicas, que condiciona a acção sobre a base de uma barragem;
- a interacção entre a fundação, a barragem e a albufeira;
- o tipo estrutural de barragem, configuração geométrica e características dinâmicas dos materiais de construção, presença de juntas, características de amortecimento, etc.

Para a análise dos efeitos de cada uma das situações anteriores existem diversas metodologias de cálculo cuja aplicação não é, na maioria dos casos, de possível de generalização. Este facto origina a que tenham que ser realizados estudos específicos para cada barragem, os quais devem ser enquadrados nas características tectónicas e geológicas desses locais.

De modo geral, a observação do comportamento de barragens de betão quando solicitadas por sismos tem como principais objectivos (LNEC, 1978):

- obter informação sobre as características das vibrações sísmicas nas fundações das barragens;

- observar as respostas das estruturas sob a acção de vibrações e confrontar estas respostas com as previsões elaboradas com base em estudos de modelos elaborados em projecto ou em análises de verificação da segurança e com os resultados obtidos em ensaios de vibração;
- verificar a segurança da obra posteriormente à ocorrência de sismos intensos.

A necessidade de instrumentação de barragens com os objectivos anteriores é reconhecida pelas diversas instituições, como o ICOLD e as comissões de barragens de diversos países. Os dados obtidos possibilitarão conhecer o comportamento real das obras e a realização de análises numéricas, determinação dos espectros de resposta e a determinação de características dinâmicas específicas.

Para caracterizar as vibrações sísmicas são instalados sismógrafos, geralmente equipados com acelerómetros, capazes de registar no tempo as componentes do movimento numa banda de frequência alargada com interesse no intervalo situado entre 0 a 50 Hz (LNEC, 1978). Estes equipamentos permitem medir o movimento do solo em três direcções ortogonais, e a actual tecnologia permite sistemas robustos e resistentes às condições ambientais.

Estes aparelhos são fixados rigidamente ao corpo da barragem, geralmente no betão do piso ou paredes das galerias. Possuem fornecimento de energia autónoma da rede geral da barragem e por baterias e têm capacidade para armazenarem os dados da observação por um período de tempo alargado.

As observações sísmicas devem ser realizadas em locais na proximidade de barragens e fora da área de influência da albufeira e da estrutura. Essas observações fornecem os dados necessários para a determinação da acção nos locais e permitem calibrar os espectros de projecto utilizados nos estudos de projecto.

As acções sísmicas podem chegar à zona da barragem através de ondas com direcções diferentes, podendo constituir uma excitação não homogénea. O movimento na interface barragem-fundação é afectado pela inércia e movimentos vibratórios da barragem. Todos estes efeitos combinados com a acção sísmica considerada a actuar ao longo da interface não podem ser determinados correctamente se não forem efectuadas medições em mais do que um local na fundação da obra.

Um aspecto importante a considerar é a possibilidade de diferença de fase entre os movimentos sofridos ao longo da superfície de apoio da barragem. Nos estudos em modelo admite-se na maioria dos casos a hipótese de vibrações uniformes e sem qualquer diferença de fase ao longo da superfície da fundação. Assim, para se obter informações sobre as características das vibrações no maciço rochoso de fundação das barragens de betão deve-se instalar sismógrafos no vale e encontros com vista a detectar diferenças de fase entre os movimentos das margens.

As vibrações sísmicas impõem nas fundações das barragens movimentos cujo conteúdo espectral é semelhante às frequências próprias dessas estruturas. Perante estas vibrações as estruturas responderão com movimentos próprios de vibração a que correspondem, por amplificação dinâmica, valores de deslocamento relativos que podem ser significativos nas zonas altas das obras, aconselhando a medição da resposta sísmica de uma estrutura em pontos característicos do seu comportamento (LNEC, 1978).

Conhecido o comportamento de uma barragem específica, quer por estudos em modelo matemático ou físico, quer por ensaios dinâmicos da barragem, em particular a forma dos modos de vibração e respectivos valores das frequências próprias, a observação do seu comportamento resulta simplificada. Com base nesse conhecimento deve-se proceder à instrumentação de apenas alguns pontos da estrutura da barragem, sendo possível estimar a resposta em qualquer outro ponto não observado.

Os equipamentos acabados de referir devem constar de planos de instrumentação, onde será prevista a colocação de sismógrafos e toda a rede que apoia o seu funcionamento. O número e disposição dos sismógrafos depende das características e dimensões de cada barragem.

Tal como para a rede instalada para estudo da sismicidade induzida, os sismógrafos da barragem e da albufeira devem ficar ligados entre si, de modo a que a referência do tempo seja comum permitindo que os registos possam ser relacionados a um mesmo instante de tempo.

A instalação de sismógrafos apresenta disposições específicas consoante a barragem seja do tipo abóbada, gravidade, terras ou de enrocamento. Para cada tipo de barragem indica-se seguidamente a disposição mais adequada para a instalação destes dispositivos de observação.

10.4.2.1 - Observação sísmica de barragens abóbada

Conforme é apresentada na Figura 10-6, para medição da acção sísmica na proximidade da estrutura da barragem, sem a influência desta, deve ser instalado um sismógrafo a uma distância de cerca de 2 a 3 vezes a altura máxima da barragem localização (C). Para além deste sismógrafo devem ser instalados equipamentos nos encontros, na fundação da barragem e no corpo da barragem.

Como sistema de observação mínimo para uma barragem abóbada deve ser considerada a instalação dos sismógrafos, por ordem de preferência, com a localização (A), que poderão ser complementados pelos sismógrafos de localização (B) e localização (E) para se obter uma análise mais detalhada (Darbe, G. R., 1995).

A determinação da acção na fundação é ainda complementada pelos aparelhos na localização (D) e localização (G). Se a barragem dispuser de galerias na rocha poderão ser instalados aparelhos no interior do maciço, localização (F).

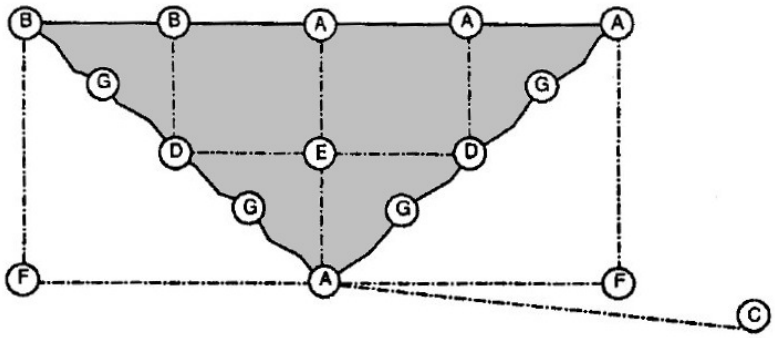


Figura 10-6 – Disposição esquemática dos acelerómetros numa barragem abóbada (adaptado de Darbe, G. R., 1995).

10.4.2.2 - Observação sísmica de barragens gravidade

Nas barragens com perfil gravidade os dispositivos de observação sísmica colocam-se geralmente no bloco de maior altura da barragem (Figura 10-7). Para estas barragens pretende-se que o sistema de observação tenha três objectivos que são a determinação da acção sísmica na fundação, a observação da resposta tridimensional da barragem e observação da possibilidade ocorrer um comportamento independente entre os blocos. Como sistema mínimo de observação da acção sísmica e da resposta da barragem devem ser considerados os sismógrafos indicados na localização (A), que poderão ser complementados com os sismógrafos localizados em (G) para uma observação mais detalhada.

A averiguação do comportamento independente dos blocos pode ser realizada pelos equipamentos (localização C), (localização D) e (localização F), enquanto que a determinação da acção sísmica entre as margens da barragem é feita pelos aparelhos (localização E). O comportamento tridimensional da barragem deve se efectuado pelos equipamentos (localização H) e a observação da acção livre do

campo de influência da barragem pelo aparelho localizado em (B), que deverá estar situado a uma distância de cerca de duas a três vezes a altura máxima da barragem (Darbe, G. R., 1995).

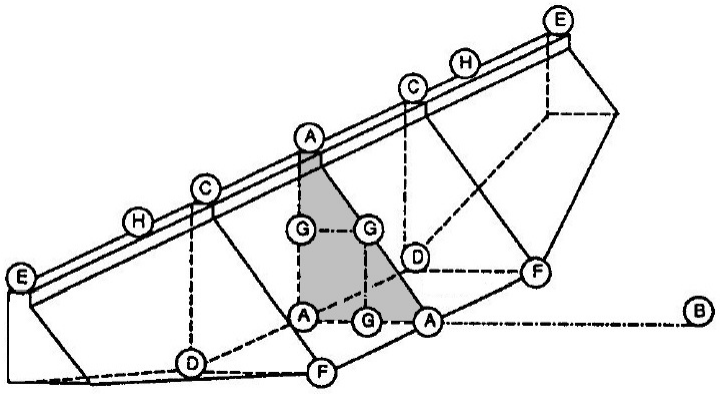


Figura 10-7 – Disposição esquemática dos acelerómetros numa barragem gravidade de betão (adaptado de Darbe, G. R., 1995).

10.4.2.3 - Observação sísmica de barragens de enrocamento e de terra

Para a instrumentação sísmica de barragens de materiais soltos (enrocamento e terras) pode ser adoptada uma metodologia semelhante à das barragens gravidade de betão. Este tipo de estruturas pode sofrer danos significativos no caso da ocorrência de sismos intensos destacando-se a ocorrência de assentamentos das zonas próximas do coroamento da barragem, deslizamento de taludes e a possibilidade de abertura de fissuras longitudinais e transversais no corpo da estrutura.

O sistema de observação mínimo para estas obras consiste na colocação de equipamentos na secção central de maior altura da barragem e junto a um encontro, sismógrafos localizados em (A). Esta instrumentação pode ser complementada pelos aparelhos localizados em (B), que permitem observar a resposta tridimensional da barragem, estando estes equipamentos localizados a um quarto do desenvolvimento da barragem. Uma resposta mais detalhada pode ser fornecida pela instalação dos equipamentos (D) e (E).

A observação da acção livre do campo de influência da barragem é efectuada pelo aparelho (B), que deverá estar situado a uma distância de cerca de três a quatro vezes a altura máxima da barragem. A disposição destes instrumentos pode ser complementada através da instalação de equipamentos em furos no corpo da barragem (Darbe, G. R., 1995).

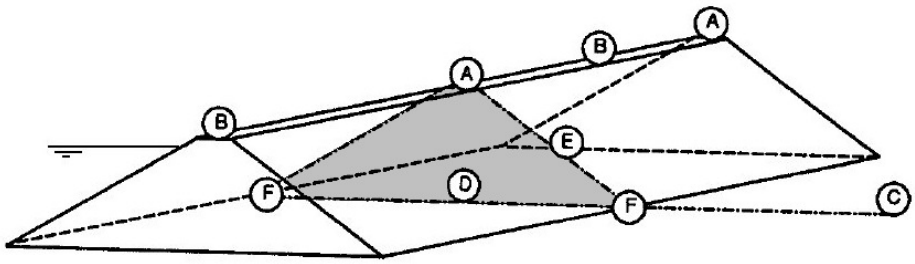


Figura 10-8 - Disposição esquemática dos acelerómetros numa barragem de enrocamento ou de terras (adaptado de Darbe, G. R., 1995).

Resumindo, e como orientação geral resultante da análise dos casos anteriores, verifica-se que se deve instalar como equipamentos mínimos os seguintes (Saiz, Angel Perez, 1981):

- um sismógrafo para observação da acção livre do campo de influência da barragem;
- um sismógrafo junto à fundação da barragem para medição das características da acção sísmica de entrada na barragem;
- outro sismógrafo deve ser instalado no local da estrutura onde se espera venham a ocorrer os valores mais elevados da aceleração, o que geralmente acontece na secção de fecho junto ao coroamento da barragem;
- em complemento dos sismógrafos anteriores podem ser instalados mais aparelhos em pontos da estrutura específicos que mereçam interesse em serem caracterizados como por exemplo, os encontros e zona central da barragem.

10.4.3 - Exemplos de instrumentação sísmica de diversos tipos estruturais de barragens

Apresentam-se em seguida alguns casos reais de barragens instrumentadas para observação da acção sísmica e para diversos tipos estruturais de barragens.

Na Figura 10-9 apresenta-se a disposição dos equipamentos que foram instalados na barragem de Mauvoisin, que é uma estrutura em abóbada com 250,5 m de altura máxima e um desenvolvimento do coroamento de 520 m. A sua espessura na base é de 54 m e a espessura no coroamento é de 12 m. Os acelerómetros estão ligados por cabo de fibra óptica a uma unidade central numa caverna situada no encontro direito da barragem (Darbe, G. R. 1995).

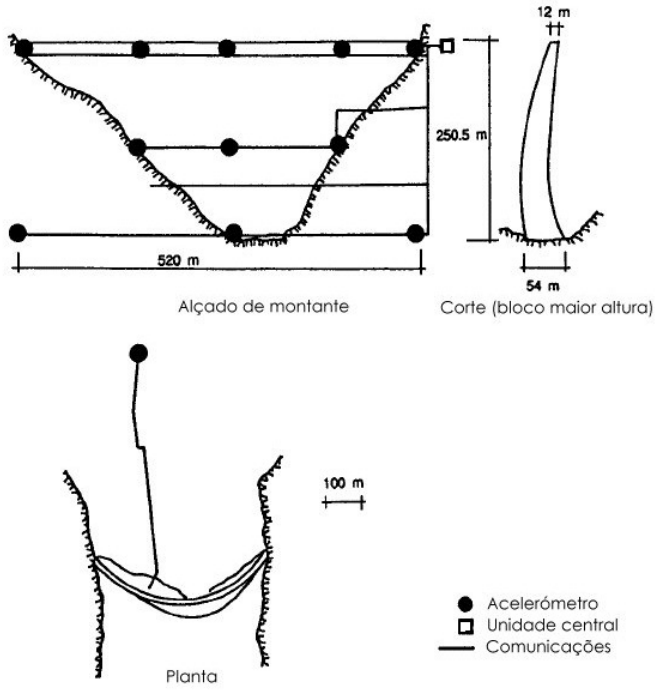


Figura 10-9 – Sistema de observação sísmica da barragem abóbada de Mauvoisin (adaptado de Darbe, G. R., 1995).

A barragem de Grand Dixence é uma estrutura gravidade com 285 m de altura e uma espessura na base de 184 m. Esta grande barragem foi instrumentada com 6 acelerómetros, cinco na barragem e um na encosta, interligados a uma unidade central situada no corpo da barragem, Figura 10-10.

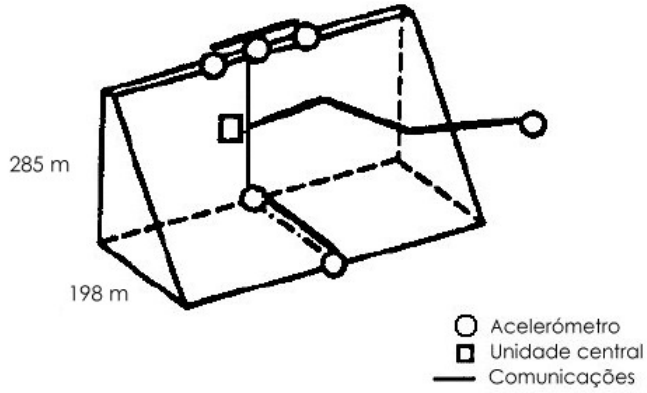


Figura 10-10 – Sistema de observação sísmica na barragem gravidade de Grand Dixence (adaptado de Darbe, G. R., 1995).

A barragem de enrocamento de Mattmark possui 120 m de altura e 780 m de desenvolvimento e encontra-se instrumentada com 6 acelerómetros ligados a uma unidade central localizada na margem direita da barragem (Figura 10-11).

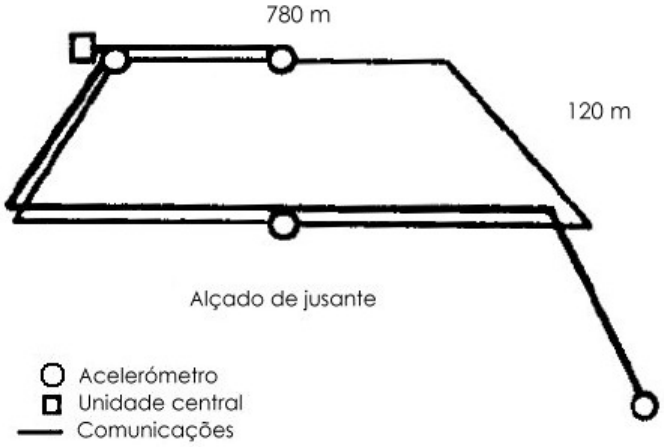


Figura 10-11 – Sistema de observação sísmica na barragem de enrocamento de Mattmark (adaptado de Darbe, G. R., 1995).

Como exemplo ilustrativo de uma evolução significativa recente na área da instrumentação sísmica apresenta-se o caso do Japão. No Quadro 10-2 a localização na estrutura das barragens onde foram instalados sismógrafos (Sasaki, Takashi, 2000).

As principais componentes a serem medidas correspondem aos movimentos em duas direcções ortogonais e horizontais, orientadas segundo a superfície de referência da barragem na direcção radial e tangencial, e na direcção vertical ortogonal às duas direcções anteriores.

Quadro 10-2 – Sismógrafos instalados em diversas barragens no Japão.

Localização	Número de sismógrafos	Percentagem
Base da barragem (galerias de drenagem)	400	34,7 %
Coroamento da barragem	426	37,0 %
Exterior (margens e albufeira)	290	25,2 %
Outras localizações	36	3,1 %
Total	1152	100,0 %

Todos os sistemas de monitorização sísmica instalados nas diversas barragens encontram-se ligados a um centro de controlo, estabelecendo um sistema que pode medir a ocorrência de sismos em tempo real.

Para cada barragem é organizada uma base de dados a qual contém, resumidamente, os seguintes dados (Sasaki, Takashi 2000):

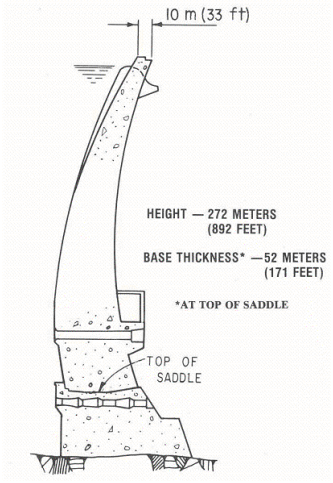
- informação básica de cada barragem – localização, tipo de barragem, materiais de construção, altura máxima, desenvolvimento e outras características geométricas;
- informação do sistema de observação sísmica – modelo e especificações dos sismógrafos instalados, localização e posição dos equipamentos;
- informação de sismos – data e hora de ocorrência, localização do foco e distância ao epicentro, magnitude, danos causados;
- registos de sismos – número de registos, registo das datas das diversas componentes para cada sismógrafo, acelerações de pico, número de dados registados por sismo;

Por último apresenta-se nesta secção alguns exemplos ilustrativos de algumas barragens instrumentadas, retirados da bibliografia, em que algumas delas obras sofreram acções sísmicas relevantes durante a sua exploração.

Na Figura 10-12 apresenta-se um exemplo do sistema de instrumentação sísmica da barragem abóbada de Enguri, que possui 271,5 m de altura. A construção desta barragem, que é uma das maiores do mundo no seu género, iniciou-se em 1978 e terminou em 1987. O coroamento possui 728 m de desenvolvimento e 10 m de espessura.

No ano 2000 foi instalado um sistema de observação sísmica que é constituído por 10 estações de observação equipadas com macrosismógrafos, estando 5 instaladas ao nível do coroamento e as restantes a diferentes níveis. A rede encontra-se ligada ao centro de análise por meio de um sistema de GPS (GeoSIG, 2005).





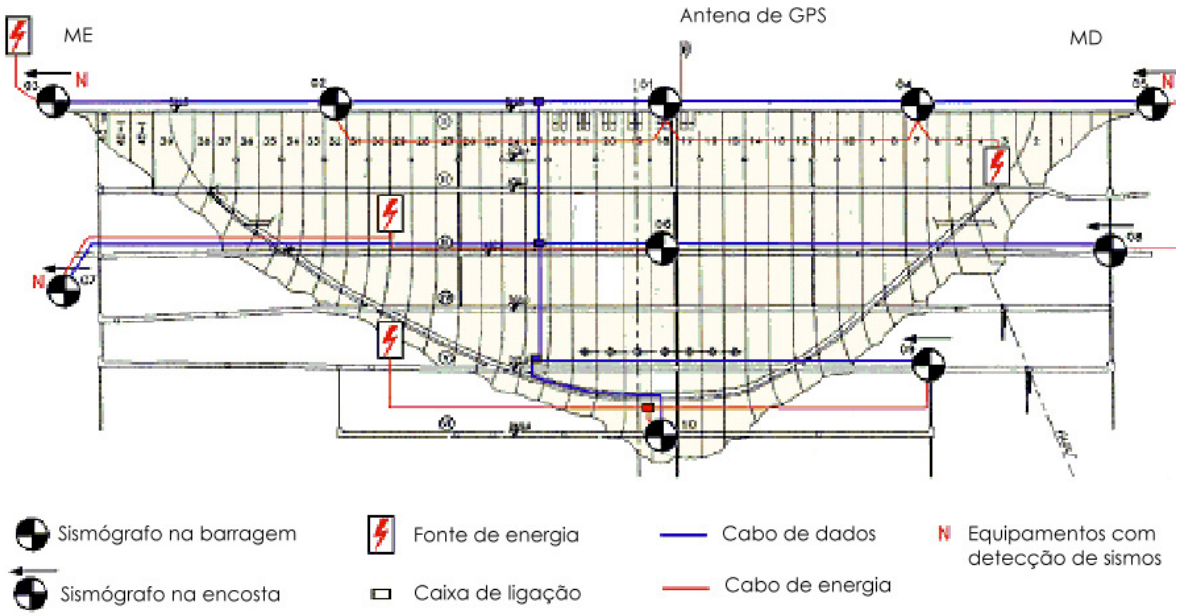


Figura 10-12 – Sistema de instrumentação sísmica da barragem abóbada de Enguri (adaptado de Wieland, Martin, 2006).

Na Figura 10-13 apresenta-se o exemplo da barragem de aterro com núcleo impermeável em argila de Karkheh, situada na região do sudoeste do Irão (GeoSIG Ltd, 2005). Esta barragem cria uma albufeira de 7 795x10^6 m^3 e destina-se a controlo de cheias, irrigação agrícola e produção de energia eléctrica.

Nesta obra foram instalados 6 estações sismométricas, rigidamente instaladas numa fundação de betão, com fornecimento de energia autónomo e sinal horário, sinal para início de registo e comunicações comuns, interligadas a uma unidade central.

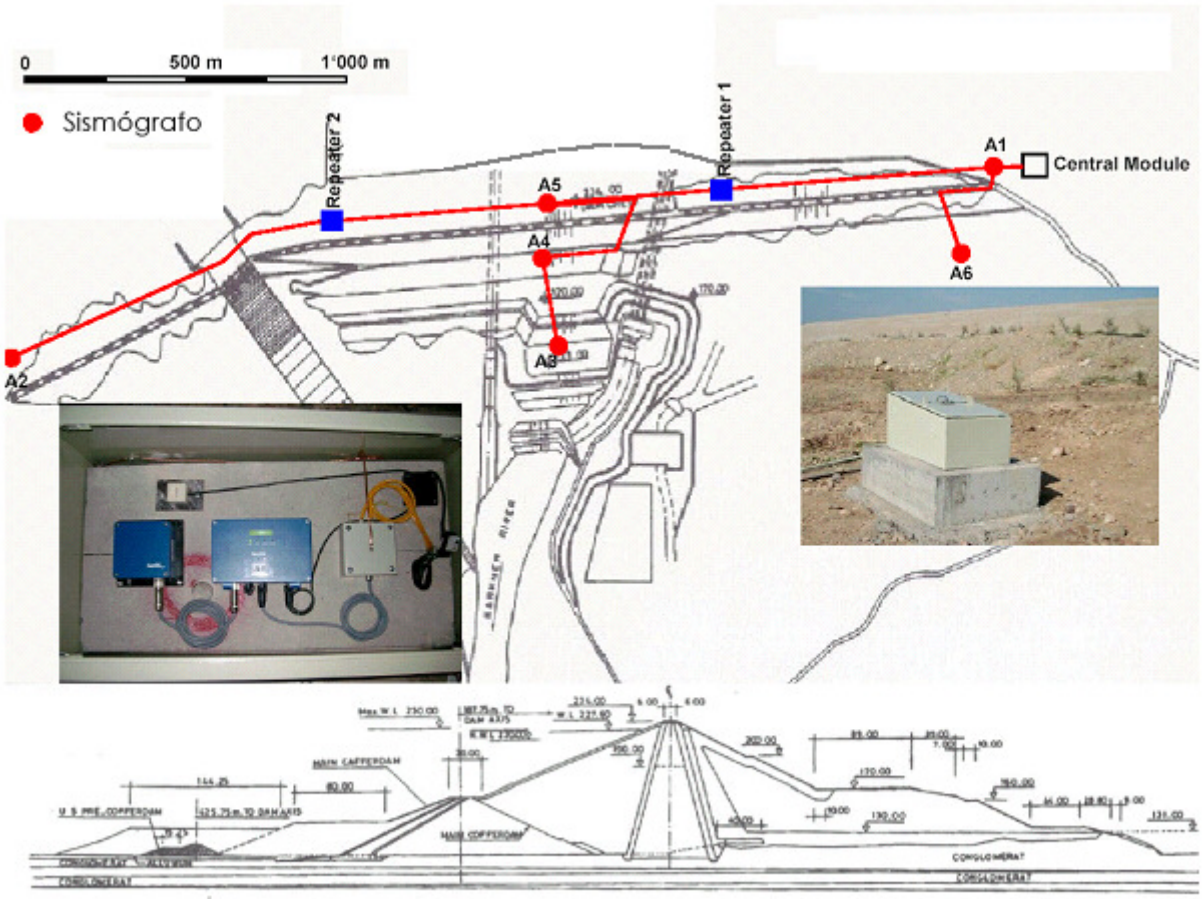


Figura 10-13 - Sistema de instrumentação sísmica da barragem de Karkheh (adaptado de GeoSIG Ltd, 2005).

Como exemplo de uma barragem que sofreu por diversas vezes acções sísmicas significativas destaca-se o caso da barragem de Pacoima. Esta barragem foi instrumentada com um conjunto significativo de acelerómetros, que foram colocados ao longo de diversas fases da vida da obra, e cuja localização está apresentada na Figura 10-14. Estes equipamentos encontravam-se já instalados quando em 17 de Janeiro de 1994 ocorreu o sismo de Northridge que atingiu a magnitude de 6,7. Este sismo teve lugar a cerca de 18 km a sudoeste da barragem e ocorreu a uma profundidade focal de cerca de 19 km (Sarkaria, G. S. 1995).

Com a albufeira da barragem cerca de 40 m abaixo do nível de pleno armazenamento registaram-se acelerações máximas de pico de 0,4g a jusante da barragem junto à sua fundação e de 1,6g no topo do encontro esquerdo.

Na maioria dos 17 acelerómetros não foi possível o processamento e digitalização deste sismo devido às grandes amplitudes das acelerações e às altas frequências da acção sísmica. Verificou-se também que alguns canais de aquisição de sinal não funcionaram. Todavia, após a ocorrência deste sismo e da análise dos registos que foram possíveis obter verificou-se que a acção sísmica pode apresentar variação espacial ao longo do vale de fundação da barragem.

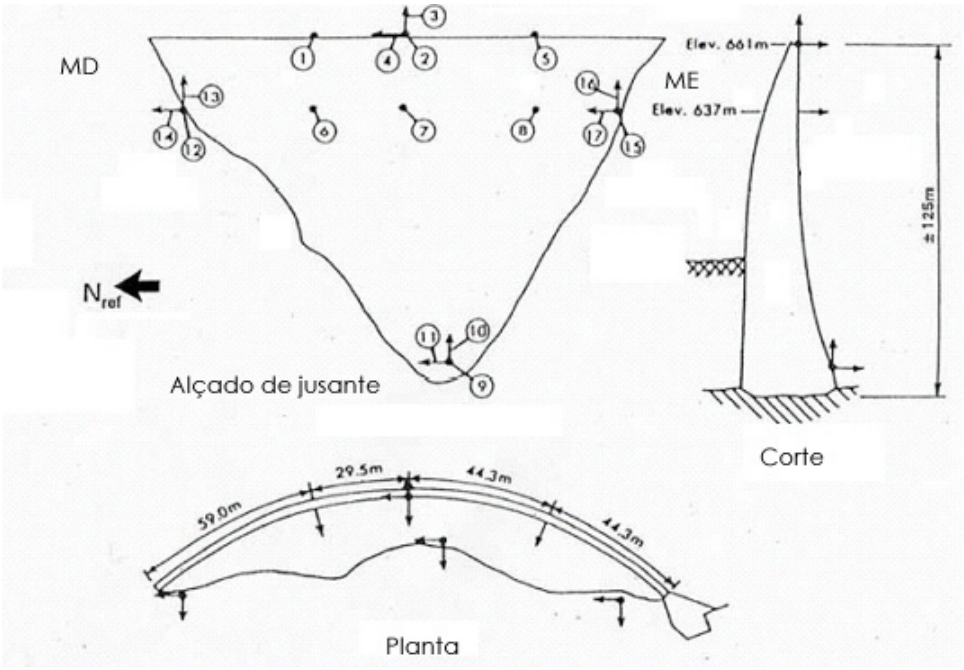


Figura 10-14 – Localização dos equipamentos de observação sísmica na barragem de Pacoima (adaptado de Alves, Steven W., 2004).

10.5 - CONSTITUIÇÃO DE UM SISTEMA DE OBSERVAÇÃO SÍSMICA

O sistema de observação sísmica de uma barragem é constituído por vários equipamentos, podendo-se distinguir as situações de estações sísmicas nas margens da albufeira e na estrutura de barragens.

Para os dois casos, os sismómetros devem estar ligados a um sistema central, que fará a gestão de toda a rede por forma a que, logo que seja detectada a ocorrência de um evento sísmico num aparelho, o sistema efectue o registo dos sinais provenientes de todos sensores enquanto durar esse evento. Os processos para ligação dos sensores ao sistema central é geralmente efectuado da seguinte forma:

- ligação via GSM, das estações colocadas ao longo da albufeira;
- ligação por cabo eléctrico ou fibra óptica entre os sensores colocados no corpo da barragem e posterior ligação via GSM para o sistema central.

Os sismógrafos deverão possuir também capacidade local de gravação de dados em memória de analógico para digital (A/D), de forma a não se perder informação caso ocorra uma eventual falha na sua ligação ao sistema central de aquisição.

Uma unidade de observação sísmica deverá ser constituída pelos seguintes equipamentos:

- acelerómetro triaxial, para medição de acções sísmicas, com campo de medida alargado até, pelo menos, ±1g de aceleração;
- unidade digitalizadora (de conversão A/D no mínimo de 18 bits), compatível com o acelerómetro triaxial e que permita a gravação de dados;
- cabos de transmissão de dados e de energia entre os diversos equipamentos;
- sistema para transmissão, via GSM, para a central de controlo e registo, da informação captada pelas estações sísmicas.

Este sistema deverá possuir capacidade de envio, para a central de controlo e registo, dos dados que caracterizam o estado da estação remota como sejam, por exemplo, a tensão das baterias, temperatura e resultados de auto-testes.

O sistema de alimentação de energia às estações sísmicas nas margens da albufeira deverá ser autónomo e constituído por painel foto-voltáico e por bateria de acumuladores e deverá ser dimensionado para manter a instalação em funcionamento caso ocorra uma situação prolongada sem radiação solar directa. Para este casos o painel solar deverá ser dimensionado para, no mínimo, ser capaz de satisfazer totalmente as necessidades diárias de energia da estação (incluindo um factor de segurança de 1,25 para perdas e outras variações) tomando como referência o dia solar médio no pior mês do ano. Na barragem a alimentação de energia é pela rede geral e por sistema de baterias que deve estar dimensionado para ser capaz de manter a instalação em funcionamento por um período mínimo de 4 dias. O sistema deve estar concebido para tentar evitar que a carga da bateria desça abaixo de 20% do seu valor máximo, desligando cargas se tal for necessário.

A rede de sismógrafos deverá ficar dotada de um sistema para transmissão, via GSM, para a central de controlo e registo, da informação captada pelos sismómetros.

O sistema central, que fará a gestão de toda a rede, deverá dispor dos seguintes equipamentos e funcionalidades:

- receptor GPS para captação da informação em tempo real de todas as estações emissoras ou, em alternativa, estabelecer a ligação ao sistema existente no aproveitamento;
- sistema para proceder à sincronização automática dos diferentes registos recebidos de todos os sensores (acelerómetros triaxiais);
- sistema para gerir o fluxo de informação proveniente dos acelerómetros triaxiais e promover o arquivo do que for considerado relevante, ou seja, quando ocorrer uma situação que determine uma activação "trigger" em qualquer sensor, o sistema deve gravar a informação proveniente de todos os sensores durante um intervalo de tempo que englobe um "pré-evento" e um "pós-evento". A informação gravada deve ser datada e estar sincronizada entre si;
- software de análise dos registos e software de cálculo da localização dos eventos.

Todo o sistema central deve estar protegido contra picos de corrente, possuir ligação de terra e ser alimentado de energia eléctrica AC pela rede geral e por baterias recarregáveis que funcionarão em caso de falha de energia da rede.

O sistema de controlo e registo deve monitorizar, permanentemente, o estado da rede e, caso detecte alguma anomalia, deve assinalar a necessidade de intervenção por meio adequado por sinalização luminosa/sonora no local e envio automático de mensagens electrónicas.

O programa de manutenção preventiva da rede deve ser incorporado numa rotina activa no computador de controlo e registo e este deve, nas datas pré-definidas, promover a solicitação da acção de manutenção prevista, solicitação que reformulará semanalmente até que lhe seja confirmado que a mesma já está concretizada. A solicitação em causa será feita pelo meio considerado adequado como por exemplo através de emissão automática de e-mail ou mensagem. Todas as anomalias detectadas, eventos singulares ou solicitações de manutenção devem ser registados no sistema.

De modo geral, e para além das características indicadas nos parágrafos anteriores, os equipamentos de observação sísmica deverão apresentar as características que a seguir se indicam.

Os sismógrafos que conterão os acelerómetro e digitalizador deverão permitir o registo local, ter funcionamento independente no caso de avarias de outros acelerómetros, ou problemas de comunicação de dados, e proceder ao envio automático desses valores para o sistema central. Os instrumentos deverão também permitir a sua calibração, devendo possuir um canal de comunicação bi-direccional para o efeito.

Todos os equipamentos de aquisição e arquivo de dados (conversão A/D) deverão possuir resolução de pelo menos 18-bit (114 dB). O limite da aceleração máxima $a_{máx}$ que os aparelhos deverão poder registar deverá ser superior à aceleração máxima de pico prevista para os locais da barragem, devendo-se considerar também a amplificação dos movimentos nas zonas das barragens (galerias superiores) onde

estes irão ser colocados. Deste modo, os aparelhos a instalar na albufeira poderão ter um campo de medição de +/-1g e nas barragens, fundação e galerias junto ao coroamento, de +/-2g para barragens de grande dimensão situadas em zonas de probabilidade de ocorrência de sismos.

A resolução dos acelerómetros deverá ser pelo menos de 0,001g de forma a garantir o registo de eventos sísmicos de intensidade baixa e moderada (micro-sismos), para o campo de frequências indicado.

A frequência mais baixa a medir pelos equipamentos deverá ser, pelo menos, 10% menor do que a frequência natural fundamental de cada uma das barragens e inferior à frequência predominante dos sismos esperados sendo, deste modo, recomendável que os equipamentos possam registar vibrações a partir de 0 Hz. Nestas condições, o intervalo de registo de frequências para os acelerómetros deve situar-se entre o limite mínimo de 0 Hz e o máximo de, pelo menos, 40 Hz.

O sistema a instalar deverá permitir definir o nível de sinal para o início (pré-registo) e fim (pós-registo), assim como a duração desses registos. O início de registo deve poder ser definido quando o sinal for atingido simultaneamente em duas ou três direcções. Esta opção deve poder ser activada para o caso de o sinal se verificar não instantaneamente mas num intervalo "janela" de tempo com o mínimo de alguns segundos, para garantir que o critério de simultaneidade é satisfeito durante a ocorrência de vibrações de pequena amplitude, mas da mesma ordem de grandeza dos níveis definidos para início dos registos.

O equipamento deverá ter capacidade para registar, para além das fases anteriores com durações mínimas adequadas, a fase de ocorrência sísmica num intervalo de tempo de pelo menos duas horas.

Os registos de todos os acelerómetros devem ser perfeitamente referenciados para o mesmo instante de tempo, pelo que é obrigatório que o sistema proposto permita esta sincronização. Os equipamentos deverão permitir leituras até 200 registos por segundo, correspondendo intervalos entre leituras de 5 ms.

Os equipamentos deverão ser instalados com sistemas de protecção mecânicos para acondicionamento dos diversos componentes em caixas metálicas devidamente dimensionadas.

Para atender ao grau de humidade geralmente existente nos locais de instalação dos equipamentos, as caixas de protecção devem ser estanques e estarem convenientemente protegidas.

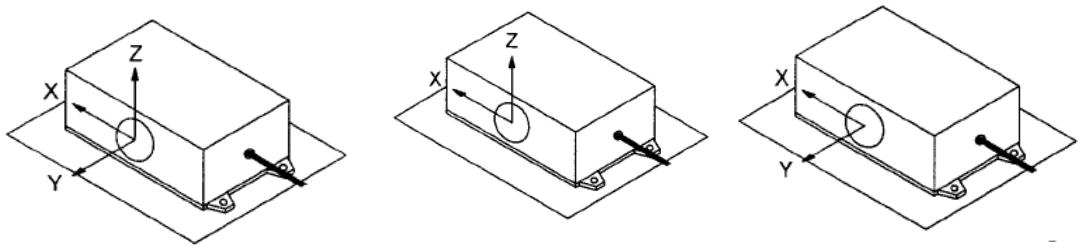
Os acelerómetros deverão estar instalados fora de zonas de influência de fontes vibratórias e ser devidamente protegidos contra choques acidentais. O sistema de montagem deve ser simples, compacto e apenas requerer pequenos trabalhos preparatórios.

Na instalação do sistema devem ser tomadas precauções para evitar interferências de campos electromagnéticos criados por cabos de média e alta tensão que podem afectar negativamente o funcionamento dos acelerómetros e demais equipamentos.

Os acelerómetros devem ser orientados de modo a permitirem, de forma imediata, a interpretação dos dados observados. Para os acelerómetros instalados nas barragens as direcções fundamentais serão a direcção tangencial, normal e vertical relativamente à respectiva superfície de referência. Na Figura 10-15 apresentam-se esquemas de orientações possíveis para os sismógrafos, para os casos de instalação em superfícies horizontais e verticais.

Após a instalação do sistema deverá ser garantido que pequenas perturbações na intensidade da energia fornecida não virão a afectar o funcionamento dos acelerómetros. Contudo é de esperar que possam ocorrer grandes variações de intensidade de corrente nos locais onde irão ser instalados esses equipamentos, com particular importância nos equipamentos mais expostos a descargas eléctricas naturais provenientes de relâmpagos.

Assim todos os equipamentos devem ser instalados em suportes electricamente isolados e todos os cabos conectados aos acelerómetros devem estar ligados a uma fonte de protecção contra variações de intensidade de corrente (supressor de picos de corrente) instalada na proximidade destes equipamentos.



3 componentes do movimento | 2 componentes do movimento | 2 componentes do movimento

Sensores no piso das galerias



3 componentes do movimento | 2 componentes do movimento | 1 componente do movimento

Sensores na parede das galerias

Figura 10-15 – Exemplos de orientação de sensores no piso e nas paredes de galerias de uma barragem (adaptado de GeoSIG Ltd, 2003).

Os segmentos de cabos de ligação metálicos devem ser conectados a um sistema de protecção contra picos de corrente e não devem interagir com outros cabos não protegidos e devem ser instalados à distância de alguns centímetros de paredes ou do piso de galerias e serem instalados em tubagens isoladas. Os sensores deverão ser perfeitamente fixados a maciços de betão que por sua vez deverão estar ancorados ao maciço rochoso para os aparelhos exteriores, e aos betões de piso de primeira fase no caso dos aparelhos a instalar nas galerias das barragens.

Todos os equipamentos eléctricos do sistema, incluindo caixas metálicas de protecção dos equipamentos, deverão estar ligados à terra por razões de protecção de pessoas e equipamentos, uma vez que as diferenças no potencial eléctrico podem conduzir a descargas de energia para o solo não equilibradas, podendo perturbar o funcionamento dos acelerómetros. A unidade central de aquisição de dados deve também estar protegida contra variações de intensidade de corrente.

A instalação de estações sísmicas nas margens das albufeiras deve ser precedida de um reconhecimento geológico e geotécnico, a realizar previamente à fase de instalação do sistema, devendo ser elaborado um relatório desse reconhecimento.

O sistema de observação sísmica deve permitir realizar verificações internas de bom funcionamento (auto-teste do sistema) em intervalos de tempo regulares e manter os resultados desses testes arquivados em memória. O sistema geral deverá permitir a comunicação remota com todos os equipamentos. Esta comunicação para além de ser necessária quando se pretende acesso rápido aos dados registados após a ocorrência de um sismo, é também importante na operação contínua do sistema uma vez que permite verificar o estado de funcionamento dos equipamentos. Os parâmetros de operação do sistema devem também poder ser modificados facilmente por programas e os resultados dos auto-testes e das observações efectuadas devem poder ser facilmente descarregados do sistema de aquisição.

11 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

"O rio atinge os seus objectivos porque aprendeu a contornar os obstáculos."
Lao Tsé, filósofo chinês (Século VII a.C.)

11.1 - SÍNTESE DO TRABALHO

A elaboração da presente dissertação teve como objectivo principal a aquisição e o aprofundamento de conhecimentos no âmbito da realização de estudos de análise sísmica e avaliação de segurança estrutural de barragens gravidade de betão, tendo-se aprofundado com maior especificidade as questões relativas às barragens construídas em betão compactado com cilindro (BCC).

Com este propósito, e em resultado das pesquisas efectuadas, foi apresentado, ao longo do texto, um conjunto alargado de temas ligados à área da engenharia sísmica e que resultaram de um continuado trabalho de investigação. Esta metodologia permitiu a aquisição de um vasto campo de conhecimentos, desde os conceitos relativos à natureza dos fenómenos sísmicos até aos procedimentos e metodologias de análise sísmica e verificação de estabilidade deste tipo de obras. Abordaram-se os métodos de âmbito mais expedito e simples, no entanto considerados extremamente úteis, até aos métodos mais elaborados e complexos, mas que são de exequível aplicação prática mediante a utilização de programas de análise que se encontram disponíveis.

Deseja-se que este trabalho possa vir a encorajar futuras pesquisas e investigações, e venha a ter aplicação prática junto dos técnicos que se deparam com questões análogas às que aqui são abordadas. Tentou-se também uma organização que visa colmatar algumas insuficiências que foram sentidas ao longo deste tempo e criar um texto que pretende ser uma ligação entre os diversos assuntos relacionados com a engenharia sísmica de barragens. As referências e os elementos apresentados da bibliografia consultada são extensas, tendo esta opção sido intencional uma vez que permite alargar o campo do conhecimento disponível, facilitando posteriores consultas.

A partir dos objectivos anteriores, começou-se por realizar no Capítulo 2 uma exposição geral sobre a evolução histórica da construção de barragens e foram apresentadas as principais características destas obras, em especial as executadas em betão compactado a cilindro (BCC).

No Capítulo 3 apresentaram-se os principais aspectos referentes à sismologia e mecanismos que originam a ocorrência dos fenómenos sísmicos e a sua propagação através de ondas sísmicas pela crusta terrestre. É referida a sismicidade e o risco sísmico dominante em Portugal e foram abordadas as metodologias com vista à quantificação da acção sísmica conforme definida na regulamentação.

No Capítulo 4 foi apresentada uma síntese da legislação fundamental e principais normas e manuais internacionais referentes ao dimensionamento e análise estrutural de barragens.

O Capítulo 5 destinou-se a descrever os casos mais significativos de barragens que foram sujeitas a acções sísmicas intensas, fazendo-se referência aos principais danos que foram observados e às medidas que foram implementadas para reforço dessas estruturas.

No Capítulo 6 sã apresentadas as principais propriedades dos materiais, nomeadamente do betão convencional vibrado (BCV) e betão compactado a cilindro (BCC) e das alvenarias, assim como dos materiais específicos da fundação. Foi também feita a caracterização das acções actuantes durante as diversas fases de vida destas obras e descreveram-se as principais combinações de acções a ter em conta nas análises estruturais.

No Capítulo 7 descreveram-se as metodologias para a análise e avaliação do comportamento estrutural de barragens, com maior incidência para as barragens gravidade de betão, a nível de conceitos gerais de análise dinâmica de estruturas e de modelos simplificados, até aos modelos mais elaborados e de maior exigência de cálculo. Assim, foram descritos os métodos de análise simplificada de tensões e de estabilidade global, designados por métodos por coeficientes sísmicos ou pseudo-estáticos, o método de análise modal por espectros de resposta e os métodos de análise linear ao longo do tempo.

No Capítulo 8 apresentaram-se os principais mecanismos de rotura que poderão ocorrer numa barragem gravidade de betão os associados às acções sísmicas, destacando-se as análises da estabilidade ao deslizamento, ao derrube e os critérios para apreciação de ocorrência de danos nas estruturas. Foram também apresentadas algumas considerações sobre a necessidade de se recorrer a análises não lineares ao longo do tempo.

O Capítulo 9 refere-se à aplicação a um exemplo genérico de uma barragem gravidade construída em betão compactado a cilindro (BCC) das principais metodologias apresentadas no Capítulo 7. São realizadas e apresentadas de forma resumida as análise efectuadas e procedeu-se à comparação dos resultados obtidos.

Por fim, no Capítulo 10, apresentaram-se os princípios gerais relativos à observação do comportamento sísmico de barragens, nomeadamente a observação da sismicidade induzida pela criação de grandes albufeiras e a observação sísmica para os diversos tipos estruturais de barragens, descrevendo-se alguns exemplos de obras que foram instrumentadas com sistemas destinados à observação sísmica.

A presente dissertação permitiu, assim, sistematizar as várias fases de abordagem de análise sísmica de barragens, destacando-se as do tipo gravidade executadas em betão convencional vibrado e em betão compactado com cilindro, assim como a apresentação de diversos assuntos relacionados com interesse para compreender essas análises, abrindo-se a possibilidade da sua aplicação às barragens já construídas.

11.2 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

No decorrer do trabalho os resultados obtidos foram progredindo para áreas do conhecimento que não tinham sido previstas à partida e, no final deste período de estudo, os assuntos abordados foram muitos e diversos. No entanto, entendeu-se que a sua abordagem foi fundamental para compreender as questões colocadas nos objectivos iniciais. Como resultado desta experiência adquirida, a presente dissertação ampliou-se para outros domínios mais vastos.

Em resultado, e quase resultando como um benefício, a dissertação ficou dotada de diversos capítulos que ficaram organizados por temas, o que permite adquirir um enquadramento e noção das áreas necessárias ao entendimento do fenómeno sísmico e sua interligação com o comportamento das estruturas de barragens de betão.

Como ficou demonstrado em zonas com actividade sísmica potencial, e para as obras importantes, é muito importante a consideração, na fase de dimensionamento e na avaliação da sua segurança das obras construídas, do efeito da acção sísmica.

A referência aos efeitos observados nos casos das obras que foram sujeitas a sismos de elevada magnitude é uma boa referência para se perceber qual o comportamento real destas estruturas a estas acções e assim prever os comportamentos futuros para as obras análogas.

No presente estudo foram apresentadas as metodologias de análise de barragens de betão, admitindo-se o comportamento elástico dos materiais. A partir dos princípios enunciados foram também estabelecidos critérios para a análise do estado de tensão correspondente a cada cenário de combinação de acções analisado e avaliação dos cenários de rotura destas estruturas

A partir das metodologias propostas, e admitindo análises no domínio do comportamento linear dos materiais, pretendeu-se tornar possível a localização e determinação dos danos observados numa barragem gravidade de betão quando submetida às acções sísmicas intensas, assim como a verificação da estabilidade e consequentemente a segurança global destas estruturas, concluindo-se que o desenvolvimento de análises não lineares pode ser dispensado para um número significativo de casos.

Deste modo, e no âmbito deste estudo, foi realizada a análise de uma estrutura de uma barragem gravidade de betão compactada com cilindro para as acções estáticas e dinâmicas de projecto. Para o efeito considerou-se um modelo que apresenta geometria e características usuais deste tipo de obras, nomeadamente no que se refere às propriedades dos materiais do betão e da fundação. Apesar da barragem estudada apresentar um comportamento tridimensional foi possível proceder-se à sua análise considerando um modelo simulando um estado plano de deformação, cujos resultados foram também complementados com os obtidos por um modelo tridimensional.

As análises foram efectuadas utilizando-se desde as metodologias mais elementares até à aplicação de programas de cálculo específicos, nomeadamente o programa ANSYS e especialmente o programa EAGD84 desenvolvido pela Universidade de Berkeley. Para este último, e no âmbito desta dissertação, procedeu-se a algumas modificações com vista ao seu funcionamento no Sistema Internacional de Unidades (SI), assim como a programação de pequenas rotinas que permitiram a obtenção de resultados específicos ao longo do tempo de zonas da estrutura que se pretenderam analisar.

Verificou-se que o método dos coeficientes sísmicos é adequado para a realização de análises preliminares de pré-dimensionamento, verificando-se que os seus resultados aproximam razoavelmente bem as conclusões obtidas com os outros métodos. Este método revela igualmente a sua utilidade na verificação dos parâmetros de estabilidade global da estrutura aproveitando os resultados da análise dinâmica no tempo por acelerogramas.

Os métodos de análise espectral são indicados para os estudos de projecto e de determinação do estado de tensão e deformação em regime elástico. A análise transiente permite o estudo de uma barragem considerando a acção sísmica real, traduzida por acelerogramas, e permite obter o comportamento ao longo do tempo da actuação de um sismo considerando-se as diversas componentes das acelerações nas direcções horizontal e vertical.

As acções sísmicas consideradas, variaram desde valores de aceleração de pico baixos a valores elevados, correspondendo estes últimos a cenários extremos ou de acidente. Na análise transiente a acção sísmica foi definida por duas componentes da aceleração livre do solo, nomeadamente a componente horizontal transversal ao eixo da barragem e a componente vertical, tendo o campo das acelerações livres do solo sido assumido como constante em todos os pontos da fundação da barragem.

Com a aplicação do programa EAGD84 foi incluído o efeito hidrodinâmico da água da albufeira e a consideração da absorção parcial das ondas de pressão hidrodinâmica pela fundação, aspecto que permite representar com mais rigor o fenómeno em análise e obter resultados com acrescido interesse. A análise foi conduzida no domínio do comportamento linear dos materiais. O cálculo permitiu, para as acções consideradas, indicar a possibilidade, ainda que reduzida, da ocorrência de roturas localizadas, principalmente na zona de montante da barragem próxima da fundação e eventual tendência para deslizamentos de grandeza reduzida na base.

Salienta-se que a partir da imensa quantidade de informação gerada pela análise numérica ao longo do tempo foi possível avaliar, através da selecção criteriosa das grandezas e locais da estrutura a analisar, fruto do observado nos casos das obras que foram afectadas pela ocorrência de sismos, as condições de segurança da barragem em termos de deslocamentos e tensões máximas e cenários de rotura ao deslizamento e ao derrube.

É interessante referir que através da análise deste modelo pelos diferentes métodos pode-se obter um melhor conhecimento do comportamento deste tipo de obras e, consequentemente, garantir uma maior segurança destas estruturas.

Verificou-se também que a segurança destas obras, desde que tenham uma geometria adequada e materiais de características mecânicas satisfatórias, é garantida para a maioria das combinações de acções estáticas. Para as combinações em que intervêm as acções sísmicas a estabilidade pode não ser garantida, principalmente para o sismo máximo expectável. No entanto, é de esperar que as obras bem dimensionadas não sofram roturas catastróficas, podendo, contudo, na situação de após sismo máximo virem a exigir reparações nos betões próximos dos paramentos e nas zonas de ligação da barragem à fundação.

Constata-se também que a medição dos valores reais nas obras da acção sísmica, através de sistemas de observação da acção sísmica, fornecem a possibilidade de conhecer melhor o comportamento dessas obras face a estas acções, uma vez que permitem caracterizar as acções reais, tanto para as fases prévias ao dimensionamento como em fases posteriores de exploração dos aproveitamentos.

De uma forma geral considera-se que foram cumpridos, e até mesmo excedidos a nível pessoal, os objectivos propostos inicialmente, uma vez que foram investigadas áreas do conhecimento que à partida não estavam equacionados, sintetizando-se esses assuntos em capítulos que poderão vir a interessar para futuros estudos.

11.3 - PERSPECTIVAS PARA DESENVOLVIMENTO FUTURO

As barragens não são estruturas totalmente seguras face à ocorrência de sismos de elevada energia que eventualmente as possam afectar, apesar dos avanços técnicos significativos na análise do comportamento e nas tecnologias que têm permitido a construção destas obras. Estes aspectos têm sido confirmados em casos reais e recentes de barragens importantes que foram sujeitas a sismos intensos.

Na apreciação histórica verificou-se que muitas das barragens em funcionamento foram projectadas e construídas na segunda metade do século XX. A análise sísmica foi realizada na maioria dos casos aplicando a essas estruturas uma aceleração horizontal de valor reduzido, situada entre 0,05g a 0,10g cujo produto pela massa da barragem permitia determinar a força horizontal sísmica de dimensionamento.

Algumas barragens estão executadas em locais que podem ser considerados desfavoráveis e com significativo potencial de actividade sísmica futuro. Também, algumas das maiores estruturas foram construídas em épocas em que os meios disponíveis para a sua análise estrutural eram ainda insipientes, desconhecendo-se actualmente qual o seu comportamento face aos sismos mais gravosos especificados pela actual regulamentação, ou mesmo pela deterioração dos materiais das estruturas ao longo do seu funcionamento.

Assim, verifica-se que será necessário desenvolver estudos para avaliação da segurança sísmica das barragens existentes, nomeadamente as de betão, as quais podem tirar proveito dos avanços significativos dos meios e métodos numéricos de análise sísmica de barragens que actualmente estão disponíveis. Acresce ainda que os estudos de comportamento sísmico de grandes barragens devem ser enquadrados nos estudos de Planos de Emergência para estas obras, uma vez que estão associados a possíveis cenários de rotura.

Nesta dissertação foi ainda possível identificar a necessidade de desenvolvimento de estudos em diversas áreas, enumerando-se em seguida aquelas que se consideram mais pertinentes.

A avaliação da acção sísmica nos locais de futuras obras, ou nos de obras existentes, é de fundamental importância. Envolve a realização de estudos de sismicidade, principalmente para as regiões onde se irão inserir ou localizam obras importantes. Verifica-se, na maioria dos casos, que a caracterização na fase de projecto desta acção não é feita de forma satisfatória devido à falta de elementos de base. Este inconveniente pode ser obviado instalando-se sistemas de observação sísmica adequados, tanto para determinar a sismicidade regional natural como para permitir caracterizar o estado de referência face à eventual sismicidade induzida pela presença de grandes albufeiras.

