



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Análise do comportamento de ensoleiramento sobre estacas

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
na Especialidade de Geotecnia

Autor

Vítor Emanuel Granito Pontes

Orientador

Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Julho, 2013

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, ao Professor Doutor Paulo Pinto, pela sua dedicação, pela sua compreensão e confiança, por me ensinar a nunca desistir e incentivar uma prática rigorosa deste grande ramo que é a Geotecnia. Sem o seu contributo, este trabalho não teria sido realizado.

Aos Professores António Pedro e Carlos Grazina, pelo seu acompanhamento, pela dedicação e vontade demonstrada em todas as alturas para ajudar.

A todos os professores da área da Geotecnia, pelos conhecimentos transmitidos, pelo companheirismo e incentivo ao longo do meu percurso nesta área. Um agradecimento especial ao Professor Jorge Almeida e Sousa, pela jovialidade e entusiasmo inigualável no ensino da Engenharia Civil e por ter despertado em mim a vontade de vir trabalhar nesta área. A toda atenção e tempo que dispôs para me auxiliar na elaboração deste trabalho.

Aos meus colegas e amigos de Geotecnia e de Engenharia Civil, pelos bons momentos dentro e fora da sala de aula e por todo o apoio que deram. Tornaram esta jornada bem mais fácil.

Um abraço especial para o João Nunes, para a Sara Nunes e para o Ludgero Tavares pela amizade, companheirismo, apoio incondicional e peripécias ao longo do meu percurso por Coimbra. Tornaram tudo inesquecível. Para vocês, desejo toda a sorte do mundo.

À minha família, por me ensinar a encarar as dificuldades, estar sempre do meu lado e fazer de mim a pessoa que hoje sou. Espero que todos sintam orgulho de mim.

À Bruna, pelo seu carinho, apoio incondicional e por todo o esforço que demonstra diariamente. Nunca poderei retribuir o quanto mereces.

A todos vós dedico este trabalho.

RESUMO

Neste trabalho apresenta-se uma análise do comportamento de fundações por ensoleiramento sobre estacas (*Combined Pile-Raft Foundation*). O objectivo é analisar os efeitos da associação de um maciço de encabeçamento a um grupo de estacas.

Fez-se uma revisão bibliográfica do tema, apresentando definições, estudos pioneiros, metodologias de análise e desempenho de obras onde foi aplicada a metodologia CPRF. São descritas abordagens de projecto e metodologias de dimensionamento.

Foram realizadas análises 2-D no programa *Plaxis* e 3-D no programa *UCGEOCODE*. Compararam-se as soluções obtidas pelos dois programas para o caso de uma estaca isolada e de uma estaca associada a um maciço. É discutida a influência da modelação de um elemento de interface na resposta do sistema. Estudou-se a resposta de grupos de estacas com 1, 4, 8 e 9 30 m de comprimento e 1,5 m de diâmetro, com e sem maciço, com 1 m de espessura para o caso tridimensional. Foram também modelados sistemas com 9 estacas de 10 m de comprimento. Foram analisadas as respostas dos sistemas, a distribuição de cargas entre os elementos da fundação e a carga suportada por cada tipo de estaca (central, periférica e de canto) para os sistemas com 8 e 9 estacas. Verificou-se que, para os grupos de 8 e 9 estacas com 30 m, a resposta dos sistemas CPRF é menos rígida, relativamente aos grupos de estacas. Associou-se este facto à carga suportada pelo maciço (<30% da carga total aplicada), levando a uma diminuição do atrito lateral mobilizado pelas estacas, relativamente ao grupo de estacas. O inverso foi observado para as estacas de 10m. Associou-se o facto à crescente contribuição do maciço. A carga suportada por cada estaca depende da sua localização. As estacas de canto são as mais solicitadas inicialmente. No grupo de 9 estacas, a estaca central, com o aumento do carregamento, suporta a maior parcela de carga.

ABSTRACT

An analysis of the behavior of Combined Pile-Raft Foundations is made. The goal is to analyze the effects of associating a pile group with a raft.

A bibliographic review was made, presenting concepts, pioneer studies, methods of analysis and the overall performance of buildings where this type of foundation was used. Design philosophies and processes are described.

2-D analyses were carried out using the commercial software *Plaxis* and 3D analysis carried out with the UCGEOCODE software. A comparison of the results obtained by the two programs regarding the case of a single pile and a pile associated with a cap was made. The influence of the modelling of an interface element was discussed. A 3-D analysis of pile groups, with and without the raft, with 1, 4, 8 and 9 piles was carried out. Piles with 1,5 m diameter and 30 m long were used. The group with 9 piles was also modeled with 10 m long piles. The behavior of the systems as well the load distribution between the foundation elements and in the pile group, according to its position, was analyzed. The CPRF systems showed a less rigid behavior for the groups with 8 and 9 piles, in comparison with the pile groups. This was related to the low load proportion absorbed by the raft (<30% of the total applied load), which leads to a reduction of the skin friction mobilized in the pile shaft, comparatively to the pile groups. This result was not achieved to the 10 m long pile group. This fact is related to the increasing contribution of the raft. The load supported by each pile is a function of its location. Corner piles initially supported a higher percentage of the mean applied load. In the group with 9 piles, as the applied load increased, the central pile began to support the major proportion of the load.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
SIMBOLOGIA	ix
Alfabeto grego maiúsculo.....	ix
Alfabeto grego minúsculo	ix
Alfabeto latino maiúsculo.....	ix
Alfabeto latino minúsculo	xi
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	2
2.1 Ensoleiramento sobre estacas – sistemas CPRF	2
2.1.1 Mecanismos de interação em sistemas CPRF	3
2.2 Trabalhos pioneiros.....	6
2.3 Observações experimentais.....	7
2.3.1 Ensaio laboratoriais.....	7
2.3.2 Ensaio a 1-G.....	8
2.3.3 Ensaio de campo	10
2.3.4 Comportamento de obras.....	11
2.4 Condições de utilização	13
2.5 Vantagens de utilização	13
2.6 Abordagens de projeto	14
2.7 Processo de dimensionamento	16
2.8 Métodos de análise.....	18
2.8.1 Correlações empíricas.....	20
2.8.2 Fundações equivalentes	20
2.9 Métodos baseados na teoria da elasticidade	21
2.10 Métodos numéricos	26
3 ANÁLISES POR ELEMENTOS FINITOS	29
3.1 Análises bidimensionais no programa Plaxis	29
3.1.1 Modelação da estaca isolada.....	29
3.1.2 Modelação da estaca associada ao maciço de encabeçamento.....	32
3.2 Análises 3D de estaca com maciço através do software UCGEOCODE.....	35

3.2.1	Resposta da estaca isolada.....	35
3.2.2	Resposta do maciço de encabeçamento.....	36
3.2.3	Resposta dos sistemas CPRF.....	36
3.3	Análises 3D de grupos de estacas e CPRF.....	38
3.3.1	Grupos de estacas.....	38
3.3.2	Resposta das estacas consoante a sua localização.....	41
3.3.3	Sistemas CPRF.....	43
3.3.4	Distribuição de cargas nos elementos da fundação.....	48
3.3.5	Distribuição de cargas nas estacas, consoante a sua localização.....	49
3.3.6	Resposta das estacas consoante a sua localização.....	52
3.3.7	Estudo com estacas com 10 m de comprimento.....	54
3.3.8	Distribuição de cargas nos elementos da fundação.....	55
3.3.9	Resposta das estacas consoante a sua localização.....	57
3.3.10	Distribuição de cargas nas estacas, consoante a sua localização.....	57
4	CONCLUSÕES.....	60
5	PROPOSTA PARA TRABALHOS FUTUROS.....	63
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	64

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Comportamento de um sistema CPRF relativamente a fundações convencionais (modificado Katzenbach et al. (2000))	3
Figura 2.2 – Mecanismos de interação num sistema CPRF (modificado - Katzenbach, 2000)	3
Figura 2.3- Mobilização do atrito lateral vs assentamento de uma estaca flutuante, na situação isolada e associada a uma sapata (modificado – Burland, 1995)	4
Figura 2.4 - Relação entre o aumento da capacidade de carga e a razão de espaçamento (Mandolini, Russo e Viggiani, 2005)	6
Figura 2.5 - Sistema CPRF – edifício Burj Khalifa (blog da sociedade de Eng ^a Civil)	12
Figura 2.6- Esquema da abordagem de projecto – Redução dos assentamentos diferenciais (modificado – Randolph, 1994)	15
Figura 2.7- Abordagem de estacas como elementos redutores de assentamentos (modificado- Randolph, 1994)	15
Figura 2.8- Resposta carga-assentamento para as diferentes abordagens de projecto (modificado Poulos, 2001)	16
Figura 2.9- Escolha da abordagem de projecto (Modificado – Mandolini, 2003)	17
Figura 2.10- Método do Equivalent Raft (Randolph,1994)	20
Figura 2.11- Modelo trilinear (Modificado - Poulos e Davis, 1980)	22
Figura 2.12- Curva carga-assentamento ensoleiramento sobre estacas (modificado – Mandolini, 2003)	24
Figura 2.13 - Ilustração do método de Burland (Soares, 2011- modificado)	26
Figura 2.14– Abordagem vigas sobre molas (modificado – Silva, 2009)	27
Figura 3.1 - Modelação da estaca e do terreno envolvente	30
Figura 3.2 - Mobilização do atrito lateral no fuste da estaca:- Tensão aplicada na cabeça da estaca de 8200 kPa (N=14490 kN)	31
Figura 3.3 - Curva carga-deslocamento – estaca isolada: variação da rigidez do elemento de interface	32
Figura 3.4- Modelação do sistema estaca - ensoleiramento	33
Figura 3.5 – Efeito do maciço na tensão radial (σ_x) no solo adjacente à estaca – para a carga de 800 kPa sobre o ensoleiramento	33
Figura 3.6 - Atrito lateral mobilizado - para a carga de 800 kPa sobre o ensoleiramento e	34
Figura 3.7 - Comparação dos vários tipos de fundação: Superficial, profunda e mista (CPRF)	34
Figura 3.8 – Comparação da curva carga-deslocamento obtidas pelos dois programas: Estaca Isolada	36

Figura 3.9 - Comparação da curva carga-deslocamento obtidas pelos dois programas: Maciço de encabeçamento	36
Figura 3.10- Comparação da curva carga-deslocamento obtidas pelos dois programas: Solução CPRF 1	37
Figura 3.11- Comparação do atrito mobilizado na estaca para os dois programas	38
Figura 3.12 - Discretização do problema 3D	40
Figura 3.13 - Comportamento de grupos de estacas com 1,4, 8 e 9 estacas	41
Figura 3.14 – Resposta da estaca de canto (P1) com a dimensão do grupo	42
Figura 3.15 – Resposta da estaca P2 com a dimensão do grupo	42
Figura 3.16 – Resposta das estacas com a sua localização para n=4, 8 e 9	43
Figura 3.17 - Resultados análise 3D – Comparação das soluções analisadas	44
Figura 3.18 – Mobilização do atrito lateral (τ_{yz}) – Estaca isolada – Carga aplicada de 353, 6008 e 6362 kN	45
Figura 3.19 - Mobilização do atrito lateral (τ_{yz}): Grupo de 9 estacas e sistema CPRF correspondente – carga aplicada de 353 kN na cabeça da estaca central	45
Figura 3.20 - Mobilização do atrito lateral (τ_{yz}): Grupo de 9 estacas e sistema CPRF correspondente – carga aplicada de 3400 kN na cabeça da estaca central	46
Figura 3.21 - Mobilização do atrito lateral (τ_{yz}): Grupo de 9 estacas e sistema CPRF correspondente – carga aplicada de 4800 kN na cabeça da estaca central	46
Figura 3.22 – Tensão normal (σ_{yy} , σ_{zz}) no solo adjacente ao topo da estaca: G9 estacas vs. CPRF 9	47
Figura 3.23 – Distribuição de cargas nos elementos da fundação	49
Figura 3.24 – Variação da carga axial nas estacas e no ensoleiramento com a carga total aplicada ao sistema para os sistemas CPRF 8	50
Figura 3.25 – Variação da carga axial suportada pelas estacas e pelo ensoleiramento com a carga total aplicada ao sistema para os sistemas CPRF 9	50
Figura 3.26 - Variação da carga axial normalizada pela carga média nas estacas com a carga total aplicada ao sistema para o sistema CPRF 8	51
Figura 3.27- Variação da carga axial normalizada pela carga média nas estacas com a carga total aplicada ao sistema para o sistema CPRF 9	52
Figura 3.28 – Resposta da estaca com a sua localização – n=8	53
Figura 3.29 – Resposta das estacas com a sua localização – n=9	53
Figura 3.30 – Modelo CPRF com 9 estacas de 10 m de comprimento	54
Figura 3.31 – Comportamento dos sistemas de fundação para estacas com 10 m de comprimento	55
Figura 3.32 – Distribuição de cargas nos elementos da fundação – L=10 m	56
Figura 3.33 – Evolução da mobilização da tensão τ_{yz} com o aumento da carga – Sistema CPRF vs. Grupo de estacas, para as cargas de 353 kN (1), 1800 kN (2) e 2800 kN (3)	56

Figura 3.34 – Resposta das estacas consoante a sua posição _____	57
Figura 3.35 – Variação da carga axial nas estacas e no ensoleiramento com a carga total aplicada ao sistema para os sistemas CPRF 9, com L=10 m _____	58
Figura 3.36 – Variação da carga axial normalizada pela carga média nas estacas e no ensoleiramento com a carga média aplicada ao grupo de estacas para os sistemas CPRF 9, com L=10 m _____	58

SIMBOLOGIA

Alfabeto grego maiúsculo

Δw - o assentamento elástico das estacas no trecho acima da sapata equivalente

Alfabeto grego minúsculo

α_{pr} – coeficiente de comportamento

α_{rp} -fator de interacção ensoleiramento-estaca

ζ_{PR} – coeficiente de ganho de capacidade de carga

η_b – factor de influência na carga de ponta devido à interacção maciço-estaca-solo

η_s – factor de influência no atrito lateral devido à interacção maciço-solo-estaca

ν_s – coeficiente de poisson do solo

ρ – rácio entre o módulo de Young na ponta da estaca e o módulo de Young médio ao longo do fuste

Alfabeto latino maiúsculo

A_g – área definida por um grupo de estacas

A_p –Somatório das áreas transversais de um grupo de estacas

B_{crit} – largura crítica da sapata

D – diâmetro da estaca

D_r – Largura do maciço de encabeçamento

E_{eq} – Módulo de Young equivalente

E_p – Módulo de Young da estaca

E_s - Módulo de Young do solo

F_m – factor de mobilização do atrito lateral

K_{PG} - rigidez do grupo de estacas

K_{PR} - rigidez do sistema CPRF

$K_{R,i}$, $K_{PG,i}$ – rigidez inicial do ensoleiramento e grupo de estacas, respectivamente

K_R - rigidez do maciço isolado

L – comprimento da estaca

N – Número de estacas

$P_{PG, ult}$ e $P_{R,ult}$ -cargas últimas de cada elemento (grupo de estacas e ensoleiramento)

P_R – proporção de carga absorvida pelas estacas

P_{up} - a capacidade de carga do grupo de estacas

P_{su} – Atrito lateral mobilizado

P_T – Carga total aplicada à fundação

Q_c – capacidade de carga do ensoleiramento isolado

Q_p – proporção de carga absorvida pelo grupo de estacas

Q_{pr} – carga aplicada ao sistema CPRF

Q_{pu} – carga última de ponta de uma estaca isolada

Q_{su} – atrito lateral último de uma estaca isolada;

Q_t – capacidade de carga última do sistema CPRF

R_{PG} – factor de redução de rigidez hiperbólico

R_{int} – Factor de redução da resistência na interface

X - proporção de carga absorvida pelo maciço

Alfabeto latino minúsculo

d_{eq} – diâmetro da estaca equivalente

d_r – raio médio de ensoleiramento por estaca (corresponde à área do ensoleiramento sobre o número de estacas)

n – rácio entre o raio médio de ensoleiramento por estaca e o diâmetro da estaca

n_p – número de estacas

q_s – atrito lateral unitário

r_m – raio de influência de uma estaca

s_{crit} – espaçamento crítico

w_{med} – assentamento da sapata equivalente

w – Assentamento do sistema CPRF – método PDR

w_{pr} – assentamento do sistema CPRF

w_r - assentamento da sapata na profundidade equivalente

1 INTRODUÇÃO

Com a introdução da sustentabilidade na construção, procura-se cada vez mais soluções mais económicas e optimizadas em termos de custos monetários e ambientais. Nas últimas décadas, os sistemas CPRF (*Combined Piled-Raft Foundations*), têm sido aplicados com grande sucesso em termos de redução destes custos. Katzenbach et al (2009) reportam dois casos de estudo, para os edifícios de Messeturm, Frankfurt e Mirax Plaza Tower, Kiev, com uma redução de custos de 4,5 e 3,3 milhões de dólares, respectivamente, relativamente à fundação profunda inicialmente proposta.

Os meios urbanos são cada vez mais densos em termos de população, com uma área disponível para construção cada vez menor, pelo que são adoptadas frequentemente soluções com edifícios cada vez mais altos, com exigências de comportamento a nível da fundação mais rigorosas que as construções correntes. O elevado custo associado à execução de fundações convencionais cada vez mais robustas tornaria impossível a execução de tais edifícios. A solução CPRF revela-se então como uma boa alternativa às fundações convencionais, quer pelo seu comportamento optimizado relativamente a estas, bem como o seu custo relativo. A combinação dos dois tipos de fundação existentes requer um estudo do comportamento do sistema como um todo, tendo em conta os efeitos de interacção entre os elementos da fundação. A compreensão da influência que os elementos da fundação exibem entre si é fundamental para que se possa proceder a um dimensionamento económico e sustentável, garantindo as condições de segurança exigidas para o projecto.

A presente dissertação destina-se a compreender alguns dos factores que influenciam o comportamento da fundação mista, recorrendo a programas numéricos para a modelação do problema, numa primeira fase, através de uma análise bidimensional simplificada e numa fase posterior, a modelação do problema tridimensional completo. Procura-se perceber de que modo é que a interacção entre os elementos constituintes da fundação se pode traduzir numa melhoria do comportamento da fundação e quais os factores que mais afectam a interacção entre os elementos desta.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Ensoleiramento sobre estacas – sistemas CPRF

O termo CPRF (Combined Piled-Raft Foundation), traduzido em ensoleiramento sobre estacas, surgiu para especificar os sistemas de fundação que promovem a associação entre um elemento de fundação superficial (maciço de encabeçamento) e fundação profunda (estacas), havendo a contribuição das duas partes na resposta da fundação (Sales, 2000 citado por Bezerra (2003)). A transferência da carga estrutural para o solo dá-se por dois mecanismos: nas estacas, por atrito lateral e ponta; no maciço, por tensões normais na interface solo-macício. A introdução de estacas tem como função principal a redução de assentamentos (diferenciais e totais) da fundação (Burland et al (1977)). Fisicamente, um grupo de estacas poderia ser considerado como um sistema CPRF, se o maciço de ligação entre as estacas estiver em contacto com o solo (Sales, 2000), trabalhando como elemento de fundação superficial. A introdução de estacas num elemento de fundação superficial poderá contribuir para uma otimização da solução convencional, reduzindo os assentamentos, tanto diferenciais como totais, bem como possibilitar a redução da espessura do ensoleiramento. Um sistema de fundação pode ser classificado em função da distribuição de carga entre os elementos estaca (Q_P) e CPRF (Q_{PR}). Katzenbach (2000) propôs um coeficiente, α_{pr} , relacionando as cargas absorvidas por cada elemento de fundação:

$$\alpha_{pr} = \sum_{j=1}^n Q_P / Q_{PR} \quad (2.1)$$

Em que $\alpha_{pr}=0$ representa uma fundação superficial sem estacas e $\alpha_{pr}=1$ um grupo de estacas cujo maciço não tem contacto com o solo. Para valores de α_{pr} intermédios, o sistema funciona como CPRF, conforme ilustrado na Figura 2.1. Na mesma figura pode-se observar a relação qualitativa entre o coeficiente α_{pr} e a redução do assentamento de um sistema CPRF relativamente a uma fundação superficial, através da introdução de estacas. Para as mesmas condições de solo e área de ensoleiramento, o coeficiente α_{pr} é função do número e comprimento das estacas.

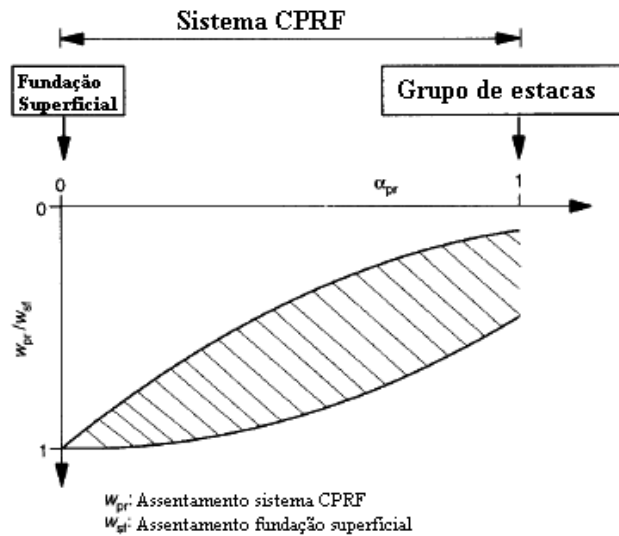


Figura 2.1 – Comportamento de um sistema CPRF relativamente a fundações convencionais (modificado Katzenbach et al. (2000))

2.1.1 Mecanismos de interacção em sistemas CPRF

A análise de uma fundação do tipo CPRF requer que se tenha em consideração a interacção entre os elementos que a constituem. O projecto deve levar em conta as particularidades do grupo, contemplando os diversos mecanismos de transferência de carga e a interacção entre os seus elementos, encarando o problema como predominantemente tridimensional, de forma a se obter uma diminuição dos esforços nas estacas, economia de projecto e optimização de recursos (Cunha et al, 2006). Os mecanismos de interacção são ilustrados na figura seguinte.

