

UMA CONTRIBUIÇÃO PARA CONHECIMENTO DO COMPORTAMENTO DE ÂNCORAS EM LEITOS MARINHOS ARENOSOS PARA ESTRUTURAS FLUTUANTES

HELENA RAQUEL FERREIRA DIAS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da
Fonseca

MARÇO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha avó,
Pela saudade do seu sorriso e da protecção

*“Ó mar salgado, quanto do teu sal
São lágrimas de Portugal!
Por te cruzarmos, quantas mães choraram,
Quantos filhos em vão rezaram!
Quantas noivas ficaram por casar
Para que fosses nosso, ó mar!
Valeu a pena? Tudo vale a pena
Se a alma não é pequena.
Quem quer passar além do Bojador
Tem que passar além da dor.
Deus ao mar o perigo e o abismo deu,
Mas nele é que espelhou o céu!”*

Mar Português, Fernando Pessoa (1888-1935)

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho teve a contribuição de várias pessoas, às quais deixo aqui um agradecimento sem qualquer ordem em especial.

Ao Professor Doutor António Viana da Fonseca pela sua orientação. A liberdade que dá, a exigência e rigor que incute, os incentivos e conhecimentos que transmite diariamente permitiram que este trabalho chegasse “a bom porto”. A sua dedicação e experiência enriqueceram-me não só profissionalmente mas também como pessoa.

Ao meu Pai Dias que teve a capacidade de me transmitir os princípios da exigência, do rigor e do trabalho, sempre de uma forma muito *sui generis*. À minha mãe Lena que é o meu porto de abrigo, que respeita o meu silêncio, um especial agradecimento pela sua enorme paciência e por me apoiar em todas as minhas decisões. À mana Ana Carolina que tem uma alegria e divertimento contagiantes, que em momentos menos bons me consegue fazer rir. É convosco que partilho esta etapa tão importante “da nossa vida”.

Um agradecimento a todos os Amigos e colegas que fui fazendo ao longo destes últimos anos.

A todos os elementos do LabGeo-FEUP (Daniela, Cláudia, Sr. Pinto, Marco DeLaureto e Davide Besenzon) pela troca de conhecimentos e pela simpatia. À Marisa Soares e ao Fabrizio Panico pela paciência que tiveram e pelo convívio diário, mas acima de tudo pela troca de ideias e de conhecimentos.

Um agradecimento à Sara Sanches pela troca de ideias sobre o Plaxis, à Cláudia Ferreira pela sua disponibilidade em discutir algumas questões, à Cecília Mendonça e à Sandra Teixeira pela paciência em lerem o presente documento.

Aos vários Professores da FEUP pelos ensinamentos transmitidos e partilhados.

RESUMO

O comportamento de âncoras de arraste em solos arenosos é um tema muito vasto e influenciado por diversos parâmetros. O presente trabalho focou-se na determinação da Capacidade Última de Retenção (UHC) de uma âncora de arraste da Vryhof Anchors® do modelo MK6, bem como no estudo da evolução das tensões instaladas na massa de solo mobilizada pelo movimento imposto à âncora. Para determinação da UHC foram utilizados diferentes métodos: empíricos (NCEL, Vryhof Anchors®), equilíbrio limite (segundo LeLievre e Tabatabaee (1981) e Neubecker e Randolph (1996)) e modelos numéricos (utilizando o código numérico comercial Plaxis®).

A Zona Piloto situada na costa oceânica Portuguesa ao largo de São Pedro de Moel reúne várias características favoráveis, conferindo-lhe condições excecionais para a instalação de estruturas flutuantes para conversão de energia das ondas. Considerou-se que uma destas estruturas seria instalada a uma profundidade de 60 m, fundada em leitos marinhos arenosos. Pela falta de informação geotécnica detalhada sobre estes solos, confrontaram-se informações relativas ao tipo de solo da Zona Piloto com os resultados de estudos realizados anteriormente no LabGeo-FEUP sobre areias de granulometria semelhante, admitindo-se assim vários parâmetros mecânicos. Admitiu-se que na posição final a “pata” (ou “*fluke*”) da âncora fica totalmente na horizontal. A sua profundidade de penetração foi determinada através do ábaco desenvolvido pela Vryhof Anchors®.