No sentido da medida anterior realça-se a importância de dotar as obras existentes, e os locais onde se inserem esses empreendimentos, de equipamentos que permitam observar a acção sísmica de entrada numa barragem e a resposta dessa barragem em pontos adequados das estruturas, o que possibilita garantir de forma exponencial a segurança das obras, pois permite determinar exactamente as acções e os seus efeitos caso ocorram fenómenos sísmicos.

A análise não linear requer um trabalho computacional superior e um maior esforço de análise uma vez que exige um maior detalhe na discretização das estruturas e um volume de cálculo enorme para simular o comportamento não linear dos materiais. Actualmente verifica-se que não são as metodologias e meios de cálculo os principais impedimentos à realização destas análises. As maiores dificuldades centram-se na falta de conhecimento nas propriedades dos materiais das barragens em fases de comportamentos não lineares.

Assim, como factor determinante para os resultados finais das análises dinâmicas, observa-se a importância na definição correcta das características de comportamento dos materiais, e propriedades de interacção entre água-betão nos paramentos, para as acções dinâmicas, através da realização de ensaios em obra e em laboratório. Com especial importância refere-se a caracterização das propriedades dos materiais que interessam à análise dos cenários de rotura, nomeadamente as propriedades elásticas e de resistência do betão em massa e em juntas de betonagem, propriedades da fundação para as acções dinâmicas e a determinação dos coeficientes de amortecimento a considerar para esses cenários.

A crescente necessidade de abastecimento de água a populações, fornecimento de água para fins agrícolas, associada ao previsível cenário de grave falta de água potável a nível mundial, assim como a mudança do paradigma na geração de energia eléctrica para meios de geração através de meios renováveis e não prejudiciais ao ambiente, irá certamente colocar a necessidade da construção de mais aproveitamentos.

No futuro, estas barragens serão, muito provavelmente, aproveitamentos de fins múltiplos de pequena e média dimensão e integrar-se-ão melhor no ambiente e nas comunidades para quem servem, garantindo o equilíbrio da nossa sociedade e do ambiente que a rodeia, passando as comunidades que habitam na sua área de influência a depender totalmente deste recurso.

Ter-se-á assim, e de forma incontornável, uma tendência para a construção de aproveitamentos de fins múltiplos, para os quais o betão compactado a cilindro se afigura, pelas razões que foram expostas, como um material fundamental de construção. Verificou-se também que a tecnologia do betão compactado a cilindro pode ser também uma das formas mais adequadas para efectuar o reforço estrutural de barragens existentes.

Como conclusão final entende-se que a realização de estudos de análise de comportamento sísmico de barragens permite obter um conhecimento mais aprofundado do desempenho destas obras e a detecção de comportamentos que possam colocar em risco as populações e bens directamente afectados.

12 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI (1999) *"ACI Manual of Concrete Practice – Part 1, Mass Concrete"*. American Concrete Institute (ACI). Report by ACI Committee 207, Pág. 207.1R-1 a 207.1R-42.

ACI (1999) Roller Compact Concrete. American Concrete Institute (ACI)

Adeghe, L. ; Danay, A. (1993) *"Seismic induced slip of concrete gravity dams"*. Journal of Earthquake Engineering, 119 (1), Pág. 108-109.

Allen, Clarence R. (1979) *"Reservoir-induced earthquakes and engineering policy"*. Seismological Laboratory California Institute of Technology Pasadena, California 91125. Reprinted from Proceedings of Research Conference on Intra-Continental Earthquakes, Ohrid, Yugoslavia.

Alves, Steven W. (2004) *"Nonlinear analysis of Pacoima dam with Spatially nonuniform ground motion"*. California Institute of Technology (CIT). Earthquake Engineering Research Laboratory. Thesis-Report nº EERL 2004-11, Pasadena, California.

Ancoenginners (2007) Site consultado em Agosto de 2007, em http://www.ancoenginners.com

ANSYS (1998) *ANSYS/Multiphysics/LS-DYNA*. Release 5.5.1 UP19981001. ANSYS, Inc. is a UL registered ISO 9001: 1994 Company.

ARC (1996) *"Seismic analysis of dams. Section 3. Guidelines"*. Federal Ministry of Agriculture and Forestry. Austrian Reservoir Commission (ARC).

Arroyo, Alfonso Lopez; Saiz, Angel Perez, (1975) *"Sismicidad Inducida por embalses, metodos de estudio, observacion y sistemas de vigilancia (Primera Parte)"*. Revista de Obras Publicas, Pág. 619-626.

Arroyo, Alfonso Lopez; Saiz, Angel Perez, (1975) *"Sismicidad Inducida por embalses, observacion y sistemas de vigilância (Segunda Parte)"*. Revista de Obras Publicas, Pág. 619-626.

Attewell, P. B. E Farmer, I. W. (1976) *"Principles of engineering geology"*. Chapman and Hall, London, Attewell, P. B. and Farmer, I. W.

Babbitt, Donald H. M. 1997 Improving Seismic Safety of Dams in California. American Society of Civil Engineering (ASCE)

Barakat,Samer A. ; Malkawi, Abda Llah i. Husein ; Omar, Maher (2002) *"Parametric study using FEM for the stability of the RCC Tannur dam"*. Journal of Geotechnical and Geological Engineering. Kluwer Academic Publishers. Netherlands.

Barbat A. H. ; Canet, Juan Miquel (1994) *"Estruturas sometidas a acciones sísmicas. Calculo por ordenador"*. Centro Internacional Métodos Numéricos en Engenierá (CIMNI). Barcelona, 2ª Edicion.

Barros, Ana Cristina ; Rosado, Fernando (2006) *"Planeta Terra"*. Santillana, Constância.

Barros, R. Carneiro ; Teixeira, R. T. (2002) *"An Optimised Solution for the Preliminary Design of the Ribeiradio RCC Dam"*. Proceedings of the Third International Conference on Engineering Computational Technology, B.H.V. Topping and Z. Bittnar (Editors), Civil-Comp Press, Stirling, Scotland.

Brantley ; Topinka (1984) *"Earthquake Information Bulletin"*.

British Dams Organitation (2006) Site consultado em Junho 2007, em http://www.britishdams.org/about_dams/earthquakes.htm

Bruhwieler, E. (1990) *"Fracture of mass concrete under simulated seismic action"*. Dam Engineering, I(3).

Brühwiler, E. (1990) *"Fracture of mass concrete under simulated seismic action"*. University of Colorado, Boulder, USA. Dam Engineering, Vol I – Issue 3, pp. 153-176.

Cabral, João (2001) (a) *"Sismotectónica de Portugal, adaptação de Neotectónica em Portugal Continental"*. Memórias do Instituto Geológico e Mineiro, nº 31, 265 pp. Lisboa, Instituto Geológico e Mineiro.

Cabral, João (2001) (b) *"Sismotectónica de Portugal, adaptação de Cabral, J. E Ribeiro"* – Carta Neotectónica de Portugal Continental. Dep. Geologia Fac. Ciências de Lisboa, Serv. Geol. de Portugal, Gab. Prot. Seg. Nuclear. Lisboa, Instituto Geológico e Mineiro.

CADAM (2001) "CADAM, Version 1.4.3". École Polytechique de Montréal. Montréal, Canada.

Câmara, Romano Jorge Calhau (1989) *"Modelos para estudo do comportamento dinâmico de barragens de betão pelo método dos elementos finitos"*. Tese para especialista no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Proc. 46/13/9205, Lisboa.

Canet, J. Miguel e Oñate E. (1991) *"Análisis dinámico de presas"*. Monografia CIMNE nº 5. Centro Internacional de Metodos Numericos en Ingenieria.

Cantieni, Reto (2001) *"Assessing a Dam's Structural Properties Using Forced Vibration Testing"*. EMPA Duebendorf. Switzerland.

CEB-FIP (1993) *"CEB-FIP Model Code 1990 : Design Code"*. Comité Euro-International du Béton (CEB), Lausanne 1991 & 1993, Thomas Telford Services Ltd. London.

CEGP (1994) *"Selección de presas españolas"*. Comité Espanhol de Grandes Presas. CIGB/ICOLD – CNE. ISBN 84-498-0055-2

CFBR (2006) *"Calcul des barrages-poids. Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids"*. Groupe de Travail, Comité francais des barrages et réservoirs (CFBR).

GCPUD (2007) Consultado em Outubro de 2007 em http://www.gcpud.org/aboutus/wanapumdam.htm

CHINCOLD (1995) *"Proceedings of the International Symposium on Reservoir-Induced Seismicity"*. Chinese National Committee on Large Dams (CHINCOLD). Beijing, China.

Chopra, Anil K., (1968) *"Earthquake Behaviour of Reservoir-Dam System"*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 94, Nº EM6, , Pág. 1475-1500.

Chopra, Anil K. (1988) Evaluation of effects of ground shaking on concrete gravity dams.

Chopra, A. ; Fenves, G. (1984) *"EAGD-84 – A computer program for earthquake analysis of concrete gravity dams"*. Report nº UCB-EERC-84/11, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA.

Chopra, Anil K. ; Zhang, Liping (1991) *"Earthquake-Induced Base Sliding of Concrete Gravity Dams"*. ASCE, Journal of Structural Engineering. Vol. 117, Nº 12. ISSN 0733-9445/0012-3698

Chopra, Anil K. (1995) *"Dynamics of structures"*. Theory and applications of the earthquake engineering. Prentice Hall International, Inc.

Chopra, Anil k. ; Zang, Liping (1991) *"Base sliding response of concrete gravity dams to earthquakes"*. Report Nº UCB/EERC 91/05, Earthquake Engineering Research enter-University of California, Berkeley, California.

Chopra, Anil k. ; Tan, Hanchen (1997) *"EACD-3D-96: A computer program for three-dimensional earthquake analysis of concrete dams"*. Report no. UCB/SEMM-96/06. Department of Civil and Environmental Engineering. University of California, Berkeley, California.

CIGB/ICOLD (1983) *"Seismicity and dam design"*. Bulletin n. º 30

CIGB/ICOLD (1986) *"Earthquake analysis procedures for dams"*. State of the art. Bulletin 52. International Commite of Large Dams (ICOLD).

CIGB/ICOLD (1987) *"Dam Safety Guidelines"*. Bulletin n. º 59. CIGB/ICOLD.

CIGB/ICOLD (1988 a) *"Dam Monitoring. General Recommendations"*. Bulletin n. º 60. CIGB/ICOLD.

CIGB/ICOLD (1988 b) *"Dam design criteria, the philosophy of their selection*". Bulletin n. º 61

CIGB/ICOLD (1989 a) *"Roller Compacted Concrete for Gravity Dams"*. State of the Art. Bulletin 75. CIGB/ICOLD.

CIGB/ICOLD (1989 b) *"Selecting Seismic Parameters for Large Dams"*. Bulletin 72. CIGB/ICOLD.

CIGB/ICOLD (1992) *"Large Dams in Portugal"*. Portuguese National Committee on Large Dams (CIGB/ICOLD). Lisbon.

CIGB/ICOLD (1999) *"Guidelines on design features of dams to effectively resist seismic ground motion"*. Prepared by Committee on Seismic Aspects of Dam Design, ICOLD. (Draft).

CIGB/ICOLD (2001) *"Design features of dams to effectively resist seismic ground motion"*. Bulletin 120, ICOLD.