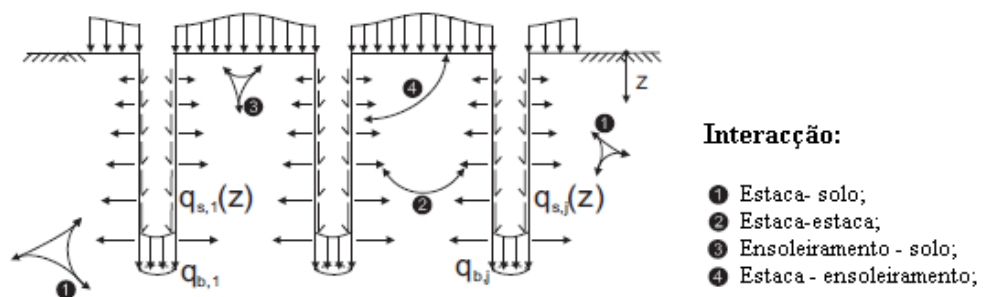


Figura 2.2 – Mecanismos de interacção num sistema CPRF (modificado - Katzenbach, 2000)

Uma estaca submetida a um carregamento vertical transmite parte da carga ao solo por atrito lateral, ao longo do fuste, e parte através da ponta por tensões de compressão. De acordo com Poulos e Davis (1980), a parcela que se transmite por atrito lateral depende das propriedades do solo, da camada onde a estaca é fundada, do comprimento da estaca, processo construtivo, entre outros. A parcela de atrito lateral que é mobilizada é função das tensões de corte que se desenvolvem na interface estaca-solo, que por sua vez depende do confinamento da estaca. Enquanto o comportamento de uma estaca isolada é influenciado apenas pela tensão *in-situ*, o comportamento de uma estaca integrando uma fundação mista CPRF depende do efeito das estacas adjacentes e do ensoleiramento.

Katzenbach et al (2000) conduziram testes numéricos em estacas assentes em argilas de Frankfurt, de modo a estudar a influência do estado de tensão no comportamento das estacas.

Burland (1995), citado por Soares (2011), estudou a mobilização de carga em estacas flutuantes, para o caso do elemento isolado e associado a um maciço. Os resultados são mostrados na Figura 2.3. Verifica-se que, ao se associar uma estaca isolada a um maciço, esta apresenta uma diminuição da sua rigidez, quando comparada com o caso de uma estaca isolada. Dos trabalhos de Burland (1995) e Katzenbach (2000) conclui-se o seguinte:

- Para pequenos deslocamentos, o assentamento superficial do solo é preponderante na interacção ensoleiramento-estaca, levando a uma redução da mobilização do atrito lateral na parte superior do fuste da estaca;
- Para deslocamentos consideráveis (0,1D), a interacção é controlada pela alteração do nível de tensão do solo imposto pela presença do maciço. Neste caso, há um aumento considerável do atrito mobilizado na parte superior da estaca. Com a profundidade, decresce o efeito de interacção ensoleiramento-estaca;

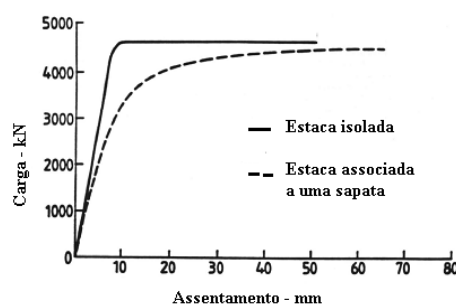


Figura 2.3- Mobilização do atrito lateral vs assentamento de uma estaca flutuante, na situação isolada e associada a uma sapata (modificado – Burland, 1995)

Katzenbach et al (2000) estudaram ainda o efeito do comportamento, em termos de capacidade de carga, de fundações CPRF através de uma análise paramétrica, onde foram variados o número de estacas e o espaçamento. Estes concluíram que a contribuição do ensoleiramento é tanto maior, quanto mais espaçadas tiverem as estacas, podendo chegar a 65% da carga aplicada. Verificaram ainda que a distribuição de cargas no grupo de estacas não é uniforme e depende da posição relativa da estaca no grupo. Cooke (1986) afirma que, para espaçamentos correntes, é expectável que as estacas de canto suportem o dobro da carga das estacas centrais e que as estacas periféricas suportem aproximadamente 1,5 vezes mais carga que as centrais. Estes efeitos são explicados através da interacção estaca-estaca e estaca-ensoleiramento. A interacção estaca-estaca conduz o sistema a uma deformação em bloco, o que implica uma redução no deslocamento relativo solo-estaca, principalmente nas estacas interiores. A interacção estaca-ensoleiramento leva a um aumento das tensões no solo entre as estacas do grupo, contribuindo para uma maior mobilização do atrito lateral.

Cooke (1986) apresentou a razão de espaçamento crítico (s_{crit}/d) como sendo o valor a partir do qual se obtém benefício na capacidade de carga da fundação devido ao contacto do maciço com o solo. Este autor relacionou também o espaçamento com a capacidade de carga e assentamentos do sistema de fundação. Para espaçamentos inferiores ao crítico, o autor refere que os dois sistemas (Grupo de estacas e CPRF) têm a mesma capacidade de carga e assentamentos, para valores de carga de serviço. Para espaçamentos superiores, poderá haver uma melhoria da capacidade de carga, se houver contacto do maciço com o solo. Independentemente do espaçamento, nos ensaios realizados, o ganho de rigidez de uma fundação CPRF não ultrapassou os 30%, relativamente a uma fundação constituída por um grupo de estacas.

Mandolini, Russo e Viggiani (2005) sugeriram um coeficiente ζ_{PR} para aferir o ganho de capacidade de carga da fundação, devido ao contacto do maciço com o solo, dado por:

$$\zeta_{PR} = \frac{Q_{PR}}{Q_P} \quad (2.2)$$

onde Q_{PR} é a carga no sistema e Q_P é a carga nas estacas. A figura seguinte mostra a relação entre o aumento de capacidade de carga e a razão de espaçamento s/d . O coeficiente ζ_{PR} aumenta com o crescimento da razão de espaçamento e com a redução do número de estacas, como se mostra na figura seguinte.

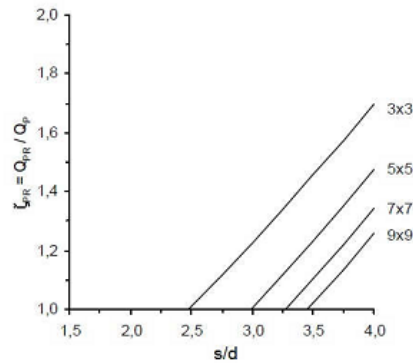


Figura 2.4 - Relação entre o aumento da capacidade de carga e a razão de espaçamento (Mandolini, Russo e Viggiani, 2005)

Cooke (1986) chegou à conclusão de que a capacidade de carga de uma fundação CPRF é mais dependente da largura do maciço do que do espaçamento entre estacas, para razões de espaçamento inferiores a 4. Este concluiu que quanto menor é o número de estacas e quanto mais curtas as estacas são, maior é a contribuição do ensoleiramento para a capacidade de carga, para qualquer valor do espaçamento.

A associação de uma sapata a uma estaca isolada não significa então um somatório das capacidades de carga de cada elemento do sistema. O comportamento final é regido por diversas interações entre os diversos elementos, que devem ser levados em conta na análise de fundações do tipo CPRF (Bezerra, 2003).

2.2 Trabalhos pioneiros

Embora a ideia de estacas como “elementos redutores de assentamentos” tenha sido proposta por Burland et al. (1977), anteriormente já Zeevaert (1957), citado por Soares (2011), tinha utilizado estacas para esse efeito. Os primeiros estudos sobre este sistema de fundação tiveram como objeto o estudo da capacidade de carga. O conceito do maciço de encabeçamento, enquanto elemento resistente foi proposto pela primeira vez por Kishida e Meyerhof (1965), adotando a capacidade do sistema como a soma das capacidades de cada elemento. Akinmunsuru (1973) após o ensaio de modelos em escala reduzida em solos arenosos, chegou à conclusão de que a capacidade de carga de sistemas CPRF é superior à soma das capacidades de cada elemento, atribuindo esse efeito à interação.

Quanto à resposta carga – assentamento de uma estaca associada a um elemento de bloco, o primeiro trabalho teórico é atribuído a Poulos (1968). Este autor estudou a interação estaca-macijo, concluindo que:

- A influência do macijo é função do rácio diâmetro do macijo/diâmetro da estaca e do comprimento relativo da estaca;
- Para estacas muito curtas, a contribuição do macijo não pode ser desprezada;

2.3 Observações experimentais

A análise do comportamento de fundações é considerada fundamental para uma melhor compreensão da resposta da fundação, bem como para calibração de modelos e verificação de teorias que procuram explicar o comportamento desta. Sales (2000) fez o relato de várias observações do desempenho de fundações e agrupou-as do seguinte modo:

- Ensaio laboratoriais;
- Ensaio a 1-G e com centrífugadora;
- Ensaio de campo;
- Observação do comportamento de obras reais;

2.3.1 Ensaio laboratoriais

De acordo com Sales (2000), apesar das dificuldades e limitações inerentes a ensaios à escala reduzida, e principalmente, da dificuldade em extrapolar os resultados para fundações reais, estes trabalhos são válidos para descrever, pelo menos qualitativamente, o comportamento representativo dos elementos de fundação, sendo por isso passíveis de serem utilizados para comprovar alguns resultados teóricos.

Um trabalho de grande importância é o trabalho de Cooke (1986), no qual o autor efectuou uma revisão dos métodos de análise de ensoleiramento sobre estacas, realizando ensaios de modelos em escala reduzida com 9, 25, 59 e 81 estacas, sobre amostras reconsolidadas da argila de Londres. Foram variados o espaçamento e o comprimento das estacas. Das conclusões obtidas destacam-se:

- A contribuição do ensoleiramento é tanto maior quanto menor for o comprimento e número de estacas;

- Para um número fixo de estacas, a contribuição do ensoleiramento, quanto à capacidade de carga, cresce com o aumento do espaçamento entre estacas;
- Até um espaçamento de quatro vezes o diâmetro das estacas, a capacidade de carga do ensoleiramento sobre estacas depende directamente da largura do ensoleiramento;
- Há uma redução mais eficaz dos assentamentos quando se usam estacas longas, com uma relação de $L/D=10$;
- Um pequeno número de estacas é eficaz na redução de assentamentos;
- O melhor desempenho do ensoleiramento estaqueado dá-se para espaçamentos da ordem de três vezes o diâmetro das estacas;
- Os assentamentos foram relativamente menores do que os previstos pela Teoria da Elasticidade;
- Há um aumento da rigidez para a solução mista relativamente ao grupo de estacas. No entanto, o acréscimo de rigidez não é muito significativo;

2.3.2 Ensaios a 1-G

Os ensaios de campo, principalmente para grupos com um elevado número de estacas, nem sempre são viáveis devido aos custos elevados e às grandes cargas requeridas para o sistema de reacção (Sales, 2000). Deste modo, os ensaios em modelo reduzido a 1-G permitem uma avaliação quantitativa e qualitativa de alguns aspectos relativos ao ensoleiramento sobre estacas. São citados os trabalhos de Millan et al. (1987a) e Millan et al. (1987b), Thaher e Jessberger (1991) e Horikoshi e Randolph (1996).

Millan et. al (1987a) e Millan et al (1987b) citado por Sales (2000) realizaram ensaios sobre estacas isoladas e grupos de 2 e 5 estacas, com e sem contacto do maciço na superfície. O objectivo dos ensaios era verificar a importância do maciço em projectos correntes de grupos de estacas, considerando o espaçamento padrão de três diâmetros entre estacas. Dos resultados destacam-se:

- O contacto do maciço com a superfície aumentou a capacidade de carga do grupo em cerca de 5 a 7%;
- O contacto com o maciço aumentou as tensões normais na metade superior do fuste das estacas;
- Para cargas inferiores à de serviço, o contacto do maciço com o solo pouco alterou a resposta carga-assentamento do grupo de estacas;

- No grupo de 5 estacas, verificou-se um acréscimo da capacidade de carga da estaca central, devido a não se verificar a rotura por corte do solo adjacente à estaca. Os autores atribuíram este efeito à interação estaca-solo-ensoleiramento;
- Quando havia o contacto solo-ensoleiramento, a mobilização da carga de ponta das estacas era inferior relativamente ao grupo de estacas;

Thaer e Jessberger (1991) realizaram testes em centrífugadora de modelos de CPRF sobre argilas reconsolidadas saturadas, de modo a investigar o comportamento da fundação do edifício “Fair Tower”, com 256 metros de altura, na cidade de Frankfurt. Os resultados foram comparados com os medidos em obra, tendo sido observado que:

- A distribuição de cargas ensaiada assemelhou-se à distribuição em obra, mas os assentamentos registados em centrífugadora foram superiores aos observados em obra;
- A distribuição de carga não é muito dependente do número de estacas;
- Existe um comprimento crítico (L), a partir do qual já não existe relação entre este e da distribuição de cargas;
- O diâmetro das estacas e o espaçamento controlam, em grande medida, a distribuição de cargas e o comportamento resistente de fundações de ensoleiramento sobre estacas;

Um outro estudo foi apresentado por Horikoshi e Randolph (1996), onde foi ensaiado um ensoleiramento flexível isolado e com 5, 9, 21 e 69 estacas, de modo a se poder validar a hipótese formulada por Randolph (1994) de que “mesmo uma sapata muito flexível poderia ter os seus assentamentos reduzidos pela colocação de um grupo pequeno de estacas na região central da sapata”. Expõe-se os pontos mais importantes do trabalho:

- A presença do maciço aumenta a capacidade de carga da estaca;
- A utilização de um pequeno grupo de estacas na região central foi suficiente para reduzir os assentamentos diferenciais em quase 70%, relativamente ao ensoleiramento isolado. Posteriormente, Horikoshi e Randolph (1998), verificaram que as estacas devem ser distribuídas na parte central do ensoleiramento correspondente a 16-25% da sua área total;

2.3.3 Ensaios de campo

A melhor maneira de se avaliar o desempenho de uma fundação num determinado tipo de solo, é realizar ensaios sobre o solo a estudar. Neste campo, são de mencionar os trabalhos de Garg (1979) e Liu et al (1985).

Garg (1979) realizou ensaios de carga em estacas de base alargada, em depósitos aluvionares na Índia. Foram ensaiados grupos com 2, 4 e 6 estacas com e sem contacto maciço-solo. O espaçamento foi variado 1,5, 2 e 2,5 vezes o diâmetro da estaca. Observou-se que quanto maior for o espaçamento das estacas, existe mais área de contacto ensoleiramento-solo, o que leva a uma diminuição da carga absorvida pelas estacas.

Liu et al (1985) realizou 51 ensaios de carga em estacas isoladas e grupos de estacas, cravando e ensaiando um total de 330 estacas num depósito de areia siltosa uniforme. O diâmetro foi variado entre 12,5 e 33 cm, o comprimento da estaca variou entre 8 a 23 vezes o seu diâmetro, sendo que o espaçamento variou entre 2 a 6 vezes o diâmetro da estaca. O número de estacas no grupo variou entre 2 e 16. Destes ensaios, os autores observaram que:

- O comprimento da estaca em relação à largura do maciço (D_r) influencia a mobilização do atrito lateral nas estacas. Para valores de L/D_r superiores a 1,5, o atrito lateral mobilizado foi superior ao de uma estaca isolada. Quando este valor é inferior à unidade, o atrito mobilizado é inferior ao de uma estaca isolada;
- Num estágio inicial, as estacas periféricas mobilizam maior resistência lateral do que a central. Após um certo valor de assentamento, a situação inverte-se. Este facto é devido às diferentes condições de confinamento lateral;
- Os grupos de estacas (sem o contacto maciço – solo) apresentam uma maior mobilização do atrito lateral do que a solução mista, para todos os espaçamentos testados.
- A resistência de ponta aumenta com o contacto maciço – solo, devido às tensões de compressão no contacto solo-macício. Este aumento é menor quanto mais compridas foram as estacas e aumenta com o espaçamento;
- Os autores não verificaram a rotura em bloco sugerida inicialmente por Kishida e Meyerhof (1965), mesmo para pequenos espaçamentos;

Com base nos resultados, os autores sugeriram uma expressão para a capacidade de carga:

$$Q_t = N(\eta_s Q_{su} + \eta_b Q_{pu}) + Q_c \quad (2.3)$$

Onde:

Q_t – capacidade de carga última do sistema CPRF;

Q_c – capacidade de carga do ensoleiramento isolado;

Q_{su} – atrito lateral último de uma estaca isolada;

Q_{pu} – carga última de ponta de uma estaca isolada;

N – Número de estacas;

η_s – factor de influência no atrito lateral devido à interacção maciço-solo-estaca;

η_b – factor de influência na carga de ponta devido à interacção maciço-estaca-solo;

Segundo os autores, os parâmetros “ η_s ” e “ η_b ” podem assumir valores superiores ou inferiores à unidade, sendo dependentes do número de estacas, espaçamento e comprimento relativo das estacas – bloco. Nos ensaios, os valores situaram-se entre 0,36 e 1,51.

2.3.4 Comportamento de obras

O maior desenvolvimento europeu de utilização de fundações de ensoleiramento sobre estacas situa-se na Alemanha. Embora tenham sido reportados casos de outros edifícios que tenham utilizado, fundações mistas do tipo CPRF (ver Yamashita et al, 1994 e Poulos, 2001), o maior número de casos reportados é de origem alemã. Poulos (2001) enunciou 6 casos de obra em que foram utilizadas fundações de ensoleiramento sobre estacas. Katzenbach et al. (2000) enumerou e reviu 10 casos de obra em Frankfurt. O’Neill et al. (1996), citado por Katzenbach et al. (2000), apresentou um relatório com os principais casos históricos de obras que utilizaram fundações do tipo CPRF. Contudo, cerca de metade destas obras foi concebida pela metodologia tradicional (Bezerra, 2003). Outros casos foram reportados por Balakumar e Ilamparuthi (2009), Majima e Nagao (2000) e Hamza & Ghoneim (2000). Serão apresentados alguns casos de obra, em que há uma comparação, em termos de comportamento, com a solução convencional. Mostra-se na figura seguinte, um exemplo de uma fundação CPRF. Esta fundação corresponde à fundação do edifício Burj Khalifa, no Dubai.

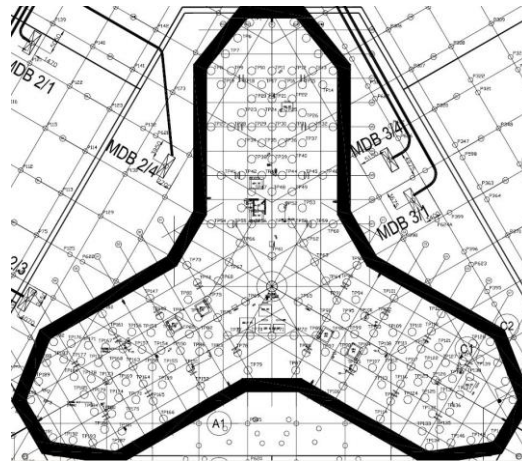


Figura 2.5 - Sistema CPRF – edifício Burj Khalifa (blog da sociedade de Eng^a Civil)

Quadro 2.1 – Comportamento de obras com a metodologia CPRF

Estrutura	Solução CPRF	Ganho
Torhaus, Frankfurt (1982)	Duas sapatas de 2,5 m de espessura, suportadas por 42 estacas em malha quadrangular, de diâmetro 0,9 m e 20 m de comprimento.	<ul style="list-style-type: none"> - Redução de assentamentos em cerca de 48%. - Distribuição de cargas: 75% estacas; 25% ensoleiramento;
Messeturm, Frankfurt	64 estacas sob um maciço de espessura variável, entre 3 e 6 metros. Estacas dimensionadas apenas como elementos redutores de assentamentos.	<ul style="list-style-type: none"> - Redução do assentamento máximo em 55% e do diferencial em 60%; - Redução dos momentos sobre o ensoleiramento em 60%; - Distribuição de cargas: 60% estacas; 40% ensoleiramento; - Aumento da capacidade de carga em cerca de 20%;
Westend St. 1, Frankfurt	Ensoleiramento de espessura variável (3 a 4,5 m), suportado por 40 estacas de 1,3 m de diâmetro e 30 m de comprimento;	<ul style="list-style-type: none"> - Redução de 40% dos momentos no ensoleiramento; - Aumento da capacidade de carga relativamente à fundação superficial

2.4 Condições de utilização

Poulos (2001) apresenta como situação mais favorável de aplicação de fundações CPRF como aquela em que o ensoleiramento demonstra capacidade resistente adequada, mas assentamentos excessivos. O mesmo autor apresentou dois perfis ideais de solo:

- Solos consistindo em argilas duras;
- Solos constituídos por areias densas;

Como situações desfavoráveis, o autor apresenta um conjunto de cenários, tais como a presença de argilas moles ou areias pouco densas próximas da superfície, solos sujeitos a assentamentos por consolidação ou solos expansivos. Poulos (2011), apresenta uma solução no sentido de adequar o solo fraco à metodologia CPRF. O alívio das tensões verticais no solo, por meio de escavação, e a imposição de uma tensão de pré-consolidação. Esta solução, o autor refere como “Ensoleiramento sobre estacas compensado”.

Bareka (2007) citado por Comodromos et al (2009), realizou análises paramétricas 3-D de grupos de estacas com maciço de encabeçamento em contato com o solo, de modo a poder estudar a influência do maciço. A gama de solos utilizada varia desde solos muito soltos a muito compactos (areias) e de argilas moles a muito duras. Das conclusões destacam-se:

- No caso de argilas moles, o efeito do ensoleiramento pode ser desprezado;
- Em solos arenosos, o efeito do ensoleiramento pode ser desprezado para níveis de deformação muito baixos – assentamentos da ordem dos 3%D;

Conclui-se então que a solução mista tem de ter em conta o tipo de solo presente no local, nomeadamente as suas características de compressibilidade.

2.5 Vantagens de utilização

Katzenbach et al (2000) referem como vantagens de uso de sistemas CPRF aqueles que trazem benefícios económicos e eficiência na redução de assentamentos:

- Relativamente a fundações profundas, é necessário um número menor de estacas;
- Melhoria no desempenho da fundação, em condições de serviço, em termos de assentamentos máximos e diferenciais, relativamente a fundações superficiais;

- Uma otimização na localização das estacas reduz os momentos aplicados no ensoleiramento;
- Melhoria da capacidade de carga da fundação;
- Eficiência de desempenho em sapatas carregadas excêntrica, concentrando a resistência da fundação ao introduzir estacas na zona que está carregada com a excentricidade;

2.6 Abordagens de projeto

Randolph (1994) definiu três abordagens de projecto, relativamente a sistemas CPRF:

- a) Abordagem convencional – as estacas são dimensionadas para suportar a maior parte da carga, admitindo alguma contribuição por parte do ensoleiramento. As estacas são dispostas com espaçamentos regulares e a sua capacidade de carga é muito superior à carga de serviço;
- b) Creep-Piling – As estacas são projetadas para atuar sob uma carga de serviço correspondente a 70-80% da sua carga última. São incluídas estacas suficientes para reduzir a pressão na interface ensoleiramento-solo. Foi concebida originalmente para solos moles, de modo a limitar a tensão a um valor inferior ao da tensão de pré-consolidação (Soares, 2011); Poulos (2001) refere uma versão extrema da abordagem Creep-Piling, onde as estacas são dimensionadas para trabalhar a 100% da sua capacidade máxima. O autor denominou as fundações deste tipo como “Enhanced Piled-Raft”.
- c) Controle dos assentamentos diferenciais – Nas duas abordagens referidas, as estacas são projetadas de modo a se reduzir os assentamentos absolutos abaixo do ensoleiramento. Embora os assentamentos diferenciais estejam intrinsecamente ligados ao assentamento absoluto, nestas o assentamento diferencial é tratado como aspeto secundário, sendo uma consequência dos assentamentos absolutos. Nesta terceira abordagem, as estacas são dimensionadas de modo a minimizar os assentamentos diferenciais, sem necessariamente reduzir o assentamento médio de modo significativo.

Randolph (1994) sugere que se posicionem as estacas na zona central do ensoleiramento, onde há uma concentração de carga, de modo a reduzir os assentamentos diferenciais, como ilustra a figura seguinte:

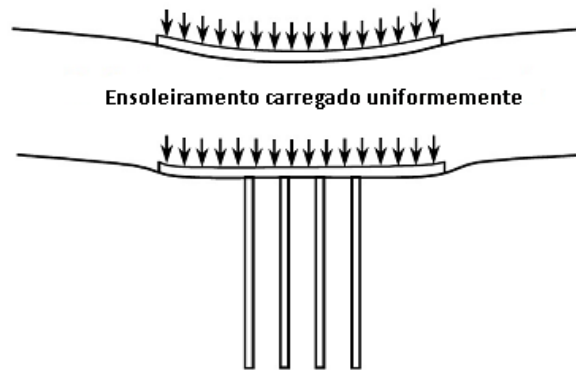


Figura 2.6- Esquema da abordagem de projecto – Redução dos assentamentos diferenciais (modificado – Randolph, 1994)

A capacidade resistente das estacas centrais deve ser aproximadamente 50-70% da pressão média de contacto ensoleiramento-solo, de um ensoleiramento rígido. Este posicionamento estratégico das estacas leva a uma distribuição de pressões de uma sapata flexível equivalente a de um ensoleiramento rígido, o que provoca uma redução dos assentamentos.

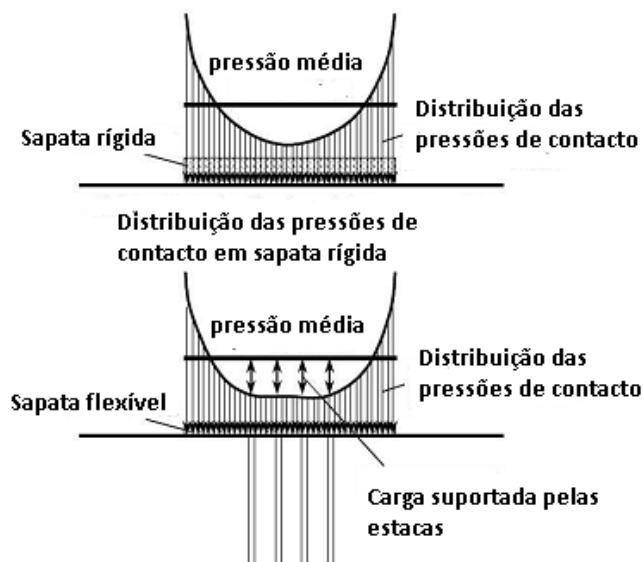


Figura 2.7- Abordagem de estacas como elementos redutores de assentamentos (modificado-Randolph, 1994)

A Figura 2.8 ilustra o comportamento teórico para cada uma das abordagens de projecto apresentadas anteriormente. A curva 0 diz respeito ao comportamento do ensoleiramento isolado, apresentando assentamentos excessivos para a carga de trabalho. A curva 1 representa a abordagem convencional de projeto, em que os assentamentos são reduzidos, e o comportamento é regido pelo grupo de estacas. A curva 2 representa a abordagem Creep – Piling, onde numa primeira fase, as estacas atuam com um factor de segurança inferior ao da abordagem convencional, podendo até entrar em rotura. A curva 3 representa a estratégia de uso das estacas como redutores de assentamentos, mobilizando toda a sua capacidade resistente, durante a carga de serviço. Consequentemente o comportamento nesta fase deixa de ser linear, mas o fator de segurança da fundação continua a ser satisfatório, bem como o seu comportamento em termos de assentamentos.

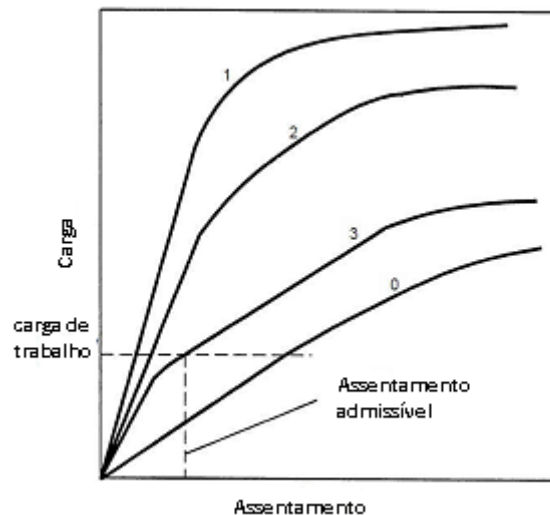


Figura 2.8- Resposta carga-assentamento para as diferentes abordagens de projecto (modificado Poulos, 2001)

2.7 Processo de dimensionamento

Poulos (2001) sugere um processo de dimensionamento que envolve três fases:

a) Fase Preliminar

É analisada a viabilidade da utilização de sistemas CPRF, avaliando-se o comportamento de uma sapata isolada. São realizadas estimativas da capacidade de carga vertical, horizontal,

bem como de assentamentos (totais e diferenciais) através de técnicas convencionais. Se o ensoleiramento apenas apresenta uma porção da capacidade de carga necessária, então a fundação terá provavelmente de ser dimensionada pela abordagem convencional. Se o ensoleiramento providenciar capacidade de carga suficiente, mas não satisfizer o critério de assentamentos, então poderá ser viável adotar a abordagem Creep-Piling (curva 2, Figura 2.8) ou utilizar as estacas como elementos redutores de assentamentos (curva 3, Figura 2.8).

Mandolini (2003) apresenta um gráfico para a definição da abordagem de projecto. A escolha é realizada em função do assentamento considerado admissível, e do fator de segurança, como é ilustrado na Figura 2.9.

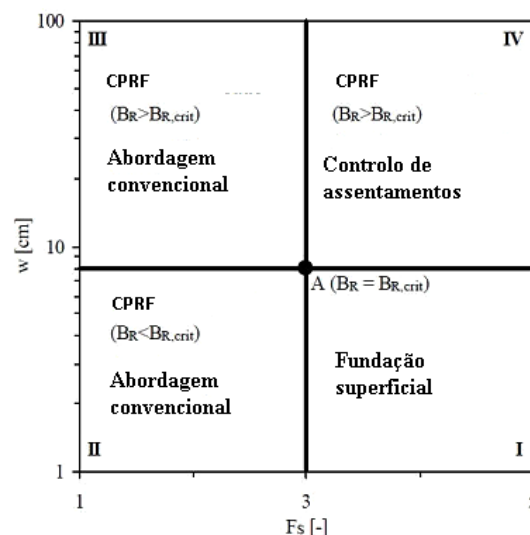


Figura 2.9- Escolha da abordagem de projecto (Modificado – Mandolini, 2003)

Este autor especifica uma largura crítica da sapata ($B_{R,crit}$), correspondente ao assentamento admissível de 8 cm. Na zona 1, a sapata satisfaz todos os critérios. Na zona 2, a estaca não satisfaz aos critérios da capacidade de carga (abordagem convencional). A zona 3 corresponde a uma zona de transição, onde a sapata apresenta deficiências na capacidade de carga e assentamentos (abordagem convencional). Na zona 4, o critério da capacidade de carga é satisfeito, sendo necessário apenas reduzir assentamentos. A abordagem, neste caso, será a de uma perspectiva de estacas como elementos redutores de assentamentos. Os valores de $B_{R,crit}$ podem ser definidos de acordo com as normas locais.

b) Fase de avaliação dos requisitos das estacas

O estudo das características das estacas é feito com maior detalhe. É feita uma avaliação da carga máxima concentrada, transmitida por um pilar, que o ensoleiramento pode suportar, sendo definido que é necessário introduzir uma estaca se:

- O momento máximo no ensoleiramento no ponto de aplicação da carga excede o valor admissível;
- O esforço de corte máximo no ensoleiramento no ponto de aplicação excede o valor admissível;
- Se a pressão máxima de contacto ensoleiramento-solo excede o valor admissível para o solo;
- Se o assentamento nesse ponto for excessivo;

c) Fase de projecto detalhado

Nesta fase, é necessário avaliar a distribuição detalhada de assentamentos, bem como ter em conta o momento e esforço de corte no ensoleiramento, e a carga e momentos nas estacas. Realiza-se a otimização da solução, obtendo número, localização e configuração ideais das estacas.

2.8 Métodos de análise

Poulos (2001) afirma que o dimensionamento de fundações de ensoleiramento sobre estacas deve ter em conta os seguintes requisitos: capacidade de carga vertical, horizontal e de momentos; assentamentos máximos; assentamentos diferenciais; momentos e esforço de corte no ensoleiramento e estacas para detalhe estrutural.

Poulos (1989) sintetiza os procedimentos de projeto e análise em categorias, dependendo do rigor e nível de sofisticação exigidos – (Quadro 2.2).

Quadro 2.2 – Categorias de análise (Soares, 2011)

Categoria	Subdivisão	Características	Estimativa dos parâmetros
1	-	Empírica, não baseada nos princípios da Mecânica dos Solos	Simples ensaios <i>in situ</i> ou de laboratório com correlações
2	2A	Baseado em gráficos e teorias. Usa princípios da Mecânica dos Solos e possibilita cálculos manuais. Modelo de solo linear-elástico ou rígido-plástico.	Ensaio <i>in situ</i> de rotina. Permite correlações.
	2B	Semelhante à 2A, mas utiliza a teoria não linear ou elasto-plástica.	
3	3A	Baseado na teoria usando análises específicas locais. Usa princípios da Mecânica dos Solos. Teoria é elástica linear ou rígida plástica	Ensaio específico de campo e/ou laboratório seguindo trajetórias de tensões apropriadas.
	3B	Semelhante à 3A, mas a não linearidade é considerada de maneira simplificada	
	3C	Semelhante à 3A, mas a não linearidade é considerada segundo modelos constitutivos apropriados ao comportamento do solo	

As análises de categoria 1 englobam a maior parte dos projetos de fundações desenvolvidas em todo o mundo. As de categoria 2 apresentam uma base teórica, utilizando uma maior quantidade de parâmetros. Faz uso de ábacos e apresenta aproximações significativas, principalmente no que diz respeito ao comportamento do solo. A categoria de análise 3 envolve já o uso de ferramentas numéricas ou analíticas avançadas, tais como elementos finitos ou elementos de fronteira. Os procedimentos da última categoria são frequentemente utilizados em análises paramétricas para desenvolver ábacos/gráficos de dimensionamento utilizados nas análises de categoria 2.

Os métodos de análise podem ser agrupados em dois grandes grupos (Poulos, 2001):

- Métodos Simplificados;
- Métodos Numéricos Rigorosos;

Os métodos simplificados permitem a caracterização do desempenho da fundação de maneira rápida e são aplicados na primeira etapa de projecto, a fase preliminar. São consideradas simplificações na modelação do solo e nas condições de carregamento do ensoleiramento (Bezerra, 2003).

Os métodos simplificados são divididos em:

- Correlações empíricas;
- Fundações Equivalentes;
- Métodos baseados na Teoria da Elasticidade;

2.8.1 Correlações empíricas

Várias propostas são utilizadas para o cálculo da capacidade de carga de ensoleiramento sobre estacas. Os cálculos de assentamentos são geralmente efectuados recorrendo a métodos utilizados para grupos de estacas, dado que, na maioria dos casos, a fase inicial é condicionada pelo comportamento do grupo de estacas (Sales, 2000).

2.8.2 Fundações equivalentes

Estes métodos substituem o ensoleiramento sobre estacas por um sistema de fundação equivalente. Randolph (1994) refere o método do “Equivalent Raft” ou sapata equivalente. O método considera a estimativa do grupo de estacas pela substituição do grupo por uma sapata equivalente, situada a $2/3$ do comprimento da estaca, ou ao nível da base se as estacas tiverem assentes num estrato competente, como mostra a figura.

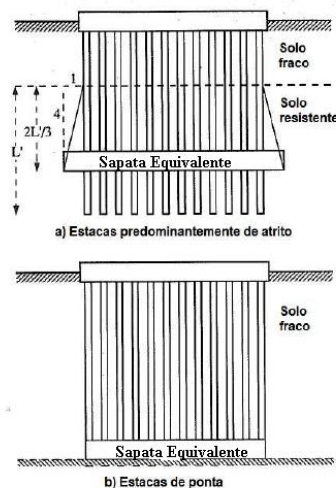


Figura 2.10- Método do Equivalent Raft (Randolph,1994)

O assentamento é então calculado da seguinte maneira:

$$w_{med} = w_R + \Delta w \quad (2.4)$$

Em que w_r é o assentamento da sapata na profundidade equivalente e Δw é o assentamento elástico das estacas no trecho acima da sapata equivalente. Em alternativa, pode ser utilizado o método do “Equivalent Pier”, ou estaca equivalente. Este método considera a região do solo em que as estacas estão inseridas como um meio equivalente, substituindo o grupo de estacas por um material homogeneizado, composto por solo e estacas. Para um grupo de área A_g , o diâmetro do pilar equivalente vem:

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4 A_g}{\pi}} \quad (2.5)$$

E o módulo de Young equivalente vem dado por:

$$E_{eq} = E_s + (E_p - E_s) \left(\frac{A_p}{A_g} \right) \quad (2.6)$$

Onde A_p é a soma das áreas transversais das estacas do grupo e E_s e E_p são os módulos de elasticidade do solo e das estacas, respectivamente. A resposta carga-deslocamento pode ser obtida através de soluções para a resposta de uma estaca isolada com um maciço em contacto com o solo, podendo ser obtidas pelas equações de Randolph e Wroth (1978) ou através de gráficos apresentados por Poulos e Davis (1980).

2.9 Métodos baseados na teoria da elasticidade

- **Modelo PDR**

O comportamento da curva carga-assentamento de um ensoleiramento reforçado com estacas pode ser avaliado pelo método de Poulos – Davis – Randolph (PDR), combinando os métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph (1994).

Poulos & Davis (1980) propuseram um método simples de análise de fundações CPRF. O comportamento carga – assentamento do ensoleiramento sobre estacas é descrito através de um modelo trilinear, ilustrado na Figura 2.11.

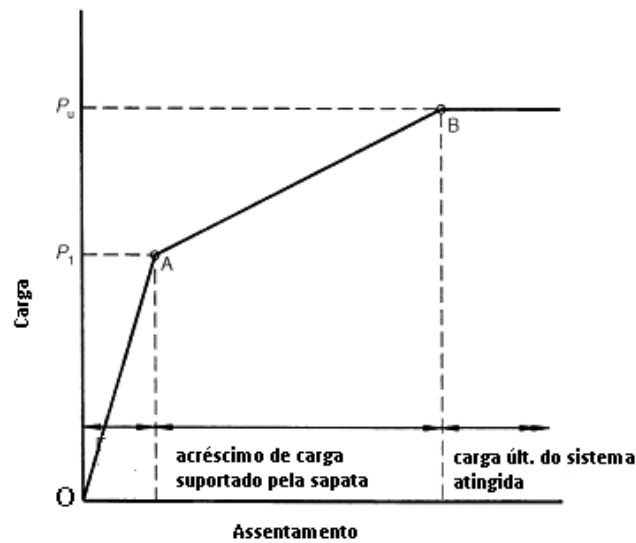


Figura 2.11- Modelo trilinear (Modificado - Poulos e Davis, 1980)

O assentamento do trecho OA é calculado pela rigidez do grupo de estacas, antes da mobilização da capacidade resistente das estacas. Após se atingir a capacidade resistente do grupo de estacas (trecho AB), assume-se que toda a carga excedente ao valor P_1 é absorvida pelo ensoleiramento, e o assentamento seria calculado como se este estivesse isolado.

Randolph (1994) propôs a seguinte expressão para estimar a rigidez do ensoleiramento sobre estacas a partir dos elementos que o compõem:

$$K_{PR} = \frac{K_{PG} + (1 - 2\alpha_{rp})K_R}{1 - \alpha_{rp}^2(K_R / K_{PG})} \quad (2.7)$$

Onde K_{PR} é a rigidez do sistema, K_{PG} é a rigidez do grupo de estacas, K_R é a rigidez do maciço isolado e α_{rp} é o fator de interação ensoleiramento-estaca.

A distribuição de cargas pode ser determinada do seguinte modo:

$$\frac{P_R}{P_T} = \frac{(1 - \alpha_{rp})K_R}{K_{PG} + (1 - 2\alpha_{rp})K_R} \quad (2.8)$$

O fator de interação α_{rp} pode ser estimado por (Clancy e Randolph, 1983):

$$\alpha_{rp} = 1 - \frac{\ln(n)}{\ln(2r_m/d_p)} \quad (2.9)$$

Onde,

$$n = d_r/d_p \quad (2.10)$$

e

$$r_m = 2.5\rho L(1 - \nu_s) \quad (2.11)$$

onde:

r_m – raio de influência de uma estaca;

Clancy e Randolph (1993) mostraram que, para grandes grupos de estacas, o valor de α_{RP} é aproximadamente igual a 0,8, independentemente do espaçamento entre estacas, vindo assim a rigidez do sistema dada por:

$$K_{PR} = \frac{1 - 0,6(K_R / K_R)}{1 - 0,64(K_R / K_{PG})} K_{PG} \quad (2.12)$$

Desta expressão verifica-se que a rigidez do sistema não será muito diferente da rigidez do grupo de estacas. De um modo similar, o rácio de cargas passa a ser dado por:

$$\frac{P_R}{P_T} = \frac{0,2}{1 - 0,8(K_R / K_{PG})} \frac{K_R}{K_{PG}} \quad (2.13)$$

Poulos (2001) assume que a carga que mobiliza a resistência do grupo de estacas pode ser determinada por:

$$P_1 = \frac{P_{up}}{1 - X} \quad (2.14)$$

Onde P_{up} é a capacidade de carga do grupo de estacas e X é a proporção de carga absorvida pelo maciço (eq. 2.12).

Mandolini (2003) ilustra graficamente o método PDR, na Figura 2.12.

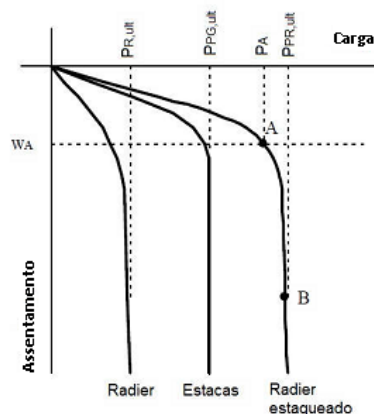


Figura 2.12- Curva carga-assentamento ensoleiramento sobre estacas (modificado – Mandolini, 2003)

A diferença introduzida no método PDR relativamente ao método proposto por Poulos e Davis (1980) consiste no cálculo do assentamento no trecho OA. Agora é considerada a contribuição da fundação como um todo até à carga correspondente à capacidade das estacas. O ponto A representa o ponto em que o grupo de estacas é totalmente mobilizado. Após este ponto, o acréscimo de carga é absorvido pelo ensoleiramento apenas. O assentamento vem dado por:

$$w = \frac{P_{up}}{K_{PR}} + \frac{P - P_{up}}{K_R} \quad (2.15)$$

O método PDR permite a introdução de relações hiperbólicas na previsão da curva carga-assentamento das estacas e da sapata, de modo a se obter um comportamento mais realista do sistema. A rigidez secante das estacas e da sapata são expressas por, respectivamente:

$$K_{PG} = K_{PG,i} \left(1 - R_{PG} \frac{P_{PG}}{P_{PG,ult}} \right) \quad (2.16)$$

$$K_R = K_{R,i} \left(1 - R_{PG} \frac{P_R}{P_{R,ult}}\right) \quad (2.17)$$

Em que $K_{PG,i}$ e $K_{R,i}$ são a rigidez tangente inicial do grupo de estacas e sapata. R_{PG} e R_R são os fatores hiperbólicos. P_{PG} e P_R são as cargas suportadas por cada elemento e $P_{PG, ult}$ e $P_{R,ult}$ as cargas últimas de cada elemento.

- **Método de Burland (1995)**

Este método destina-se aos casos em que as estacas são utilizadas como elementos redutores de assentamentos, trabalhando no limite da sua capacidade geotécnica (Bezerra, 2003). O método é ilustrado na Figura 2.13.

O processo de cálculo é o seguinte:

1. Estima-se a curva carga – assentamento da sapata isolada (fig. 2.13)
2. Admite-se um assentamento admissível, w_a , para a sapata e determina-se a carga correspondente (P_1);
3. O excesso de carga ($P_0 - P_1$) é suportado pelas estacas. Contudo, Burland (1995) sugere a aplicação de um fator de mobilização, F_m , com o valor 0,9 para uma consideração conservativa da mobilização do atrito lateral, P_{su} ;
4. O assentamento pode ser calculado através da abordagem de Randolph (1994) considerando o assentamento de uma sapata isolada, multiplicando por um quociente das rigidezes K_R e K_{PR} :

$$w_{pr} = w_r \frac{K_r}{K_{pr}} \quad (2.18)$$

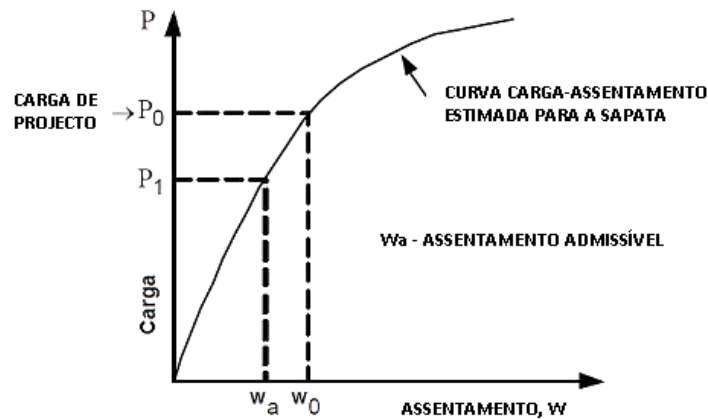


Figura 2.13 - Ilustração do método de Burland (Soares, 2011- modificado)

2.10 Métodos numéricos

Na Mecânica dos Solos, é necessário encontrar um equilíbrio óptimo entre a sofisticação do modelo utilizado na análise e a possibilidade de obter resultados confiáveis para os parâmetros do solo. Embora as análises numéricas sejam cada vez mais completas e realistas do ponto de vista do comportamento não linear do sistema, analisando-o como um todo, é necessário que sejam realizados ensaios para obtenção dos parâmetros do solo próximos dos valores reais.

Poulos (2001) classifica os métodos numéricos nas seguintes categorias:

- Métodos utilizando a abordagem “placas sobre molas”, onde o ensoleiramento é representado por uma placa e as estacas através de molas, e o solo através um meio elástico; Poulos (1994) utilizou o *software* GARP (Geotechnical Analysis of Raft with Piles). Dos trabalhos publicados destacam-se Clancy e Randolph (1993), Poulos (1994), Viggiani (1998), Anagnostopoulos & Georgiadis (1998).
- Método dos Elementos de Fronteira – este método envolve a solução de um conjunto de equações integrais, onde a fronteira do problema é discretizada. A solução numérica é obtida no contorno do problema, utilizando a teoria da elasticidade e são determinados os valores nos pontos interiores do domínio em análise. Dos trabalhos que usaram este método destacam-se Butterfield e Banerjee (1971), Brown & Wiesner (1975), Kuwabara (1989) e Sinha (1997).

- Métodos combinando análises de elementos finitos para a sapata e elementos de contorno para as estacas, chamados híbridos. Dos trabalhos destaca-se Clancy & Randolph (1993), Hain & Lee (1978).
- Métodos utilizando a abordagem de “vigas sobre molas”, onde o maciço é representado por uma série de vigas (“strip footings”) e as estacas por molas com rigidez apropriada. É sugerido o *software* GASP (Geotechnical Analysis of Strip with Piles) para empregar este método. Este programa permite considerar a não linearidade solo através da limitação de tensões de contacto na interface solo-ensoleiramento (Poulos, 1991), contudo não permite conjugar o efeito dos mecanismos de interacção descritos acima. Não permite a consideração dos momentos torsores no maciço e apresenta incoerências de deslocamentos, quando se analisam direcções diferentes; A figura abaixo descreve o modelo.

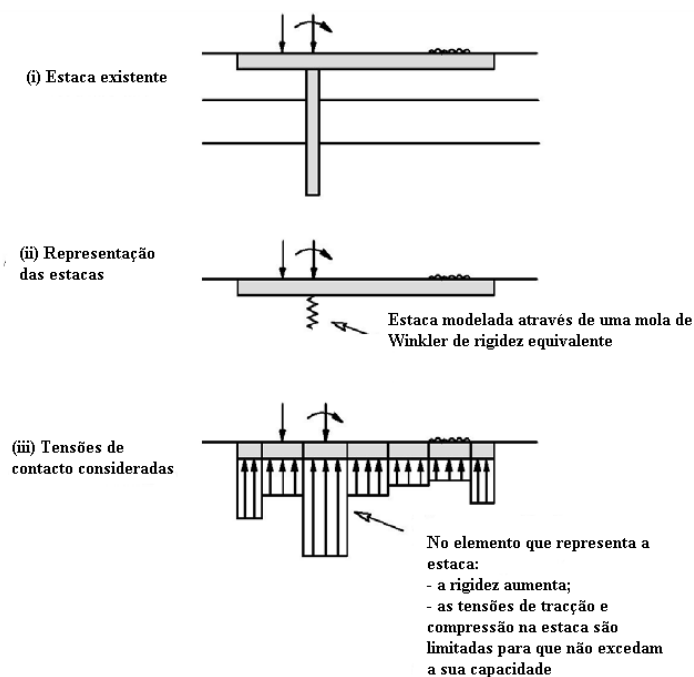


Figura 2.14– Abordagem vigas sobre molas (modificado – Silva, 2009)

- Análises simplificadas, envolvendo a representação do sistema de fundação como um problema axissimétrico (Hooper, 1974) ou de deformação plana (Desai, 1974).

- Análise por elementos finitos tridimensionais – faz-se uma análise completa do sistema de fundação. Dos trabalhos destacam-se Zhuang et al (1991), Lee (1993), Katzenbach et al (1998).

3 ANÁLISES POR ELEMENTOS FINITOS

Neste capítulo serão apresentadas análises realizadas por dois programas de elementos finitos, o programa comercial *Plaxis* e um programa desenvolvido pelas Universidades de Coimbra e do Porto (UCGEOCODE)

A primeira análise consiste numa análise axissimétrica, utilizando o programa *Plaxis*, em que é analisada a mobilização do atrito lateral numa estaca isolada e a influência da associação desta com um maciço de encabeçamento, tanto na mobilização do atrito, como na resposta carga-deslocamento da fundação. É ainda comparado o comportamento da solução mista com o comportamento dos dois tipos de fundação convencional: fundação superficial e fundação profunda. É feita uma comparação entre os resultados do programa UCGEOCODE e *Plaxis*.

A segunda análise consiste numa análise tridimensional de elementos finitos, através do programa UCGEOCODE. Foram analisados sistemas com 1, 4, 8 e 9 estacas, com e sem maciço de encabeçamento e comparados os seus resultados. Estes sistemas foram modelados com o elemento de interface, materializado pela redução das características do material adjacente às estacas. Analisou-se a influência do número de estacas na resposta da fundação, em termos de capacidade de carga, deslocamentos e distribuição de cargas nos elementos da fundação.

3.1 Análises bidimensionais no programa *Plaxis*

3.1.1 Modelação da estaca isolada

Como já foi referido, a associação de um maciço de encabeçamento a uma estaca provoca uma alteração no estado de tensão no solo envolvente da estaca, o que condiciona a mobilização do atrito lateral ao longo do fuste da estaca. O aumento ou decréscimo do atrito mobilizado depende do nível de deslocamento/carga imposto ao sistema. Para se estudar este efeito, foi modelada uma estaca de betão, com 1,5 m de diâmetro e comprimento de 30 m, assente num solo argiloso, com características semelhantes à argila de Frankfurt, referidas em Franke et al. (2000). Assumiu-se dilatação nula. Foi modelado também um elemento de interface na junção solo-estaca, de modo a se obter resultados mais realistas em termos de mobilização do atrito ao longo do fuste. A imposição de um elemento de interface torna-se importante quando se pretende controlar o comportamento dilatante do solo após atingir a

cedência. Apresenta-se na tabela abaixo as características do solo. O comportamento do solo foi aproximado pelo modelo de Mohr-Coulomb. A figura seguinte ilustra a modelação do problema no programa, bem como a malha utilizada para a discretização do problema.

Quadro 3.1- Propriedades da argila de Frankfurt

Parâmetro	Valor médio
Peso volúmico saturado, γ_{sat} (kN/m ³)	20,5
Peso volúmico seco, γ (kN/m ³)	16,5
Coesão drenada, c' (kPa)	20
Ângulo de atrito interno, ϕ' (°)	20
Ângulo de dilatância, ψ (°)	0
Módulo de deformabilidade (MPa)	50
Coefficiente de Poisson	0,35

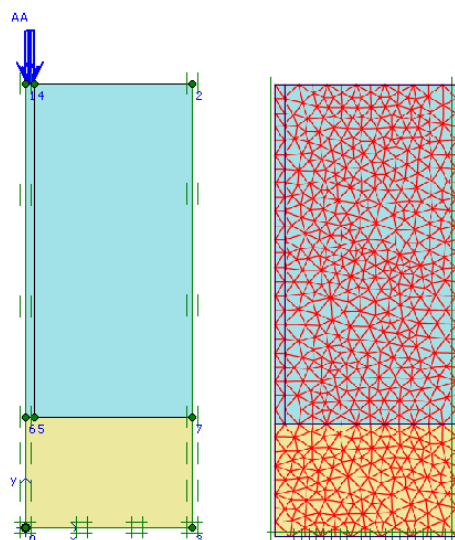


Figura 3.1 - Modelação da estaca e do terreno envolvente

No software *Plaxis*, o atrito ou rugosidade do elemento de interface é materializado através da escolha de um factor de redução de interface (R_{int}) adequado. Este factor relaciona a resistência ao corte do elemento de interface (aderência e atrito estaca-solo) com os parâmetros de resistência ao corte do solo (ângulo de atrito e coesão).

Para se estudar o efeito da resistência ao corte que é atribuída ao elemento de interface, apresenta-se, na Figura 3.2 a mobilização do atrito ao longo do fuste da estaca para vários valores de R_{int} e para um dado nível de carregamento. Como se pode observar, a imposição de um elemento de interface é fundamental quando se quer traduzir uma resposta fidedigna da

mobilização do atrito na estaca. Através das expressões analíticas, numa análise drenada e por isso representativa de uma situação a longo prazo, a resistência por atrito lateral associada à estaca modelada é de 5800 kN e 8200 kN, para os casos de $R_{int}=0,7$ e $R_{int}=1$, respectivamente. Estes valores foram calculados através da expressão $q_s = c_a + K \sigma'_v \tan(\delta)$, utilizando os valores de $c_a=14,2$ e 20 kPa, $K=K_0=0,75$ e $0,66$ e $\delta = 14,2^\circ$ e 20° . Observando a Figura 3.3, a quebra na curva carga-deslocamento corresponde aproximadamente à completa mobilização do atrito lateral da estaca.

Na Figura 3.2, ilustram-se as várias situações de modelação do elemento de interface no *Plaxis*. No caso de não se modelar um elemento de interface, o perfil da resistência lateral mobilizada ao longo da estaca é obtido através de um corte nos elementos de solo adjacentes à estaca. Se não forem utilizados elementos de interface, a curva de mobilização do atrito lateral apresenta grandes oscilações em torno da linha correspondente a $R_{int}=1$. As oscilações, não representativas do comportamento real e expectável, serão provavelmente devidas à modelação usada no *Plaxis*.

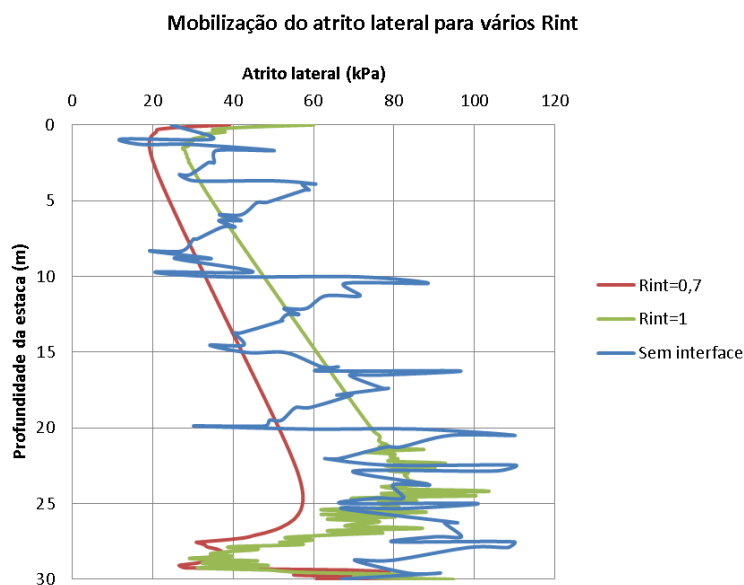


Figura 3.2 - Mobilização do atrito lateral no fuste da estaca:- Tensão aplicada na cabeça da estaca de 8200 kPa ($N=14490$ kN)

É mais notório o aumento da resistência associado à não utilização de elementos de interface quando se analisa a curva carga-deslocamento da estaca (Figura 3.3). À medida que se aumenta o valor de R_{int} , a parcela de carga associada à mobilização do atrito lateral cresce. Para o caso de não utilização do elemento de interface, verifica-se que o atrito lateral mobilizado é cerca do dobro do seu valor analítico esperado, que é cerca de 5800 kN.

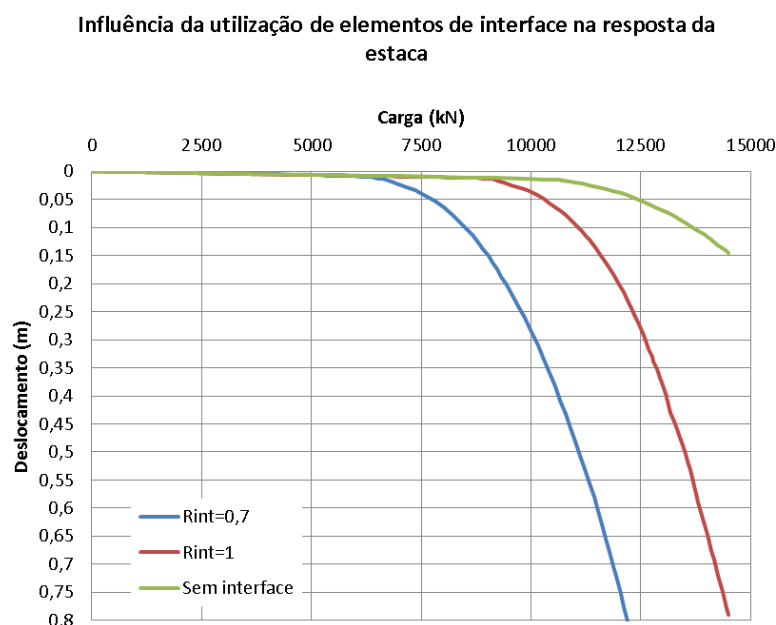


Figura 3.3 - Curva carga-deslocamento – estaca isolada: variação da rigidez do elemento de interface

3.1.2 Modelação da estaca associada ao maciço de encabeçamento

Para se analisar a influência da associação de um maciço de encabeçamento a uma estaca modelou-se a mesma estaca com maciço de diâmetro (D_p) de 13,54 m e 1m de espessura. A Figura 3.4. ilustra o modelo utilizado na modelação do problema. De novo foi modelado um elemento de interface, pelas razões referidas no ponto anterior.

Na Figura 3.5 nota-se o aumento da tensão de confinamento na parte superior da estaca, associado ao deslocamento do maciço. Este efeito perde-se com a profundidade. Segundo Burland (1995) e Katzenbach (2001), este aumento provoca um aumento nas tensões de corte que são mobilizadas na parte superior da estaca. São apresentados os resultados para $R_{int} = 0,7$, dado que a tendência é igual para qualquer valor de R_{int} .

Na Figura 3.6 apresenta-se a mobilização do atrito ao longo do fuste para a estaca sobre o ensoleiramento. Apresenta-se a curva q_s teórica, do atrito lateral expectável.

Observa-se na Figura 3.6, que na zona inicial da estaca há tensões de corte quase nulas. Estas tensões são explicadas pelo movimento solidário maciço-estaca- solo (topo), que não mobiliza qualquer atrito na parte superior da estaca, adjacente ao maciço. Na primeira metade da estaca, verifica-se que há uma relação do aumento da tensão de confinamento com o atrito que é mobilizado, aumentando este à medida que o confinamento do solo aumenta.

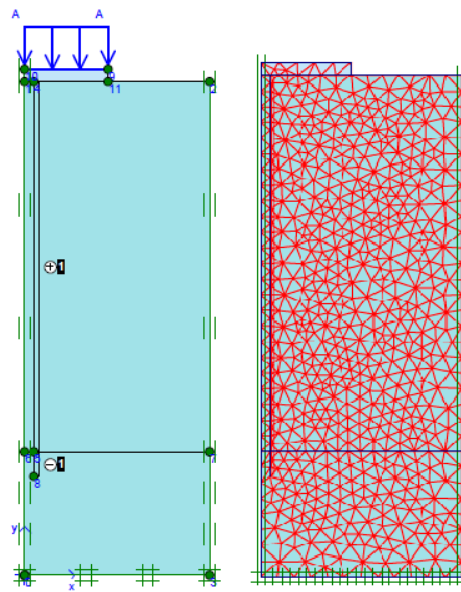
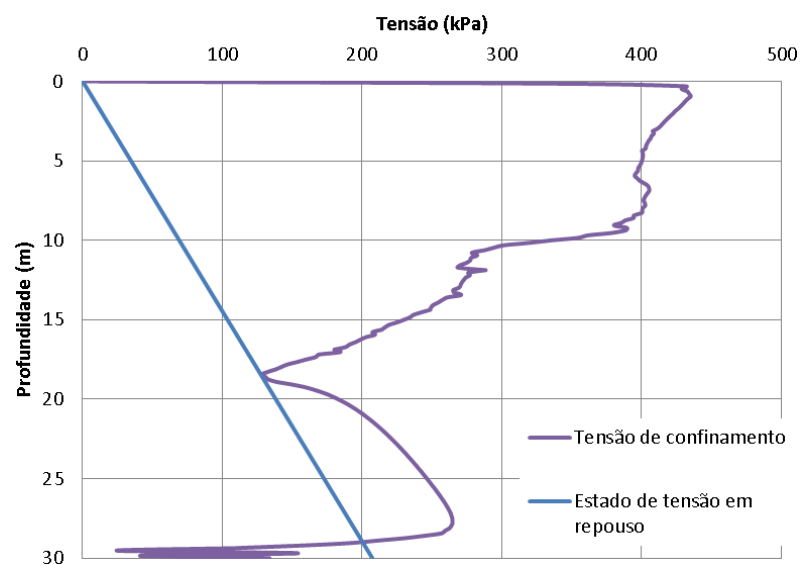


Figura 3.4- Modelação do sistema estaca - ensoleiramento

Efeito do maciço na tensão de confinamento

Figura 3.5 – Efeito do maciço na tensão radial (σ_x) no solo adjacente à estaca – para a carga de 800 kPa sobre o ensoleiramento

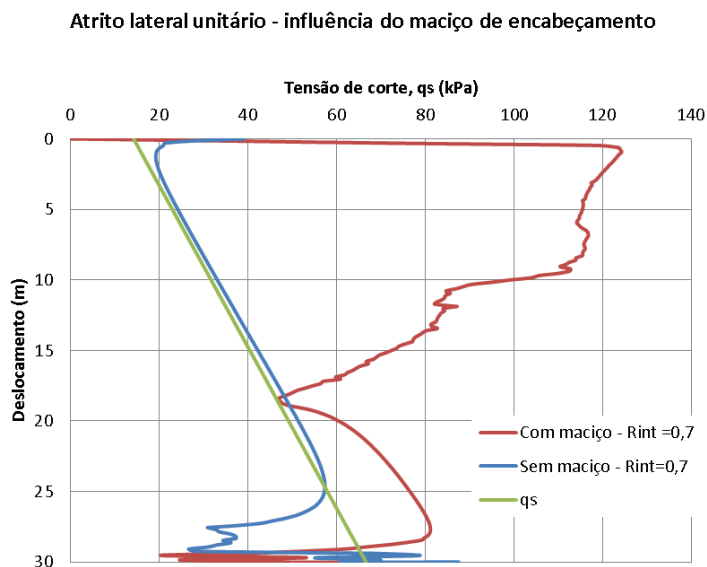


Figura 3.6 - Atrito lateral mobilizado - para a carga de 800 kPa sobre o ensoleiramento e 14490 kN na estaca sem maciço

De modo a se poder comparar o comportamento dos vários tipos de fundação: superficial, profunda e mista, efectuou-se ainda uma análise da sapata isolada. Aplicou-se a carga correspondente à capacidade de carga última da sapata, estimada em 600 kPa. Verifica-se, da Figura 3.7, que, embora na fase linear o comportamento dos três sistemas seja semelhante, há um acréscimo de rigidez significativo para a solução mista, ainda nesta fase. Em termos de capacidade de carga, há um ganho notável para o sistema misto, relativamente aos sistemas tradicionais, devido à contribuição do maciço.