Definiram-se 9 casos de estudo, estudando-se âncoras de 1.5, 3 e 5 toneladas e variando o ângulo de atrito de interface solo/âncora de 0°, 25° e 40°, procedendo-se de seguida à aplicação dos diferentes métodos. Os métodos de equilíbrio limite apesar de não terem sido desenvolvidos para determinação da UHC, fornecem um bom conhecimento do comportamento de âncoras deste tipo. Já a construção do modelo numérico através do *software* Plaxis® exigiu que se tivessem sido admitidos outros parâmetros geomecânicos, também à luz de resultados de outros trabalhos sobre areias realizadas no LabGeo-FEUP, uma vez que o modelo constitutivo do solo utilizado foi o *Hardening Soil Model*. Na modelação numérica foi criado um processo tal que a carga aplicada na âncora aumentava progressivamente. Da aplicação dos métodos empíricos conseguiu-se inferir que o ábaco fornecido pelo NCEL fornece valores muito abaixo dos valores de referência dados pelo ábaco da Vryhof Anchors®. Apesar de se ter como referência este último ábaco, percebe-se que este não inclui muitos fatores condicionadores do comportamento das âncoras. No método segundo Neubecker e Randolph (1996) o valor da UHC é dado pelo valor mínimo, mas segundo LeLievre e Tabatabaee (1981) a UHC só é identificada através de conhecimento prévio.

Devido ao facto do programa de Plaxis® ser em 2D, o cálculo da UHC com base nos resultados fornecidos pelo programa tiveram em consideração o volume de solo que acompanha o movimento imposto à âncora.

PALAVRAS-CHAVE: Âncoras de Arraste, Sedimentos arenosos da Zona Piloto, Capacidade Última de Retenção, Modelação Numérica

ABSTRACT

The drag anchors behavior in sandy soils is a very vast theme influenced by several parameters. This work is focused on the determination of the Ultimate Holding Capacity (UHC) of a drag anchor of Vryhof Anchors®, MK6 model. It also studies the evolution of the installation tensions in the soil mass mobilized by the movement imposed to the anchor. In order to determine the UHC different methods were used: empirical (NCEL, Vryhof Anchors®), limit equilibrium (according to LeLievre and Tabatabaee (1981) and Neubecker and Randolph (1996)) and numerical model (Plaxis®).

The Pilot Zone, located in the Portuguese oceanic coast in São Pedro de Moel meets several favorable characteristics, conferring it exceptional conditions for the installations of floating structures for wave energy conversion. It was considered that one of these structures would be installed at the depth of 60 m, based on sand seabed. For lack of detailed geotechnical information about these soils, the information of the soil in Pilot Zone confronted was with the results of previous studies on the LabGeo-FEUP about sands with similar grain size, than it admitting various parameters. It was assumed that in final position the fluke is completely horizontal. The depth penetration was determined with the abacus developed by Vryhof Anchors®.

Nine case studies were defined, studying 1.5, 3 and 5 tons anchors and changing the angle of interface friction soil/anchor from 0°, 25° and 40°, proceeding to the application of the different methods. Despite limit equilibrium methods were not developed to determine UHC, they give a very good understanding of this kind of anchors behavior. The construction of the numerical model using Plaxis® software required the admission of other geomechanical parameters, also the results from other studies about sands carried in LabGeo-FEUP, because the constitutive model of the soil used was the Hardening Soil Model. On the numerical modulation was created a process in which the load applied on the anchor increased progressively. From the application of the empirical methods it was possible to conclude that the reference values given by the NCEL abacus are very inferior when compared to the ones given by the Vryhof Anchors®. Despite using this last one as reference it is possible to conclude that it does not include many conditioner factors of the anchors behavior. On the Neubecker e Randolph (1996) method, the UHC value is given by the minimum value, but according to LeLievre e Tabatabaee (1981) the UHC is only identified through previous knowledge.

