INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Tipificação de fundações de torres eólicas em parques industriais, para diversos tipos de solos

MANUEL DUARTE DA SILVA

Licenciado em Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização de Edificações

Orientadores:

Especialista, João António Antunes Hormigo (Eq. Prof. Adj. ISEL)

Doutor, Pedro Matos Soares (Eq. Prof. Adj. ISEL)

Júri:

Presidente: Doutor, Pedro Miguel Soares Raposeiro da Silva (Eq.a Assist. 2º.T ISEL)

Vogais:

Especialista, João António Antunes Hormigo (Eq. Prof. Adj. ISEL)

Doutor, Maria Dulce e Silva Franco Henriques (Prof. Adj. ISEL)

Dezembro de 2014

Resumo

As energias renováveis têm vindo nos últimos anos a tornar-se a principal alternativa à produção de electricidade a partir dos combustíveis fósseis. Os Estados Unidos, a China e também alguns países da Europa, ao adoptarem a produção eólica, têm contribuído significativamente para a redução da emissão de gases com efeito de estufa, além de desenvolverem tecnologias que permitem aproveitar o potencial que as energias renováveis têm para oferecer. Uma das energias renováveis com maior aproveitamento é a energia eólica, um dos focos principais desta dissertação. Em Portugal, dado o território ter condições geográficas propícias ao uso da energia eólica, tem-se registado um aumento significativo no seu aproveitamento.

Esta dissertação vai abordar as torres dos aerogeradores que transformam a energia eólica em energia eléctrica, mais particularmente as fundações que as suportam. No campo da Engenharia Civil, as fundações das torres eólicas constituem um elemento fundamental das estruturas que suportam, pois transmitem ao solo os esforços induzidos pela força do vento, por outras acções e pelo peso da estrutura e dos equipamentos.

Os solos não possuem características uniformes, tanto à superfície como em profundidade, por isso é relevante observar o comportamento de um conjunto de solos com características diferentes entre si face aos esforços a que as torres eólicas estão sujeitas. Nesta dissertação foi efectuado um pré-dimensionamento de fundações de torres eólicas para diferentes tipos de solos tendo sido apresentadas as armaduras em aço no betão armado que a fundação de uma torre eólica deve possuir para que os requisitos estruturais de segurança sejam cumpridos, bem como os assentamentos provocados em cada solo.

Uma ferramenta informática essencial para a realização desta dissertação foi o *software* SAP2000 a partir do qual se modelaram dois tipos de fundações (uma directa e outra indirecta) para se simularem as acções a que as torres estão sujeitas e para determinar os esforços em cada um dos distintos tipos de solos considerados.

A partir das informações resultantes das análises realizadas por este *software* será possível observar quais os parâmetros resistentes do solo com mais relevância para ser feita uma avaliação qualitativa em relação ao conjunto de amostras que constituirão uma colectânea. Essa tipificação terá como objectivo consultar de forma expedita os resultados relacionados com os esforços nas fundações resultantes da acção do vento, peso da estrutura e peso dos equipamentos, ao mesmo tempo que são observadas as características físicas de cada tipo de solo. As simulações serão realizadas a partir de fundações cujas dimensões são as mesmas de caso para caso – só os parâmetros resistentes do solo variam – de forma a poder ser feita uma comparação em relação à quantidade de armaduras para resistir aos esforços em cada situação simulada.

Será ainda apresentado um guia de procedimentos de aplicação do programa SAP2000 ao pré-dimensionamento das fundações das torres eólicas para diferentes tipos de solos.

Palavras-chave: energia eólica, torres eólicas, aerogeradores, fundações de torres eólicas, parques eólicos

Abstract

In recent years, the renewables energies have become the main alternative to electricity production from fossil fuels. The United States, China and also some European countries have contributed significantly to the reduction of greenhouse gases emission, in addition to developing technologies that enable the exploitation of the potential that renewable energies have to offer. One of the most relevant renewable energy is the wind energy, the major focus of this dissertation. In Portugal, given the territory have favorable geographical conditions to the use of wind energy, there has been an increase in its use.

This dissertation will address the towers of wind turbines that turn wind energy into electrical energy, more particularly the foundations which support them. In Civil Engineering, foundations are a key element of the structures which underpin because they serve to transmit to the soil the received efforts driven by the wind force and weight of the equipment.

Soils do not have uniform characteristics, both in surface as in depth, so it is important to observe the behavior of a series of soils with different characteristics compared to the efforts that wind towers are subjected to. In this dissertation a pre-sizing of wind towers foundations for different soil types was made and it has been presented the reinforcement, which the reinforced concrete of a wind tower foundation must have for the structural safety requirements are met, as well as the settlements caused in each soil.

An essential tool for the realization of this dissertation was the *SAP2000,* a software from which two types of foundations (one direct and one indirect) were modeled to simulate the actions that the towers are subject to and to determine the efforts in each of several soil types considered.

Based on information from the analysis performed by this software it will be possible to observe which resisting soil parameters are most relevant for a qualitative evaluation to be made, related to the set of samples that constitute a collection. That classification has the purpose to consult expeditiously the results related to the efforts in the foundations resulting from the action of wind, weight of the structure and weight of the equipment, while the physical characteristics of each soil type are observed. The simulations will be performed from foundations whose dimensions are the same from case to case – only the resistant soil parameters vary – so a comparison related to the amount of reinforcement in order to resist the efforts at each simulated situation can be made.

Will be presented a guide with application procedures of the SAP2000 program to the pre-sizing of the wind towers foundations for different soil types.

Keywords: wind energy, wind towers, wind turbines, wind towers foundations, wind farms

Agradecimentos

Quero agradecer aos meus orientadores, o Especialista João Hormigo e o Doutor Pedro Soares pela atenção e interesse que deram à minha dissertação, bem como todo o auxílio prestado na sua execução. Agradeço ainda à ajuda prestada pelo Engenheiro António Gorgulho.

Agradeço também à Sara, à Mariana e ao António pela amizade que sempre me demonstraram, que além de um enorme apoio foi também uma grande motivação.

Agradeço especialmente aos meus pais, avós e irmã por todo o amor, carinho, apoio que me deram e toda a ajuda, essenciais para eu conseguir ter chegado até esta etapa da minha vida.

Índice de texto

1. Introdução ... 1

1.1 Objectivo ... 1

1.2 Enquadramento ... 1

1.3 A Energia Eólica ... 1

1.4 Vantagens e desvantagens da Energia Eólica ... 6

1.5 Energia Eólica no Mundo, na Europa e em Portugal ... 7

1.6 Parques eólicos em Portugal ... 9

2. Torres eólicas ... 12

2.1 Componentes e funcionamento ... 12

2.2 Tipos de aerogeradores ... 14

3. Casos de estudo ... 16

3.1 Tipos de solos ... 16

3.2 Tipos de fundações ... 18

3.3 Processo construtivo ... 22

3.4 Ligação entre a torre e a fundação ... 24

4. Dimensionamento de fundações ... 26

4.1 Acções para dimensionamento ... 26

4.2 Programa informático SAP2000 ... 27

4.3 Pesos volúmicos ... 28

4.4 Acção do vento ... 28

4.5 Acção dos sismos ... 29

4.6 Combinação de esforços ... 29

4.7 Combinação de acções ... 30

4.8 Mecanismos de ruptura do solo de fundação ... 31

4.9 Verificação da segurança da sapata ... 35

4.10 Influência do nível da água no terreno ... 39

4.11 Verificação da segurança das estacas ... 41

5. Modelação de uma fundação directa ... 47

5.1 Sapata ... 47

5.1.1 Características da torre e da sapata ... 47

5.1.2 Acções permanentes ... 48

5.1.3 Acções de cálculo ... 48

5.1.4 Combinação de acções ... 50

5.1.5 Estado Limite Último (ELU) de resistência ... 51

5.1.6 Estado Limite de Utilização (ELUt) ... 51

5.1.7 Verificação geotécnica ... 51

5.1.8 Dimensionamento geotécnico ... 51

5.1.9 Levantamento da fundação - combinação rara de acções ... 52

5.1.10 Levantamento da fundação - combinação quase permanente 52
5.1.11 Tensões instaladas no terreno e capacidade resistente 53
5.1.12 Estabilidade global – Derrube 53
5.1.13 Estabilidade global – Deslizamento 54
5.1.14 ELU de resistência – flexão na fundação 55
5.1.15 Dimensionamento de armaduras de flexão 57
5.1.16 Esforço transverso 60
6. Modelação de uma fundação indirecta 67
6.1 Estacas 67
6.1.1 Características da torre, do bloco de fundação e das estacas 67
6.1.2 Acções permanentes 68
6.1.3 Acções de cálculo 68
6.1.4 Combinação de acções 69
6.1.5 Estado Limite Último (ELU) de resistência 70
6.1.6 Estado Limite de Utilização (ELUt) 70
6.1.7 Dimensionamento geotécnico 70
6.1.8 Rigidez à rotação 73
6.1.9 Estabilidade global – deslizamento 74
6.1.10 Estabilidade global – derrube 74
6.1.11 ELU de resistência – flexão na fundação 74
6.1.12 Dimensionamento de armaduras de flexão do bloco de fundação 76
6.1.13 Esforço transverso 79
7. Tipificação de tipos de solo 83
8. Conclusões 94
Referências bibliográficas 96
ANEXO - Guia para o *software* SAP2000 99
1. Introdução 103
2. Objectivo 103
3. Fundação directa – sapata 103
3.1 Limites da sapata 103
3.2 Definição dos materiais 104
3.3 Volume da sapata 106
3.4 Plinto 107
3.5 Construção da sapata 107
3.6 Definição de acções 117
3.7 Combinação de acções 119
3.8 Execução das análises 119
4. Fundação indirecta – estacas 123
4.1 Limites do bloco de fundação 123

4.2 Definição dos materiais 124
4.3 Volume do bloco de fundação 124
4.4 Plinto 124
4.5 Construção do bloco de fundação 125
4.6 Construção das estacas 125
4.7 Definição de acções 131
4.8 Aplicação de forças nas estacas 132
4.9 Combinação de acções 133
4.10 Execução das análises 133
5. Conclusão 136

Índice de figuras

Figura 1 - Modelo da circulação global proposto por Hadley 2
Figura 2 - Modelo tri-celular da circulação geral da atmosfera 3
Figura 3 - Brisa marítima e brisa terrestre 4
Figura 4- Brisa de vale e brisa de montanha 4
Figura 5 - Turbina eólica construída por Charles Brush 5
Figura 6 - Capacidade eólica global instalada (acumulada) entre 1996 e 2013. 7
Figura 7 - Top 10 de países com capacidade eólica instalada acumulada em Dezembro de 2013. 8
Figura 8 - Capacidade eólica instalada na UE em 2013 8
Figura 9 - Evolução da produção de energia eléctrica a partir de fonte eólica 9
Figura 10 - Capacidade eólica instalada em Portugal, por distrito 10
Figura 11 - Parque eólico do Alto Minho. 11
Figura 12 - Componentes de um aerogerador. 12
Figura 13 - Esquema de funcionamento de um aerogerador. 13
Figura 14 - Aerogeradores de eixo horizontal. 14
Figura 15 - Aerogerador de eixo vertical. 15
Figura 16 - Classificação da resistência mecânica das rochas. 17
Figura 17 - Aerogeradores *offshore* em fundação do tipo mono-estaca. 19
Figura 18 - Sapata pré-fabricada. 19
Figura 19 - Sapata circular de uma torre eólica. 20
Figura 20 - Fundação de uma torre eólica constituída por estacas. 20
Figura 21 - Troços de uma torre tubular. 21
Figura 22 - Torre eólica treliçada. 21
Figura 23 - Plataformas de montagem dos aerogeradores. 22
Figura 24 - Transporte de uma pá do rotor. 23
Figura 25 - Anel de inserção. 24
Figura 26 - "Gaiola" 25
Figura 27 - Valores característicos da pressão dinâmica. 28

Figura 28 - Ruptura global numa fundação directa. 31
Figura 29 - Ruptura por punçoamento numa fundação directa. 32
Figura 30 - Ruptura local numa fundação directa. 32
Figura 31 – Superfície de ruptura numa estaca segundo Terzaghi. 33
Figura 32 – Superfície de ruptura numa estaca segundo Meyerhof. 33
Figura 33 – Superfície de ruptura numa estaca segundo Skempton, Yassin e Gibson. 34
Figura 34 – Superfície de ruptura numa estaca segundo Berezantzev, Khristoforov e Grolobkov. 34
Figura 35 - Excentricidade do carregamento na sapata 37
Figura 36 - Inclinação da base da sapata 38
Figura 37 - Nível da água entre a superfície do terreno e a base da sapata. 39
Figura 38 - Nível da água coincidente com a base da sapata. 40
Figura 39 - Nível da água abaixo do plano de fundação. 40
Figura 40 - Profundidade crítica. 43
Figura 41 - Coeficiente de profundidade N_q. 43
Figura 42 - Valores de K em areias 44
Figura 43- Ângulo de resistência ao corte na interface estaca-areia. 45
Figura 44 - Factor de adesão. 46
Figura 45 – Dimensões da sapata, vista em planta e em corte 47
Figura 46 – Aplicação das forças e momentos no plinto 49
Figura 47 - Distribuição das forças verticais na secção da torre 49
Figura 48 - Distribuição do momento flector materializado por forças verticais 50
Figura 49– Esquema de cálculo em relação ao deslizamento 55
Figura 50 – Esforços de flexão na fundação (direcção XX´) 56
Figura 51 – Esforços de flexão na fundação (direcção YY´) 56
Figura 52 – Armaduras de reforço inferiores (direcção XX`) 57
Figura 53 – Armaduras de reforço superiores (direcção XX`) 57
Figura 54 – Armaduras de reforço inferiores (direcção YY`) 58
Figura 55 – Armaduras de reforço superiores (direcção YY`) 58
Figura 56 – Esforço transverso na fundação (direcção XZ´) 63
Figura 57 – Secção mais solicitada ao esforço transverso (direcção XZ´) 63
Figura 58 – Esforço transverso na fundação (direcção YZ´) 65
Figura 59 – Secção mais solicitada ao esforço transverso (direcção YZ´) 65
Figura 60 – Dimensões da fundação indirecta 67
Figura 61 – Verificação dos esforços numa estaca 73
Figura 62 – Esforços de flexão na fundação (direcção XX´) 75
Figura 63 – Esforços de flexão na fundação (direcção YY´) 75
Figura 64 – Armaduras de reforço inferiores (direcção XX`) 76
Figura 65 – Armaduras de reforço superiores (direcção XX`) 77
Figura 66 – Armaduras de reforço inferiores (direcção YY`) 77
Figura 67 – Armaduras de reforço superiores (direcção YY`) 78

Figura 68 – Esforço transverso na fundação (direcção XZ´) 79
Figura 69 – Secção mais solicitada ao esforço transverso (direcção XZ´) 80
Figura 70 – Esforço transverso na fundação (direcção YZ´) 81
Figura 71 – Secção mais solicitada ao esforço transverso (direcção YZ´) 81

Índice de quadros

Quadro 1 - Coeficientes parciais de segurança das acções. 30
Quadro 2 - Coeficientes parciais de segurança dos materiais. 30
Quadro 3 - Coeficientes parciais da resistência do terreno. 31
Quadro 4 – Características da sapata e da torre 47
Quadro 5 – Acções permanentes consideradas 48
Quadro 6 – Acções resultantes da torre eólica 50
Quadro 7 – Tratamento de dados em relação às reacções nas molas para a COMB2 52
Quadro 8 – Tratamento de dados em relação às reacções nas molas para a COMB5 53
Quadro 9 – Verificação da segurança ao derrubamento 54
Quadro 10 – Verificação da segurança ao deslizamento 55
Quadro 11 – Momentos flectores verificados na direcção XX´ 55
Quadro 12 – Momentos flectores verificados na direcção YY´ 55
Quadro 13 – Verificação da distribuição de armaduras 59
Quadro 14 – Áreas de armaduras distribuídas 60
Quadro 15 – Parâmetros relativos ao cálculo de armaduras de esforço transverso 62
Quadro 16 – Esforço transverso verificado na direcção XZ´ 62
Quadro 17 – Dimensionamento das armaduras do esforço transverso na direcção XZ´ 64
Quadro 18 – Tabelas de áreas de varões 64
Quadro 19 – Esforço transverso verificado na direcção YZ´ 64
Quadro 20 – Dimensionamento das armaduras do esforço transverso na direcção YZ´ 66
Quadro 21 – Características do bloco de fundação e da torre 67
Quadro 22 – Características das estacas 68
Quadro 23 – Acções permanentes consideradas 68
Quadro 24 – Acções resultantes da torre eólica 69
Quadro 25 – Reacções nas estacas 71
Quadro 26 – Resistência de ponta e lateral da estaca 71
Quadro 27 – Dados para o método alternativo 72
Quadro 28 – Cálculo da capacidade resistente do solo 72
Quadro 29 – Rigidez à rotação 74
Quadro 30 – Momentos flectores verificados na direcção XX´ 74
Quadro 31 – Momentos flectores verificados na direcção YY´ 74
Quadro 32 – Verificação da distribuição de armaduras 78
Quadro 33 - Parâmetros relativos ao cálculo de armaduras de esforço transverso 79

Quadro 34 – Esforço transverso verificado na direcção XZ´ 80
Quadro 35 – Dimensionamento das armaduras do esforço transverso na direcção XZ´ 80
Quadro 36 – Esforço transverso verificado na direcção YZ´ 81
Quadro 37 – Dimensionamento das armaduras do esforço transverso na direcção YZ´ 82
Quadro 38 – Colectânea de vários tipos de solos para fundações directas 84
Quadro 39 – Colectânea de vários tipos de solos para fundações indirectas 85
Quadro 40 – Esforços nas fundações directas 86
Quadro 41 – Esforços nas fundações indirectas 87
Quadro 42 – Assentamentos e rotações nas fundações directas 88
Quadro 43 – Assentamentos e rotações nas fundações indirectas 89
Quadro 44 – Armaduras nas fundações directas 90
Quadro 45 – Armaduras nas fundações indirectas 91
Quadro 46 – Armaduras nas estacas 92
Quadro 47 – Verificação da capacidade resistente do solo para os casos com sapatas 92
Quadro 48 – Verificação da capacidade resistente do solo para os casos com estacas 93

1. Introdução

1.1 Objectivo

A partir das diferenças físicas de diversos tipos de solo - mais especificamente as suas características geológicas e geotécnicas - pretende-se elaborar um estudo, apoiado pelo *software* SAP2000, que explicite a forma como cada solo recebe os esforços provocados pela acção do vento e peso próprio de uma torre eólica. Desta forma será possível não só observar a resposta de cada solo através dos assentamentos que se vão dar após a aplicação das cargas mas também as armaduras que a fundação da torre em estudo deve possuir para que os requisitos estruturais de segurança sejam devidamente cumpridos.

Será feita então uma colectânea com trinta solos com características diferentes, associados a uma fundação directa ou indirecta (dependendo da resistência do solo de fundação), assentamentos e rotações, esforços máximos e mínimos e armaduras de aço necessárias a garantir a resistência a esses esforços.

1.2 Enquadramento

As energias renováveis têm vindo a desempenhar um papel relevante como alternativa à produção de electricidade a partir das fontes convencionais, isto é, combustíveis fósseis.

As energias renováveis (hídrica, solar e eólica) têm registado um incremento crescente na última década, assumindo especial relevância na Europa, Estados Unidos e China.

Em Portugal, a energia eólica, impulsionada pelas empresas produtoras de electricidade que operam no país, registou um forte desenvolvimento nos últimos anos, pois o território apresenta condições geográficas favoráveis que possibilitam o aproveitamento da acção do vento para produção de energia eléctrica.

O âmbito da presente tese diz respeito às fundações das torres eólicas de suporte dos aerogeradores, equipamentos que transformam a acção do vento (energia cinética) em energia eléctrica. As fundações, como em qualquer infra-estrutura de Engenharia Civil, são indispensáveis para transmitir as acções sobre as edificações – neste caso a força do vento e o peso próprio - para o terreno, para que não se dê o seu colapso.

Serão ainda tidos em conta os diversos tipos de solos onde se poderão localizar os parques eólicos de carácter industrial, pois os terrenos não têm sempre as mesmas características e por essa razão o dimensionamento das fundações também não será o mesmo em todos os casos.

Assim, definir-se-ão solos tipificados com características resistentes distintas, pretendendo-se com a presente dissertação apresentar fundações tipificadas, que permitirão agilizar o projecto das infra-estruturas das torres eólicas.

1.3 A Energia Eólica

O processo de formação do vento começa no Sol, que fornece energia à Terra sob a forma de calor. Contudo, fá-lo de forma desigual: as regiões equatoriais e tropicais recebem mais energia solar do que as latitudes médias e os pólos. A circulação da Atmosfera e Oceanos é provocada pela transferência de energia

proveniente dos trópicos para as regiões polares, através de deslocamento de massas de ar, condensações e correntes oceânicas. [1]

Um dos primeiros modelos da circulação global (representado na Figura 1) deve-se a George Hadley, que em 1735, propôs a hipótese de que se a Terra não fosse animada por um movimento de rotação, o movimento do ar teria a forma de uma célula de convecção de cada hemisfério. [1]

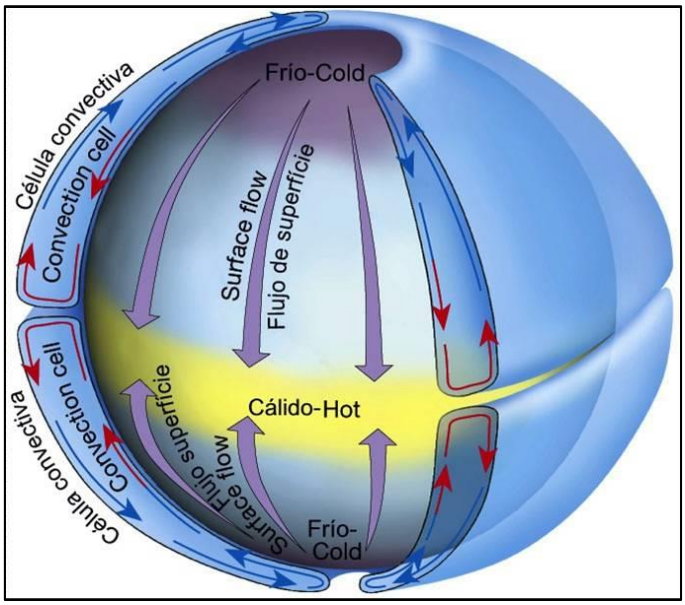


Figura 1 - Modelo da circulação global proposto por Hadley. [s1]

No entanto, a Terra possui um movimento de rotação sobre si própria, sobre um eixo de rotação inclinado em relação ao plano da sua órbita. Assim, a percentagem da superfície coberta por continentes é superior no hemisfério norte. Devido a este facto, o modelo de Hadley foi aperfeiçoado em 1856 por William Ferrel, resultando no modelo tri-celular (representado na Figura 2) que mais tarde foi melhorado por Tor Bergeron (em 1928) e por Carl-Gustav Rossby (em 1941). Neste último caso, admitiu-se que a pressão à superfície do globo se distribui ao longo dos paralelos, havendo alternância de altas e baixas pressões em relação à linha do Equador. Associadas a este facto, existem três células convectivas de circulação meridional nos dois hemisférios [1] [s2]:

Célula Tropical (ou de Hadley): nas latitudes baixas, o ar aquecido ascende sobre a linha do Equador e dirige-se para os pólos nos níveis superiores da atmosfera. Nas latitudes subtropicais, o ar arrefece e desce, retornando em direcção à linha do Equador, à superfície terrestre. Nesta célula ocorre a circulação que domina os climas tropical e subtropical.[1]

Célula das latitudes médias (ou de Ferrel): o ar move-se para os pólos e na direcção a Este, junto à superfície terrestre no sentido da linha do Equador e na direcção a Oeste, em altitude.[1]

Célula polar: o ar ascende, diverge e desloca-se em altitude em direcção aos pólos, onde por sua vez arrefece e desce, originando altas pressões à superfície nessas regiões. O diverge para fora dos centros de altas pressões e volta a dirigir-se para Sul.[1]

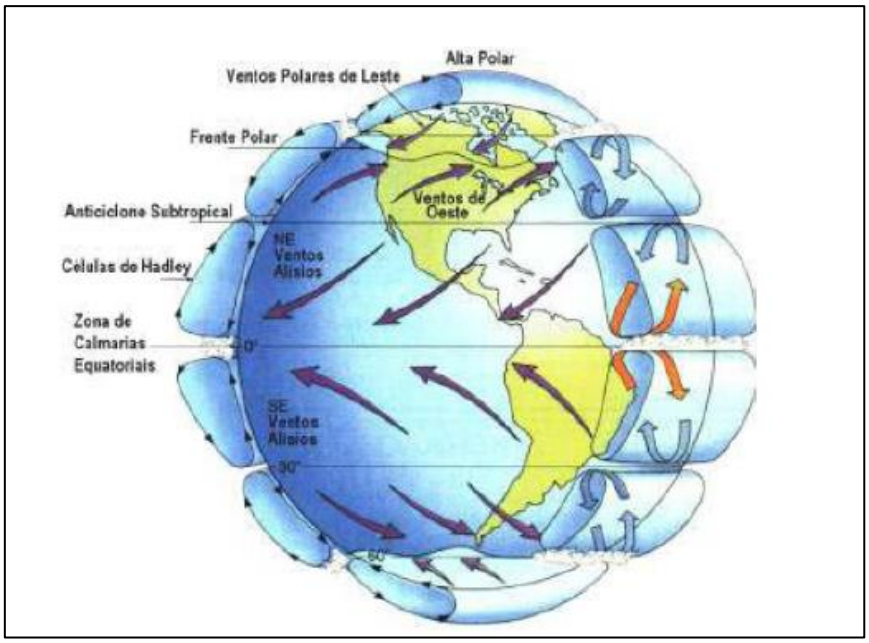


Figura 2 - Modelo tri-celular da circulação geral da atmosfera. [1]

O movimento de rotação terrestre faz com que as massas de ar se movam com carácter rotativo em ambos os hemisférios. Os continentes interferem nestas correntes, originando diferentes pressões atmosféricas, que se agrupam em sistemas. Os ventos são originados por estas diferenças de pressão resultantes do aquecimento desigual que se dá à superfície da Terra e na atmosfera. Quando o ar se desloca sobre superfícies quentes, torna-se menos denso, originando uma descida de pressão e o estabelecimento de diferenças na distribuição da pressão à superfície, isto é, de gradientes de pressão, que constituem forças que põem o ar em movimento. Desta forma, o ar flui das pressões mais altas para as mais baixas, forçando a convergência de ar com movimento vertical ascendente – nas regiões em que a pressão é mais baixa – e divergência com movimento vertical descendente – nas regiões onde a pressão é mais alta. [1]

O movimento do ar explicado anteriormente dá-se à escala global, regional e local e é sobre esta última que se dará maior ênfase, pois são os ventos locais que afectam áreas de pequenas dimensões (como por exemplo zonas montanhosas e zonas costeiras de um país). Assim, à escala local é importante referir a existência de brisas, que são tipos de circulação de ar originadas pelo contraste de temperatura entre o mar e as áreas terrestres adjacentes [s3]. É importante referir os seguintes tipos de brisa (representados nas Figuras 3 e 4) [1] [s3]:

Brisa marítima: durante o dia, a superfície terrestre aquece mais rapidamente que o mar. Assim, à medida que o solo aquece, o ar na sua vizinhança expande-se, torna-se menos denso e ascende, fazendo com que o ar mais frio e húmido desça sobre o mar. Em altitude, o ar movimenta-se no sentido do mar e à superfície desloca-se no sentido da terra;

Brisa terrestre: durante a noite a terra arrefece mais depressa que o mar, logo, a temperatura do mar é superior à da terra, formando uma circulação inversa da que ocorre durante o dia: em altitude o ar desloca-se no sentido da terra e à superfície o ar movimenta-se no sentido do mar;

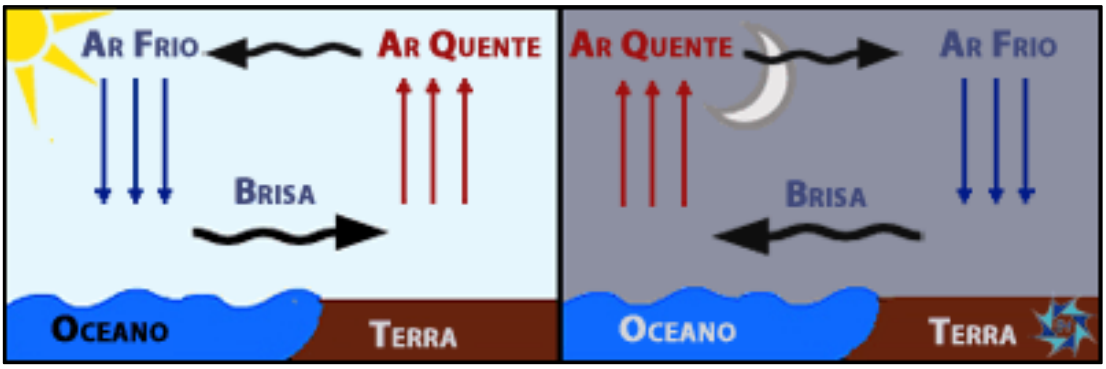


Figura 3 - Brisa marítima e brisa terrestre. [s3]

Brisa de vale: durante o dia as encostas mais inclinadas e estreitas dos vales são aquecidas pelo Sol de forma mais intensa que as superfícies mais vastas ou os picos. O ar aquecido vai ascender provocando o arrefecimento das encostas e fazendo com que o ar frio desça sobre o vale, substituindo o ar quente;

Brisa de montanha: durante a noite o topo da montanha arrefece mais rapidamente e desce sobre as encostas em direcção ao vale. Sobre o vale o ar vai ascender para depois efectuar o movimento de retorno a altitudes mais elevadas.

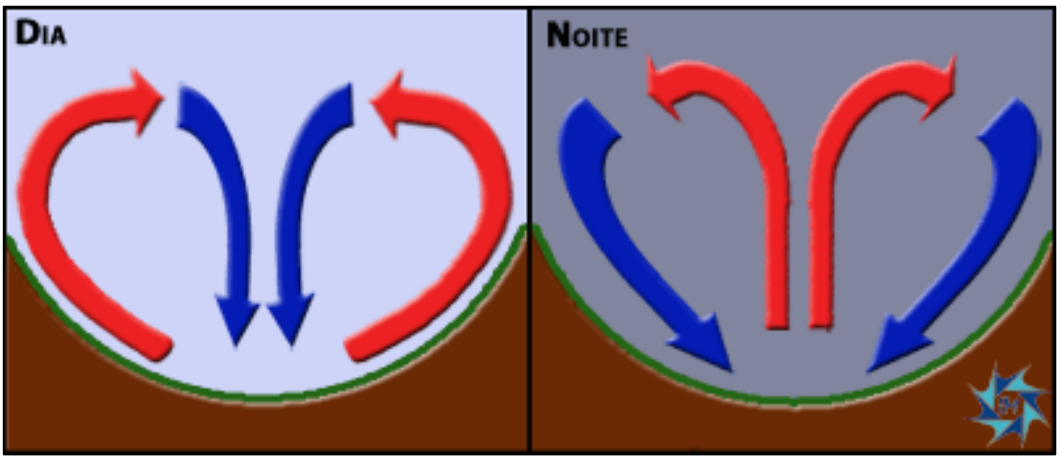


Figura 4- Brisa de vale e brisa de montanha [s3]

Desde a Antiguidade que o Homem aproveita o vento para o auxiliar em vários domínios. A energia eólica terá sido utilizada em primeiro lugar na navegação – por volta de 4000 a.C. – e só muito mais tarde, em 340 a.C. é que terá sido usada na agricultura, neste último caso, através de moinhos de vento que serviam para moer cereais ou para elevar ou bombear água. [s4] [s5]

No século XVIII, com o despertar da Revolução Industrial e com a invenção da máquina a vapor, os moinhos eólicos foram relegados para segundo plano, sendo mantidos no entanto em áreas rurais e nas salinas, para bombeamento de água. [s5]

Foi com o desenvolvimento do aproveitamento do potencial da electricidade no final do século XIX, que um dos pioneiros da indústria eléctrica norte-americana, Charles Brush, construiu aquela que hoje é considerada a primeira turbina eólica automatizada com o objectivo de produzir energia eléctrica. A tecnologia

destas turbinas era baseada no funcionamento dos moinhos de vento já existentes e como se pode ver na Figura 5, possuíam grandes dimensões. [s4]

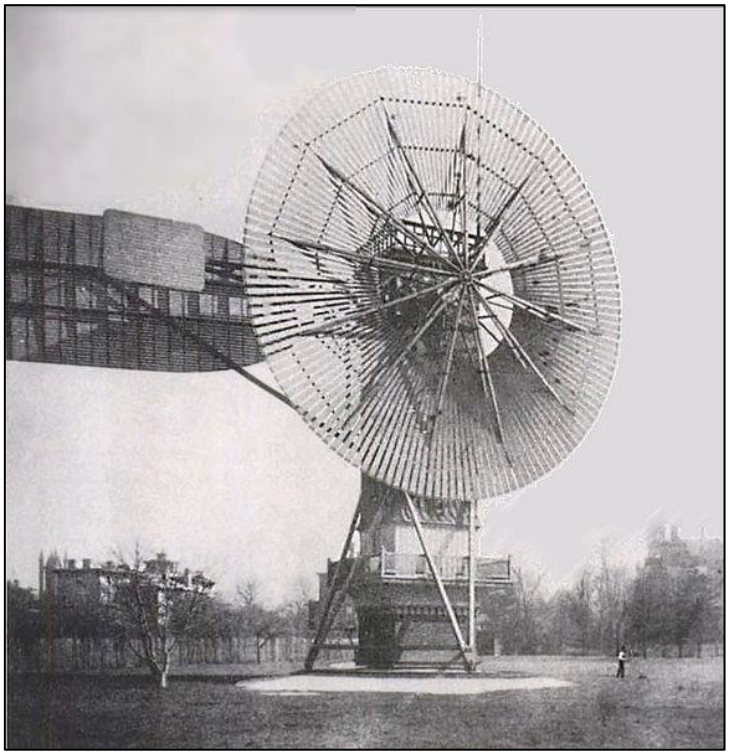


Figura 5 - Turbina eólica construída por Charles Brush [s6]

A razão entre o tamanho da turbina e a energia eléctrica produzida era muito baixa, facto que fez com que a energia eólica só fosse aceite como um método de produção de electricidade economicamente viável muito mais tarde, já no século XX. Neste último século, o cientista dinamarquês Poul la Cour desenvolveu uma turbina eólica capaz de gerar corrente contínua e em 1958 um dos seus alunos, Johannes Juul, desenvolveu o "Conceito Dinamarquês" que permitiu pela primeira vez fornecer corrente eléctrica alternada (convertida a partir da energia eólica) à rede eléctrica. Muitas das turbinas eólicas que hoje operam funcionam com base neste conceito. [s4]

A partir da década de 70 do século XX, o interesse por energias alternativas começou a aumentar, facto em grande medida associado à crise petrolífera que se fez sentir na época e ao movimento anti-energia nuclear na década de 80. Contudo, as turbinas eólicas construídas eram bastante dispendiosas e por isso apenas usadas para investigação. Posteriormente, os programas de investigação dos diversos institutos que investiram no sector da energia eólica contribuíram para o desenvolvimento, regulamentação e melhoria de eficácia das turbinas eólicas, culminando em 1980 com a construção do primeiro parque eólico, em New Hampshire, nos EUA [s7] [s8]. O parque consistia em 20 aerogeradores, cada um com 30 kW de potência instalada. [s4]

Com este sector em franco crescimento, os custos de produção energética diminuíram bastante, tendo em conta os valores do passado, fazendo com que a indústria da energia eólica tenha vindo cada vez mais a aumentar a sua importância no mercado global. [s4]

1.4 Vantagens e desvantagens da Energia Eólica

Dois dos principais pontos fortes deste tipo de energia são sem dúvida o seu carácter inesgotável e não poluente. Aliados a estes factores podem ainda enumerar-se as seguintes vantagens [s9] [s10] [s11] [s12]:

- O funcionamento das turbinas eólicas não gera gases poluentes ou resíduos;
- Reduz a dependência energética em relação ao exterior, sobretudo no que respeita aos combustíveis fósseis;
- Gera poupança devido à menor aquisição de direitos de emissão de dióxido de carbono por cumprir o Protocolo de Quioto e directivas comunitárias, além de menores penalizações devido ao incumprimento das mesmas;
- Os aerogeradores não necessitam de abastecimento de combustível e só necessitam de cuidados de manutenção em cada seis meses;
- A instalação dos aerogeradores permite que actividades como a agricultura se continuem a desenvolver nos terrenos próximos da exploração deste tipo de energia;
- Os parques eólicos são reversíveis, ou seja, no seu fim de vida útil, o terreno onde o parque eólico se encontra pode ser recuperado, ao contrário do que aconteceria no caso de centrais térmicas, nucleares e hídricas;
- São criados postos de trabalho, já que são necessários técnicos especializados para a manutenção dos aerogeradores e para o seu fabrico. Adicionalmente desenvolve o sector da construção, durante a fase de execução do parque eólico.

Contudo, isto não significa que o seu impacte no ambiente seja nulo. As principais desvantagens associadas à energia eólica são as seguintes [s9]:

- A sua produção é intermitente; o vento não sopra sempre com a mesma velocidade e é mais ou menos constante consoante o local onde são instalados os aerogeradores;
- Os parques eólicos têm um grande impacto visual nas paisagens, interferindo também no valor dos terrenos onde se encontram e no sector turístico;
- Produz poluição sonora, resultante do impacto do vento nas pás, fazendo com que as habitações tenham de estar afastadas a uma distância considerável (em geral não inferior a 1,5 quilómetros; normalmente é preconizada uma distância de segurança de 2 quilómetros);
- Pode afectar os hábitos migratórios de aves e alguns mamíferos (devido à produção de infra sons, resultante do funcionamento dos aerogeradores).

Assim, é muito importante conhecer as características do local onde se vão posicionar os parques eólicos, quer para aproveitar ao máximo as potencialidades que esta tecnologia tem para oferecer – sem prejudicar o ambiente – e tendo em conta o conforto das populações nas imediações, caso existam.

1.5 Energia Eólica no Mundo, na Europa e em Portugal

A queima de combustíveis fósseis (petróleo, carvão e gás natural) como fontes primárias de energia em vários sectores económicos (sobretudo os Transportes e a Indústria) tem como principais desvantagens associadas, a produção de gases com efeito de estufa, que contribuem para o aquecimento global.

Este problema é agravado pelo rápido crescimento económico e industrial de países como a China, Índia, Brasil e México, que aumentam significativamente a procura de energia. Por esta razão, a procura por combustíveis fósseis vai continuar a aumentar, o que constitui um imenso problema; por um lado, estes recursos energéticos são finitos e não se encontram distribuídos de forma igual pelo planeta, e por outro, existe hoje um consenso que o aquecimento global poderá trazer um impacto enormemente pernicioso à humanidade.

Uma solução para ultrapassar tanto a crise a médio e longo prazo que representa o aquecimento global, como a dificuldade em aceder aos combustíveis fósseis – que se traduz num aumento do preço da energia – é a utilização de recursos renováveis: a energia solar, eólica, hídrica e a biomassa.

Destacando a energia eólica, que é a forma de energia abordada nesta tese, pode-se observar na Figura 6 o franco crescimento da potência eólica instalada, resultante de um estudo elaborado pelo Conselho Global da Energia Eólica (Global Wind Energy Council, GWEC):

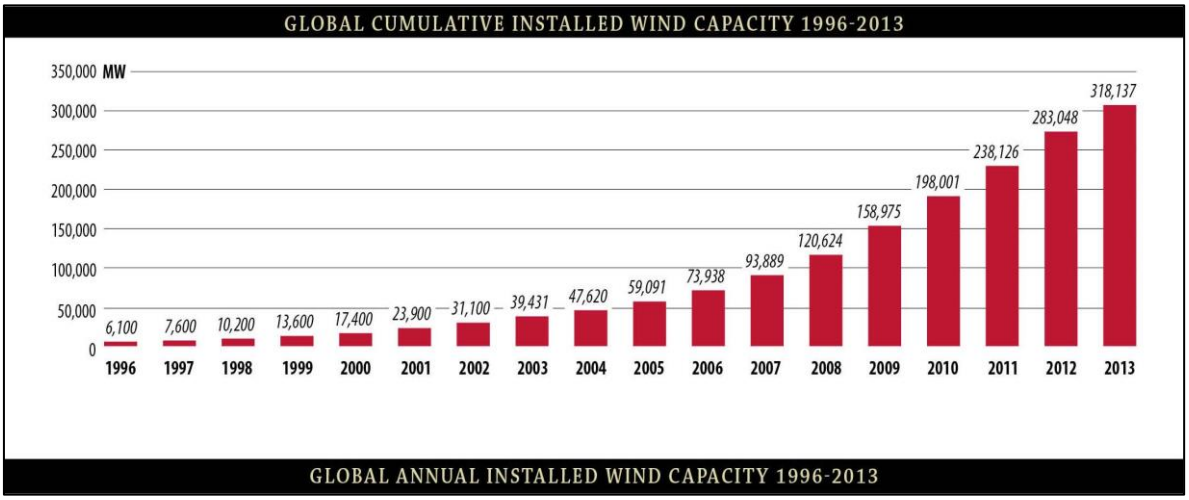


Figura 6 - Capacidade eólica global instalada (acumulada) entre 1996 e 2013. [2]

Estudos realizados pela Associação Mundial de Energia Eólica (World Wind Energy Association), em 2010 e 2011 revelaram que 86 países já utilizam o vento para produzir energia eléctrica. Entre estes destaca-se a China, país em rápida evolução económica e que desde 2010 é o maior produtor de energia eólica, destronando os EUA e a Alemanha [s13]. Salienta-se também que na China se verificou um aumento de potência instalada de 44 000 MW para 62 000 MW, entre 2010 e 2011. Na Figura 7, encontram-se os dados da potência eólica instalada acumulada em 2013, e como se pode confirmar, a China, os EUA e a Alemanha continuam nos lugares do topo [2]:

Country	MW	% SHARE
** PR China	91,424	28.7
USA	61,091	19.2
Germany	34,250	10.8
Spain	22,959	7.2
India	20,150	6.3
UK	10,531	3.3
Italy	8,552	2.7
France	8,254	2.6
Canada	7,803	2.5
Denmark	4,772	1.5
Rest of the world	48,352	15.2
Total TOP 10	**269,785**	**84.8**
World Total	**318,137**	**100.0**

** *Provisional Figure*
* *Projects fully commissioned, grid connections pending in some cases*

Figura 7 - Top 10 de países com capacidade eólica instalada acumulada em Dezembro de 2013. [2]

Tendo em atenção o caso da Europa, tem-se observado um crescimento constante da potência eólica instalada. Um total de 117 GW encontra-se instalado no território da União Europeia. A Alemanha é o país que lidera os países que contribuem para este facto, seguida pela Espanha, Reino Unido, Itália e França. Outros países, como a Dinamarca, Portugal e Suécia, contribuem com uma potência instalada superior a 4 GW. Na Figura 8 pode observar-se a distribuição dos 117 GW instalados na União Europeia [3]:

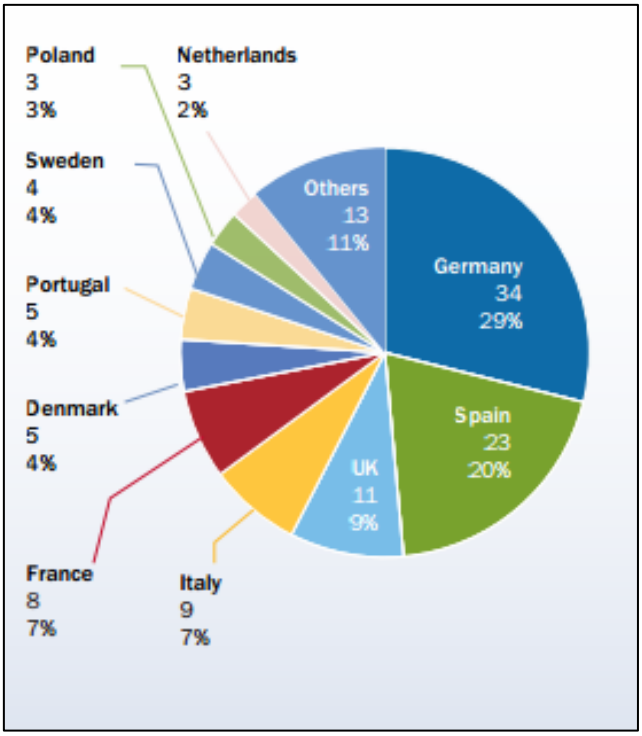


Figura 8 - Capacidade eólica instalada na UE em 2013. [3]

Em Portugal o aproveitamento da energia eólica para produzir energia eléctrica começou em 1986, com a construção do parque eólico de Portuga, na Ilha de Porto Santo, Madeira [s10]. Contudo, só passados 10 anos, em 1996, é que se construiu um parque eólico em território continental [s14]. Porém, em 2004 já existiam 441 aerogeradores distribuídos por 71 parques, com uma potência instalada total de 537 MW [s11] [s14]. Na Figura 9 apresenta-se a evolução desde 2004 até 2013, para ilustrar o crescimento constante da potência eólica instalada.

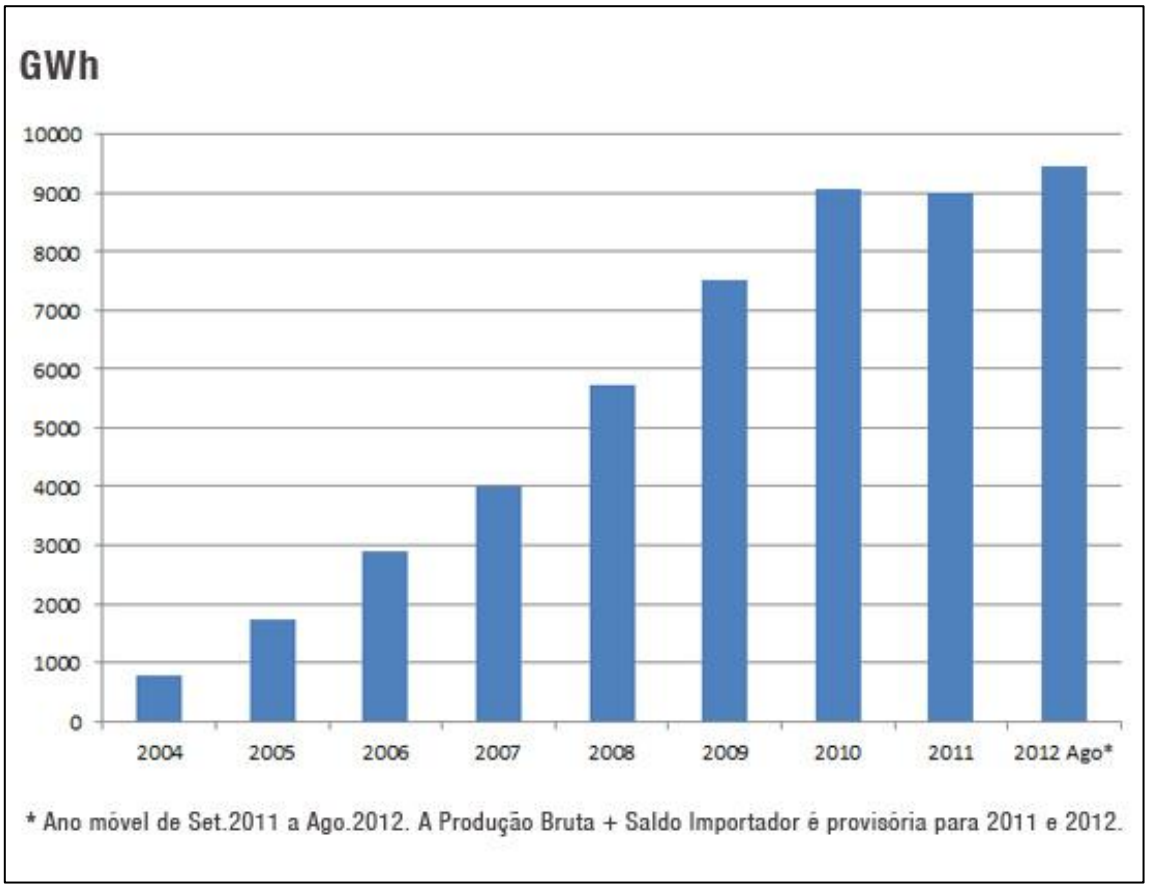


Figura 9 - Evolução da produção de energia eléctrica a partir de fonte eólica. [5]

Os distritos que mais contribuem para este crescimento são: Viseu, Castelo Branco, Coimbra, Vila Real e Lisboa.

Dados resultantes de estudos efectuados pela Associação Mundial da Energia Eólica, revelam que no final do primeiro semestre de 2012, Portugal ocupava a décima posição mundial no ranking dos países com maior capacidade eólica instalada acumulada, com aproximadamente 4,5 GW. [6]

1.6 Parques eólicos em Portugal

Um parque eólico é uma área terrestre (*onshore*) ou marítima (*offshore*) onde se instalam um conjunto de aerogeradores com o objectivo de captar e converter energia eólica em energia eléctrica. Os aerogeradores encontram-se por sua vez ligados a uma rede de transporte e distribuição de energia eléctrica.