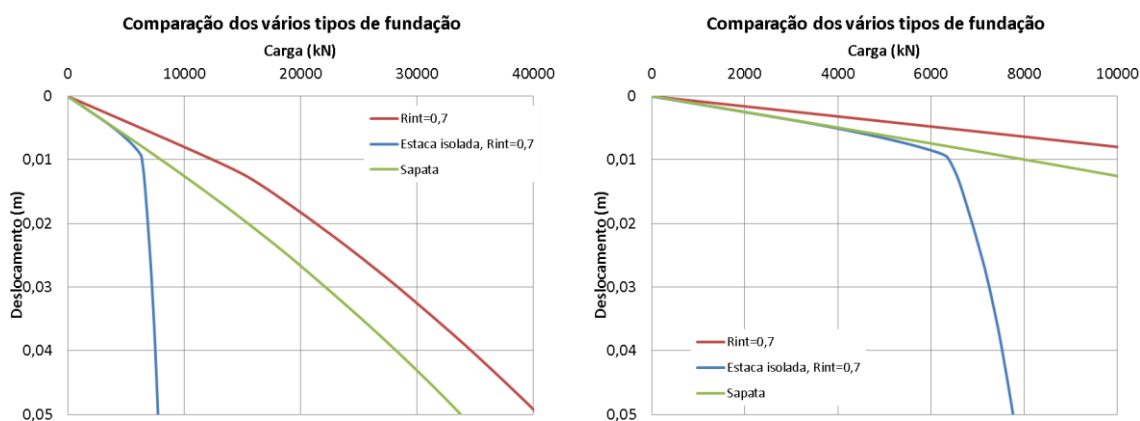


Figura 3.7 - Comparação dos vários tipos de fundação: Superficial, profunda e mista (CPRF)

3.2 Análises 3D de estaca com maciço através do software UCGEOCODE

Na modelação do problema tridimensional, de modo a ser comparável com o modelo axissimétrico, em termos geométricos, utilizou-se uma fundação com um maciço de 12 metros de lado. A definição da fronteira do problema apoiou-se na análise bidimensional, localizando-se a 15 m da extremidade do ensoleiramento. A malha utilizada consiste na discretização do problema em 2665 elementos tridimensionais, prismáticos, com 20 pontos nodais e 8 pontos de Gauss, perfazendo um total de 11800 pontos nodais. Apresenta-se na figura seguinte a malha utilizada no problema, com os vários elementos da fundação.

Os materiais têm as mesmas propriedades que nas análises 2D e o modelo reológico adoptado para o solo foi o de Mohr-Coulomb.

As propriedades dos materiais adjacentes ao fuste da estaca foram reduzidas de modo a simular um elemento de interface, de modo semelhante ao programa *Plaxis*. Afectou-se para isso a tangente do ângulo de atrito e a coesão do factor de 0,70.

3.2.1 Resposta da estaca isolada

Modelou-se com uma malha 3D, no programa UCGEOCODE o mesmo problema da análise 2D, de modo a se comparar as soluções obtidas pelos dois programas. Nas figuras abaixo apresenta-se o comportamento da estaca isolada, do maciço de encabeçamento e do sistema CPRF com uma estaca, obtidos pelos dois programas.

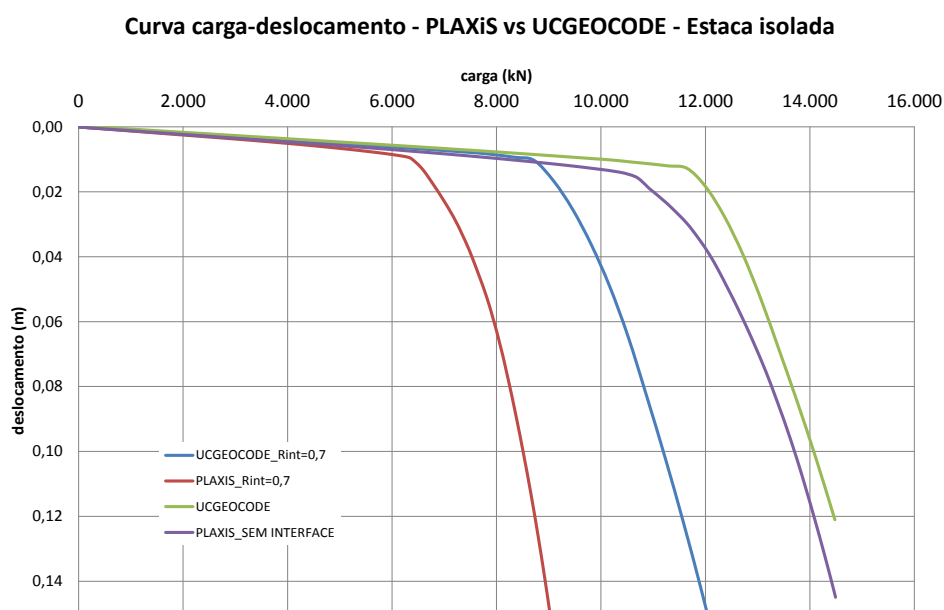


Figura 3.8 – Comparação da curva carga-deslocamento obtidas pelos dois programas: Estaca Isolada

Relativamente à estaca isolada (Figura 3.8), os dois programas parecem apresentar resultados com rigidez idêntica. No entanto, o modelo tridimensional apresenta uma maior resistência do que o modelo 2D, em particular para $R_{int}=0,7$. Aparentemente, isso poder-se-ia dever a um valor mais elevado do atrito lateral mobilizado no modelo 3D, mas isso não se verifica como se irá ver mais adiante.

Quando não é modelado um elemento de interface, as respostas de ambos os modelos aproximam-se bastante.

3.2.2 Resposta do maciço de encabeçamento

Quanto à resposta do ensoleiramento (Figura 3.9), é semelhante nos dois programas, havendo uma ligeira diferença de rigidez. O maciço, no problema tridimensional, apresenta maiores assentamentos máximos, que podem ser atribuídos à forma deste. Na análise axissimétrica o maciço é modelado com uma forma circular, enquanto, na análise 3D, o maciço assume a forma quadrada.

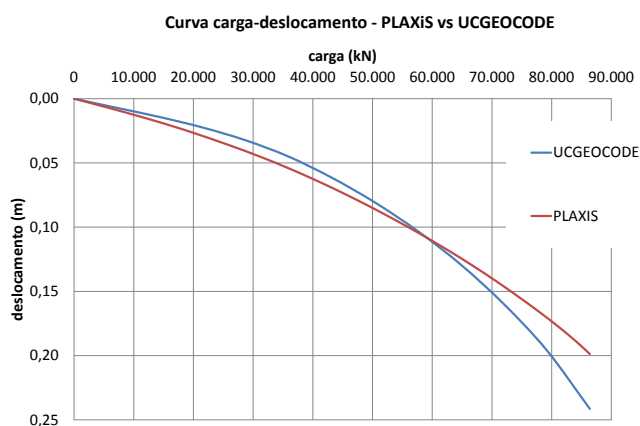


Figura 3.9 - Comparação da curva carga-deslocamento obtidas pelos dois programas: Maciço de encabeçamento

3.2.3 Resposta dos sistemas CPRF

São apresentadas, na Figura 3.10, as respostas dos sistemas CPRF, em ambos os programas, com e sem modelação do elemento de interface

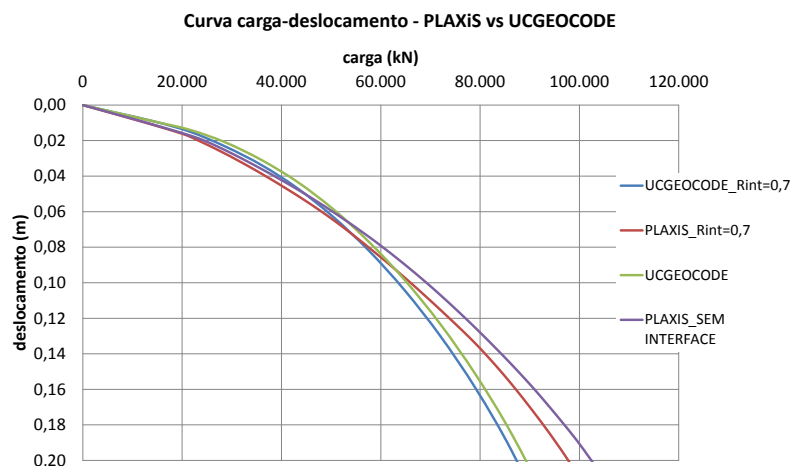


Figura 3.10- Comparação da curva carga-deslocamento obtidas pelos dois programas: Solução CPRF 1

A resposta para o modelo 3D, relativamente ao modelo axissimétrico, é mais rígida no troço inicial, devido ao facto da resposta inicial do sistema ser controlada pelo grupo de estacas. Após a plastificação do grupo, a resposta passa a ser controlada pelo ensoleiramento, traduzindo-se numa resposta menos rígida para o modelo 3D.

Apresenta-se na Figura 3.11 a mobilização do atrito para os dois modelos, de modo a se poder compreender a resposta da estaca, quando é modelado um maciço de encabeçamento. A carga aplicada no ensoleiramento é de 800 kPa. Observa-se que o atrito mobilizado do modelo 2D é muito superior ao que é modelado no modelo tridimensional. No entanto, pela Figura 3.10, este aumento do atrito não é traduzido na resposta da estaca, pois a rigidez do sistema CPRF no modelo tridimensional é superior à do correspondente sistema no modelo axissimétrico. Uma explicação é que a contribuição do maciço é já inicialmente elevada, e controla o comportamento do sistema, aumentando a rigidez inicial do modelo 3D relativamente ao modelo 2D.

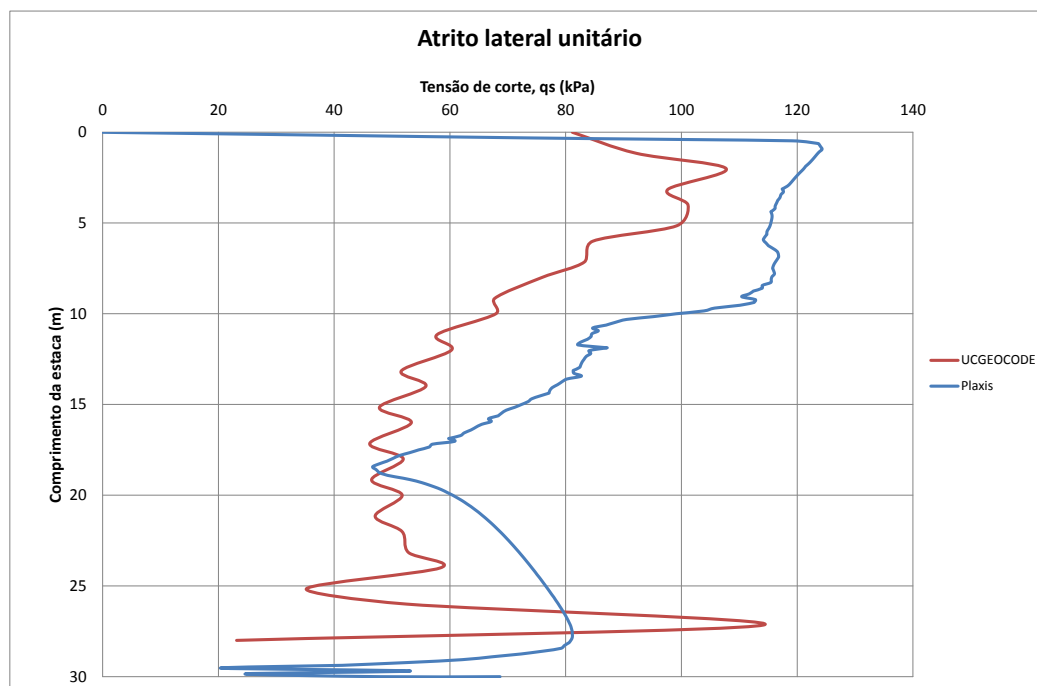


Figura 3.11- Comparação do atrito mobilizado na estaca para os dois programas

3.3 Análises 3D de grupos de estacas e CPRF

Comparou-se a resposta dos vários sistemas de fundação, desde a estaca isolada até ao sistema CPRF composto pelo maciço e pelas 9 estacas. Aplicaram-se apenas cargas distribuídas no topo da fundação. No caso das estacas carregou-se a cabeça da estaca e no caso dos sistemas CPRF carregou-se o ensoleiramento com uma carga uniforme.

3.3.1 Grupos de estacas

O comportamento de uma estaca integrada num grupo de estacas é diferente do comportamento da mesma estaca isolada. Quando esta se insere num grupo, desenvolvem-se efeitos de interacção que influenciam o comportamento das estacas. Esta interacção depende essencialmente do espaçamento das estacas, do tipo de solo e tipo de estacas. O efeito de grupo é geralmente calculado através de fórmulas de eficiência, na análise da capacidade de carga e através de rácios de assentamento, na análise de deformação (Soares, 2011).

Em termos de capacidade de carga, o somatório da capacidade das estacas é afectado por um coeficiente de eficiência, η . Randolph (1994) propõe para uma primeira aproximação:

$$\eta = n^{-e} \quad (3.1)$$

Em que:

n – número de estacas;

e – expoente que varia entre 0,3 e 0,5 para estacas flutuantes e atinge 0,6 para estacas de ponta;

Para pequenos espaçamentos, deve ser ainda avaliada a possibilidade de ocorrer rotura do grupo como um bloco. Esta análise é feita para uma estaca equivalente, com as dimensões do grupo.

Para análise de assentamentos, Poulos (1989) relaciona o assentamento do grupo de estacas com o de uma estaca isolada sujeita à mesma carga média. Esta abordagem sugere uma redução na rigidez da estaca inserida no grupo de modo a ter em conta a interacção entre estacas. Esta abordagem implica algumas limitações quando se pretende reproduzir a resposta não linear do solo, dado que o movimento do solo adjacente à estaca não contribui para a interacção estaca-estaca. Randolph (1994) propôs uma extensão da análise de uma estaca isolada desenvolvida por Randolph & Wroth (1978), para estimar a resposta de um grupo de estacas. Este método baseia-se na alteração da rigidez do fuste e da base da estaca de modo independente.

A Figura 3.12 representa os modelos considerados para os estudos realizados para os sistemas CPRF e para os grupos de estacas.

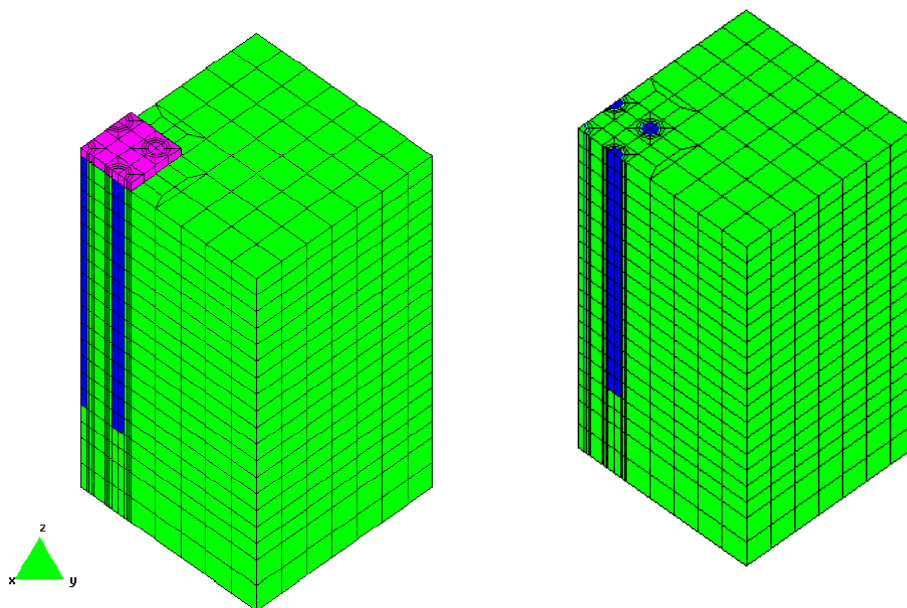


Figura 3.12 - Discretização do problema 3D

Na Figura 3.13 mostra-se o comportamento de grupos de estacas com 1, 4, 8 e 9 estacas, obtido através da análise tridimensional. As estacas foram solicitadas com a mesma carga, sem que o maciço de encabeçamento tenha sido modelado. Os assentamentos representados são a média dos valores calculados para as várias estacas. Pode facilmente verificar-se que há um decréscimo de rigidez significativo nas estacas que pertencem ao grupo (situação a tracejado) relativamente à situação da estaca isolada, devido à interacção estaca-solo-estaca, havendo um acréscimo significativo na capacidade de carga da fundação com o aumento do número de estacas. Conclui-se ainda que a resistência que é mobilizada na ponta não é tão afectada pela interacção estaca-solo-estaca, dado que a resistência final mobilizada para cada estaca dentro do grupo é idêntica à que é mobilizada pela estaca no caso isolado. Como a resistência por atrito lateral é mobilizada para menores deslocamentos, o decréscimo na rigidez da estaca no grupo está relacionado com o menor atrito lateral que é mobilizado no solo entre as estacas. Os deslocamentos do terreno provocados pelas estacas adjacentes provocam que o atrito seja mobilizado para maiores deslocamentos para as estacas no grupo, do que para a estaca isolada.

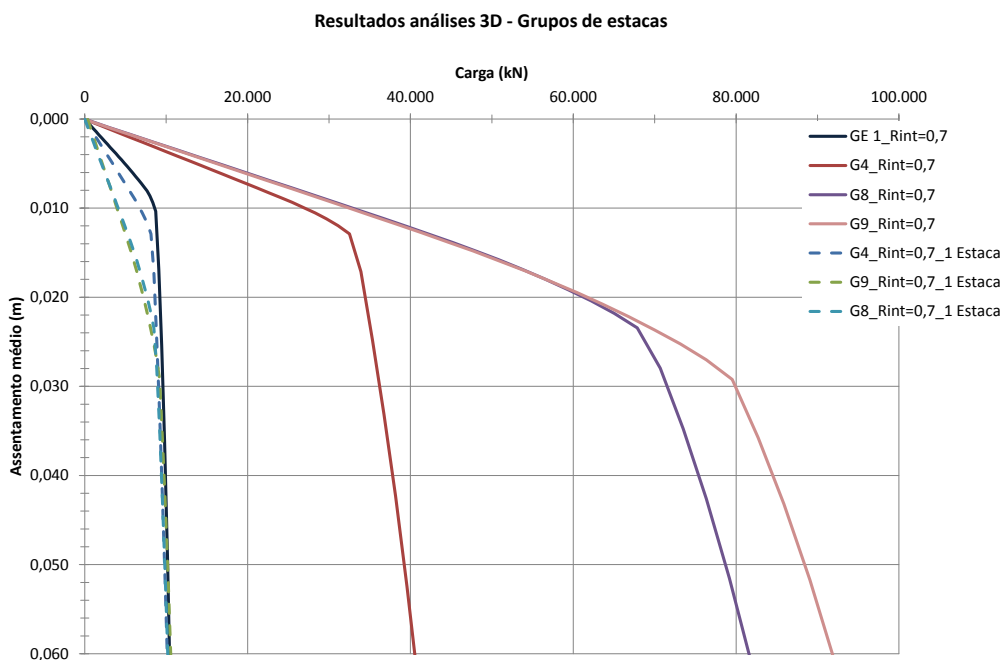


Figura 3.13 - Comportamento de grupos de estacas com 1,4, 8 e 9 estacas

3.3.2 Resposta das estacas consoante a sua localização

Quando uma estaca se insere num grupo de estacas, a sua resposta é, como já se viu no ponto atrás, influenciada pelas estacas adjacentes. De modo a se poder explicitar o efeito da localização da estaca no grupo na sua resposta, apresenta-se nas figuras seguintes as respostas de cada estaca, consoante a sua localização. A terminologia utilizada foi: P1 representa uma estaca de canto, P2 uma estaca a meio da face do maciço e P3 a estaca central. Com esta comparação pretende-se evidenciar a relação da interação com o número de estacas do grupo.

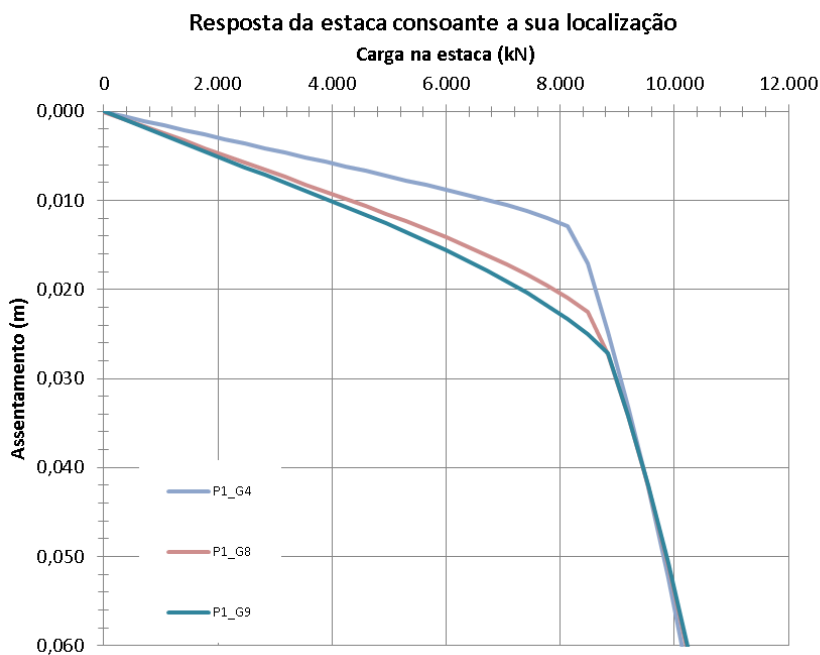


Figura 3.14 – Resposta da estaca de canto (P1) com a dimensão do grupo

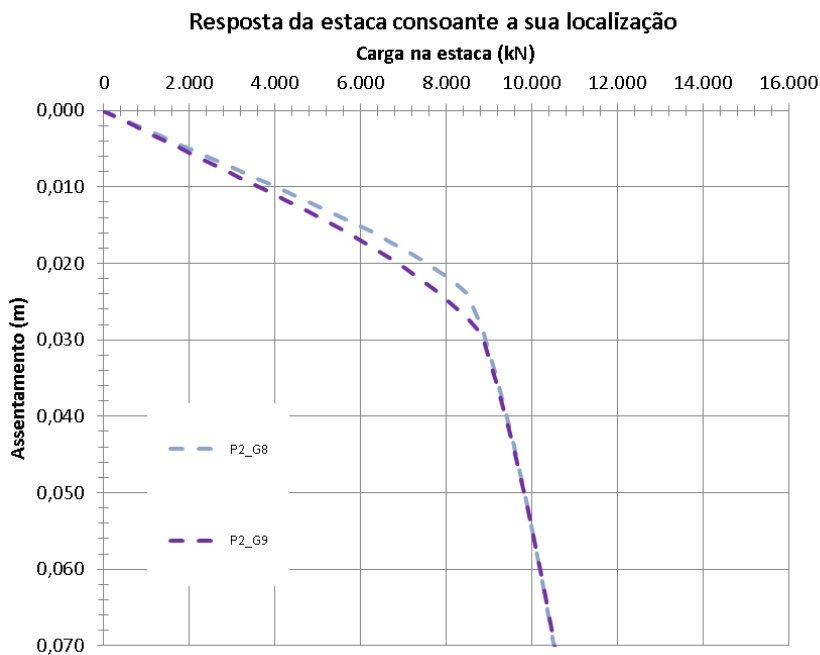


Figura 3.15 – Resposta da estaca P2 com a dimensão do grupo

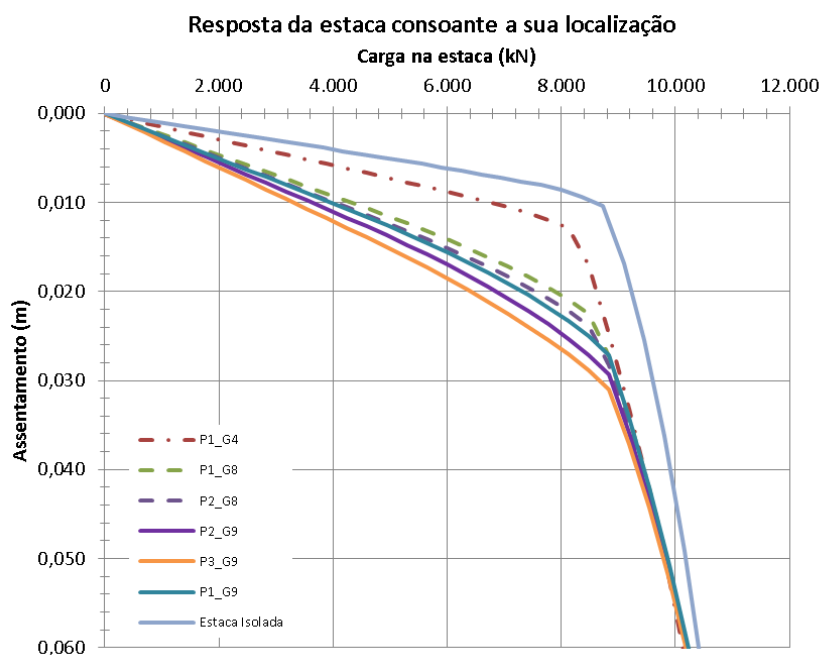


Figura 3.16 – Resposta das estacas com a sua localização para n=4, 8 e 9

O efeito da interacção estaca-solo-estaca é facilmente perceptível por observação das Figura 3.14 e Figura 3.15. Para a mesma posição da estaca, denota-se um decréscimo da rigidez com o aumento do número de estacas. Independentemente da posição da estaca, denota-se, relativamente à estaca isolada, uma redução da rigidez.

Verifica-se que após a sua plastificação o comportamento das estacas tende para o mesmo, não havendo interacção nesta fase. Como seria de esperar, a estaca central é a mais afectada pela interacção estaca-estaca, evidenciando para um mesmo nível de carga, um maior assentamento provocado pelo assentamento das estacas adjacentes.

3.3.3 Sistemas CPRF

Como foi acima referido, associou-se um maciço de encabeçamento com 12m de lado e variou-se o número de estacas de 1 a 9. Na figura abaixo apresenta-se a resposta carga deslocamento para os vários sistemas CPRF analisados, bem como as correspondentes aos grupos de estacas analisados anteriormente.

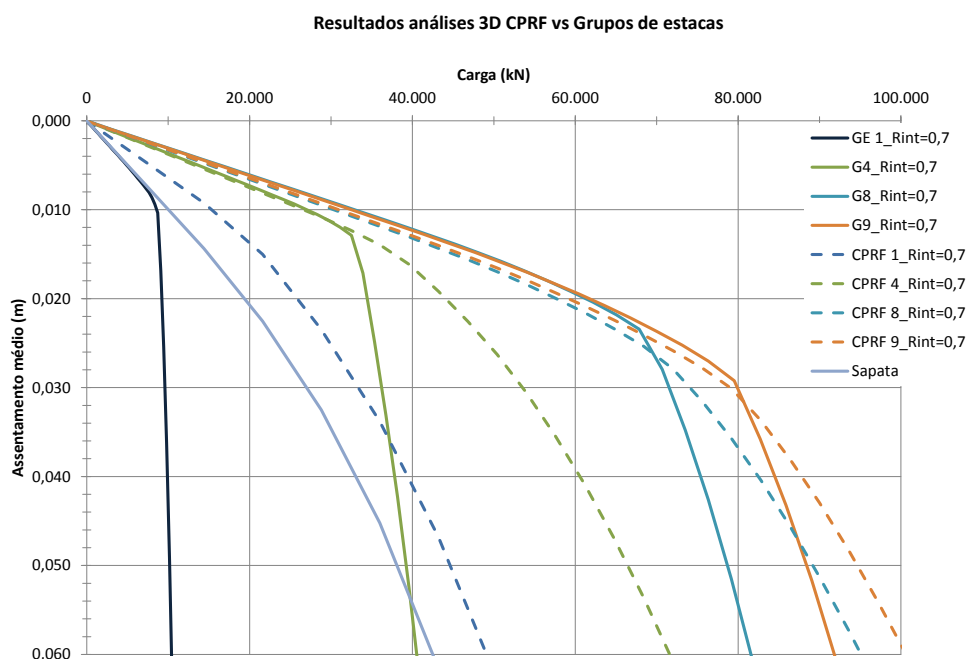


Figura 3.17 - Resultados análise 3D – Comparação das soluções analisadas

Os grupos de estacas apresentam, para os grupos de 8 e 9 estacas, um comportamento mais rígido do que o correspondente sistema CPRF. Verifica-se uma evolução com o aumento do número de estacas, sendo que, quanto maior é o número de estacas, menor é a contribuição do maciço e mais diferença se regista entre os dois sistemas. Duas razões podem ser apontadas para este fenómeno: a associação de um elemento de estaca a um maciço pode levar, para pequenos níveis de deformação, a uma redução do atrito lateral que é mobilizado ao longo do fuste da estaca, devido à interacção maciço-solo-estaca. Este efeito é particularmente gravoso quando a contribuição do maciço é muito baixa. De modo a se poder explicitar melhor este aspecto, estudou-se a alteração do estado de tensão de confinamento nos elementos adjacentes às estacas no caso da estaca isolada, para o grupo com 9 estacas e para o correspondente sistema CPRF. Analisou-se também a mobilização do atrito lateral ao longo do fuste, para diferentes níveis de carga, para a estaca central dos sistemas em estudo. De uma maneira simplificada, retirou-se o valor da tensão de corte τ_{yz} nos pontos de Gauss dos elementos adjacentes à estaca, para cada profundidade. Este valor é uma aproximação, que deveria ser calculado na direcção perpendicular à face do elemento. Em eixos locais corresponderia a $\tau_{y'z}$, onde y' seria o eixo perpendicular à face.

Os resultados apresentam-se nas figuras seguintes.

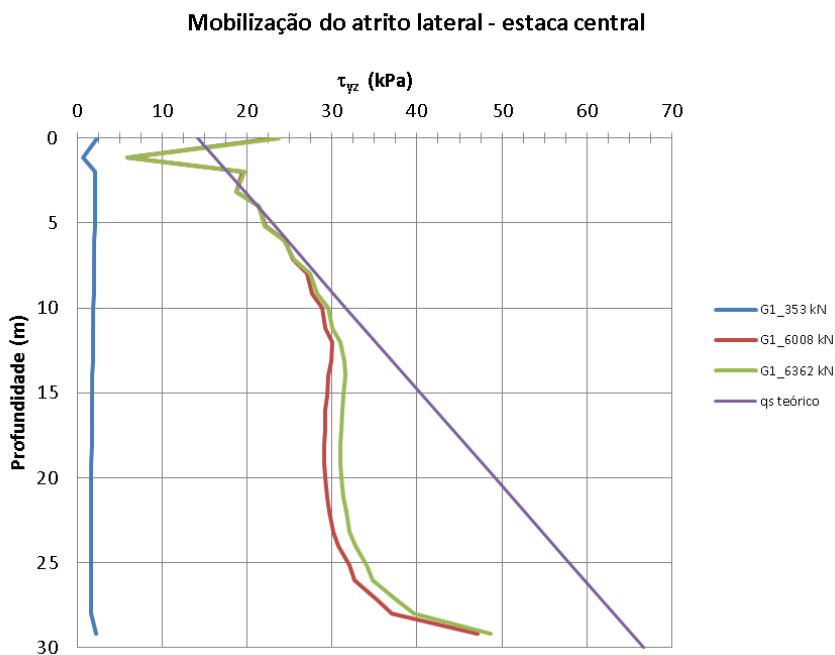


Figura 3.18 – Mobilização do atrito lateral (τ_{yz}) – Estaca isolada – Carga aplicada de 353, 6008 e 6362 kN

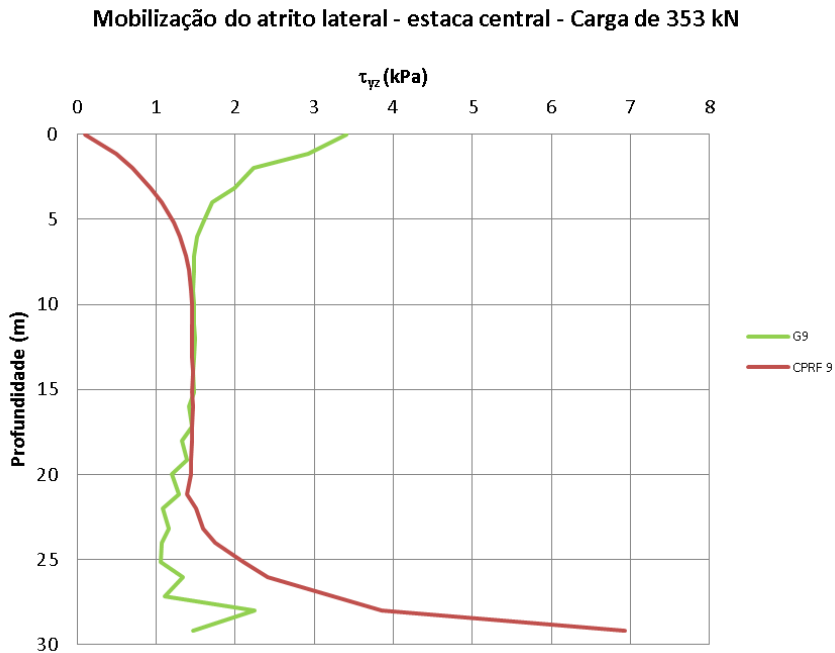


Figura 3.19 - Mobilização do atrito lateral (τ_{yz}): Grupo de 9 estacas e sistema CPRF correspondente – carga aplicada de 353 kN na cabeça da estaca central

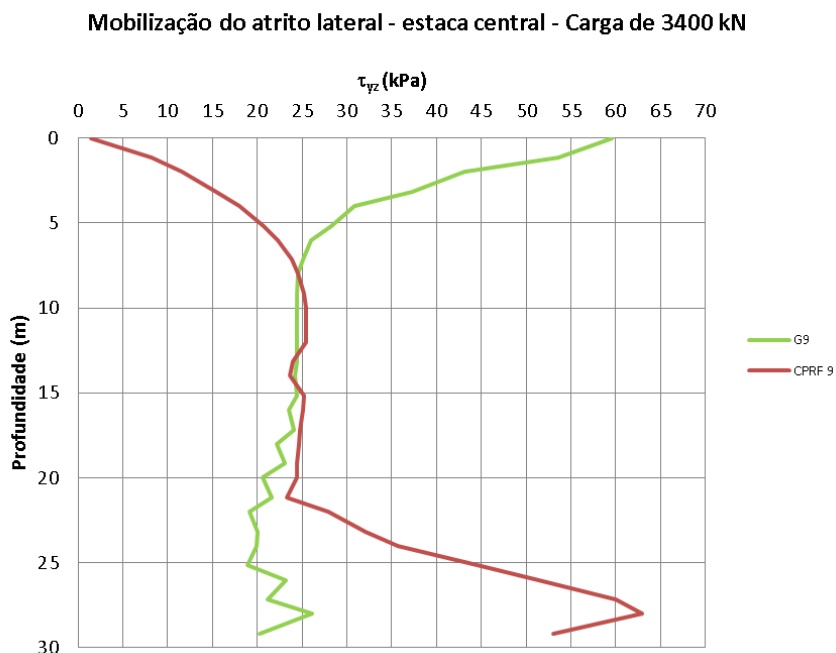


Figura 3.20 - Mobilização do atrito lateral (τ_{yz}): Grupo de 9 estacas e sistema CPRF correspondente – carga aplicada de 3400 kN na cabeça da estaca central

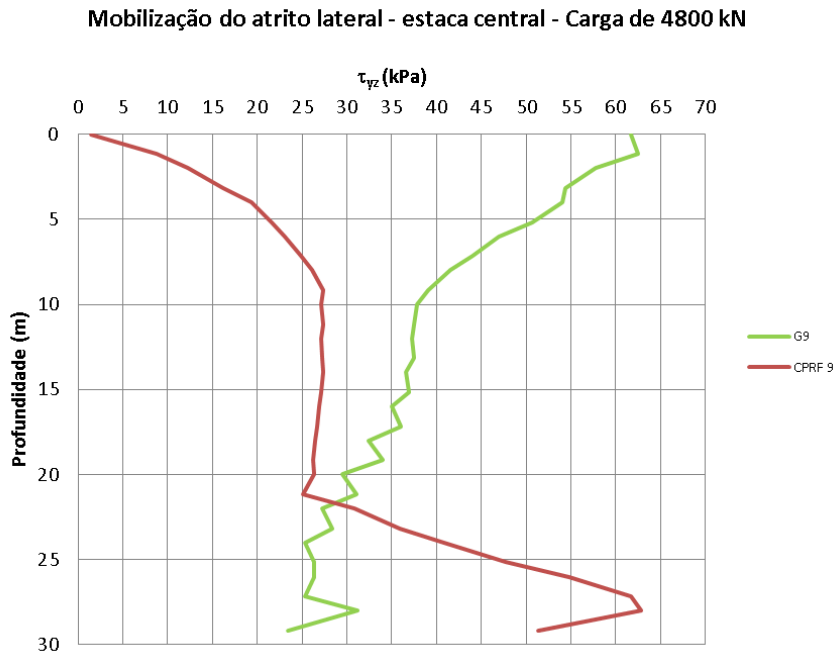


Figura 3.21 - Mobilização do atrito lateral (τ_{yz}): Grupo de 9 estacas e sistema CPRF correspondente – carga aplicada de 4800 kN na cabeça da estaca central

Verifica-se da Figura 3.18 a evolução da mobilização do atrito lateral ao longo do fuste da estaca. Com o aumento da carga aplicada, há um aumento da mobilização do atrito. Como seria de esperar, o valor do atrito mobilizado à superfície, a partir de um determinado nível de carga, é independente deste, pois depende apenas da resistência do solo.

Tratando-se de uma análise drenada, o máximo atrito que seria mobilizado na cabeça da estaca é limitado pela coesão do solo. Este valor é explicitado na Figura 3.13, em que o atrito lateral unitário q_s , que seria mobilizado na cabeça da estaca, é dado por $0,7c'$ com o valor de 14 kPa. No caso do grupo de estacas, representado nas Figuras 3.19 a 3.17, o aumento do atrito, relativamente à estaca isolada, que é mobilizado próximo da cabeça da estaca central com o incremento de carga deve-se ao confinamento que é conferido devido ao efeito de grupo. Com a introdução do maciço, há perda do efeito de confinamento devido ao movimento conjunto maciço-solo-estaca, provocando uma redução do atrito que é mobilizado na parte superior da estaca. Através da Figura 3.22, podemos observar que o acréscimo da tensão de confinamento é mais notório na solução do grupo de estacas do que no sistema CPRF. Nesta figura representa-se o acréscimo de tensão no elemento de interface adjacente ao topo da estaca, onde seria mais evidente o ganho de confinamento devido ao maciço.

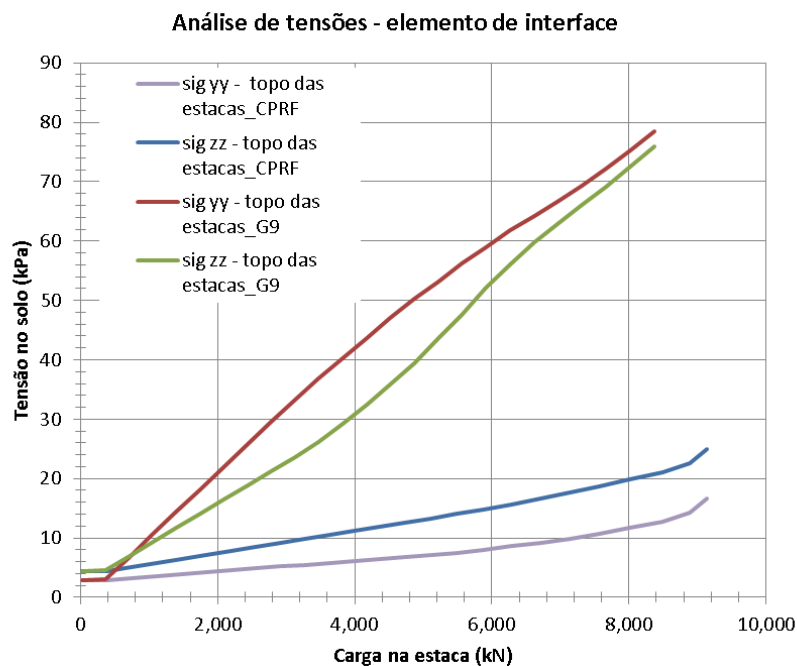


Figura 3.22 – Tensão normal (σ_{yy} , σ_{zz}) no solo adjacente ao topo da estaca: G9 estacas vs. CPRF 9

Associando-se ainda o efeito de grupo, que provoca uma redução na rigidez da estaca, como se mostrou nas figuras 3.10 à 3.12, explica-se a resposta inicial dos sistemas CPRF: Com o

aumento da contribuição do maciço, ou seja, para níveis de carga/deformação maiores, verifica-se um acréscimo de carga e melhoria no comportamento das soluções CPRF relativamente aos grupos de estacas.

3.3.4 Distribuição de cargas nos elementos da fundação

A contribuição do maciço em termos de capacidade de carga pode ser estudada através da explicitação das cargas que cada elemento, dentro do sistema CPRF, suporta. Na figura 3.10 podemos observar a distribuição de carga nos elementos de fundação com a evolução do carregamento.

Podemos concluir, através da análise da Figura 3.23, que a contribuição do ensoleiramento é tanto maior quanto maior for espaçamento entre as estacas, sendo proporcional ao número de estacas. Verifica-se que, quanto maior é o número de estacas, menor é a percentagem de carga suportada pelo maciço. Parece existir uma saturação na percentagem de carga (P_p) absorvida pelas estacas (aproximadamente 90%). Poulos (2001) afirma que existe um número de estacas a partir do qual o aumento da percentagem de carga absorvida pelas estacas é muito pequeno. No caso em estudo, a parcela absorvida pelas estacas, P_p , parece tender para os 90%, sendo que o ganho de $n=8$ para $n=9$, é de apenas 10%, enquanto o ganho de $n=4$ para $n=8$ é de, aproximadamente 40%, observando-se a diminuição do acréscimo de carga suportado pelas estacas com o aumento do número destas. Parece existir um número óptimo de estacas, a partir do qual já não existe benefício significativo em termos de capacidade de carga. A baixa percentagem de carga suportada pelo maciço relativamente ao grupo de estacas pode ser explicada pela rigidez relativa ensoleiramento-estaca. Dado que a rigidez do grupo de estacas é muito superior à do ensoleiramento, é espectável que o grupo de estacas absorva uma maior parcela da solicitação. Após a plastificação do grupo de estacas, o maciço começa a assumir uma percentagem de carga cada vez mais significativa. No caso do sistema CPRF, após a plastificação do grupo, o maciço passa a assumir a maior parcela de carga.

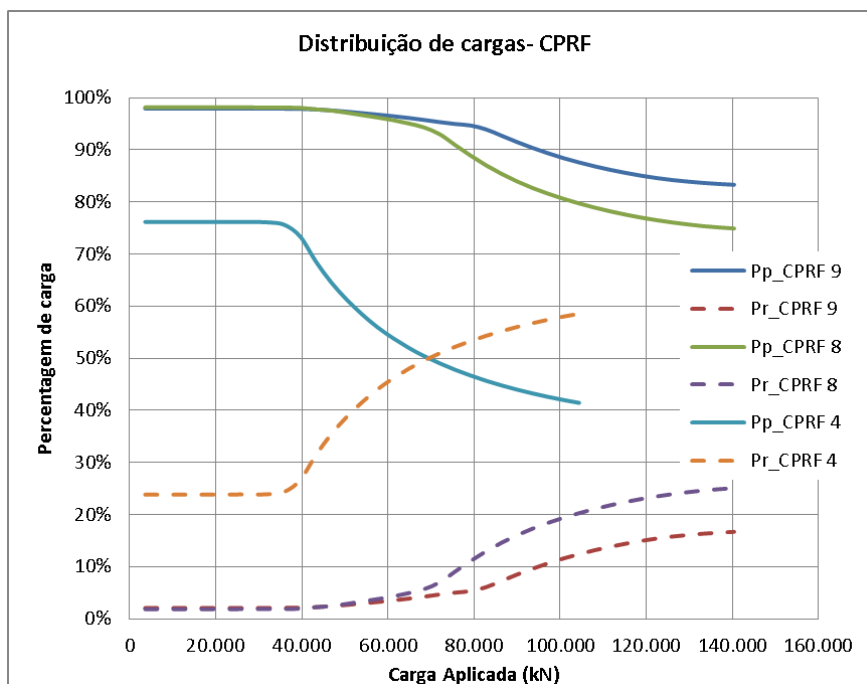


Figura 3.23 – Distribuição de cargas nos elementos da fundação

3.3.5 Distribuição de cargas nas estacas, consoante a sua localização

Quando associamos um maciço a um grupo de estacas, a resposta deste é afectada pela contribuição do maciço. Inicialmente, a contribuição do maciço é muito baixa relativamente à resposta das estacas. À medida que o nível de carga aumenta, a proporção de carga suportada pelas estacas decresce de acordo com a contribuição do ensoleiramento. Como se observa nas Figura 3.24 e 3.25, após a plastificação, o efeito do ensoleiramento continua e a proporção de carga absorvida pelas estacas decresce a uma taxa constante. A localização da estaca afecta o efeito que o maciço tem sobre esta, especialmente se forem aplicadas cargas concentradas no ponto do ensoleiramento localizado em cima da estaca. As cargas apresentadas nas Figuras 3.24 e 3.25 são para a totalidade das estacas, ou seja, nas estacas de canto representa a carga que as 4 estacas de canto suportam, nas periféricas idem.

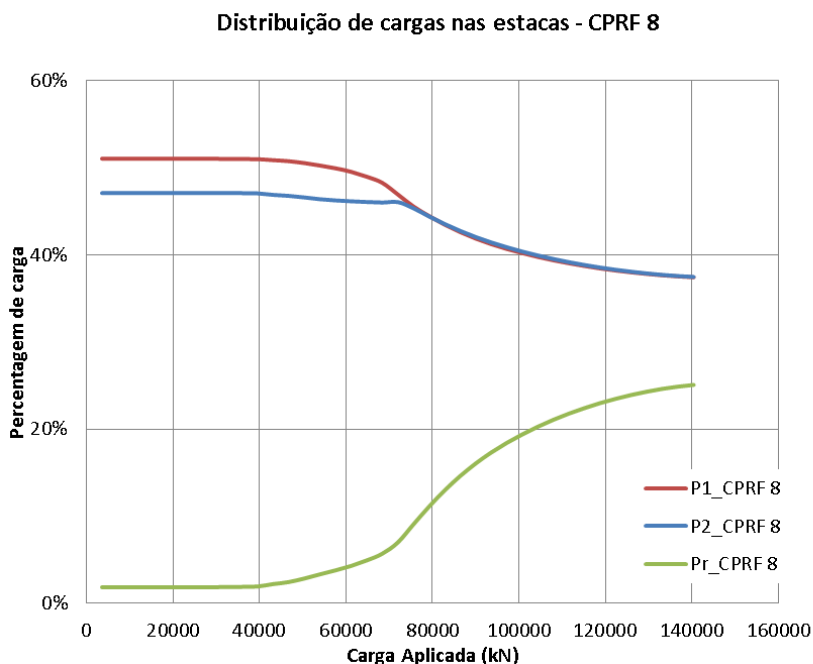


Figura 3.24 – Variação da carga axial nas estacas e no ensoleiramento com a carga total aplicada ao sistema para os sistemas CPRF 8

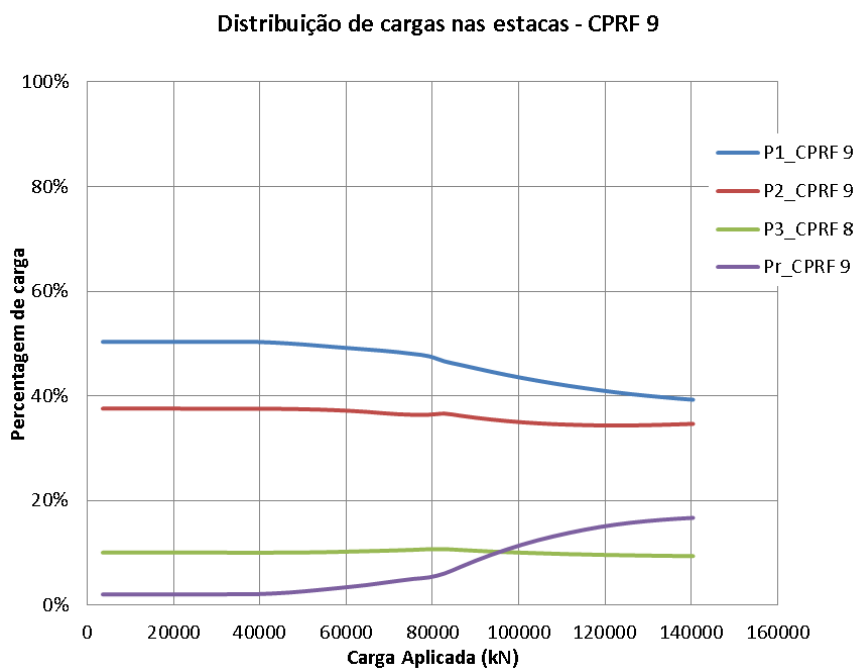


Figura 3.25 – Variação da carga axial suportada pelas estacas e pelo ensoleiramento com a carga total aplicada ao sistema para os sistemas CPRF 9

Ao mesmo tempo, a distribuição de cargas dentro do próprio grupo de estacas não é uniforme, devido aos fenômenos de interação estaca-macizo-solo. Para o mesmo nível de carga, até à plastificação do grupo, as estacas de canto e periféricas suportam uma maior parcela da carga aplicada. Este efeito foi estudado para os sistemas CPRF 8 e CPRF 9. Para verificar este fenômeno, normalizou-se a carga axial em cada estaca, consoante a sua posição no ensoleiramento (canto P1, periférica P2 e central P3) com a carga média suportada pelo grupo de estacas, dada por:

$$N_p = \frac{Q_T - Q_R}{n_p} \quad (3.2)$$

onde N_p é a carga média por estaca suportada pelo grupo de estacas, Q_T é a carga total aplicada ao sistema, Q_R é a carga suportada pelo maciço e n_p é o número de estacas do grupo. Os resultados estão expostos na Figura 3.26 e Figura 3.27.

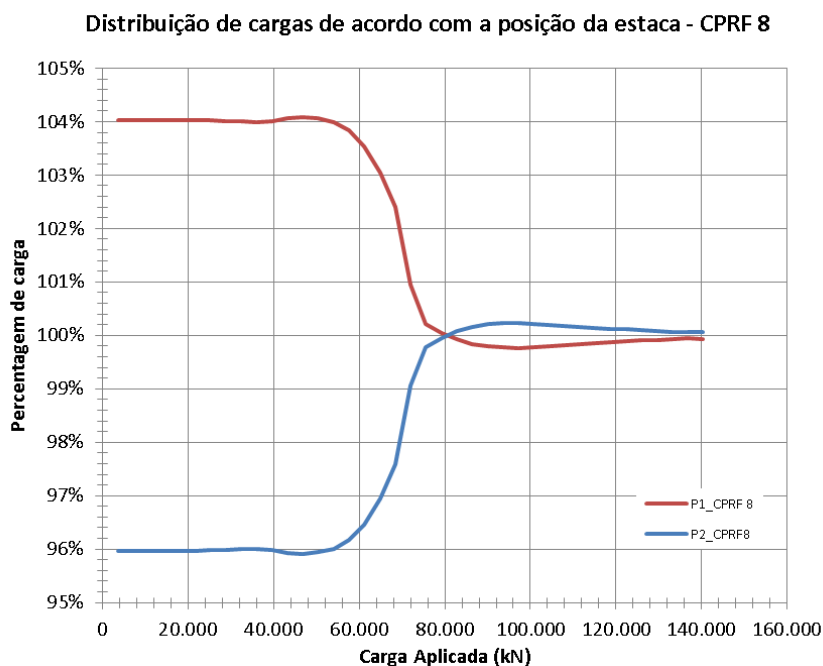


Figura 3.26 - Variação da carga axial normalizada pela carga média nas estacas com a carga total aplicada ao sistema para o sistema CPRF 8

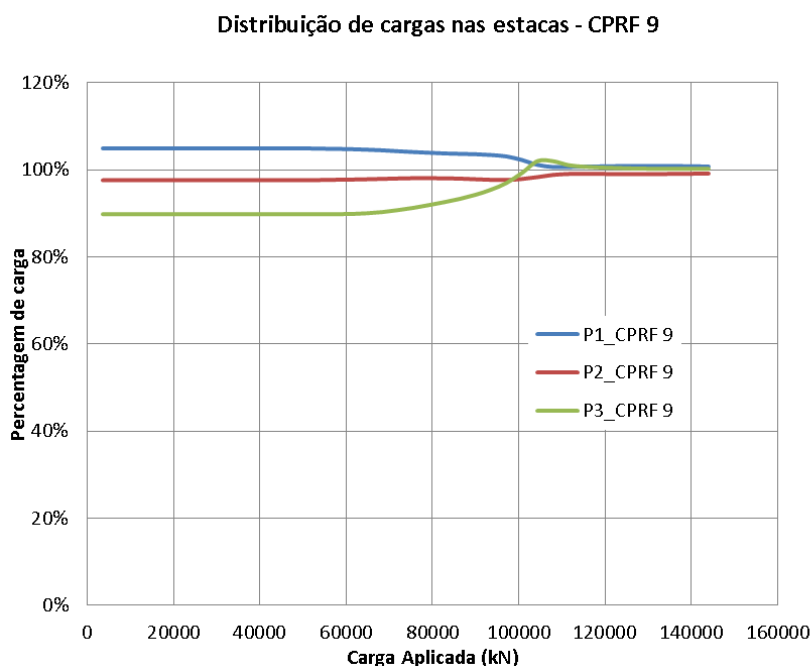


Figura 3.27- Variação da carga axial normalizada pela carga média nas estacas com a carga total aplicada ao sistema para o sistema CPRF 9

Para os sistemas CPRF 8 e 9, a estaca de canto P1 inicialmente suporta uma maior carga do que a estaca de bordo, P2. Quando se dá a plastificação do solo adjacente às estacas, os efeitos de interação diminuem e as estacas passam a suportar a mesma carga média. A estaca de canto P1, como se vê da figura 3.22, suporta agora a maior parcela de carga dentro do grupo. O aumento da carga suportado pela estaca central deve-se ao confinamento que é conferido pelo grupo.

3.3.6 Resposta das estacas consoante a sua localização

Tal como se observou para os grupos de estacas, o comportamento de cada estaca dentro do sistema é diferente consoante a sua localização. Na figura abaixo (Fig. 3.23) mostra-se a influência do maciço no comportamento das estacas relativamente aos grupos convencionais estudados no ponto 3.3.1.

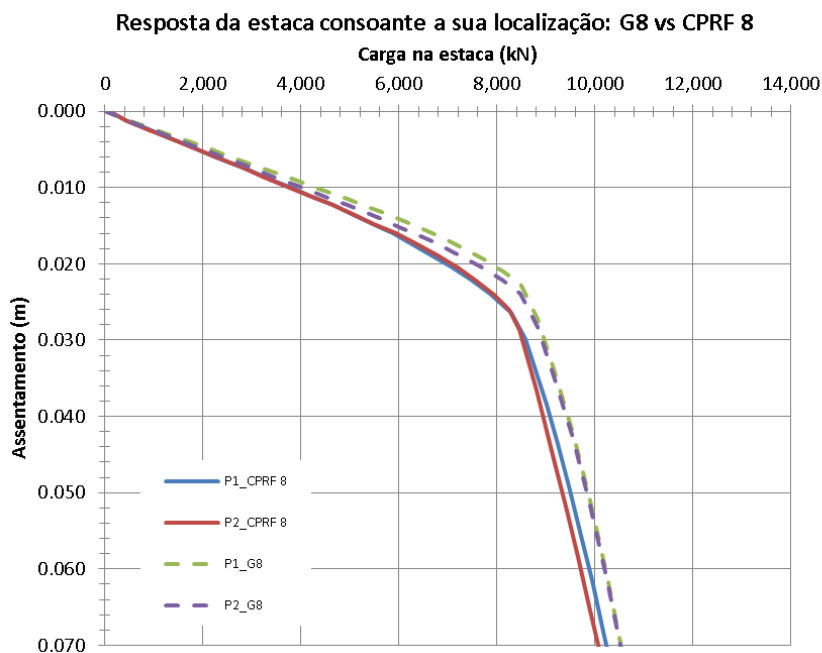


Figura 3.28 – Resposta da estaca com a sua localização – n=8

O maciço tem a mesma influência nos dois tipos de estaca, periférica (P2) e de canto (P1), provocando uma redução da rigidez destas.

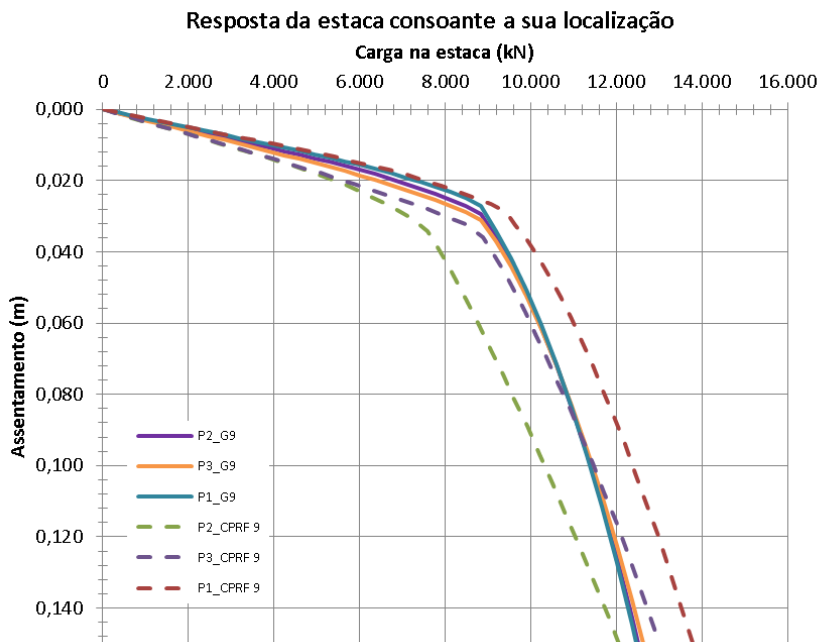


Figura 3.29 – Resposta das estacas com a sua localização – n=9

O maciço, no caso do sistema CPRF 9, tem uma influência diferente sobre cada tipo de estaca. Provoca uma redução da rigidez nas estacas central e periféricas, e um ligeiro acréscimo nas estacas de canto. O aumento da mobilização do atrito lateral da estaca lateral relativamente à estaca de canto está relacionado com o confinamento adicional provocado pelo maciço e pelo grupo nesta estaca.

3.3.7 Estudo com estacas com 10 m de comprimento

Como se observou no ponto anterior, a rigidez associada ao grupo de estacas era muito elevada comparada com a rigidez do maciço, o que conduzia a que a contribuição do maciço fosse muito baixa até níveis de carga consideráveis. Uma solução CPRF passa por desenvolver sistemas com um menor número de estacas do que a solução convencional, de menores comprimentos, trabalhando no limite da sua capacidade de carga e que exiba um comportamento satisfatório em termos de capacidade de carga e assentamentos. Para se poder perceber melhor a influência do maciço sobre o grupo de estacas modelou-se um grupo com 9 estacas, de 10 m de comprimento e o correspondente sistema CPRF. O modelo é ilustrado na Figura 3.30.

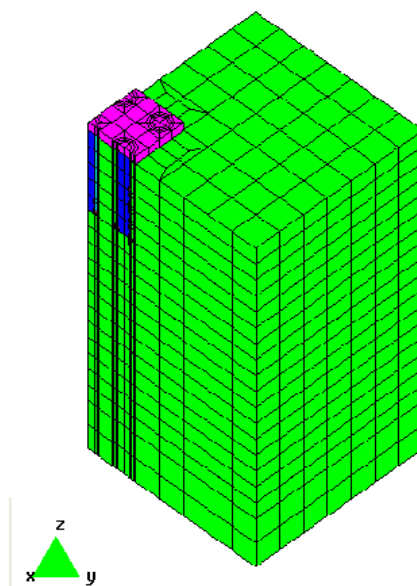


Figura 3.30 – Modelo CPRF com 9 estacas de 10 m de comprimento

3.3.8 Distribuição de cargas nos elementos da fundação

Como foi reduzido o comprimento das estacas para 10 m, será mais notória a contribuição do maciço. Foi ainda analisada a mobilização do atrito lateral para os dois sistemas e a distribuição de cargas entre os elementos da fundação.

Por análise da Figura 3.31, observa-se que o sistema CPRF, devido à contribuição do maciço, tem um comportamento mais rígido, mesmo em fase linear, do que o grupo de estacas. Crê-se então estar relacionada a resposta do sistema com a rigidez relativa ensoleiramento-estaca. Quando a contribuição do maciço, em termos de proporção de carga absorvida é baixa, não há um verdadeiro aproveitamento da solução CPRF, exibindo para as mesmas cargas, assentamentos superiores aos verificados no grupo de estacas, devido aos efeitos de interacção com o maciço.

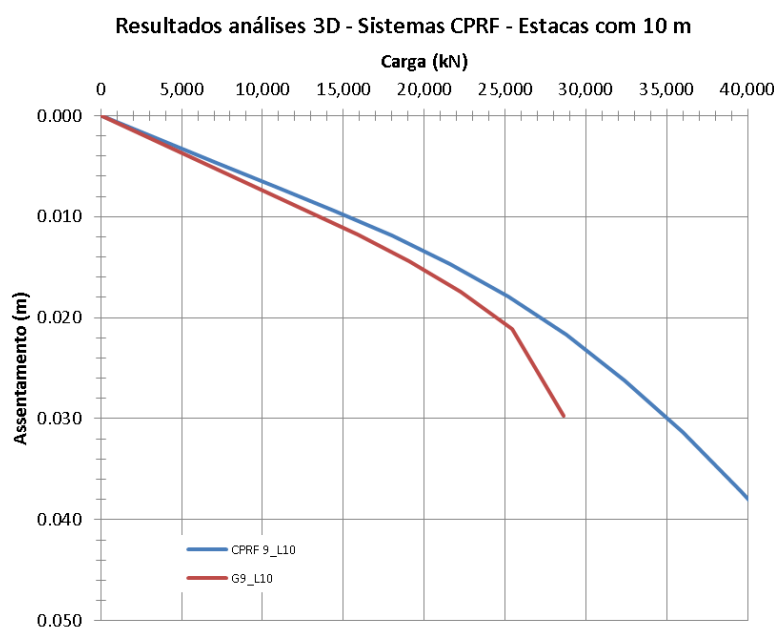


Figura 3.31 – Comportamento dos sistemas de fundação para estacas com 10 m de comprimento

Atentando agora na distribuição de cargas nos elementos da fundação (Figura 3.32), verifica-se que logo após a plastificação do grupo de estacas, o maciço assume a maior parcela de carga, cerca de 50%. Neste caso, significa que está a ser transmitida ao terreno uma parcela significativa da carga aplicada, através da pressão de contacto devida ao maciço, pelo que será espectável que a mobilização das tensões de corte na parte superior da estaca seja superior à do grupo de estacas. Na Figura 3.33 mostra-se a evolução do atrito mobilizado na estaca para as cargas de 353 kN, 1800 kN e 2800 kN, para os dois sistemas (grupo de estacas e sistema

CPRF). Verifica-se que, embora para o grupo de estacas (linhas a tracejado) ainda se note o efeito do confinamento das estacas adjacentes, o confinamento devido à presença do maciço é agora superior, traduzindo-se no aumento das tensões tangenciais mobilizadas ao longo do comprimento da estaca. O efeito propaga-se ao longo de todo o comprimento das estacas.

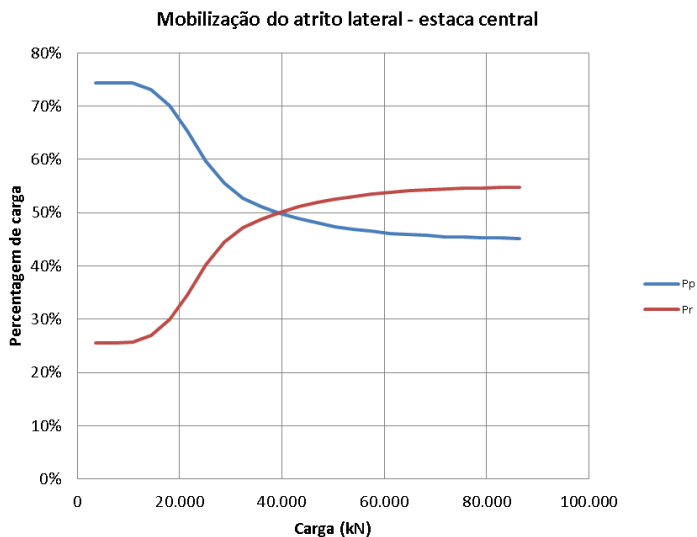


Figura 3.32 – Distribuição de cargas nos elementos da fundação – L=10 m

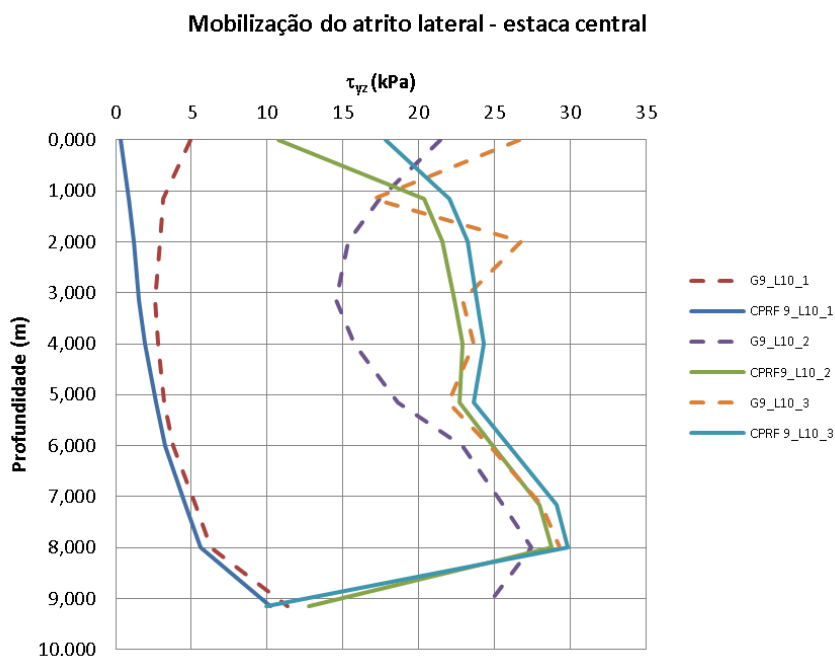


Figura 3.33 – Evolução da mobilização da tensão τ_{yz} com o aumento da carga – Sistema CPRF vs. Grupo de estacas, para as cargas de 353 kN (1), 1800 kN (2) e 2800 kN (3)

3.3.9 Resposta das estacas consoante a sua localização

Tal como nas análises anteriores, procurou-se evidenciar a influência do maciço no comportamento das estacas, de acordo com a sua localização no grupo. Para isso traçaram-se as respostas das estacas (Figura 3.34), de acordo com a sua posição, com e sem a contribuição do maciço.

Verifica-se que, o grupo sem o maciço evidencia sempre uma resposta mais rígida em termos individuais. De novo, para uma mesma carga, a estaca mais influenciada pelo efeito de grupo é a estaca central. Após a plastificação, todas as estacas exibem o mesmo comportamento, dado que a interação estaca-estaca diminui.

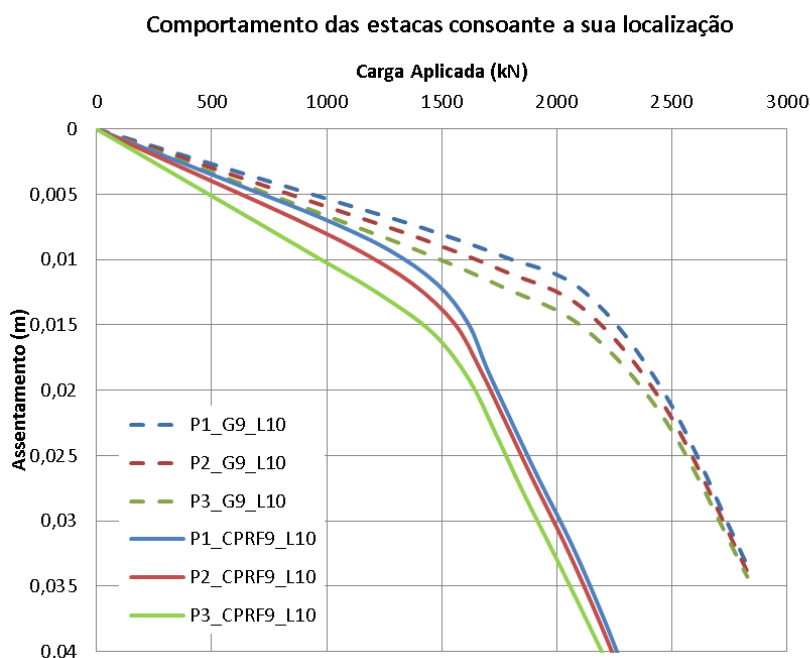


Figura 3.34 – Resposta das estacas consoante a sua posição

3.3.10 Distribuição de cargas nas estacas, consoante a sua localização

Procurando de novo analisar-se a influência da localização da estaca na carga que cada uma suporta, apresenta-se a evolução da carga suportada por cada estaca característica (P1, P2 e P3) com a carga aplicada à fundação (Figura 3.35). De novo observa-se que as estacas periféricas assumem uma maior parcela de carga do que a parcela central, em termos de carga total aplicada. Em termos relativos, dizendo respeito à carga média aplicada às estacas, N_p , apresentam-se os resultados na Figura 3.36.

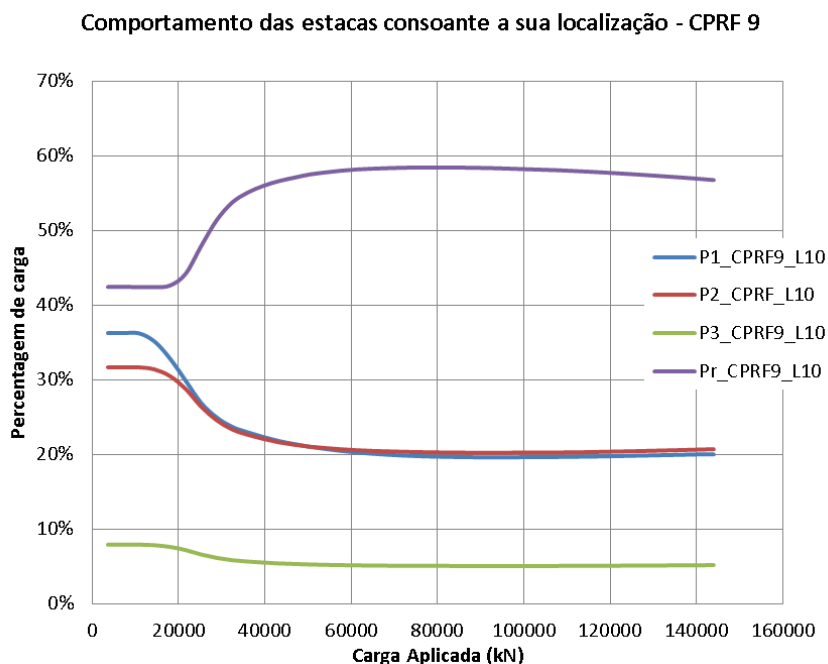


Figura 3.35 – Variação da carga axial nas estacas e no ensoleiramento com a carga total aplicada ao sistema para os sistemas CPRF 9, com L=10 m

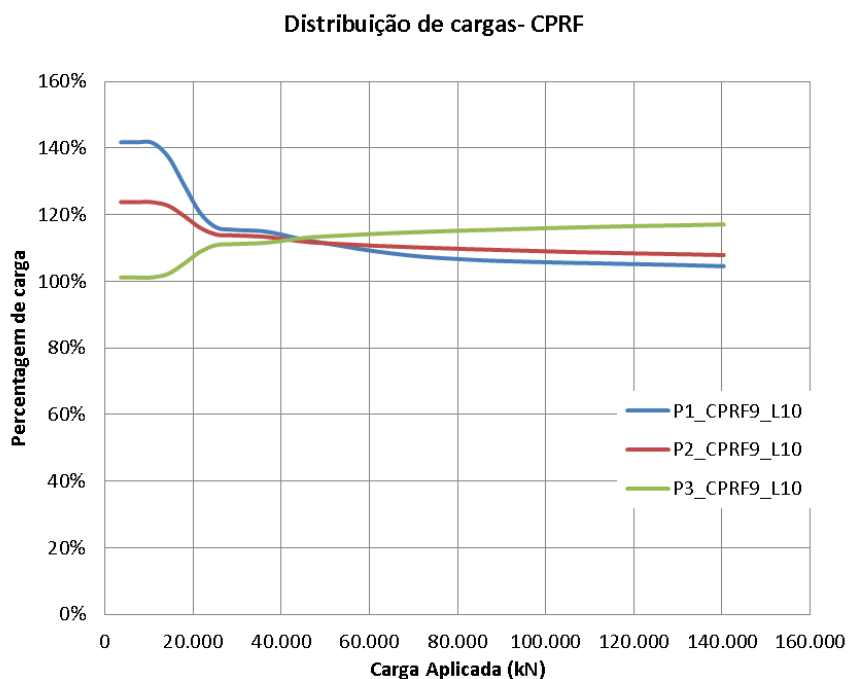


Figura 3.36 – Variação da carga axial normalizada pela carga média nas estacas e no ensoleiramento com a carga média aplicada ao grupo de estacas para os sistemas CPRF 9, com L=10 m

Inicialmente as estacas periféricas e de canto suportam uma maior proporção da carga aplicada ao grupo, contudo, ao aumentar a carga aplicada ao sistema, a estaca central passa a suportar, em termos individuais, a maior parcela de carga. Este efeito deve-se ao confinamento conferido pelo grupo e pelo maciço.

4 CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido no âmbito da presente dissertação permitiu obter as seguintes conclusões:

1. Os sistemas CPRF envolvem uma complexa interacção entre os elementos constituintes da fundação. É importante conseguir modelar toda esta interacção de modo a se ter uma resposta fidedigna utilizável em projecto. Embora os programas numéricos possam ser uma ferramenta poderosa no cálculo e análise dos sistemas CPRF, é necessário ter algum cuidado e sensibilidade na interpretação dos resultados, de modo a se obter uma boa aproximação do comportamento do sistema de fundação. A utilização de elementos de interface é fundamental quando se pretende uma resposta do solo próxima da real.
2. O programa *Plaxis* parece fornecer resultados razoáveis em termos de estaca isolada, ou associada a um maciço de encabeçamento, permitindo, num curto espaço de tempo, uma solução próxima da esperada, em termos analíticos. A utilização de um maciço com uma contribuição elevada, transmitindo uma parcela significativa da carga aplicada (>30%) através de pressões de contacto maciço-solo, atenuou a diferença da resposta inicial dos sistemas em ambos os programas, dado que o comportamento passou a ser controlado pelo ensoleiramento. A passagem para a resposta dum sistema CPRF tridimensional envolve a utilização de regras empíricas que reproduzam a interacção entre os elementos da fundação. Podem ser utilizados métodos em que é obtida a resposta isolada de cada elemento da fundação, introduzindo os efeitos de interacção através de coeficientes. Como exemplos, apresentou-se neste trabalho a abordagem PDR, que se baseia na utilização da rigidez isolada de cada elemento, maciço de encabeçamento e grupo de estacas, sendo a interacção introduzida através do coeficiente α_{PR} .
3. O número de estacas influencia o comportamento do sistema CPRF, sendo inversamente proporcional à contribuição do maciço. Parece haver, no entanto, um número de estacas a partir do qual o benefício em termos de comportamento e de acréscimo de capacidade de carga é negligenciável. Estes resultados estão em conformidade com os apresentados por Poulos (2001). Para o caso de aplicação de cargas distribuídas sobre o ensoleiramento, a percentagem de carga que é suportada pelo grupo de estacas aumenta com o número de estacas. Contudo, este autor indica

- que a partir de um determinado número, o acréscimo desta percentagem é muito pequeno.
4. O maciço influencia o comportamento das estacas relativamente aos casos da estaca isolada e do grupo de estacas. Os fenómenos de interação maciço-solo-estaca podem ou não levar a uma melhoria do comportamento destas, dependendo da contribuição do maciço. Os estudos conduzidos por Katzenbach et al. (2000) mostram que, se o deslocamento do maciço for grande ($0,1D$), então é espectável que a resistência que é mobilizada por atrito lateral aumente relativamente ao caso da estaca isolada. Se o deslocamento for pequeno, espera-se que haja uma redução do atrito que é mobilizado no caso da estaca isolada, devido aos efeitos de interação maciço-solo-estaca. O comprimento da estaca relativamente ao tamanho do maciço de encabeçamento parece influenciar o atrito que é mobilizado. Foram estudados dois casos de comprimento de estaca neste trabalho: $L=10$ m e $L=30$ m. Verificou-se, tal como nos trabalhos de Liu et al. (1985) que quando o comprimento relativo L/D_r é superior a 1,5, no caso das estacas de 30 m, L/D_r toma o valor de 2,5, que o atrito lateral mobilizado, no caso do grupo de estacas, foi superior ao da estaca isolada. Para o sistema CPRF não se verificou este fenómeno, devido à interação maciço-solo-estaca, que provocou a redução do atrito mobilizado na estaca. Este resultado também foi mostrado por estes autores, que observaram que, independentemente do espaçamento testado, a mobilização do atrito era sempre superior no grupo de estacas relativamente à solução CPRF.
 5. A contribuição do ensoleiramento é um factor fundamental no comportamento dos sistemas CPRF. Comodromos et al. (2009) observaram que a influência do maciço deixa de ser negligenciável para valores de assentamento superiores a 3% do diâmetro da estaca para o caso de areias e 10% do diâmetro da estaca no caso de argilas muito rijas. Observou-se neste trabalho que, se a contribuição do maciço for baixa ($<30\%$), os efeitos de interação maciço-solo-estaca são desfavoráveis na resposta global do sistema, levando à diminuição da rigidez global do sistema CPRF, não se observando melhoria de comportamento do sistema para níveis de carga baixos.
 6. O maciço influencia o comportamento das estacas dentro do grupo de maneira diferente, consoante a sua localização. Em consonância com os trabalhos de Cooke (1986) e Comodromos et al. (2009), verificou-se que, relativamente à estaca central, as condições de confinamento impostas pelo grupo levam a que, inicialmente, esta suporte uma parcela de carga média inferior às restantes (cerca de 100% da carga média aplicada ao grupo), adquirindo para níveis de carga maior, a maior parcela de carga (120%). Inicialmente, as estacas de canto absorvem uma maior proporção da carga aplicada do que as de bordo e a central. No entanto, não se observaram as diferenças de proporção de carga descritas por Cooke (1986), que afirmou que, para

espaçamentos correntes, as estacas de canto suportem cerca do dobro e as periféricas cerca de 1,5 vezes da carga suportada pela estaca central.

5 PROPOSTA PARA TRABALHOS FUTUROS

Embora tenha sido analisado aqui o comportamento de uma fundação CPRF relativamente a uma solução convencional análoga, não se estudou verdadeiramente o que seria uma solução CPRF. Esta traduz-se na utilização de uma solução mais económica, com recurso a estacas mais curtas, mais esbeltas do que a solução convencional. Propõe-se então para trabalhos futuros os seguintes pontos:

1. Adequação do dimensionamento de uma solução CPRF aos Eurocódigos. Existem referências à solução mista no Eurocódigo 7, contudo não são apresentados quaisquer disposições explícitas aplicáveis ao dimensionamento desta, sendo definidos critérios de dimensionamento para os vários tipos de fundação (superficial e profunda) de modo separado. Seria interessante então integrar a solução mista na análise por estes regulamentos. A *International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (ISSMGE) publicou um documento onde explicita orientações para o dimensionamento e monitorização de sistemas CPRF. Propõe-se que essas orientações sejam adaptadas às disposições regulamentares presentes no Eurocódigo 7.
2. Através de análises bidimensionais no programa PLAXIS, comparar a solução tridimensional, obtida através de correlações empíricas que traduzam a interacção entre os elementos da fundação e comparar com as soluções tridimensionais apresentadas.
3. Analisar outras tipologias de aplicação de carga e analisar o comportamento dos sistemas CPRF a esses tipos de carga;
4. Analisar a contribuição do maciço e a sua influência no comportamento das estacas, para várias espessuras do maciço. Analisar também a influência do comprimento das estacas na resposta do sistema CPRF.
5. Análise de um problema, definindo uma solução inicial com fundações convencionais e evoluir para uma fundação CPRF, seguindo as etapas propostas no ponto 2 deste trabalho, optimizando a solução com várias propostas de localização, comprimento e número de estacas, realizando uma análise custo-benefício para as várias propostas e a sua adequação aos critérios de dimensionamento requeridos.
6. Comparar as soluções obtidas entre os programas comerciais concebidos para o dimensionamento de sistemas CPRF com os obtidos nas análises tridimensionais do presente trabalho.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Akinmunsuru, J. (1973). *The Influence of a Pile Cap on a Bearing Capacity of Piles in Sand*. Dissertação de Mestrado, University of Zaria, Nigéria.
- Balakumar, V., & Ilamparuthi, K. (2009). Observational Study on the Behaviour of Piled Raft. *International Conference on Deep Foundations CPRF and Energy Piles*, pp. 20-39.
- Bezerra, J. E. (2003). *Estudo do Comportamento de Fundações em Radier Estaqueado: Conceitos e Aplicações*. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.
- Burland, J. B. (1995). Piles as Settlement Reducers. *Proc. XIV Italian National Conference on Soil Mechanics, Pavia*.
- Burland, J. B., Broms, B. B., & De Mello, V. B. (1977). Behaviour of Foundation and Structures. *Proc. 9th ICSMFE, Tokyo*, 2, pp. 495-546.
- Butterfield, R., & Banerjee, P. K. (1971). The Problem of Pile Group - Pile Cap Interaction. *Geotechnique*, 21, 2, pp. 135-142.
- Comodromos, E. M., Papadopoulou, M. C., & Bareka, S. V. (2009). Piled Raft Foundations: Load Distribution and Interaction Effects. *International Conference on Deep Foundations CPRF and Energy Piles*, pp. 40-56.
- Cooke, R. W. (1986). Piled Raft Foundations on Stiff Clays - A Contribution to Design Philosophy. *Geotechnique*, 36, 2, pp. 169-203.
- Cunha, R. P., Bezerra, J. E., & Zhang, H. H. (2006). Influência da Rigidez Relativa Estaca/Solo em Grupos de Estacas Convencionais e tipo "Radier Estaqueado" Carregados Vertical ou Horizontalmente. *XIII Congresso Brasileiro de Mec. Solos e Eng. Geot*, Vol. 2, pp. 793-798.

-
- Cunha, R. P., Poulos, H. G., & Small, J. C. (2001). Investigation of Design Alternatives for a Piled Raft Case History. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, n° 127, pp. 635-641, Agosto
- Davis, E. H., & Poulos, H. G. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. Wiley.
- Franke, E., El-Mossalamy, Y., Wittmann, P., (2000). Calculation Methods for Raft Foundations in Germany, In J. A. Hemsley, *Design Applications of Raft Foundations*, Thomas Telford (pp. 283-322).
- Hain, S. J., & Lee, I. K. (1978). The Analysis of Flexible Raft-Pile Systems. *Geotechnique*, 28, 1, pp. 65-83.
- Hamza, M., & Ghoneim, M. (2000). Piled Raft Foundation for New Bibliotheca Alexandrina. In J. A. Hemsley, *Design Applications of Raft Foundations*, Thomas Telford (pp. 411-425).
- Horikoshi, K., & Randolph, M. F. (1996). Centrifuge Modelling of Piled Rafts Foundations on Clay. *Geotechnique*, 46,4, pp. 741-752.
- Horikoshi, K., & Randolph, M. F. (1998). A Contribution to Optimum Design of Piled Rafts. *Géotechnique*, 48, 3, pp. 301-317.
- Katzenbach, R., Arslan, U., & Moorman, C. (2000). Piled Raft Foundation Projects in Germany. In J. A. Hemsley, *Design Application of Raft Foundations*, Thomas Telford, (pp. 323-392).
- Katzenbach, R., Claub, F., Ramm, H., Waberseck, T., & Choudhury, D. (2009). Combined Pile-Raft Foundation and Energy Piles - Recent Trends in Research and Practice. *Internation Conference on Deep Foundations, CPRF and Energy Piles*, (pp. 3-19).
- Kishida, H., & Meyerhof, G. (1965). Bearing Capacity of Pile Groups Under Eccentric Loads in Sand. *Proc. VI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Toronto*, v. 2, pp. 270-274.
- Liu, J. L., Yuan, Z. L., & Zhang, K. P. (1985). Cap-Pile-Soil Interaction of Bored Pile Groups. *Proc. 11th ICSMFE, San Francisco*, vol. 4, pp. 1433-1436.
- Majima, M., & Nagao, T. (2000). Behaviour of Piled Raft Foundation for Tall Building in Japan. In J. A. Hemsley, *Design Applications of Raft Foundations* (pp. 393-410).
-

-
- Mandolini, A. (2003). Design of Pile Raft Foundations: Practice and Development. *VI International Seminar on Bored and Auger Piles, Bélgica*, pp. 59-82.
- Mandolini, A., Russo, G., & Viggiani, C. (2005). Pile Foundations: Experimental Investigations, Analysis and Design. *Proc. XVI International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, V. 1*, pp. 177-213.
- O'Neill, M. W., Caputo, V., De Cock, F., Hartikainen, J., & Mets, M. (1996). Case Histories of Pile-Supported Rafts. *Report for ISSMFE Technical Committee. TC - 18, University of Houston, Texas*.
- Ottaviani, M. (1975). Three Dimensional Finite Element Analysis of Vertically Loaded Pile Groups. *Géotechnique*, 25, 2, pp. 159-174.
- Poulos, H. G. (1968). The Influence of a Rigid Cap on the Settlement Behavior of an Axially Loaded Pile. *Civ. Eng. Trans. Inst. Engrs., Austrália*, pp. 106-208.
- Poulos, H. G. (1989). Pile Behaviour - Theory and Application. *Géotechnique*, 39, 3, pp. 365-415.
- Poulos, H. G. (2001a). Piled Raft Foundations: Design and Applications. *Geotechnique* 51, 2, pp. 95-113.
- Randolph, M. F. (1994). Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts. *XIII ICSMFE, New Delhi, Índia*, pp. 61-82.
- Randolph, M. F., & Wroth, C. P. (1978). Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE* 104 (12), pp. 1465-1488.
- Sales, M. M. (2000). *Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas*. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil.
- Silva, R. D. (2009). *Ensoleiramento Refoçado com Estacas*, Tese de Mestrado Integrado, Departamento de Engenharia Civil, IST.
- Soares, W. C. (2011). *Radier Estaqueado com Estacas Hollow Auger em Solo Arenoso*. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Pernambuco, Departamento de Engenharia Civil.
-

Sommer, H., Wittmann, P., & Ripper, P. (1985). Piled Raft Foundation on Tall Building in Frankfurt Clay. *Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, 4*, pp. 2253-2257.

Thaher, M., & Jessberger, H. L. (1991). Investigation of the Behaviour of Pile-Raft Foundations by Centrifuge Modelling. *Proc. 10th ECSMFE, Florence, 2*, pp. 597-603.

Yamashita, K., Kakurai, M., & Yamada, T. (1994). Investigation of a Piled Raft Foundation on Stiff Clay. *XIII ICSMFE, New Delhi, Índia*, pp. 543-546.

Zeevaert, L. (1957). Compensated Friction Pile Foundation to Reduce the Settlement of Buildings on Highly Compressible Volcanic Clay of Mexico. *Proc. IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Londres, v.2*, pp. 81-86.