Due to the fact that the Plaxis® program is in 2D, the UHC calculation based on the results provided by the program had in consideration the soil volume that followed the movement imposed to the anchor.

KEYWORDS: Drag Anchors, Sand Seabed in Pilot Zone, Ultimate Holding Capacity, Numerical Modulation

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL	1
1.2. PRINCIPAIS OBJETIVOS	2
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2. ESTRUTURAS OFFSHORE	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. APARECIMENTO DE ESTRUTURAS <i>OFFSHORE</i>	5
2.3. ESTRUTURAS DE CONVERSÃO DE ENERGIA DAS ONDAS	6
2.4. DIFERENTES TIPOS DE ESTRUTURAS OFFSHORE	13
2.5. FUNDAÇÕES DE ESTRUTURAS <i>OFFSHORE</i>	17
3. SISTEMAS DE ANCORAGEM	23
3.1. INTRODUÇÃO	23
3.2. SISTEMAS DE ANCORAGEM	23
3.3. COMPONENTES DO CABO DE AMARRAÇÃO	24
3.4. SISTEMAS EM CATENÁRIA	25
3.5. ÂNCORAS DE ARRASTE	26
3.6. VRYHOF ANCHORS®	28
4. ESTRUTURA DE CONVERSÃO DE ENERGIA DAS ONDAS NA ZONA PILOTO	37
4.1. INTRODUÇÃO	37
4.2. POTENCIALIDADES ENERGÉTICAS DA COSTA OCIDENTAL PORTUGUESA	37
4.3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA ZONA PILOTO	41

5. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ÂNCORAS DE ARRASTE	47
5.1. INTRODUÇÃO	47
5.2. MÉTODOS EMPÍRICOS	48
5.2.1. VRYHOF ANCHORS®	48
1.2.2. MÉTODO DO NCEL	51
5.3. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE	52
5.3.1. LELIEVRE E TABATABAEE (1981)	53
5.3.2. NEUBECKER E RANDOLPH (1996)	58
5.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA	68
5.4.1. MODELOS CONSTITUTIVOS	69
5.4.1.1. Modelo Mohr-Coulomb	69
5.4.1.2. Modelo Hiperbólico	70
5.4.1.3. Hardening Soil Model	72
5.4.2. PARÂMETROS MECÂNICOS ADOPTADOS	75
5.4.3. MODELO NUMÉRICO ADOPTADO	76
5.5. ANALOGIA AO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES DIRETAS E INDIRETAS A ÂNCORAS DE ARRASTE	80
5.5.1. FUNDAÇÕES DIRETAS	80
5.5.2. ESTADOS DE EQUILÍBRIO LIMITE ATIVO E PASSIVO	83
6. APLICAÇÃO DOS DIFERENTES MÉTODOS AO CASO EM ESTUDO	85
6.1. INTRODUÇÃO	85
6.2. CASOS EM ESTUDO	85
6.3. ANÁLISE DA CAPACIDADE DE RETENÇÃO ÚLTIMA (UHC)	86
6.3.1. MÉTODOS EMPÍRICOS	86
6.3.1.1. Vryhof Anchors®	86
6.3.1.2. Método do NCEL	87
6.3.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE	87
6.3.2.1. LeLievre e Tabatabaee (1981)	87
6.3.2.2. Neubecker e Randolph (1996)	89
6.3.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA	91

7. DISCUSSÃO DE RESULTADOS	95
7.1. INTERPRETAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DA UHC	95
7.2. ANÁLISE AO MODO DE ROTURA E AOS DESLOCAMENTOS DA ÂNCORA NO MODELO DE PLAXIS®	97
 8. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	 107
8.1. CONCLUSÕES	107
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	108
 BIBLIOGRAFIA	 112
 ANEXOS	 117
ANEXO A1	119
ANEXO A2	123