Na Figura 10 apresenta-se um mapa de Portugal que mostra a capacidade eólica instalada em cada distrito:

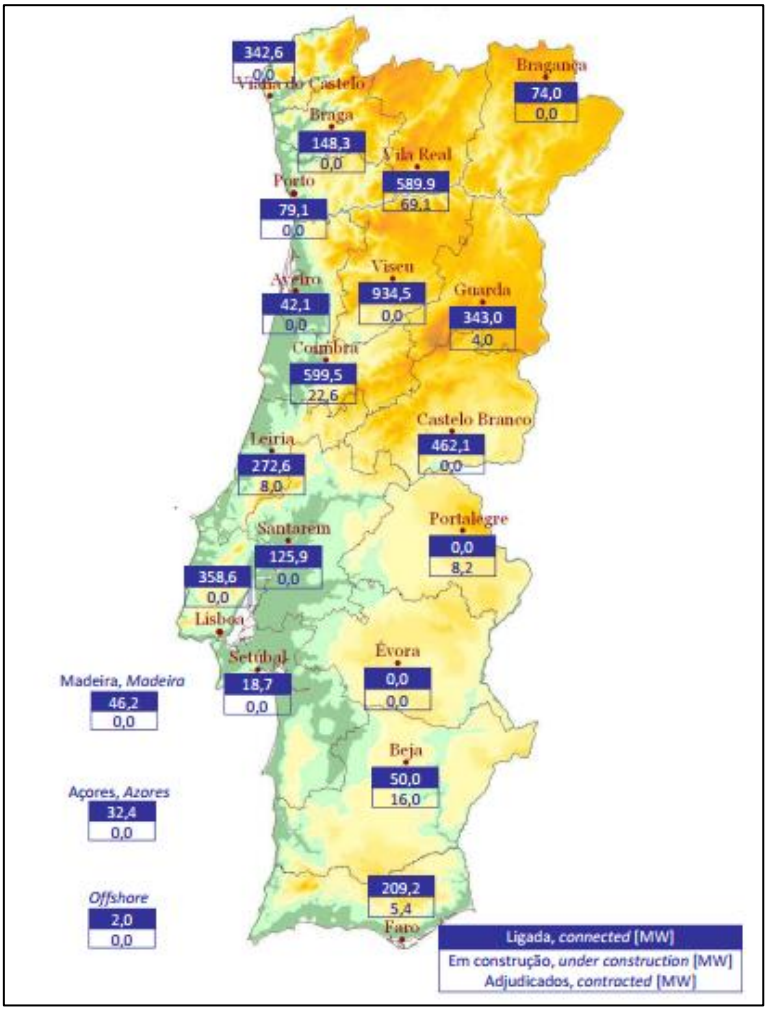


Figura 10 - Capacidade eólica instalada em Portugal, por distrito. [4]

Como se pode verificar a partir da Figura 10, a maior parte dos parques eólicos instalados em Portugal encontram-se sobretudo no Norte do país. Este facto deve-se à existência de locais com maior potencial eólico, em que o vento é mais intenso e persistente, como é o caso das zonas costeiras e montanhosas, e consequentemente a capacidade eólica instalada é muito inferior no Sul.

Portugal possui o parque eólico que ocupa o 13º lugar entre os 20 maiores parques eólicos do Mundo, situado no concelho de Monção, Alto Minho (representado na Figura 11). Entrou em funcionamento em 2008 e foi nessa altura considerado o maior projecto para produção de energia eólica na Europa. É constituído por 120 aerogeradores com capacidade de 2 MW cada, resultando numa potência instalada de 240 MW. A produção anual prevista com este parque é de 530 GWh, tornando esta região como uma das principais exportadoras de energia renovável do país. [s15] [s16] [s17]

Figura 11 - Parque eólico do Alto Minho. [s18]

A energia eléctrica que o parque produz é suficiente para garantir o consumo energético de cerca de 300 mil casas, que são equivalentes a aproximadamente 1,5% do total da energia consumida em Portugal. Este empreendimento permite ainda poupar a emissão de quase 500 mil toneladas de dióxido de carbono por ano, ajudando Portugal a cumprir as metas estabelecidas no âmbito do Protocolo de Quioto, com o objectivo de reduzir a emissão de gases com efeito de estufa. [s15]

Outro facto que torna Portugal um país pioneiro no que respeita ao aproveitamento das energias renováveis é ter participado em 2011 num projecto que consistiu em colocar um protótipo de um aerogerador *offshore* de 2 MW, ao largo da costa da Aguçadoura, Póvoa do Varzim. Já existem torres eólicas *offshore* fundadas no leito marinho, mas esta nova torre distingue-se por possuir uma estrutura semi-submersível, sendo por isso ideal em zonas de águas profundas. Foi ainda o primeiro projecto de energia eólica *offshore* no Mundo que não utilizou equipamentos pesados, correntes neste tipo de empreitadas; as fases da montagem final, instalação e entrada em funcionamento foram executados em doca seca e só posteriormente a estrutura foi transportada para o mar, com auxílio de um reboque marítimo. [s19]

Consequentemente, pode-se afirmar que Portugal é um país que tem tirado proveito das características geográficas do seu território para criar condições que permitem aumentar o uso da energia eólica em seu benefício (em 2013, a energia eólica teve um peso de cerca de 23% em relação a todas as fontes de produção de electricidade, incluindo combustíveis fósseis [s20]) e ainda um país que tem contribuído para a redução da emissão de gases com efeito de estufa.

2. Torres eólicas

2.1 Componentes e funcionamento

As torres eólicas são os equipamentos responsáveis pela conversão da energia cinética do vento em energia eléctrica. Na figura que se segue apresenta-se um esquema com os componentes de um aerogerador [s21] [s22]:

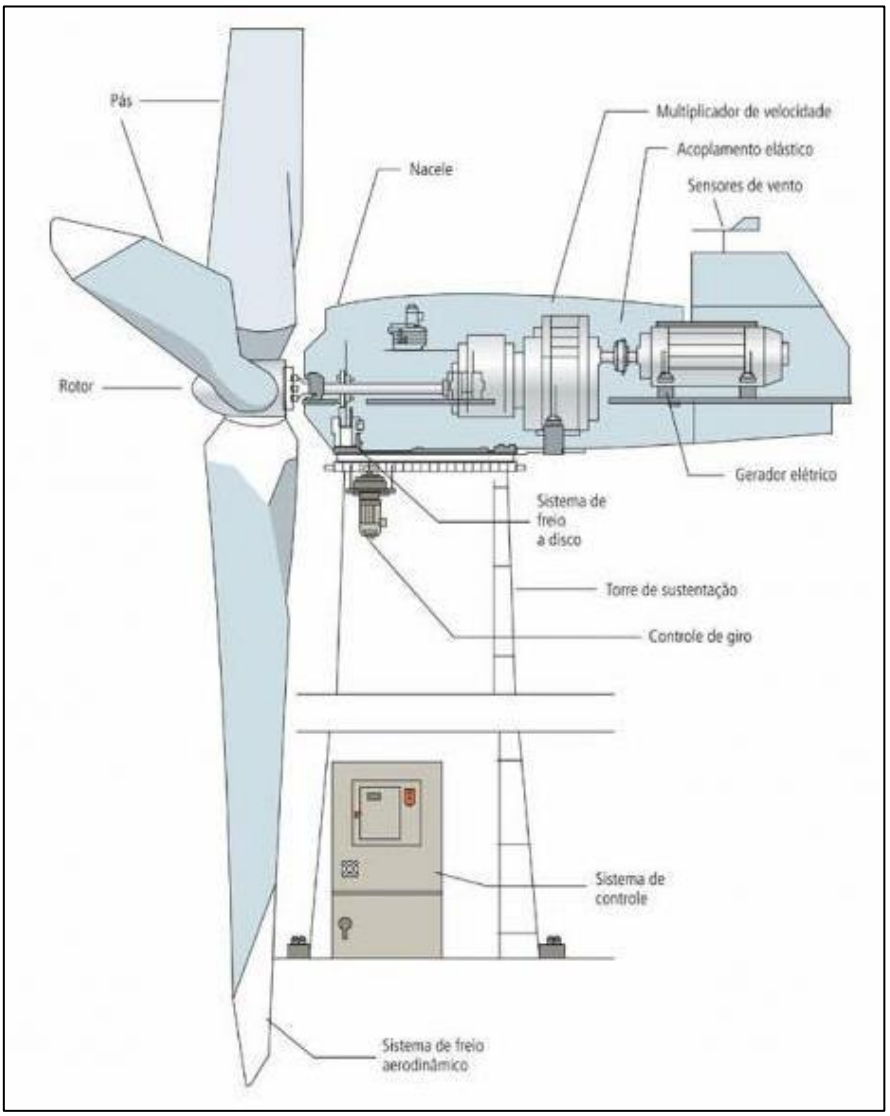


Figura 12 - Componentes de um aerogerador. [s21]

Fundação – elemento estrutural que transmite os esforços impostos pela torre e todos os outros equipamentos ao terreno.

Fuste (ou torre de sustentação) – elemento que suporta o rotor e a *nacele*. Sendo um elemento de grande porte, a sua contribuição no custo inicial do sistema é muito elevada;

Rotor – equipamento que faz a conversão da energia cinética do vento em energia mecânica. É nele que são fixadas as pás;

Pás do rotor – servem para captar a energia eólica e transferir a energia cinética ao centro do rotor;

Sistema de freio aerodinâmico – ligeira torção longitudinal na geometria das pás que reduz o efeito de forças de arrasto (que contribuem para uma diminuição da potência do rotor) nelas provocadas, em situações de ventos com velocidades superiores à nominal.

Sistema de freio a disco – controla a velocidade de movimento das pás; impedindo-as que girem a velocidades acima das quais foram concebidas, em casos de ocorrência de tempestades;

Multiplicador – mecanismo que transmite a energia mecânica do eixo do rotor ao eixo do gerador;

Controlo de giro – mecanismo a partir do qual o sistema de controlo faz girar alguns graus a *nacele* e o rotor, dependendo da direcção do vento, cuja leitura é feita pela veleta;

Gerador eléctrico – equipamento que converte a energia mecânica em energia eléctrica;

Nacele – compartimento que alberga todo o sistema que compõe o gerador;

Anemómetro – aparelho que mede a velocidade do vento;

Veleta – sensor que permite dar a conhecer a direcção do vento;

Sistema de controlo – ajusta e monitoriza electronicamente os parâmetros do sistema para que o aerogerador atinja o rendimento máximo para todo o tipo de condições atmosféricas. Realiza o desligamento do aerogerador em caso de ocorrer uma falha.

No seu conjunto, estes componentes funcionam do seguinte modo: o rotor é constituído pelas pás e por um eixo, ligados através de um rolamento. O vento incide nas pás e a sua potência é transmitida ao rolamento, que por sua vez se encontra ligado a um multiplicador. Este equipamento vai aumentar a velocidade do eixo e a partir dele transmitir a energia mecânica ao gerador eléctrico, que faz a conversão da energia mecânica em energia eléctrica. Essa energia será depois injectada na rede, passando por um processo de elevação de tensão e intensidade de corrente, através de um transformador [s23] [s24]. A Figura 13 apresenta um esquema ilustrativo do funcionamento atrás descrito:

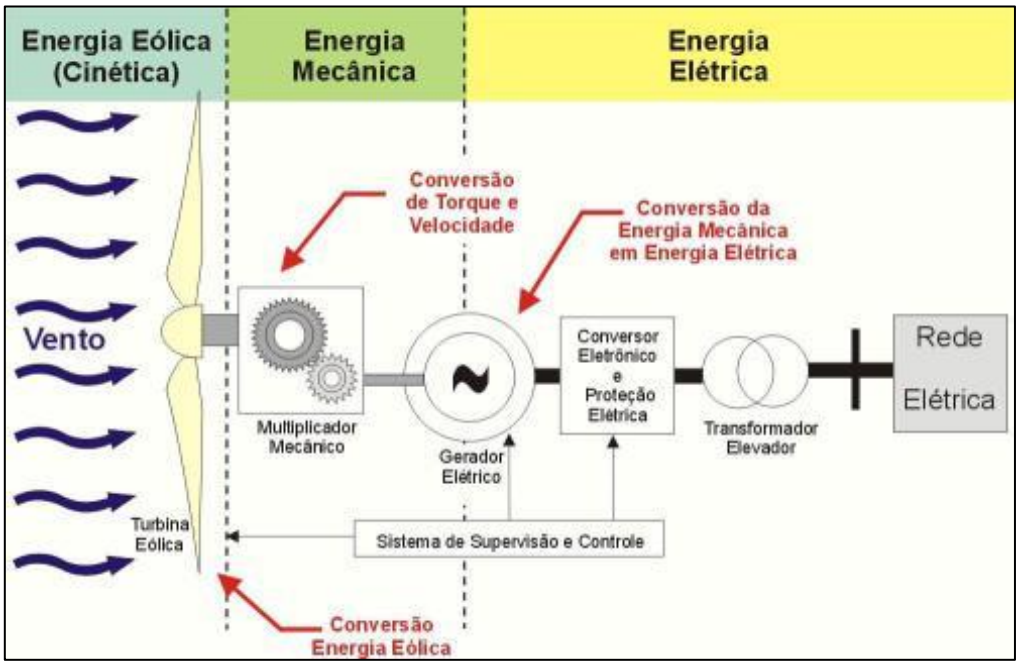


Figura 13 - Esquema de funcionamento de um aerogerador. [s23]

Como foi mencionado anteriormente, o aerogerador extrai energia cinética do vento, que resulta numa travagem do vento imposta pelo equipamento. Assumindo que seria possível extrair 100% da energia cinética do vento, então seria necessário parar totalmente a massa de ar em deslocação e não poderiam ser usadas pás, mas sim algo que cobrisse totalmente a área de passagem. Contudo, dessa forma o rotor não rodaria e portanto a conversão de energia cinética em mecânica (e mais tarde em eléctrica) não seria possível. [s25]

Devido a este facto, em 1919, o físico alemão Albert Betz propôs uma formulação em que o valor que corporiza a travagem do vento pelo aerogerador vai até cerca de 2/3 da velocidade inicial do vento. Esta formulação é conhecida como Lei de Betz. O resultado desta formulação enuncia que só é possível converter aproximadamente 59% da energia cinética em mecânica (e depois em eléctrica), sendo o restante energia desperdiçada. [s25] [s26]

Para a produção de energia eléctrica em larga escala, os aerogeradores devem instalar-se em locais com valores de ventos com velocidades médias anuais superiores a 6 m/s, pois abaixo desse valor deixa de haver viabilidade económica para a envergadura do seu uso. [s25] [s26]

É de salientar ainda que as pás dos aerogeradores começam a rodar entre os 3 e os 5 m/s e os valores de aproveitamento das turbinas encontram-se entre os 9 e os 10 m/s. Assim, as turbinas podem ser desenhadas consoante a zona onde se irão instalar os equipamentos, tendo em consideração os valores das velocidades médias do vento nesses locais. O valor limite de funcionamento das turbinas é de aproximadamente 25 m/s. [s25] [s26]

2.2 Tipos de aerogeradores

Existem aerogeradores de dois tipos, consoante a posição do eixo em torno do qual giram as pás:

Aerogeradores de eixo horizontal (Horizontal Axis Wind Turbines, ou HAWT´s): são os mais comuns e de maior utilização nos parques eólicos. Necessitam de se alinhar com o vento, usando para esse fim um mecanismo electrónico que monitoriza a posição e ajusta o rotor consoante a direcção do vento. Este facto torna este tipo de aerogerador mais eficiente que o de eixo vertical, e por essa razão possui maior custo de instalação, compensado no entanto pela sua eficiência. A turbina é elevada por uma torre e os componentes são impulsionados pela força do vento [s27] [s28]. Na Figura 14 é mostrado este tipo de aerogerador:

Figura 14 - Aerogeradores de eixo horizontal. [s29]

Aerogeradores de eixo vertical (Vertical Axis Wind Turbines, ou VAWT´s): são baseados no mesmo princípio das noras de água, em que esta chega perpendicularmente ao eixo de rotação da nora. Como o gerador é fixo (e portanto não segue a direcção do vento), são de custo inferior quando comparados com os de eixo horizontal. Contudo, é necessário um impulso para o seu sistema eléctrico começar a funcionar. Têm a desvantagem de terem uma menor elevação do rotor, o que se traduz numa menor eficiência (pois a velocidade do vento é menor junto ao solo), mas também por essa razão são mais fáceis de serem instalados [s27] [s28]. Na Figura 15 é mostrado este tipo de aerogerador:

Figura 15 - Aerogerador de eixo vertical. [s30]

3. Casos de estudo

3.1 Tipos de solos

Um dos aspectos condicionantes num projecto para um parque eólico é a sua localização, pois muito raramente o terreno apresenta as mesmas características para uma determinada área, isto é, para diferentes localizações existem solos com parâmetros geotécnicos diferentes: um solo pode ser constituído por mais ou menos estratos e cada estrato tem valores distintos de resistência à deformação, ao corte, à compressão, massa volúmica e tensão admissível. Assim, dois aspectos cruciais a verificar ao analisar o tipo de solo são a sua capacidade de suporte (definida pelo ângulo de atrito, coesão e resistência à compressão) e a deformabilidade (constituída pelo módulo de Young e o módulo de cisalhamento) [11].

São necessários por isso estudos geotécnicos para se obterem as seguintes informações [11]:

- Reconhecer os diferentes estratos geológicos que constituem o subsolo;
- Determinar características geotécnicas, nomeadamente identificação, propriedades e estado dos parâmetros de resistência;
- Detectar eventual presença de níveis freáticos que possam condicionar os trabalhos;
- Determinar a resistividade dos materiais que constituem o subsolo, no âmbito do fornecimento e instalação da cablagem de condutores de ligação dos equipamentos eléctricos à terra;
- A partir dos pontos descritos anteriormente, definir critérios suficientes para justificar a escolha da solução de fundação e prevenir fenómenos de instabilização.

Para se poderem obter estas informações, é necessário em primeiro lugar consultar cartas geográficas da região, fotografias aéreas (se existirem) e fazer uma inspecção preliminar da zona, para detectar possíveis afloramentos que evidenciem os diferentes materiais geológicos envolvidos [11].

O reconhecimento visual e os levantamentos de campo a serem realizados terão lugar em estações de pesquisa na área onde se irá instalar o parque eólico. Estas estações serão fundamentalmente constituídas por poços e perfis de tomografia eléctrica [11].

A exploração do subsolo com auxílio de correntes eléctricas usa principalmente o método da sondagem eléctrica vertical (SEV), combinado com métodos de prospecção eléctrica contemporânea. Este método consiste na introdução de eléctrodos no terreno, a diferentes intervalos de profundidade, unidos a um cabo que os conecta a uma unidade central. A diferença de potencial entre dois eléctrodos quando neles passa corrente eléctrica permite obter informação acerca da natureza do material onde eles se encontram cravados e a sua resistividade [11].

Devido às suas características de resistência, é uma situação mais favorável fundar uma estrutura num terreno constituído principalmente por rocha do que por solo não rochoso. Existem várias características que diferenciam os solos não rochosos das rochas [7]:

Granulometria: nos solos não rochosos este parâmetro é perceptível ao nível da amostra da mão, enquanto na rocha apenas se pode detectar ao nível do maciço rochoso [7];

Génese e depósito: os solos não rochosos, embora se formem à superfície por processos de erosão e transporte, podem depositar-se em profundidade por processos de estratificação e sedimentação. As rochas formam-se em profundidade, podendo no entanto aflorar devido a fenómenos tectónicos ou de erosão [7];

Resistência mecânica: os solos não rochosos possuem pouca capacidade de suportar solicitações sem atingirem a ruptura (aproximadamente tensões inferiores a 20 kg/cm^2 ou 2 MPa, à compressão simples). As rochas têm muito maior resistência; apresenta-se a seguir a Figura 16 com a classificação proposta pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM - International Society for Rock Mechanics), que em função do grau de qualidade da rocha traduz a relação entre a resistência à compressão simples, o índice de carga pontual e o seu comportamento face a análises recorrendo a um martelo de geólogo [7]:

GRAU	DESIGNAÇÃO	σ_c (MPa)	$I_{S(50)}$ (MPa)	ANÁLISE EXPEDITA
R6	Extremamente elevada	>250	>10	A rocha lasca depois de sucessivos golpes de martelo e ressoa quando batida
R5	Muito elevada	100 – 250	4 – 10	Requer muitos golpes de martelo para partir espécimes intactos de rocha
R4	Elevada	50 – 100	2 – 4	Pedaços pequenos de rocha seguros com a mão são partidos com um único golpe de martelo
R3	Mediana	25 – 50	1 – 2	Um golpe firme com o pico do martelo de geólogo faz identações até 5 mm; com a faca consegue-se raspar a superfície
R2	Baixa	5 – 25	(*)	Com a faca é possível cortar o material, mas este é demasiado duro para lhe dar a forma de provete para ensaio triaxial
R1	Muito baixa	1 – 5	(*)	O material desagrega-se com golpe firme do pico de martelo de geólogo
R0	Extremamente baixa	0,25 – 1	(*)	Consegue-se marcar com a unha

(*) – Não são consideradas minimamente fiáveis as correlações com a resistência à compressão simples.

Figura 16 - Classificação da resistência mecânica das rochas.

Deformabilidade: os solos não rochosos apresentam elevados valores de deformabilidade, tanto maiores quanto maior a quantidade de argila que possuírem. Nas rochas os valores de deformabilidade são muito menores [7];

Influência da água: nos solos não rochosos é sempre negativa e é tanto pior quanto em maior quantidade for a percentagem de argila em presença e o teor em água (e as substâncias nela dissolvidas). Nas rochas, a influência da água só é prejudicial a médio/longo prazo [7];

Coesão e petrificação: nos solos não rochosos a coesão ocorre quando na fase sólida existirem ligações significativas com origem na água intersticial da fase líquida. Nas rochas, as ligações são de origem pétrea e provêm, por exemplo, de fenómenos de diagénese ou por processos cristalográficos [7].

Será importante salientar que apesar das características acima descritas, existem solos que poderão possuir ligações fortes na fase sólida e que podem ter assimilado uma maior ou menor petrificação, e existirem rochas com um elevado grau de alteração e que por isso possuem baixa petrificação. Por esta razão, como não há uma forma inequívoca de identificação, neste caso os terrenos têm a designação de terrenos de transição. [7]

Para se obterem as características dos terrenos efectuam-se os seguintes ensaios em laboratório [11]:

Análise granulométrica: recorrendo à peneiração e sedimentação, serve para determinar as dimensões das partículas das amostras de um solo, analisando a sua distribuição percentual e peso de cada fracção granulométrica a considerar;

Limites de Atterberg: também conhecidos por limites de consistência, permitem definir os limites de liquidez, plasticidade e retracção de um solo argiloso. A partir desses limites, que não são mais do que teores em água, é possível relacionar a percentagem de argila presente no solo;

Análise química: através do uso de várias substâncias químicas, permite detectar a presença de sulfatos, sais solúveis, acidez e matéria orgânica na amostra de solo;

Ensaio Proctor: permite determinar o teor em água óptimo e a baridade seca máxima dum solo, que são parâmetros importantes aquando da execução do aterro; o teor em água óptimo é o teor com o qual se deve compactar o terreno conseguindo o melhor arranjo de partículas para uma certa energia de compactação. A baridade seca máxima permite avaliar a qualidade de execução do aterro;

Ensaio CBR: dá a conhecer a expansão de um solo quando este estiver saturado, além de fornecer indicações da perda de resistência desse solo com a saturação;

Ensaio edométrico: permite determinar as características de compressibilidade e consolidação dos solos, características essas que interessam à determinação dos assentamentos e à sua variação no tempo;

Ensaio de corte directo: consiste em envolver uma amostra cilíndrica por uma membrana de borracha, rodeada por anéis de aço sobrepostos. Aplica-se uma força normal constante, no topo da amostra e uma força tangencial crescente. Com este ensaio obtêm-se as características de deformabilidade e resistência dos solos;

Ensaio Franklin (ou de carga pontual): permite obter a resistência à compressão simples através da determinação do índice de resistência provocando a ruptura de amostras aplicando uma força pontual crescente;

Ensaio triaxial – determina a coesão não drenada e o ângulo de resistência ao corte do solo. É realizado aplicando num provete uma tensão axial, empregue através de um êmbolo e uma tensão radial aplicada com pressão de água.

3.2 Tipos de fundações

A fundação é o elemento construtivo que vai fazer a ligação entre o conjunto da torre e o aerogerador (e todas as cargas, tanto estáticas como dinâmicas, a que esse conjunto está sujeito) e o solo. Irá suportar assim todas as cargas estáticas – como o peso próprio – e as dinâmicas – como o vento e os sismos.

Enquanto na maioria das estruturas em Engenharia Civil as fundações são projectadas para suportar as cargas verticais, as fundações das torres eólicas terão de suportar essencialmente forças horizontais, impostas pelo vento, que irão originar valores muito elevados de momentos flectores na base da torre e na fundação.

Tal como nos edifícios, o tipo de fundação das torres depende das características resistentes dos solos onde se irão localizar os equipamentos. Assim, para solos com características geotécnicas mais resistentes, existem as fundações directas, constituídas em geral por sapatas. Para solos com características de resistência mais fracas, as fundações a considerar serão indirectas, constituídas por estacas [s31]. Existem ainda situações mistas, em que as características dos solos em presença não são uniformes.

Neste subcapítulo serão descritas mais pormenorizadamente cada uma destas das soluções, mas considerando apenas as fundações para torres eólicas de parques industriais *onshore*. Assim, para esse caso têm-se os seguintes tipos de fundações:

Mono-estaca: têm dimensões estruturais limitadas e usam-se para solos com características geotécnicas fracas. A rigidez da torre vai influenciar a sua altura e o tamanho das pás. Embora seja uma fundação mais comum em torres eólicas *offshore*, este tipo de fundação também é usado em torres *onshore* de dimensões mais reduzidas. Podem ser pré-fabricadas ou betonadas *in situ* [11].

Figura 17 - Aerogeradores *offshore* em fundação do tipo mono-estaca. [s32]

Pré-fabricada: é uma fundação superficial usada em solos com características resistentes elevadas. Superiormente, a fundação é formada por uma laje superior (de forma circular ou poligonal) armada e betonada *in situ*. Inferiormente é constituída por nervuras (de secção rectangular ou trapezoidal), também de betão armado. Estas nervuras poderão ser pré – fabricadas ou armadas e betonadas *in situ* e têm como função tornar a laje superior mais rígida. Este tipo de fundações tem como principal vantagem associada a poupança de tempo na sua construção e a redução de custos de aplicação quando comparada com as betonagens tradicionais [s33]. Na Figura 18 é mostrada uma sapata deste tipo:

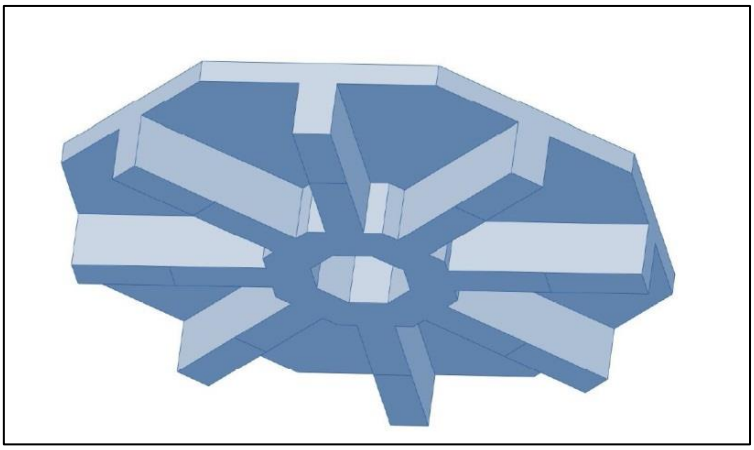


Figura 18 - Sapata pré-fabricada. [s34]

Sapatas: tal como nos edifícios, são consideradas como fundações superficiais – ou directas – usadas em solos com características geotécnicas com resistência considerável, a pouca profundidade da superfície do terreno. Estas fundações possuem normalmente um diâmetro elevado para facilitar a capacidade suporte da torre em relação à turbina. Podem ter secção rectangular, trapezoidal, combinação de rectangular com trapezoidal e circular; contudo, a secção mais comum é a circular, pois tem em conta os seguintes factos [11]:

- A distribuição das forças na sapata é uniforme, independentemente da direcção do vento. Ao contrário das sapatas em cruz ou poligonais, não existem sobrecargas nas esquinas;
- O volume de betão e quantidade de aço necessários para a sua execução serão menores, resultando por isso num volume economicamente mais viável com uma área mais reduzida;

Figura 19 - Sapata circular de uma torre eólica. [s35]

Contudo, as sapatas circulares têm como desvantagem a mão-de-obra para a execução das armaduras radiais ser muito superior à mão de obra necessária para executar armaduras das outras secções atrás referidas.

Estacas: constituem um tipo de fundação profunda – ou indirecta – em casos onde o solo com características geotécnicas necessárias para suportar as cargas impostas pela torre se encontram muito abaixo da superfície do terreno. Este tipo de fundações prevê ainda o uso de um maciço de fundação, executado a pouca profundidade em relação à superfície do terreno [11].

Figura 20 - Fundação de uma torre eólica constituída por estacas. [s36]

3.3 Tipos de torres

As torres que suportam as turbinas poderão ser de dois tipos:

Tubulares auto-suportadas – são as torres mais usadas para suportar a *nacele*, o rotor e as pás. São formadas por segmentos cilíndricos ou cónicos, instalados com auxílio de uma grua. Os segmentos são soldados longitudinalmente e transversalmente de forma a constituir secções. As secções são ligadas entre si por aparafusamento através de flanges existentes tanto no topo como na base de cada secção. O betão armado apresenta algumas vantagens em relação ao aço, nomeadamente um melhor comportamento dinâmico em altura e a possibilidade de construção *in situ*, eliminando o problema da limitação das dimensões das secções que podem ser condicionadas pelo seu transporte [s37]. Como estas torres são ocas, têm ainda a vantagem de permitirem instalar uma escada ou um elevador no seu interior, sendo mais seguras aquando da manutenção das turbinas.

Figura 21 - Troços de uma torre tubular. [s38]

Treliçadas – são constituídas por perfis metálicos. Possuem menos peso do que as torres tubulares e são mais fáceis de transportar, montar (factos que se devem essencialmente a um tamanho mais reduzido dos perfis utilizados) e efectuar a manutenção. A escolha deste tipo de torre permite ainda, uma maior facilidade no que diz respeito ao controlo da capacidade resistente e controlo da frequência natural de vibração, embora a altura atingida seja inferior quando comparada com a da torre tubular de betão [s39]. Além disso são mais inestéticas e devido ao elevado número de parafusos expostos nas ligações, leva a uma verificação da segurança mais cíclica e exigente, sendo também mais afectada por problemas de corrosão.

Figura 22 - Torre eólica treliçada. [s40]

Actualmente, as torres mais correntes são as tubulares e são essas que se vão considerar no desenvolvimento da presente dissertação.

3.3 Processo construtivo

Para construir um parque eólico é necessário ter em conta uma série de actividades fundamentais, sem as quais a sua execução deixa de ser possível; assim, neste subcapítulo serão descritas duma forma sintetizada as fases mais importantes dessas actividades.

Além do estudo geológico e geotécnico, cujas especificidades se mencionam no subcapítulo 3.1 (com a designação "Tipos de solos"), tem de ser ter em atenção os acessos ao parque eólico, a drenagem, as plataformas de trabalho, o transporte dos componentes dos aerogeradores para o local de obra e o Estudo de Impacte Ambiental [11].

No estudo prévio será necessário ter em consideração as condições de acesso e vias que possam já existir no local, de forma a tirar o máximo partido das mesmas, ou caso essa situação não seja compensatória, proceder à realização dos trabalhos de execução de vias com o mínimo de movimentação de terras. Desta forma, existirá uma compensação entre o volume de escavação e o volume de aterro [11].

Quanto ao traçado em planta e ao perfil longitudinal deverão ser respeitados os seguintes condicionalismos [11]:

- Os elementos curvos dos acessos deverão possuir um raio de curvatura que não limite a circulação dos veículos de transporte dos aerogeradores;
- A inclinação máxima dos trainéis deve ser respeitada, não devendo ultrapassar os 12%.

Ao longo dos acessos é necessário ainda realizar o projecto de execução da drenagem, tanto transversal como longitudinal; a transversal materializa-se essencialmente por passagens hidráulicas e permite dar continuidade às linhas de água existentes; a longitudinal é constituída por valetas que conduzem as águas da plataforma da via e dos taludes adjacentes para as linhas de água respectivas [11].

Para a montagem dos aerogeradores e operações de manutenção e reparação, terão de ser construídas plataformas de trabalho nos locais de implantação dos grupos de aerogeradores.

Figura 23 - Plataformas de montagem dos aerogeradores. [s41]

Estas plataformas correspondem a zonas do terreno natural que depois da desmatação e decapagem são consolidadas e regularizadas com as terras que resultam da escavação necessária à implantação dos maciços de fundação do grupo de aerogeradores, se forem consideradas adequadas para terras de aterro. As plataformas deverão possuir as dimensões mínimas necessárias para que se possam dispor os componentes dos aerogeradores, e ainda existir espaço livre para a movimentação das gruas a utilizar no decurso dos trabalhos de montagem. A geometria destas áreas de trabalho deverá acompanhar as curvas de nível do terreno, de forma gradual, com inclinações suaves, de modo a obter-se uma inserção harmoniosa da plataforma na paisagem. É corrente usar-se saibro na superfície da plataforma, não sendo necessária a impermeabilização do terreno [11].

Depois da montagem dos aerogeradores, as plataformas terminam as suas funções mas são mantidas, pois irão ser reutilizadas para as operações de manutenção que mobilizem equipamentos pesados. Quanto ao processo construtivo do próprio aerogerador em si, já depois de executadas as etapas descritas anteriormente, podem ser enumeradas as seguintes fases [11]:

Execução das estacas (para casos em que o terreno de fundação se encontre a uma profundidade considerável): estes elementos serão construídos com recurso à cravação de tubos moldadores no terreno. Depois de cravados, o terreno no interior do tubo é retirado com auxílio dum trado mecânico e o fundo preenchido com betão de limpeza para posteriormente se inserirem as armaduras, executarem as betonagens e sanear a cabeça das estacas. Procede-se depois à execução da sapata (ou bloco de fundação), cujo processo se descreve a seguir;

Execução das sapatas: inclui escavação do terreno; aplicação de uma camada de betão de classe inferior à que se usará na sapata (para regularizar o fundo da sapata); colocação do anel de fundação (que vai servir de ligação ao primeiro tramo da torre); corte, dobragem, armação e aplicação de armaduras; cofragem (que poderá ser perdida ou recuperável) e betonagem da sapata (incluindo vibração);

Transporte para o local de construção dos tramos que compõem a torre, *nacele* e pás do rotor; a instalação destes componentes é feita recorrendo a gruas móveis.

Figura 24 - Transporte de uma pá do rotor. [s42]

O Estudo de Impacte Ambiental (EIA) é um documento orientador no processo da Avaliação de Impacte Ambiental, que por seu lado é um instrumento de carácter preventivo da política do ambiente. Uma das suas principais características é a identificação e previsão dos efeitos ambientais de projectos (neste caso concreto, das consequências da construção de um parque eólico) e da definição de medidas que evitem, amenizem ou compensem esses efeitos [s43]. Alguns dos condicionantes derivados do EIA são:

- Protecção do solo;
- Protecção da atmosfera;
- Protecção da paisagem;
- Protecção das linhas de água;
- Protecção da fauna e flora;
- Gestão de resíduos.

3.4 Ligação entre a torre e a fundação

Este subcapítulo refere-se à ligação entre a base da torre e a sapata de betão (ou maciço de fundação, no caso da fundação ser constituída por estacas). Esta ligação é muito importante já que é responsável por fazer a conexão entre o elemento estrutural que transmite as cargas (o fuste) e a sapata, que distribui as cargas de toda a estrutura para o terreno. Existem duas formas distintas de se obter esta ligação: através da inserção de um anel de aço na fundação, ou recorrendo a uma "gaiola".

Inserção de anel de aço – é uma peça colocada na sub-base antes da betonagem e cuja altura é nivelada com pernos de ajuste. Existe uma flange na parte superior do anel, onde a torre será fixada e uma flange na parte inferior. Entre as flanges, o anel contém aberturas pelas quais irão passar barras de reforço, cobertas por um material selante que evite o contacto directo dessas barras com o anel. [8]

Figura 25 - Anel de inserção. [8]

"**Gaiola**" – este tipo de ligação é constituído por duas chapas de aço em forma de anel: uma de fixação e outra de distribuição de carga, fixa através de parafusos que são fixados na estrutura por meio de uma flange posicionada no anel inferior. Depois de executada a betonagem, o anel superior é nivelado e fixo de forma a poder ser nele colocado a flange da torre, cuja conexão é feita com parafusos pré-esforçados [8] [16] [s33].

Figura 26 - "Gaiola" [8]

4. Dimensionamento de fundações

4.1 Acções para dimensionamento

Neste subcapítulo serão descritas as acções a considerar no dimensionamento das fundações para torres eólicas – que é o assunto principal desta dissertação – e para tal, foram tidos em atenção o conteúdo dos seguintes regulamentos:

- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP);
- Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas;
- Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico – Parte 1-1: Regras gerais.

Em primeiro lugar, há que mencionar a existência dos dois tipos de acções a ter em conta: as acções permanentes e as variáveis.

Acções permanentes – segundo o RSAEEP, são as "que assumem valores constantes durante o período de vida útil da estrutura". De entre elas irão contabilizar-se as seguintes [13]:

- Peso próprio da torre eólica;
- Peso próprio da sapata;
- Peso próprio do aterro;
- Peso dos equipamentos.

Acções variáveis – segundo o RSAEEP, são as "que assumem valores com uma variação significativa relativamente ao seu valor médio durante a vida da estrutura". Para o dimensionamento das fundações das torres eólicas são de notar as seguintes [13]:

- Acção do vento;
- Acção dos sismos.

Para efectuar as verificações de segurança será ainda importante referir os seguintes conceitos, segundo o EC0 (Eurocódigo 0) [14]:

Estados Limite Últimos (ELU): são os "estados associados ao colapso ou a outras formas semelhantes de ruína estrutural. Correspondem, em geral, à capacidade resistente máxima de uma estrutura ou elemento estrutural";

Estados Limite de Utilização (ELUt): são os "estados que correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura ou para um elemento estrutural deixam de ser satisfeitos".

A verificação aos ELU é feita tendo em atenção que o valor de cálculo das forças actuantes tem de ser inferior ou igual ao valor de cálculo das forças resistentes. Nesta tese são pertinentes os seguintes ELU:

EQU: perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não são significativos no que diz respeito à capacidade resistente;

STR: rotura ou deformação excessiva da estrutura, em que a resistência dos materiais estruturais é determinante na capacidade resistente;

GEO: rotura ou deformação excessiva do terreno, onde as características resistentes do terreno são determinantes na capacidade resistente.

Quanto aos ELUt, será relevante mencionar a fendilhação do betão que constitui as sapatas e blocos de fundação. Apesar de a curto prazo a fendilhação não afectar as características resistentes da estrutura, a longo prazo vai afectar a sua durabilidade e a função para a qual a fundação foi concebida.

As razões para precaver o aparecimento de fendas no betão das fundações são evitar a penetração de agentes agressivos que corroam as armaduras e limitar a permeabilidade das fendas [17]. Por outro lado, se a fendilhação for tal que não impeça a corrosão do aço, dá-se um aumento de volume devido ao aparecimento de óxido de ferro que vai provocar tensões no betão, originando fendas longitudinais e destacamento de betão de recobrimento [18].

4.2 Programa informático SAP2000

Segundo [s44], o SAP 2000 é um *software* de dimensionamento com base em modelo "de elementos finitos, com interface gráfico 3D orientado a objectos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, a modelação, análise e dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas de engenharia de estruturas".

De uma forma mais particular, o que se vai realizar neste programa é a modelação de uma sapata e de um bloco de fundação suportado por estacas, bem como as acções a que estes elementos se encontram sujeitos. Desta forma será possível determinar os esforços que irão influenciar directamente a quantidade de armaduras que a fundação terá de possuir para cumprir as verificações de segurança necessárias para desempenhar sem riscos estruturais a função para a qual foi dimensionada.

É importante salientar que este *software* apresenta algumas limitações no que diz respeito às modelações, nomeadamente:

- A geometria da sapata e do bloco: só é possível modelar com relativa facilidade formas paralelepipédicas;
- O resultado da aplicação das forças o vento a 45º (que é a mais gravosa) não é precisa, pois não é possível aplicar as forças no plinto com esse ângulo;
- As características dos vários tipos de solo em profundidade não são homogéneas nem isotrópicas, situação contrária à dos modelos. Este facto poderá interferir com os resultados obtidos aquando da modelação das estacas;

- Devido às razões acima descritas, os diagramas dos esforços serão de certa forma algo diferentes da realidade e por isso o dimensionamento das armaduras pode ser aproximado, podendo existir subdimensionamento ou sobredimensionamento de armaduras.

Para o controlo de fendas ser efectuado, o EC2 (Eurocódigo 2) (capítulo 7.3.2 (1)) prevê "uma quantidade mínima de armaduras aderentes para limitar a fendilhação nas zonas em que se prevejam tensões de tracção" e diâmetros e espaçamentos máximos de varões, consoante as tensões a que se encontrem sujeitos (capítulo 7.3.3 (2)) [19].

4.3 Pesos volúmicos

Os materiais a serem considerados no dimensionamento serão o betão e o aço. Segundo o RSAEEP (capítulo III, artigo 14º [13]), para betão armado de inertes correntes, o peso volúmico que se pode ter em conta é de 25 kN/m^3 e para elementos de aço é de 77 kN/m^3. Para o aterro foi considerado um peso próprio de 18 kN/m^3. São a partir destes valores que se irão calcular os pesos próprios dos elementos já anteriormente mencionados.

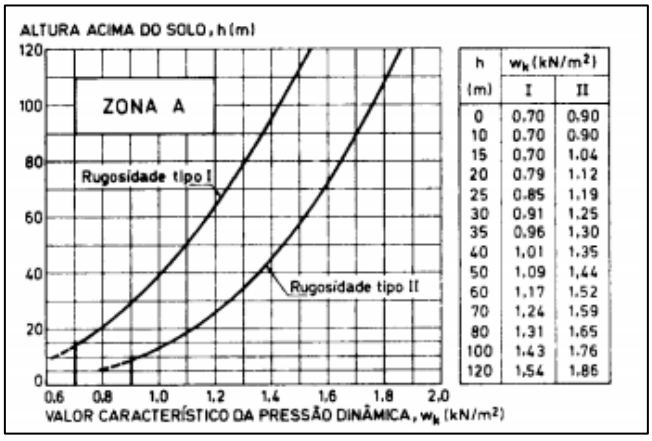
4.4 Acção do vento

O vento vai incidir no fuste e nos equipamentos no topo do mesmo. Como a velocidade do vento varia consoante a altura, considerou-se a divisão do fuste em troços e admitiu-se que em cada troço a velocidade é constante.

Em primeiro lugar é preciso ter em conta o zonamento do território (RSAEEP, capítulo V, artigo 20º [13]): considera-se a zona B, pois corresponde a zonas com exposição mais desfavorável ao vento.

A rugosidade aerodinâmica também é um factor a contabilizar (RSAEEP, capítulo V, artigo 21º [13]), pois os obstáculos no solo influenciam a variação da velocidade do vento. Assim, como os parques eólicos se localizam em áreas não urbanas, considera-se a rugosidade II.

Outro aspecto a ter em conta é a pressão dinâmica do vento, w_k; os valores característicos deste parâmetro para a zona B são obtidos multiplicando por 1,2 os valores indicados para a zona A, que se podem retirar da seguinte Figura 27:



h (m)	w_k (kN/m²) I	II
0	0.70	0.90
10	0.70	0.90
15	0.70	1.04
20	0.79	1.12
25	0.85	1.19
30	0.91	1.25
35	0.96	1.30
40	1.01	1.35
50	1.09	1.44
60	1.17	1.52
70	1.24	1.59
80	1.31	1.65
100	1.43	1.76
120	1.54	1.86

Figura 27 - Valores característicos da pressão dinâmica. [13]

Os valores reduzidos desta pressão serão obtidos através dos seguintes coeficientes: $\psi 0 = 0{,}4$; $\psi 1 = 0{,}2$ e $\psi 2 = 0$.

4.5 Acção dos sismos

A acção sísmica também é quantificada com base no RSAEEP. Tal como na quantificação da acção do vento, é necessária a determinação da zona sísmica; por ser a mais desfavorável, considerou-se a zona A.

De acordo com o RSAEEP – artigo 30.6º (referente à determinação dos efeitos da acção dos sismos) [13] – e como a estrutura em estudo não é nem uma ponte nem um edifício, o cálculo desta acção pode ser simplificado da seguinte forma: considerou-se que a massa está concentrada a meia altura de cada troço do fuste e as forças resultantes a aplicar em cada troço são obtidas a partir da expressão:

$$F = G \times \beta \qquad \text{[Equação 1]}$$

Em que:

- $\beta = 0{,}22 \times \alpha$ – representa o coeficiente relativo à acção dos sismos numa dada direcção;
- α – coeficiente de sismicidade que depende da zona;
- G – massa do troço.

4.6 Combinação de esforços

Para a verificação da segurança, não se majoram as acções do peso próprio nem das restantes cargas permanentes, por esta situação conduzir a situações mais desfavoráveis. As combinações de acções a considerar são as seguintes:

Acção variável que tem por base o vento (FW_{Sd})

$$FW_{Sd} = 1{,}0 \times p.p + 1{,}0 \times r.c.p + 1{,}5 \times V \qquad \text{[Equação 2]}$$

Em que:

- p.p – acção do peso próprio;
- r.c.p – acção das restantes cargas permanentes;
- V – acção do vento.

Acção variável que tem por base os sismos ($FSIS_{Sd}$)

$$FSIS_{Sd} = 1{,}0 \times p.p + 1{,}0 \times r.c.p + 1{,}5 \times SIS \qquad \text{[Equação 3]}$$

Em que:

- p.p – acção do peso próprio;

- r.c.p – acção das restantes cargas permanentes;
- SIS – acção dos sismos.

4.7 Combinação de acções

De acordo com o EC7 [15], foi considerada a Abordagem de Cálculo 1 em que os coeficientes parciais são aplicados às acções e aos parâmetros resistentes. Nesta abordagem são consideradas a Combinação 1 e a Combinação 2; a primeira leva a resultados mais desfavoráveis quando se tem em vista o dimensionamento estrutural da fundação (ELU STR) enquanto a segunda dá mais importância ao dimensionamento no que diz respeito ao ponto de vista geotécnico (ELU GEO). As parcelas que compõem estas duas combinações são as seguintes:

- Combinação 1: A1 "+" M1 "+" R1;
- Combinação 2: A2 "+" M2 "+" R1.

Em que:

- A1 e A2 são os efeitos das acções majoradas pelos respectivos coeficientes parciais de segurança;
- M1 e M2 são os parâmetros que definem as propriedades dos solos minorados também por coeficientes parciais de segurança;
- R1 representa a resistência dos materiais, afectada por um coeficiente de segurança unitário;
- O símbolo "+" significa "combinado com".

Os valores dos coeficientes parciais de que se fez menção encontram-se no Quadro 1 e no Quadro 2:

Quadro 1 - Coeficientes parciais de segurança das acções.

Acções	A1	A2
γ_G – permanente desfavorável	1,35	1,00
γ_G – permanente favorável	1,00	1,00
γ_Q – variável desfavorável	1,50	1,30
γ_Q – variável favorável	0	0

Quadro 2 - Coeficientes parciais de segurança dos materiais.

Parâmetro	M1	M2
$\gamma_{\phi'}$ – ângulo de atrito	1,00	1,25
$\gamma_{c'}$ – coesão	1,00	1,25
$\gamma_{cu'}$ – resistência ao corte	1,00	1,40
$\gamma_{\gamma'}$ – peso do solo	1,00	1,00

Para o caso das estacas, considerou-se igualmente a Abordagem de Cálculo 1 e as suas duas combinações:

- Combinação 1: A1 "+" M1 "+" R1;
- Combinação 2: A2 "+" (M1 ou M2) "+" R4.

Os coeficientes parciais de segurança para as acções (A1 e A2) e para os materiais (M1 e M2) são os mesmos das sapatas (apresentados no Quadro 1 e 2); só os coeficientes em relação à resistência do terreno são diferentes quando se considera a segunda combinação da primeira abordagem de cálculo. Assim, tem-se para o caso de estacas cravadas (que será o caso a considerar na presente dissertação):

Quadro 3 - Coeficientes parciais da resistência do terreno.

Resistência	R1	R4
γ_b – de ponta	1,00	1,30
γ_s – lateral (compressão)	1,00	1,30
$\gamma_{s;t}$ – lateral (tracção)	1,25	1,60
γ_t – total	1,00	1,30

4.8 Mecanismos de ruptura do solo de fundação

Quando sujeitos a um carregamento vertical através de uma fundação, os terrenos exibem um determinado comportamento associado à relação carga-assentamento dessa mesma fundação. Através da realização de ensaios em fundações directas foi possível observar esse comportamento que pode ser evidenciado em três modos (ou figuras) diferentes de ruptura por corte do solo de fundação. Estes modos, que se irão descrever a seguir, estão associados à compressibilidade do terreno e à geometria da sapata [9]:

Ruptura global: caracteriza-se pela existência duma figura de ruptura evidenciada entre o canto da fundação e a superfície do terreno e é possível observar-se o levantamento do terreno. É uma situação comum em solos rígidos.

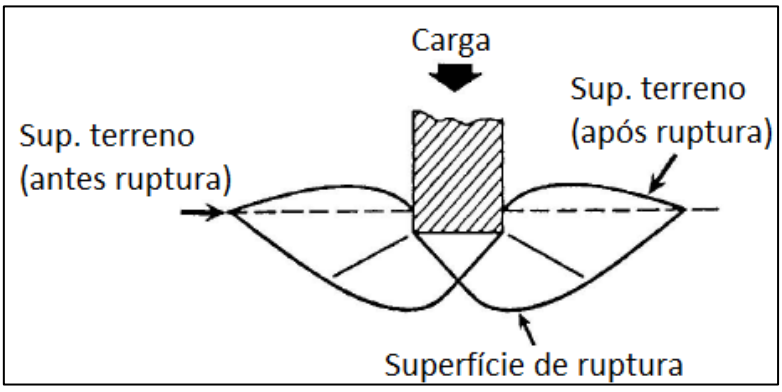


Figura 28 - Ruptura global numa fundação directa. [9]

Ruptura por punçoamento: a zona onde ocorre plastificação não é definida claramente dando-se apenas na região imediatamente abaixo da fundação. Não é facilmente identificável antes que ocorra um grande valor de assentamento e é comum para solos arenosos de compacidade baixa a média e argilas sujeitas a carregamentos lentos.

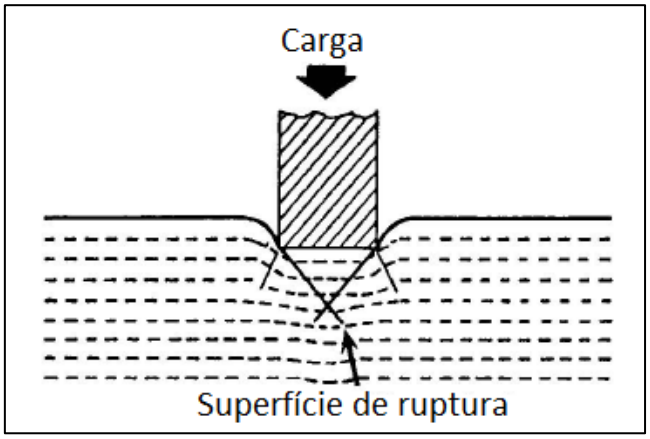


Figura 29 - Ruptura por punçoamento numa fundação directa. [9]

Ruptura local: faz sobressair a existência duma zona com plastificação imediatamente abaixo da fundação, com tendência para se prolongar até à superfície do terreno, mas sem a atingir. O assentamento é elevado, devido à compressão do terreno sob a fundação e observa-se um pequeno levantamento na superfície do terreno. Dá-se em solos com características de compressibilidade média.

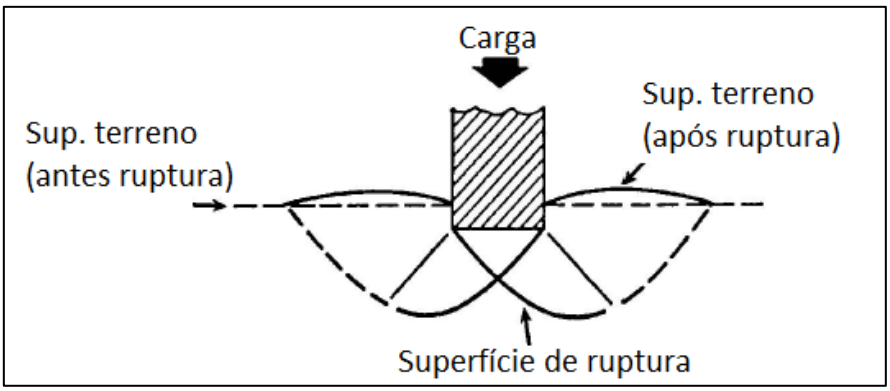


Figura 30 - Ruptura local numa fundação directa. [9]

Nas estacas existem várias formas de considerar as superfícies de ruptura, que se dão essencialmente na ponta das mesmas. Assim consideram-se as seguintes perspectivas teóricas fundamentais para determinar a resistência de ponta [12]:

Proposta de Terzaghi: a superfície de ruptura considerada deriva da teoria geral do mesmo autor; a ruptura do solo na ponta da estaca ocorre com deslocamento de solo para os lados e para cima. Se ao longo do comprimento da estaca, o solo for mais compressível do que na base, as tensões de corte que aí se produzem serão desprezáveis. Se pelo contrário o solo for homogéneo ao longo desse comprimento, os deslocamentos

podem alterar o mecanismo de ruptura, inviabilizando os factores da capacidade de carga e até alterarem a tensão vertical do solo junto à base da fundação.

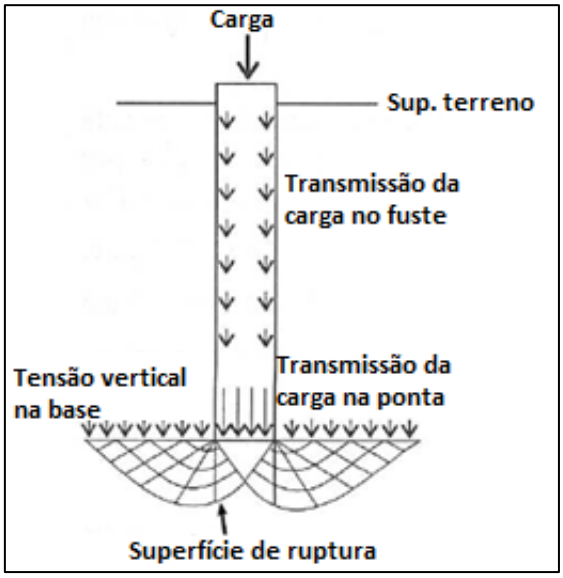


Figura 31 – Superfície de ruptura numa estaca segundo Terzaghi. [12]

Proposta de Meyerhof: a partir da Teoria da Plasticidade, nesta proposta admite-se que a superfície de ruptura se difunde acima da ponta numa distância que pode atingir oito vezes o diâmetro da estaca. Assume-se ainda que o solo acima da base da estaca tem propriedades análogas ao solo que se encontra abaixo da mesma.

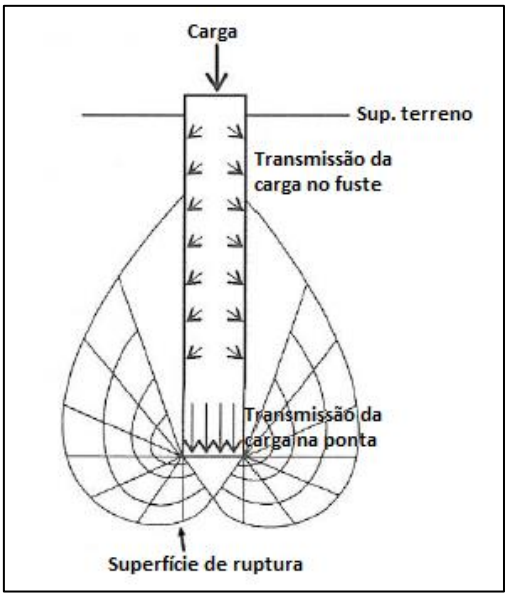


Figura 32 – Superfície de ruptura numa estaca segundo Meyerhof. [12]

Proposta de Skempton, Yassin e Gibson: estes autores basearam-se na Teoria da Expansão da Cavidade Esférica, considerando o argumento de que a resistência de ponta da estaca será igual à pressão necessária para expandir plasticamente uma cavidade esférica no interior do solo.

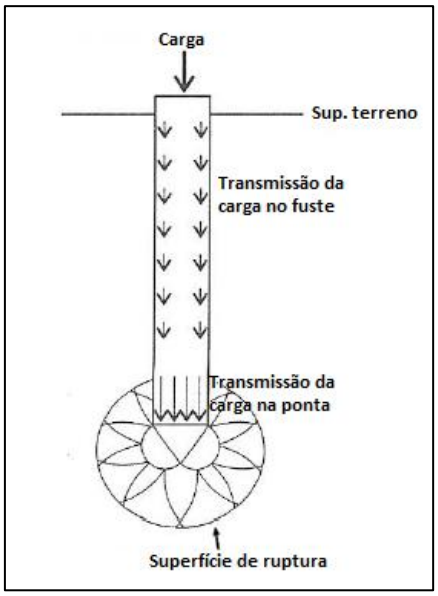


Figura 33 – Superfície de ruptura numa estaca segundo Skempton, Yassin e Gibson. [12]

Proposta de Berezantzev, Khristoforov e Grolobkov: estes autores analisaram a capacidade de carga das estacas em solos constituídos por areia e concluíram que a ruptura pode dar-se após ocorrer um valor considerável de compactação acompanhada por deslocamentos do solo. Assim, a capacidade de carga é calculada através do assentamento, em casos em que as estacas são moldadas, pois não existe compactação adicional da areia até uma dada profundidade. No caso de as estacas serem cravadas, o solo desloca-se em torno da estaca como um volume compactado e desta forma o equilíbrio limite sob a ponta é igual ao deslocamento das zonas de ruptura que nesse volume se desenvolvem.

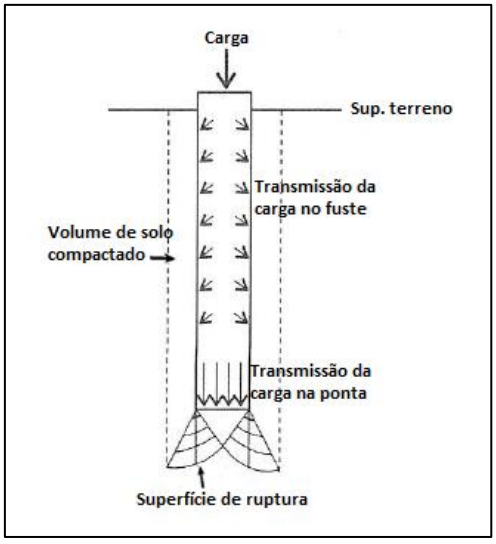


Figura 34 – Superfície de ruptura numa estaca segundo Berezantzev, Khristoforov e Grolobkov. [12]

Proposta de Vesic: As propostas que se apresentaram basearam-se essencialmente na Teoria da Plasticidade, aquando da sua formulação. Contudo, as teorias elasto-plásticas (que consideram que o mecanismo de ruptura de um solo é função da sua rigidez) possuem actualmente um carácter mais adequado que as teorias

clássicas a que se fez referência (em que a resistência de ponta é função apenas da resistência do solo). Desta forma, Vesic baseou-se na Teoria da Expansão da Cavidade Esférica (tal como Skempton, Yassin e Gibson), cuja superfície de ruptura resultante da sua formulação é igual à da Figura 33. O dimensionamento efectuado nesta dissertação baseia-se na proposta de Vesic.

4.9 Verificação da segurança da sapata

Tendo em atenção os pressupostos do EC7 (Eurocódigo 7) referentes ao projecto geotécnico, para se efectuar a verificação da segurança da sapata é necessário considerar a capacidade resistente do solo em relação às acções verticais e o deslizamento da sapata em relação às acções horizontais [15].

A análise das tensões no solo foi efectuada considerando combinações de acções que tomaram como acção variável base a acção do vento. Por outro lado, não se considerou o efeito dos sismos, pois a sua acção não é condicionante neste tipo de verificação.

A capacidade resistente da sapata (q_r) depende de vários dos parâmetros que a seguir se apresentam:

- Peso volúmico do terreno de fundação;
- Ângulo de resistência ao corte do solo;
- Largura da sapata;
- Profundidade a que se situa o plano de contacto entre o solo e a sapata;
- Coesão do terreno de fundação.

A partir destes parâmetros, determinou-se uma expressão simplificada que os engloba e com a qual se consegue determinar o valor da capacidade resistente duma fundação superficial [9]:

$$q_r = 0{,}5 \times \gamma \times B \times N_\gamma + c \times N_c + q_o \times N_q \qquad \text{[Equação 4]}$$

Em que:

- γ – peso volúmico da sapata;
- B – largura da sapata;
- N_γ – contribuição do peso próprio do terreno de fundação;
- c – valor da coesão;
- N_c – contribuição da coesão;
- q_o – valor da sobrecarga;
- N_q – contribuição da sobrecarga acima do plano de fundação.

Os valores dos coeficientes resistentes podem ser calculados da seguinte forma [9]:

- $N_q = e^{\pi \times \tan \phi'} \times \tan^2(45 + 0{,}5 \times \phi')$ [Equação 5]
- $N_c = (N_q - 1) \times \cot \phi'$ [Equação 6]

- $N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \phi'$ [Equação 7]

Em que ϕ' é o ângulo de resistência ao corte do solo, agravado pelo respectivo coeficiente de segurança parcial.

O EC7 [15] contempla uma equação, a partir da apresentada anteriormente, mas que inclui factores correctivos que têm em consideração as singularidades que distinguem cada fundação. Esta nova equação apresenta-se da seguinte forma [9]:

$$q_r = 0{,}5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times b_\gamma + c \times N_c \times s_c \times i_c \times b_c + q_o \times N_q \times s_q \times i_q \times b_q \quad \text{[Equação 8]}$$

Em que, além dos parâmetros já anteriormente descritos, se tem:

- s – geometria da sapata em planta;
- i – inclinação da carga;
- b – inclinação da base da sapata.

A partir desta última equação, o EC7 [15] prevê a quantificação do valor de cálculo da capacidade resistente de uma sapata em condições não drenadas, dada por [9]:

$$q_r = 0{,}5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times b_\gamma + c'_d \times N_c \times s_c \times i_c \times b_c + q' \times N_q \times s_q \times i_q \times b_q \quad \text{[Equação 9]}$$

$$q_r = \frac{R_d}{A'} \quad \text{[Equação 10]}$$

Em que os coeficientes de capacidade resistente são obtidos em função de:

- $\phi' d = \tan^{-1}(\tan \phi'_k / \gamma_\phi)$ [Equação 11]
- $c'_d = c'_k / \gamma'_c$ [Equação 12]

Em que:

- k – valor do parâmetro resistente correspondente ao respectivo valor característico;
- A´ – área efectiva da sapata.

Quanto à geometria da sapata em planta, têm-se em conta as seguintes ponderações, no caso de a sapata ser rectangular [9]:

- $B' = B - 2e_B$ [Equação 13]
- $L' = L - 2e_L$ [Equação 14]
- $s_q = 1 + \sin \phi'_d \times (B'/L')$ [Equação 15]
- $s_\gamma = 1 - 0{,}3 \times (B'/L')$ [Equação 16]

- $s_c = (s_q \times N_q - 1)/(N_q - 1)$ [Equação 17]

Em que B´ e L´ se referem à largura e comprimento efectivos da sapata, resultantes de um carregamento excêntrico (como aquele que se representa no rectângulo a vermelho no esquema a seguir indicado):

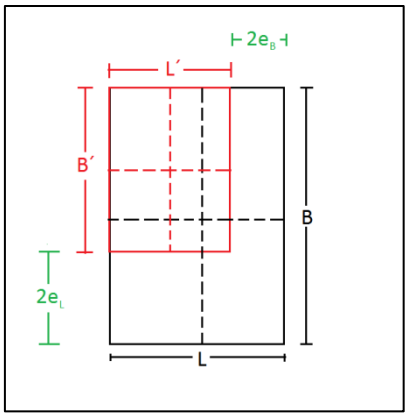


Figura 35 - Excentricidade do carregamento na sapata

Caso em que a sapata seja quadrada ou circular têm-se [9]:

- $s_q = 1 + \sin \phi'_d$ [Equação 18]
- $s_\gamma = 0{,}7$ [Equação 19]
- $s_c = (s_q \times N_q - 1)/(N_q - 1)$ [Equação 20]

Atendendo agora à inclinação da carga, existem duas componentes: a horizontal, avaliada relativamente ao plano da base da sapata e a vertical, que é avaliada perpendicularmente a esse plano [9]:

- $c'_a = c \times \cot \phi$ [Equação 21]
- $i_\gamma = [(1 - H)/(V + A' \times c'_a \times \cot \phi'_d)]^{m+1}$ [Equação 22]
- $i_q = [(1 - H)/(V + A' \times c'_a \times \cot \phi'_d)]^{m}$ [Equação 23]
- $i_c = i_q - \tan \phi'_d \times (1 - i_q)/(N_c - 1)$ [Equação 24]

Em que [9]:

- $m = m_B = (2 + B'/L')/(1' + B'/L')$: quando a inclinação da força actuante está associada a uma componente horizontal (H) paralela à largura efectiva da sapata (B´); [Equação 25]
- $m = m_L = (2 + L'/B')/(1' + L'/B')$: quando a inclinação da força actuante está associada a uma componente horizontal paralela ao comprimento efectivo da sapata (L´); [Equação 26]
- $m = m_\theta = m_L \times \cos^2\theta + m_B \times \sin^2\theta$: quando a componente horizontal actua formando um ângulo com a direcção de L´. [Equação 27]

Finalmente há que notar a influência da inclinação da base da sapata [9]:

- $b_\gamma = b_q = (1 - \alpha \times \tan\phi'_d)^2$, com α expresso em radianos; [Equação 28]
- $b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \times \tan\phi'_d)$ [Equação 29]

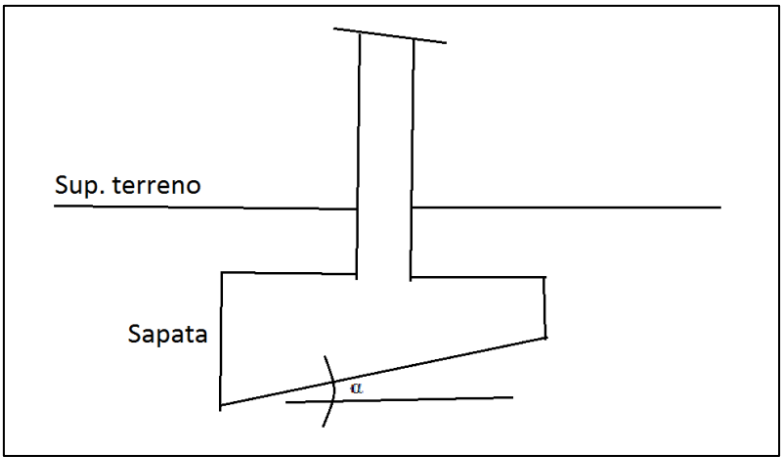


Figura 36 - Inclinação da base da sapata

De seguida descrevem-se as verificações que têm de ser efectuadas na sapata.

Verificação da segurança em relação à capacidade resistente

Depois de se efectuar os cálculos para determinar a capacidade resistente da sapata, contabiliza-se a carga máxima R_d a que a fundação consegue resistir, que se obtém da seguinte forma [9]:

$$R_d = q_r \times A' \quad \text{[Equação 30]}$$

Para a segurança ser verificada, este valor terá de ser igual ou superior ao valor V_d da carga que actua na sapata. [9]

Verificação da segurança em relação ao deslizamento

Quando o carregamento não for perpendicular à base da sapata, isto é, se for horizontal, poderá provocar o ELU de deslizamento. A condição que tem de se verificar é que o valor de cálculo da força horizontal actuante, H_d, tem de ser igual ou inferior à soma do valor de cálculo da força horizontal resistente mobilizada no contacto da fundação com o terreno, $R_{d,}$ com a resistência lateral mobilizada com o movimento da sapata, $R_{p;d}$ (correspondente a uma parcela ou à totalidade do impulso passivo) [9]:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} \quad \text{[Equação 31]}$$

O valor de R_d pode ser determinado da seguinte forma, para condições drenadas [9]:

$$R_d = V'_d \times \frac{\tan \delta_k}{\gamma_{Rh}} = V'_d \times \tan \delta_d \qquad \text{[Equação 32]}$$

Em que:

- V'_d – valor de cálculo da força efectiva que actua perpendicularmente em relação à base da fundação;
- δ_k – valor característico do ângulo de resistência ao corte na interface da fundação com o solo;
- δ_d – valor de cálculo do ângulo de resistência ao corte na interface da fundação com o solo.

4.10 Influência do nível da água no terreno

O peso volúmico do solo a considerar nas parcelas descritas anteriormente é o peso volúmico aparente seco ou húmido. Contudo, devido à ocorrência de precipitação ou inundação da zona onde se localiza a sapata, pode ocorrer subida do nível de água no terreno. Este facto leva a uma diminuição do peso volúmico do solo, devido à impulsão e tem como consequência uma diminuição da capacidade resistente, como será explicado adiante.

Apresentam-se a seguir três hipóteses quanto à posição do nível da água no terreno em relativamente à profundidade do plano de fundação e as parcelas que se vão alterar [9]:

Nível da água entre a superfície do terreno e a base da sapata:

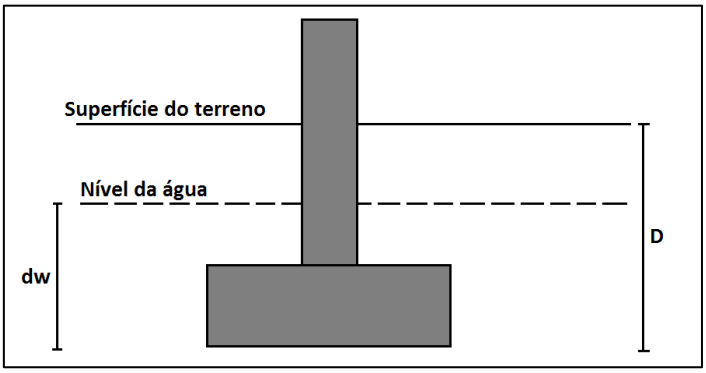


Figura 37 - Nível da água entre a superfície do terreno e a base da sapata

- $\gamma = \gamma_{sat} - \gamma_w$ [Equação 33]
- $V'_d = V_d - (\gamma_w \times d_w) \times (B \times L)$ [Equação 34]
- $q_o = \gamma \times (D - d_w) + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times d_w$ [Equação 35]

Em que aparecem os novos parâmetros seguintes:

- γ_{sat} – baridade (peso volúmico) do solo saturado;
- γ_w – peso volúmico da água;
- D – diferença de cotas entre a superfície do terreno e o plano de fundação;

- d_w – diferença de cotas entre o nível da água e o plano de fundação.

Pode-se concluir que para este caso, as parcelas referentes à contribuição do peso próprio do terreno de fundação N_γ, da sobrecarga acima do plano de fundação N_q e a acção vertical efectiva V'_d diminuem.

Nível da água coincidente com a base da sapata:

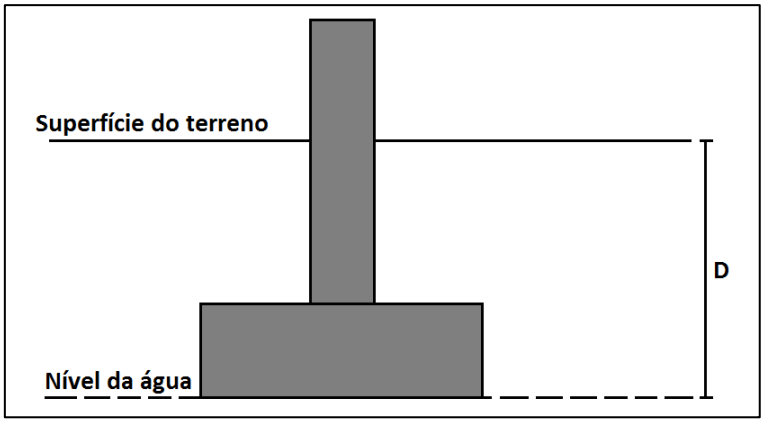


Figura 38 - Nível da água coincidente com a base da sapata

- $\gamma = \gamma_{sat} - \gamma_w$ [Equação 33]
- $V'_d = V_d$ [Equação 36]
- $q_o = \gamma \times D$ [Equação 37]

Para este caso, a parcela referente à contribuição da sobrecarga acima do plano de fundação N_q e a acção vertical efectiva V'_d não se alteram. A parcela do peso próprio do terreno de fundação N_γ diminui.

Nível da água abaixo do plano de fundação:

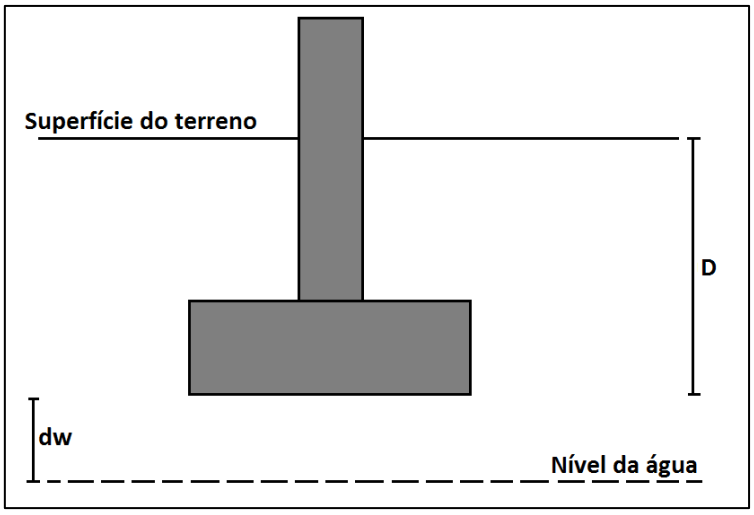


Figura 39 - Nível da água abaixo do plano de fundação

Neste caso só a parcela respeitante à contribuição do peso próprio do terreno de fundação N_γ é alterada, influenciada pela profundidade atingida pela figura de ruptura, H. Este parâmetro pode determinar-se da seguinte forma:

$$H = 0{,}5 \times B \times \tan\ (45 + 0{,}5 \times \phi'_d) \qquad \text{[Equação 38]}$$

Daqui, podem verificar-se duas hipóteses:

- $H \leq d_w$ e neste caso a massa volúmica não se altera;
- $H > d_w$ donde se retira uma massa volúmica ponderada pela expressão:

$$\gamma_e = \frac{1}{H} \times [\gamma \times d_w + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times (H - d_w)] \qquad \text{[Equação 39]}$$

Neste último caso, a acção vertical efectiva V'_d não se altera. A parcela do peso próprio do terreno de fundação N_γ é tanto maior quanto maior for a profundidade da figura de ruptura em relação ao nível da água.

4.11 Verificação da segurança das estacas

As estacas são elementos estruturais que quando sujeitos a um carregamento axial de compressão tendem a mover-se para o interior do maciço; por esta razão, a resistência total de uma estaca é dada pela contribuição da resistência na ponta (resistência de ponta) e no fuste (resistência lateral).

Como a transmissão de cargas ao terreno não pode ser assegurada exclusivamente por uma estaca e como é pouco viável recorrer a uma estaca de grande diâmetro, vai-se considerar agrupamentos de estacas (no mínimo três) que funcionam solidariamente, através de um maciço de encabeçamento, ou no caso de uma solução de fundação mista, através da própria sapata. As estacas de cada grupo terão o mesmo diâmetro e comprimento e serão moldadas recorrendo à cravação de um tubo moldador.

Para se verificar a segurança da capacidade resistente da estaca em relação ao ELU por ruptura do terreno de fundação devido a um carregamento axial de compressão tem de se verificar a condição seguinte [10]:

$$F_{cd} \leq R_{cd} \qquad \text{[Equação 40]}$$

Em que:

- $F_{c,d}$ – valor de cálculo da força axial actuante;
- $R_{c,d}$ – valor de cálculo da força axial resistente.

Existem duas formas diferentes de calcular a capacidade resistente da estaca [10]: calculando a capacidade resistente duma estaca fictícia que iria ocupar o espaço correspondente a um perfil de sondagem ou efectuando os cálculos tendo em atenção parâmetros representativos da totalidade dos perfis de sondagem e ensaios neles efectuados.

Esta tese aborda um processo alternativo em que a quantificação do valor característico da capacidade resistente de ponta e lateral é feita através das seguintes expressões [10]:

- $R_{b,k} = q_{b,k} \times A_h$ [Equação 41]
- $R_{s,k} = \sum_i q_{s,k,i} \times A_i$ [Equação 42]

Em que:

- $R_{b,k}$ - valor característico da capacidade resistente de ponta;
- $q_{b,k}$ – valor característico da pressão resistente de ponta;
- A_h – área da ponta da estaca;
- $R_{s,k}$ - valor característico da capacidade resistente lateral;
- Σ_i – somatório que indica a possibilidade da estaca atravessar terrenos com resistências diferentes;
- $q_{s,k}$ – valor característico da pressão resistente lateral;
- A_i – área lateral da estaca que atravessa a camada de terreno i.

Os valores destes parâmetros podem ser obtidos a partir de ensaios no terreno ou através de correlações. Neste processo alternativo, é necessário ainda ter em atenção a um factor de modelo superior à unidade, para ter em conta as indeterminações associadas à fiabilidade deste método. Assim, o valor de cálculo da capacidade resistente duma estaca relativamente a um carregamento axial de compressão, será [10]:

$$R_{c,d} = \frac{R_{b,d} + R_{s,d}}{\gamma_{mod}} = \frac{\frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s}}{\gamma_{mod}} \quad \text{[Equação 43]}$$

Em que:

- $R_{c,d}$ – valor de cálculo da capacidade resistente duma estaca à compressão axial;
- $R_{b,d}$ – valor de cálculo da capacidade resistente de ponta por compressão axial;
- $R_{s,d}$ – valor de cálculo da capacidade resistente lateral por compressão axial;
- γ_b – coeficiente de segurança parcial relativo à resistência de ponta;
- γ_s – coeficiente de segurança parcial relativo à resistência lateral;
- γ_{mod} – factor de modelo.

É ainda de salientar o comportamento da estaca para em solos puramente coesivos ou em solos puramente friccionais, cujas diferenças se vão explicar a seguir.

Solos puramente friccionais

Neste caso a tensão efectiva vertical pode influenciar a capacidade resistente até uma determinada profundidade designada por profundidade crítica D_c. Na figura que se indica a seguir, é mostrado um gráfico que permite calcular esta profundidade em função do ângulo de resistência ao corte da areia ϕ'.

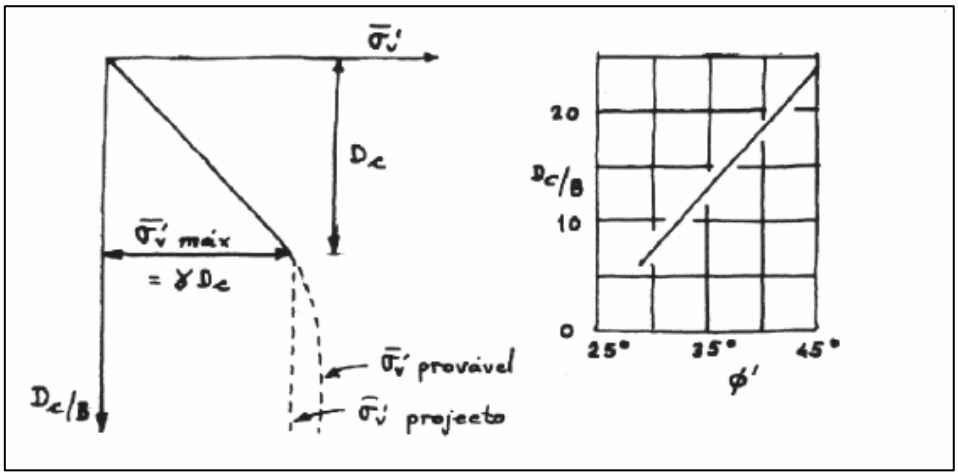


Figura 40 - Profundidade crítica. [10]

A profundidade também afecta o ângulo de resistência ao corte da areia na vizinhança da ponta da estaca. Esta relação é dada por um coeficiente N_q, que pode ser obtido a partir da Figura 41:

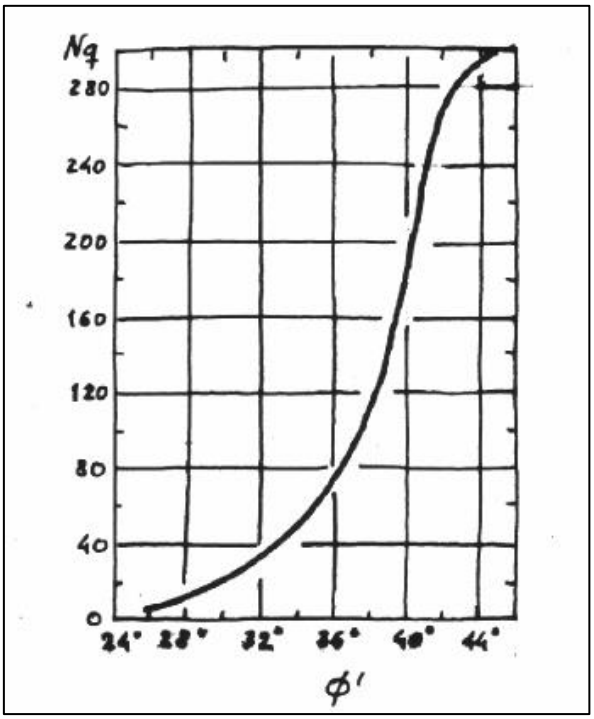


Figura 41 - Coeficiente de profundidade N_q. [10]

O produto da tensão efectiva vertical por este coeficiente vai resultar no valor característico da pressão resistente de ponta [10]:

$$q_{b,k} = \sigma'_v \times N_q \qquad \text{[Equação 44]}$$

Em que:

- $q_{b,k}$ – valor característico da pressão resistente de ponta;
- σ'_v – tensão efectiva vertical à profundidade a que se encontra a ponta da estaca;
- N_q – coeficiente de profundidade.

Para depois se obter o valor característico da capacidade resistente de ponta, multiplica-se pela sua área [10]:

$$R_{b,k} = q_{b,k} \times A_p \qquad \text{[Equação 45]}$$

Em que:

- $R_{b,k}$ – valor característico da capacidade resistente de ponta;
- $q_{b,k}$ – valor característico da pressão resistente de ponta;
- A_p – área da ponta da estaca.

A capacidade resistente lateral vai depender de um valor *K* que depende do estado inicial do solo e pelo processo construtivo da estaca. Quanto maior o deslocamento do solo, maior será o valor de *K*. Este valor pode ser obtido a partir da figura que a seguir se apresenta:

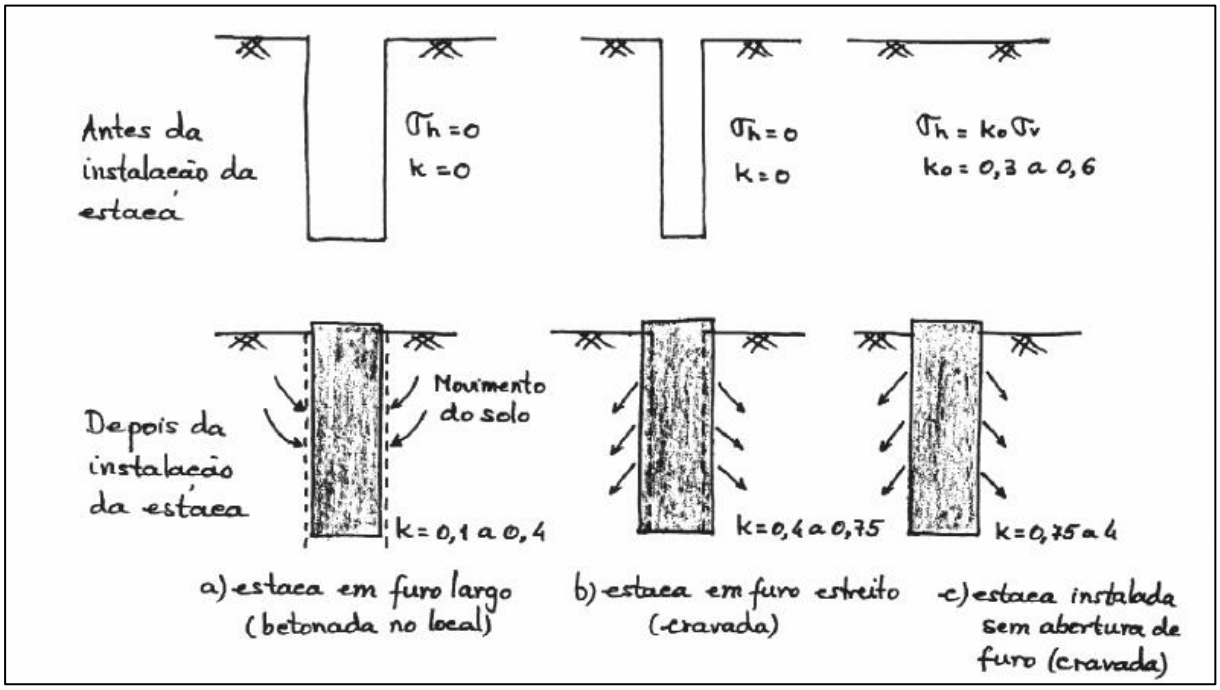


Figura 42 - Valores de K em areias. [10]

É ainda necessário contabilizar com o ângulo δ de resistência na interface estaca/areia, dependente do ângulo de resistência ao corte da areia e do material da estaca. Esse parâmetro pode ser obtido através da figura seguinte:

Material da Estaca	δ
Betão (cravada)	0,8 ϕ' a 1,0 ϕ'
Betão (betonada no local)	1,0 ϕ'
Madeira	0,8 ϕ' a 0,9 ϕ'
Aço liso	0,5 ϕ' a 0,7 ϕ'
Aço rugoso	0,7 ϕ' a 0,9 ϕ'
Aço corrugado	ϕ' da areia envolvente

Figura 43- Ângulo de resistência ao corte na interface estaca-areia. [10]

Assim, a tensão resistente lateral é dada por [10]:

$$q_{s,k} = 0{,}5 \times \sigma'_v \times K \times \tan\delta \qquad \text{[Equação 46]}$$

Em que:

- $q_{s,k}$ – tensão resistente lateral;
- σ'_v - tensão efectiva vertical à profundidade a que se encontra a ponta da estaca;
- K – coeficiente que relaciona método construtivo da estaca e estado inicial do solo;
- δ – ângulo de resistência ao corte na interface estaca – areia.

Por fim, para se determinar o valor característico da capacidade resistente lateral tem-se [10]:

$$R_{s,k} = q_{s,k} \times A_s \qquad \text{[Equação 47]}$$

Em que:

- R_{sk} – valor característico da capacidade resistente lateral;
- $q_{s,k}$ – tensão resistente lateral;
- A_s – área lateral da estaca.

Solos puramente coesivos

Neste tipo de solos os deslocamentos originados pela instalação das estacas estão associados ao processo construtivo das estacas, que desenvolvem excesso de pressão intersticial dissipada de acordo com as

características de consolidação da argila. Além deste factor, há ainda a salientar a consistência, que influencia o contacto entre o terreno e o fuste da estaca.

A capacidade resistente de uma estaca também é dada pela soma da resistência de ponta com a resistência lateral. Para este tipo de solos, a resistência de ponta pode ser dada pela expressão [10]:

$$q_{br} = c_u \times N_c \qquad \text{[Equação 48]}$$

Em que:

- q_{br} – capacidade resistente de ponta;
- c_u – adesão;
- N_c – valor que depende da consolidação (entre 5 – para argilas normalmente consolidadas até 10 para argilas sobreconsolidadas);

Por outro lado, a resistência lateral é dada por [10]:

$$q_s = c_u \times \alpha \qquad \text{[Equação 49]}$$

Em que:

- q_s – capacidade resistente lateral;
- c_u - adesão
- α – factor da adesão;

O factor de adesão pode ser obtido através da figura seguinte:

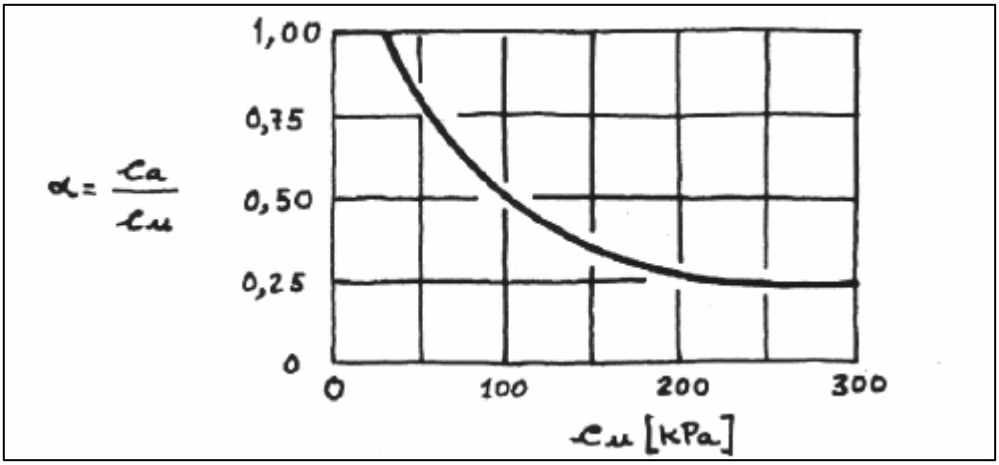


Figura 44 - Factor de adesão. [10]

5. Modelação de uma fundação directa

5.1 Sapata

Neste subcapítulo irá descrever-se a metodologia para modelar uma sapata, que é um tipo de fundação muito comum na construção de torres eólicas. Para se atingir este objectivo recorreu-se ao *software* SAP 2000 (versão 14.2), cujas características se descreveram no subcapítulo 4.2. A modelação com o auxílio deste *software* vai permitir efectuar uma análise em relação à estabilidade da fundação e a partir daí realizar o seu dimensionamento.

5.1.1 Características da torre e da sapata

O conjunto da sapata que suporta a torre tubular de metal possui as seguintes características, obtidas a partir de um caso real [11]:

Quadro 4 – Características da sapata e da torre

Características	Valor
Altura da torre	95 m
Dimensões da sapata (base x largura x altura)	16 x 16 x 3,5 (m^3)
Dimensões do plinto de betão (base x largura x altura)	4,5 x 4,5 x 0,16 (m^3)
Recobrimento das armaduras	60 mm
Classe do betão da sapata e do plinto	C35/40
Classe do betão de limpeza	C12/15
Classe das armaduras da sapata	A500NR

Na Figura 45 encontra-se um esquema com as dimensões da sapata, vista em planta e em corte:

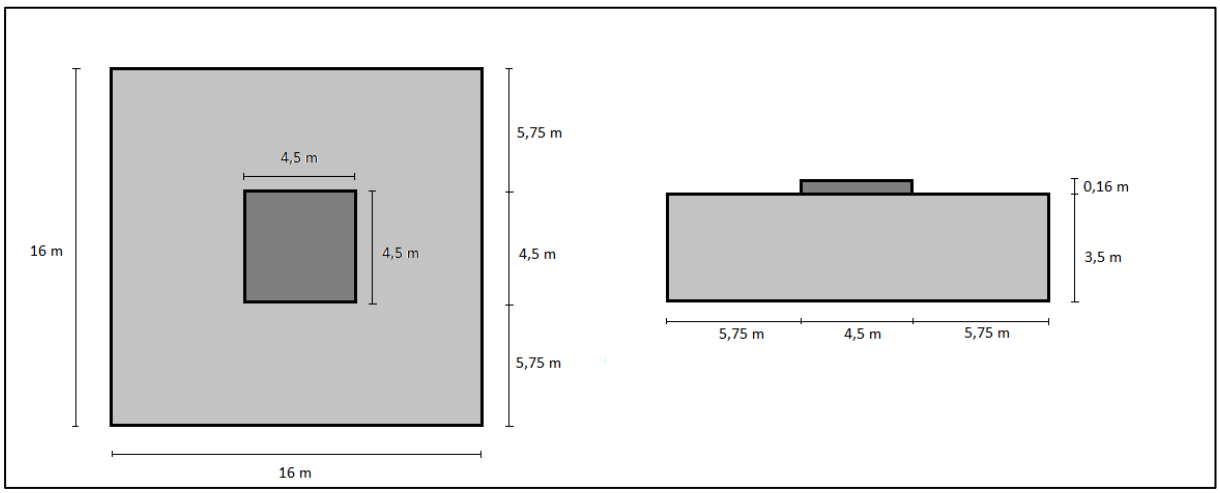


Figura 45 – Dimensões da sapata, vista em planta e em corte

5.1.2 Acções permanentes

Uma das considerações tomadas no SAP2000 foi que a torre possui uma secção transversal quadrada, em vez de uma secção circular. A razão para esta consideração tem como objectivo a facilitar a distribuição de forças.

As acções permanentes a ter em conta na modelação da fundação são as seguintes:

Quadro 5 – Acções permanentes consideradas

Acções permanentes	Valor
Peso próprio do betão	25 kN/m^3
Peso próprio do aço	78,5 kN/m^3
Peso do rotor e das pás	405,2 kN
Peso da torre	1437,2 kN
Peso da *nacele*	662,2 kN

Tanto o peso do aterro e como o efeito da acção sísmica não foram considerados pois a sua acção não é determinante no dimensionamento da sapata.

5.1.3 Acções de cálculo

Estas serão as acções utilizadas para dimensionar a fundação em relação à verificação da segurança ao Estado Limite Último (ELU) de resistência. Além de já se incluírem efeitos de 2ª ordem, os seus valores referem-se a um ponto de aplicação de cerca de 20 cm acima do plinto (que possui 16 cm de altura). Este facto traduz um agravamento dos momentos flectores resultantes, cujos resultados são dados pela expressão seguinte:

$$M_{res} = M + F_{res} \times 0{,}36 \qquad \text{[Equação 50]}$$

Em que:

- M – momento flector actuante devido à acção do vento;
- F_{res} – força horizontal resultante da acção do peso da torre e dos seus componentes e o valor dos momentos originados pela força do vento.

A Figura 46 representa esquematicamente o modo como as forças e os momentos são aplicados no plinto:

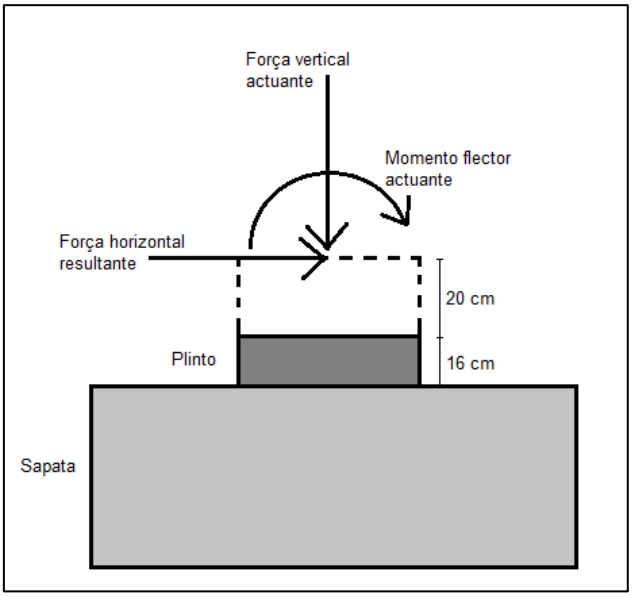


Figura 46 – Aplicação das forças e momento no plinto

O efeito das forças verticais será distribuído por 81 pontos correspondentes à secção da torre (que se considerou ter 4 x 4 metros), como é mostrado na Figura 47:

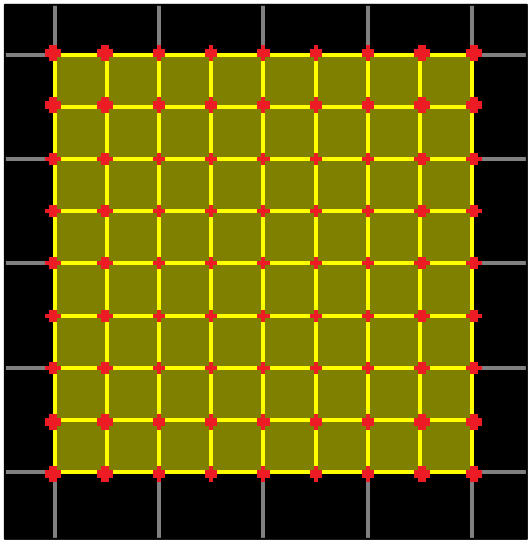


Figura 47 - Distribuição das forças verticais na secção da torre

A direcção considerada para a aplicação dos momentos flectores foi a direcção XX´. Para materializar o seu efeito, dividiu-se o seu valor pelo comprimento da secção da torre (4 metros). Depois multiplicou-se esse valor pelos 9 pontos em cada um dos dois lados do perímetro; irá ser aplicado num dos lados uma força vertical positiva (escolheu-se para isso o conjunto de pontos inferior) e no outro lado uma força vertical negativa de igual intensidade (no conjunto de pontos superior), de forma a ser obtido um binário.

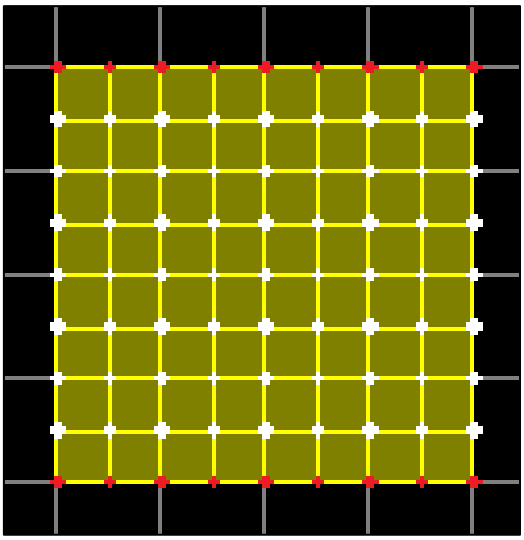


Figura 48 - Distribuição do momento flector materializado por forças verticais

5.1.4 Combinação de acções

Apresentam-se a seguir no Quadro 6 as acções e Combinações utilizadas para dimensionar a sapata em relação ao ELU de resistência (combinações essas que são fornecidas pelo fabricante, com o aerogerador orientado a 45º):

Quadro 6 – Acções resultantes da torre eólica

Casos de carga	F_z [kN]	F_{res} [kN]	M_{res} [kN.m]
COMB1 (CF)	5875	708	67425
COMB2 (CR)	5815	888	84440
COMB3 (CR)	6691	977	92884
COMB4 (CQP)	5868	394	36327
COMB5 (CQP)	6744	532	49041

Em que:

- CF – combinação frequente;
- CR – combinação rara;
- CQP – combinação quase permanente;
- F_z – forças verticais induzidas pela torre e os seus componentes;
- F_{res} – força horizontal, devido à acção do peso da torre (e dos seus componentes) e o valor dos momentos originados pela força do vento;
- M_{res} – momento resultante, originado pelos momentos decorrentes da acção do vento e da força resultante.

