

AGRADECIMENTOS

Ao professor e orientador Sergio Hampshire de Carvalho Santos e ao professor e Co-orientador Silvio de Souza Lima pelos ensinamentos e orientação dedicados a este trabalho. Pela oportunidade que me deram de conhecer o universo da Análise Dinâmica.

Aos meus pais Francisco Teles e Lucineide Teles pelo incentivo e paciência de sempre.

Aos meus amigos de graduação Lara Soares, Tatiana Leone, Thaís Fernandes e Yuri Magalhães pelo esforço e parceria durante todos esses anos de faculdade.

Ao meu noivo Carlos Eduardo por toda confiança, compreensão e paciência.

A Deus, acima de tudo, pela força e discernimento dados para enfrentar e concluir a graduação.

ÍNDICE

1. Introdução	2
2. Geração de Acelerogramas Sísmicos Artificiais Compatíveis com um dado Espectro de Projeto	6
2.1. Espectro de Resposta	7
2.1.1. Espectros de Resposta para Aceleração da Base	7
2.1.2. Espectro de Projeto	10
2.2. Geração de Terremotos Artificiais	10
2.3. Correção dos Terremotos Artificiais – Correção da base	13
2.4. Critério de Validação do USNRC	15
2.5. Descrição do Programa	15
2.6. Exemplo - Programa 1	16
3. Análise no Regime Não Linear	21
3.1. Avaliação da Resposta ao Carregamento Dinâmico	22
3.1.1. Sistemas de um Grau de Liberdade	22
3.1.2. Avaliação da Resposta pelo Algoritmo das Acelerações Lineares	25
3.1.3. Extensão da Formulação para Sistemas Elastoplásticos Perfeitos	30
3.2. Descrição do Programa	31
3.3. Exemplo - Programa 2	31
4. Aplicação na análise de estruturas de concreto armado (Curvas Momento – curvatura)	44
4.1. Modelo de Mander – Determinação da Ductilidade das Colunas	45

4.2.	Concreto Confinado e Rótulas Plásticas	49
4.3.	Dimensionamento da Seção do Pilar	50
4.4.	Análises – Programa KSU_RC	53
4.5.	Verificação com o Programa 1 e Programa 2	59
5.	Conclusões	60
	Referências e Bibliografia	61

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Histórico de ocorrência de sismos no Brasil [1] .	4
Figura 2.1 – Utilização de espectro de resposta.	7
Figura 2.2 – Acelerações do El Centro [1] .	8
Figura 2.3 – Função Envoltória.	11
Figura 2.4 – Espectro de projeto.	17
Figura 2.5 – Tela de entrada do programa.	18
Figura 2.6 – Acelerograma final.	19
Figura 2.7 – Comparação entre os espectros de projeto e o de resposta.	20
Figura 3.1 – Gráfico de Forças x Deslocamentos no Regime Elastoplástico.	22
Figura 3.2– Sistema massa – mola – amortecedor.	23
Figura 3.3 – Curva Deslocamento x Tempo	25
Figura 3.4 – Variação cúbica dos deslocamentos.	27
Figura 3.5 – Variação quadrática das velocidades.	27
Figura 3.6 – Variação linear das acelerações.	28
Figura 3.7– Sistema dinâmico elasto-plástico perfeito.	30
Figura 3.8 – Tela de entrada do programa para $R_t=200$.	32
Figura 3.9 – Deslocamento x Tempo ($R_t=200$).	33
Figura 3.10 – Tela de entrada do programa para $R_t=0,2809$.	35
Figura 3.11 – Deslocamento x Tempo ($R_t=0,2809$).	36
Figura 3.12 – Tela de entrada do programa para $R_t=0,1405$.	37
Figura 3.13 – Deslocamento x Tempo ($R_t=0,1405$).	38

Figura 3.14 – Coeficientes de Modificação de Resposta (R).	43
Figura 4.1– Diagrama tensão-deformação para o concreto segundo MANDER, PRIESTLEY e PARK [8] .	46
Figura 4.2 – Tela do programa KSU_RC [7] com a apresentação dos dados de entrada.	47
Figura 4.3 – Tela do Diagrama M- κ obtido através do programa KSU_RC [7] .	48
Figura 4.4 – Esquema de Quadro P4 da Ponte.	51
Figura 4.5 – Diagrama Momento x Curvatura do caso a.	54
Figura 4.6 – Diagrama Momento x Curvatura do caso b.	54
Figura 4.7 – Modelo para análise da ductilidade das colunas - Caltrans [6] .	55

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Acelerações do El Centro [1] .	9
Tabela 2.2 – Intervalos de frequências sugeridos pelo USNRC [14] .	12
Tabela 2.3 – Espectro de projeto adotado pelo USNRC [14] .	16
Tabela 3.1 – Deslocamentos Máximos Plásticos obtidos para R=1.	39
Tabela 3.2 – Deslocamentos Máximos Plásticos obtidos para R=2.	40
Tabela 3.3 – Deslocamentos Máximos Plásticos obtidos para R=4.	41
Tabela 3.4 – Deslocamentos Máximos Plásticos obtidos para R=8.	42
Tabela 4.1 – Casos analisados pelo programa KSU_RC com seus respectivos parâmetros.	53
Tabela 4.2 – Resultados na análise linear e não linear	59

RESUMO

Sob a ação de forças sísmicas de projeto, desenvolvem-se esforços internos de grande intensidade nas estruturas de concreto armado. Nas estruturas usuais de edificações, é economicamente inviável projetar as estruturas sob a ação das forças sísmicas, considerando os mesmos critérios utilizados para os carregamentos usuais. Deve ser explorada a ductilidade das estruturas, ou seja, sua capacidade de desenvolver grandes deslocamentos e deformações no regime não linear, antes do colapso. Nas normas de projeto, como a Norma ABNT NBR 15421:2006, esta consideração é feita de forma indireta, através de Coeficientes de Modificação de Resposta (R).

Neste trabalho avalia-se a adequação destes coeficientes tendo em vista os requisitos de detalhamento usuais definidos na ABNT NBR 6118:2004. A seguinte metodologia é apresentada:

- Através de um programa desenvolvido especificamente para este fim, geração de sismos artificiais, compatíveis com o espectro de projeto adotado pelo USN RC;
- Obtenção de curvas momento-curvatura, correspondentes a seções típicas de pilares e vigas, detalhados segundo os critérios da ABNT NBR 6118:2004;
- A partir destas curvas, obtenção de curvas não lineares força horizontal-deslocamento, correspondentes a situações típicas de pórticos de concreto armado;
- Através de um programa desenvolvido especificamente para este fim, determinação da demanda de ductilidade para estas curvas não lineares força-deslocamento, sob a ação dos sismos artificiais gerados.
- Análise final da adequação dos coeficientes R definidos na ABNT NBR 15421:2006

1. Introdução

A análise dinâmica tem extensa aplicação em projetos de engenharia civil. Nas construções em geral, explosões, operação de máquinas e equipamentos, tráfego de veículos, deslocamentos de pessoas e multidão, dentre outros, podem gerar forças de inércia relevantes. Tais ações dinâmicas podem afetar não só a segurança das estruturas, como também sua funcionalidade e o conforto das pessoas que a ocupam. No presente trabalho, será feito um estudo de análise dinâmica apenas para os sismos.

A tecnologia atual prevê a ocorrência e grandeza de um sismo através de estudos probabilísticos. Busca-se através dessas previsões, projetar construções que resistam aos efeitos provocados pelo sismo no sistema estrutural.

Para o entendimento de certos aspectos abordados no presente trabalho, alguns conceitos básicos sobre os sismos serão apresentados. Em termos de nomenclatura, é denominado de hipocentro ou foco o ponto onde se origina o sismo, ficando geralmente em camada profunda da crosta terrestre. O ponto na superfície da Terra diretamente acima do hipocentro é denominado de epicentro. A onda sísmica liberada do hipocentro até chegar ao epicentro é afetada pelas características do terreno. Ou seja, quanto mais flexível for esse terreno, mais estas ondas são amplificadas ao chegar à superfície, causando prejuízos ainda maiores.

Os sismos são medidos pela quantidade de energia que liberam. Esta medida é denominada de magnitude do sismo. Em 1935, Charles F. Richter apresentou a Escala Richter de Magnitude, calculada como o logaritmo decimal da amplitude máxima do registro sísmico, em micrometro 10^{-6} m, registrada por sismógrafo do tipo Wood-Anderson, a uma distância de 100 Km do epicentro do sismo. Como, em geral, não se tem sismógrafo exatamente nessa distância, faz-se uma correção, para calcular a magnitude M , definida como $M = \log_{10} A - \log_{10} A_0$, segundo Souza Lima e Santos [1], sendo A a amplitude máxima do registro sísmico e A_0 um fator de correção que corresponde a uma leitura do sismógrafo produzida por um sismo padrão. Geralmente, adota-se $A_0 = 0,001$ mm. A energia E liberada por um sismo, na escala Richter, em Joules, é avaliada empiricamente como

$\log_{10} E = 11,4 + 1,5M$. Quanto maior for a energia liberada pelo sismo, maior será sua magnitude.

Apesar de tais equações fornecerem tanto a energia liberada quanto a magnitude, elas não quantificam os prejuízos causados pelo sismo. A intensidade do sismo é a medida que representa os danos causados e como o local foi afetado. No projeto de estruturas, tanto a intensidade quanto a magnitude não fornecem grandes informações de grande utilidade para os engenheiros. Em termos de engenharia, a característica mais importante é o histórico no tempo das acelerações provocadas pelos sismos. Mede-se a aceleração em três direções. São elas: Norte-Sul (NS), Leste-Oeste (LO) e Vertical. Para tornar viável o estudo dos sismos, são apresentados gráficos do tipo espectro de resposta e espectro de projeto, que mostram as acelerações máximas em um sistema de um grau de liberdade, em função de seu período e amortecimento e, conseqüentemente, permitindo avaliar as forças sísmicas despertadas na estrutura.

O estudo sísmico é recente no Brasil e ainda está em desenvolvimento, através inclusive de um conjunto de Normas de Projeto, relativas à resistência sísmica das estruturas de edifícios. A maior parte do território brasileiro não apresenta um histórico de muitas ocorrências de sismos, que acontecem de forma mais significativa apenas na região próxima ao Estado do Acre, conforme pode ser visto na Figura 1.1, a seguir.

No Capítulo 4 é apresentada a aplicação dos programas desenvolvidos para a análise de uma estrutura típica encontrada em um projeto de pontes. É analisado um pórtico de concreto armado submetido a forças sísmicas aplicadas em seu sentido horizontal. Considera-se na análise a capacidade do pórtico de desenvolver grandes deslocamentos e deformações no regime não linear antes da sua ruptura final.

2. Geração de Acelerogramas Sísmicos Artificiais Compatíveis com um dado Espectro de Projeto

Os métodos para execução de análise sísmica de estruturas podem ser divididos em dois grupos, segundo a forma como é considerada a excitação sísmica:

- Análise Espectral;
- Análise no domínio do tempo ou da frequência, usando histórico no tempo da aceleração do terreno.

A análise espectral é utilizada quando se deseja, de forma bastante rápida, calcular a resposta dinâmica de estruturas submetidas a terremotos. No entanto, não se trata de método exato, obtendo-se apenas valores aproximados a favor da segurança. Além disso, esse método traz o inconveniente de ter que superpor adequada e conservadoramente as componentes modais. Para tal fim, o critério que é adotado é o SRSS (“Square Root of Sum of Squares”). Muito embora seja um método que produz resultados aproximados (desde que não haja proximidade de frequências), normalmente a favor da segurança, pode-se obter valores calculados bastante discrepantes em relação àqueles mais exatos. Some-se a tudo o fato de que somente são calculados valores absolutos, perdendo-se o sinal algébrico dos resultados após a superposição modal.

As análises no domínio no tempo ou da frequência utilizam um ou mais terremotos básicos de projeto dados através do histórico no tempo das acelerações. Depois de definida a excitação, os métodos possuem formulações distintas. Para projetos de estruturas de instalações nucleares, a adoção da análise espectral desacompanhada de outro método adicional normalmente não é permitida. Deve-se, portanto, realizar uma análise no domínio do tempo ou da frequência, não somente para um acelerograma, mas para vários acelerogramas estatisticamente independentes, gerados a partir do mesmo espectro de projeto. Tal procedimento tem por objetivo dirimir dúvidas em relação à utilização de apenas um histórico no tempo. A geração de vários terremotos artificiais é tarefa que somente pode ser executada através do uso da computação, razão pela qual foi desenvolvido neste trabalho um programa em ambiente Delphi [4], permitindo, dessa forma, que as estruturas submetidas a cargas sísmicas sejam analisadas adequadamente.

2.1. Espectro de Resposta

Em 1932, como forma de caracterizar os efeitos de sismos em estruturas, M. A. Biot introduziu o conceito de espectro de resposta. Ele define que espectro de resposta é um gráfico que mostra a resposta máxima, seja em termos de deslocamentos, velocidades, acelerações ou qualquer outra grandeza, em função do período natural ou da frequência natural para um sistema com um grau de liberdade, considerando uma determinada excitação, para uma determinada fração de amortecimento crítico do sistema.

Conhecido o espectro de resposta de uma dada excitação, a resposta máxima para um sistema com um grau de liberdade é facilmente determinada desde que conhecido o seu período natural T_n , conforme ilustrado na Figura 2.1. Entretanto, a informação sobre o instante no tempo onde ocorre a resposta máxima não fica disponível.

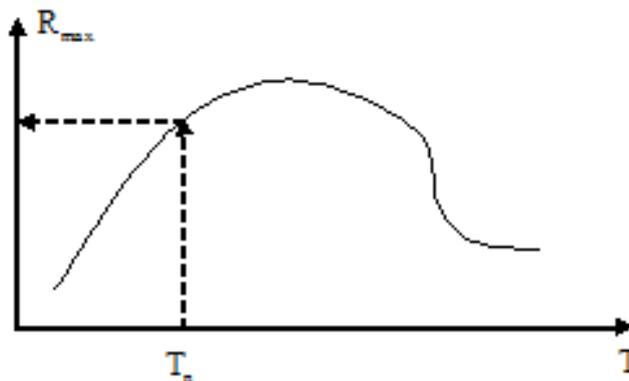


Figura 2.1 – Utilização de espectro de resposta.

2.1.1. Espectros de Resposta para Aceleração da Base

Para se compreender e caracterizar os efeitos de um terremoto sobre as estruturas, deve-se avaliar as acelerações produzidas por este. Na análise sísmica, os espectros de respostas para aceleração da base são de grande importância. Na Figura 2.2 encontram-se as acelerações horizontais em termos de frações da aceleração da gravidade “g”, produzidas por um terremoto muito conhecido e estudado, o de “El Centro”. O terremoto é ilustrado nos seus

t	a(t)/g								
0	0,0108	1,924	-0,261	5,039	0,0301	6,686	0,0457	8,278	0,0305
0,042	0,002	2,007	-0,3194	5,108	0,2183	6,714	0,0385	8,334	0,0246
0,097	0,0159	2,215	0,2952	5,199	0,0267	6,728	0,0009	8,403	0,0347
0,161	-0,0001	2,27	0,2634	5,233	0,1252	6,749	-0,0288	8,458	-0,0369
0,221	0,0189	2,32	-0,2984	5,302	0,129	6,769	0,0016	8,533	-0,0344
0,263	0,0001	2,395	0,0054	5,33	0,1089	6,811	0,0113	8,596	-0,0104
0,291	0,0059	2,45	0,2865	5,343	-0,0239	6,852	0,0022	8,638	-0,026
0,332	-0,0012	2,519	-0,0469	5,454	0,1723	6,908	0,0092	8,735	0,1534
0,374	0,02	2,575	0,1516	5,51	-0,1021	6,991	-0,0996	8,818	-0,0028
0,429	-0,0237	2,652	0,2077	5,606	0,0141	7,074	0,036	8,86	0,0233
0,471	0,0076	2,708	0,1087	5,69	-0,1949	7,121	0,0078	8,882	-0,0261
0,581	0,0425	2,769	-0,0325	5,773	-0,242	7,143	-0,0277	8,915	-0,0022
0,623	0,0094	2,893	0,1033	5,8	-0,005	7,149	0,0026	8,956	-0,1849
0,665	0,0138	2,976	-0,0803	5,809	-0,0275	7,171	0,0272	9,053	0,126
0,72	-0,0088	3,068	0,052	5,869	-0,0573	7,226	0,0576	9,095	0,032
0,74	-0,0256	3,129	-0,1547	5,883	-0,0327	7,295	-0,0492	9,123	0,0955
0,789	-0,0387	3,212	0,0065	5,925	0,0216	7,37	0,0297	9,15	0,1246
0,829	-0,0568	3,253	-0,206	5,98	0,0108	7,406	0,0109	9,253	-0,0328
0,872	-0,0232	3,386	0,1927	6,013	0,0235	7,425	0,0186	9,289	-0,0451
0,902	-0,0343	3,419	-0,0937	6,085	-0,0665	7,461	-0,253	9,427	0,1301
0,941	-0,0402	3,53	0,1708	6,132	0,0014	7,525	-0,0347	9,441	-0,1657
0,961	-0,0603	3,599	-0,0359	6,174	0,0493	7,572	0,0036	9,51	0,0419
0,997	-0,0789	3,668	0,0365	6,188	0,0149	7,6	-0,0628	9,635	-0,0936
1,066	-0,0666	3,738	-0,0736	6,198	-0,02	7,641	-0,028	9,704	0,0816
1,076	-0,0381	3,835	0,0311	6,229	-0,0381	7,669	-0,0196	9,815	-0,0881
1,094	-0,0429	3,904	-0,1833	6,279	0,0207	7,691	0,0068	9,898	0,0064
1,168	0,0897	4,014	0,0227	6,326	-0,0058	7,752	-0,0054	9,939	-0,0006
1,315	-0,1696	4,056	-0,0435	6,368	-0,0603	7,794	-0,0603	9,995	0,0586
1,384	-0,0828	4,106	0,0216	6,382	-0,0162	7,835	-0,0357	10,02	-0,0713
1,412	-0,0828	4,222	-0,1972	6,409	0,02	7,877	-0,0716	10,05	-0,0448
1,44	-0,0945	4,314	-0,1762	6,459	-0,176	7,96	-0,014	10,08	-0,0221
1,481	-0,0885	4,416	0,146	6,478	-0,0033	7,987	-0,0056	10,1	0,0093
1,509	-0,108	4,471	-0,0047	6,52	0,0043	8,001	0,0222	10,15	0,0024
1,537	-0,128	4,618	0,2572	6,534	-0,004	8,07	0,0468	10,19	0,051
1,628	0,1144	4,665	-0,2045	6,562	-0,0099	8,126	0,026		
1,703	0,2355	4,756	0,0608	6,575	-0,0017	8,166	-0,0335		
1,855	0,1428	4,831	-0,2733	6,603	-0,017	8,195	-0,0128		
1,88	0,1777	4,97	0,1779	6,645	0,0373	8,223	0,0661		

Tabela 2.1 – Acelerações do El Centro [1] .

2.1.2. Espectro de Projeto

Para o projeto de uma estrutura existente não se pode aplicar diretamente um espectro de resposta. Isso porque um espectro de resposta é específico de um dado sismo acontecido em um determinado local. Ou seja, não se pode garantir que as mesmas características desse sismo passado irão ocorrer novamente em sismos futuros.

Surge, então, o conceito de espectro de projeto que é baseado em estudos estatísticos de um conjunto de espectros de resposta para sismos ocorridos no local de interesse. Existem critérios para a construção de espectros de projetos nos regulamentos e normas de projeto. A finalidade é que esses espectros de projeto sejam utilizados em novas construções ou em verificações da resistência de construções existentes.

2.2. Geração de Terremotos Artificiais

Considerando-se que o Método Espectral é aproximado e que a aplicação de um sismo já ocorrido não garante a segurança de uma estrutura para um sismo que possa vir a ocorrer, surgiu o conceito da geração de sismos artificiais compatíveis com um determinado espectro de projeto. De acordo com este conceito, os sismos artificiais devem gerar espectros de resposta o mais próximo possível do espectro de projeto definido para a estrutura em análise.

Para a geração de um conjunto de terremotos artificiais compatíveis com um dado espectro de projeto, foi desenvolvido um programa em ambiente Delphi, que possibilitou implementar o procedimento adequado (Programa 1). Utilizou-se a metodologia proposta por Levy-Wilkinson [11] e os critérios do USNRC (United States Nuclear Regulatory Commission) [14] para a validação da simulação. Os acelerogramas foram representados através da superposição de uma série de componentes harmônicos, multiplicados por uma função envoltória adequada:

$$\frac{d^2u}{dt^2} = F(t) \times \sum_i (A_i \times \cos(w_i \times t + \phi_i)) \quad ; \quad (2.1)$$

Sendo $\frac{d^2u}{dt^2}$ = Acelerações;

$F(t)$ = Função Envoltória;

A_i = Amplitude;

w_i = Frequência circular;

ϕ_i = Ângulo de fase aleatório.

Podem ser adotadas diversas funções envoltórias $F(t)$. Essa adoção deve ser prerrogativa do projetista segundo o caso em análise. Podem-se adotar envoltórias de diversas formas, e foi adotada, para o estudo em questão, uma envoltória trapezoidal para terremotos com duração prevista de quinze segundos:

$$F(t) = \begin{cases} t \leq 2.5s \Rightarrow \frac{t}{2.5} \\ 2.5s \leq t \leq 10s \Rightarrow 1 \\ 10s \leq t \leq 15s \Rightarrow 1 - \frac{(t-10)}{5} \\ t \geq 15s \Rightarrow 0 \end{cases} \quad (2.2)$$

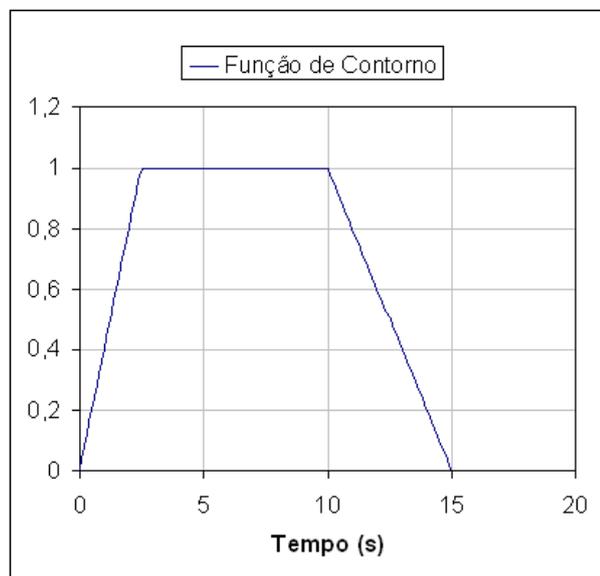


Figura 2.3 – Função Envoltória.

Para cada acelerograma, devem ser consideradas contribuições de determinado número de frequências. Foram adotados os intervalos de frequências sugeridos pelo USNRC [14] (frequências não uniformemente distribuídas), conforme a Tabela 2.2:

Intervalos de Frequências Sugeridos para o Cálculo do Espectro de Resposta	
Frequências (Hertz)	Incremento (Hertz)
0,2 - 3,0	0,10
3,0 - 3,6	0,15
3,6 - 5,0	0,20
5,0 - 8,0	0,25
8,0 - 15,0	0,50
15,0 - 18	1,00
18,0 - 22,0	2,00
22,0 - 34,0	3,00

Tabela 2.2 – Intervalos de frequências sugeridos pelo USNRC [14] .

A aleatoriedade do processo é garantida através da função randômica do programa para o ângulo ϕ_i , sendo adotada uma distribuição estatística uniforme entre 0 e 2π . Um conjunto completo de ângulos de fase é gerado para cada acelerograma produzido.

A tarefa mais complexa na geração de terremotos artificiais é a determinação das amplitudes A_i . Isso é feito através de processo iterativo que chega ao seu final quando houver a coerência entre os espectros gerado e de projeto. Para obtenção dos coeficientes A_i em cada passo da geração, deve-se multiplicar o valor A_i pela razão entre valor desejado da aceleração do espectro de projeto para a frequência f_i e o valor obtido da aceleração do espectro de resposta da aceleração para a mesma frequência. No programa, o processo iterativo está limitado a doze iterações, pois para um número maior, o resultado converge.

$$A_{n,i} = A_{(n-1),i} \times \frac{ap_i}{ac_{(n-1),i}} \quad (2.3)$$

Sendo $A_{n,i}$ = Amplitude atual;

$A_{(n-1),i}$ = Amplitude da interação anterior;

ap_i = Aceleração de projeto;

ac = Aceleração calculada na interação anterior.

2.3. Correção dos Terremotos Artificiais – Correção da base

Esta correção é feita para que após o intervalo de atuação do terremoto, se garanta que velocidades e deslocamentos sejam iguais a zero, ou seja, que o solo retorne integralmente ao repouso. O terremoto gerado precisa satisfazer às condições de contorno, que são:

- $ac_f(0) = 0$ (Aceleração nula no instante inicial); (2.4)

- $ac_f(t_f) = 0$ (Aceleração nula no instante final); (2.5)

- $vc_f(t_f) = 0$ (Velocidade nula no instante final); (2.6)

- $dc_f(t_f) = 0$ (Deslocamento nulo no instante final); (2.7)

Sendo ac_f = Aceleração calculada na interação final;

vc_f = Velocidade correspondente à interação final;

dc_f = Deslocamento correspondente à interação final;

t_f = Instante final.

As velocidades e os deslocamentos são obtidos através do algoritmo das acelerações lineares, conforme será explicado mais à frente.

Adota-se, então, para efetuar a compatibilização, a seguinte equação:

$$ac_{BLC}(t) = ac_f(t) + A \times t^3 + B \times t^2 + C \times t + D \quad (2.8)$$

Sendo ac_{BLC} = Aceleração corrigida com a Correção da Base → Acelerograma corrigido.

Desenvolvendo-se convenientemente as equações que relacionam velocidade com deslocamento e aceleração, e através da introdução das condições de contorno, chega-se a:

$$\bullet \quad A = \frac{60 \times v_f \times t_f - 120 \times x_f}{t_f^5} \quad (2.9)$$

$$\bullet \quad B = \frac{-84 \times v_f \times t_f + 180 \times x_f}{t_f^4} \quad (2.10)$$

$$\bullet \quad C = \frac{-60 \times x_f + 24 \times v_f \times t_f}{t_f^3} \quad (2.11)$$

$$\bullet \quad D = 0 \quad (2.12)$$

Sendo v_f = Velocidade no instante final, calculada pelo acelerograma sem ajuste (última interação);

x_f = Deslocamento no instante final, calculado pelo acelerograma sem ajuste (última interação);

t_f = Tempo final da excitação.

2.4. Critério de Validação do USNRC

Adotou-se como critério de validação, o recomendado pelo USNRC (“United States Nuclear Regulatory Commission”) [14] , que preconiza o seguinte:

- No máximo cinco pontos do espectro de resposta calculado podem ter valores inferiores aos seus respectivos valores no espectro original.
- As diferenças admitidas acima devem ser menores ou iguais a 10%.

2.5. Descrição do Programa

Este programa (Programa 1) foi desenvolvido para permitir ao usuário a geração de terremotos artificiais. Ele gera o acelerograma de forma aleatória através de uma função randômica. Inicialmente é atribuído valor unitário para a amplitude para todas as frequências. O programa conta com rotinas para adequação do acelerograma à função envoltória adotada. Ao longo das iterações (limitadas no programa a doze), o sistema executa o ajuste do acelerograma gerado, de forma a atender às condições de contorno conhecidas (Correção da Base). E após a iteração final, para completar a correção do acelerograma, o sistema atende às exigências de validação do USNRC [14] .

Como dados de entrada, o programa recebe as frequências e as acelerações de projeto, o valor da fração de amortecimento crítico, além do número de pontos no eixo do tempo para a simulação do acelerograma e seu incremento. O programa fornece um gráfico com o acelerograma final (após as doze iterações) e um gráfico que compara o espectro gerado com o espectro de projeto. Existe a possibilidade de salvar, em um arquivo do tipo texto, os dados de saída do programa.

2.6. Exemplo - Programa 1

Para melhor compreensão, é feita uma aplicação do programa desenvolvido, utilizando o espectro de projeto sugerido pelo USNRC.[14] .

Frequências	Aceleração
0,01	0,07
0,25	0,43
2,50	2,72
9,00	0,27
33,00	1,00
100,00	1,00

Tabela 2.3 – Espectro de projeto adotado pelo USNRC [14] .

Para que fossem utilizados os intervalos de frequências sugeridos pelo USNRC [14] (de 0.2 a 34 Hz), foram feitas interpolações (log-log) nas frequências e acelerações do espectro de projeto.

Adotou-se amortecimento de 5% e 1500 pontos para a discretização do acelerograma gerado (tempo total de 15 segundos de excitação).

Utilizaram-se doze iterações para se atingir o objetivo e 75 frequências para cálculo, de 0.2 a 34 Hz. Adotou-se a função envoltória trapezoidal, já citada, para um terremoto de 15 segundos.

3. Análise no Regime Não Linear

Em projeto de estruturas resistentes a sismos, em geral, o dimensionamento considerando o comportamento elástico dos materiais não se apresenta econômico. As normas sísmicas adotam no dimensionamento uma força sísmica total menor que a máxima calculada considerando os comportamentos lineares, associada às deformações geradas pelo sismo de projeto. Isto significa que a estrutura deve se deformar além de seu limite elástico, dissipando assim uma grande quantidade de energia antes da ruptura final. Ou seja, admite-se que a estrutura consiga se deformar plasticamente, fazendo com que toda a sua capacidade resistente seja utilizada.

Entretanto, é conveniente e cômodo que a análise continue sendo feita com a hipótese de comportamento elástico. Para tanto, as normas introduzem coeficientes chamados de Coeficientes de Modificação de Resposta (R), que possibilitam uma análise elástica linear equivalente.

A Figura 3.1 (gráfico força-deslocamento) esquematiza as definições necessárias para a análise não-linear aproximada para um sistema elasto-plástico perfeito.

O sistema não-linear real tem um valor máximo definido para a força a ser absorvida pelo o sistema (F_{plast}). A análise dinâmica não linear determina o valor máximo real do deslocamento ($\delta_{\text{plast,real}}$). O deslocamento máximo para o qual o sistema ainda tem comportamento linear, ou seja, para o qual ainda há proporcionalidade entre forças e deslocamentos é chamado de δ_{elast} . Analisando-se este sistema como elástico linear, com as mesmas propriedades dinâmicas, mas sem a limitação de F_{plast} , é obtida a força elástica máxima F_{elast} e o deslocamento máximo $\delta_{\text{plast,aprox}}$.

As normas de projeto muitas vezes definem para a análise não-linear aproximada a hipótese do “mesmo deslocamento”, ou seja, que os sistemas não-lineares nas condições usuais encontradas na Análise Sísmica das Estruturas, apresentam o mesmo deslocamento quando analisadas como sistemas não-lineares ou lineares com as mesmas propriedades dinâmicas ($\delta_{\text{plast,real}} = \delta_{\text{plast,aprox}}$). Para as usinas nucleares, essa hipótese do “mesmo deslocamento” não é válida.

Neste caso pode-se definir o Coeficiente de Modificação de Resposta (R) como a relação entre a força elástica e a força plástica ($R = F_{elást} / F_{plást}$). A ductilidade efetivamente requerida pelo sistema não linear é definida em função do deslocamento plástico real ($\mu = \delta_{plást,real} / \delta_{elást}$). Fica assim claro que a hipótese do mesmo deslocamento ($\delta_{plást,real} = \delta_{plást,aprox}$) conduz a $R = \mu$.

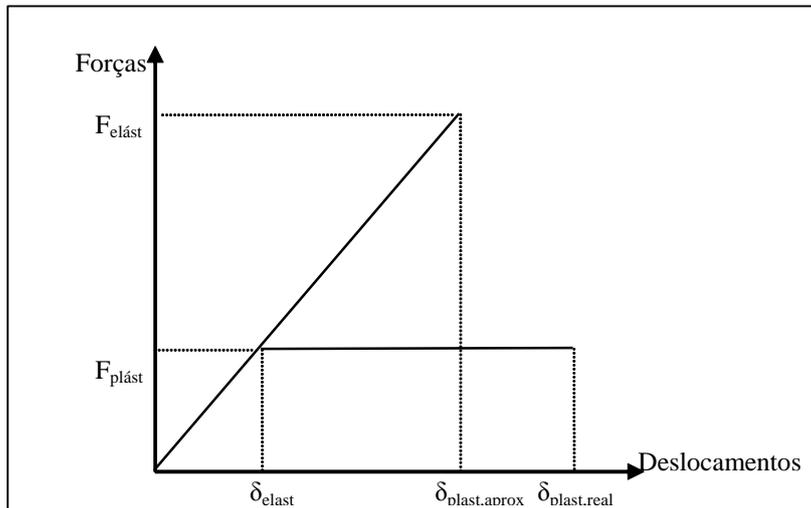


Figura 3.1 – Gráfico de Forças x Deslocamentos no Regime Elastoplástico.

Para a avaliação da adequação desta hipótese, é necessária a solução do problema da análise dinâmica dos sistemas elastoplásticos perfeitos.

3.1. Avaliação da Resposta ao Carregamento Dinâmico

3.1.1. Sistemas de um Grau de Liberdade

O estudo apresentado se inicia com os sistemas de um grau de liberdade no regime elástico linear.

Um sistema físico pode ser considerado como um grau de liberdade quando é possível se descrever a resposta do sistema a um determinado tipo de excitação através de uma função deslocamento x tempo de um único ponto do sistema físico. Ou seja, quando apenas uma coordenada é suficiente para descrever o movimento do sistema mecânico, ele é chamado de sistema com um grau de liberdade.

Seja o sistema massa-mola-amortecedor esquematizado abaixo, livre apenas para se deslocar horizontalmente, sem atrito:

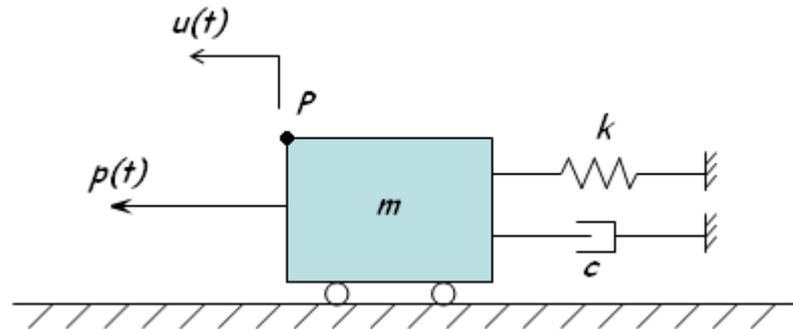


Figura 3.2– Sistema massa – mola – amortecedor.

São características do sistema de um grau de liberdade: uma mola de rigidez k , um amortecedor viscoso de constante c e a massa m . As forças externas $p(t)$ produzem o deslocamento horizontal $u(t)$ do ponto de referência P . A equação diferencial de equilíbrio dinâmico do sistema é expressa por:

$$m \times \frac{d^2 u(t)}{dt^2} + c \times \frac{du(t)}{dt} + k \times u(t) = p(t) \quad ; \quad (3.1)$$

São grandezas associadas ao sistema de um grau de liberdade dinâmico:

$$w = \sqrt{\frac{k}{m}}; \quad (3.2)$$

$$f = \frac{w}{2 \times \pi} = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{k}{m}}; \quad (3.3)$$

$$T = \frac{1}{f} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{m}{k}}; \quad (3.4)$$

$$\xi = \frac{c}{2 \times m \times w} = \frac{c}{2 \times \sqrt{m \times k}}; \quad (3.5)$$

Sendo w = Frequência circular;

f = Frequência natural;

T = Período de vibração;

ξ = Fração de amortecimento crítico.

O problema fundamental dos sistemas de um grau de liberdade consiste em resolver a equação diferencial (3.1) para um determinado carregamento $p(t)$ de forma que se obtenha o deslocamento resposta $u(t)$. O programa para avaliação da resposta ao carregamento dinâmico apresentado nesse trabalho (Programa 2) resolve numericamente este problema para um carregamento totalmente genérico.

A solução de problemas de vários graus de liberdade pode recair no problema de um grau de liberdade através de técnicas como a análise modal ou redução a sistemas generalizados de um grau de liberdade.

3.1.2.

Avaliação da Resposta pelo Algoritmo das Acelerações Lineares

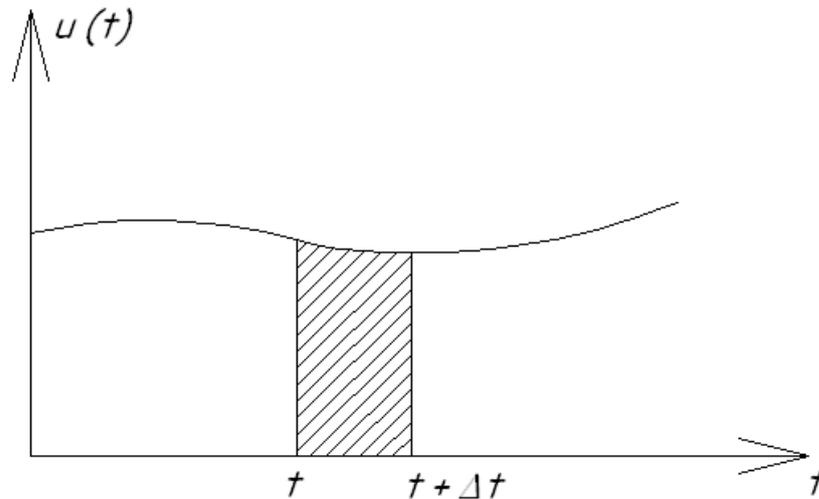


Figura 3.3 – Curva Deslocamento x Tempo

A avaliação numérica da resposta do sistema de um grau de liberdade ao carregamento dinâmico geral pode ser obtida através das equações incrementais de equilíbrio. Neste processo, a resposta é avaliada considerando-se que as equações diferenciais de equilíbrio são satisfeitas apenas em alguns pontos do domínio de integração, sendo arbitradas leis de interpolação para deslocamentos, velocidades e acelerações entre dois destes pontos, como representado na Figura 3.3. As equações diferenciais de movimento são expressas para os tempos t e $t + \Delta t$:

$$m \times \frac{d^2 u(t)}{dt^2} + c \times \frac{du(t)}{dt} + k \times u(t) = p(t) \quad ; \quad (3.1)$$

$$m \times \frac{d^2 u(t + \Delta t)}{dt^2} + c \times \frac{du(t + \Delta t)}{dt} + k \times u(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \quad ; \quad (3.6)$$

Por subtração, tem-se:

$$m \times \Delta \frac{d^2 u(t)}{dt^2} + c \times \Delta \frac{du(t)}{dt} + k \times \Delta u(t) = \Delta p(t) ; \quad (3.7)$$

Em cada instante considerado do intervalo de integração, deve-se avaliar $\Delta \frac{d^2 u(t)}{dt^2}$, $\Delta \frac{du(t)}{dt}$ e $\Delta u(t)$ em função da variação do carregamento $\Delta p(t)$.

Existem várias técnicas numéricas para a resolução das equações incrementais de movimento. O método escolhido para o Programa 2 foi o método das acelerações lineares, pois ele satisfaz aos critérios de convergência e estabilidade para intervalos razoáveis de integração Δt , possuindo a vantagem de ser intuitivo e de grande simplicidade.

Neste método é arbitrada uma variação linear das acelerações entre os intervalos de tempo t e $t + \Delta t$, correspondendo à variações quadráticas e cúbicas para velocidades e deslocamentos, respectivamente, conforme a Figura 3.4, Figura 3.5 e a Figura 3.6.

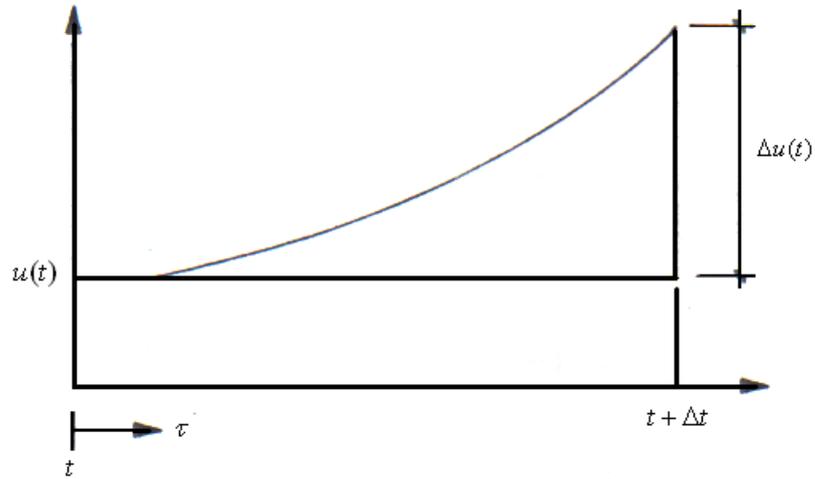


Figura 3.4 – Variação cúbica dos deslocamentos.

$$u(\tau) = u(t) + \frac{du(t)}{dt} \times \tau + \frac{d^2u(t)}{dt^2} \times \frac{\tau^2}{2} + \Delta \frac{d^2u(t)}{dt^2} \times \frac{\tau^3}{6}; \quad (3.8)$$

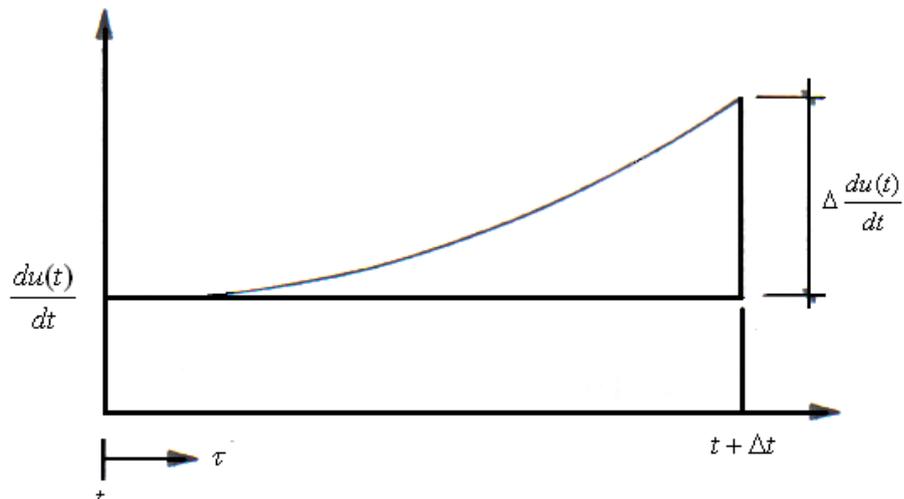


Figura 3.5 – Variação quadrática das velocidades.

$$\frac{du(\tau)}{d\tau} = \frac{du(t)}{dt} + \frac{d^2u(t)}{dt^2} \times \tau + \Delta \frac{d^2u(t)}{dt^2} \times \frac{\tau^2}{2}; \quad (3.9)$$

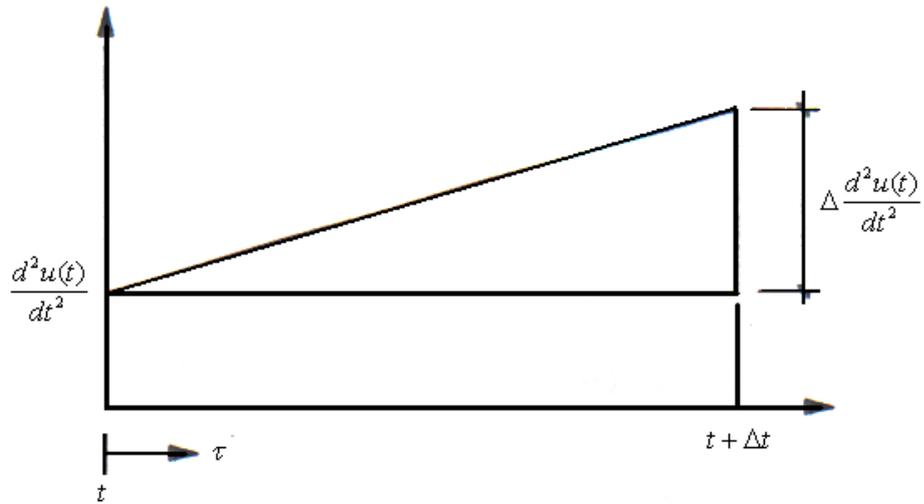


Figura 3.6 – Variação linear das acelerações.

$$\frac{d^2u(\tau)}{d\tau^2} = \frac{d^2u(t)}{dt^2} + \Delta \frac{d^2u(t)}{dt^2} \times \tau; \quad (3.10)$$

$$\Delta \frac{du(t)}{dt} = \frac{d^2u(t)}{dt^2} \times \Delta t + \Delta \frac{d^2u(t)}{dt^2} \times \frac{\Delta t}{2}; \quad (3.11)$$

$$\Delta u(t) = \frac{du(t)}{dt} \times \Delta t + \frac{d^2u(t)}{dt^2} \times \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \frac{d^2u(t)}{dt^2} \times \frac{\Delta t^2}{6}; \quad (3.12)$$

Resolvendo-se em função do deslocamento incremental, que é tomado como variável básica para a análise:

$$\Delta \frac{d^2u(t)}{dt^2} = \frac{6}{\Delta t^2} \times \Delta u(t) - \frac{6}{\Delta t} \times \frac{du(t)}{dt} - 3 \times \frac{d^2u(t)}{dt^2}; \quad (3.13)$$

$$\Delta \frac{du(t)}{dt} = \frac{3}{\Delta t} \times \Delta u(t) - 3 \times \frac{du(t)}{dt} - \frac{\Delta t}{2} \times \frac{d^2u(t)}{dt^2}; \quad (3.14)$$

Substituindo-se na equação incremental de equilíbrio (3.1):

$$\begin{aligned}
 & m \times \left[\frac{6}{\Delta t^2} \times \Delta u(t) - \frac{6}{\Delta t} \times \frac{du(t)}{dt} - 3 \times \frac{d^2u(t)}{dt^2} \right] + \\
 & + c \times \left[\frac{3}{\Delta t} \times \Delta u(t) - 3 \times \frac{du(t)}{dt} - \frac{\Delta t}{2} \times \frac{d^2u(t)}{dt^2} \right] + k \times \Delta u(t) = \Delta p(t) \quad (3.15)
 \end{aligned}$$

Separando-se os termos em $\Delta u(t)$, teremos:

$$\bar{k} \times \Delta u(t) = \Delta \bar{p}(t) \therefore \Delta u(t) = \frac{\Delta \bar{p}(t)}{\bar{k}} \quad (3.16)$$

$$\bar{k} = k + \frac{6}{\Delta t^2} \times m + \frac{3}{\Delta t} \times c \quad (3.17)$$

$$\begin{aligned}
 \Delta \bar{p}(t) &= \Delta p(t) + m \times \left[\frac{6}{\Delta t} \times \frac{du(t)}{dt} + 3 \times \frac{d^2u(t)}{dt^2} \right] + \\
 & + c \times \left[3 \times \frac{du(t)}{dt} + \frac{\Delta t}{2} \times \frac{d^2u(t)}{dt^2} \right] \quad (3.18)
 \end{aligned}$$

Com o deslocamento incremental em t , obtêm-se velocidades e acelerações incrementais e, finalmente, os valores destas grandezas em $t + \Delta t$:

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta u(t) \quad (3.19)$$

$$\frac{du(t + \Delta t)}{dt} = \frac{du(t)}{dt} + \Delta \frac{du(t)}{dt} \quad (3.20)$$

$$\frac{d^2u(t + \Delta t)}{dt^2} = \frac{d^2u(t)}{dt^2} + \Delta \frac{d^2u(t)}{dt^2} \quad (3.21)$$

$$p(t) = m \times \frac{d^2u(t)}{dt^2} \quad (3.22)$$

Com as equações apresentadas, pôde-se automatizar o processo numérico através de um programa desenvolvido (Programa 2).

3.1.3. Extensão da Formulação para Sistemas Elastoplásticos Perfeitos

A formulação acima descrita é facilmente estendida para o caso de sistemas não lineares elastoplásticos perfeitos, conforme ilustrado na Figura 3.7.

É criada uma nova variável R_t que é o valor máximo da força suportada pelo sistema. Em cada passo do processo de integração numérica verifica-se se o módulo da força interna resistente ultrapassou R_t . Quando isso acontece, a força é mantida constante com seu valor $\pm R_t$. Houve iteração dentro de cada passo no tempo.

Após o deslocamento atingir seu valor máximo (δ_{plast}), a redução do valor do deslocamento segue um ciclo histerético, conforme mostrado na figura.

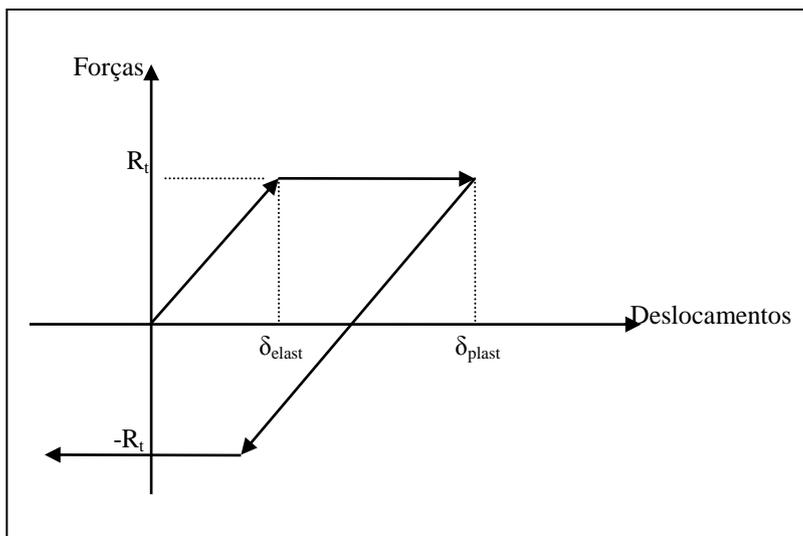


Figura 3.7– Sistema dinâmico elasto-plástico perfeito.

A resposta de maior interesse será o deslocamento máximo (δ_{plast}), com o qual se calculará a ductilidade requerida pelo sistema ($\mu = \delta_{\text{plast}}/\delta_{\text{elast}}$).

3.2. Descrição do Programa

Além da excitação, deve-se informar como dados de entrada, na tela principal, a discretização no tempo Δt , a frequência f , o valor da fração de amortecimento crítico ξ , a constante elástica k e o valor da capacidade de força resistente Rt . Como saída, o programa mostra o gráfico dos deslocamentos durante os 15 segundos de terremoto.

3.3. Exemplo - Programa 2

Para melhor compreensão do programa, é apresentada uma solução com o aplicativo em ambiente Delphi, utilizando na entrada de dados o acelerograma final obtido pelo Programa 1, após as doze interações e com as correções de “Base-Line”.

Para que a análise elástica fosse feita, considerou-se um valor suficientemente alto para Rt (igual a 200). Fazendo a análise para $f = 0,1$ Hz, obteve-se o deslocamento máximo no regime linear. Como a constante elástica utilizada foi $k=1$, o valor do deslocamento máximo é proporcional e igual (numericamente) ao valor da força máxima no regime linear, conforme a Figura 3.1. À medida que se vai diminuindo a força resistente Rt , de acordo com os Coeficientes de Modificação de Resposta (R), novos deslocamentos máximos são obtidos (deslocamentos elastoplásticos).

Na Figura 3.9, observa-se que o deslocamento máximo para $Rt = 200$ foi de 0,2809. Logo, fazendo-se novamente a análise, mas agora com um $Rt = 0,2809$, o deslocamento máximo deve ser o mesmo, pois o sistema ainda está no regime linear. A Figura 3.10 e a Figura 3.11 mostram essa nova análise.

4. Aplicação na análise de estruturas de concreto armado (Curvas Momento – curvatura)

Na análise de estruturas de concreto armado admite-se a premissa da Teoria da Elasticidade Linear, em que se atribui a cada elemento de barra uma rigidez flexional de comportamento linear elástico. Assim, a rigidez flexional de uma barra é numericamente igual ao produto do módulo de elasticidade do material que a constitui (concreto) e o momento de inércia da seção transversal. Estas premissas não refletem a verdadeira resposta do concreto armado, uma vez que as leis constitutivas do concreto e do aço não são lineares. Além disso, a simples atribuição dos respectivos módulo de elasticidade e momento de inércia de cada elemento de barra corresponde a uma relação momento-curvatura linear e sem qualquer limite de deformação na análise.

Por outro lado, a consideração da não-linearidade física dos materiais possibilita a determinação da capacidade de deformação da estrutura. Neste caso, para representar a não-linearidade física destes materiais, bem como para atender às condições de equilíbrio e de compatibilidade na seção, pode ser utilizada a relação momento-curvatura (M- κ).

Uma das principais ferramentas utilizadas na análise moderna de estruturas sujeitas a sismos é a determinação da máxima capacidade de deformação. Com esta informação, podemos avaliar o desempenho global de uma dada estrutura quando da ocorrência do evento sísmico previsto para aquele projeto. Ainda, através do emprego dos diagramas momento-curvatura, podemos avaliar a ductilidade e o comportamento dos elementos que a constituem, ou seja, seu desempenho local.

A deslocabilidade local de um elemento dúctil pode ser atribuída às suas flexibilidades elástica e plástica. Isto significa que tal característica está intimamente ligada às relações momento-curvatura (M- κ) de suas seções transversais, o que pode ser determinado através de uma análise não-linear física.

4.1. Modelo de Mander – Determinação da Ductilidade das Colunas

Leal [10] na análise de um pilar de ponte, que será aqui reproduzida, utilizou o programa KSU_RC, classificado como livre e desenvolvido por ESMAEILY [7] e que possibilita o usuário considerar um modelo para o concreto confinado. Para a realização das análises, o Modelo de Mander foi escolhido, sendo os procedimentos por ele empregados descritos a seguir.

O Modelo de Mander, desenvolvido por MANDER, PRIESTLEY e PARK [8] , resultou de uma análise experimental do comportamento do concreto confinado feita com diversos tipos e disposições de armaduras transversais com diferentes configurações: estribos fechados, circular ou em espiral. Este modelo tem sido muito utilizado internacionalmente para análise de colunas com seção transversal retangular e circular.

Os efeitos do confinamento do concreto (através de armaduras transversais de cintamento, formadas por estribos fechados ou espirais) tornam-se mais evidentes nos pilares. Quando o concreto atinge altas tensões de compressão, o pilar que se encontra cintado não difere muito de um pilar não-cintado quando situado no ramo ascendente da lei constitutiva do concreto, para tensões menores que f'_{ce} . Sendo assim, o ramo descendente da curva tensão-deformação é quem define a capacidade dúctil do elemento.

De acordo com o diagrama de Mander ilustrado na Figura 4.1, é através do aparecimento de um longo patamar de escoamento que a ductilidade do concreto confinado é apresentada. Já com o diagrama parabólico-retangular, essa suposição não pode ser feita, uma vez que a ruptura é caracterizada quando se atinge o encurtamento limite de -3,5%.

MANDER, PRIESTLEY e PARK [8] realizaram ensaios com colunas de concreto armado em escala real para o desenvolvimento de seu modelo. Para isso, foram utilizados concreto classe C30 ($f_{ck} = 30MPa$) e armaduras constituídas de aço com tensão de escoamento da ordem de 300MPa.

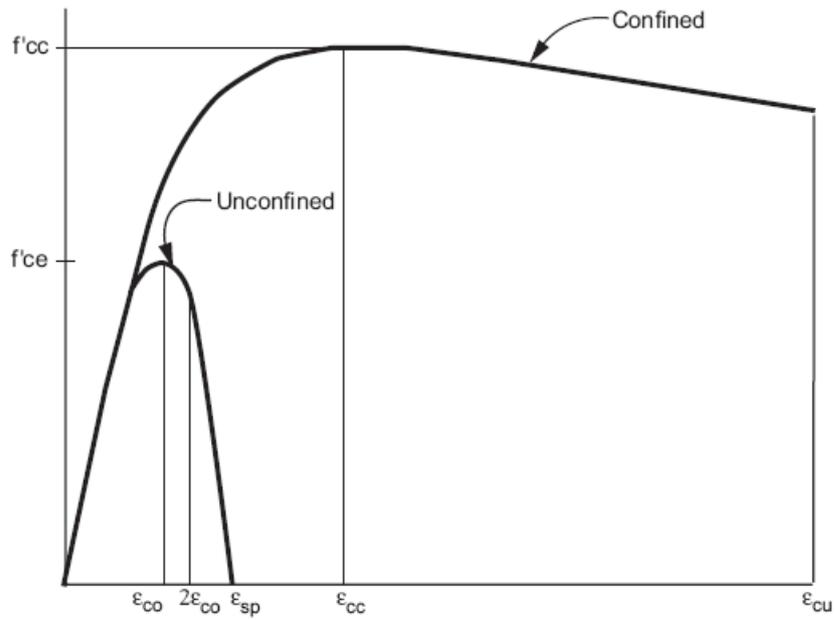


Figura 4.1– Diagrama tensão-deformação para o concreto segundo MANDER, PRIESTLEY e PARK [8] .

O programa KSU_RC [7] foi, então, utilizado para a avaliação da ductilidade das colunas segundo os critérios do Caltrans [6] , considerando o modelo de Mander na análise das relações M- κ .

O grau de confinamento do concreto nas regiões de formação de rótulas plásticas é o principal agente responsável pela atribuição de uma maior capacidade de deslocamento dúctil ao elemento estrutural. Não é o aumento da armadura longitudinal de flexão que aumenta essa ductilidade. Para esta última, o dimensionamento dentro dos domínios referentes a peças subarmadas deve ser respeitado. Assim, o cintamento dos elementos ditos dúcteis é fundamental em estruturas sujeitas a ações sísmicas.

4.2. Concreto Confinado e Rótulas Plásticas

As regiões de formação da rótula plástica precisam ser cuidadosamente detalhadas para a ductilidade no dimensionamento de pilares de concreto armado, que levam em conta os efeitos do sismo. Para assegurar a redistribuição dos momentos, essa ductilidade adequada dos membros de concreto armado se faz necessária.

A previsão de armadura transversal suficiente é a consideração de projeto mais importante para a ductilidade das regiões de rótula plástica. Essa armadura pode ser em forma de espiral ou de estribos, para dar confinamento ao concreto comprimido. Além disso, essa armadura também previne rupturas devidas ao cisalhamento. Também devem ser prevenidas as falhas devidas à ancoragem insuficiente.

Rótula plástica pode ser definida como o comportamento estrutural de um elemento em que ocorre a rotação plástica de uma seção anteriormente rígida, após o fim de sua capacidade de deformação elástica. No caso de estruturas de concreto armado, este comportamento se dá pela maior deformabilidade atribuída ao concreto como resultado do seu confinamento pelas armaduras transversais.

Se a coluna em questão tiver que trabalhar com uma capacidade plástica de rotação razoável para preservar a resistência à flexão (bem como altas capacidades de curvatura), se torna necessário um confinamento eficiente do concreto comprimido.

Para a determinação do comprimento das rótulas plásticas, vários modelos teóricos têm sido desenvolvidos ao longo dos anos. Após a realização de vários experimentos, a equação proposta por PRIESTLEY e PARK [9] é a mais utilizada em projetos de estruturas sujeitas a ações sísmicas. Trata-se da seguinte expressão empírica:

$$L_p = 0,08 \cdot L + 0,022 \cdot f_{yk} \cdot d_s \quad (4.1)$$

Sendo L_p = Comprimento da rótula plástica, em mm;

L = Comprimento da coluna, em mm;

f_{yk} = Resistência característica do aço da armadura mais tracionada, em MPa;

d_s = Diâmetro adotado para as barras que compõem a armadura longitudinal, em mm.

O Caltrans [6] determina um limite inferior na consideração do comprimento teórico das rótulas plásticas:

$$L_p \geq 0,044 \cdot f_{yk} \cdot d_s \quad (4.2)$$

Estas expressões são válidas somente para análises considerando a hipótese de carregamento lateral estático monotônico, com força axial constante. Devem ser considerados outros métodos mais sofisticados para uma avaliação da estrutura frente a carregamentos cíclicos e/ou força axial variável.

4.3. Dimensionamento da Seção do Pilar

Esse dimensionamento foi apresentado por Leal [10] . Para o dimensionamento realizado, foi considerada uma seção transversal de pilar de ponte com dimensões de 50 x 50 cm e altura de pórtico de 5,5 m. As simplificações consideradas nesta análise estão representadas na Figura 4.4.

De acordo com a ACI 318-08 [16] , foi realizado o dimensionamento de um dos pilares da ponte nos padrões de um dimensionamento usual (ou convencional), adotando-se

como parâmetro de ductilidade o valor de $R = 3,5$. A partir de dados deste pilar de ponte, chegou-se aos carregamentos a serem utilizados para o dimensionamento da seção (esforço normal, esforço cortante e momento fletor solicitantes de cálculo).

Para o referido dimensionamento, foram utilizadas as planilhas de Flexão Composta desenvolvidas pelo professor Sérgio Hampshire na disciplina de Concreto Armado III..

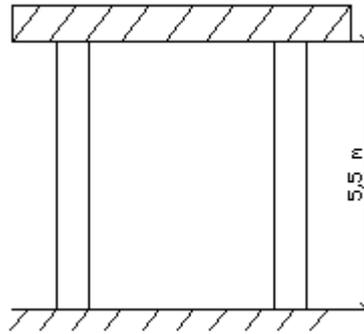


Figura 4.4 – Esquema de Quadro P4 da Ponte.

- Altura do pilar: $L = 5,5m$;
- Lado da seção do pilar: $h = 0,5m$;
- Módulo de Elasticidade do concreto: $E = 2 \times 10^7 \text{ kPa}$;
- Momento de Inércia do pilar da ponte: $I = \frac{h^4}{12} = 5,208 \times 10^{-3} \text{ m}^4$;
- $E \times I = 104167 \text{ kN} \times \text{m}^2$;
- Rigidez do pilar: $k = 2 \times \frac{12 \times E \times I}{L^3} = 15026 \text{ kN} / \text{m}$;
- Massa do pórtico: $m = 735t$;
- Frequência da estrutura: $f = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{k}{m}} = 0,72 \text{ Hz}$;
- Período da estrutura: $T = \frac{1}{f} = 1,39s$;

- $w = \sqrt{\frac{k}{m}} = 4,521 \text{ rad / s};$
- Esforço normal: $g = 10 \text{ m / s}^2$; $W = m \times g = 7350 \text{ kN};$
- Por pilar, tem-se: $\frac{W}{2} = 3675 \text{ kN};$

Leal [10] utilizou o espectro da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) [17] para obter a aceleração máxima correspondente ao período da estrutura de $1,39 \text{ s}$. O valor encontrado foi de $C_s = 1,86 \text{ m / s}^2$.

- $C_s = w^2 \times S_d = 1,86 \text{ m / s}^2$;
- $S_d = 0,0912 \text{ m}$ (Deslocamento espectral);

Fazendo-se o dimensionamento convencional:

- Esforço cortante: $H = \frac{m}{2} \times C_s = 685 \text{ kN};$
- Momento Fletor: $M = \frac{H \times L}{2} = 1884 \text{ kN} \times \text{m};$

Tomando-se o Coeficiente de Modificação de Resposta $R = 3,5$:

- Momento Solicitante: $M_d = \frac{M}{R} = 538 \text{ kN} \times \text{m};$

Com esses esforços verifica-se que uma armadura de $12\phi 25$ satisfaz aos critérios de resistência da seção.

4.4. Análises – Programa KSU_RC

Uma estrutura precisa ser dúctil para dissipar a energia associada às grandes deformações impostas pelos efeitos de sismos, e o detalhamento das seções de concreto armado influencia diretamente nesse grau de ductilidade. A norma americana ACI-318 [16] especifica três níveis de detalhamento, que conduzem a diferentes valores para o Coeficiente de Modificação de Resposta (R), associado à ductilidade disponível: nível usual, nível intermediário e nível especial.

A obtenção das curvas momento – curvatura foi exemplificada por Leal [10] , para o dimensionamento do pilar de ponte já citado. Este dimensionamento se encontra reproduzido no item 4.3 e resultou em uma armadura de $12\phi 25$. Com a seção devidamente armada, foram realizadas duas análises no programa KSU_RC [7] , utilizando-se o modelo de Mander [8] .

O programa KSU_RC [7] possui como dados de entrada as características geométricas da seção, as propriedades do concreto e do aço e as áreas de armadura longitudinal e transversal.

As referidas análises foram realizadas considerando-se dois níveis de armadura transversal, sendo eles mostrados na Tabela 4.1. O **Caso a** é referente ao detalhamento usual, e o **Caso b** é referente ao detalhamento especial.

Caso	Arm. Longit.	Estribo	Força Normal [kN]
a	12 ϕ 25	ϕ 6,3 c 20	3675
b	12 ϕ 25	ϕ 10 c 10	3675

Tabela 4.1 – Casos analisados pelo programa KSU_RC com seus respectivos parâmetros.

No estudo realizado neste trabalho, o único parâmetro pertinente é a armadura mínima de estribos para o confinamento. Para os pórticos dimensionados com detalhamento especial, é exigida uma porcentagem mínima de armadura igual a $0,09f_{ck}/f_{yk}$ (Seção 21.6.4.4 (b) da ACI-318 [16]), o que, neste caso, consiste em uma porcentagem de 0,36% (pois $f_{ck} = 20\text{MPa}$ e $f_{yk} = 500\text{MPa}$). Como a seção possui dimensões 50 x 50 cm, isso significa uma armadura de $18\text{cm}^2/\text{m}$, valor próximo ao utilizado ϕ 10 c. 10 cm ($15,8\text{cm}^2/\text{m}$).

Uma vez determinados os pontos característicos da curva M- κ , pode-se calcular o deslocamento total de suas extremidades e, conseqüentemente, a ductilidade deste elemento, como ilustrado na Figura 4.7:

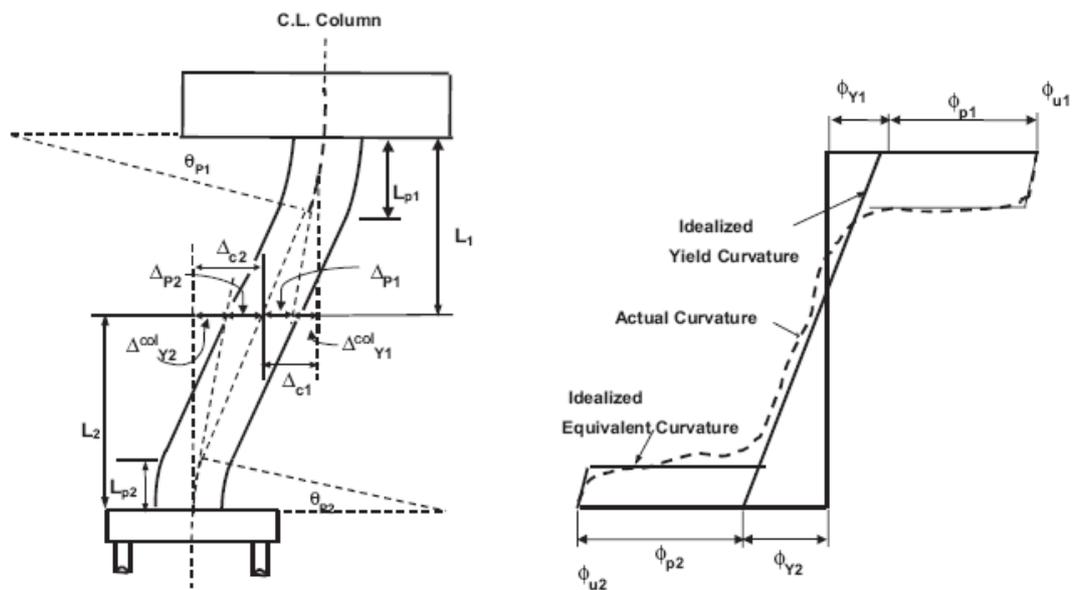


Figura 4.7 – Modelo para análise da ductilidade das colunas - Caltrans [6] .

Sendo L é o comprimento livre da coluna;

L_p é o comprimento da rótula plástica;

ϕ_y é a curvatura elástica na seção crítica da coluna;

ϕ_p é a curvatura plástica na seção crítica da coluna;

ϕ_u é a curvatura última na seção crítica da coluna;

θ_p é a rotação plástica na região da rótula plástica;

Δ_p é o deslocamento plástico medido no topo da coluna.

Abaixo está apresentado o cálculo da capacidade de deslocamento para cada caso, que foi realizado com base na formulação do Caltrans [6] :

- Altura do pilar: $L = 5,5m$;
- Cobrimento: $cob = 5cm$;
- Seção Transversal: $b = 50cm$; $h = 50cm$; $d = h - cob = 45cm$

- **Caso a** ($A_s = 12\phi 25$; $A_{sw}/s = \phi 6,3c.20$; $N = -3675kN$)

Valores de entrada da planilha de flexão composta:

- $\varepsilon_c = -3,5$; $\varepsilon_{s1} = 1$;
- $\phi_{Y1} = \frac{-\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}}{d \times 1000} = 0,01m^{-1}$; $\phi_{Y2} = \phi_{Y1}$;

Do programa KSU_RC:

- $\phi_{u1} = 0,019m^{-1}$; $\phi_{u2} = \phi_{u1}$;
- $L_1 = \frac{L}{2}$; $L_2 = L_1$

Cálculo da capacidade local de deslocamento, considerando barra engastada:

- $L_{p1} = 1,5 \times b = 0,75m$; $L_{p2} = L_{p1}$;
- $\Delta_{Y1} = \frac{L_1^2}{3} \times \phi_{Y1} = 0,025m$; $\Delta_{Y2} = \frac{L_2^2}{3} \times \phi_{Y2} = 0,025m$;
- $\phi_{p1} = \phi_{u1} - \phi_{Y1} = 9 \times 10^{-3} m^{-1}$; $\phi_{p2} = \phi_{u2} - \phi_{Y2} = 9 \times 10^{-3} m^{-1}$;
- $\theta_{p1} = L_{p1} \times \phi_{p1} = 6,75 \times 10^{-3}$; $\theta_{p2} = L_{p2} \times \phi_{p2} = 6,75 \times 10^{-3}$;
- $\Delta_{p1} = \theta_{p1} \times \left(L_1 - \frac{L_{p1}}{2} \right) = 0,016m$; $\Delta_{p2} = \theta_{p2} \times \left(L_2 - \frac{L_{p2}}{2} \right) = 0,016m$;

Logo:

- $\Delta_{c1} = \Delta_{Y1} + \Delta_{p1} = 4,124cm$; $\Delta_{c2} = \Delta_{Y2} + \Delta_{p2} = 4,124cm$;
- $\Delta_c = \Delta_{c1} + \Delta_{c2} = 8,248cm$
- $\Delta_c = 8,248cm < 9,12cm \rightarrow$ Não atende!

- **Caso b** ($A_s = 12\phi 25$; $A_{sw}/s = \phi 10c.10$; $N = -3675kN$)

Valores de entrada da planilha de flexão composta:

- $\varepsilon_c = -3,5$; $\varepsilon_{s1} = 1$;
- $\phi_{Y1} = \frac{-\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}}{d \times 1000} = 0,01m^{-1}$; $\phi_{Y2} = \phi_{Y1}$;

Do programa KSU_RC:

- $\phi_{u1} = 0,065m^{-1}$; $\phi_{u2} = \phi_{u1}$;
- $L_1 = \frac{L}{2}$; $L_2 = L_1$

Cálculo da capacidade local de deslocamento, considerando barra engastada:

- $L_{p1} = 1,5 \times b = 0,75m$; $L_{p2} = L_{p1}$;
- $\Delta_{Y1} = \frac{L_1^2}{3} \times \phi_{Y1} = 0,025m$; $\Delta_{Y2} = \frac{L_2^2}{3} \times \phi_{Y2} = 0,025m$;
- $\phi_{p1} = \phi_{u1} - \phi_{Y1} = 0,055m^{-1}$; $\phi_{p2} = \phi_{u2} - \phi_{Y2} = 0,055m^{-1}$;
- $\theta_{p1} = L_{p1} \times \phi_{p1} = 0,041$; $\theta_{p2} = L_{p2} \times \phi_{p2} = 0,041$;
- $\Delta_{p1} = \theta_{p1} \times \left(L_1 - \frac{L_{p1}}{2} \right) = 0,098m$; $\Delta_{p2} = \theta_{p2} \times \left(L_2 - \frac{L_{p2}}{2} \right) = 0,098m$;

Logo:

- $\Delta_{c1} = \Delta_{Y1} + \Delta_{p1} = 12,318cm$; $\Delta_{c2} = \Delta_{Y2} + \Delta_{p2} = 12,318cm$;
- $\Delta_c = \Delta_{c1} + \Delta_{c2} = 24,635cm$
- $\Delta_c = 24,635cm > 9,12cm \rightarrow$ Atende!

Sendo assim, conclui-se que:

- **Caso a (detalhamento usual):** $\Delta_c = 8,248cm < 9,12cm$.

A seção armada com esta disposição de estribos não atende à capacidade mínima local de deslocamento da estrutura.

- **Caso b (detalhamento especial):** $\Delta_c = 24,635cm > 9,12cm$.

A seção passou a atender ao requisito de capacidade mínima local de deslocamento quando a armadura transversal foi reforçada. No caso do detalhamento especial, a ACI-318 [16] aceita valores da ordem de $R=8$.

4.5. Verificação com o Programa 1 e Programa 2

Uma verificação dos valores dos deslocamentos requeridos é efetuada com o Programa 1 e o Programa 2.

O sismo artificial gerado pelo Programa 1 no processamento mostrado no item 2.6 é aqui utilizado.

O Programa 2 é inicialmente rodado em análise elástica, na frequência natural de 0,72 Hz ($T=1,39s$) fornecendo o deslocamento adimensionalizado de 0,994g.

O Programa 2 é então processado considerando $R = 3,5$, ou seja para $R_t = 0,994/3,5 = 0,284$. O programa fornece o deslocamento adimensionalizado de 0,963g.

A diferença entre os dois resultados é puramente numérica (cerca de 3%). Isto indica que a hipótese dos “deslocamentos iguais” considerada no dimensionamento é justificada, o que estava dentro das expectativas, já que isso é esperado para $T > 0,5s$, conforme já comentado.

	Rt	
Frequências	Rt=200	Rt=0,286
0,72 Hz	0,994g	
0,72 Hz		0,963g

Tabela 4.2 – Resultados na análise linear e não linear

5. Conclusões

Este Projeto de Graduação se desenvolveu dentro da linha de Pesquisa Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas (DME) da Escola Politécnica da UFRJ. Dentro desta Linha de Pesquisa, foi de grande interesse o desenvolvimento dos programas chamados até agora, provisoriamente, de Programa 1 e Programa 2.

Com a disponibilização do Programa 1 (Geração de Sismos Artificiais), torna-se agora possível, dentro desta Linha de Pesquisa, a análise de estruturas sismo-resistentes pelos métodos de integração direta no domínio do tempo ou da frequência. São metodologias mais precisas do que as análises espectrais.

Com a disponibilização do Programa 2 (Análise Dinâmica não Linear de Sistemas Elastoplásticos Perfeitos), torna-se possível, sem excluir diversas outras aplicações na Dinâmica Estrutural, aferir a metodologia corrente existente nas normas de projeto (critério do “mesmo deslocamento”).

Com o exemplo que foi apresentado, seguindo a análise de “mesmo deslocamento” apresentada por Leal [10], mostra-se como pode ser aplicada uma análise não linear mais exata ao projeto de estruturas de concreto armado com os dois programas desenvolvidos.

Deve-se comentar a importância do confinamento de vigas e pilares de concreto armado próximo aos nós de pórticos, regiões onde se apresentam as rótulas plásticas, de forma a que sejam atingidos os valores de ductilidade exigidos pelas análises não lineares.

Como desenvolvimento futuro dentro desta Linha de Pesquisa, sugere-se aplicar os programas desenvolvidos e a metodologia apresentada para outras situações correntes de projeto, de forma a se ter maior conhecimento e segurança na aplicação dos Coeficientes de Modificação de Resposta.

Referências e Bibliografia

- [1] **SOUZA LIMA, S., SANTOS, S. H. C.** Análise Dinâmica das Estruturas. Ed. Ciência Moderna, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- [2] **CLOUGH, R.W, PENZIEN, J., MCGRAW** – Hill Kogahuska. Dynamics of Structures, 1975.
- [3] **Mathcad user's guide**, Mathsoft Engineering & Education, Cambridge, USA, 1999.
- [4] **OSIER, BATSON, GROBMAN.** Aprenda em 14 dias Delphi 3. Ed. Campus, Rio de Janeiro, Brasil, 1998.
- [5] **BIGGS, J.M., MCGRAW** – Hill Kogahuska. Introduction to Structural Dynamics, 1964.
- [6] **California Department of Transportation (Caltrans);** www.dot.ca.gov
- [7] **ESMAEILY, A., KSU_RC** – Moment-Curvature, Force-Deflection and Interaction Analysis (Hysteretic Response) For Reinforced Concrete Members; Version 1.0.5, www-personal.ksu.edu/~asad/ ; asad@ksu.edu
- [8] **MANDER, J. B., PRIESTLEY, M. J. N., PARK, R.,** Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete; Journal of Structural Engineering, ASCE, Volume 114, Nº 8, 1988.
- [9] **PRIESTLEY, M. J. N., PARK, R.,** Strength and Ductility of Concrete Bridges Columns under Seismic Loading; ACI Structural Journal, 1984.
- [10] **SILVIA LEAL SOARES.** ANÁLISE PARAMÉTRICA DE SEÇÕES DE CONCRETO ARMADO EM FLEXÃO COMPOSTA SUBMETIDAS À AÇÃO SÍSMICA. Projeto Final de Graduação, Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Abril / 2009
- [11] **S. LEVY AND J.P.D. WILKINSON.** Nuclear Engineering and Design, Volume 38, Issue 2, August 1976, Pages 241-251, Generation of artificial time-histories, rich in all frequencies, from given response spectra,

- [12] **CHOPRA, A. K.** Structural Dynamics Theory and Applications to Earthquake Engineering, Chapman & Hall, Third edition 2007

Normas Técnicas:

- [13] **ABNT NBR 15421:2006 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento.**
- [14] **USNRC – United States Nuclear Regulatory Commission.**
- [15] **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.**
- [16] **American Concrete Institute (ACI), Committee 318, 2005. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05). Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute, 2008.**
- [17] **American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), LRFD Bridge Design Specifications; First Edition, Washington, 2006.**