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Primeira estrutura <i>offshore</i> , Louisiana 1947 (Randolph e Gourvenec, 2011)	5
Figura 2.2 - Desenvolvimento da tecnologia <i>offshore</i> (Lesny, 2010).....	6
Figura 2.3 - Mapa da Europa com as zonas de testes de energia das ondas (Brito e Melo, 2008)	8
Figura 2.4 – Central de Coluna de água oscilante (Murdoch, 5/1/2013)	9
Figura 2.5 – Tapchan (Murdoch, 5/1/2013).....	9
Figura 2.5 – Osprey (Thorpe, 1999)	9
Figura 2.6 – CEO Douro (Falcão, 2005)	10
Figura 2.7 – Oyster Wave Power (Aquamarinepower, 2/1/2013)	10
Figura 2.8 – WaveRoller (Murdoch, 5/1/2013)	10
Figura 2.9 – SeaGen (SeaGeneration, 5/1/2013)	11
Figura 2.10 – Archimedes Wave Swing (Coelho, 2007; Cruz e Sarmiento, 2004).....	11
Figura 2.11 – WaveDragon (Coelho, 2007 adaptado de http://www.wavedragon.net).	11
Figura 2.12 – Pelamis (Coelho, 2007 adaptado de http://www.oceanpd.com/Pelamis/default.html). ...	12
Figura 2.13 – AquaBuoy (André, 2010; Pereira, 2010)	12
Figura 2.14 – OPT Power Buoy (Ocean, 2/1/2013)	12
Figura 2.15 – Mighty Whale (Energy Saving Now, 5/1/2013)	13
Figura 2.16 – Estrutura Na Kika (Randolph e Gourvenec, 2011)	13
Figura 2.17 – Interação do sistema de correntes (Randolph e Gourvenec, 2011; Gerwick 2007)	16
Figura 2.18 – Comparação das ações envolvidas em duas estruturas distintas (Randolph e Gourvenec, 2011).....	16
Figura 3.1 – Diferentes configurações de sistemas de ancoragem (Randolph e Gourvenec, 2011)	24
Figura 3.2 – Correntes com malhetes (a) e sem malhetes (b) (Pereira, 2010)	24
Figura 3.3 – Seção de vários tipos de arranjo de cabo de aço inoxidável (Pereira, 2010)	25
Figura 3.4 - Influência do cabo de ancoragem na penetração da âncora (Vryhof Anchors, 2010)	25
Figura 3.5 - Diversos cabos de ancoragem e seus diferentes formatos (Van-Deste, 2012)	26
Figura 3.6 – Exemplo de uma VLA (Kim, 2005).	27
Figura 3.7 – Âncora de Arraste MK6 (Vryhof Anchors, 2010)	27
Figura 3.8 - Fases de Instalação de uma DEA (adaptado de Vryhof Anchors, 2010)	31
Figura 3.9 – Penetração da Âncora de Arraste (Kim, 2005)	31
Figura 3.10 – Efeito do carregamento cíclico (Kim, 2005; Dunnavant and Kwan, 1993)	32
Figura 3.11 – Capacidade de Retenção (UHC) vs Trajetória da âncora (adaptado de van den Hatert, Jonkman e Strijbis, 2005)	34