Na questão do dimensionamento, será importante referir que além do ELU de resistência, também se vai considerar o Estado Limite Último de utilização (ELUt). O ELU de fadiga não será contabilizado pois não faz parte do âmbito da presente dissertação.

5.1.5 Estado Limite Último (ELU) de resistência

Para este caso serão consideradas as Combinações 2 e 3, que por serem as mais gravosas constituem a Combinação Extrema. Para cada uma delas, houve um coeficiente de agravamento com o valor de 1,35 na consideração das acções permanentes.

5.1.6 Estado Limite de Utilização (ELUt)

Nesta situação considerou-se a Combinação 2 (a menos gravosa das duas que são raras), a Combinação 1 (que é a frequente) e a Combinação 4 (que é a menos gravosa das duas combinações quase permanentes). As acções permanentes não foram sujeitas a nenhum factor de agravamento em nenhum dos casos.

5.1.7 Verificação geotécnica

Em relação a esta verificação serão contabilizadas as tensões no solo (em relação às quais se terá em atenção a Combinação 2) e o levantamento da fundação (em que se irá usar a Combinação 2 e a Combinação 5).

5.1.8 Dimensionamento geotécnico

Para esta simulação da sapata o solo considerado foi do tipo granular. Assim, de forma a simular o comportamento deste tipo de solo no SAP2000, foram considerados apoios elásticos verticais na base da fundação.

Para corporizar a sua rigidez recorreu-se ao Modelo de Winkler, que considera que o solo é assimilado por um conjunto de molas independentes com comportamento elástico e linear. A pressão aplicada no solo e o seu deslocamento traduz-se numa constante de proporcionalidade que representa a rigidez dessas molas [21]. Esse parâmetro é equivalente ao coeficiente de Winkler, (K_w) dado pela seguinte expressão (o resultado é aproximado por excesso):

$$K_w = \frac{E}{(1-\upsilon^2) \times B \times I_\lambda} = \frac{275\,000}{(1-0{,}3^2) \times 16 \times 0{,}82} = 23\,033\ kN/m \qquad \text{[Equação 51]}$$

Em que:

- E – módulo de elasticidade do terreno;
- I_λ – factor de influência, que depende da forma e da rigidez da sapata;
- B – largura da sapata;

- υ – coeficiente de Poisson do terreno.

Esta expressão é determinada com base na equação geral da Teoria da Elasticidade de Boussinesq [23], em que é possível ter presente o facto de que o acréscimo de tensão – que é independente das características de deformabilidade do terreno – diminuir com a profundidade e com o afastamento em relação à direcção vertical em relação ao local de aplicação da carga [10]. Em relação aos apoios elásticos, se se considerar uma área de influência de 1x1 m^2, então cada apoio terá uma rigidez de 23 033 kN/m. Para este tipo de terreno foi ainda admitido um ângulo de atrito (ϕ') de 27º e uma tensão admissível ($\sigma_{RD,s}$) de 1 MPa (ou 1000 kN/m^2).

5.1.9 Levantamento da fundação - combinação rara de acções

Para este tipo de verificação analisaram-se os dados obtidos de tabelas fornecidas através do *software*. É possível assim obter o valor numérico das reacções que se dão em cada mola (cada uma representada por um ponto) que forma a totalidade da base da fundação. O tratamento desses dados, representado no Quadro 7, foi feito da seguinte forma: contabilizou-se o valor das reacções em todos os pontos espaçados 1 metro em todas as linhas (por sua vez também espaçadas 1 metro) que constituem a base da sapata. Para cada linha calculou-se depois o valor médio.

Quadro 7 – Tratamento de dados em relação às reacções nas molas para a COMB2

Linha	Valor médio	Linha	Valor médio
1	-1,50	10	29,56
2	0,58	11	33,32
3	4,14	12	36,83
4	7,71	13	40,29
5	11,28	14	43,72
6	14,42	15	47,15
7	18,05	16	50,57
8	21,89	17	29,32
9	25,74	-	-

Como se pode verificar, apenas na linha 1 os valores das reacções possuem um valor médio negativo (o que significa que se encontra à tracção). Nas restantes linhas, todos os valores são positivos, permitindo concluir que se encontram à compressão. Conclui-se por isso que praticamente toda a sapata se encontra activa e que a segurança em relação ao levantamento é satisfeita para a Combinação 2.

5.1.10 Levantamento da fundação - combinação quase permanente

Para este caso, procedeu-se da mesma forma descrita para a Combinação Rara mas em vez da Combinação 2, utilizou-se a Combinação 5. Obteve-se assim o Quadro 8.

Quadro 8 – Tratamento de dados em relação às reacções nas molas para a COMB5

Linha	Valor médio	Linha	Valor médio
1	-2,55	10	30,73
2	-1,17	11	34,87
3	2,76	12	38,73
4	6,68	13	42,53
5	10,61	14	46,30
6	14,08	15	50,06
7	18,07	16	53,83
8	22,30	17	31,26
9	26,53	-	-

Como se pode verificar, em todas as linhas são verificados valores positivos (valores de compressão) exceptuando nas duas primeiras, o que permite concluir sapata se encontra activa e que a segurança em relação ao levantamento é satisfeita para a Combinação 5.

5.1.11 Tensões instaladas no terreno e capacidade resistente

Para este tipo de verificação utilizou-se, como já foi referido anteriormente, a Combinação 2, cuja reacção máxima obtida foi de 50,57 kN, valor esse muito inferior à tensão admissível do terreno (de 1 MPa). Conclui-se assim a segurança da fundação em relação às tensões instaladas. Tendo em conta um valor de 19 kN/m^3 para o peso volúmico do solo de fundação e um valor de 15 kPa para a coesão calculou-se a partir da expressão referida no subcapítulo "Verificação da segurança da sapata" uma capacidade resistente q_r de aproximadamente 1628 kN/m^2; tendo em conta o valor da área da sapata (16x16 m^2), obtém-se uma força resistente de 416 768 kN, valor que é muito superior ao das cargas verticais impostas. Verifica-se assim a segurança em relação à capacidade resistente do terreno.

5.1.12 Estabilidade global – Derrube

Para que a fundação verifique a segurança em relação ao derrube da torre, é necessário que respeite a seguinte condição:

$$Mom_{estab} \geq 1{,}5 \times Mom_{desestab} \qquad \text{[Equação 52]}$$

Em que:

- Mom_{estab} – momentos estabilizantes;
- $Mom_{desestab}$ – momentos desestabilizantes.

Os momentos estabilizantes são resultado da acção do peso próprio da fundação somado com as forças verticais, para cada combinação de forças considerada.

$$Peso\ próprio_{fundação} = volume_{sapata} \times peso\ volúmico_{betão} = 896 \times 25 = 22\,400\ kN \quad \text{[Equação 53]}$$

$$Mom_{estab} = (F_Z + peso\ próprio_{fundação}) \times (^{16}/_{2}) \quad \text{[Equação 54]}$$

Os momentos desestabilizantes são resultado dos momentos produzidos pela acção do vento e do momento resultante, referido nas acções de cálculo. No Quadro 9 apresentam-se as verificações para cada combinação considerada:

Quadro 9 – Verificação da segurança ao derrubamento

Casos de carga	$Mom_{desestab}$ [kN.m]	$Mom_{desestab}$ x 1,5 [kN.m]	F_z [kN]	Mom_{estab} [kN.m]	Verifica?
COMB1 (CF)	67 425	101 138	5875	226 200	Sim
COMB2 (CR)	84 440	126 660	5815	225 720	Sim
COMB4 (CQP)	36 327	54 491	5868	226 144	Sim

5.1.13 Estabilidade global – Deslizamento

Para se verificar a segurança ao deslizamento, é necessário verificar a seguinte condição:

$$F_{estab} = W \times \tan \delta_d \geq 1{,}5 \times F_{desestab} \quad \text{[Equação 55]}$$

Em que:

- F_{estab} – forças estabilizantes;
- W – peso próprio da sapata e forças verticais induzidas pela torre e equipamentos;
- δ_d – valor de cálculo do ângulo de resistência ao corte na interface da fundação com o solo:

$$\delta_d = \frac{2}{3} \times \tan^{-1}\left(\frac{\tan 27°}{1{,}25}\right) = 14{,}79° \quad \text{[Equação 56]}$$

- $F_{desestab}$ – forças desestabilizantes.

Considerou-se que as forças que provocam a desestabilização em relação ao deslizamento são forças com direcção horizontal. Se existisse momento torsor, este seria transformado num binário de quatro forças aplicadas em quatro pontos diametralmente opostos em relação à torre. Desta forma, a verificação é feita para ¼ da fundação, como é mostrado na Figura 49.

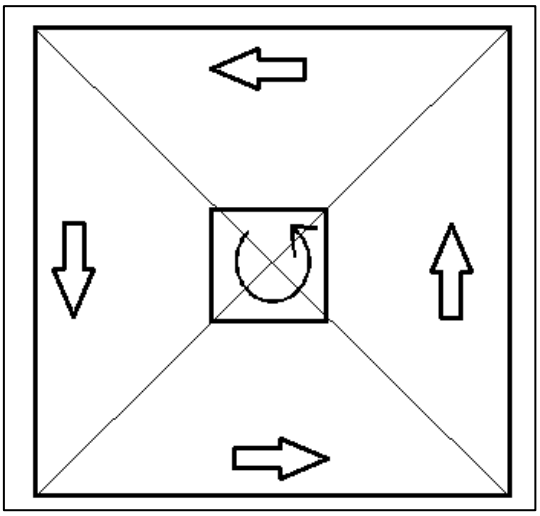


Figura 49 – Esquema de cálculo em relação ao deslizamento

No Quadro 10 apresentam-se as verificações para cada combinação considerada:

Quadro 10 – Verificação da segurança ao deslizamento

Casos de carga	W [kN]	Força$_{estab}$ [kN]	F$_{desestab}$ [kN]	F$_{desestab}$ x 1,5 [kN]	Verifica?
COMB1 (CF)	28275	7465	708	1062	Sim
COMB2 (CR)	28215	7450	888	1332	Sim
COMB4 (CQP)	28268	7464	394	591	Sim

5.1.14 ELU de resistência – flexão na fundação

Os resultados que a seguir se vão mostrar foram obtidos através do SAP2000 para a Combinação 3, que como já foi mencionado anteriormente, é a combinação mais desfavorável. Na Figura 50 e 51 apresentam-se graficamente os esforços mais desfavoráveis na direcção XX´ e YY´, respectivamente. Os valores máximos e mínimos correspondentes apresentam-se no Quadro 11 e 12:

Quadro 11 – Momentos flectores verificados na direcção XX´

Direcção	Momento flector máximo verificado	Momento flector mínimo verificado
XX´	2906,87 kN.m/m	-1337,52 kN.m/m

Quadro 12 – Momentos flectores verificados na direcção YY´

Direcção	Momento flector máximo verificado	Momento flector negativo verificado
YY´	5144,27 kN.m/m	-3823,32 kN.m/m

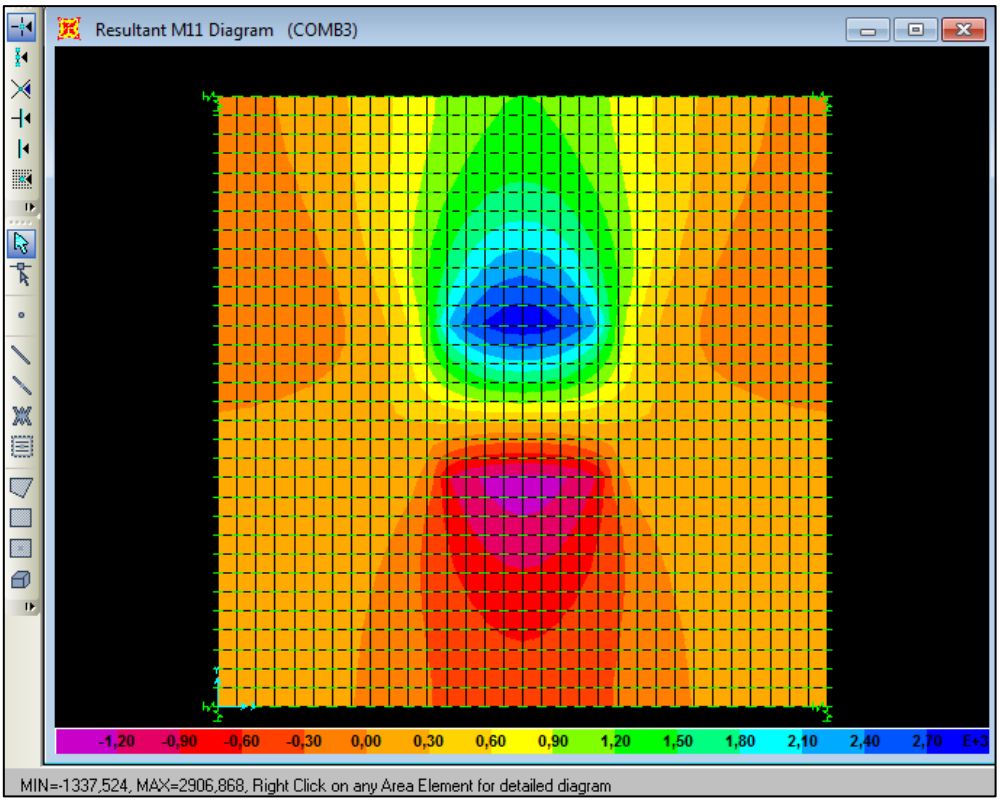


Figura 50 – Esforços de flexão na fundação (direcção XX´)

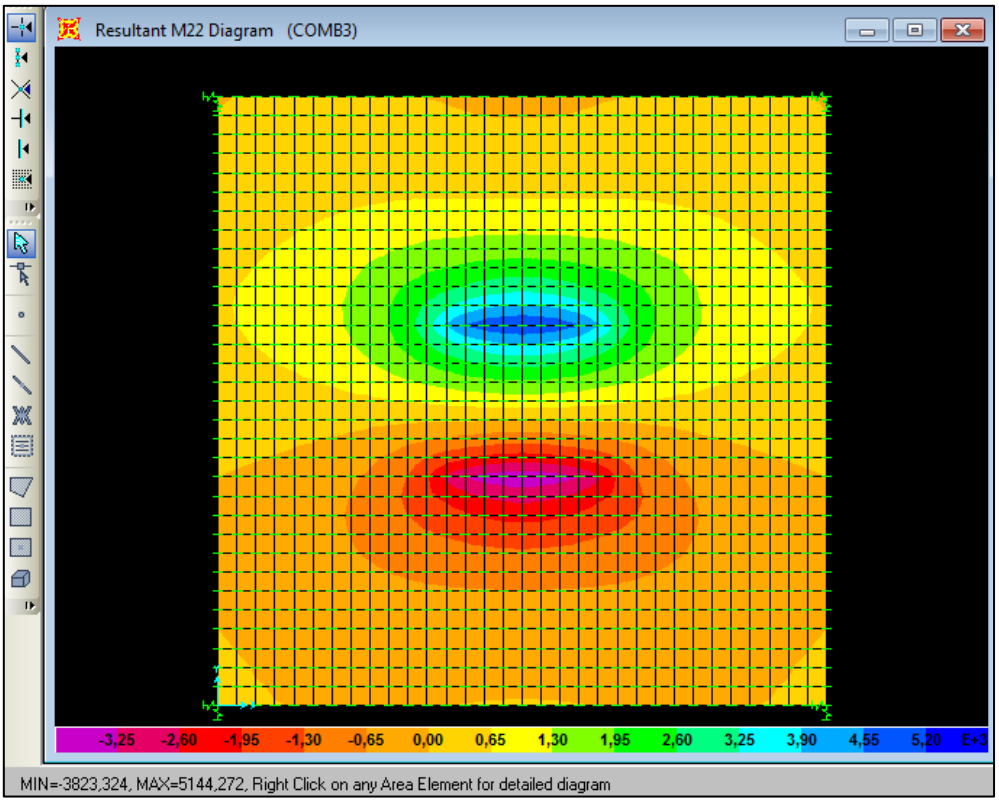


Figura 51 – Esforços de flexão na fundação (direcção YY´)

5.1.15 Dimensionamento de armaduras de flexão

Para esta situação considerou-se novamente a Combinação 3. A Figura 52 e a Figura 53 mostram as armaduras segundo a direcção XX´ na face inferior e superior.

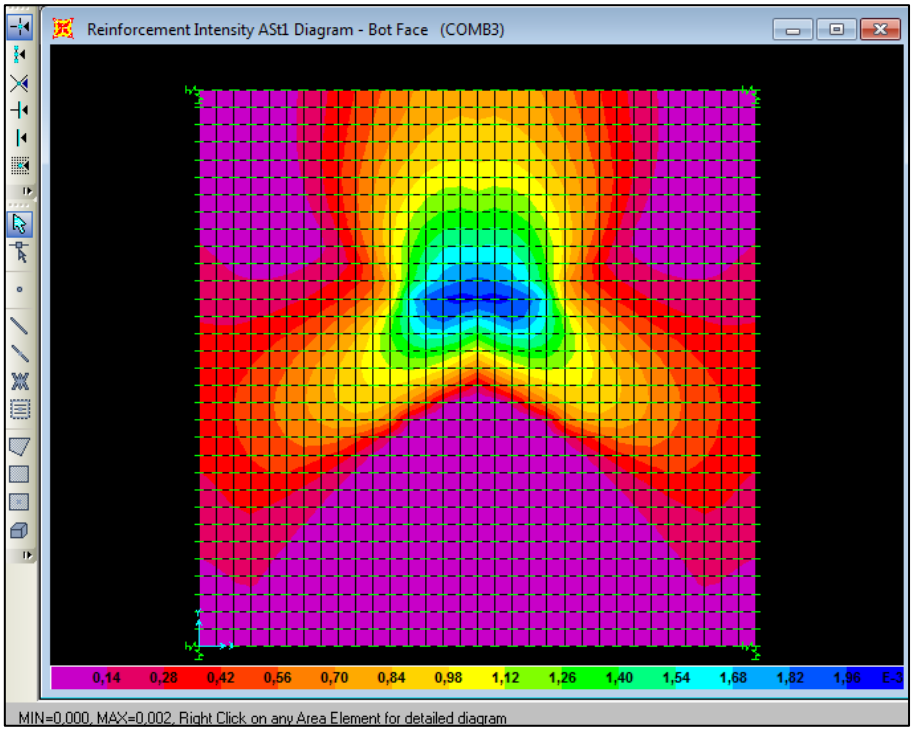


Figura 52 – Armaduras de reforço inferiores (direcção XX`)

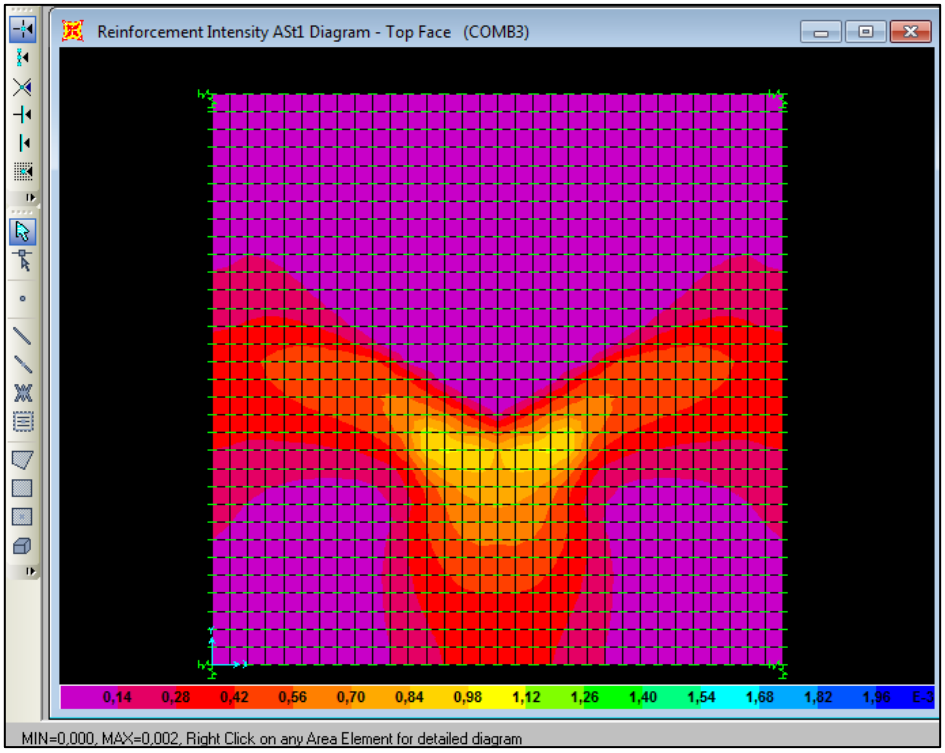


Figura 53 – Armaduras de reforço superiores (direcção XX`)

Como se pode verificar, o valor máximo é de 20 cm^2/m para ambas as situações. É de notar ainda que a graduação de cores do roxo para o azul representa a área da fundação onde será necessário um maior reforço de armadura.

A Figura 54 e a Figura 55 mostram as armaduras de reforço inferiores e superiores segundo a direcção YY´, onde se obteve um valor máximo de 30 cm^2/m, nos dois casos.

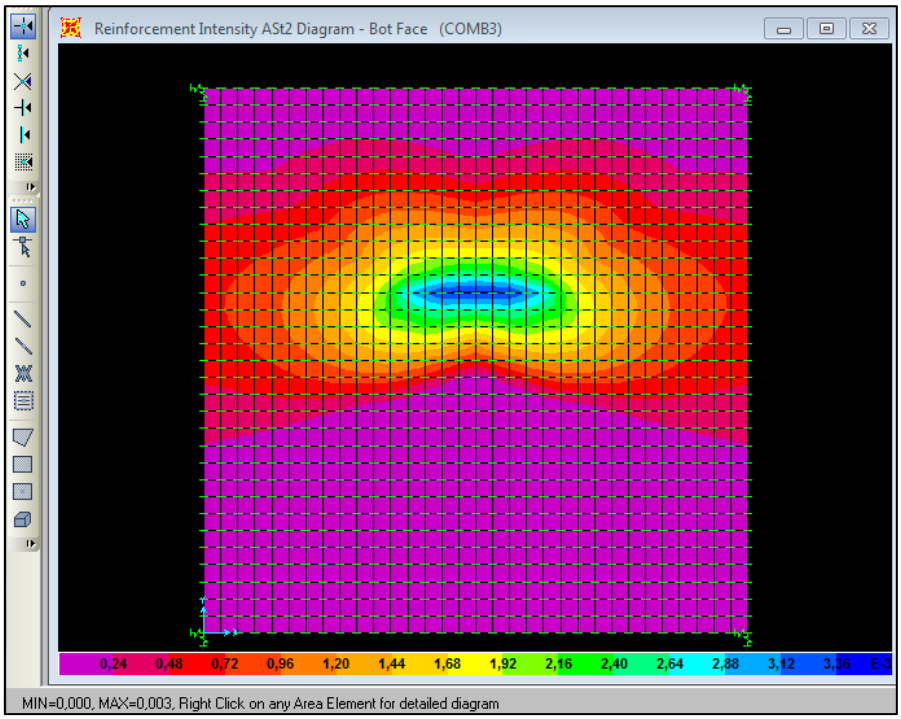


Figura 54 – Armaduras de reforço inferiores (direcção YY`)

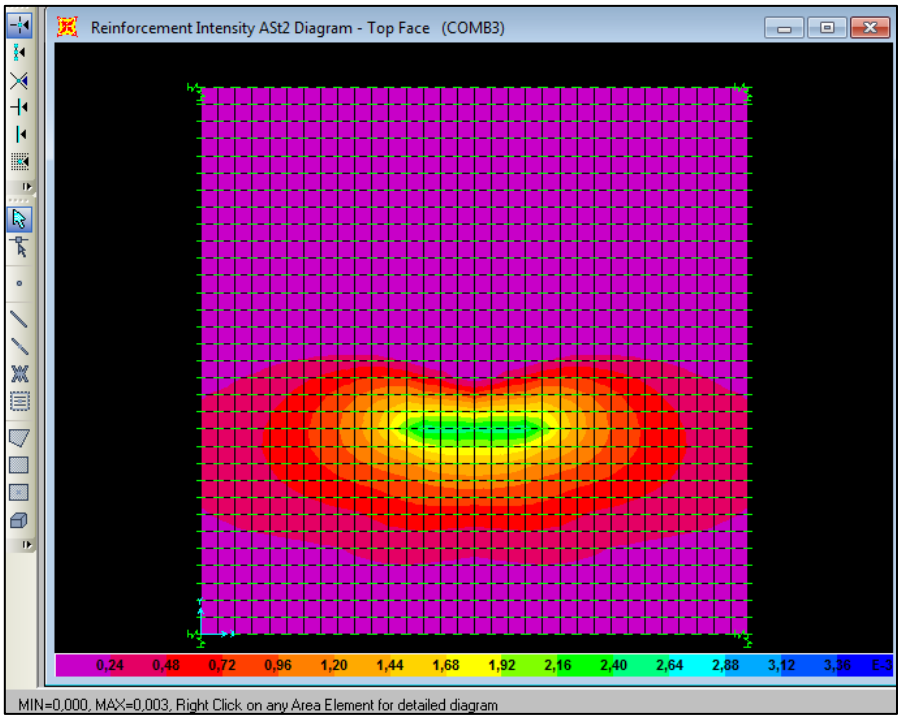


Figura 55 – Armaduras de reforço superiores (direcção YY`)

Para o referido dimensionamento das armaduras (tanto superiores como inferiores) ser efectuado, recorreu-se ao SAP2000 (uma vez mais) e também a equações de equilíbrio, sendo necessárias para confirmação dos valores obtidos.

Assim, as verificações analíticas serão efectuadas através do Método das Consolas [20], aplicável para sapatas rígidas ou flexíveis. A sapata tem carácter rígido pois respeita a condição:

$$H \geq \frac{a'}{2} \qquad \text{[Equação 57]}$$

Em que:

- H – altura da sapata;
- a´ - maior distância entre a face do pilar e a face da sapata.

Assim, para o caso em estudo:

$$3{,}5 \geq \frac{5{,}75}{2} = 2{,}89$$

Confirma-se de facto, que a sapata se pode classificar como rígida. Pode-se aplicar assim a seguinte expressão [16][20]:

$$A_{S/m} = \frac{M_{Sd}}{0{,}9 \times d \times f_{syd}} \qquad \text{[Equação 58]}$$

Em que:

- M_{Sd} – momento flector positivo, na direcção XX´ou YY´, dependendo do caso;
- d – altura da fundação (por ser de grande altura retirou-se ao seu valor 10 cm, ou seja, fica com 3,4 m);
- f_{syd} – tensão de cedência aço (435 MPa).

A seguir apresenta-se o Quadro 13 com os valores obtidos através do SAP2000 e obtidos através da expressão analítica (que como se pode observar se encontram próximos), bem como a verificação da armadura escolhida e o Quadro 14 que contém os valores de áreas de armaduras distribuídas [20].

Quadro 13 – Verificação da distribuição de armaduras

Armadura	Obtida no SAP2000	Obtida analiticamente	Área em função do espaçamento [20]
Segundo XX´	20 cm^2/m	21,84 cm^2/m	Φ32//0,3 ($A_{S/m}$ = 26,81 cm^2/m)
Segundo YY´	30 cm^2/m	38,65 cm^2/m	Φ32//0,2 ($A_{S/m}$ = 40,21 cm^2/m)

Quadro 14 – Áreas de armaduras distribuídas [20]

Área de armaduras distribuídas [cm^2/m]									
mm	0,075	0,10	0,125	0,15	0,175	0,20	0,25	0,30	0,35
6	3,77	2,83	2,26	1,88	1,62	1,41	1,13	0,94	0,81
8	6,7	5,03	4,02	3,35	2,87	2,51	2,01	1,68	1,44
10	10,47	7,85	6,28	5,24	4,49	3,93	3,14	2,62	2,24
12	15,08	11,31	9,05	7,54	6,46	5,65	4,52	3,77	3,23
16	26,81	20,11	16,08	13,4	11,49	10,05	8,04	6,7	5,74
20	41,89	31,42	25,13	20,94	17,95	15,71	12,57	10,47	8,98
25	65,45	49,09	39,27	32,72	28,05	24,54	19,63	16,36	14,02
32	107,23	80,42	64,34	53,62	45,96	40,21	32,17	26,81	22,98

5.1.16 Esforço transverso

Em relação às armaduras que resistem ao esforço transverso, foi utilizado o método de verificação constante no EC2 para se proceder ao seu dimensionamento. Considerou-se nas direcções XZ´ e YZ´ um comprimento de 8 metros, desde o centro da sapata até à sua extremidade. As expressões numéricas que permitem calcular as armaduras resistentes ao esforço transverso são as seguintes:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \geq (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \quad \text{[Equação 59]}$$

Em que:

$$v_{min} = 0{,}035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \text{[Equação 60]}$$

- $V_{Rd,c}$ – valor de cálculo do esforço transverso resistente;
- $C_{Rd,c}$ – tensão de referência;

$$C_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} \quad \text{[Equação 61]}$$

- γ_c – coeficiente de segurança parcial relativo ao betão para estados limites últimos;
- k e k1 – coeficientes;

$$k_1 = 0{,}15$$
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0 \quad \text{[Equação 62]}$$

- d – altura útil da armadura de tracção;

- ρ_l – taxa de armaduras longitudinais;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0{,}02 \qquad \text{[Equação 63]}$$

- A_{sl} – área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd} + d)$ para além da secção considerada;
- b_w – menor largura da secção transversal na área traccionada;
- f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;
- σ_{cp} – tensão de compressão no betão devida a um esforço normal ou ao pré-esforço;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0{,}2 \times f_{cd} \qquad \text{[Equação 64]}$$

- N_{Ed} – esforço normal na secção devido às acções aplicadas ou ao pré-esforço;
- A_c – área da secção transversal de betão;
- f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

$$f_{cd} = 1{,}0 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad \text{[Equação 65]}$$

A armadura mínima para resistir ao esforço transverso será calculada a partir da expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_w \times b_w \times \sin\alpha \qquad \text{[Equação 66]}$$

Em que:

- A_{sw} – área de armaduras de esforço transverso;
- ρ_w – taxa de armaduras de esforço transverso, que não deve ser inferior a ρ_{wmin};

$$\rho_{wmin} = \frac{0{,}08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \qquad \text{[Equação 67]}$$

- s – espaçamento das armaduras medido ao longo do eixo longitudinal do elemento (não deverá ser superior a $s_{l,max}$);

$$s_{l,max} = 0{,}75 \times d \times (1 + \cot\alpha) \qquad \text{[Equação 68]}$$

- b_w – menor largura da secção transversal na área traccionada;
- α – ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal.

No Quadro 15 que se exibe a seguir apresenta-se o resultado para os parâmetros atrás apresentados:

Quadro 15 – Parâmetros relativos ao cálculo de armaduras de esforço transverso

Parâmetro	Valor
γ_c	1,5
$C_{Rd,c}$	0,12 MPa
d	3440 mm
k	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{3440}} = 1{,}2$
ρ_l	0,02
b_w	1000 mm
f_{ck}	35 MPa
A_c	$16 \times 3{,}5 = 56\ m^2$
σ_{cp}	-
v_{min}	$0{,}035 \times 1{,}2^{3/2} \times 35^{1/2} = 0{,}272$
f_{cd}	$1{,}0 \times \frac{35}{1{,}5} = 23{,}333\ MPa$
ρ_{wmin}	$\frac{0{,}08 \times \sqrt{35}}{435} = 0{,}00109$
$s_{l,max}$	$0{,}75 \times 3{,}44 \times (1 + \cot 90°) = 2{,}58\ m$

É importante salientar que se tomaram as seguintes considerações (para ambas as direcções):

- Como não se conhecem as quantidades de armaduras de tracção, considerou-se que a taxa de armaduras ρ_l toma o valor máximo admissível de 0,02. Por esta razão, nos casos em que a verificação não seja satisfeita, o valor das armaduras vai partir sempre deste valor;
- Considera-se que o ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal é de 90º.

Os esforços transversos em relação à Combinação 3, tanto na direcção XZ´ como na direcção YZ´ representam-se graficamente na Figura 56 e 57, respectivamente. Os valores máximos e mínimos correspondentes encontram-se nos Quadros 16 e 17.

Quadro 16 – Esforço transverso verificado na direcção XZ´

Direcção	Esforço transverso máximo verificado	Esforço transverso mínimo verificado
XZ´	3440,93 kN/m;	-3440,93 kN/m

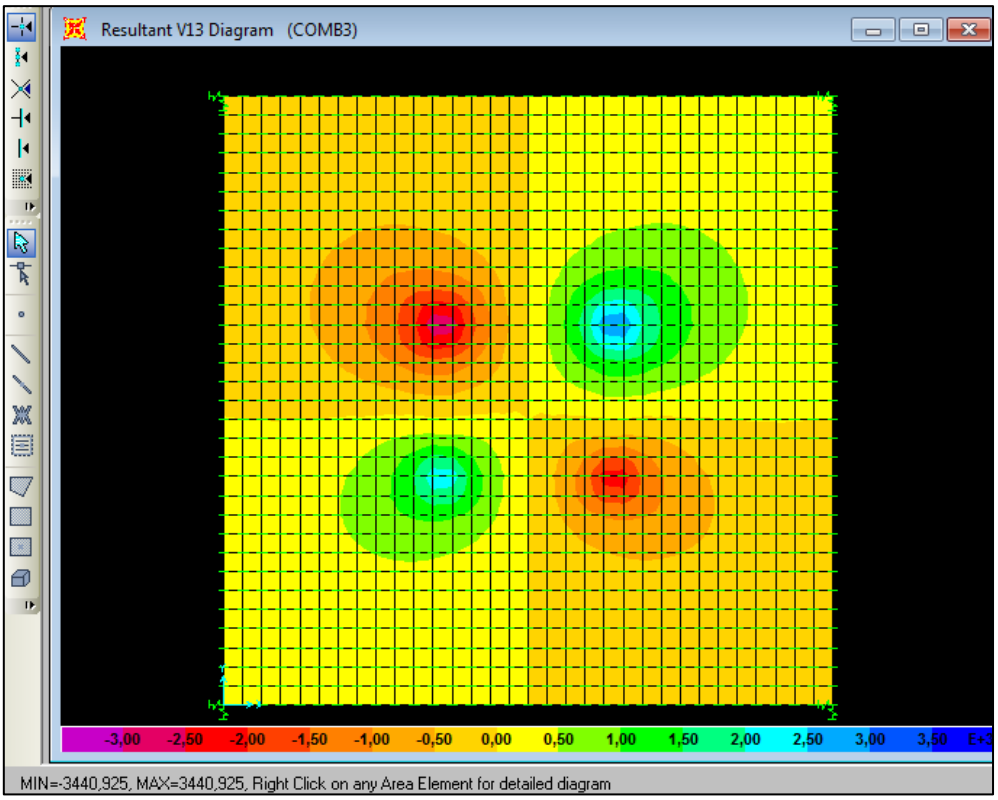


Figura 56 – Esforço transverso na fundação (direcção XZ´)

Para as armaduras serem dimensionadas, analisou-se uma das partes do volume da sapata mais sujeito aos esforços transversos, mais concretamente nos pontos espaçados de 1 em 1 metro (de cor vermelha) como se mostra na Figura 57:

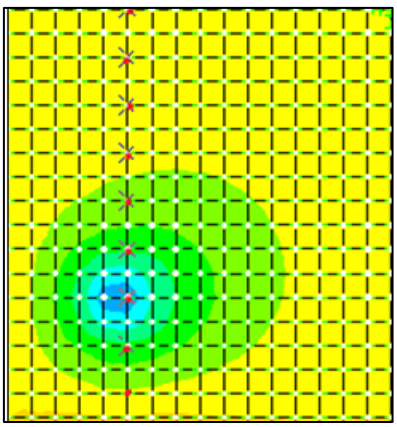


Figura 57 – Secção mais solicitada ao esforço transverso (direcção XZ´)

Os valores dos esforços nos pontos V_{sd} (a vermelho na Figura 57) são apresentados no Quadro 17 (a numeração crescente dos pontos corresponde à orientação de baixo para cima da figura),bem como a verificação dos esforços e ainda o seu dimensionamento caso a verificação não seja satisfeita. A armadura escolhida foi com base no Quadro 18 [22]:

Quadro 17 – Dimensionamento das armaduras do esforço transverso na direcção XZ´

Ponto	V_{Sd} (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	Verifica $V_{Rd,c} \geq V_{Sd}$?	A_{sw}/s (cm^2/m)	Armadura escolhida
1	413,93	2041,52	Sim	-	
2	1398,63		Sim	-	-
3	2850,60		Não	10,9/2,58 = 4,22	3ϕ16 (A=6,03 cm^2)
4	1396,82		Sim	-	-
5	684,77		Sim	-	-
6	367,55		Sim	-	-
7	215,64		Sim	-	-
8	153,75		Sim	-	-
9	147,08		Sim	-	-

Quadro 18 – Tabelas de áreas de varões

Áreas das secções de 1 a 10 varões [cm^2]										
mm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,28	0,56	0,84	1,12	1,40	1,68	1,96	2,24	2,52	2,80
8	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10	0,79	1,58	2,37	3,16	3,95	4,74	5,53	6,32	7,11	7,90
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	11,30
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10
20	3,14	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40
25	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10
32	8,04	16,08	24,12	32,16	40,20	48,24	56,28	64,32	72,36	80,40
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125.60

Para a direcção YZ´ procedeu-se precisamente da forma que se descreveu para a direcção XZ´:

Quadro 19 – Esforço transverso verificado na direcção YZ´

Direcção	Esforço transverso máximo verificado	Esforço transverso mínimo verificado
YZ´	2177,46 kN/m;	-3600,96 kN/m

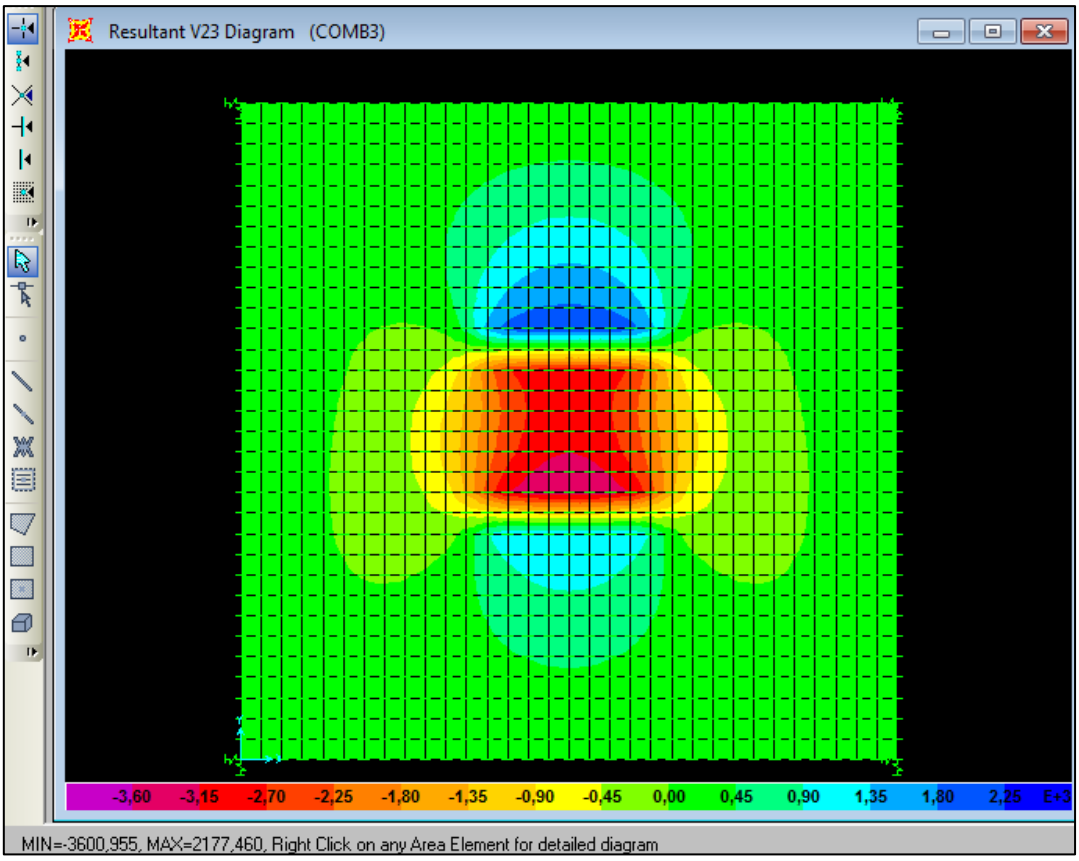


Figura 58 – Esforço transverso na fundação (direcção YZ´)

Tal como anteriormente, foram analisados os pontos sujeitos a esforços transversos mais elevados, como se mostra na Figura 59:

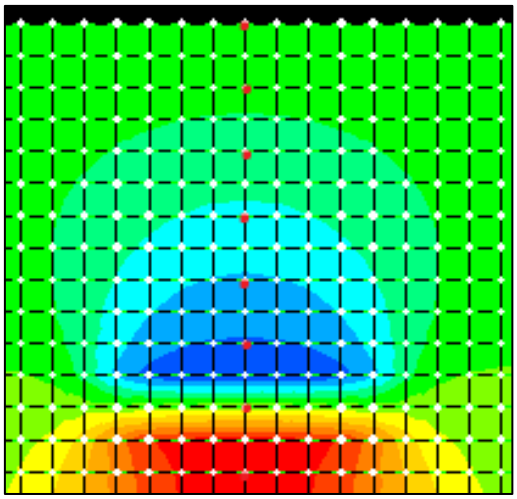


Figura 59 – Secção mais solicitada ao esforço transverso (direcção YZ´)

Quadro 20 – Dimensionamento das armaduras do esforço transverso na direcção YZ´

Ponto	V_{Sd} (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	Verifica $V_{Rd,c} \geq V_{Sd}$?
1	-3048,09	2041,52	Sim
2	-2954,82		Sim
3	-375,44		Sim
4	1843,35		Sim
5	1388,40		Sim
6	978,98		Sim
7	631,97		Sim
8	325,48		Sim
9	108,94		Sim

Como se pode constatar, todas as secções mais esforçadas não ultrapassam o valor do esforço transverso resistente, logo, não serão necessárias armaduras.

6. Modelação de uma fundação indirecta

6.1 Estacas

Neste subcapítulo irá descrever-se a metodologia para modelar as estacas que suportam um bloco de fundação, outro tipo de fundação presente na construção de torres eólicas. Mais uma vez recorreu-se ao *software* SAP 2000 (versão 14.2), para realizar a modelação quer das estacas, quer do bloco de fundação por elas suportado. Tal como para o caso da modelação da sapata, este *software* vai permitir efectuar uma análise em relação à estabilidade da fundação e a partir daí efectuar o seu dimensionamento.

6.1.1 Características da torre, do bloco de fundação e das estacas

O conjunto da fundação (constituída pelo bloco de fundação e estacas) que suporta a torre tubular de metal, de secção circular variável em altura, possui características, obtidas a partir de um caso real [11], apresentadas nos Quadro 21 e 22. Na Figura 60 encontra-se um esquema com as dimensões da fundação, vista em planta e em corte:

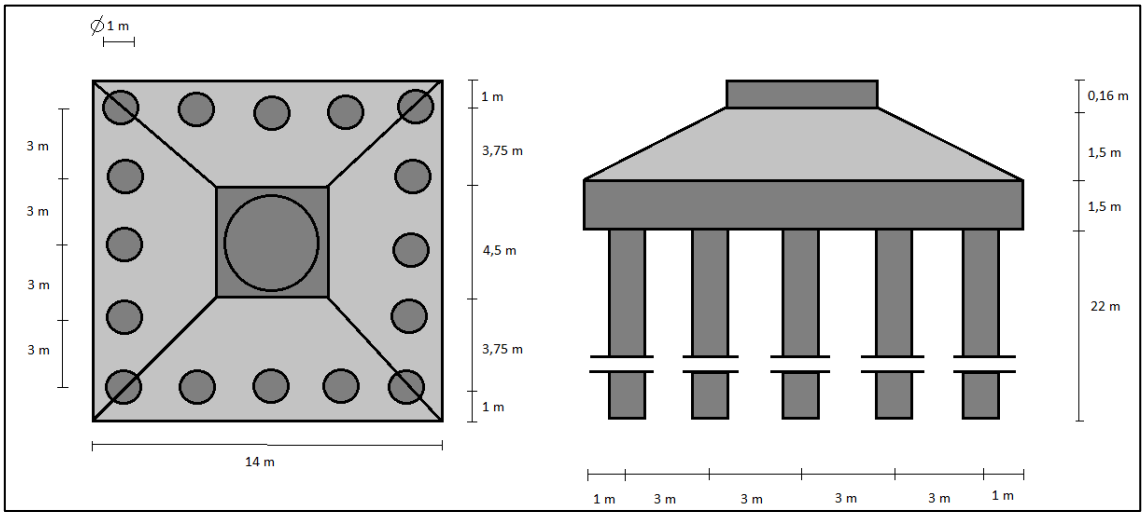


Figura 60 – Dimensões da fundação indirecta

Quadro 21 – Características do bloco de fundação e da torre

Características	Valor
Altura da torre	95 m
Dimensões do bloco de fundação (base x largura x altura)	14 x 14 x 1,5 (m^3)
Dimensões do plinto de betão (base x largura x altura)	4,5 x 4,5 x 0,16 (m^3)
Recobrimento das armaduras do bloco de fundação e do plinto	55 mm
Classe do betão do bloco de fundação e do plinto	C35/45
Classe do betão de limpeza	C12/15

Quadro 22 – Características das estacas

Características	Valor
Número de estacas	16
Diâmetro das estacas	1 m
Comprimento das estacas	22 m
Classe das armaduras das estacas	A500NR
Recobrimento das armaduras das estacas	75 mm
Classe do betão das estacas	C35/45

6.1.2 Acções permanentes

Além da consideração de que a torre possui uma secção transversal quadrada, em vez de uma secção circular (tal como se procedeu para o caso da sapata), considerou-se no SAP2000 uma altura de 1,5 m para o bloco de fundação (em vez de 3 m) e geometria rectangular, com altura constante (em vez de trapezoidal, cuja altura é variável). Procedeu-se deste modo pois a modelação na forma trapezoidal original seria mais complexa de realizar no programa.

As acções permanentes a ter em conta na modelação da fundação são as seguintes:

Quadro 23 – Acções permanentes consideradas

Acções permanentes	Valor
Peso próprio do betão	25 kN/m^3
Peso próprio do aço	77 kN/m^3
Peso do rotor e das pás	431 kN
Peso da torre	2325 kN
Peso da *nacele*	700 kN

O efeito da acção sísmica e o peso próprio do aterro não são considerados pois as suas acções não são determinantes no dimensionamento.

6.1.3 Acções de cálculo

Estas serão as acções utilizadas para dimensionar a fundação em relação à verificação da segurança ao Estado Limite Último (ELU) de resistência e foram obtidas da mesma forma que para o caso da sapata, ou seja, além de já se incluírem efeitos de 2ª ordem, os seus valores referem-se a um ponto de aplicação de cerca de 20 cm acima do plinto. Este facto traduz um agravamento dos momentos flectores resultantes, cujo resultado é dado pela expressão já apresentada anteriormente:

$$M_{res} = M + F_{res} \times 0{,}36 \qquad \text{[Equação 50]}$$

Em que:

- M – momento flector actuante devido à acção do vento;
- F_{res} – força horizontal resultante da acção do peso da torre e dos seus componentes e o valor dos momentos originados pela força do vento.

O efeito das forças verticais será distribuído por 81 pontos correspondentes à secção da torre (que se considerou ter 4 x 4 metros). Para materializar o efeito dos momentos flectores procedeu-se de forma idêntica como para o caso da sapata, isto é, aplicaram-se forças verticais em lados opostos do pedestal de forma a obter um binário.

6.1.4 Combinação de acções

Apresentam-se a seguir no Quadro 24 as acções e Combinações utilizadas para dimensionar a sapata em relação ao ELU de resistência (combinações essas que são fornecidas pelo fabricante, com o aerogerador orientado a 45º):

Quadro 24 – Acções resultantes da torre eólica

Casos de carga	F_z [kN]	F_{res} [kN]	M_z [kN.m]	M_{res} [kN.m]
COMB1 (CF)	6826	708	158,2	67778,88
COMB2 (CR)	8035,6	955,8	213,57	91501,49
COMB3 (CR)	6766	888	1182	84883,68
COMB4 (CR)	7975,6	976,80	1300,2	93372,05
COMB5 (CQP)	6819	394	391	36523,84
COMB 6 (CQP)	8028,6	531,9	527,85	49307,18

Em que:

- CF – combinação frequente;
- CR – combinação rara;
- CQP – combinação quase permanente;
- F_z – forças verticais induzidas pela torre e os seus componentes;
- F_{res} – força horizontal, devido à acção do peso da torre (e dos seus componentes) e o valor dos momentos originados pela força do vento;
- M_z – momentos flectores provocados pela acção do vento;
- M_{res} – momento resultante, originado pelos momentos decorrentes da acção do vento e da força resultante.

Nas combinações 2,4 e 6, já se contabilizou um coeficiente de majoração de 1,35 para a acção referente ao peso próprio.

6.1.5 Estado Limite Último (ELU) de resistência

Para este caso será considerada a Combinação 4, que é a mais gravosa e constitui a Combinação Extrema. Existiu um coeficiente agravamento com o valor de 1,35 na consideração das acções permanentes.

6.1.6 Estado Limite de Utilização (ELUt)

Nesta situação considerou-se a Combinação 3 (a menos gravosa das três que são raras), a Combinação 1 (que é a frequente) e a Combinação 5 (que é a menos gravosa das duas combinações quase permanentes). As acções permanentes não foram sujeitas a nenhum factor de agravamento em nenhum dos casos.

6.1.7 Dimensionamento geotécnico

A análise da capacidade de cargas nas estacas realizou-se para os cenários de carregamento previstos em Estado Limite Último e em Estado Limite de Utilização.

É importante relembrar que esta é uma dissertação em que não se está a contar com o facto de o solo não ser homogéneo nem isotrópico, pela razão de isso poder tornar mais complexo o modelo criado. Esta situação vai conduzir naturalmente a algumas discrepâncias que poderão não corresponder à realidade.

Para o presente caso da fundação em estudo, procedeu-se (no que diz respeito à rigidez de um solo granular em contacto com o bloco de fundação) de maneira semelhante ao caso da sapata, isto é, recorrendo ao coeficiente de Winkler (K_w):

$$K_w = \frac{E}{(1-\upsilon^2) \times B \times I_\lambda} = \frac{160\,000}{(1-0{,}3^2) \times 14 \times 0{,}82} = 15\,316\ kN/m \qquad \text{[Equação 51]}$$

Em que:

- E – módulo de elasticidade do terreno;
- I_λ – valor médio para sapatas quadradas flexíveis;
- B – largura da sapata;
- υ – coeficiente de Poisson do terreno.

Em relação aos apoios elásticos, se se considerar uma área de influência de 1x1 m^2, então cada apoio terá uma rigidez de 13 300 kN/m.

Falta considerar ainda a rigidez das molas das estacas. Para isso, utilizou-se a perspectiva de Aleksandar Vesic [21]. Este autor estudou a relação entre o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade do terreno e chegou à seguinte expressão que traduz a rigidez das molas de uma forma simplista:

$$k = 0{,}65 \times \left(\frac{E_s \times B^4}{E_e \times l_e}\right)^{1/12} \times \frac{E_s}{1-\upsilon^2} \qquad \text{[Equação 69]}$$

Em que:

- E_s – módulo de elasticidade de solo;
- B – diâmetro da estaca;
- E_e – módulo de elasticidade da estaca;
- l_e – comprimento da estaca;
- υ – coeficiente de Poisson.

Assim, obtém-se:

$$k = 0{,}65 \times \left(\frac{160\,000 \times 1^4}{34\,000\,000 \times 22}\right)^{1/12} \times \frac{160\,000}{1 - 0{,}3^2} = 56\,600\ kN/\text{m} \qquad \text{[Equação 69]}$$

No SAP2000 considerou-se que ao longo dos 22 metros de cada estaca, existem molas na direcção XX´ e YY´, separadas de 1 em 1 metro. O valor da rigidez de cada mola considerado é 56 600 kN/m (valor aproximado por excesso e tendo em conta uma área de influência de 1 x 1 m^2).

Para efectuar o dimensionamento geotécnico recorreu-se à Combinação 3 e 4 em que se obtiveram os seguintes valores:

Quadro 25 – Reacções nas estacas

Combinação	Valor máximo (compressão) [kN]	Valor mínimo (tracção) [kN]
COMB3	2224	1360
COMB4	2416	1424

Capacidade de carga das estacas

A entidade fabricante das estacas fornece os valores característicos da sua resistência de ponta (Q_c) e resistência lateral (Q_l), como é mostrado no Quadro 26:

Quadro 26 – Resistência de ponta e lateral da estaca

Resistência de ponta (Q_c)		Resistência lateral (Q_l)	
Valor característico	7069 kN	Valor característico	1508 kN
Valor de cálculo	4694,3 kN	**Valor de cálculo**	3110,2 kN

Comparando os valores do Quadro 25 e do Quadro 26, conclui-se que as estacas conseguem suportar os esforços a que estão sujeitas, pois os valores das reacções (tanto de tracção como de compressão) são inferiores aos valores da resistência de ponta e lateral.

Capacidade de carga do terreno

A verificação da capacidade resistente do terreno foi realizada recorrendo à metodologia apresentada em [10]. Essa metodologia é baseada num processo de cálculo alternativo já referido e explicado nesta dissertação, no subcapítulo " Verificação da segurança das estacas".

Quadro 27 – Dados para o método alternativo

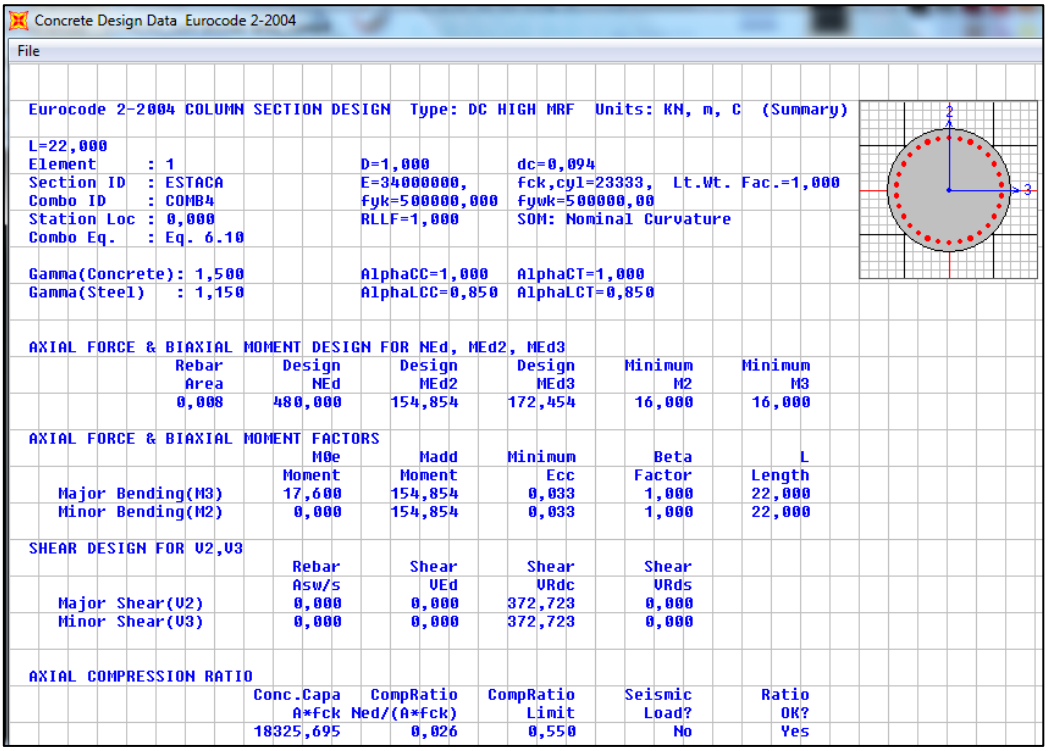
Dados	Valor
Peso vol. Terreno	20 kN/m^3
Sondagem 1	Φ´médio = 35º
Sondagem 2	Φ´médio = 33º
Φ´k considerando todos os ensaios efectuados	Φ´k = 32º

A força vertical mais desfavorável a que as estacas se encontram sujeitas e que se conseguiu apurar é de 1453,52 kN. Há ainda a considerar os seguintes pressupostos:

Quadro 28 – Cálculo da capacidade resistente do solo

Parâmetros	Cálculo
Profundidade crítica (D_c)	Φ´k = 32º logo através da Fig.40: $D_c/B = 9$ logo, $D_c = 9 \times 1 = 9\ m$
Tensão efectiva vertical ($\sigma'_{v,max}$)	$\sigma'_{v,max} = \gamma_d \times D_c = 20 \times 9 = 180\ kN/m^2$
Factor de profundidade (N_q)	Φ´k = 32º logo através da Fig.41 $N_q = 32$
Valor característico da capacidade resistente de ponta ($R_{b,k}$)	$R_{b,k} = \sigma'_{v,max} \times N_q \times A_{ponta} = 180 \times 32 \times \frac{\pi \times 1^2}{4}$ $= 4523{,}89\ kN$
K (admitindo que a ligação entre o fuste e a areia é boa)	$K = K_0 = 1 - \sin 32° = 0{,}47$
δ ´	Consultando a Figura 43, δ = ϕ´= 32º
Valor característico da capacidade resistente de lateral ($R_{s,k}$)	$R_{s,k} = \frac{\sigma'_{v,max}}{2} \times K \times \tan\delta \times A_{lateral}$ $= \frac{180}{2} \times 0{,}47 \times \tan 32° \times (22 \times \pi \times 1)$ $= 1826{,}85\ kN$
Valor de cálculo da capacidade resistente ($R_{c,d}$)	$R_{c,d} = \frac{1}{\gamma_{mod}}\left(\frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s}\right) = \frac{1}{1{,}5}\left(\frac{4523{,}89}{1{,}6} + \frac{1826{,}85}{1{,}3}\right)$ $= 2900$ kN (aprox. por excesso)
Carregamento axial de compressão ($F_{c,d}$)	$F_{c,d} = (\text{Força actuante na estaca} + \text{Peso da estaca}) \times \gamma_G$ $= \left[1453{,}52 + 25 \times \left(22 \times \left(\pi \times 1^2/_4\right)\right)\right] \times 1$ $= 1900$ kN (aprox. por excesso)

Como se pode verificar, como a capacidade resistente ($R_{c,d}$) é superior ao carregamento axial de compressão ($F_{c,d}$), a verificação da segurança em relação à capacidade de carga do terreno de fundação é satisfeita. O SAP2000 possui uma funcionalidade (*Start Concrete Design/Check of Structure*), cujo resultado se mostra na Figura 61:



Concrete Design Data Eurocode 2-2004

File

Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN Type: DC HIGH MRF Units: KN, m, C (Summary)

L=22,000
Element : 1 D=1,000 dc=0,094
Section ID : ESTACA E=34000000, fck,cyl=23333, Lt.Wt. Fac.=1,000
Combo ID : COMB4 fyk=500000,000 fywk=500000,00
Station Loc : 0,000 RLLF=1,000 SOM: Nominal Curvature
Combo Eq. : Eq. 6.10

Gamma(Concrete): 1,500 AlphaCC=1,000 AlphaCT=1,000
Gamma(Steel) : 1,150 AlphaLCC=0,850 AlphaLCT=0,850

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR NEd, MEd2, MEd3

Rebar Area	Design NEd	Design MEd2	Design MEd3	Minimum M2	Minimum M3
0,008	480,000	154,854	172,454	16,000	16,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	M0e Moment	Madd Moment	Minimum Ecc	Beta Factor	L Length
Major Bending(M3)	17,600	154,854	0,033	1,000	22,000
Minor Bending(M2)	0,000	154,854	0,033	1,000	22,000

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Asw/s	Shear VEd	Shear VRdc	Shear VRds
Major Shear(V2)	0,000	0,000	372,723	0,000
Minor Shear(V3)	0,000	0,000	372,723	0,000

AXIAL COMPRESSION RATIO

Conc.Capa A*fck	CompRatio Ned/(A*fck)	CompRatio Limit	Seismic Load?	Ratio OK?
18325,695	0,026	0,550	No	Yes

Figura 61 – Verificação dos esforços numa estaca

O SAP2000 fornece os esforços a que estão sujeitos cada troço constituinte da cada estaca (na Figura 61 é mostrado o primeiro troço de uma estaca imediatamente sob a laje, que é o troço sujeito aos esforços mais elevados). Como se pode verificar, o programa mostra valores de área de armaduras de reforço necessárias (*Rebar Area*) para suportar os esforços axiais e momentos flectores a que as estacas se encontram sujeitas.

6.1.8 Rigidez à rotação

Considerou-se um valor mínimo para a rigidez à rotação admissível de 48 x 10^6 kN.m/rad. Assim, depois de modelar a fundação por estacas e de executar o programa, obtiveram-se as tabelas com os deslocamentos e rotações em cada ponto.

Para a situação de vento mais gravosa (a 45º), utilizaram-se as rotações de menor valor absoluto (que conduzem a uma maior rigidez) em cada uma das três direcções para um momento unitário de 10 000 kN.m e a partir daí calculou-se a rigidez à rotação da fundação.

Quadro 29 – Rigidez à rotação

Parâmetro	Direcção XX´	Direcção YY´	Direcção ZZ´
Mom. unitário [kN.m]	10 000	10 000	10 000
Rotação [rad]	0,000189	0,000099	0,000002142
Rigidez à rotação [kN.m/rad]	52 910 053 = 52 x 10^6 (aprox.)	101 010 101 = 10 x 10^7 (aprox.)	4 668 534 080 = 47 x 10^8 (aprox.)

Como se pode verificar, para as três direcções o valor mínimo para a rigidez à rotação admissível (de 48 x 10^6 kN.m/rad) é respeitado.

6.1.9 Estabilidade global – deslizamento

Dado a resistência ao corte das estacas permitir a estabilidade ao deslizamento da fundação, esta verificação não necessita de ser realizada.

6.1.10 Estabilidade global – derrube

Dado a resistência à tracção das estacas permitir a estabilidade ao derrube da fundação, esta verificação não necessita de ser realizada.

6.1.11 ELU de resistência – flexão na fundação

Os resultados que a seguir se vão mostrar foram obtidos através do SAP2000 para a Combinação 4, que como já foi mencionado anteriormente, é a combinação mais desfavorável. Na Figura 62 e 63 apresentam-se graficamente os esforços de flexão mais desfavoráveis na direcção XX´ e YY´, respectivamente. Os valores máximos e mínimos correspondentes apresentam-se no Quadro 30 e 31:

Quadro 30 – Momentos flectores verificados na direcção XX´

Direcção	Momento flector máximo verificado	Momento flector mínimo verificado
XX´	2268,86 kN.m/m	-1810,62 kN.m/m

Quadro 31 – Momentos flectores verificados na direcção YY´

Direcção	Momento flector máximo verificado	Momento flector mínimo verificado
YY´	4445,56 kN.m/m	-4200,41 kN.m/m

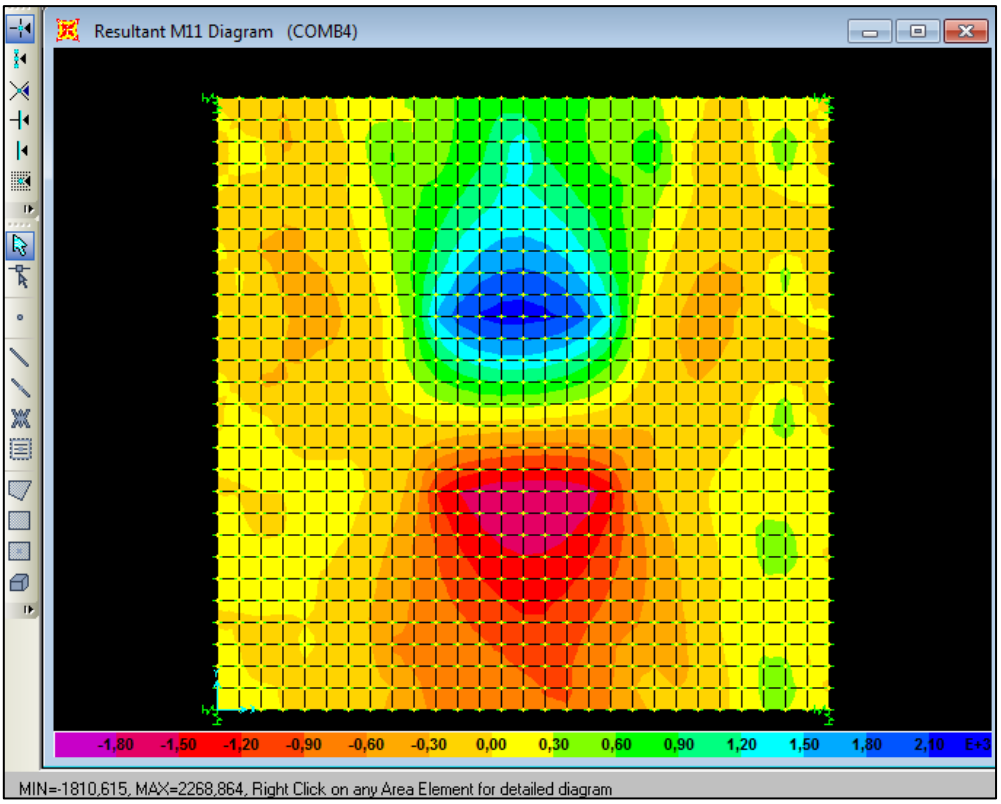


Figura 62 – Esforços de flexão na fundação (direcção XX´)

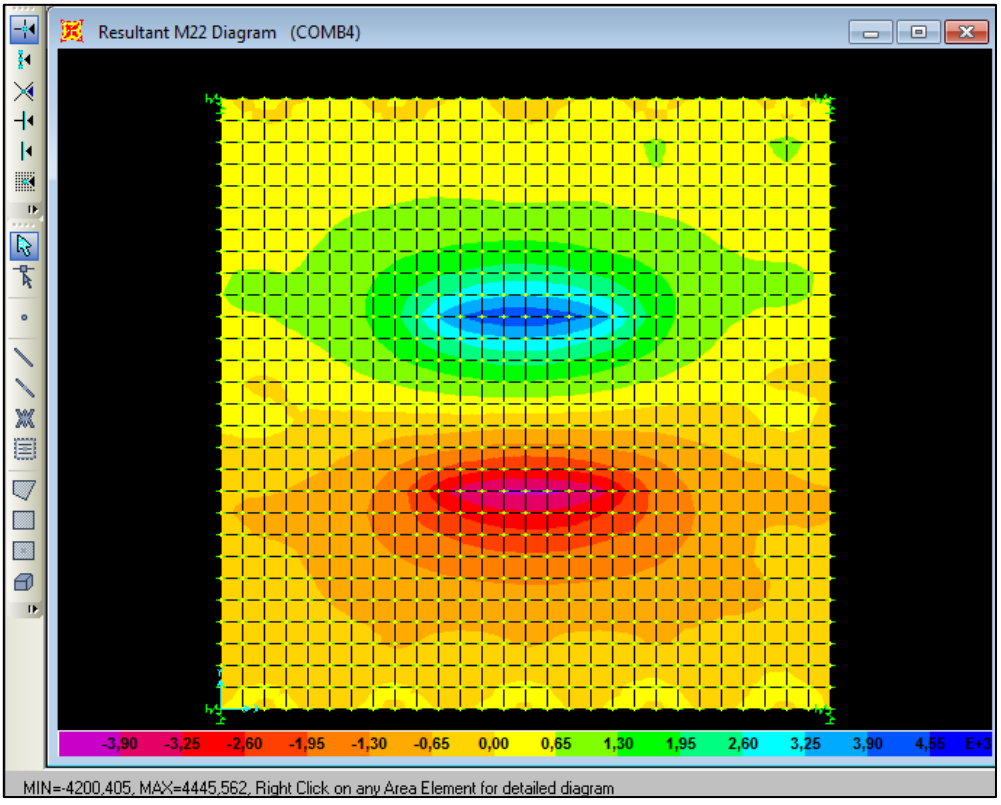


Figura 63 – Esforços de flexão na fundação (direcção YY´)

6.1.12 Dimensionamento de armaduras de flexão do bloco de fundação

Para o referido dimensionamento das armaduras (tanto superiores como inferiores) ser efectuado, recorreu-se ao SAP2000 (uma vez mais) e também a equações de equilíbrio, sendo necessárias para confirmação dos valores obtidos.

Para esta situação considerou-se novamente a Combinação 4. A Figura 64 e a Figura 65 mostram as armaduras segundo a direcção XX´ na face inferior e superior, onde se obteve um valor máximo de 40 cm^2/m para ambas as situações. É de notar ainda que as cores mais perto da cor azul representam a área da fundação onde será necessário um maior reforço de armadura.

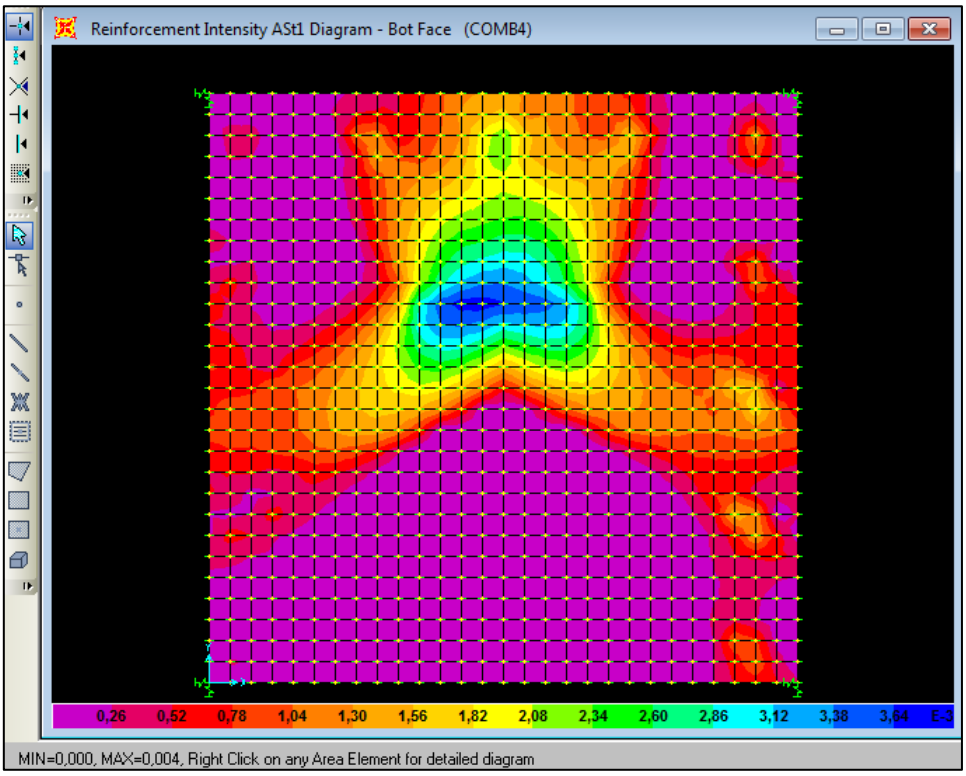


Figura 64 – Armaduras de reforço inferiores (direcção XX`)

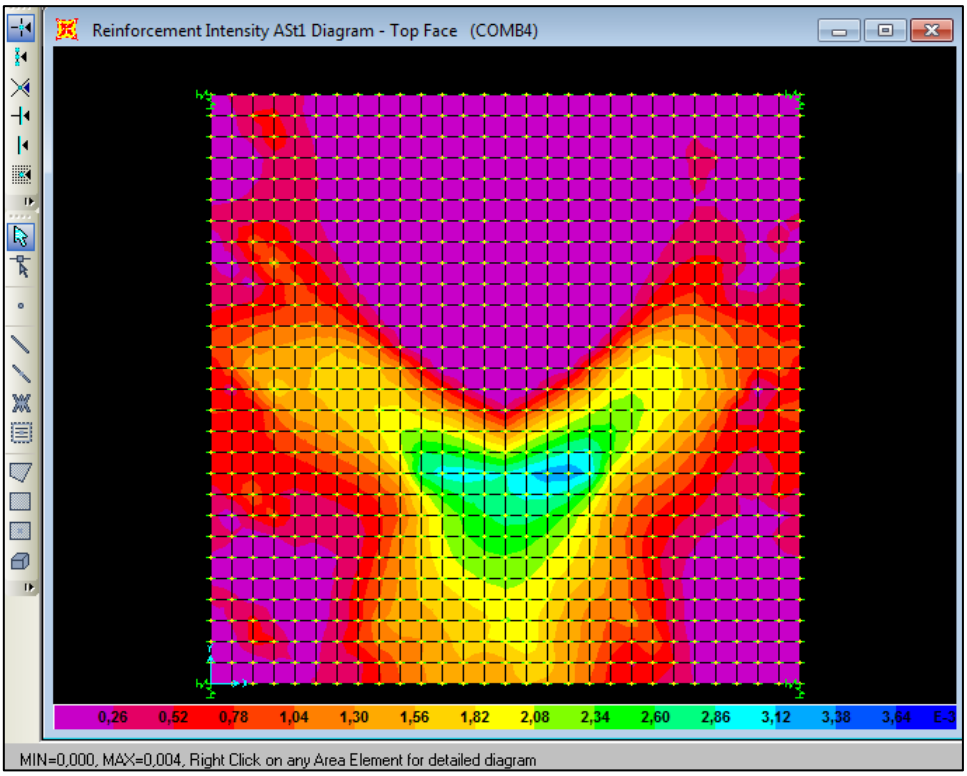


Figura 65 – Armaduras de reforço superiores (direcção XX`)

A Figura 66 e a Figura 67 mostram as armaduras de reforço inferiores e superiores segundo a direcção YY´, onde se obteve um valor máximo de 70 cm^2/m, para ambas as situações.

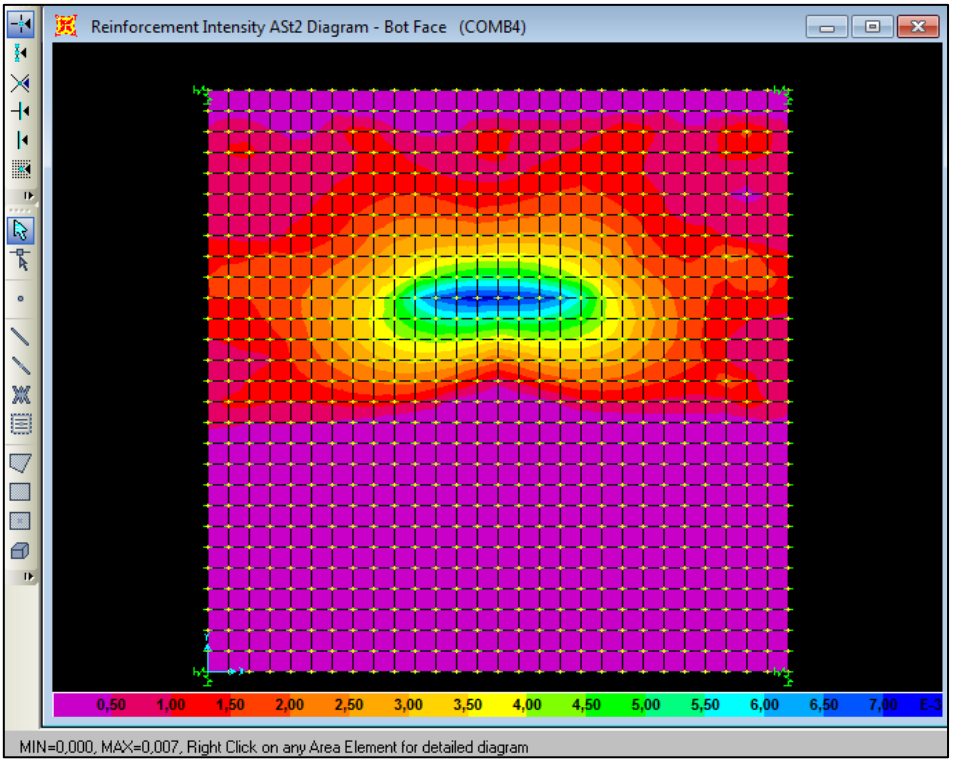


Figura 66 – Armaduras de reforço inferiores (direcção YY`)

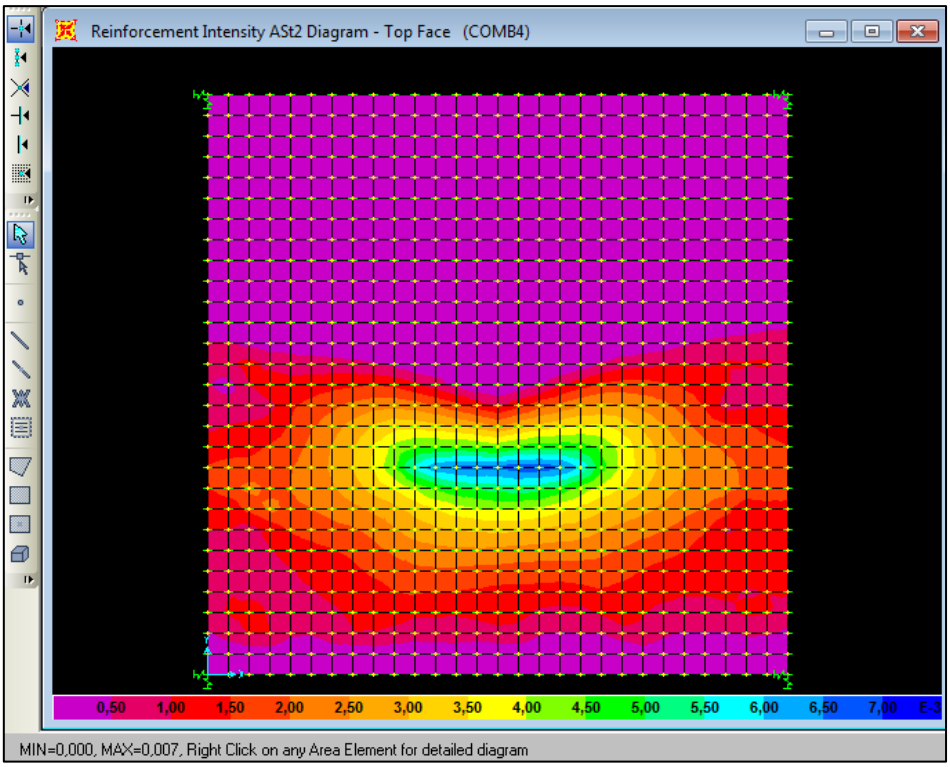


Figura 67 – Armaduras de reforço superiores (direcção YY`)

Assim, as verificações analíticas serão efectuadas da expressão que já se tinha mostrado para o caso da sapata:

$$A_{S/m} = \frac{M_{Sd}}{0{,}9 \times d \times f_{yd}} \qquad \text{[Equação 58]}$$

Em que:

- M_{Sd} – momento flector positivo, na direcção XX´ ou YY´, dependendo do caso;
- d – altura da fundação (por ser de grande altura retirou-se ao seu valor 10 cm, ou seja, fica com 1,4 m);
- f_{yd} – tensão de cedência aço (435 MPa)

Voltando a utilizar o Quadro 14 que possui os valores de áreas de armaduras distribuídas, é possível determinar a área em função do espaçamento. Apresenta-se no Quadro 32 os valores obtidos através do SAP2000 e obtidos através da expressão analítica.

Quadro 32 – Verificação da distribuição de armaduras

Armadura	Obtida no SAP2000	Obtida analiticamente	Área em função do espaçamento [20]
De flexão segundo XX´	40 cm^2/m	41,40 cm^2/m	Φ32//0,15 ($A_{S/m}$ = 53,62 cm^2/m)
De flexão segundo YY´	70 cm^2/m	81,11 cm^2/m	Φ32//0,075 ($A_{S/m}$ = 107,23 cm^2/m)

6.1.13 Esforço transverso

Em relação às armaduras que resistem ao esforço transverso, foi utilizado o mesmo método de verificação utilizado no caso da sapata. Considerou-se nas direcções XZ´ e YZ´ um comprimento de 7 metros, desde o centro da sapata até à sua extremidade. As diferenças em relação aos valores do caso da sapata são:

Quadro 33 - Parâmetros relativos ao cálculo de armaduras de esforço transverso

Parâmetro	Valor
d	1445 mm
k	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{1445}} = 1{,}4$
v_{min}	$0{,}035 \times 1{,}4^{3/2} \times 35^{1/2} = 0{,}343$
f_{cd}	$1{,}0 \times \frac{35}{1{,}5} = 23{,}333\ MPa$
$s_{l,max}$	$0{,}75 \times 1{,}445 \times (1 + \cot 90°) = 1{,}08\ m$

As considerações tomadas são as mesmas do caso da sapata. Os esforços transversos em relação à Combinação 4, tanto na direcção XZ´ como na direcção YZ´ representam-se graficamente na Figura 68 e 70, respectivamente. Os valores máximos e mínimos correspondentes encontram-se nos Quadros 34 e 36.

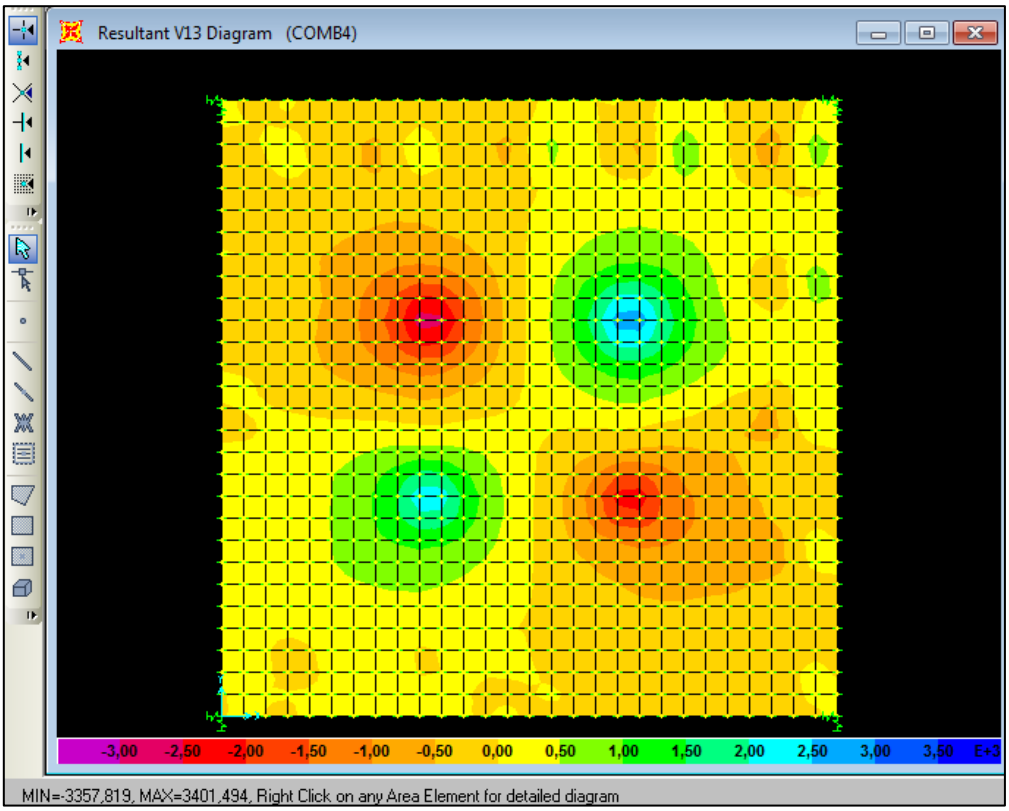


Figura 68 – Esforço transverso na fundação (direcção XZ´)

Quadro 34 – Esforço transverso verificado na direcção XZ´

Direcção	Esforço transverso máximo verificado	Esforço transverso mínimo verificado
XZ´	3401,49 kN/m;	-3357,82 kN/m

Para as armaduras serem dimensionadas, analisou-se a área do bloco de fundação sujeita aos esforços transversos mais elevados, mais concretamente nos pontos espaçados de 1 em 1 metro (de cor vermelha) como se mostra na Figura 69:

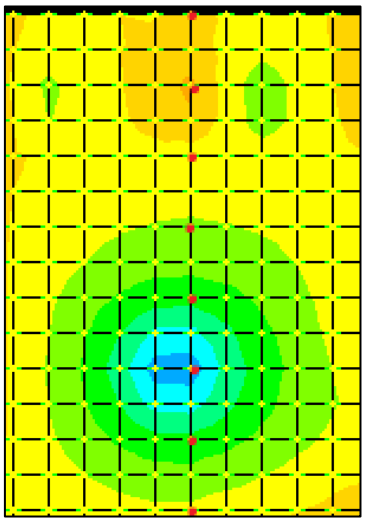


Figura 69 – Secção mais solicitada ao esforço transverso (direcção XZ´)

Os valores dos esforços nos pontos V_{sd} (a vermelho na Figura 69) são apresentados no Quadro 35 (a numeração dos pontos corresponde a uma orientação de baixo para cima). Nesse quadro apresenta-se ainda a verificação dos esforços e o seu dimensionamento caso a verificação não seja satisfeita. A armadura escolhida foi com base no Quadro 14, tal como para o caso da sapata.

Quadro 35 – Dimensionamento das armaduras do esforço transverso na direcção XZ´

Ponto	V_{Sd} (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	Verifica $V_{Rd,c} \geq V_{Sd}$?	A_{sw}/s (cm^2/m)	Armadura escolhida
1	380,47	1000,48	Sim	-	-
2	1335,18		Não	10,9/1,08 = 10,09	4ϕ20 (A=12,56 cm^2)
3	2751,73		Não	10,9/1,08 = 10,09	4ϕ20 (A=12,56 cm^2)
4	1256,97		Não	10,9/1,08 = 10,09	4ϕ20 (A=12,56 cm^2)
5	548,62		Sim	-	-
6	216,24		Sim	-	-
7	-639,23		Sim	-	-
8	-116,22		Sim	-	-

Quadro 36 – Esforço transverso verificado na direcção YZ´

Direcção	Esforço transverso máximo verificado	Esforço transverso mínimo verificado
YZ´	2221,82 kN/m;	-3577,68 kN/m

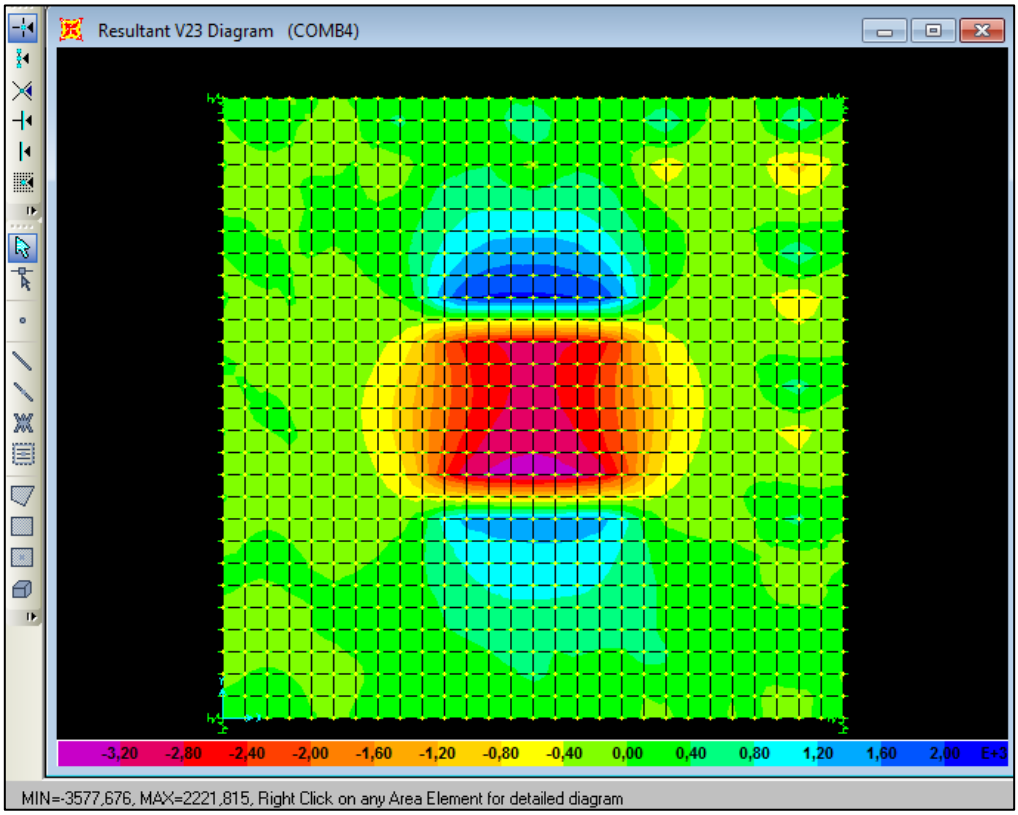


Figura 70 – Esforço transverso na fundação (direcção YZ´)

Tal como anteriormente, foram analisados os pontos sujeitos a esforços transversos mais elevados, como se mostra na Figura 71. A verificação dos esforços e o respectivo dimensionamento apresenta-se no Quadro 37. As armaduras escolhidas foram com base nos valores do Quadro 18.

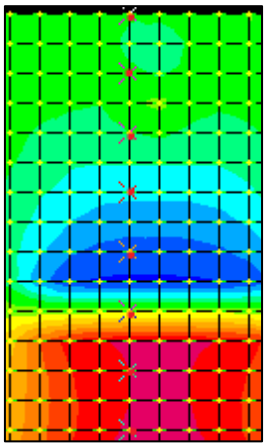


Figura 71 – Secção mais solicitada ao esforço transverso (direcção YZ´)

Quadro 37 – Dimensionamento das armaduras do esforço transverso na direcção YZ´

Ponto	V_{Sd} (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	Verifica $V_{Rd,c} \geq V_{Sd}$?	A_{sw}/s (cm^2/m)	Armadura escolhida
1	-2858,34	1000,48	Sim	-	-
2	-2799,25		Sim	-	-
3	-353,53		Sim	-	-
4	1746,26		Não	10,9/1,08 = 10,09	4ϕ20 (A=12,56 cm^2)
5	1091,32		Não	10,9/1,08 = 10,09	4ϕ20 (A=12,56 cm^2)
6	398,63		Sim	-	-
7	295,08		Sim	-	-
8	335,27		Sim	-	-

7. Tipificação de tipos de solo

Neste capítulo encontram-se presentes em quadros os esforços a que as fundações (tanto sapatas como fundação por estacas) se encontram sujeitas em solos com parâmetros geotécnicos diferentes dos solos referidos nos casos de estudo. O que não se alterou foram as características das torres e respectivos equipamentos. Com base no programa SAP2000, foram efectuadas simulações para diferentes tipos de solos alterando os seus parâmetros geotécnicos [s45], o que permitiu obter tabelas com as características dos solos, esforços máximos e mínimos admissíveis, deslocamentos, rotações e densidades de armaduras.

Assim, para os casos de fundações directas que a seguir se apresentam, utilizaram-se as informações relativas da torre e os momentos do caso de estudo da sapata e para os casos de fundações indirectas consideraram-se as mesmas características da torre e os momentos do caso de estudo das estacas.

Quadro 38 – Colectânea de vários tipos de solos para fundações directas

Caso	Descrição	Tipo de solo	E (MPa)	φ´ (°)	c´ (kPa)	γ´(kN/m^3)	K_w	k (estaca)
1	Saibro bem graduado/saibro arenoso	Granular	192	36,5	-	20	16082	-
2	Areia bem graduada/ areia saibrosa, com poucos ou ausência de finos	Granular	224	38	-	19,5	18762	-
3	Areia densa	Granular	256	38,5	-	20,5	21442	-
4	Areia densa bem graduada	Granular	288	45	-	22,5	24122	-
5	Saibro arenoso denso	Granular	320	50	-	22	26803	-
6	Rocha basáltica	Rochoso	62763	49	400	27	$5,26x10^6$	-
7	Rocha calcária	Rochoso	52466	45	225	21	$4,39x10^6$	-
8	Rocha granítica	Rochoso	46091	57	325	26	$3,86x10^6$	-
9	Rocha grauváquica	Rochoso	63743	47,5	80	25	$5,34x10^6$	-
10	Rocha diorítica	Rochoso	33833	54	150	28	$2,83x10^6$	-

Quadro 39 – Colectânea de vários tipos de solos para fundações indirectas

Caso	Descrição	Tipo de solo	E (MPa)	φ´ (°)	c´ (kPa)	γ´(kN/m3)	Kw	k (estaca)
1	Areia pouco graduada/saibro arenoso com poucos ou nenhuns finos	Granular	35	34,5	-	18	3350	10892
2	Areia densa uniformemente graduada, de grãos arredondados	Granular	65	34	-	21	6222	21300
3	Areia média (entre solta e densa)	Granular	40	33	-	19,5	3829	12588
4	Areia densa	Granular	80	38,5	-	21,5	7658	26672
5	Areia solta uniformemente graduada, de grãos arredondados	Granular	30	27	-	20	2872	9217
6	Areia solta	Granular	20	29,5	-	17,5	1915	5941
7	Areia compacta, pouco graduada	Granular	50	37	-	19	4786	16030
8	Argila siltosa	Coesivo	38	34	50	22	3637	11907
9	Areia siltosa densa	Coesivo	45	32	22	23	4308	14301
10	Areia siltosa solta	Coesivo	29	30	20	20,5	2776	8885
11	Areia argilosa	Coesivo	52	35	5	19	4978	16726
12	Silte inorgânico/ areia com silte ou argila (de plasticidade média)	Coesivo	15	39	7	18,5	1436	4350
13	Argila inorgânica/ argila siltosa/ argila com areia (de plasticidade baixa)	Coesivo	20	31	4	18,5	1914	5941
14	Argila inorgânica de baixa plasticidade	Coesivo	10	28	86	21	957	2804
15	Argila inorgânica de elevada plasticidade	Coesivo	32	24	25	19	3063	9885
16	Saibro pouco graduado/ saibro arenoso, com poucos ou nenhuns finos	Granular	55	38	-	20,5	5265	17774
17	Saibro siltoso/ saibro silto-arenoso	Granular	25	35	-	21,5	2393	7565
18	Saibro argiloso/ saibro argilo-arenoso	Coesivo	27	31,5	20	19,5	2585	8223
19	Marga siltosa saturada	Coesivo	42	28,5	15	22	4020	13271
20	Marga argilosa/ marga silto-arenosa saturada	Coesivo	26	25	15	20	2489	7893

Quadro 40 – Esforços nas fundações directas

Caso	M_{xx} (+) máx (kN.m)	M_{xx} (-) min (kN.m)	M_{yy} (+) máx (kN.m)	M_{yy} (-) min (kN.m)	V_{xz} (+) máx (kN)	V_{xz} (-) min (kN)	V_{yz} (+) max (kN)	V_{yz} (-) min (kN)
1	2913,40	-1335,48	5151,20	-3822,51	3442,56	-3442,56	2176,63	-3603,73
2	2910,87	-1336,28	5148,52	-3822,83	3441,93	-3441,93	2176,95	-3602,66
3	2908,36	-1337,06	5145,86	-3823,14	3441,30	-3441,30	2177,23	-3601,59
4	2905,85	-1337,84	5143,19	-3823,45	3440,67	-3440,67	2177,59	-3600,52
5	2903,36	-1338,61	5140,54	-3823,75	3440,04	-3440,04	2177,91	-3599,46
6	1652,93	-1194,98	3458,51	-3119,83	2906,19	-2906,19	2390,19	-2792,97
7	1738,92	-1235,28	3599,00	-3222,61	2963,36	-2963,36	2383,37	-2862,58
8	1799,28	-1261,52	3695,91	-3290,97	3001,18	-3001,18	2376,65	-2910,82
9	1645,70	-1191,44	3446,57	-3110,91	2901,20	-2901,20	2390,61	-2787,08
10	1941,31	-1315,95	3917,56	-3438,07	3083,01	-3083,01	2355,77	-3021,60

Quadro 41 – Esforços nas fundações indirectas

Caso	M_{xx} (+) máx (kN.m)	M_{xx} (-) min (kN.m)	M_{yy} (+) máx (kN.m)	M_{yy} (-) min (kN.m)	V_{xz} (+) máx (kN)	V_{xz} (-) min (kN)	V_{yz} (+) max (kN)	V_{yz} (-) min (kN)
1	2397,76	-2040,89	4784,67	-4537,45	3376,30	-3501,90	2173,10	-3853,10
2	2332,23	-1871,27	4626,51	-4379,49	3391,66	-3433,60	2106,23	-3724,33
3	2382,67	-1959,48	4748,17	-4500,95	3380,10	-3486,13	2090,45	-3823,37
4	2317,15	-1856,53	4579,87	-4333,07	3395,38	-3414,01	2136,46	-3686,44
5	2491,27	-2138,00	4828,15	-4580,96	3371,64	-3520,73	2271,99	-3888,52
6	2760,66	-2408,94	4948,98	-4701,93	3570,21	-3573,18	2548,30	-3986,92
7	2358,42	-1890,79	4690,08	-4442,91	3385,88	-3461,11	2064,75	-3776,06
8	2388,44	-1990,50	4762,08	-4514,85	3378,67	-3492,14	2121,91	-3834,70
9	2369,71	-1898,91	4717,02	-4469,81	3383,25	-3472,70	2047,12	-3797,99
10	2513,14	-2159,93	4837,97	-4590,78	3370,58	-3524,98	2294,37	-3896,52
11	2354,27	-1887,79	4680,22	-4433,05	3386,82	-3456,87	2071,20	-3768,03
12	2960,83	-2608,68	5038,76	-4791,88	3900,22	-3612,24	2754,60	-4060,02
13	2761,13	-2408,51	4949,19	-4702,14	3570,99	-3573,27	2548,79	-3987,10
14	3246,82	-2895,28	5167,16	-4920,56	4376,61	-3939,66	3063,56	-4164,46
15	2450,37	-2096,99	4809,80	-4562,58	3373,63	-3512,78	2230,20	-3873,57
16	2216,84	-1750,89	4295,69	-4055,24	3328,97	-3391,04	2354,43	-3469,11
17	2610,29	-2257,31	4881,55	-4634,40	3365,77	-3543,89	2393,88	-3932,02
18	2559,41	-2206,31	4858,73	-4611,56	3368,30	-3533,98	2341,73	-3913,43
19	2377,28	-1930,56	4735,19	-4487,97	3381,43	-3480,53	2061,17	-3812,80
20	2682,43	-2328,48	4911,27	-4663,49	3449,40	-3558,38	2472,34	-3957,23

Quadro 42 – Assentamentos e rotações nas fundações directas

Caso	Deslocamento máximo (mm)			Deslocamento mínimo (mm)			Rotação máxima (graus)			Rotação mínima (graus)		
	XX´	YY´	ZZ´	XX´	YY´	ZZ´	XX´	YY´	ZZ´	XX´	YY´	ZZ´
1	0,107	0,331	1,392	-0,107	-0,001	-15,498	0,000	0,002	0,00009	-0,064	-0,002	-0,00009
2	0,107	0,307	1,197	-0,107	-0,001	-13,28	0,000	0,002	0,00009	-0,055	-0,002	-0,00009
3	0,107	0,289	1,051	-0,107	-0,001	-11,617	0,000	0,002	0,00009	-0,048	-0,002	-0,00009
4	0,107	0,275	0,937	-0,107	-0,001	-10,323	0,000	0,002	0,00009	-0,043	-0,002	-0,00009
5	0,107	0,263	0,846	-0,107	-0,001	-9,287	0,000	0,002	0,00009	-0,039	-0,002	-0,00009
6	0,111	0,161	0,491	-0,111	-0,010	-0,583	0,001	0,001	0,00009	-0,002	-0,001	-0,00009
7	0,110	0,161	0,491	-0,110	-0,010	-0,596	0,001	0,001	0,00009	-0,002	-0,001	-0,00009
8	0,110	0,161	0,491	-0,110	-0,009	-0,606	0,001	0,001	0,00009	-0,002	-0,001	-0,00009
9	0,111	0,161	0,490	-0,111	-0,010	-0,582	0,001	0,001	0,00009	-0,002	-0,001	-0,00009
10	0,110	0,162	0,488	-0,110	-0,009	-0,632	0,001	0,001	0,00009	-0,002	-0,001	-0,00009

Quadro 43 – Assentamentos e rotações nas fundações indirectas

Caso	Deslocamento máximo (mm)			Deslocamento mínimo (mm)			Rotação máxima (graus)			Rotação mínima (graus)		
	XX´	YY´	ZZ´	XX´	YY´	ZZ´	XX´	YY´	ZZ´	XX´	YY´	ZZ´
1	12,230	29,091	54,252	-2,255	-4,995	-146,626	0,036	0,261	0,00007	-0,630	-0,016	-0,00007
2	6,484	15,231	35,814	-1,189	-2,523	-85,618	0,021	0,165	0,00009	-0,396	-0,010	-0,00009
3	10,697	25,390	50,028	-1,960	-4,323	-130,865	0,032	0,237	0,00008	-0,571	-0,015	-0,00008
4	5,206	12,151	30,544	-0,961	-1,970	-71,037	0,018	0,140	0,00010	-0,338	-0,009	-0,00010
5	14,238	33,939	59,150	-2,625	-5,858	-166,874	0,041	0,291	0,00007	-0,704	-0,018	-0,00007
6	20,965	50,186	71,132	-3,942	-8,954	-232,613	0,060	0,385	0,00006	-0,932	-0,026	-0,00006
7	8,520	20,138	43,214	-1,561	-3,351	-107,917	0,027	0,201	0,00008	-0,484	-0,012	-0,00008
8	11,265	26,761	51,646	-2,070	-4,574	-136,742	0,034	0,246	0,00008	-0,593	-0,015	-0,00008
9	9,491	22,480	46,381	-1,727	-3,780	-118,246	0,029	0,217	0,00008	-0,523	-0,013	-0,00008
10	14,719	35,099	60,223	-2,711	-6,089	-171,667	0,042	0,298	0,00007	-0,721	-0,019	-0,00007
11	8,182	19,322	42,058	-1,502	-3,218	-104,271	0,026	0,195	0,00008	-0,470	-0,012	-0,00008
12	27,249	65,370	77,131	-5,211	-11,976	-292,425	0,080	0,464	0,00006	-1,124	-0,034	-0,00006
13	20,972	50,202	71,137	-3,943	-8,957	-232,703	0,060	0,385	0,00006	-0,932	-0,026	-0,00006
14	38,731	93,113	77,276	-7,491	-17,386	-400,253	0,113	0,595	0,00006	-1,440	-0,049	-0,00006
15	13,365	31,830	57,104	-2,467	-5,477	-158,119	0,039	0,278	0,00007	-0,672	-0,017	-0,00007
16	7,719	1,612	56,268	-1,382	-206,919	-115,11	0,000	0,185	0,00006	-0,572	-0,011	-0,00006
17	16,989	40,581	64,818	-3,167	-7,161	-194,074	0,048	0,331	0,00007	-0,800	-0,021	-0,00007
18	15,774	37,648	62,455	-2,920	-6,591	-182,122	0,045	0,313	0,00007	-0,758	-0,020	-0,00007
19	10,183	24,149	48,510	-1,859	-4,093	-125,513	0,031	0,228	0,00008	-0,551	-0,014	-0,00008
20	14,012	33,462	58,309	-2,497	-5,632	-182,582	0,042	0,309	0,00009	-0,749	-0,019	-0,00009

Quadro 44 – Armaduras nas fundações directas

Caso	Armaduras de flexão em XX´ pelo SAP2000 (cm^2/m)	Armaduras de flexão em XX´ cálculo analítico (cm^2/m)	Armaduras de flexão em YY´ pelo SAP2000 (cm^2/m)	Armaduras de flexão em YY´ cálculo analítico (cm^2/m)	Armaduras de esforço transverso em XZ´ (nº varões)	Armaduras de esforço transverso em YZ´ (nº varões)
1	20	21,89	30	38,70	3ϕ16	-
2	20	21,87	30	38,68	3ϕ16	-
3	20	21,85	30	38,66	3ϕ16	-
4	20	21,83	30	38,64	3ϕ16	-
5	20	21,81	30	38,62	3ϕ16	-
6	10	12,42	20	25,98	3ϕ16	-
7	10	13,06	20	27,04	3ϕ16	-
8	10	13,52	20	27,77	3ϕ16	-
9	10	12,36	20	25,89	3ϕ16	-
10	10	14,58	30	29,43	3ϕ16	-

Quadro 45 – Armaduras nas fundações indirectas

Caso	Armaduras de flexão em XX´ pelo SAP2000 (cm^2/m)	Armaduras de flexão em XX´ cálculo analítico (cm^2/m)	Armaduras de flexão em YY´ pelo SAP2000 (cm^2/m)	Armaduras de flexão em YY´ cálculo analítico (cm^2/m)	Armaduras de esforço transverso em XZ´ (nº varões)	Armaduras de esforço transverso em YZ´ (nº varões)
1	50	43,75	80	87,30	4ϕ20	4ϕ20
2	40	42,55	80	84,41	4ϕ20	4ϕ20
3	40	43,47	80	86,63	4ϕ20	4ϕ20
4	50	42,28	80	83,56	4ϕ20	4ϕ20
5	50	45,45	80	88,09	4ϕ20	4ϕ20
6	60	50,37	80	90,29	4ϕ20	4ϕ20
7	40	43,03	80	85,57	4ϕ20	4ϕ20
8	50	43,58	80	86,88	4ϕ20	4ϕ20
9	40	43,23	80	86,06	4ϕ20	4ϕ20
10	50	45,85	80	88,27	4ϕ20	4ϕ20
11	40	42,95	80	85,39	4ϕ20	4ϕ20
12	60	54,02	90	91,93	4ϕ20	4ϕ20
13	60	50,38	80	90,30	4ϕ20	4ϕ20
14	70	59,24	100	94,27	4ϕ20	4ϕ20
15	50	44,71	80	87,75	4ϕ20	4ϕ20
16	40	40,45	70	78,37	4ϕ20	4ϕ20
17	50	47,62	80	89,06	4ϕ20	4ϕ20
18	50	46,70	80	88,65	4ϕ20	4ϕ20
19	40	43,37	80	86,39	4ϕ20	4ϕ20
20	50	48,94	80	89,61	4ϕ20	4ϕ20

Quadro 46 – Armaduras nas estacas

Troços (m)	Armaduras (cm^2/m) nas estacas															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
[0;1]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	40	60	40	20	20
[1;2]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	40	60	40	20	20
[2;3]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	40	60	40	20	20
[3;4]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	40	50	40	20	20
[4;5]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	40	50	40	20	20
[5;6]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	30	50	30	20	20
[7;8]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	30	50	30	20	20
[8;9]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	50	20	20	20
[9;10]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	40	20	20	20
[10;11]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	40	20	20	20
[11;12]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	30	20	20	20
[12;13]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	30	20	20	20
[13;14]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
[14;15]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
[15;16]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
[16;17]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
[17;18]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
[18;19]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
[19;20]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
[20;21]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
[21;22]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Quadro 47 – Verificação da capacidade resistente do solo para os casos com sapatas

Caso	q_r (kN/m^2)	F_{estab} (kN)	$F_{destestab}$ (kN)	Verifica $F_{estab} \geq F_{desestab}$?
1	$1{,}1 \times 10^4$	$2{,}8 \times 10^6$	5815	Sim
2	$1{,}4 \times 10^4$	$3{,}5 \times 10^6$		Sim
3	$1{,}6 \times 10^4$	$4{,}0 \times 10^6$		Sim
4	$5{,}2 \times 10^4$	$1{,}3 \times 10^7$		Sim
5	$1{,}4 \times 10^5$	$3{,}5 \times 10^7$		Sim
6	$3{,}0 \times 10^5$	$7{,}6 \times 10^7$		Sim
7	$1{,}0 \times 10^5$	$2{,}6 \times 10^7$		Sim
8	$1{,}4 \times 10^6$	$3{,}7 \times 10^8$		Sim
9	$1{,}2 \times 10^5$	$3{,}0 \times 10^7$		Sim
10	$5{,}8 \times 10^5$	$1{,}5 \times 10^8$		Sim

Quadro 48 – Verificação da capacidade resistente do solo para os casos com estacas

Caso	$R_{b,k}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$R_{c,d}$ (kN)	$F_{c,d}$ (kN)	Verifica $R_{c,d} \geq F_{c,d}$?
1	10602,88	2317,09	5606,11	1900	Sim
2	9896,02	2589,28	5451,18		Sim
3	6738,72	2192,01	3931,91		Sim
4	34827,50	3681,04	16399,17		Sim
5	628,32	769,13	656,22		Não
6	1786,78	1128,85	1323,39		Não
7	21264,66	2955,20	10375,76		Sim
8	10367,26	2712,58	5710,76		Sim
9	6322,46	2334,71	3831,64		Sim
10	2254,09	1431,54	1673,33		Não
11	11639,60	2548,63	6156,83		Sim
12	34581,08	3262,35	16081,79		Sim
13	3923,06	1676,63	2494,42		Sim
14	989,60	1228,28	1042,22		Não
15	149,23	346,86	240,06		Não
16	28337,17	3403,61	13552,59		Sim
17	13171,13	2883,98	6966,93		Sim
18	3905,39	1676,06	2486,77		Sim
19	1425,50	1187,03	1202,69		Não
20	219,91	372,17	282,48		Não

8. Conclusões

Na presente dissertação foram abordados aspectos importantes acerca da energia eólica, sendo um dos principais a substituição dos combustíveis fósseis por este tipo de energia. É notório o aumento do seu aproveitamento por parte de muitos países em franco crescimento económico – com principal destaque para a China – mas também de países já muito industrializados como a Alemanha e os EUA. Em relação a Portugal, tem-se tirado proveito das condições geográficas do território, propícias ao aproveitamento do vento como fonte de energia alternativa de forma eficiente – já que nos últimos anos se tem verificado um aumento da produção de energia eléctrica a partir da energia eólica. Salienta-se ainda que Portugal se encontra entre os países com maior capacidade eólica instalada acumulada.

Apesar das vantagens promissoras da energia eólica – principalmente o seu carácter inesgotável e não poluente – têm associadas algumas desvantagens, principalmente a intermitência do vento – que afecta a eficácia da produção de energia eléctrica – e o grande impacte visual que os aerogeradores causam nas paisagens.

Foi feita referência num dos capítulos que constituem esta dissertação aos tipos de aerogeradores existentes – sendo o mais comum o de eixo horizontal, por ser mais eficiente – aos vários tipos de torres, e ao tipo de fundações que as suportam. As fundações mais utilizadas são as sapatas, para solos com características resistentes elevadas, situados a pouca profundidade em relação à superfície do solo, e blocos de fundação apoiados por estacas em situações em que os solos aptos para receber os esforços induzidos pelo vento nas torres se encontram a maiores profundidades.

Elaboraram-se dois modelos a partir do *software* de apoio SAP2000 – um para sapatas e outro para blocos de fundação suportados por estacas – para se poderem avaliar as diferenças para cada tipo de solo analisado, de entre um conjunto de trinta solos com parâmetros geotécnicos diferentes. Através destes modelos, puderam-se apurar diagramas de esforços resultantes da acção do vento e do peso das torres e aerogeradores, deslocamentos e rotações das fundações e reacções nas estacas. A partir dessas informações concluem-se os seguintes factos:

- O ângulo de atrito interno e o peso volúmico têm uma grande influência na capacidade resistente do solo. A segurança em relação à capacidade resistente das estacas não se verificou para solos onde estes parâmetros eram relativamente baixos (inferiores a 30º no caso do ângulo de atrito e inferiores ou próximos de 20 kN/m^3 no caso de peso volúmico) quando comparados às restantes amostras. Os solos onde esta verificação não foi satisfeita são os seguintes: areias soltas de grãos arredondados uniformemente graduadas; areias soltas; areias siltosas soltas; argilas inorgânicas de baixa e elevada plasticidade; margas siltosas saturadas, margas argilosas e margas silto-arenosas saturadas. Nos casos em que as fundações eram sapatas, os valores do ângulo de atrito eram superiores a 35º e os valores do peso volúmico superiores a 20 kN/m^3, verificando assim a segurança em relação à capacidade resistente do solo;
- Os resultados para os deslocamentos e rotações obtidos poderão de algum modo ser diferentes da realidade, na medida em que se considerou que em cada caso o solo é homogéneo, isto é, ao longo de toda a sua profundidade as suas características físicas mantêm-se constantes. No entanto, na realidade os solos são constituídos por camadas distintas e portanto, com parâmetros geotécnicos diferentes; considera-se contudo que o estudo realizado corresponde a uma aproximação aceitável face a um solo real (heterogéneo);

- Os valores obtidos no SAP2000 em relação às armaduras são semelhantes aos valores analíticos, permitindo concluir que a modelação utilizada se aproxima dos métodos de cálculo utilizados. Todavia, as modelações consideradas têm algumas limitações, nomeadamente em relação à geometria da torre e à direcção das forças actuantes (mais particularmente a acção do vento);
- As armaduras de esforço transverso não variam de caso para caso devido ao facto de se ter considerado à partida um valor máximo de referência para a taxa de armaduras longitudinais. Contudo, pelo facto de as sapatas e o bloco de fundação serem elementos estruturais de grande área e espessura, o esforço transverso é absorvido pela resistência do betão;
- Todos os resultados obtidos tiveram apenas em consideração dois casos distintos de torres eólicas, uma em que a fundação é uma sapata e outra cuja fundação é constituída por um bloco de fundação suportado por estacas. Desta forma, apesar dos valores dos esforços diferirem para cada tipo de solo, a dimensão e o material das fundações tiveram sempre uma influência maior nos resultados obtidos, mais particularmente, no caso das armaduras.

De forma a justificar o processo de criação dos modelos das fundações, elaborou-se um guia do *software* SAP2000 (presente em anexo) com instruções detalhadas para se poderem obter os modelos das fundações utilizados nesta dissertação. Além dessa finalidade, este guia poderá ser útil em dissertações futuras em que o tema do presente trabalho volte a ser abordado e o *software* seja utilizado.

Considerando as instruções gerais descritas no guia, este poderá depois ser melhorado com instruções mais simples e que permitam resultados de forma mais rápida, podendo até serem ultrapassadas as limitações que surgiram aquando da construção dos dois modelos, nomeadamente no as que dizem respeito à geometria da sapata e do bloco de fundação e à orientação das forças representativas da acção do vento. Depois de ultrapassadas estas limitações, as análises executadas poderão ser mais exactas, permitindo um dimensionamento das fundações muito mais rigoroso.

Referências bibliográficas

Documentos

[1] Equipa Proclira (2007), Circulação Geral da Atmosfera, Circulação Média à Superfície, Circulações Locais, Módulo 6;

[2] Global Wind Statistics 2013 (5 de Fevereiro de 2014), Global Wind Energy Council;

[3] Wind in power, 2013 European statistics (Fevereiro de 2014), European Wind Energy Association;

[4] Energias endógenas de Portugal (Dezembro de 2013), Parques eólicos em Portugal;

[5] Direcção-Geral de Energia e Geologia, Relatório de estatísticas rápidas de Agosto de 2012 da DGEG;

[6] Global Wind Statistics 2012 (11 de Fevereiro de 2013), Global Wind Energy Council;

[7] Cabral, V. (Setembro de 1997), Apontamentos da Unidade Curricular de Geologia de Engenharia, Fundamentos acerca dos "minerais de argila" na perspectiva da Engenharia de Solos, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal;

[8] Hassanzadeh, M. (Janeiro de 2012), Cracks in onshore wind power foundations – Causes and consequences;

[9] Slides da Unidade Curricular de Estruturas de Suporte e Fundações 1, Capacidade de carga de fundações superficiais, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal;

[10] Sebenta**,** Estruturas de Suporte e Fundações II, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal;

[11] Elementos cedidos pelo Orientador João Hormigo (acesso reservado);

[12] Esteves, E.F.M.C.E (2005), Ensaios e análise de resposta de estacas em solo residual do granito sob acções verticais, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal;

[13] Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio, 1983, Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes;

[14] NP EN 1990 2009, Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas;

[15] NP EN 1997-1 2010, Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico, Parte 1-1: Regras gerais;

[16] Silva, B.S.C. (Dezembro de 2013), A Engenharia Civil e a Produção Industrial de Energia Eólica, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização de Edificações;

[17] Figueiras, J.A. (Junho de 1997), Estruturas de Betão 2 – Verificação aos Estados Limite de Utilização, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal;

[18] Mendonça, L.V. (Outubro de 2005), Durabilidade de Estruturas de Betão Armado Degradação do Betão e Corrosão de Armaduras Importância da Inspecção Periódica, *Arte e Cimento*, *37*, pp. 70-73;

[19] NP EN 1992-1-1 2010, Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;

[20] Gorgulho, A.S., Betão Estrutural II (folhas da disciplina), versão actualizada segundo o EC2, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal;

[21] Santos, J.A. (Abril de 2008), Obras Geotécnicas, Fundações por Estacas, Acções Horizontais, Elementos Teóricos, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal;

[22] Grupo de betão armado e pré-esforçado, Áreas e pesos de armaduras e características do betão e do aço, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal;
[23] Monteiro, N.M.A. (Fevereiro de 2009), Dimensionamento de fundações superficiais de acordo com os Eurocódigos 2 e 7, Aplicação a casos de estudo reais, Relatório de Projecto para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil na Especialização em Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Sites

[s1] http://cambioclimaticoenergia.blogspot.pt/2010/12/la-circulacion-atmosferica-general.html (data do último acesso:08/06/14);
[s2]http://disciplinas.dcea.fct.unl.pt/solos/climatologia/11.%20Circula%E7%E3o%20Geral%20da%20Atmosfera%20(11%AA)/Circula%E7%E3o%20Geral%20da%20Atmosfera.pdf (data do último acesso: 08/06/14);
[s3] http://www.ipma.pt/pt/enciclopedia/otempo/previsao.numerica/index.html?page=aladin.brisa.mar.xml (data do último acesso: 08/06/14);
[s4] http://www.ammonit.com/pt/energia-eolica/energia-eolica (data do último acesso: 05/06/14);
[s5] http://reinventaromundo.com.sapo.pt/TurbinaEolica/TurbinaEolica.htm (data do último acesso: 05/06/14);
[s6] http://www.windmachine.biz/the-history-of-wind-power/ (data do último acesso: 09/06/14);
[s7] http://www.theguardian.com/environment/2008/oct/17/wind-power-renewable-energy (data do último acesso: 09/06/14);
[s8] http://www.umass.edu/windenergy/about.history.alumni.php (data do último acesso: 09/06/14);
[s9] http://evolucaoenergiaeolica.wordpress.com/vantagens-e-desvantagens/ (data do último acesso: 05/06/14)
[s10] http://energiasalternativas.webnode.com.pt/energias-renovaveis/energia-eolica/ (data do último acesso: 05/06/14);
[s11] http://www.portal-energia.com/vantagens-desvantagens-da-energia-eolica/ (data do último acesso: 09/06/14);
[s12] http://www.turbineaction.co.uk/wind-turbine-facts.htm#noise (data do último acesso: 09/06/14);
[s13] http://expresso.sapo.pt/portugal-continua-no-top-10-mundial-da-energia-eolica=f761236 (data do último acesso: 05/06/14);
[s14] http://ventosdemudanca.webnode.com.pt/energia-eolica-em-portugal/ (data do último acesso: 05/06/14)
[s15] http://www.publico.pt/ciencia/noticia/maior-parque-eolico-da-europa-ja-produz-electricidade-para-exportar-1351391 (data do último acesso: 05/06/14)
[s16] http://www.windup.pt/?p=MenuPage&MenuId=4 (data do último acesso: 05/06/14);
[s17] http://www.portal-energia.com/os-maiores-parques-eolicos-do-mundo/ (data do último acesso: 05/06/14);
[s18] http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=859454&page=3 (data do último acesso: 09/06/14);
[s19] http://www.edp.pt/pt/media/noticias/2011/Pages/EolicaOffshoreInstalada.aspx (data do último acesso: 05/06/14);
[s20]http://www.publico.pt/ecosfera/noticia/quase-60-da-electricidade-consumida-em-2013-foi-renovavel-1619592#/1 (data do último acesso: 09/06/14);

[s21] http://evolucaoenergiaeolica.wordpress.com/aerogerador-de-eixo-horizontal/custo-comparativo/ (data do último acesso: 09/06/14);
[s22] http://apenergiasrenovaveis.wordpress.com/eolica/componentes-de-um-aerogerador/ (data do último acesso: 06/06/14);
[s23] http://centraiselectricas.wordpress.com/energia-eolica/ (data do último acesso: 06/06/14);
[s24] http://www.portal-energia.com/funcionamento-de-um-aerogerador/ (data do último acesso: 06/06/14);
[s25] http://www.energiasrenovaveis.com/DetalheConceitos.asp?ID_conteudo=60&ID_area=3&ID_sub_area=6 (data do último acesso: 06/06/14);
[s26] http://energiasesp12b.no.sapo.pt/lei_de_betz.htm (data do último acesso: 06/06/14);
[s27] http://aero-mini.blogspot.pt/2009/11/funcionamento-de-um-aerogerador_27.html (data do último acesso: 06/06/14)
[s28]http://e-lee.ist.utl.pt/realisations/EnergiesRenouvelables/FiliereEolienne/Generalites/Generalites/GeneralitesEolien2.htm (data do último acesso: 06/06/14);
[s29] http://www.engenhariaportugal.com/turbinas-eolicas-em-nanotubos (data do último acesso: 09/06/14);
[s30] http://www.sasenergia.pt/produtos/eolica.html (data do último acesso: 09/06/14);
[s31] http://wwindea.org/technology/ch01/estructura-en.htm (data do último acesso: 06/06/14);
[s32] http://www.business-on.de/weser-ems/dillinger-huette-monopile-werk-nordenham-wesermarsch-_id20370.html (data do último acesso: 09/06/14);
[s33] http://www.windfarmbop.com/category/foundations/ (data do último acesso: 09/06/14);
[s34] http://www.windfarmbop.com/wp-content/uploads/2013/04/Precast-wind-turbine-foundations-top-view.jpg (data do último acesso: 09/06/14);
[s35] http://www.cimentoitambe.com.br/energia-eolica-impulsiona-a-construcao-civil/ (data do último acesso: 09/06/14);
[s36] http://www.catcon.com.au/projects/view/62/Woodlawn_Wind_Farm (data do último acesso: 09/06/14);
[s37] http://www.engenhariacivil.com/betao-armado-alto-desempenho-construcao-torres-eolicas (data do último acesso: 26/12/14);
[s38] http://www.modernusa.com/dragonproducts/dragonwind/ (data do último acesso: 09/06/14);
[s39] http://w3.unl.pt/noticia/2009/premio-inovacao-bes-2009-para-professores-da-fct (data do último acesso: 26/12/14);
[s40] http://www.siscad.pt/popexemplo12.php (data do último acesso: 09/06/14);
[s41] http://www.viagemdoconhecimento.com.br/diversao/quiz/quiz-1.php (data do último acesso: 09/06/14);
[s42] http://www.portosdeportugal.pt/UserFiles/DSC00218.JPG (data do último acesso: 09/06/14);
[s43] http://www.apambiente.pt/index.php?ref=17&subref=146(data do último acesso: 09/06/14);
[s44] http://www.csiportugal.com/ (data do último acesso: 09/06/14);
[s45] http://www.geotechdata.info/ (data do último acesso: 26/12/14).
[s46] https://www.youtube.com/watch?v=TmBZ708HD2s (data do último acesso: 09/06/14);

ANEXO - Guia para o *software* SAP2000

Índice de texto

1. **Introdução** 103
2. **Objectivo** 103
3. **Fundação directa – sapata** 103
   - 3.1 Limites da sapata 103
   - 3.2 Definição dos materiais 104
   - 3.3 Volume da sapata 106
   - 3.4 Plinto 107
   - 3.5 Construção da sapata 107
   - 3.6 Definição de acções 117
   - 3.7 Combinação de acções 119
   - 3.8 Execução das análises 119
4. **Fundação indirecta – estacas** 123
   - 4.1 Limites do bloco de fundação 123
   - 4.2 Definição dos materiais 124
   - 4.3 Volume do bloco de fundação 124
   - 4.4 Plinto 124
   - 4.5 Construção do bloco de fundação 125
   - 4.6 Construção das estacas 125
   - 4.7 Definição de acções 131
   - 4.8 Combinação de acções 133
   - 4.9 Execução das análises 133
5. **Conclusão** 136

Índice de figuras

Figura 1 – Início do programa 103
Figura 2 – Número de linhas e espaçamento 104
Figura 3 – Modelação da sapata 104
Figura 4 – Definição dos materiais 105
Figura 5 – Propriedades dos materiais 105
Figura 6 – Definição da área da sapata 106
Figura 7 – Recobrimento de armaduras 106
Figura 8 – Propriedades sólidas 107
Figura 9 – Configuração do plinto 107
Figura 10 – Construção da base da sapata 108
Figura 11 – Base da sapata totalmente seleccionada 108
Figura 12 – Preenchimento da base da sapata 108
Figura 13 – Base da sapata preenchida 109

Figura 14 – Selecção da zona do plinto 109
Figura 15 – Divisão da zona do plinto 109
Figura 16 – Número de divisões na área do plinto 110
Figura 17 – Área do plinto dividida 110
Figura 18 – Selecção da área do plinto dividida 110
Figura 19 – Extrusão da área do plinto 111
Figura 20 – Extrusão da área do plinto 111
Figura 21 – Realce da área do plinto 112
Figura 22 – Destaque do plinto 112
Figura 23 – Plinto e base da sapata 113
Figura 24 – Selecção da base da sapata (excepto o plinto) 113
Figura 25 – Divisão da restante base da sapata 114
Figura 26 – Selecção da área da sapata 114
Figura 27 – Selecção da área da sapata 114
Figura 28 – Introdução de molas na sapata 115
Figura 29 – Características das molas 115
Figura 30 – Molas nos vértices da sapata 116
Figura 31 – Características dos apoios elásticos na sapata 116
Figura 32 – Definição das acções 117
Figura 33 – Mudança de plano para colocação das acções 117
Figura 34 – Preparação para colocação das forças e momentos 117
Figura 35 – Colocação das forças verticais 118
Figura 36 – Colocação dos momentos 118
Figura 37 – Definição da Combinação de acções 119
Figura 38 – Execução do modelo construído 120
Figura 39 – Amostra dos esforços 120
Figura 40 – Selecção dos esforços a visualizar 120
Figura 41 – Dimensionamento de armaduras 121
Figura 42 – Esforços nos nós 122
Figura 43 – Exportação de dados para Excel 122
Figura 44 – Excerto de uma tabela de Excel 122
Figura 45 – Informações de um ponto da sapata 123
Figura 46 – Modelação do bloco de fundação 124
Figura 47 – Secções das estacas 125
Figura 48 – Geometria das secções das estacas 125
Figura 49 – Características geométricas das estacas 126
Figura 50 – Armaduras das estacas 126
Figura 51 – Perspectivas e mudanças de plano 127
Figura 52 – Construção das estacas 127
Figura 53 – Construção das estacas 128

Figura 54 – Estacas modeladas no plano X=1 128
Figura 55 – Totalidade das estacas modeladas 129
Figura 56 – Selecção dos pontos de mola 129
Figura 57 – Selecção dos pontos de mola 130
Figura 58 – Molas nos pontos 130
Figura 59 – Valores da rigidez das molas 130
Figura 60 – Molas das estacas num dos vários planos 131
Figura 61 – Selecção do plinto 131
Figura 62 – Posição das estacas em relação a um sistema de eixos 132
Figura 63 – Selecção das normas a considerar 134
Figura 64 – Verificação das estacas 134
Figura 65 – Divisão da área em redor da estaca 135
Figura 66 – Áreas em redor das estacas 135
Figura 67 – Detalhes de uma estaca 135
Figura 68 – Informações dos esforços na estaca 136

Índice de quadros

Quadro 1 – Linhas de grelha 123
Quadro 2 – Espaçamento da grelha 123
Quadro 3 – Posição das estacas no sistema de eixos 133

GUIA

1. Introdução

Este guia pretende demonstrar o processo que se utilizou para obterem os resultados presentes nesta dissertação. Contudo, não se pretende inferir que as instruções nele contidas são as únicas acertadas; o seu objectivo é sim o de servir de auxílio a futuras dissertações, assim como substanciar uma justificação para os resultados obtidos.

Um elemento que serviu de apoio à construção deste guia (bem como dos modelos utilizados na dissertação) foi a referência bibliográfica [s46].

2. Objectivo

Em primeiro lugar serão descritos todos os passos inerentes ao processo de modelação de uma sapata, seguido por uma descrição igualmente detalhada da modelação de um bloco de fundação suportado por um conjunto de estacas. A descrição de cada passo será constituída por uma sequência de comandos, ilustrada com pelas figuras que correspondem a esses comandos. Para evitar que este guia seja muito extenso, no capítulo referente às estacas só se faz a pormenorização dos comandos quando estes forem diferentes dos comandos utilizados para modelar a sapata.

3. Fundação directa – sapata

3.1 Limites da sapata

Em primeiro lugar é necessário construir os limites do modelo da sapata.

Comandos: *New Model*; *Grid Only; Number of Grid Lines*

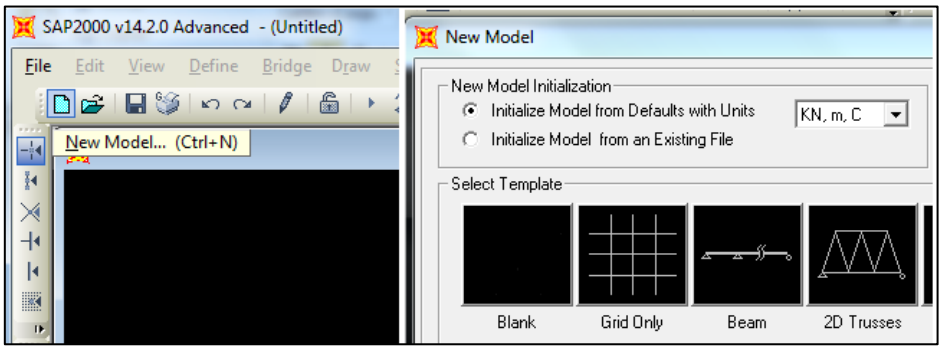


Figura 1 – Início do programa

O número de linhas de grelha (*grid lines*) constituirá o modelo da sapata e o número de espaçamentos da grelha será a distância entre as linhas; como a sapata tem 16 x 16 m^2, então terá de ser formada por 17 x 17

linhas (espaçadas de 1 em 1 metro). A altura (*Z*) refere-se à altura do plinto – onde a torre liga à sapata, e será apenas formada por duas linhas, com o espaçamento de 0,16 metros.

A Figura 2 mostra os pressupostos referidos anteriormente:

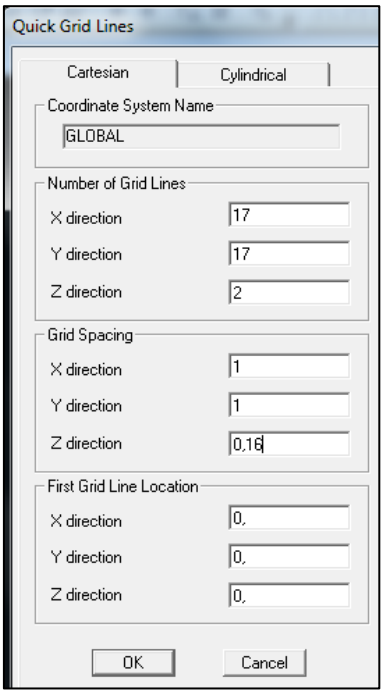


Figura 2 – Número de linhas e espaçamento

As unidades a colocar serão *kN,m,C.* O resultado obtido é o que se mostra a seguir na Figura 3:

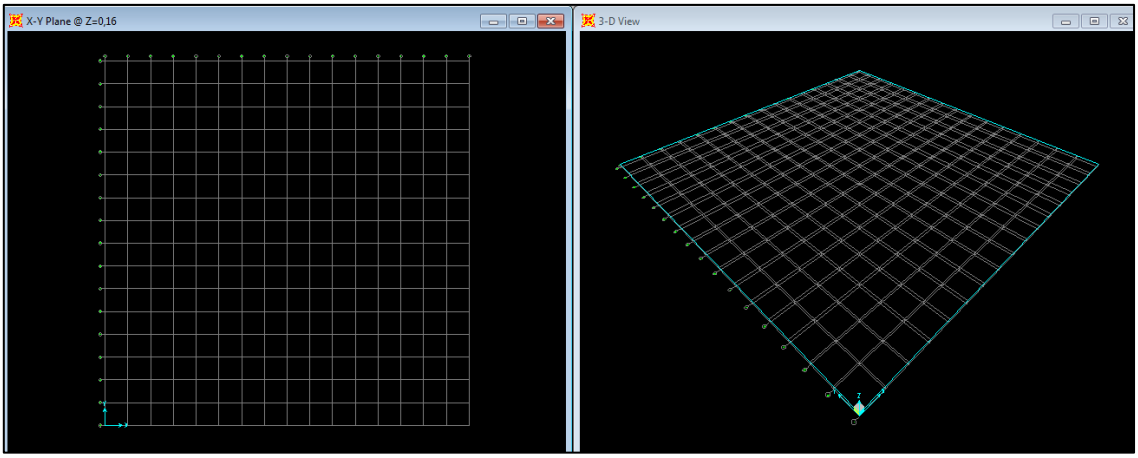


Figura 3 – Modelação da sapata

3.2 Definição dos materiais

Nesta fase vão definir-se as características do betão e do aço constituinte da sapata.

Comandos: *Define Materials; Add New Material*

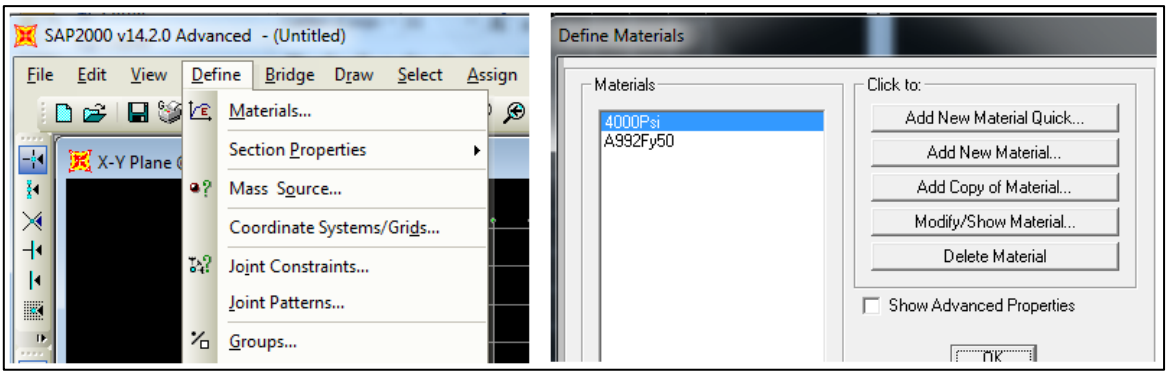


Figura 4 – Definição dos materiais

As propriedades dos materiais foram definidas como se mostra na Figura 5:

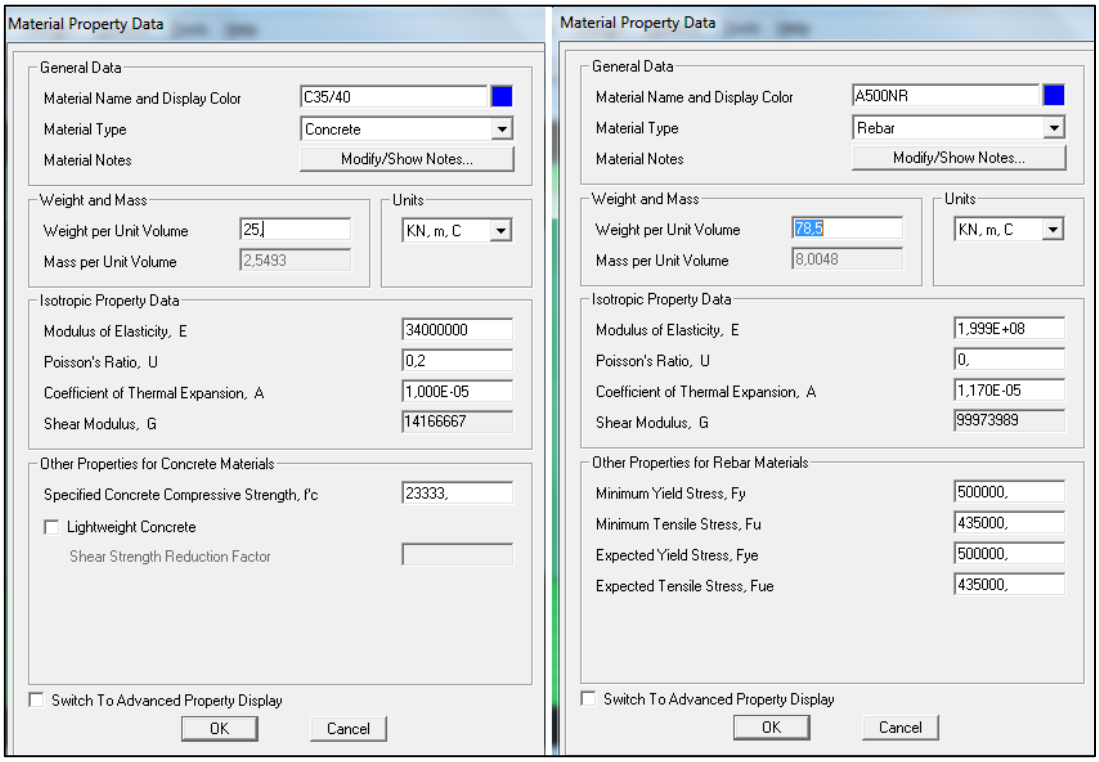


Figura 5 – Propriedades dos materiais

Em que é importante salientar:

Weight per Unit Volume – peso por unidade de volume [kN/m^3];

Modulus of Elasticity – módulo de elasticidade [kN/m^2];

Poisson´s Ratio – coeficiente de Poisson;

Coefficient of Thermal Expansion – coeficiente de dilatação térmica;

Specified Concrete Compressive Strength – valor de cálculo da resistência do betão à compressão [kN/m^2];

Minimum Yield Stress – valor característico da tensão de cedência [kN/m^2];

Minimum Tensile Stress – valor de cálculo da tensão de cedência [kN/m^2].

3.3 Volume da sapata

Nesta fase será definido o modelo das características físicas da sapata.

Comandos: *Define; Section Properties*; *Area Sections*; *Shell*; *Add New Section*

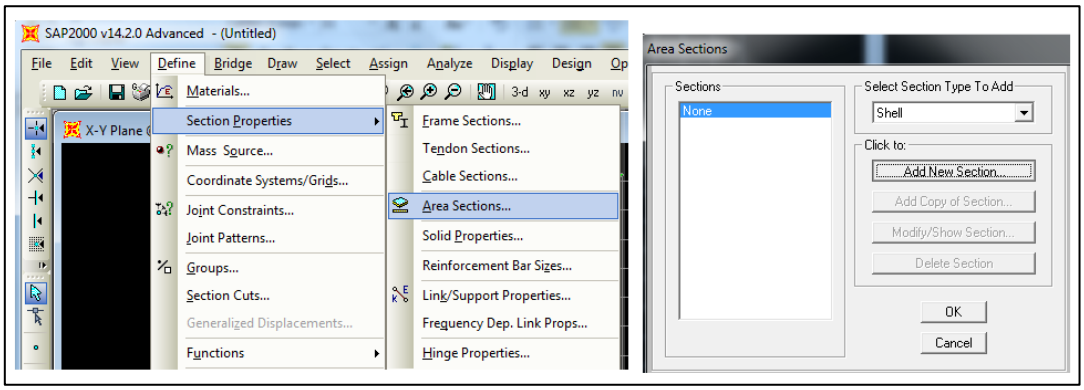


Figura 6 – Definição da área da sapata

Dá-se uma designação à secção (neste caso escolheu-se SAPATA), e seleccionou-se a opção *Thick* para considerar a sapata como um elemento de casca, isto é, um elemento que possui uma determinada espessura; essa espessura é colocada em *Thickness* e será o valor da altura da sapata. Em *Concrete Shell Section Design Parameters*, coloca-se o recobrimento de armaduras, como se mostra na Figura 7:

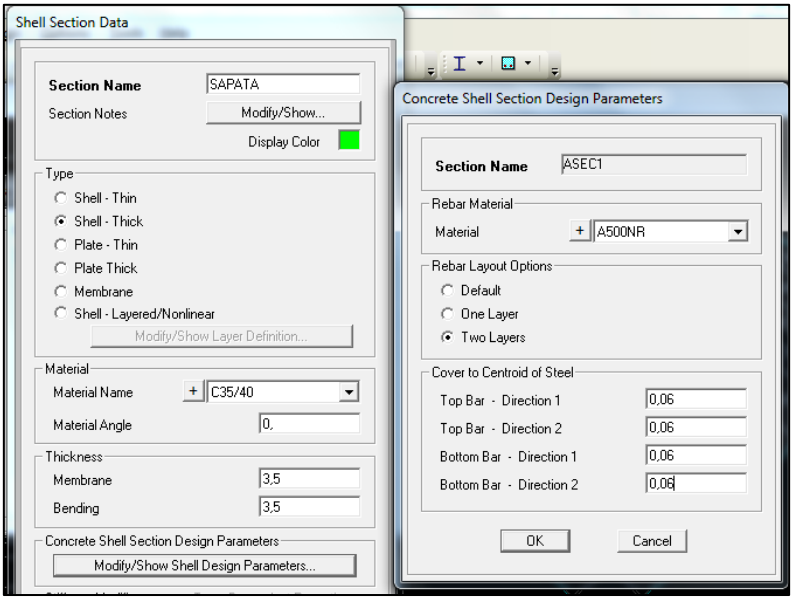


Figura 72 – Recobrimento de armaduras

Nesta secção, define-se o número de camadas de aço a utilizar (*Two Layers* – duas camadas) e o valor do seu recobrimento (*Cover to Centroid of Steel)* que é de 0,06 m na parte superior e inferior, na direcção XX´ (*1*) e YY´ (*2*).

3.4 Plinto

Descreve-se agora a construção do plinto, que será onde serão aplicadas as cargas.

Comandos: *Define; Section Properties; Solid Properties; Add New*

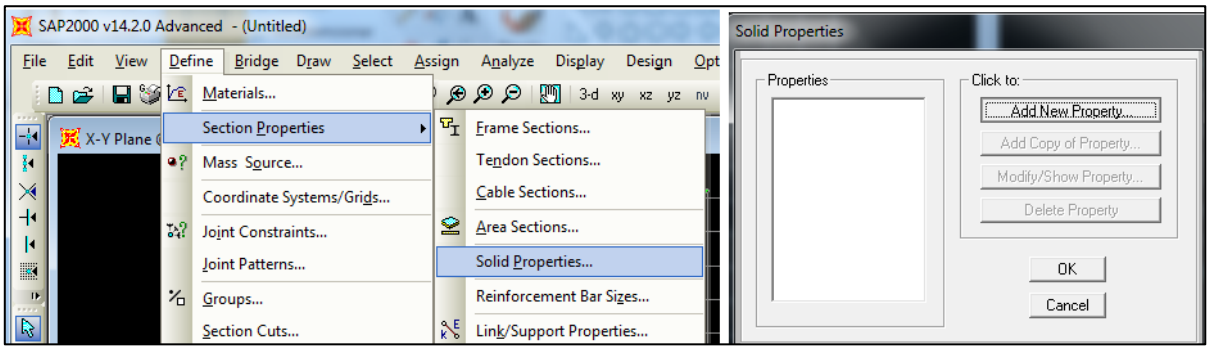


Figura 8 – Propriedades sólidas

Nesta fase vai-se corporizar o plinto que serve de ligação entre a torre e a sapata. O nome dado foi de PLINTO, cujo material é o betão C35/40.

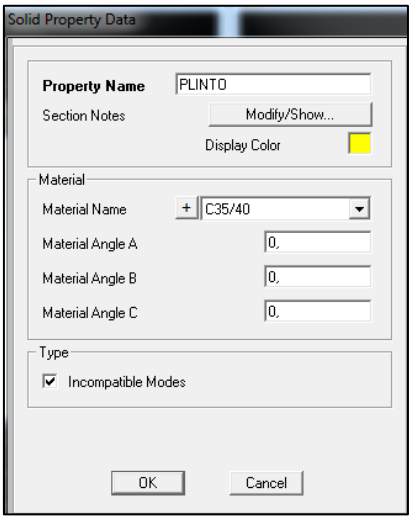


Figura 9 – Configuração do plinto

3.5 Construção da sapata

Segue-se a explicação de como se executou o "corpo" da sapata.

Comandos: *Quick Draw Area Element*; seleccionar a área da base da sapata (há que certificar que o plano da janela é "Z=0"); *Display Options For Active Window*; *Fill Objects* (no separador *General*); desligar a opção *Invisible* (no separador *Joints*); carregar em *Sections* (no separador *View Colors of*).

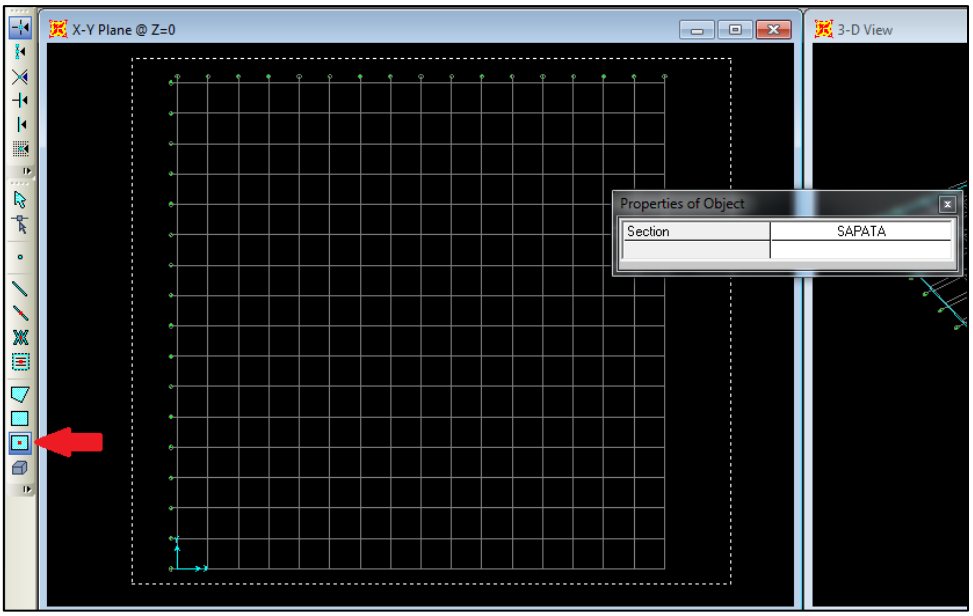


Figura 10 – Construção da base da sapata

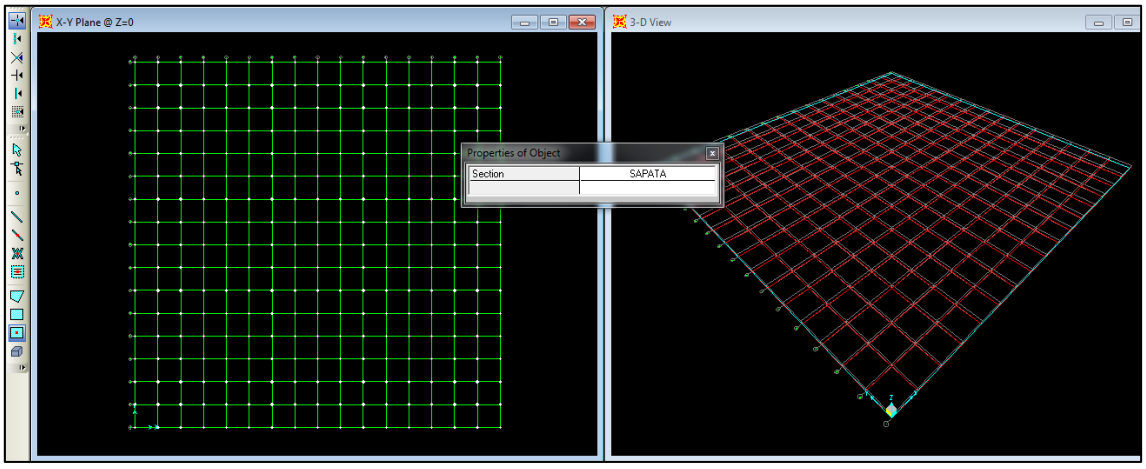


Figura 11 – Base da sapata totalmente seleccionada

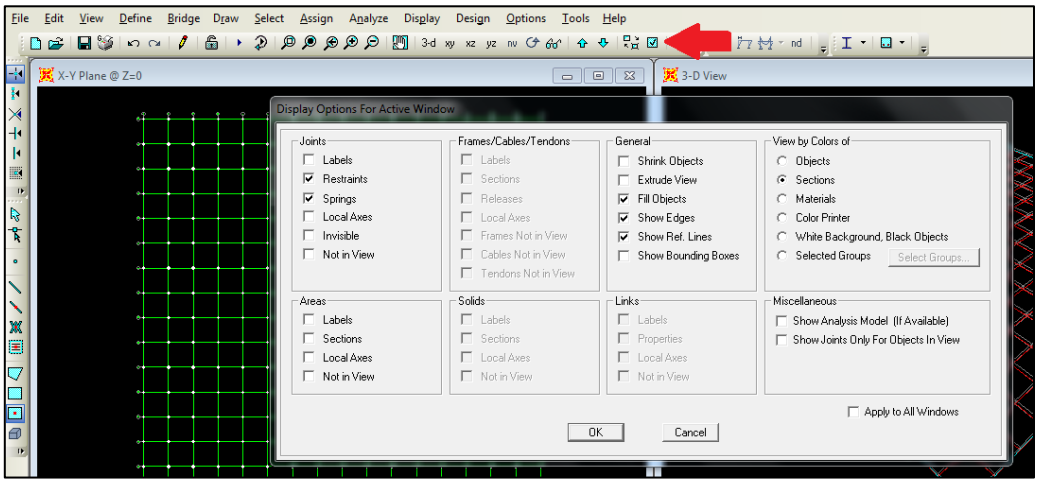


Figura 12 – Preenchimento da base da sapata

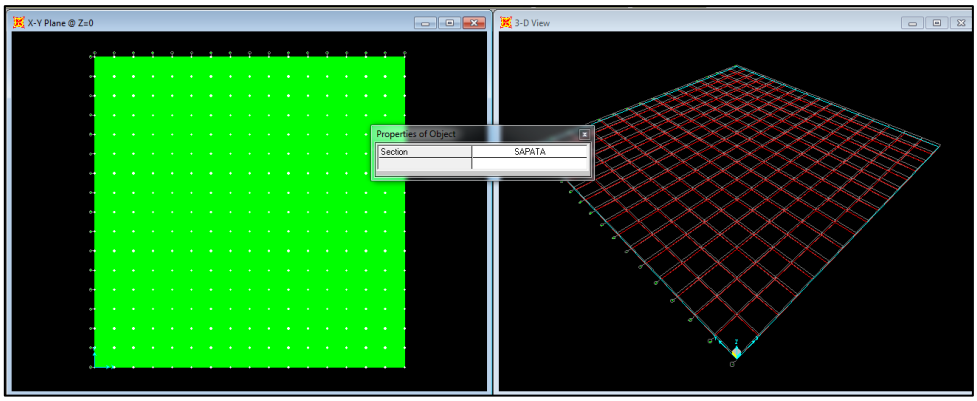


Figura 13 – Base da sapata preenchida

Comandos: Seleccionar a zona do plinto (zona central da sapata com 4 x 4 metros); *Edit Areas; Divide Areas.*

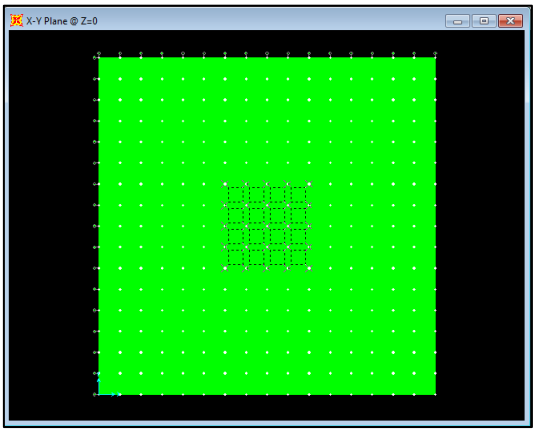


Figura 14 – Selecção da zona do plinto

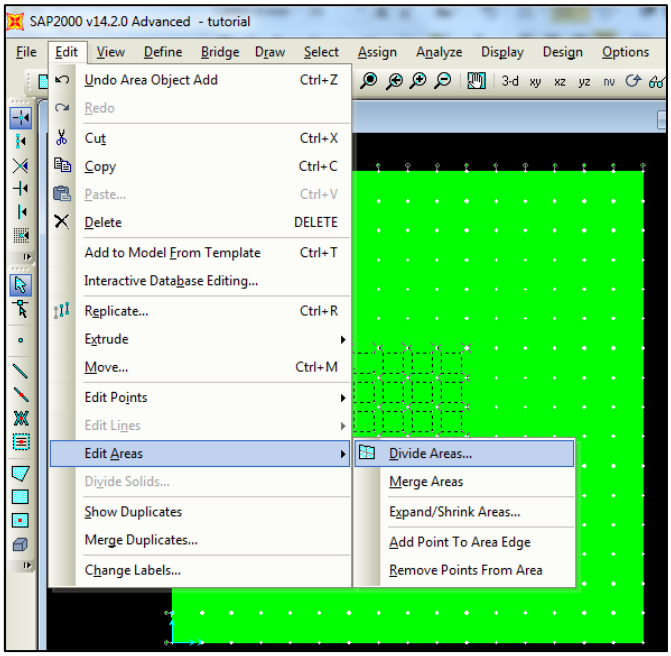


Figura 15 – Divisão da zona do plinto

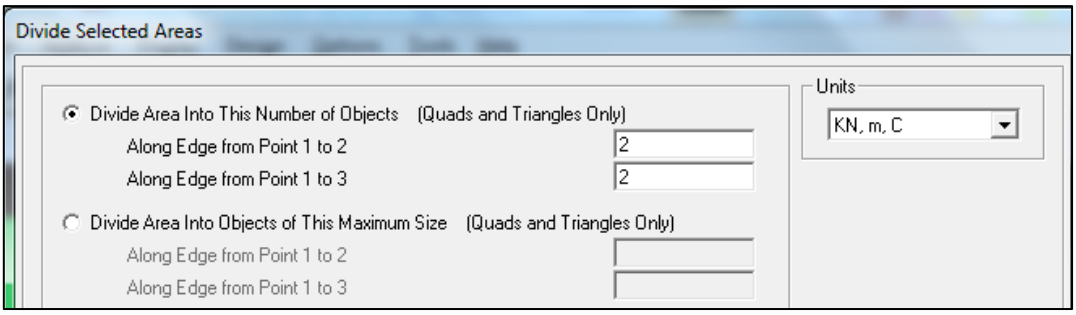


Figura 16 – Número de divisões na área do plinto

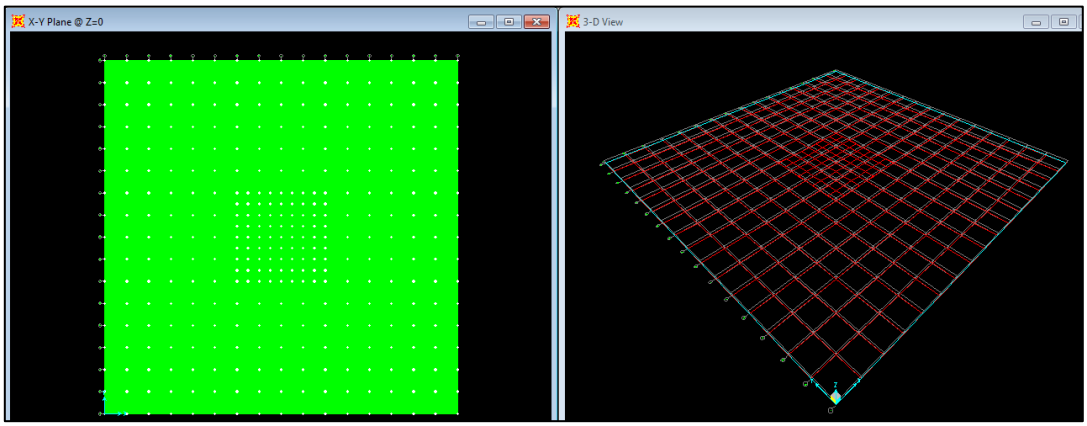


Figura 17 – Área do plinto dividida

Comandos: Seleccionar os pontos constituintes do PLINTO; *Edit; Extrude; Extrude Areas to Solids.*

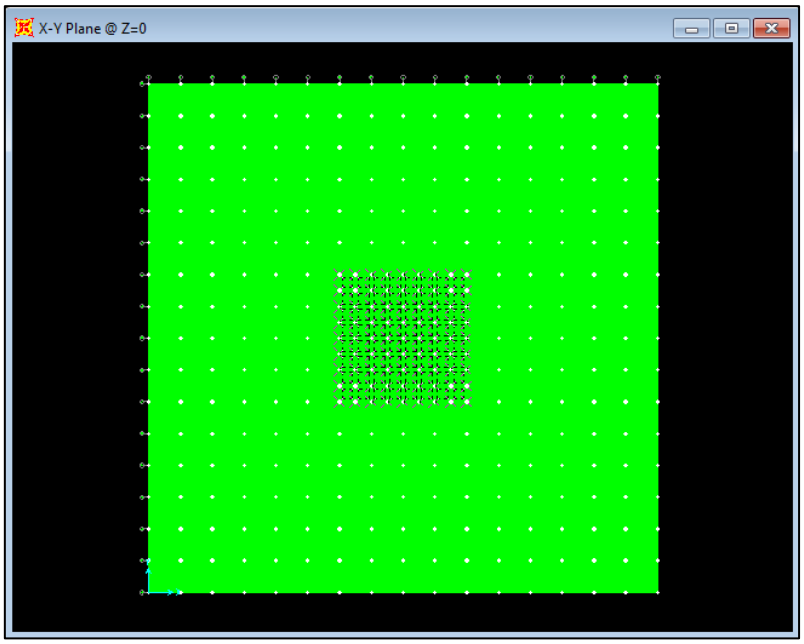


Figura 18 – Selecção da área do plinto dividida

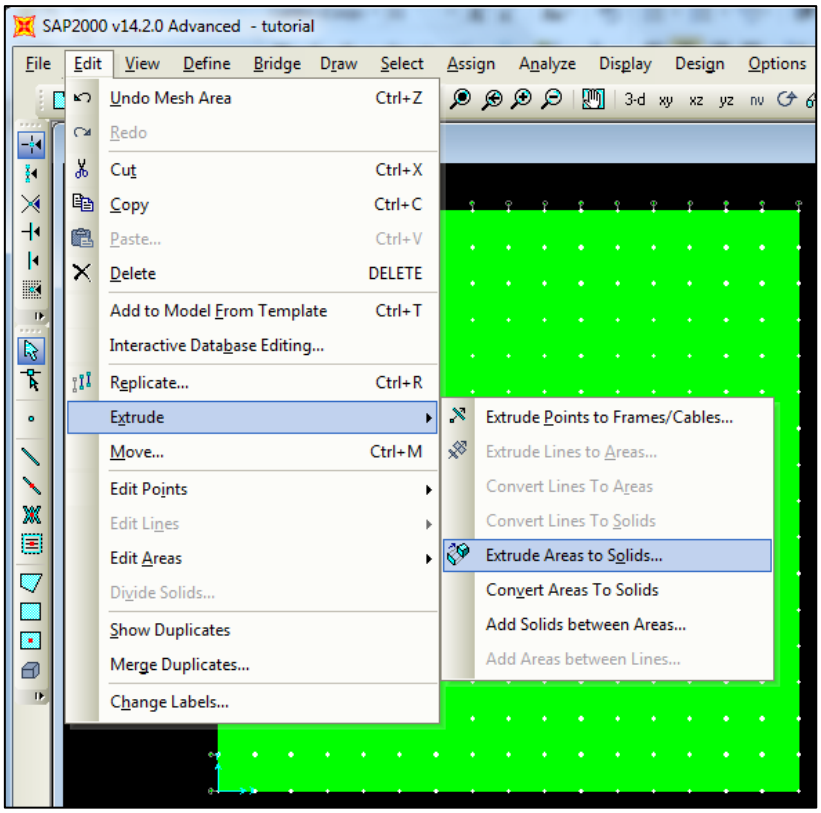


Figura 19 – Extrusão da área do plinto

Na Figura 20 são mostrados os incrementos nas direcções onde se quer que as áreas seleccionadas se transformem em sólidos. Como se pretende que o plinto se destaque em altura, coloca-se um incremento de 0,16 (que é a sua altura) em *dz*.

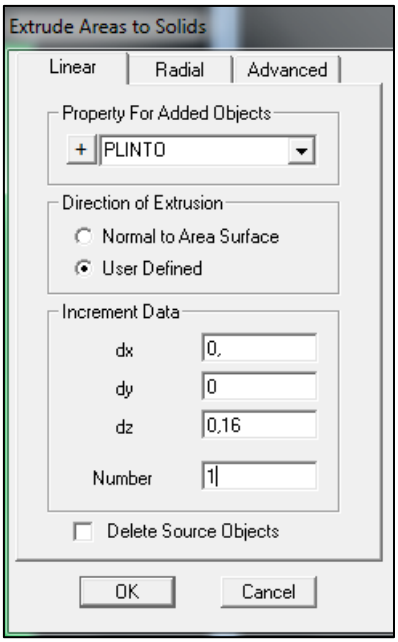


Figura 20 – Extrusão da área do plinto

Number refere-se ao número de divisões que se quer que o incremento possua. Como é um incremento relativamente pequeno, não se justifica que o número de divisões seja superior a um. O resultado obtido é o mostrado na Figura 21:

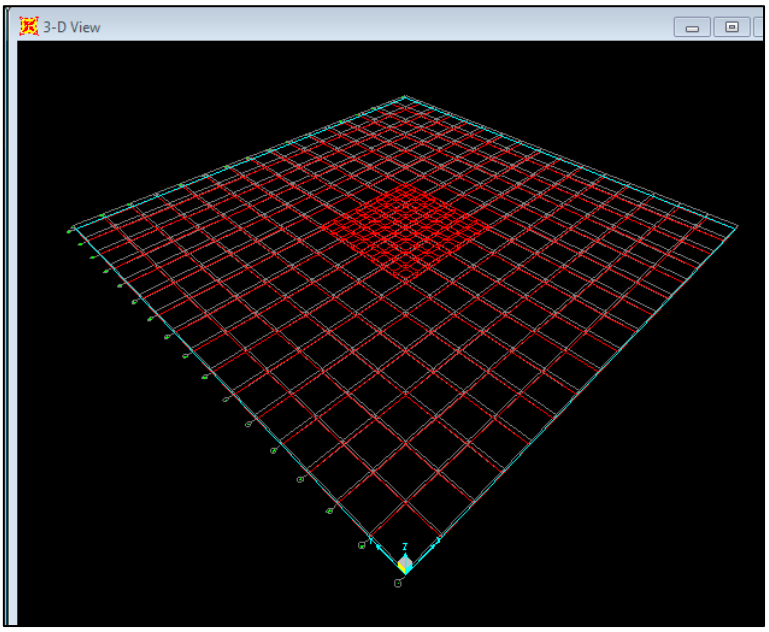


Figura 21 – Realce da área do plinto

Para se poder observar melhor o destaque do plinto em relação à base procede-se do seguinte modo:

Comandos: *Set Display Options; Apply to All Windows*

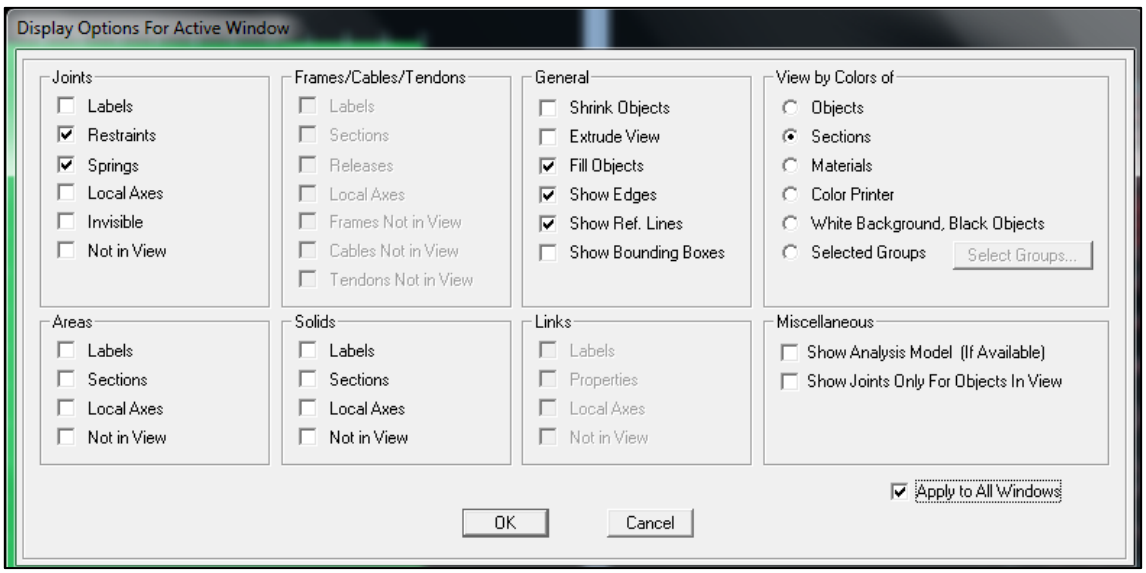


Figura 22 – Destaque do plinto

O resultado é o que se mostra na Figura 23:

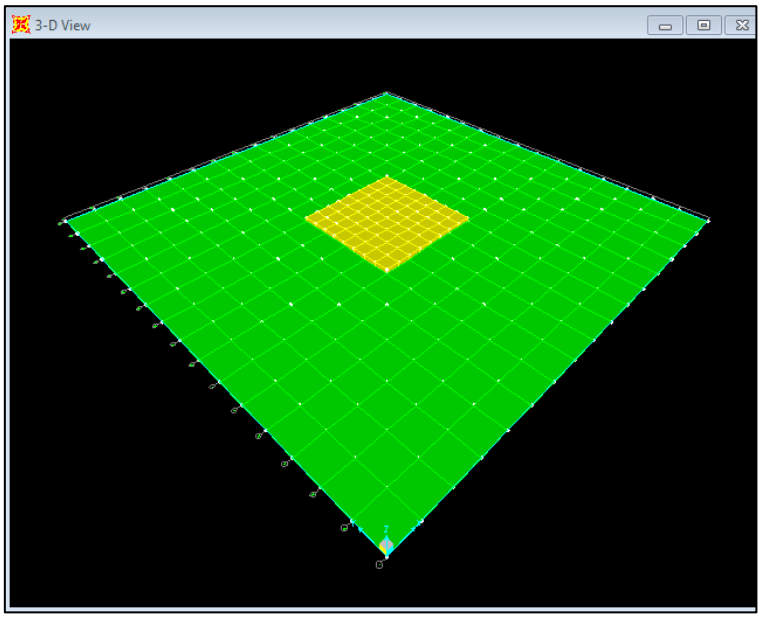


Figura 23 – Plinto e base da sapata

Comandos: seleccionar áreas restantes (todas exceptuando a área do plinto); *Edit Areas; Divide Areas* (exactamente da mesma forma que para o plinto; também se optou por divisões 2 x 2)

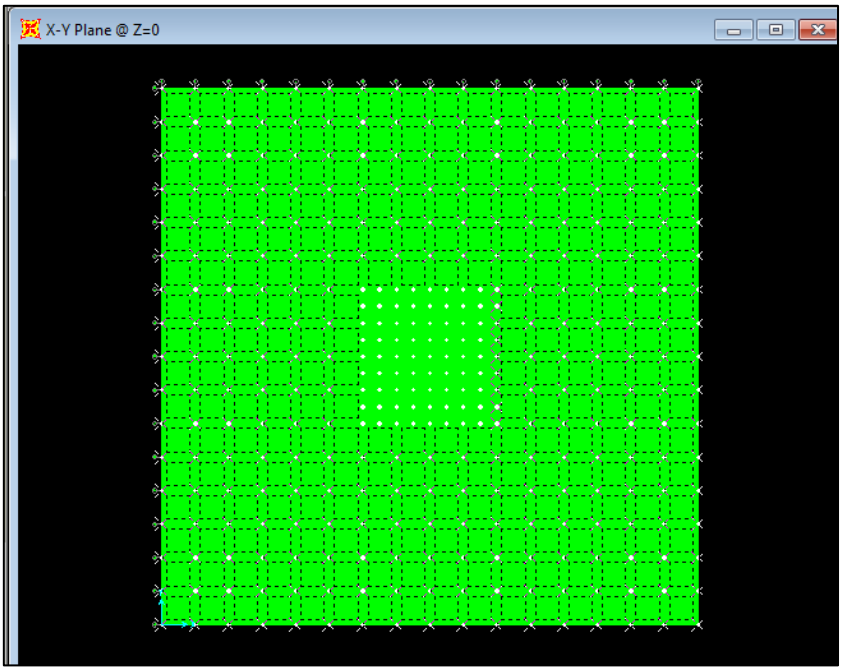


Figura 24 – Selecção da base da sapata (excepto o plinto)

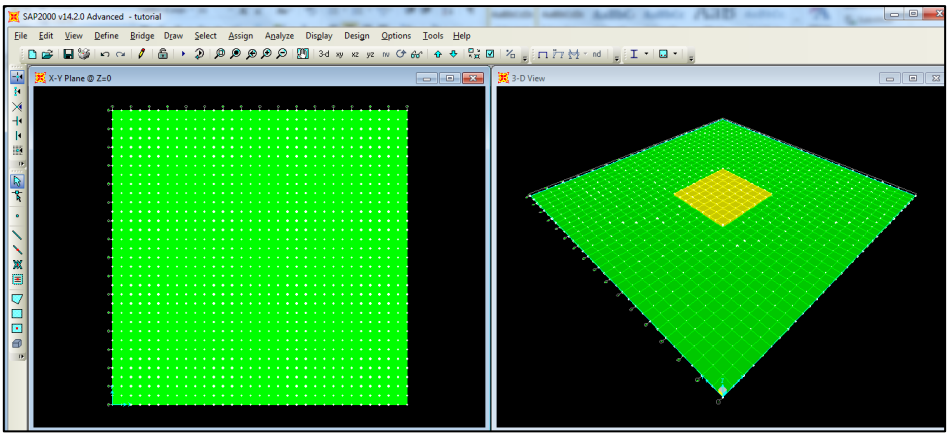


Figura 25 – Divisão da restante base da sapata

Este procedimento vai permitir uma melhor definição nos diagramas de esforços a que a sapata se encontra sujeita e uma maior precisão na distribuição das características elásticas da sapata em relação ao terreno (como se irá descrever no passo seguinte).

Comandos: *Select; Properties; Area Sections*; SAPATA;

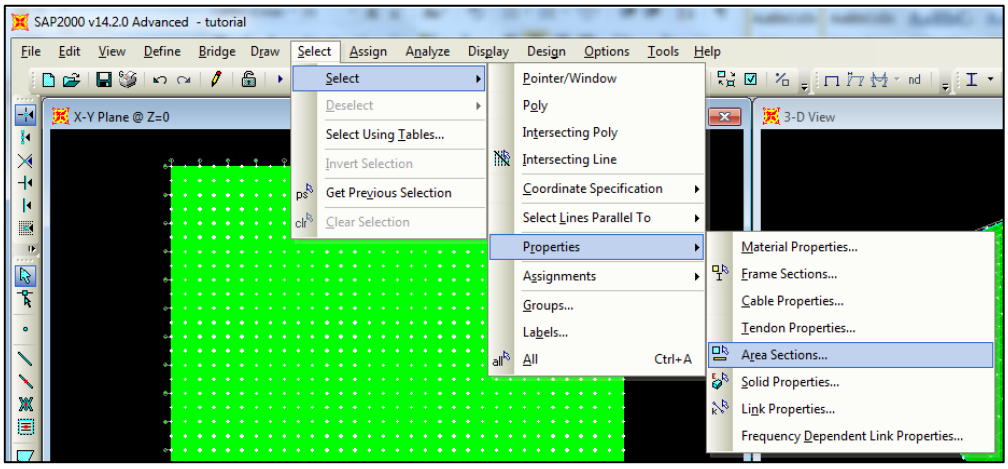


Figura 26 – Selecção da área da sapata

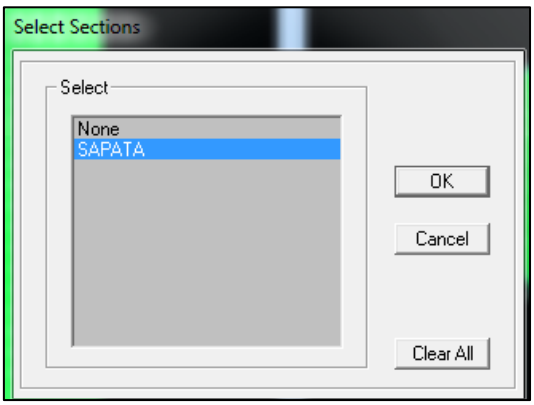


Figura 27 – Selecção da área da sapata

Nesta fase, serão então corporizadas as molas que traduzem o comportamento elástico da sapata em relação ao terreno (cujas características elásticas se apresentam na Figura 28). Para isso, procede-se da seguinte forma:

Comandos: *Assign; Area; Area Springs*

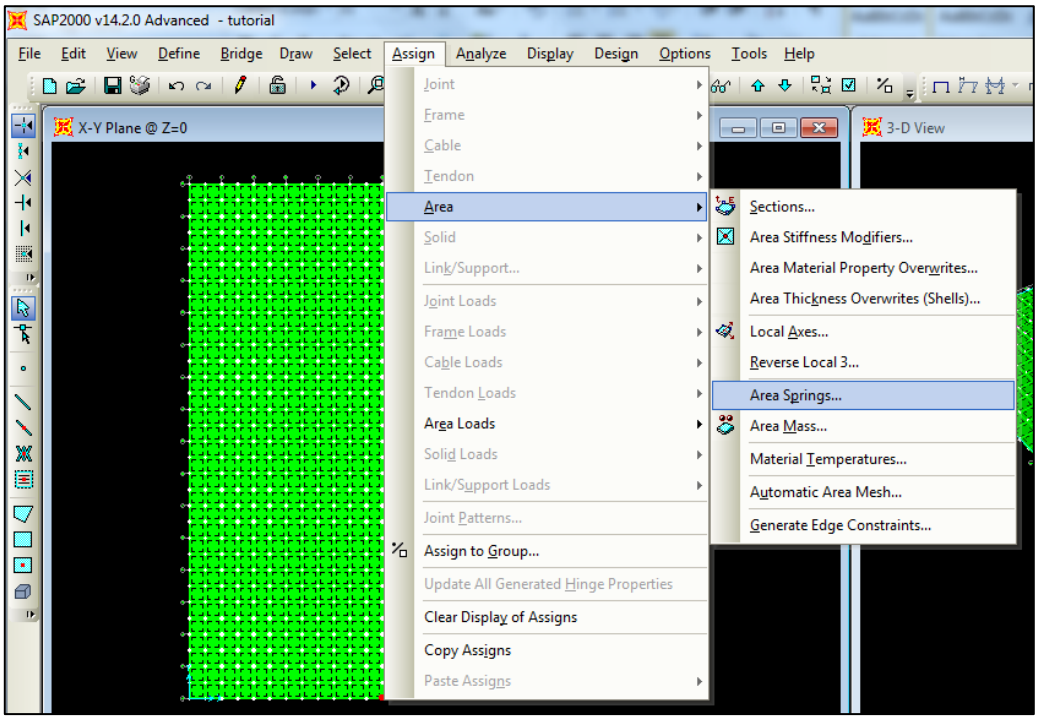


Figura 28 – Introdução de molas na sapata

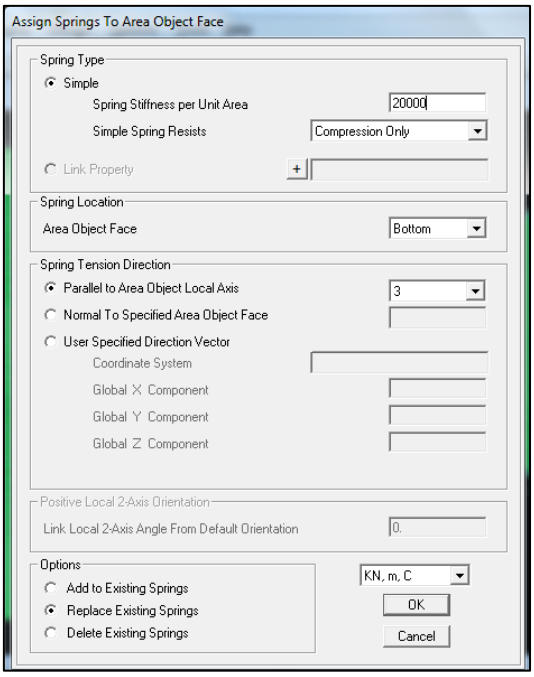


Figura 29 – Características das molas

Em que:

Spring Stiffness per Unit Area*: *20 000 [kN/m] (os cálculos explicativos encontra-se no texto da dissertação);
Simple spring resists: *compression only* (considera-se que os esforços a que as molas estão sejam apenas de compressão);
Area object face*: *bottom (porque as molas encontram-se sob a base da sapata);
Spring tension direction; parallel to area object local axis: 3 (que é o número de direcções consideradas (XX´, YY´ e ZZ´).

Estão assim definidas as molas da base da sapata. Para evitar problemas de estabilidade a nível do modelo procede-se do seguinte modo:

Comandos: Seleccionar os quatro vértices da sapata; *Assign; Joint; Springs*

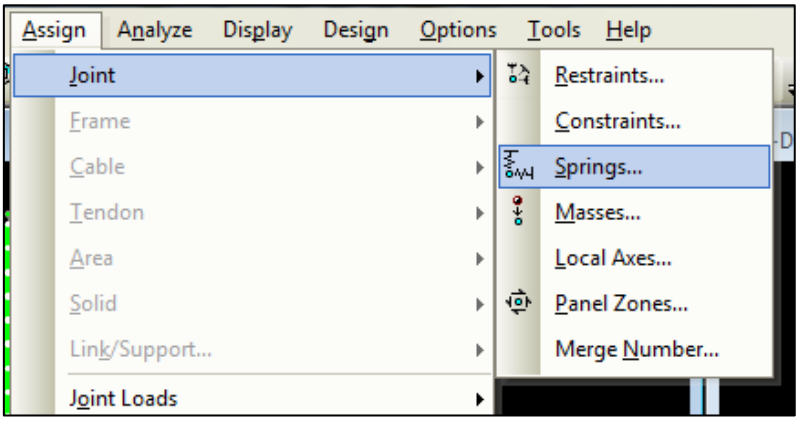


Figura 30 – Molas nos vértices da sapata

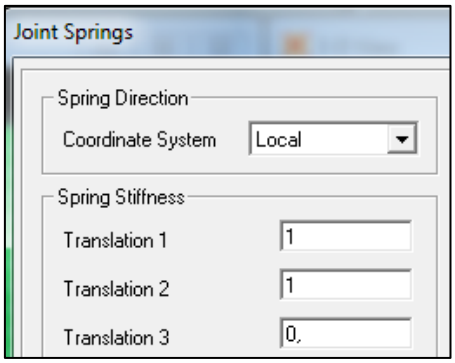


Figura 31 – Características dos apoios elásticos na sapata

Estes valores são apenas valores de referência e são muito pequenos para terem um efeito estrutural significativo no modelo construído. São usados, como já se mencionou anteriormente, para evitar erros de estabilidade que o *software* possa eventualmente reportar.

3.6 Definição de acções

Nesta fase são colocadas as acções que irão submeter a sapata aos esforços para os quais o dimensionamento será efectuado. Existem quatro acções: "DEAD" (o peso próprio da sapata, definida pelo elemento *shell*), "PESO PLINTO" (peso volúmico do plinto), "CARGA VERTICAL" (peso da torre e dos seus componentes), "MOMENTO" (momentos provocados pela acção do vento).

Comandos: *Define Load Patterns*; escrever o nome da acção (em *Load Pattern Name*); *Add New Load Pattern*; escolher o tipo de acção e o multiplicador do peso próprio.

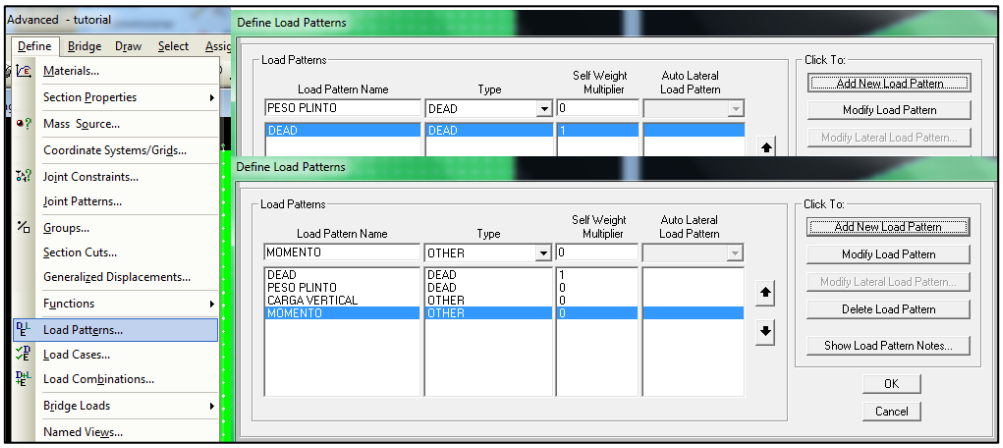


Figura 32 – Definição das acções

Só se coloca o *Self Weight Multiplier* igual à unidade na acção "DEAD" de forma a o *software* considerar precisamente o peso próprio nessa componente, situação que não é requerida nas outras três acções.

Comandos: colocar a janela da esquerda no plano "Z=0,16" em *Move Up in List*; seleccionar todos os pontos do topo; *Assign; Joint Loads; Forces.*

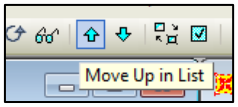


Figura 33 – Mudança de plano para colocação das acções

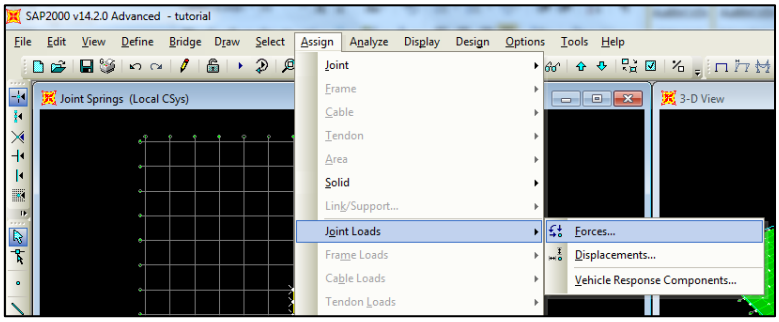


Figura 34 – Preparação para colocação das forças e momentos

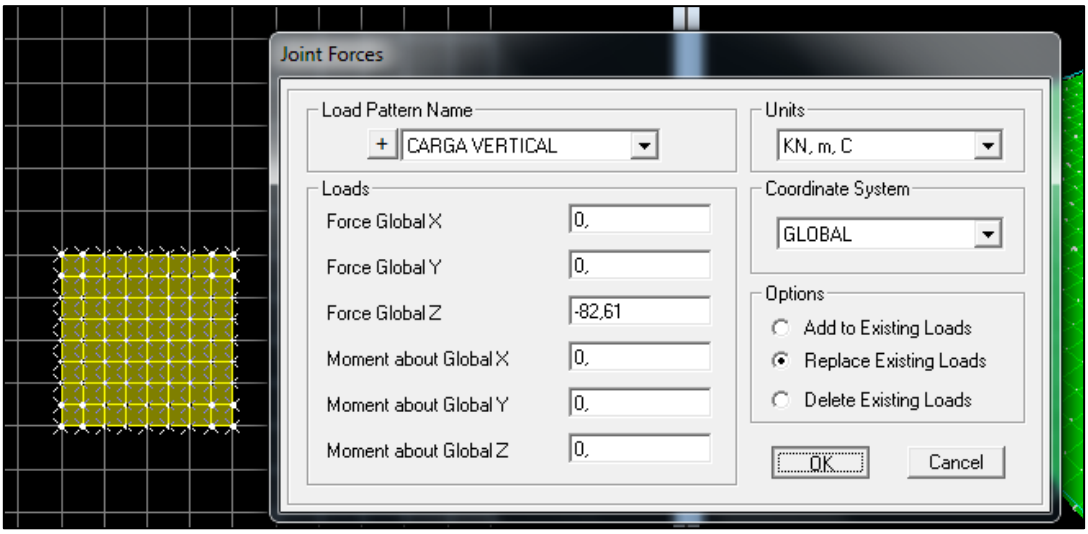


Figura 35 – Colocação das forças verticais

No caso dos momentos procede-se da mesma maneira mas selecciona-se só os pontos da aresta em dois lados do plinto, considerando valores iguais mas de sinal contrário, de forma a obter um binário. Esta foi a forma de materializar o efeito dos momentos provocados pela acção do vento neste software.

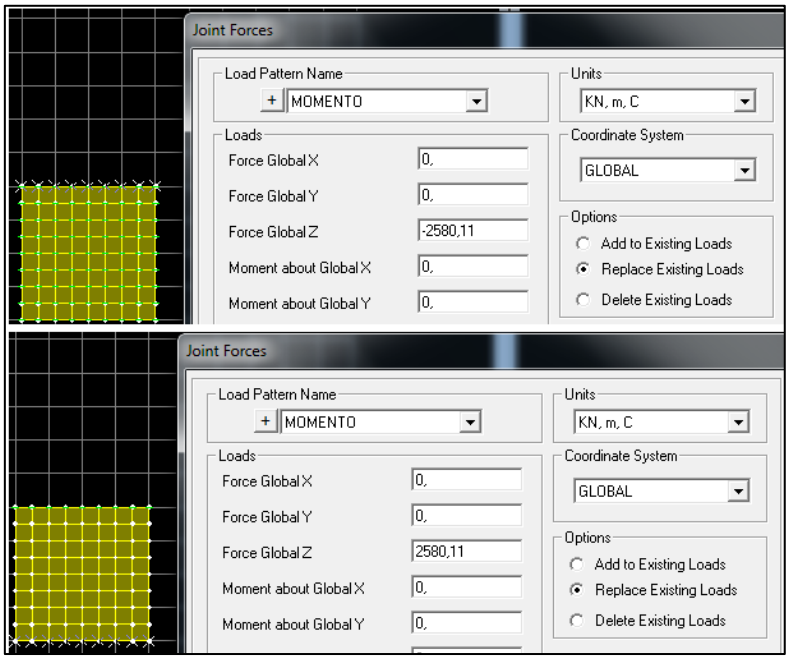


Figura 36 – Colocação dos momentos

É de salientar que os valores usados neste guia explicativo foram os valores referentes à Combinação 3, referida na dissertação. Os cálculos justificativos de como se chegou a estes valores encontram-se explicitados, no subcapítulo 5.1.3 “Acções de cálculo”.

3.7 Combinação de acções

Nesta fase é definida a combinação de acções tal como se descreve na dissertação, no subcapítulo 5.1.4 "Combinação de acções".

.

Combinação: *Define; Load Combinations; Add New Combo***.**

.

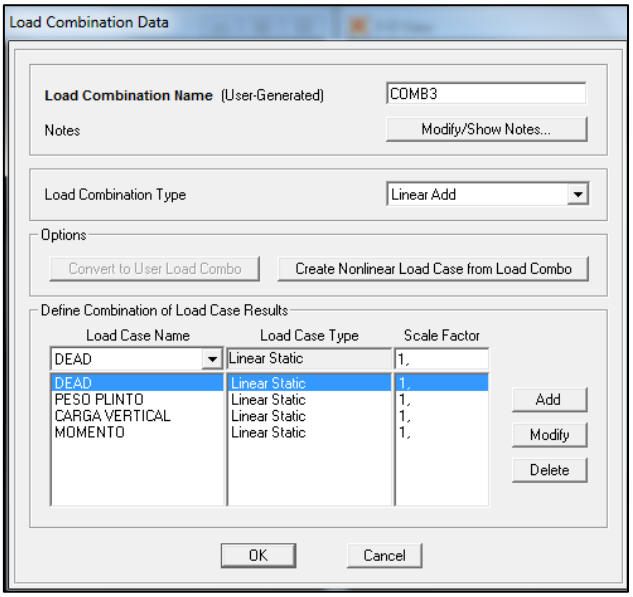


Figura 37 – Definição da Combinação de acções

Em *Scale Factor* colocar-se-iam os factores de para cada acção. Contudo, os valores são todos unitários pois os valores que se inserem no *software* (fornecidos pela entidade que constrói as fundações) já consideram um coeficiente de agravamento nos cálculos.

3.8 Execução das análises

Nesta fase vai executar-se o comando que faz as análises estruturais do modelo.

Comandos: *Analyze; Set Load Cases to Run; Run/Do Not Run Case* (para o caso de "MODAL" que não interessa nesta situação); *Run Now*.

Em qualquer janela é possível observar os esforços a que o modelo está sujeito. Contudo é de relembrar o facto de que os esforços são mais facilmente visíveis no plano "Z=0".

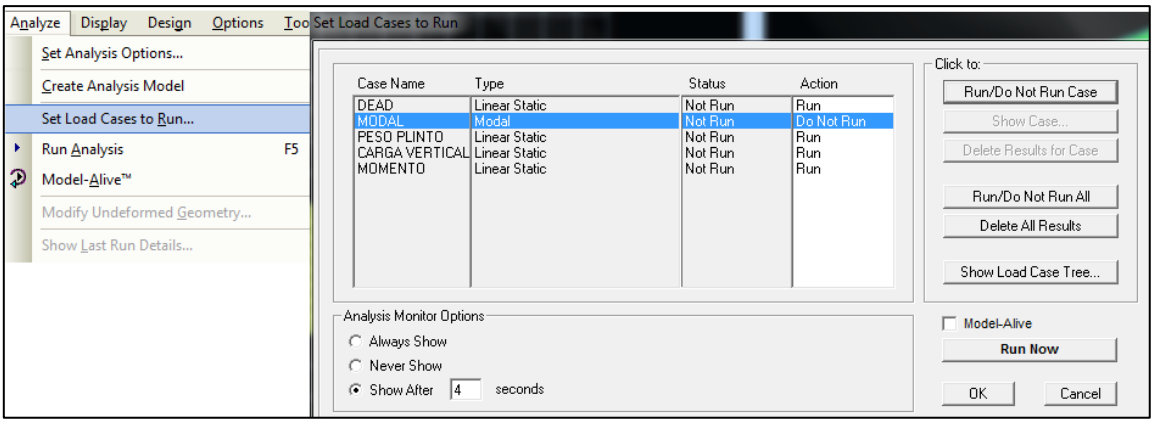


Figura 38 – Execução do modelo construído

Depois do modelo construído ter sido analisado pelo *software*, é possível ver os diagramas dos esforços a que a sapata está sujeita procedendo da seguinte forma:

Comandos: *Show Forces/ Stresses; Shells*.

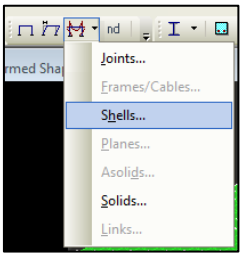


Figura 39 – Amostra dos esforços

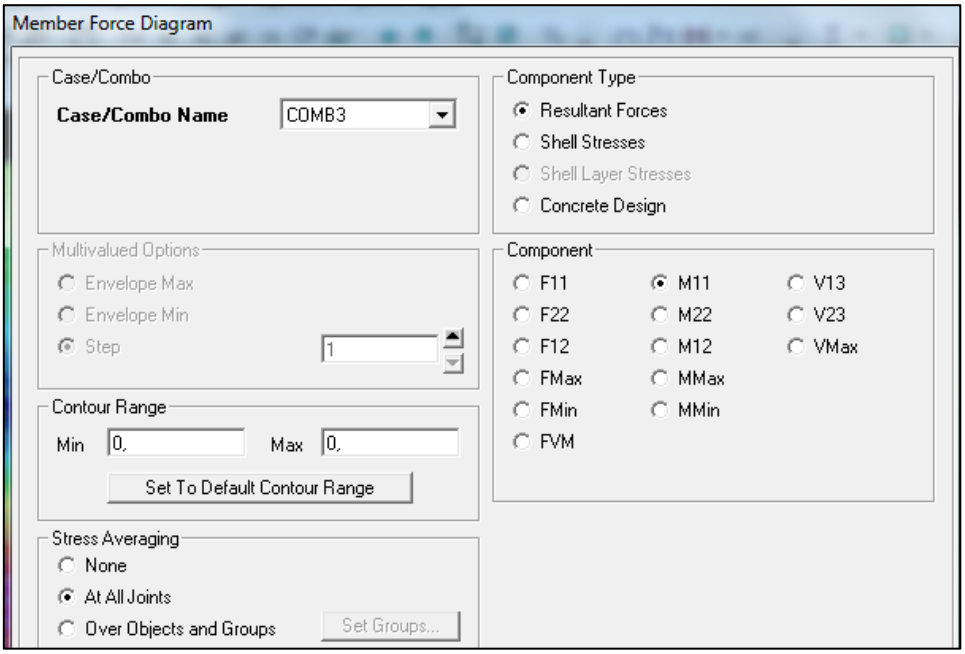


Figura 40 – Selecção dos esforços a visualizar

As componentes que são relevantes para o dimensionamento da sapata são os seguintes:

- M11 – momentos flectores na direcção XX´;
- M22 – momentos flectores na direcção YY;
- V13 – esforço transverso na direcção XZ;
- V23 – esforço transverso na direcção YZ;

Procedendo desta forma, obtém-se os diagramas que são apresentados na dissertação, mais concretamente nas Figuras 50,51, 56 e 58.

Para obter o dimensionamento de armaduras, selecciona-se *Concrete Design* em vez de *Resultant Forces* e escolhe-se a face superior ou inferior da sapata (*Top Face* ou *Bottom Face*, respectivamente) e a direcção XX´ ou YY´ (*ASt1* ou *ASt2*, respectivamente). São exemplos concretos desta situação as Figuras 52 a 55 da dissertação.

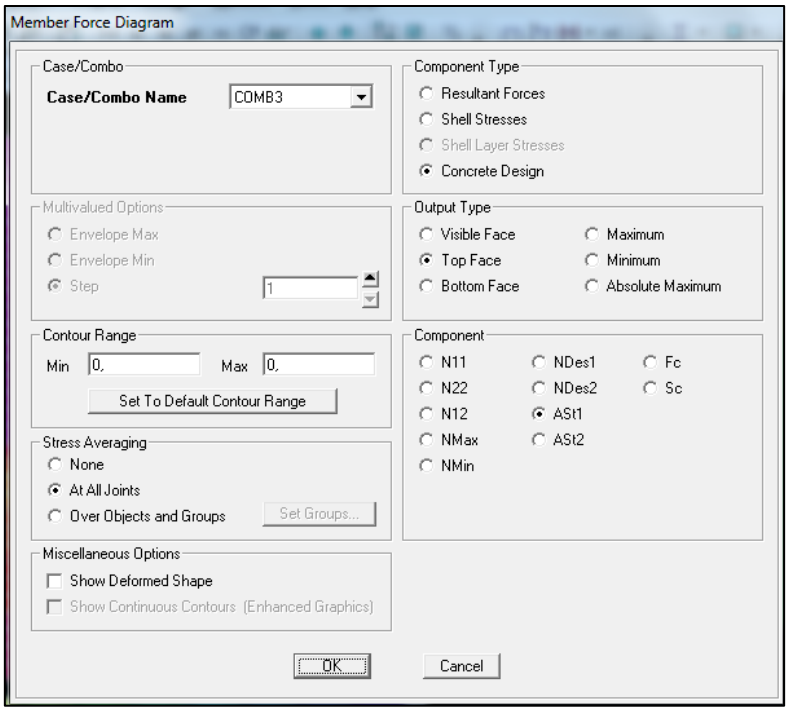


Figura 41 – Dimensionamento de armaduras

Comandos: *Display; Show Tables; Joint Output* (em *Analysis Results*).

Este procedimento vai servir para observar os esforços em cada nó (mais particularmente reacções – *Joint Reactions* – e deslocamentos – *Joint Displacements*), informação que será pertinente para efectuar a verificação do levantamento da fundação. No entanto, é necessário repetir os passos desde a definição das acções no plinto, pois os valores de carga e momento são diferentes (pois terão de ser os valores da Combinação 2).

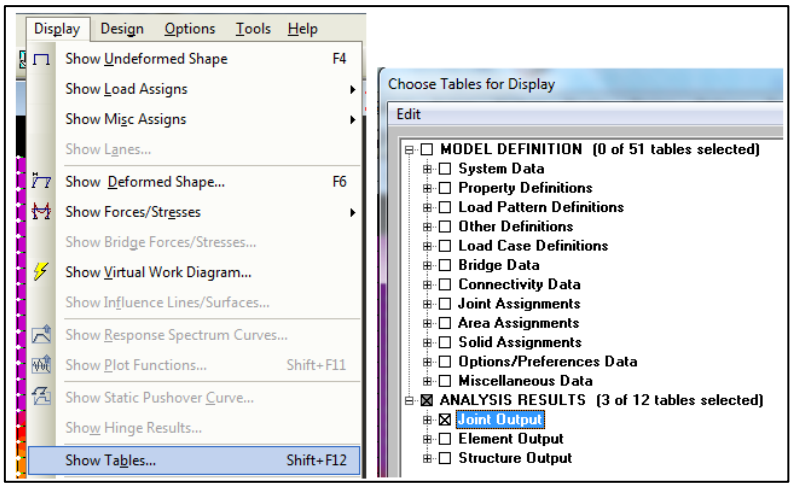


Figura 42 – Esforços nos nós

É possível exportar depois as tabelas de resultados para *Excel*, procedendo da seguinte forma:

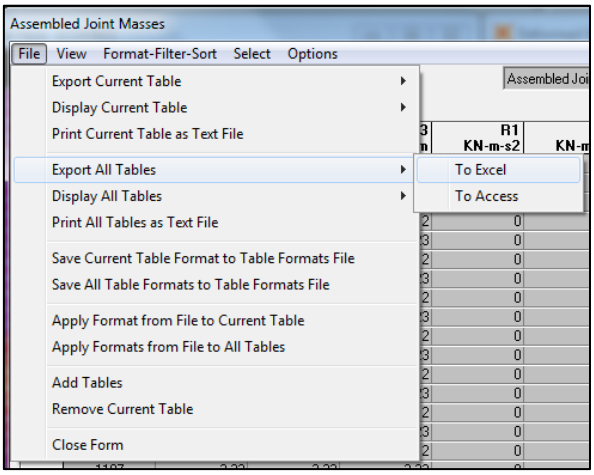


Figura 43 – Exportação de dados para Excel

No subcapítulo da dissertação referente ao levantamento da sapata, estas tabelas foram úteis para verificar as reacções nos pontos.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	TABLE: Joint Reactions								
2	Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
3	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4	1171	COMB2	Combination	-9,164E-08	4,068E-08	-0,742	0	0	0
5	1172	COMB2	Combination	0	0	-1,507	0	0	0
6	1173	COMB2	Combination	0	0	0,792	0	0	0
7	1174	COMB2	Combination	0	0	0,418	0	0	0
8	1175	COMB2	Combination	0	0	4,595	0	0	0
9	1176	COMB2	Combination	0	0	2,317	0	0	0
10	1177	COMB2	Combination	0	0	8,399	0	0	0
11	1178	COMB2	Combination	0	0	4,216	0	0	0
12	1179	COMB2	Combination	0	0	12,211	0	0	0
13	1180	COMB2	Combination	0	0	6,116	0	0	0
14	1181	COMB2	Combination	0	0	16,034	0	0	0
15	1182	COMB2	Combination	0	0	8,02	0	0	0

Figura 44 – Excerto de uma tabela de Excel

Como se pode verificar na Figura 44, cada ponto tem uma referência de texto (*Joint Text*). No *SAP2000*, é possível verificar para cada ponto a sua identificação, carregando em cima do mesmo com o botão direito do rato. Em *Label* aparece a identificação numeral do objecto, como se mostra na Figura 45:

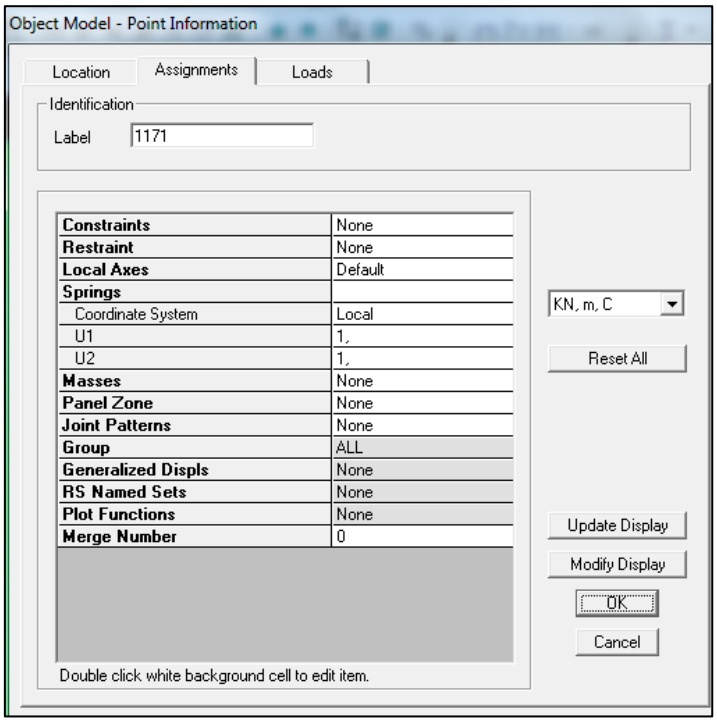


Figura 45 – Informações de um ponto da sapata

O procedimento que se pôs em prática foi verificar para todas as linhas horizontais (que estão na mesma direcção das linhas que se considerou para aplicar o binário) a identificação dos pontos (afastados de um em um metro) que as constituem.

Observou-se depois na tabela de *Excel* qual a força vertical (*F3*) aplicada em cada um, fazendo depois para cada linha uma média aritmética dos valores obtidos nos pontos que a constituem. Desta forma foi possível inferir se a sapata se encontra à compressão (valores positivos) ou à tracção (valores negativos).

4. Fundação indirecta – estacas

4.1 Limites do bloco de fundação

Tal como no caso da sapata, também aqui é necessária a definição dos limites do bloco de fundação. O procedimento é o mesmo excepto nas seguintes diferenças:

Quadro 1 – Linhas de grelha

Number of grid lines	
X	15
Y	15
Z	24

Quadro 2 – Espaçamento da grelha

Number of grid spacing	
X	1
Y	1
Z	1

As diferenças são as dimensões do bloco de fundação que tem 14 x 14 x 1,5 metros, logo, terão de existir 15 linhas na direcção XX´ e YY´. Na direcção ZZ´ considerou-se 24 linhas, pois as estacas têm 22 metros, necessitando por isso de 23 linhas. A outra linha será a que limita a altura do plinto. Para os espaçamentos nas três direcções foi considerado um valor de 1 metro. O resultado obtido será o mesmo que se apresenta na Figura 46:

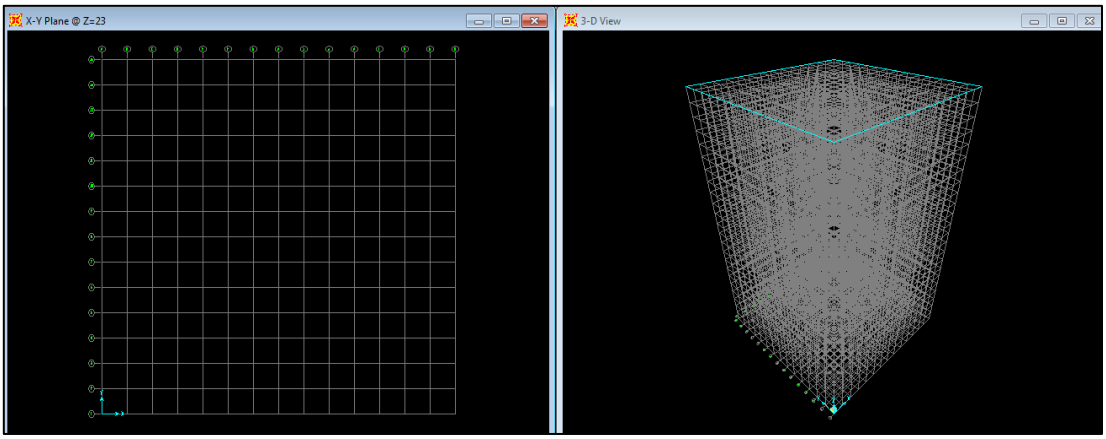


Figura 46 – Modelação do bloco de fundação

4.2 Definição dos materiais

Esta fase é em tudo idêntica ao processo utilizado para a sapata, incluindo os valores das características do aço e do betão.

4.3 Volume do bloco de fundação

Nesta fase vai definir-se o modelo das características físicas do bloco de fundação. As únicas diferenças em relação ao caso da sapata é o valor do recobrimento das armaduras (que em vez de 0,06 m na parte superior e inferior, é de 0,055 m) e a altura do bloco de fundação (que é de 1,5 m em vez de 3,5 m).

4.4 Plinto

Este subcapítulo é em tudo igual ao caso referido na sapata.

4.5 Construção do bloco de fundação

A execução do "corpo" do bloco de fundação é idêntica à que se usou para o caso da sapata. A diferença é que o plano de base é o plano "Z=22" (em vez de "Z=0"), de forma a depois se poderem modelar as estacas. Na fase da definição das molas, usou-se um valor de 13 300 kN/m em ***Spring Stiffness per Unit Area,*** pois as características do solo para este caso são diferentes.

4.6 Construção das estacas

Neste subcapítulo aborda-se o processo utilizado para modelar as estacas.

Comandos: *Define; Section Properties; Frame Sections; Add New Property;* escolher *Concrete (*em *Frame Section Property Type);* escolher *Circular*.

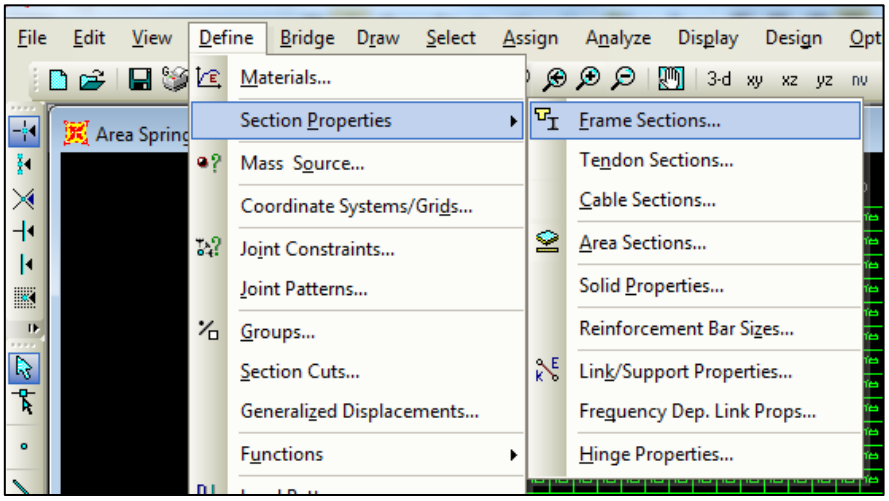


Figura 47 – Secções das estacas

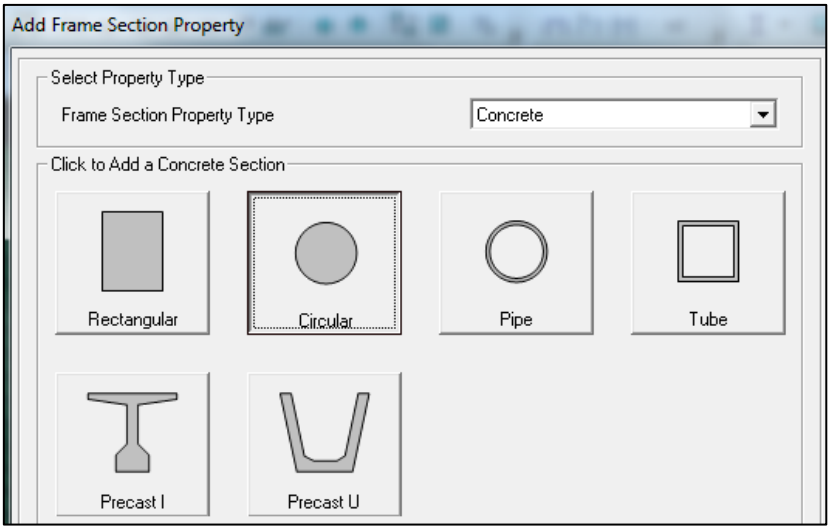


Figura 48 – Geometria das secções das estacas

Depois de dar o nome “ESTACA” à secção criada, coloca-se o valor do seu diâmetro (1 metro) em *Diameter (t3)* e C35/45 em *Material.*

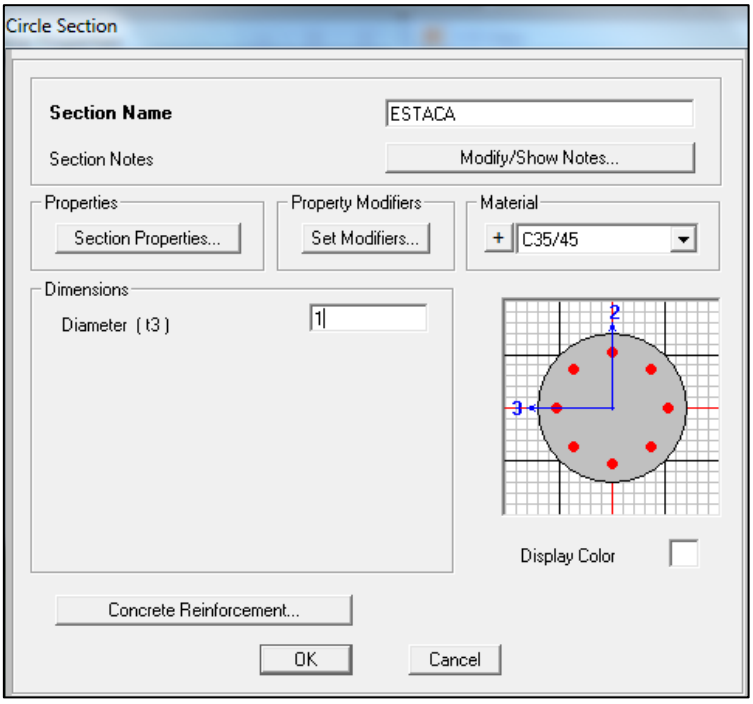


Figura 49 – Características geométricas das estacas

O próximo passo foi a definição das armaduras em *Concrete Reinforcement*, onde se colocou um valor de 30 varões de aço em *Number of Longitudinal Bars.* Em *Clear Cover for Confinement Bars* é colocado o valor do recobrimento das armaduras (0,075 m).

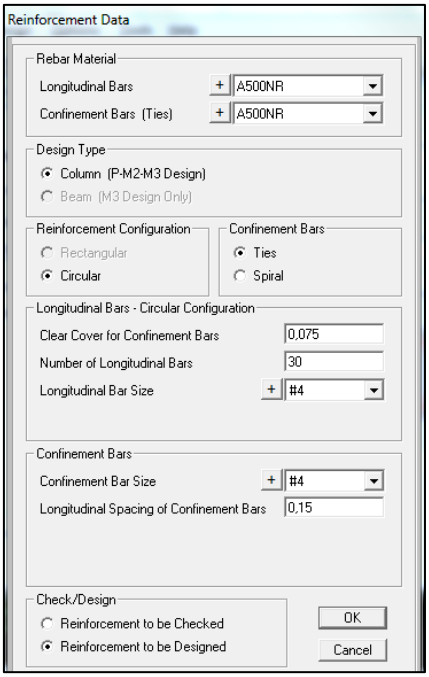


Figura 50 – Armaduras das estacas

A Figura 51, que se mostra a seguir, é muito importante, na medida que constitui os comandos de mudança de perspectivas (*3-d, xy, xz, yz*) e de planos (seta para cima e seta para baixo), que serão imprescindíveis numa rápida modelação das estacas.

Figura 51 – Perspectivas e mudanças de plano

Assim, para modelar as estacas procede-se da seguinte forma:

Comandos: *Draw; Draw Frame;*

Para se efectuar o modelo das estacas procedeu-se do seguinte modo: colocou-se a janela da esquerda no plano "Z=22" (que é o plano de base) e a janela da direita na vista *Y-Z Plane* no plano "X=1". Depois de se seleccionar o comando "Draw Frame" carrega-se no ponto onde se localiza a estaca como se mostra na Figura 52:

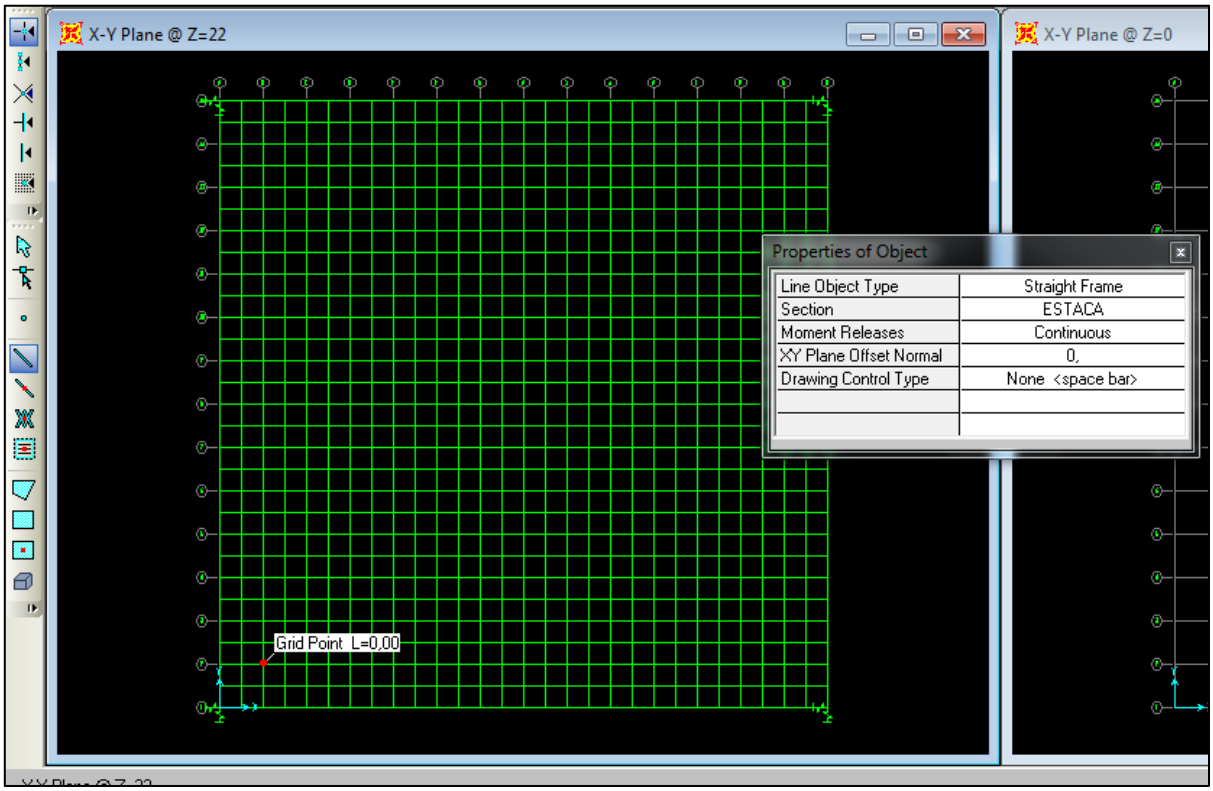


Figura 52 – Construção das estacas

De seguida, leva-se o ponteiro do rato para a janela da direita e desenha-se uma linha para baixo na direcção do plano horizontal imediatamente abaixo da base, como se mostra na Figura 53:

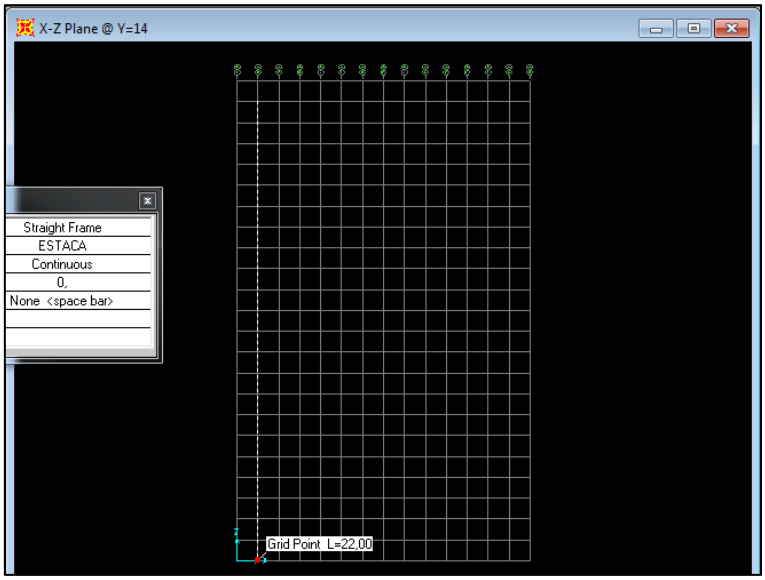


Figura 53 – Construção das estacas

Como se pode ver, *L* (comprimento) tem de ser igual a 22,00. Repete-se este processo para todas as estacas desse lado do bloco de fundação e obtém-se assim o resultado que se mostra na Figura 54:

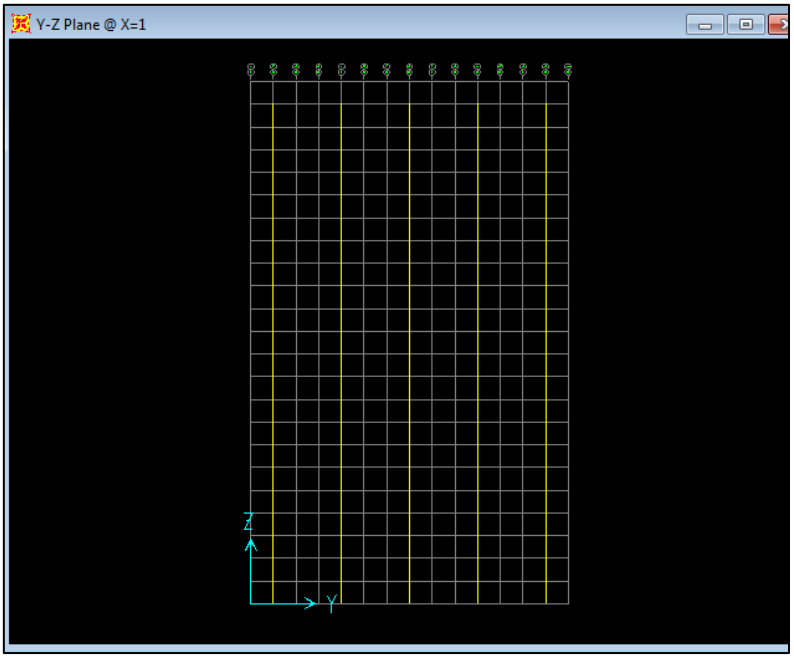


Figura 54 – Estacas modeladas no plano X=1

Depois repete-se este procedimento, mas para o plano "X=13" que corresponde ao lado oposto do bloco de fundação. Faz-se precisamente o mesmo para os planos "Y=1" e "Y=13" na perspectiva *X-Z Plane*.

O resultado final é o que se mostra na Figura 55:

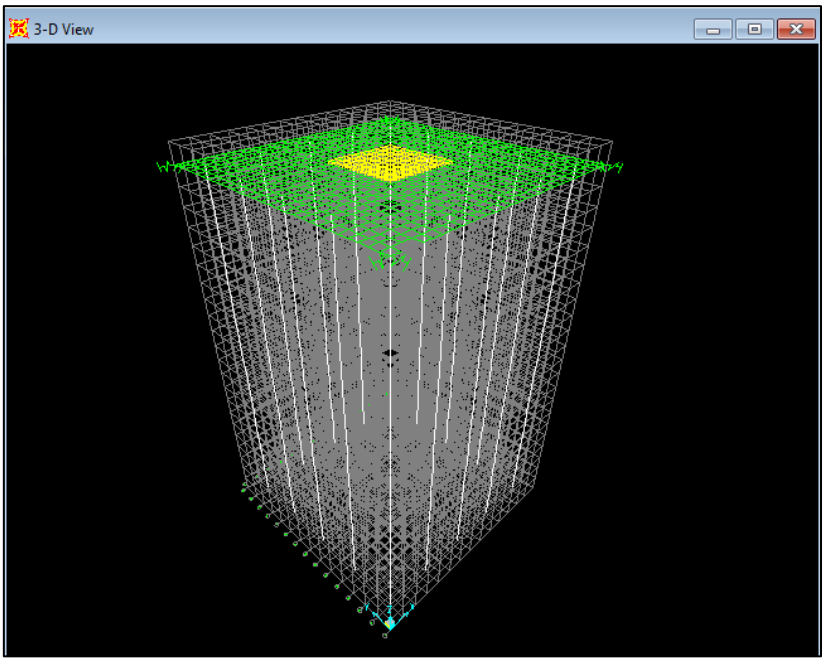


Figura 55 – Totalidade das estacas modeladas

Comandos: Colocar no plano "Z=21"; *Draw Special Joint* (designado pela seta vermelha na Figura 56); carregar com o botão esquerdo do rato nos locais por onde as estacas passam.

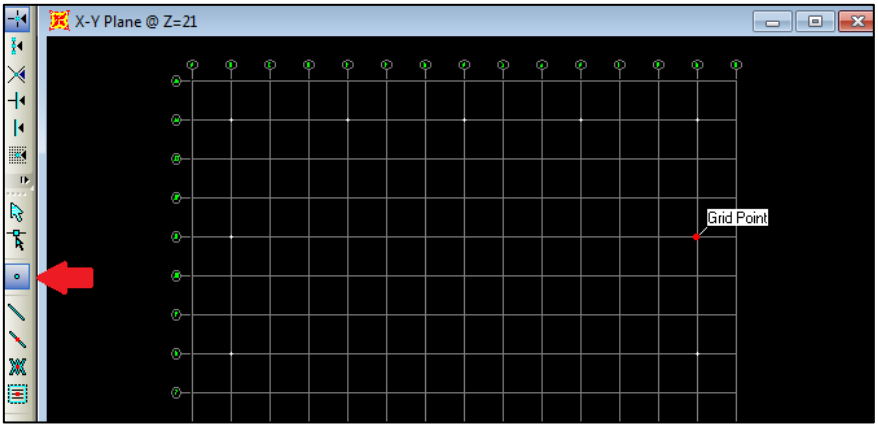


Figura 56 – Selecção dos pontos de mola

Este procedimento serve para a inserção de molas nas estacas. Consideraram-se molas afastadas de 1 em 1 metro (na direcção vertical) e cuja resistência se dá nas direcções XX´ e YY´. Repete-se este processo para todos os planos inferiores ao plano de carregamento.

Depois, como se pode ver na Figura 57, colocou-se uma das janelas na perspectiva *X-Y Plane* e no primeiro plano que contém pontos de separação entre troços das estacas ("Z=21"). Seleccionou-se a área (como se pode ver no lado esquerdo da Figura 57) para aparecerem os pontos referidos (como se pode ver no lado direito da mesma figura).

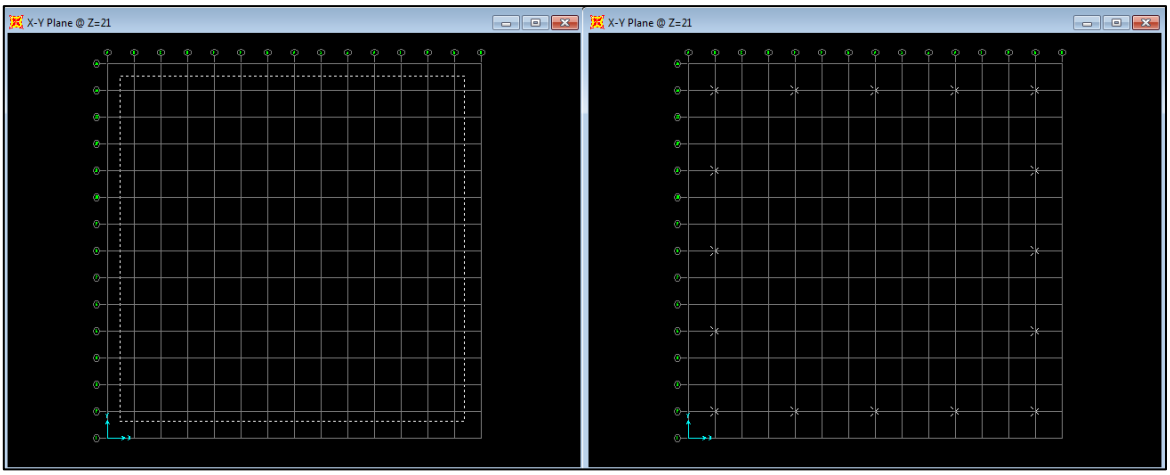


Figura 57 – Selecção dos pontos de mola

Comandos: *Assign; Joint; Springs*

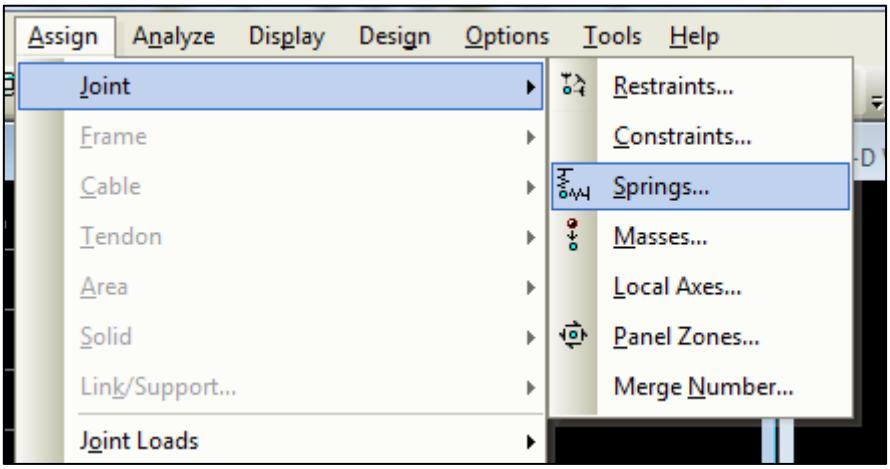


Figura 58 – Molas nos pontos

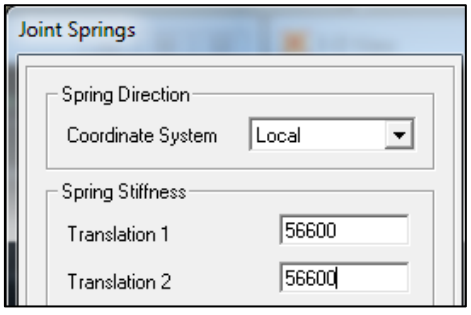


Figura 59 – Valores da rigidez das molas

Estes comandos vão permitir definir a rigidez das molas (mostrado nas Figuras 57 e 58), cujo valor foi explicado na dissertação. É necessário proceder exactamente da mesma forma para todos os restantes planos inferiores, pois em todos os planos existem molas.

O resultado é o que se mostra na Figura 60:

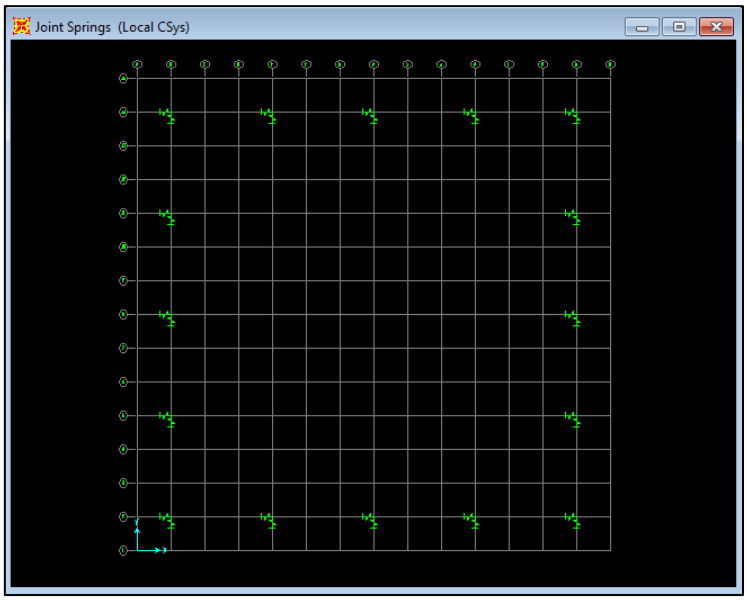


Figura 60 – Molas das estacas num dos vários planos

4.7 Definição de acções

O número e tipo de acções a que o modelo está sujeito e os comandos a utilizar são idênticos aos usados para o caso da sapata. A única diferença foi a forma de seleccionar os pontos de carregamento (pois para este caso não foi possível visualizá-los num plano superior, como acontecia no caso da sapata):

Comandos: *Select; Properties; Solid Properties;* PLINTO

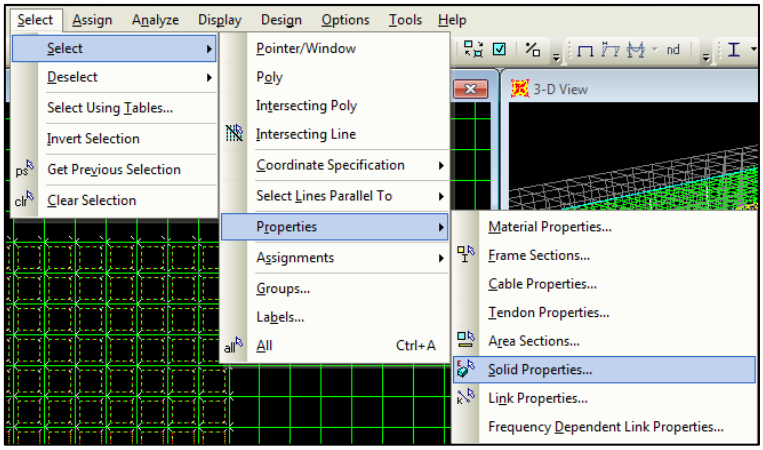


Figura 61 – Selecção do plinto

Este procedimento vai permitir distinguir o plinto da restante área do bloco de fundação: a partir daí é fácil seleccionar com o botão direito do rato todos os pontos do plinto (para as cargas verticais) e os pontos de

duas das arestas (para os momentos). Para este caso, usaram-se os valores da Combinação 4, referidos na dissertação.

4.8 Aplicação de forças nas estacas

De seguida é necessário definir as forças a que as estacas se encontram directamente sujeitas; a metodologia de cálculo é fornecida pela entidade que as constrói e cujo raciocínio se passa a explicar. Os valores das forças aplicadas nas estacas – resultantes da distribuição dos esforços a que o bloco de fundação está sujeito – obtém-se através da seguinte expressão:

$$F_i = \left(\frac{F_z}{\sum A_i} \pm \frac{M_x}{I_x} \times y_{y_i} \pm \frac{M_y}{I_y} \times y_{x_i} \right) \times A_i \qquad \text{[Equação A]}$$

Em que:

F_i – força em cada estaca (*i* varia entre 1 e 16);
F_z – forças verticais induzidas pela torre e os seus componentes;
A_i – área de cada estaca;
M_x – momento resultante da acção do vento na direcção XX´;
M_y – momento resultante da acção do vento na direcção YY´;
I_x – Inércia da estaca na direcção XX´;
I_y – inércia da estaca na direcção YY´;
y_{xi} – coordenadas da estaca na direcção XX´;
y_{yi} – coordenadas da estaca na direcção YY´.

O conjunto dos esforços do peso da torre, equipamentos e acção do vento vai resultar num valor que não é sempre igual para a totalidade das estacas. Na Figura 62 é apresentado um esquema da posição das 16 estacas em relação a um sistema de eixos composto por quatro quadrantes e a partir do qual se pode esclarecer melhor o raciocíno para o cálculo da força aplicada em cada estaca.

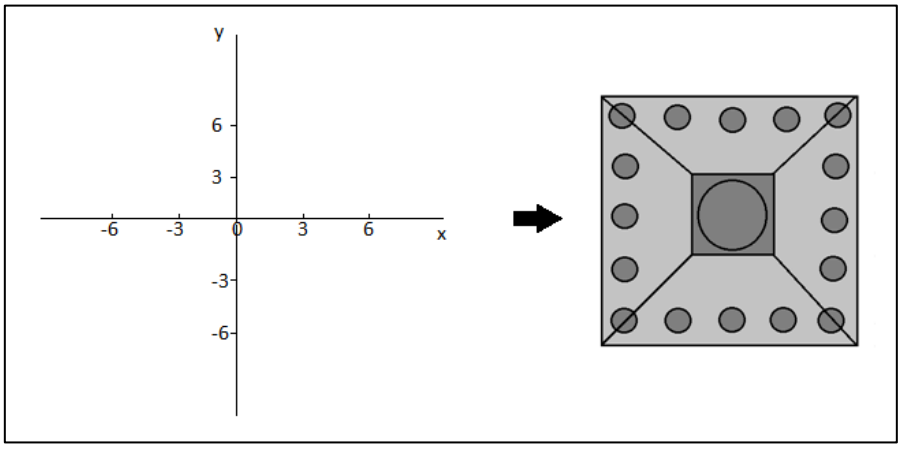


Figura 62 – Posição das estacas em relação a um sistema de eixos

Assim, foi elaborado o Quadro 2 que traduz em valores numéricos a posição de cada estaca nesse sistema de eixos e fornece a respectiva força aplicada:

Quadro 3 – Posição das estacas no sistema de eixos

Estacas	x_i	y_i	I_x	199,051	F_i (kN)
1	-6	6	I_y	199,051	498,44
2	-3	6	A_{tot}	8,042	998,59
3	0	6	F_z	7975	1498,74
4	3	6	M_x	66024	1998,90
5	6	6	M_y	66024	2499,05
6	6	3			1998,90
7	6	0			1498,74
8	6	-3			998,59
9	6	-6			498,44
10	3	-6			-1,72
11	0	-6			-501,87
12	-3	-6			-1002,02
13	-6	-6			-1502,17
14	-6	-3			-1002,02
15	-6	0			-501,87
16	-6	3			-1,72

Estes valores dizem respeito aos resultados mais gravosos que são dados pela Combinação 4, com as pás do rotor com uma orientação de 45º. Os valores positivos dizem respeito a compressão e valores negativos correspondem a tracção.

Assim, estão reunidas as condições para se seleccionaram-se os pontos correspondentes ao topo de cada estaca e se inserirem os valores das forças aplicadas.

4.9 Combinação de acções

A combinação das acções intervenientes das estacas é feita exactamente da mesma maneira que se procedeu para o caso da sapata.

4.10 Execução das análises

Também esta fase é idêntica ao caso da sapata, bem como a forma de tratamento dos dados necessários ao desenvolvimento da dissertação. Contudo, existe para este caso do bloco de fundação sobre estacas uma informação adicional que não existia no caso da sapata que são os esforços a que as estacas se encontram sujeitos. Assim, procede-se do seguinte modo:

Comandos: *Start Concrete Design/ Check of Structure; View/Revise Preferences; EUROCODE 2 – 1992 (*em *Value).*

Desta forma, os resultados estarão em conformidade com os pressupostos do EC2.

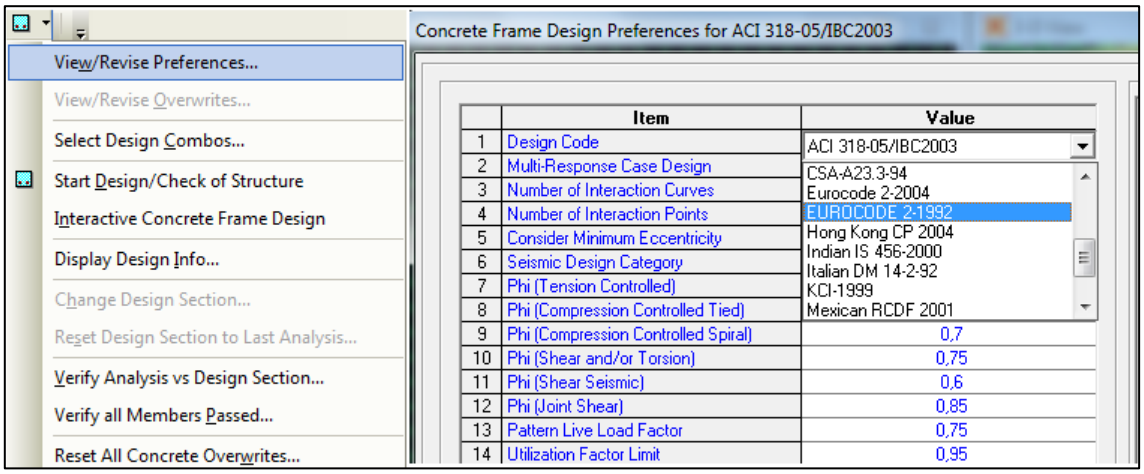


Figura 63 – Selecção das normas a considerar

Comandos: *Start Concrete Design/ Check of Structure; Select Design Combos;* Seleccionar *COMB4 (*em *List of Load Combinations); Add;* Desactivar *Automatically Generate Code-Based Design Load Combinatios* (para o programa não gerar automaticamente combinações que não sejam pedidas pelo utilizador); *Start Concrete Design/ Check of Structure;*

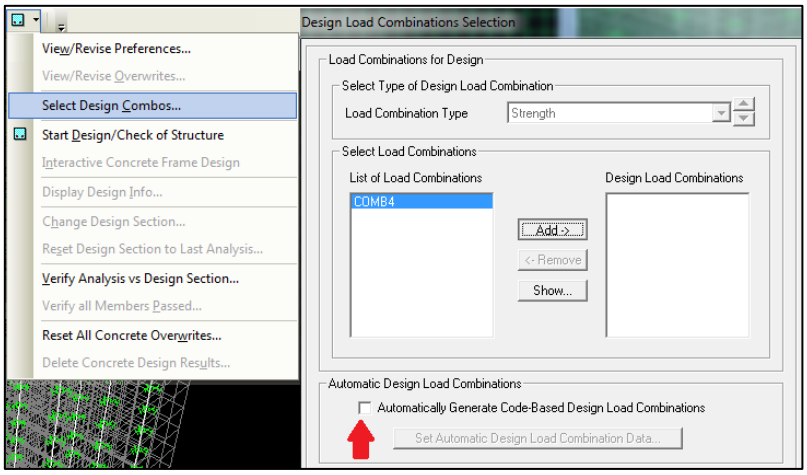


Figura 64 – Verificação das estacas

Após a execução do comando anterior, o SAP2000 já pode dar a informação em cada troço que constitui as estacas. Contudo, na modelação utilizada, o valor das molas que traduz o comportamento do bloco de fundação e o terreno vai adulterar os valores das reacções nas estacas e por essa razão utilizou-se o seguinte raciocínio:

Comandos: Seleccionar uma área em redor da posição das estacas (escolheram-se 4 quadrados da grelha); *Edit; Edit Areas*; *Divide Areas* (e escolheu-se dividir os quadrados em 2 por 2);

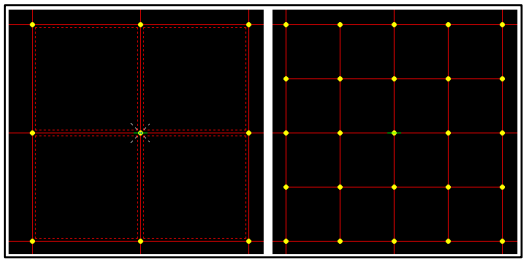


Figura 65 – Divisão da área em redor da estaca

Repete-se este procedimento para todas as estacas e depois apagam-se os quatro quadrados mais pequenos que envolvem cada estaca como se mostra na Figura 66:

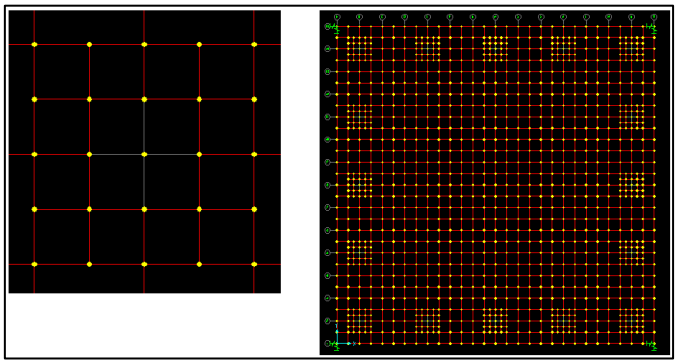


Figura 66 – Áreas em redor das estacas

Comandos: *Run Analysis*; Seleccionar um dos troços de uma das estacas carregando no botão direito do rato; *Details* (em *Display Details for Selected Item*).

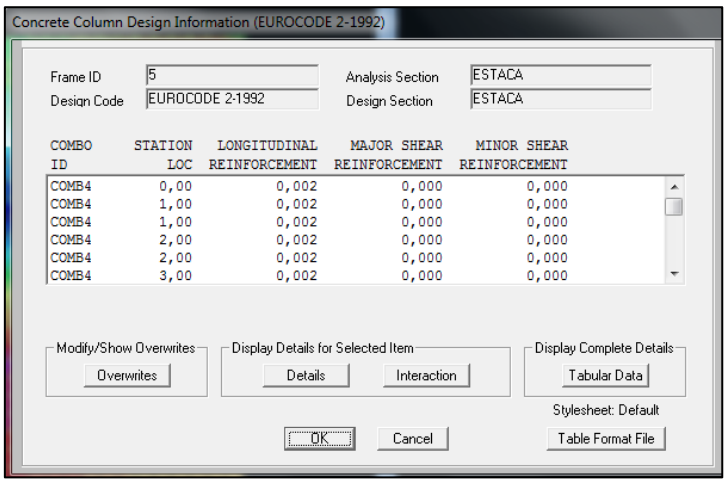


Figura 67 – Detalhes de uma estaca

A janela que a seguir aparece, como mostra a Figura 68 tem o seguinte aspecto:

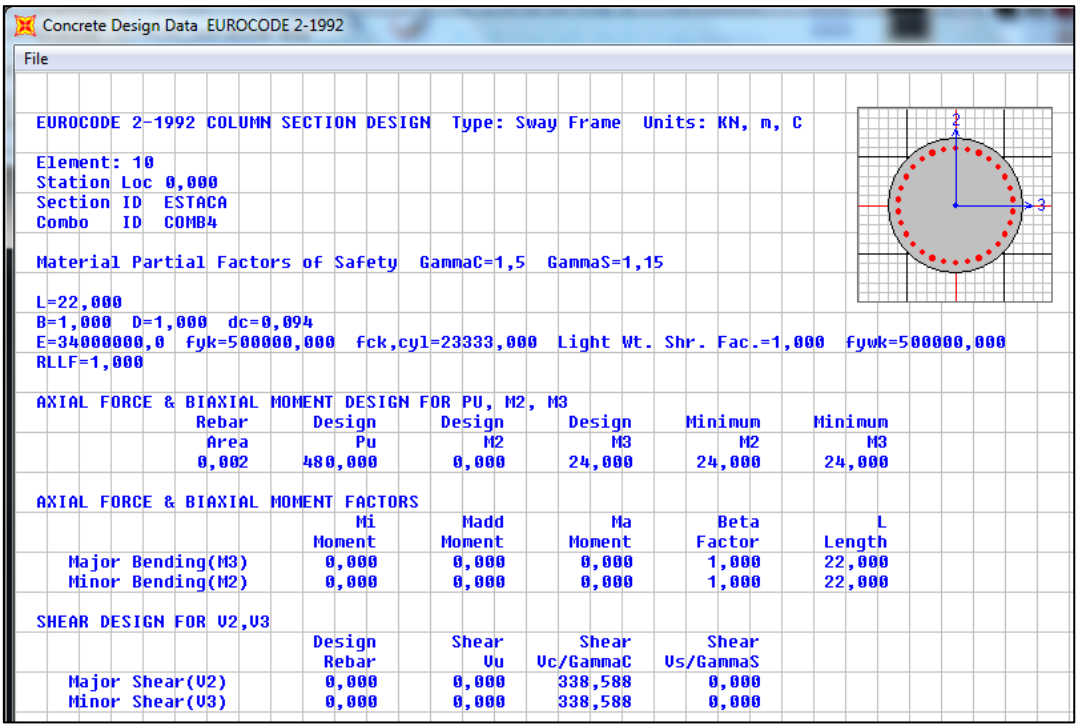


Figura 68 – Informações dos esforços na estaca

Este processo de retirar pequenas partes da área do bloco de fundação em volta das estacas serve apenas para retirar os esforços nas estacas sem resultados adulterados pelos valores das molas; contudo, este método só deve ser empregue após se terem retirado os valores dos esforços no bloco de fundação.

As informações relevantes acerca dos esforços das estacas são *AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2,M3* (que dizem respeito aos esforços devidos às forças axiais e aos momentos) e *SHEAR DESIGN FOR V2,V3* (respeitantes aos esforços de corte nas estacas). São estas as informações consideradas na dissertação.

5. Conclusão

Assim se encerra este "Guia para o *software* SAP2000" com todas as instruções utilizadas para se obterem os resultados obtidos, analisados e trabalhados na dissertação.

Espera-se que todos os comandos referidos e todas as figuras e quadros tenham servido como suporte para justificar todo o processo de modelação dos casos de estudo e que de futuro sirvam de auxílio para outras dissertações e até mesmo em projectos com carácter não só académico mas também profissional.

Finalmente relembra-se o facto de que a execução deste guia não ter pretendido sugerir de alguma forma que os métodos descritos no mesmo são a única maneira de obter as modelações e os respectivos resultados; pretendeu-se sim justificar as opções tomadas e até mesmo inspirar a criação de processos de modelação alternativos.