CIGB/ICOLD (2007) Site consultado em Junho 2007, em http://www.icold-cigb.org/

Clinton, John F. (2004) *"Modern Digital Seismology – Instrumentation, and Small Amplitude Studies in the Engineering World*". California Institute of Technology, Pasadena, California. Report Nº EERL 2001-10.

Clough, R. W. e Ghanaat, Y. (1993) "*Concrete dams, evaluation for seismic loading*". Proceedings, International Workshop on Dam Engineering, Vol. VI, nº 1.

Clough, Ray W. ; Penzien, Joseph (1985) *"Dynamics of Structures"*. International Student Edition, McGraw-Hill Book. 6th printing 1985. ISBN 0-07-Y85098-4.

CNUM (2007) Consultado em Junho 2007, em http://cnum.cnam.fr/CGI/fpage.cgi?4KY28.10/0060/100/432/0/0

Coelho, Aristides G. (1987) *"Teoria das Estruturas"*. Aulas teóricas da cadeira de Teoria de Estruturas na FEUP.

COPTMA (1996) *"Reglamento Técnico Sobre Confedera de Presas y Embalses"*. Confederac de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (COPTMA), ISBN: 84-498-0198-2.

Costa, Joaquim Botelho (1979) *"Estudo e classificação das rochas por exame macroscópico"*. Fundação Calouste Gulbenkian. 5ª Edição, Lisboa.

Darbe, G. R. (1995) *"Strong motion instrumentation of dams"*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, by Jonh Wiley & Sons, Ltd. Vol. 24, Pág. 1101-1111.

Delgado, Raimundo (2002) *"Dinâmica de estruturas"*. Licenciatura em Engenharia Civil. Aulas teóricas da FEUP. 2001-2002

Domingos (2007) Consultado em Junho 2007, em http://domingos.home.sapo.pt/estruterra_2.html

Donlon, William P. (1989) *"Experimental investigation of the nonlinear seismic response of concrete gravity dams". Report N.º EERL 89-01*. California Institute of Technology (CIT). Pasadena, California.

DSTN (2001) *"Guidelines for seismic reassessment of existing dams in Italy"*. Presidenza del Consiglio dei Ministri. Dipattimento per I Servizi Tecnici Nazionali. Dipattimento per I Servizi Tecnici Nazionali (DSTN).

Dungar, R. (1994) *"Complexity, uncertainty and realism in the seismic safety evaluation of concrete dams, linear analysis"*. International Journal of Hydropower & Dams, Vol. 1, N. º 3.

Dunstan, M. R. H. (1978) *"Rolled concrete"*.

Ebeling, M. Robert; Nuss, K. Larry e al., January 2000	*"Evaluation and Comparison of Stability Analysis and Uplift Criteria for Concrete Gravity Dams by Three Federal Agencies"*. ERDC/ITL TR-00-1Information Technology Laboratory. United States Army Corps of Engineers (USACE).
EC 1 (1991)	*"EC1-Eurocódigo 1"*. Norma Europeia EN 1991.
EC8 (2000)	*"Eurocódigo 8: Disposições para projecto de estruturas sismo-resistentes"*. Parte 1-1: Regras gerais – Acções sísmicas e requisitos gerais para as estruturas. ". Norma Portuguesa ENV 1998-1-1. Parte 1-2: Regras gerais – Regras gerais para edifícios. Norma Portuguesa ENV 1998-1-1. Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2000.
EERC (2007)	"*EERC-71-01.pdf*", EERC 2007.
ENGR (2006)	Consultado em Junho 2007, em http://cee.engr.ucdavis.edu/faculty/lund/dams/Dam_History_Page/History.htm
El Centro (1940)	*"El Centro Earthquake Data"* . Peknold Version.
Faria, Manuel de Oliveira (1975)	*"Geologia"*. Porto Editora.
Faria, Rui M. (1988)	*"Análise numérica de barragens abóbada sujeitas à acção sísmica"*. Dissertação de mestrado na FEUP.
Fenves, G. ; Chopra, A. K. (1984)	*"Earthquake Analysis and Response of Concrete Gravity Dams"*. Report Nº UCB/EERC-84/10. Eartquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, California.
Fenves, Gregory ; Chavez, Juan (1994)	*"EAGD-SLIDE: A computer program for the earthquake analysis of concrete gravity dams including base sliding"*. Report nº UCB-EERC-1994/02, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
FERC (2004)	*"Evaluation of Seismic Hazards"*. FERC.
FERC, 1991	"*Engineering guidelines for evaluation of hydropower projects*". Federal Energy Regulatory Commission – FERC. Office of Hydropower Licensing, Report N.º FERC 0119-2. Washington DC, USA.
Ferreira, Vicente ; Farinha, Brazão (1977)	*"Tabelas técnicas"*. Revista de Engenharia da Associação dos Estudantes do Instituto Superior Técnico, Lisboa, 8ª Edição.
Forkmann, Prof. Dr. Bernhard et al. (2003)	*"Safety assessment of gravity dams under seismic load in a region of moderate seismicity: a case study for Saxony"*. 21º Congress Large Dams, Forkmann, Germany.
FOWG (2003)	*"Directives relating to the safety assessment of reservoir subjected to earthquakes"*. Federal Office for Water and Geology FOWG, Switzerland.
Gass, I. G. ; Smith, Peter J. ; Wilson, R. C. L. (1978)	*"Vamos compreender a Terra"*. Livraria Almedina. Coimbra.
GeoSIG Ltd (2003)	*"GS Sensor – Sensor orientation"*. De L_Sensor_Orientation.pdf, GeoSIG Ltd.
GEOSIG (2005)	De "*GW_Issue28.pdf*". GeoWatch28, GeoSIG Ltd.
GEOSIG (2007)	Site consultado em Junho 2007, em http://www.geosig.com/
Geostrata (2006)	*"Lessons learned from the st francis dam failure.pdf"*. Geostrata.
Ghrib F., Léger P., Tinawi R., Lupien R., Veilleux M. (1997)	*"Seismic safety evaluation of gravity dams"*. Hydropower & Dams, Issue Two, Pág. 126-138.
Giuseppetti, G. ; Mazzà, G. ; Meghella, M. (2003)	*"Evaluation of ultimate strength of gravity dams with curved shape against sliding"*. 7th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. CESI S.p.A., - Bucharest, ROMANIA. Milan, Italy e M. Fanelli, Consultant, Milan, Italy.

GLY (2007) Consultado em Junho 2007, em http://www.gly.fsu.edu/

Goodman, R. E. (1980) *"Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rock"*. Goodman, R. E. Wiley and Sons, NY.

Guerreiro, Luís (1999) *"Revisões de Análise Modal e Análise Sísmica por Espectros de Resposta"*. Apontamentos da disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica. Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico (IST).

Gupta, Ajaya Kumar (1992) *"Response Spectrum Method in Seismic Analysis and Design of Structures"*. CRC Press, Inc.

Hansen, Kenneth D. ; Reinhardt, William G. (1991) *"Roller compacted concrete dams"*. McGraw-Hill, Inc. ISBN 0-07-136705-5

Havskov, Jens ; Alguacil, Gerardo (2002) *"Instrumentation in Earthquake Seismology"*. Institute of Solid Earth Physics University of Bergen, Norway and Instituto Andaluz de Geofisica, University of Granada, Spain. Preliminary version.

Herzog, Max A. M. (1999) *"Practical dam analysis"*. Thomas Telford. ISBN 0 7277 2725 7.

Hobbs, D. W. (1964) *"The Tensile Strength of Rocks"*. Intl. J. Rock Mech. Min Scl, Vol. 1, Pergamon Press.

Humar, Jagmohan L. (2005) *"Dynamics of Structures"*. A.A. Balkema Publishers. Second Edition.

ICE (1998) *"An application note to the engineering guide to seismic risk to dams in UK"*. Institution of Civil Engineers ICE.

IEC (2004) *"Working Group on Uplift Pressures under Concrete Dams"*. Final Report, G. COLD EUROPEAN CLUB. Ruggeri, Italy.

INAG (2007) Site consultado em Outubro de 2007, em http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Pedrogao.htm

INETI (2007) Site consultado em Junho 2007, em http://e-geo.ineti.pt/geociencias/cartografia/cartas_papel.aspx

Jansen, Robert B. (1980) *"Dams and Public Safety (Part I)"*. U. S. Department of Interior, Bureau of Reclamation.

Jansen, Robert B. (1988) *"Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation"*. Edited by Robert B. Jansen, Van Nostrand Reinhold.

John G. Anderson, 2007 Site consultado em Junho 2007, em http://www.seismo.unr.edu/htdocs/academic/ANDERSON/GE679_06/

Jonshon, Robert B. ; Graff, Jerome V. (1988) *"Principles of engineering geology"*. Robert B. John Wiley & Sons, Inc. New York. ISBN 0-471-61275-8

Kuo, James Shaw-Han (1982) *"Fluid-Structure Interactions: Add Mass Computations for Incompressible Fluid"*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. Report Nº UCB/EERC-82/09.

LNEC (1978) *"Observação do Comportamento de Barragens de Betão para Solicitações Sísmicas"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

LNEC (1992) *"Compilação de Catálogos Sísmicos da Região Ibérica"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.

LNEC (2006) Site consultado em Março de 2007, em http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE

LNEC (2007) Site consultado em Junho 2007, em http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html

Londe, Pierre (1999) *"The gravity dam. A dam for the future"*. CIGB/ICOLD.

Mason, P.J. (1997) *"The evolving dam"*. Hydropower & Dams, Issue Five. GIBB Ltd. UK,1997

Mir, R. A ; Taylor, C. A. (1996) *"An Investigation Into the Base Sliding Response of Rigid Concrete Gravity Dams to Dynamic Loading"*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 25.

Moea J. Fraile ; Gutierrez, P. Garcia (1995) *"Instrumentacion aplicada a la ingenieria. Transdutores y medidas mecanicas"*.Universidad Politecnica de Madrid. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales Y Puertos. Madrid. ISBN 84-7493-176-2.

Monfore, G. E. ; Taylor, F. W. (1948) *"The problem of an expanding ice sheet"*. Bureau of Reclamation Technical Memorandum.

Mora, Jesus Fraile ; Gutierrez, Pedro Garcia (1995) *"Confederación en Aplicada a la Ingenieria*". Confederaci Politecnica de Confed, E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales Y Puertos, ISBN 84-7493-176-2.

NABATAEAN (2007) Site consultado em Junho 2007, em http://nabataea.net/marib.html

NGDC (2007) Site consultado em Junho 2007, http://www.ngdc.noaa.gov/seg/hazard/slideset/

Nicholson, G. A. (1983) *"Design of Gravity Dams and Rock Foundations: Sliding Stability Assessment by Limit Equilibrium and Selection of Shear Strength Parameters"*. Technical Report GL-83-13, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS 39180

NOIB (1993) *"Normas de Observação e Inspecção de Barragens (NOIB)"*. Portaria n.º 847/93 de 10 de Setembro.

NPB (1993) *"Normas de Projecto de Barragens (NPB)"*. Portaria n.º 846/93, 1 Série-B, n.º 213 de 10 de Setembro de 1993, Pág. 4842-4855.

NRC (1991) *"Earthquake Engineering for Concrete Dams: Design, Performance, and Research Needs"*. Committee on Earthquake Engineering. National Research Council (NRC). National Academy Press, Washington D.C.