Figura 3.12 - Várias posições do <i>shank</i> (Vryhof Anchors, 2010)	35
Figura 4.1 - Distribuição mundial do nível de energia das ondas em kW/m (média anual, águas profundas) (Coelho 2007; Center for Renewable Energy Sources, 2002)	38
Figura 4.2 – Recurso Eólico Offshore (adaptado de Pereira, 2010)	39
Figura 4.3 - Zona Piloto em São Pedro de Moel (Wave Energie Centre; Brito e Melo, 2008)	41
Figura 4.4 - Carta Batimétrica da região estudada por Pombo (2004) com a Zona Piloto assinalada. (adaptada de Pombo, 2004).....	42
Figura 4.5 – Morfologia da área em estudo/localização da amostrada aborda por Pombo (2004).....	43
Figura 4.6 – Distribuição dos tipos texturais dos sedimentos, segundo a classificação de Shepard (1954) (Pombo, 2004)	44
Figura 4.7 – Distribuição percentual média das classes texturais dos sedimentos por classes de profundidade Pombo, 2004)	45
Figura 5.1- Esquema do sistema de ancoragem (Kim, 2005)	47
Figura 5.2 - Ábaco da <i>Stevpris MK6</i> (Vryhof Anchors, 2010)	50
Figura 5.3 – Ábaco do NCEL para areias (adaptado de Marine Geotechnical Engineering, 1985)	52
Figura 5.4 - Fatia do Solo usada na análise (LeLievre e Tabatabaee, 1981)	54
Figura 5.5 – Tanque de testes da âncora D-19 (LeLievre e Tabatabaee, 1981)	55
Figura 5.6 – Direções relativas à tensão e velocidade características num ponto	56
Figura 5.7 - Diagramas de Corpo Livre e Polígono de Forças (1981)	56
Figura 5.8- Geometria e dimensões da Âncora utilizada por LeLievre e Tabatabaee (1981)	57
Figura 5.9 - Superfícies de deslizamento de placas planas (Neubecker e Randolph, 1996)	59
Figura 5.10 - Proposta tridimensional da cunha de rotura (Neubecker e Randolph, 1996)	60
Figura 5.11 - Comparação do Peso do Solo e do Atrito Lateral para a cunha de Rotura 2D e 3D (Neubecker e Randolph, 1996)	61
Figura 5.12 - Esquema de modo de rotura 3D (Neubecker e Randolph, 1996)	62
Figura 5.13 - Polígonos das forças segundo Neubecker e Randolph (1996)	63
Figura 5.14 – Efeito do ângulo de atrito do <i>fluke</i> para diferentes testes (Neubecker e Randolph, 1996).	64
Figura 5.15 - Comparação teórica para uma âncora simples de 60 mm	65
Figura 5.16 - Comparação teórica para uma âncora simples de 150 mm	66
Figura 5.17 - Comparação teórica para uma âncora com modelo comercial	67
Figura 5.18 – Modelo Elástico perfeitamente Plástico (Plaxis Manual, 2010)	69
Figura 5.19 – Definição de E_{50} e E_0 em resultados de ensaios triaxiais convencionais (Plaxis Manual, 2010)	70
Figura 5.20 – Representação da Lei Hiperbólica formulada por Konder e Zelasko (Rios e Silva, 2008 adaptado de Konder e Zelasko, 1963)	70

Figura 5.21 – Representação da Linearização da Lei Hiperbólica (Rios e Silva, 2008)	71
Figura 5.22 – Representação da Linearização da Lei Hiperbólica (Silva, 2011 adaptando de Rios, 2007)	72
Figura 5.23 - Relação tensão deformação dada pelo Hardening Soil Model (Plaxis Manual, 2010)	74
Figura 5.24 – Superfície de cedências do Hardening Soil Model no plano q-p (Gunduz, 2010)	74
Figura 5.25 - Definição do módulo de deformabilidade edométrico (Plaxis, 2010)	75
Figura 5.26 – Modelo Numérico adoptado	77
Figura 5.27 – Malha de elementos finitos gerada	78
Figura 5.28 – Diferentes modos de rotura (adaptado de Coduto, 2001)	80
Figura 5.29 – Curvas carga-assentamento dos três modos de rotura (adaptado de Coduto, 2001) ...	81
Figura 5.30 – Capacidade resistente ao carregamento de uma sapata: zonas de corte e forças que se opõe à rotura (Matos Fernandes, 2011)	82
Figura 5.31 – Experiências de Terzaghi a propósito dos deslocamentos associados aos estados ativo e passivo: (a) dispositivos do ensaio; (b) aspeto típico dos diagramas de impulso de terras <i>versus</i> deslocamentos do topo do paramento (Matos Fernandes, 2011)	84
Figura 6.1 – Posição da âncora (ZP-Zona Piloto)	92
Figura 6.2 – Geometria do <i>fluke</i> admitida para os cálculos	94
Figura 6.3 – Dimensões do <i>fluke</i>	94
Figura 6.4 – Largura e comprimento do <i>fluke</i>	95
Figura 6.5 – Gráfico com a variação da força aplicada na âncora (T) em função do ângulo da cunha de rotura (λ)	90
Figura 6.6 – Forças consideradas para o cálculo da UHC	91
Figura 6.7 – