

Interação Dinâmica Solo-Estrutura em Edificação Sujeita à Explosão

Rafael Costa da Hora¹

Alessandra Conde de Freitas²

Daniel Lemos Mouço³

Sergio Hampshire de Carvalho Santos⁴

Resumo

A ação de forças dinâmicas está presente na grande maioria das construções civis. Seja de origem natural ou causada pelo homem, muitas vezes elas não podem ser ignoradas quando se trata de análise de estruturas. Apesar da pequena incidência de eventos causadores de explosões no território nacional, algumas edificações, principalmente as de interesse estratégico, devem ser projetadas para suportar este tipo de efeito. O presente trabalho tem como objetivo a análise de deslocamentos em uma estrutura devido ao carregamento explosivo atuante na edificação, levando em consideração a interação solo-estrutura. Foram abordados os conceitos teóricos necessários para o entendimento dos fenômenos de interação solo-estrutura, explosões e seu comportamento físico. Foi utilizado como referência um manual norte americano do *Department of Homeland Security* (2011), que visa mitigar potenciais ameaças de bombas terroristas contra edificações. O estudo de caso foi baseado em uma situação real de atentado terrorista com ocorrência de detonação contra um edifício federal na cidade de Oklahoma nos Estados Unidos. Os dados necessários para a análise e obtenção do carregamento impulsivo oriundo da explosão foram retirados do relatório da *American Society of Civil Engineers ASCE*, (1996). A análise foi realizada tomando como base uma edificação esquemática em concreto armado, modelada em elementos finitos com auxílio da ferramenta computacional SAP2000. Verificou-se que ao se considerar na análise a interação da estrutura com o solo, o comportamento da mesma, como esperado, é alterado. Variou-se o módulo de elasticidade do solo onde está locada a estrutura, considerando-se os valores extremos dentro da faixa considerada para areias. Ao se comparar os deslocamentos na estrutura, os resultados mostraram uma pequena diferença em seus valores. Também se constatou uma pequena diferença no comportamento oscilatório da estrutura. Essa diferença mínima se deve à baixa ordem de grandeza dos deslocamentos gerados no solo pelo carregamento impulsivo, o que faz com que o mesmo não altere suas características resistentes como ocorreria na presença de grandes deformações, segundo o modelo *hardening soil model with small-strain stiffness* (HSSMAL). Apesar da baixa ordem de grandeza da diferença dos deslocamentos encontrados, ressalta-se que quanto menor o módulo de elasticidade do solo, menos a favor da segurança se encontrará a estrutura, visto que seus deslocamentos serão maiores.

Palavras-chave: Análise dinâmica; Interação solo-estrutura; explosões.

1 Metodologia

A pesquisa para este trabalho inclui uma revisão bibliográfica e o conteúdo desta revisão abrange livros, artigos científicos, manuais técnicos e normas

nacionais e estrangeiras como principais métodos de obtenção de informação. O estudo consiste na análise de deslocamentos de uma estrutura levando em consideração a interação solo-estrutura na edificação afetada pela explosão. As fundações diretas serão dimen-

-
- 1 Aluno de Mestrado Profissional da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica (PPE/UFRJ). rafaelcostadahora@poli.ufrj.br.
 - 2 D.Sc. Professora Adjunta da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica. alessandracfreitas@poli.ufrj.br.
 - 3 M.Sc. Engenheiro Civil da Força Aérea Brasileira.
 - 4 Professor Titular, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. sergiohampshire@poli.ufrj.br

sionadas utilizando a teoria de Terzaghi e consideradas como rígidas. Para isso, será utilizado um relatório de sondagem à percussão disponibilizado em um anexo. Serão feitos o dimensionamento estático e a modelagem de uma edificação esquemática em concreto armado através da ferramenta computacional SAP2000. Devido à natureza dinâmica do carregamento, pode-se representar a estrutura como um sistema físico idealizado que tem seu comportamento regido matematicamente por equações diferenciais ordinárias, em um sistema dinâmico. Nesse contexto, para fins de análise, tal sistema pode ser definido como não homogêneo amortecido até o final da duração da carga impulsiva. Para fins acadêmicos, os parâmetros adotados referentes à explosão foram retirados de registros já existentes e oriundos de uma explosão real, a qual será referenciada ao longo do trabalho. A interação do solo com a estrutura será representada através de métodos simplificados que fazem uso de molas com rigidezes translacionais e rotacionais equivalentes e amortecedores nos apoios da edificação. O solo de estudo será uma areia pouco compacta, cujo módulo de elasticidade (E), é definido na literatura por uma faixa de valores. A análise será feita para apoios da edificação em solos com os valores extremos da faixa do módulo de elasticidade.

2 Objetivos

Serão apresentados os princípios do fenômeno de explosão, da interação solo estrutura e analisados, com o auxílio da ferramenta computacional SAP2000, o comportamento da estrutura de uma edificação esquemática sob explosão, sendo os deslocamentos

obtidos levando em consideração a interação dinâmica solo-estrutura. Não será avaliada a capacidade resistente da edificação à explosão, limitando-se o trabalho à uma análise dinâmica no domínio elástico.

3 Introdução

Uma explosão é o resultado de uma liberação súbita de energia (MAGNUSSON, 2007), podendo variar dependendo de sua origem e produtos gerados. Existem diferentes tipos de explosões, podendo estas ser classificadas segundo sua composição química, quantidade de explosivos, potência, sensibilidade e/ou velocidade de reação. Explosões químicas, segundo SILVA (2007), são explosões oriundas de reações de decomposição química. Elas se caracterizam pelo aumento quase instantâneo de volume, causado pela rápida e elevada produção de gases gerando um aumento de pressão, normalmente acompanhada de altas temperaturas. É o caso de explosivos químicos como o trinitrotolueno (TNT) ou fuga de gás (hidrocarbonetos). O presente trabalho terá como objeto de estudo apenas explosões químicas, cujo comportamento é apresentado esquematicamente na Figura 1.

4 Reações Químicas em Explosivos

A decomposição química dos explosivos pode ocorrer por meio de três processos distintos que se diferem basicamente por sua velocidade de reação (SILVA, 2007), que são descritos a seguir.