Nuss, Larry K. (1991) *"Current Seismic Structural Analysis for Concrete Dams"*. United States Bureau of Reclamation (USBR), Concrete Dams.

Oliveira, Carlos S. (1977) *"Sismologia, Sismicidade e Risco Sísmico"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC.

Oliveira, Carlos S. ; Sousa, M. Luísa ; Costa, Alfredo C. (2005) *"Contribuição para a revisão da acção sísmica em Portugal Continental no contexto do Eurocódigo 8"*.

Ottosen, Niels Saabye (1977) *"A failure criterion for concrete"*. Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE). Vol. 103, n.º EM4.

PCA (2006) Site consultado em Agosto 2007, http://www.cement.org/basics/concreteproducts_rcc.asp

PCA (2007) Site consultado em Junho 2007, http://www.cement.org/water/dams_rcc_loch_raven.asp

Presses de Ponts et Chaussés, (1996) *"Le Béton compacté au rouleau. Les barrages en BCR"*. Project National BaCaRa 1988-1995. Presses de Ponts et Chaussés, Paris.

Radhakrishnan, Nisha (2006) *"Direct GPS measurement of Koyna dam deformation during earthquake"*. Indian Institute of Technology Bombay. 3rd IAG / 12th FIG Symposium, Baden.

Ramos, José Mora (2004) *"Observação do comportamento estrutural de barragens de betão. Aspectos práticos"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa. ISBN 972-49-2021-6.

Raphael, Jerome M. (1984) *"Tensile Strength of Concrete"*. American Concrete Institute Journal (ACI), Technical Paper. Title Nº 81-17.

RCCDAMS (2007) Site consultado em Junho 2007,

http://www.rccdams.co.uk/projects/upperstillwater/index.htm

Rea, D. ; Liaw, Y., ; Chopra, K. (1975) "*Mathematical Models for the Dynamic Analysis of Concrete Gravity Dams*". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, N.º 3, Pág. 249-258.

Rebelo, Carlos Silva (2003) *"Dinâmica de Estruturas"*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Reilly, N. (2004) *"Working Group on Guidelines for the Seismic Assessment of Dams"*. Final Report. ICOLD EUROPEAN CLUB, 2004 United Kingdom

Rodrigues, Jorge (2005) *"Identificação modal estocástica. Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil"*. Tese de doutoramento elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). ISBN 972-49-2035-6.

Royet e al. (2003) *"Synthése sur le vieillissement et la réhabilitation des barrages français en maçonnerie"*. 21º Congrés de CIGB, Montréal Q82 R41, Vol. 2, Pág. 705-743

RPB (1993) *"Regulamento de Pequenas Barragens"*. Decreto-Lei n.º 409/93, DR 1 Série-A, n.º 290, de 14 de Dezembro, Pág. 6943-6947.

RSAEEP (1983) *"Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas e Pontes (RSAEEP)"*. Decreto-lei n.º 235/83.

RSB (2007) *"Regulamento de Segurança de Barragens (RSB)"*. Decreto-Lei n.º 344/2007, 1 Série, n.º 198, de 15 de Outubro de 2007, Pág. 7459-7474.

Sagrado, Cascón ; Arriba, García ; Madrazo, J. (1994) *"Caracterizacion de hormigones compactados com rodillo"*. Revista de Obras Publicas nº 3 329, Año 141.

Saiz, Angel Perez; Adrover, Antonio Roca Julio (1981) *"Critérios basicos sobre instrumentacion sísmica de presas y embalses"*. Revista de Obras Publicas. Pág. 499-505

Saiz, Angel Perez (1982) *"Reflexiones sobre la instrumentación de presas. Instrumentación automática. Enfoque actual en España"*. Revista de Obras Publicas. Pág. 283-290

Sarkaria, S. ; Andriolo, R. (1995) *"Special factors in design of high RCC gravity dams – Part II"*. International Power & Dam Construction.

Sarkaria, S. ; Andriolo, R. (1995) *"Special factors in design of high RCC gravity dams – Part I"*. International Power & Dam Construction.

Sasaki, Takashi ; Takasu, Syuji ; Yoshida, Hitoshi ; Inagaki, Kenji (2000) *"Present state of acceleration measurement and nation-wide network of observation at dam sites in Japan"*. UJNR US- Japan Workshop on Advanced Research on Earthquake Engineering for Dams.

Sauz, Angel; Adrover, Antonio ; Gaspar Sanchez (1988) "*Análisis de los primeros acelerogramas obtenidos em España en la Presa de Béznar (Granada)*". Revista de Obras Publicas. Pág. 523-530.

Serra, Bilé ; Caldeira, J. ; Coelho, Gomes (2002) *"Barragens Portuguesas. Metodologias para elaboração de estudos sismológicos específicos"*.

Serrano, J. L. Utrillas (1996) *"La Presa de Tous"*. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (MOPTMA), Confederación Hidrográficá del Júcar.

Silveira, António F. (1961) *"As variações de temperatura nas barragens. Memória n.º 177"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.

SimsCience (2006) Site consultado em Junho 2007, http://simscience.org/cracks/intermediate/grav_hist1.html

SPES (2007) Site consultado em Junho 2007, em http://www.spes-sismica.org/INTENSIDADE

Sudakov, B. ; Marchuk, N. ; Karavaev, V. (1996) *"Modern design and technological solutions for earthquakeproof gravity dams"*. Hydrotechnical Construction, Vol 30, N.º 2. Plenum Publishing Corporation.

Thakkar, S. H. E Agarwal, Pankaj (2003) *"Seismic safety of concrete gravity dam in earthquakes"*. Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB), Vingt et Uniéme Congrés des Grands Barrages, Montréal.

Toma, Ion (2002) *"Code for design and seismic safety assessment of dams and hydraulic Structures"*. Technical University of Civil Engineering, Bucharest. Personal communication summarizing the Romanian. 3th edition.

USACE (1983) *"Interim Procedure for specifying Earthquake Motions"*. ETL 1110-2-301. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (1985) *"Seismic Designs Provisions"*. EP 1110-2-12. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (1987) *"Instrumentation for concrete structures"*. EM 1110-2-4300. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (1993) *"Structural design using the roller-compacted Concrete (RCC) construction process"*. Technical Letter ETL 1110-2-343. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (1994) *"Arch dam design"*. EM 1110-2-2201. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (1994) *"Engineering and Design, Rock Foundations"*. EM 1110-1-2908. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (1995) a) *"Gravity Dam Design"*. EM 1110-2-2200. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (1995) b) *"Earthquake Design and Evaluation for Civil Works Projects"*. ER-1110-2-1806. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (1995) c) *"Seismic Design Provisions for Roller Compacted Concrete"*. EP 1110-2-12. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (1999) *"Response Spectra and Seismic Analysis for Concrete Hydraulic Structures"*. EM 1110-2-6050. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (2000) a) *"Evaluation and comparison of stability analysis and uplift criteria for concrete gr avity dams by three federal agencies"*. ERDC/ITL TR-00-1. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (2000) b) *"Roller-Compacted Concrete"*. Engineering and design, EM 1110-2-2006. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (2003) *"Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures"*. EM 1110-2-6051. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (2005) *"Stability analysis of Concrete structures"*. Engineer Manual, EM 1110-2-2100. United States Army Corps of Engineers (USACE).

USACE (2006) Consultado em Julho 2007, em http://www.nww.usace.army.mil/html/pub/pi/flood/willow.htm

USBR (1987) *""Design of small dams*. A Water Resource Technical Publication. United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USBR),Third Edition.

USCOLD (1989) *"Strong Motion Instruments at Dams"*. Guideline´s for their Selection, Installation, Operation and Maintenance

USCOLD (1992) *"Observed Performance of Dams During Earthquakes"*. Published by USCOLD, Committee on Earthquakes.

USCOLD (1997) *"Reservoir Triggered Seismicity"*, USCOLD .

USGS (2007)	Site consultado em Março de 2007, em http://libraryphoto.cr.usgs.gov/ (Lower Van Norman Dam photo)
USGS, 2007	Site consultado em Junho 2007, em http://quake.usgs.gov/prepare/ncep/methods.html
USGS/CVO (1997)	Site consultado em Junho 2007, em http://vulcan.wr.usgs.gov/Imgs/Gif/PlateTectonics/Maps
Vallarino, Prof. Dr. Eugenio Cánovas del Castillo (1991)	*"Tratado basico de presas"*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales Y Puertos. Colección Seinor nº 11. ISBN: 84-380-0044-4
Wells, D. L. ; Coppersmith, K. J. (1994)	"*New empiric relationships among magnitude, rupture length, rupture area and surface displacement*". Seismological Society American Bulletin.
Whiteside, Stephen L. ; P.E., CDM ; Abdo, Fares Y. (2006)	*"RCC Dam Saves City's Sole Source of Water Supply*". Portland Cement Association (PCA). WATER RESOURCES.
Wieland, Martin (2001)	*"Earthquake safety of existing dams for irrigation and water supply in rural areas"*.
Wieland, Martin (2002)	*"Why do we need strong motion instruments in large dams?"* Committee on Seismic Aspects of Dam Design, International Commission on Large Dams (ICOLD), Electrowatt-Ekono Ltd.
Wieland, Martin (2003) a)	"*Lessons learned from the earthquake behaviour of large dams and their implications on seismic design criteria*". Electrowatt-Ekono AG, Switzerland
Wieland, Martin (2003) b)	"*Seismic aspects of dams design*". Electrowatt-Ekono AG, Switzerland
Wieland, Martin (2003) c)	*"Seismic aspects of dams"*. Commission Internationale des Grands Barrages, Vingt et Unième Congrès des Grands Barrages, Montréal.
Wieland, Martin (2003) d)	*"Earthquake safety of concrete dams and Seismic design criteria for major dam projects"*. ICOLD Committee on Seismic Aspects of Dam Design Electrowatt-Ekono AG, Hardturmstrasse 161, CH-8037 Zurich, Switzerland.
Wieland, Martin (2004)	*"Earthquake resiliency of large concrete dams: damage, repair, and strengthening concepts"*. Commission Internationale Des Grands Barrages. 20 Congrés Des Grands Barrages. Montréal.
Wieland, Martin (2006)	*"Earthquake safety of existing dams"*. 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva.
Wieland, Martin (2006)	*"Earthquake safety of existing dams. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology"*. Paper Number: Keynote Address K10. 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC, Geneva, Switzerland.
Wieland, Martin (2006)	*"Earthquake safety of existing dams. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Slides*". Paper Number: Keynote Address K10.13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC, Geneva, Switzerland.
Wikipedia (2006)	Site consultado em Outubro de 2007, em http://en.wikipedia.org/wiki/Koyna_Dam
Wikipedia (2007) a)	Site consultado em Junho 2007, em http://pt.wikipedia.org/wiki/Sismo
Wikipedia (2007) b)	Site consultado em Junho 2007, em http://pt.wikipedia.org/wiki/Imagem:Sismografo_chang_heng.jpg
Wikipedia (2007) c)	Site consultado em Junho 2007, em http://en.wikipedia.org
Wilson, Der Kiureghian ; Bayo (1981)	*"Short Communication: A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis"*. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9.
Leicestershire/Villages (2007)	Site consultado em Junho 2007, em http://www.leicestershirevillages.com