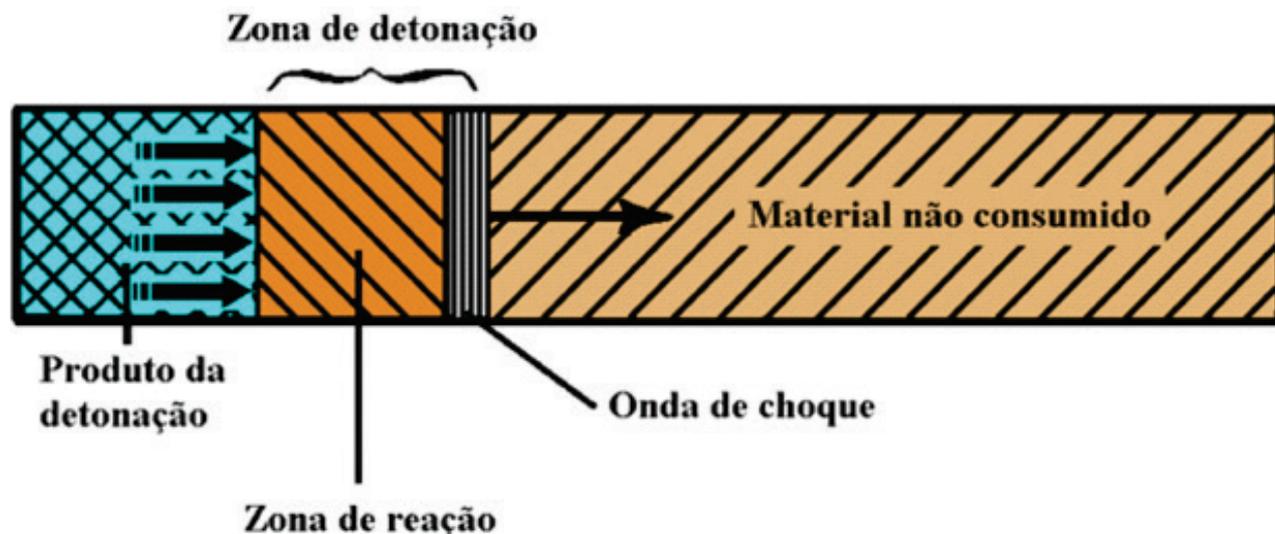


Figura 1 – Esquema de uma detonação, SILVA (2007).

Combustão: neste processo, a reação química ocorre de maneira lenta (na ordem de centímetros por segundo), onde a energia liberada é propagada por condutividade térmica enquanto o explosivo queima. Como resultado, tem-se a produção de gases e consequentemente uma variação de volume e pressão, porém, tais variações são desprezadas devido à baixa velocidade da reação.

Deflagração: reações de decomposição química deste tipo se caracterizam como combustões aceleradas que reagem com o oxigênio intrínseco do explosivo e o oxigênio presente na atmosfera, geralmente com velocidade subsônica de decomposição (na ordem de centenas de metros por segundo). O explosivo deflagra gerando pressão progressiva.

Detonação: é o tipo de decomposição química que possui velocidade de reação supersônica (na ordem de quilômetros por segundo) causando onda de choque, acompanhada de forte estrondo. Tem como resultado uma alta produção de energia e gases, o que gera de maneira quase instantânea uma elevada variação de volume e pressão. Reage apenas com o oxigênio intrínseco no explosivo. A detonação será o tipo de reação a ser considerada para este estudo, devido ao impacto destrutivo gerado pela onda de choque.

5 Ondas de Choque

É de fundamental importância o conhecimento do meio de propagação das explosões, já que o fenômeno da onda de choque se dá em função de fatores e propriedades características do mesmo. Define-se onda de choque como uma perturbação no meio (atmosférico, para o estudo em questão), causada por variação abrupta de pressão, temperatura e densidade, fazendo com que as “camadas” adjacentes de ar sejam comprimidas de maneira violenta devido à expansão esférica da reação (GRAHAM, 2010).



Figura 2 – Onda de choque causada por detonação.

A Figura 2 ilustra o fenômeno, sendo possível verificar a propagação desta onda em forma esférica. O fenômeno ocorre geralmente quando a velocidade de expansão no meio é supersônica (detonação) podendo variar em função da umidade atmosférica.

A Figura 3 representa o comportamento da pressão no tempo, causado por uma onda de choque ideal em um determinado ponto, situado a uma determinada distância do epicentro de uma explosão em espaço aberto.

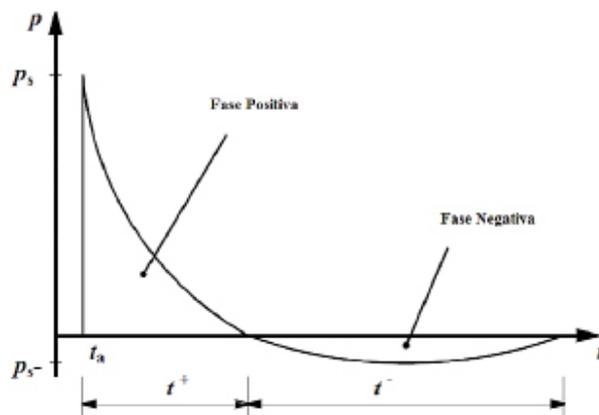


Figura 3 – Gráfico do comportamento ideal de uma onda de choque, MAGNUSSON (2007).

Na Figura, p_s é a pressão incidente, p_s^- é a pressão incidente negativa, p_0 é a pressão atmosférica; t^+ é a duração da fase positiva, t^- é a duração da fase negativa e t_a é o tempo de chegada da frente da onda de choque. Na chegada da onda percebe-se um aumento praticamente instantâneo de pressão, atingindo um pico máximo, seguido do decaimento da mesma até atingir novamente a pressão atmosférica (eixo do tempo). Esta etapa é denominada fase positiva. A seguir, observa-se uma redução na pressão devida ao vácuo gerado pela passagem da onda, atingindo um mínimo negativo, seguida de um aumento na mesma até atingir a pressão atmosférica novamente. Esta etapa é denominada fase negativa. Apesar da duração da fase negativa ser maior que a da positiva, considera-se usualmente apenas a fase positiva para fins de análise, devido a sua maior pressão incidente e seus maiores efeitos. Em casos extremos e especiais, considera-se a pressão negativa, (MAGNUSSON, 2007). Para o cálculo do pico de pressão em um determinado ponto gerado por uma determinada quantidade de explosivo, a um determinado distanciamento, utiliza-se a equação (1) de Newmark e Hansen (1961), onde W se refere à massa de TNT em toneladas e R à distância (m) do epicentro da explosão ao ponto de análise. O valor da pressão nesta equação é obtido em bar.

$$\Delta P = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \left(\frac{W}{R^3} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

Além de pressões máximas, leva-se também em consideração o impulso (i) gerado pela onda de choque durante suas fases, definido por:

$$i = \int_0^t p(t) dt \quad (2)$$

5.1 Simplificação do Comportamento da Onda de Choque

De modo a facilitar os cálculos, pode-se considerar que, após o pico na fase positiva, a pressão decresce linearmente até a pressão atmosférica, desde que o impulso correspondente permaneça o mesmo, ou seja, as áreas em questão, do gráfico simplificado e do real devem ter valores iguais. Esta simplificação será esquematizada na Figura 4.

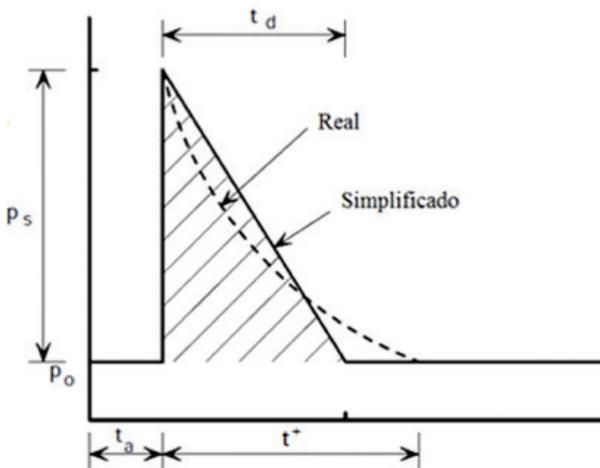


Figura 4 – Esquema simplificado do gráfico do comportamento ideal de uma onda de choque, YANDZIO (1999).

A simplificação acima pode ser representada por:

$$P(t) = P_s \left(1 - \frac{t}{t_d} \right) \quad (3)$$

6 Zona de Ocorrência

Explosões também são classificadas em função de sua zona de ocorrência. Neste caso se fará menção apenas às classificadas como não-confinadas em contato com o terreno; estas se dão em contato direto com o terreno ou a uma altura desprezível. Isto gera

uma amplificação instantânea da onda de choque devido a fusão dela com a onda refletida no terreno, gerando um pulso de pressão equivalente ao dobro da massa de explosivo existente, como esquematizado na Figura 5, (YANDZIO, 1999).

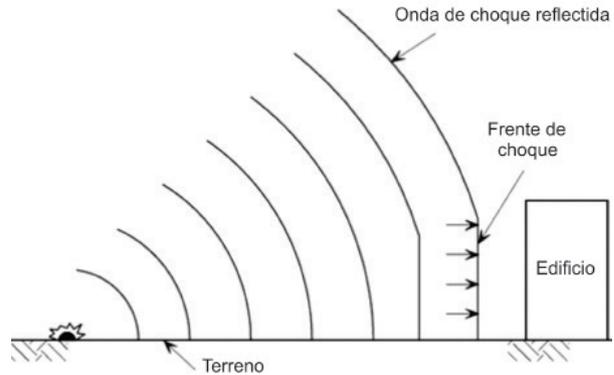


Figura 5 – Esquema de explosão em contato com o terreno, YANDZIO (1999).

Segundo o Department of Homeland Security (2011), em seu manual sobre mitigação de ataques terroristas, a pressão de uma explosão diminui em função da distância da fonte; seus efeitos destrutivos mais severos ocorrem nas proximidades da detonação. Logo, a face de uma edificação voltada para a explosão sofrerá danos mais severos que sua oposta. A maneira em que edificações são dispostas ao redor de uma estrutura em ambientes urbanos afeta diretamente o padrão de reflexão.

7 Carga Dinâmica Impulsiva

A duração do evento de explosão é relativamente curta (medida em milissegundos) se comparada com a duração de sismos e tornados os quais são medidos em segundos. Diferentemente dos terremotos, por exemplo, onde a resposta da estrutura tende a ser de ressonância nas frequências dominantes da carga dinâmica, no fenômeno de explosão isso não ocorre. A carga dinâmica da explosão já haverá passado, antes do movimento de resposta da estrutura. A este tipo de carregamento atribui-se o nome de impulsivo. Este ocorre quando o período de oscilação natural da estrutura é consideravelmente maior que a duração do carregamento externo aplicado. Para definir um carregamento como impulsivo, considera-se $t_d / t_n < 0,1$, onde t_d é o tempo de duração do carregamento e t_n o período natural da estrutura.

8 Interação Solo Estrutura

É comum em um projeto estrutural a divisão da estrutura em super e infraestrutura. Ao se projetar a superestrutura, considera-se a mesma sobre apoios indeslocáveis. Os esforços atuantes nesses apoios são usados para o projeto da infraestrutura. Na prática, as fundações, devido à deformação do solo, solicitam a estrutura de forma diferente em comparação com uma de apoios indeslocáveis, o que gera esforços atuantes alterados na estrutura.

O comportamento da estrutura (super e infra) em conjunto com o solo recebe o nome de interação solo-estrutura. A modelagem desse comportamento global permite levar em consideração a rigidez da estrutura e dos elementos de fundação.

De acordo com MOUÇO (2017), uma modelagem completa da interação solo-estrutura com a utilização do Método dos Elementos Finitos, apesar dos consideráveis avanços da computação, ainda não é viável do ponto de vista de análise, tendo em vista a enorme quantidade de graus de liberdade de uma análise tridimensional com a definição de dados para alimentar modelos não lineares complexos, a partir dos ensaios disponíveis.

Nesse contexto faz-se o uso de modelos simplificados, que são capazes de representar de maneira menos complexa o comportamento dinâmico da massa de solo.

8.1 Modelo Simplificado

Um modelo de um grau de liberdade é representado na Figura 6, onde a barra de altura h possui rigidez translacional k e uma massa m é concentrada em sua extremidade superior.

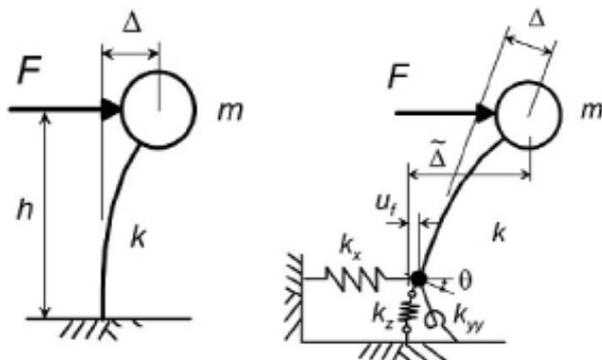


Figura 6 – Modelo com um grau de liberdade, NIST (2012).

No primeiro modelo da Figura 6 considera-se a ligação entre a barra e a base como indeslocável e

rápida. Ao se aplicar uma força F no centroide da massa m têm-se:

$$\Delta = \frac{F}{k} \quad (4)$$

De acordo com CLOUGH e PENZIEN (2003), as propriedades dinâmicas da estrutura com apoio indeslocável como período natural T e frequência circular, são dadas por:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (5)$$

No segundo modelo da Figura 6, a base é composta por duas molas translacionais com rigidezes k_x e k_z nas direções x e z respectivamente e uma mola rotacional ao redor do eixo y com rigidez k_{yy} . Isso faz com que o sistema se torne mais flexível e seu deslocamento na direção da aplicação da força, é dado por:

$$\tilde{\Delta} = \frac{F}{k} + u_f + \theta_h = \frac{F}{k} + \frac{F}{k_x} \left(\frac{F_h}{k_{yy}} \right) h \quad (6)$$

8.2 Modelagem do Subsolo

Admitindo-se o comportamento de um solo homogêneo como elástico e linear, deve-se definir as propriedades do solo para sua análise dinâmica como, o módulo de elasticidade transversal G , o coeficiente de Poisson ν e peso específico do solo γ , (SANTOS, 2018). Vale ressaltar que o módulo de elasticidade transversal pode ser obtido através da relação entre o módulo de elasticidade longitudinal E e o coeficiente de Poisson ν e também que o ensaio disponível mais usado para a obtenção de G (e também de ν), é o conhecido como cross-hole. Uma maneira menos precisa de se obter tais parâmetros é através dos resultados de ensaios SPT ou através da caracterização do solo. A Tabela 1 a seguir apresenta correlações empíricas de parâmetros do solo em função do SPT. Para a análise deste trabalho foram retirados desta tabela o peso específico do solo γ e o coeficiente de Poisson ν .

8.3 Módulo de Elasticidade do Solo

FREITAS (2012), apresenta uma metodologia para o cálculo do Módulo de Elasticidade do solo, através de correlações estatísticas entre este módulo E_s e a resistência à penetração normalizada do SPT (N_{60}), a qual corresponde a 60% da energia teórica do ensaio SPT. Sugere-se um fator de correção de 1.37 para a obtenção do N_{60} a partir de N_{SPTs} brasileiros, como

Tabela 1 – Correlações empíricas de parâmetros do solo em função do SPT, MARAGNON (2007).

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ	E (t/m ²)	
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ	E' (t/m ²)	
Muito Mole	1,3	0 - 12	0	30 - 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 - 2,5	0	120 - 280	
Média	1,7	2,5 - 5,0	0	280 - 500	
Rija	1,9	5,0 - 15,0	0	500 - 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	0	> 1500	

mostrado a seguir.

$$N_{60} = 1.37 N_{SPT} \quad (7)$$

Com a correção do N_{SPT} é possível se estimar o módulo de elasticidade do solo.

O gráfico da Figura 7 apresenta a correlação entre valores estatísticos de N_{60} e E , em função de sua média e desvio padrão. A curva (b) leva em consideração o fator de correção para N_{SPTs} brasileiros e

pode ser obtida através da seguinte equação segundo, Freitas (2012).

$$E = 8084 N_{60}^{0.8} \text{ (kPa)} \quad (8)$$

Neste trabalho, para fins comparativos, a análise será realizada supondo a estrutura apoiada sobre solos com valores extremos de E dentro da faixa de areias. Tais valores de E foram obtidos por interpolação do gráfico apresentado na Figura 7.

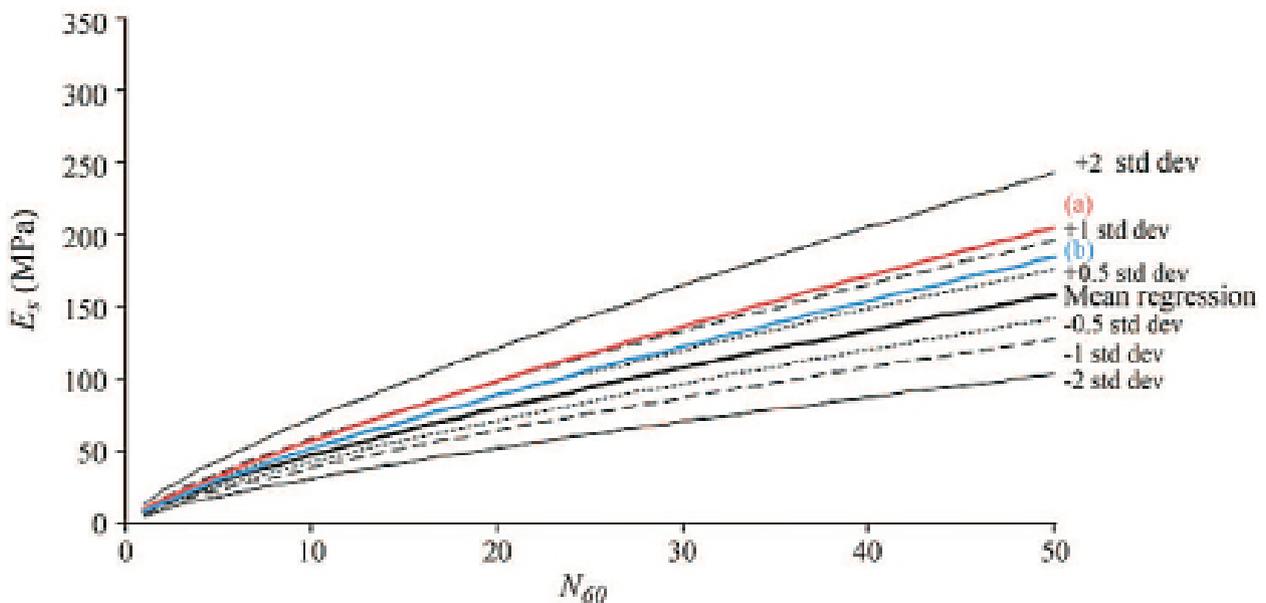


Figura 7 – Correlação estatística de E_s e N_{60} , FREITAS (2012).

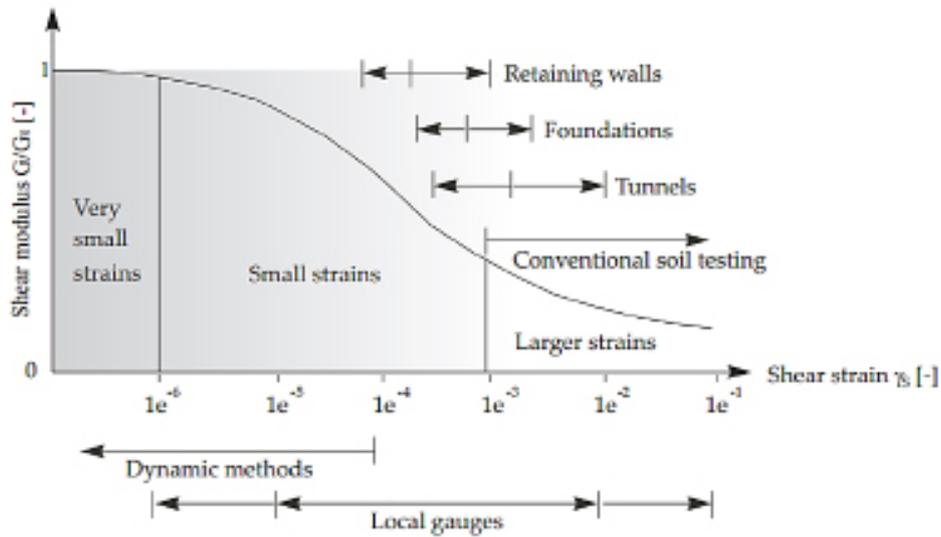


Figure 8 – Variação da rigidez do solo em função de sua deformação, PLAXIS (2018).

9 Modelo Hsmall (Hardening Soil With Small-strain stiffness)

O modelo *Hardening soil* (HS) original, assume que o comportamento do solo é elástico quando carregado ou descarregado. Entretanto, a faixa de deformação do solo na qual seu comportamento pode ser considerado como elástico, é muito pequena. Quando o aumento das deformações no solo gera variação na ordem de grandeza das mesmas, há uma redução considerável da rigidez do solo de maneira não linear, PLAXIS (2018). A Figura representa o descrito acima.

Ressalta-se que as deformações geradas na base das fundações devido a um carregamento impulsivo, são pequenas ou muito pequenas.

10 Cálculo de Rigidez de Sapatas Retangulares

Existem na literatura diversos métodos desenvolvidos para o cálculo de rigidez translacional e rotacional de sapatas retangulares em solos homogêneos, levando em consideração as simplificações do problema elástico. A Tabela 2 apresenta de forma resumida as fórmulas de PAIS e KAUSEL (1998).

Tabela 2 – Cálculo de rigidezes estáticas de sapatas rígidas, PAIS e KAUSEL (1998).

$K_{z,sof} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$
$K_{y,sof} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$
$K_{x,sof} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$
$K_{\omega,sof} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$
$K_{yy,sof} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$
$K_{xx,sof} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$

11 Cálculo do Amortecimento das Sapatas

O amortecimento C das sapatas segundo SANTOS (2018), podem ser obtidos através da expressão a seguir, onde r é o raio equivalente.

$$C = \frac{3,4r^2}{1 - \nu} \sqrt{\rho_s G} \quad (9)$$

Para cálculo do raio equivalente r da expressão anterior são utilizadas as seguintes equações, (SANTOS 2018).

Translações:

$$r = \left(\frac{4 cd}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

Rotações:

$$r = \left(\frac{16 cd^3}{3\pi} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (11)$$

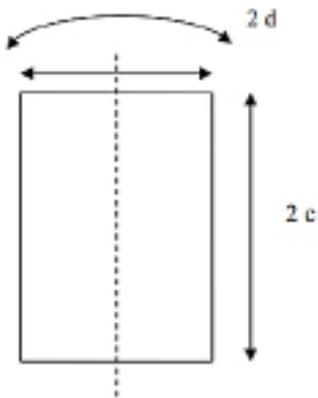


Figure 9 – Parâmetros para fundações retangulares, SANTOS (2018).

12 Estudo de Caso

Este trabalho apresenta a seguir o desenvolvimento e a análise de uma edificação esquemática sujeita a um carregamento dinâmico de explosão, levando em consideração sua interação com o solo. O estudo terá como base a teoria abordada anteriormente. A análise foi realizada com o auxílio da ferramenta computacional SAP2000(CSI – Computers & Structures Inc, 2011). Trata-se de uma edificação esquemática em concreto armado de cinco pavimentos (incluindo a

cobertura); altura total de 15 m, comprimento lateral de 20 m com distância de 5 m entre pilares, sendo estes de 0,5 m x 0,5 m e as vigas de 0,4 m x 0,15 m. Adotou-se para o amortecimento da estrutura, 7% do amortecimento crítico.

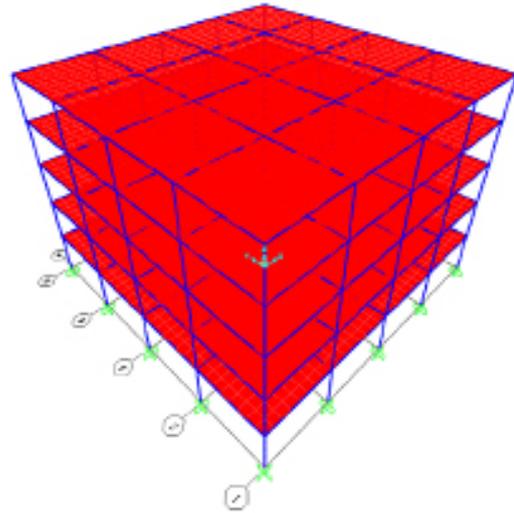


Figura 10 – Modelo esquemático de edificação no SAP2000.

Foi atribuído às lajes da edificação um carregamento distribuído uniforme total (permanente + acidental), $g + q$, de 10 KN/m², para fins de dimensionamento dos elementos estruturais da edificação, o qual foi realizado pelo software em questão, considerando a Norma Eurocode2. Sendo assim se obteve para os pilares uma taxa de armação de 1% e para as vigas uma taxa de armação de 0,3%.

12.1 Dimensionamento das Fundações

Como mencionado, foi adotada para o dimensionamento das sapatas da edificação a teoria de Terzaghi. Considerou-se uma carga aplicada na fundação superficial sem excentricidade e a ruptura generalizada de uma camada de areia pouco compacta com espessura de 5,3 m. Obtém-se se a pressão de ruptura do solo através da fórmula (12) a seguir. O relatório do ensaio SPT utilizado se encontra disponível em anexo.

$$P_{rup} = cN_C + qN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (12)$$

Na fórmula c é coesão do solo de apoio, q é a pressão efetiva atuante no nível da base da fundação, B é a menor dimensão da fundação, γ é o peso específico do solo de apoio e os três N são fatores de capacidade de carga inerentes ao método, apresentados na Tabela 3.

Adotaram-se para as fundações, sapatas quadradas com 2m de lado, apoiadas sobre areia pouco compacta a 2m de profundidade. A coesão c do solo é nula por ser areia, a pressão efetiva q atuante no nível da base da fundação é de 36 kPa, o peso específico γ do solo de apoio é de 18 kN/m³ e os fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ são 30.14, 18.4 e 22.4, respectivamente. Foi considerado um fator de segurança igual a 3, sendo a carga atuante nos apoios da estrutura igual a 800 kN. Verifica-se que a pressão atuante no solo de apoio é menor que a pressão resistente do mesmo, atendendo-se assim, aos critérios de estabilidade.

12.2 Apoios com Molas Equivalentes

Com a metodologia apresentada anteriormente (PAIS e KAUSEL, 1998), calculam-se a rigidez translacional e a rigidez rotacional das sapatas rígidas, as quais são aplicadas nos apoios que representam, na modelagem, a camada de solo homogêneo. Os parâ-

metros referentes ao solo, foram retirados da Tabela 1 e do gráfico da Figura 7. Calculam-se apenas as rigidezes translacionais em Z e X e rotacional em Y, tendo em vista a direção de aplicação do carregamento. A Tabela 4 a seguir apresenta estas informações de maneira condensada, em unidades kN e m.

Aplicam-se então os coeficientes de rigidez e amortecimento obtidos acima, aos apoios decada modelo computacional conforme a Figura 11.

12.3 Parâmetros da Carga Impulsiva de Explosão

Os parâmetros necessários para a obtenção do carregamento impulsivo oriundo da explosão foram retirados dos registros encontrados no relatório de um atentado terrorista com detonação, contra um edifício federal na cidade de Oklahoma nos Estados Unidos, *American Society of Civil Engineers*, (1996). A explosão modelada ocorreu a uma distância de 11.2 m do alvo, com a detonação de aproximadamente nove toneladas de TNT, gerando um pico de pressão inicial

Tabela 3 – Fatores de capacidade de carga de Terzaghi

Fatores de Capacidade de Carga – Teoria de Terzaghi						
ϕ	Generalizada			Localizada		
	Nc	Nq	N γ	Nc*	Nq*	N γ *
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	1,2	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,5	415,1	1,153,2	81,3	65,6	87,1

Tabela 4 – Rigidezes e amortecimentos em função de parâmetros do solo

	RIGIDEZ			AMORTECIMENTO		
	Min.	Máx.	Engaste	Min.	Máx.	Engaste
E (kPa)	41300	97800	∞	41300	97800	∞
x	171900	407100	∞	3307	5089	∞
z	213300	505100	∞	3307	5089	∞
yy	726200	1720000	∞	3384	5207	∞

máximo de 4,1 MPa decrescente ao longo do tempo. A fase positiva desse evento teve duração de 15 ms.

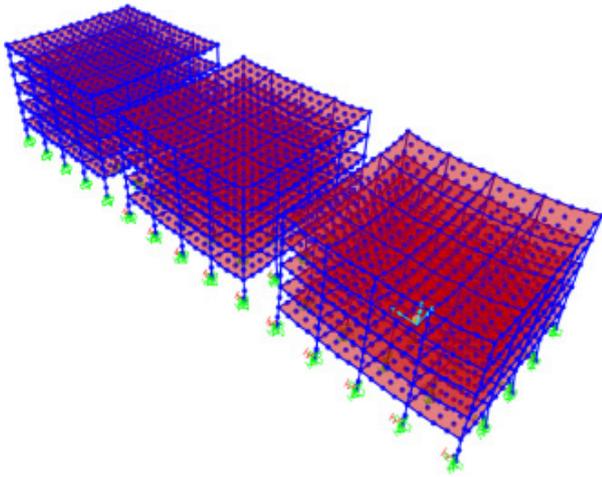
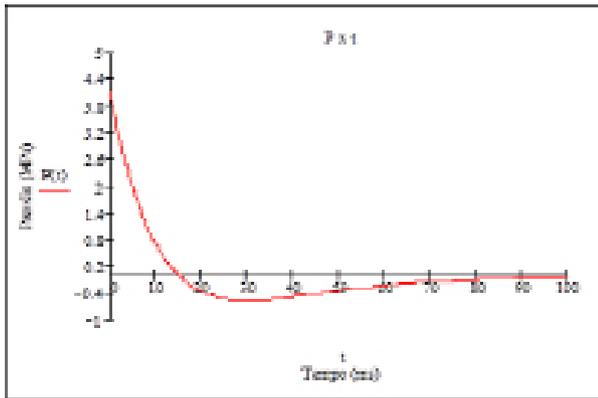
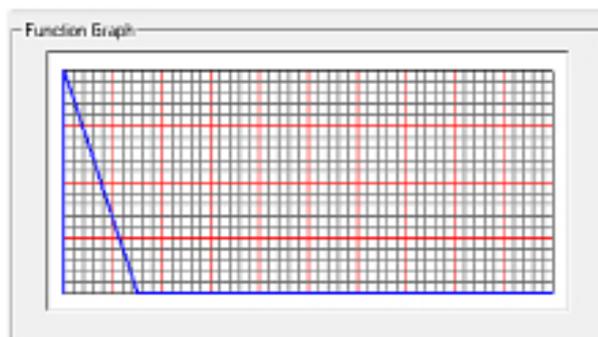


Figura 11 – Modelos computacionais utilizados sobre diferentes apoios



(a)



(b)

Figura 12 – Comportamento da pressão no tempo: (a) carga real; (b) carga simplificada.

A Figura 12a representa o comportamento da onda de choque no tempo, tendo como base os parâmetros mencionados anteriormente. A Figura 12b representa a simplificação física e matemática do seu

histórico no tempo. A função da segunda Figura (12b) foi utilizada como dado de entrada para o programa SAP2000.

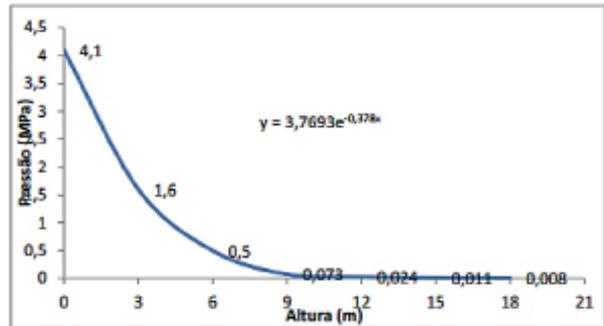


Figura 13a

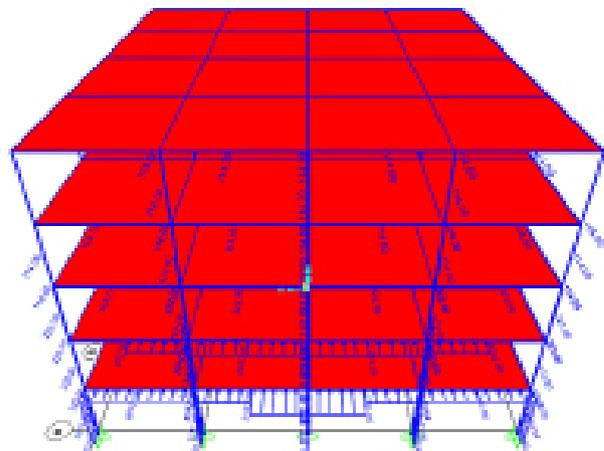
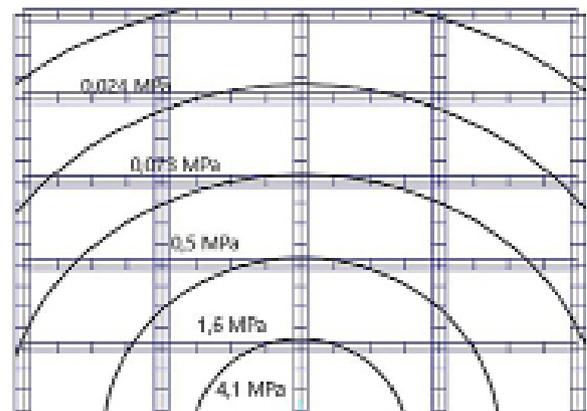


Figura 13b

Figura 13 – a) Variação de pressão em função da altura da edificação. b) Carregamento da explosão aplicado na estrutura.

A pressão gerada pela explosão foi aplicada como carga linear nos elementos estruturais primários da fachada atingida. Para isso, foi levado em conta o decaimento exponencial sofrido pela pressão atuante ao longo da altura da edificação, devido à expansão

radial da mesma ao longo da face da edificação, como mostrado na Figura 13. A Figura 14 apresenta o carregamento distribuído na edificação. Verifica-se que o ponto de maior valor de carga é próximo ao pilar do eixo 3, no primeiro andar. Neste eixo, em seu topo, localiza-se o nó cuja resposta dinâmica será analisada.

12.4 Deslocamentos da Estrutura em Função do Tempo

Após a aplicação do carregamento impulsivo, a estrutura tende a se deslocar em oscilação livre, cujo comportamento pode ser graficamente descrito como um movimento oscilatório, cuja amplitude de movimento decresce ao longo do tempo. A Figura 14 apresenta o gráfico de deslocamentos x tempo do nó central, do topo da edificação.

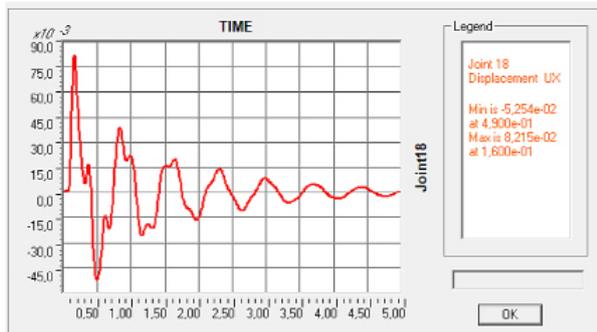


Figura 14 – Deslocamento (mm) x tempo (s) para um solo de apoio com $E = 41300$ kPa.

Para a estrutura sobre o solo de apoio com menor valor de E dentro da faixa das areias, obteve-se um deslocamento horizontal máximo do nó de aproximadamente 8,2 cm. Supondo-se a estrutura apoiada sobre o solo com maior valor de E , tem-se o gráfico da Figura 15.

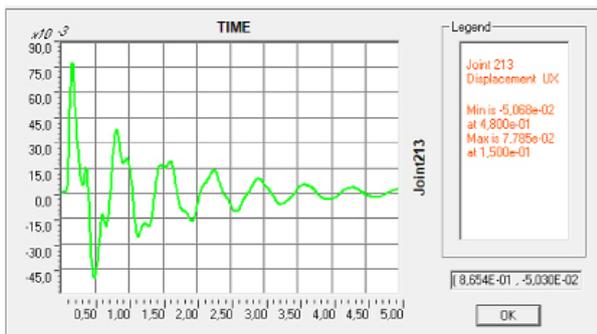


Figura 15 – Deslocamento (mm) x tempo (s) para um solo de apoio com $E = 97800$ kPa.

Para a estrutura sobre o solo de apoio com maior valor de E na faixa das areias, obteve-se um

deslocamento horizontal máximo do nó de aproximadamente 7,8 cm. Engastaram-se os apoios de edificação e plotou-se o comportamento do mesmo nó para fins de referência. A curva preta da Figura 16 representa o comportamento referencial do nó da edificação com apoios indeslocáveis.

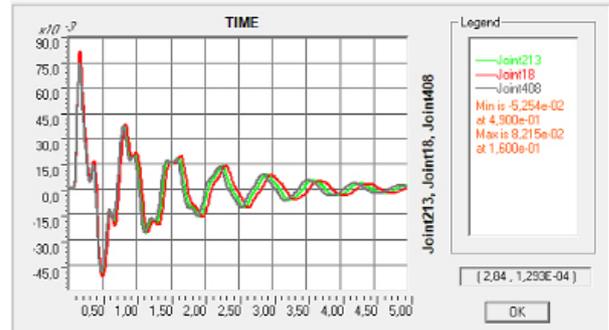


Figura 16 – Superposição dos comportamentos e curva referencial.

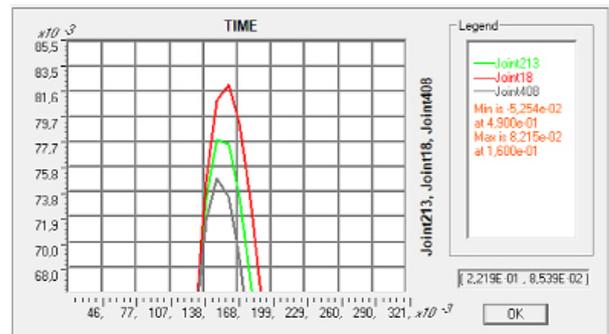


Figura 17 – Comparação dos deslocamentos máximos do nó para cada caso.

A Figura 17 mostra de maneira ampliada os deslocamentos máximos apresentados no gráfico da Figura 16. Observa-se uma diferença de aproximadamente 10% entre os deslocamentos e a curva referencial.

13 Conclusões

A ação de solicitações dinâmicas sobre estruturas civis é um fato que não pode ser negligenciado, ainda que não seja comum na maioria dos projetos em território brasileiro. Registros de ações sísmicas ou atentados envolvendo detonações têm sido mais frequentes nos últimos dos anos.

Tendo em vista a falta de códigos normativos brasileiros sobre o tema, tomou-se como base o manual norte-americano contra potenciais ataques terroristas a edificações. Para a obtenção de parâmetros referentes

à explosão, optou-se por utilizar como base de dados os registros contidos no relatório do bombardeio de Oklahoma.

Sabe-se que as ações dinâmicas descritas neste trabalho possuem alto poder de destruição e mínima probabilidade de ocorrência. Sendo assim é recomendável como alternativa ao custo, a utilização de estruturas suficientemente dúcteis, capazes de absorver parte da energia através da deformação plástica. Deve-se levar em consideração a ductilidade da estrutura de maneira global; ou seja, elementos estruturais e suas ligações devem funcionar de maneira mais homogênea possível.

A estrutura analisada sob esforços dinâmicos e estáticos deste projeto, foi considerada integralmente em regime elástico. Ao assumir o mencionado como premissa, aceita-se que os resultados obtidos podem não coincidir totalmente com a realidade, já que para fins de deflexão, uma estrutura real em concreto armado atuaria também em seu regime plástico. Grande parte deste trabalho foi desenvolvido com o auxílio da ferramenta computacional SAP2000.

Uma detonação tem uma variação ou redução de intensidade ao longo do tempo e simultaneamente, possui uma variação de intensidade em função da geometria do carregamento atuante, devido à expansão radial da onda de choque. Essa última não foi considerada neste trabalho tendo em vista limitações do programa.

Ao se comparar os deslocamentos horizontais no topo da estrutura, os resultados mostraram uma pequena diferença em seus valores. Também se constatou uma pequena diferença no comportamento oscilatório da estrutura. Essa diferença mínima se deve à baixa ordem de grandeza dos deslocamentos gerados no solo pelo carregamento impulsivo, o que faz com que o mesmo não altere suas características resistentes, como ocorreria na presença de grandes deformações, segundo o modelo *hardening soil model with small-strainstiffness* (HSSMAL). Apesar da baixa ordem de grandeza da diferença dos deslocamentos encontrados, ressalta-se que quanto menor o módulo de elasticidade do solo, menos a favor da segurança se encontrará a estrutura, visto que seus deslocamentos serão maiores, podendo colocar em risco, vidas e a própria estabilidade da estrutura.

14 Referências Bibliográficas

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS
ASCE. The Oklahoma City bombing: improving building performance through multi-hazard mitigation. FEMA 277. U.S.A., p. 116. 1996.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. Dynamics of Structures. Computers and Structures Inc. Berkeley, CA. 2003.

CSI – COMPUTERS & STRUCTURES INC. Introductory Tutorial for SAP2000. CSI. Berkeley, p. 62. 2011.

DEPARTMENT OF HOMELAND SECURITY. Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings. 2nd. ed. U.S.: FEMA-426 / BIPS-06 / , 2011.

FREITAS, A. C. D. Estimating Young moduli in sands from the normalized N 60 blow count. Soils and Rocks. [S.l.]. 2012.

GRAHAM, A. R. Shock Wave and High Pressure Phenomena. USA. 2010.

KAUSEL, A. P. & E. Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. MIT, Cambridge. USA. 1998.

M. MARAGNON. Geotecnia de Fundações. UFJF. [S.l.], p. 16.

MAGNUSSON, J. Structural Concrete Elements Subject to Air Blast Loading. KTH, School of Architecture and the Built Environment (ABE). England. 2007.

MOUÇO, D. L. Interação dinâmica solo-estrutura para edificações nucleares sujeitas à ação de tornado e impacto de mísseis. Exame de Qualificação para Doutorado, COPPE/ Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2017.

NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY (NIST). Soil-Structure interaction for building structures, Report No. NIST GCR 12-917-21. U.S. Department of Commerce. Washington D.C. 2012.

PLAXIS. Plaxis 2D Material Models Manual. [S.l.], p. 256. 2018.

SANTOS, S. H. C. Fundações de Máquinas. Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) – Escola Politécnica – Dep. de Estruturas. Rio de Janeiro, p. 96. 2018.

SILVA, W. C. L. Blast – Efeitos da Onda de Choque no Ser Humano e nas Estruturas. Instituto Tecnológico da Aeronáutica – ITA. São José dos Campos. 2007.

YANDZIO, G. Protection of Buildings Against Explosions. Steel Construction Institute. United Kingdom. 1999.

Anexo

Perfil de sondagem SPT utilizada neste trabalho:

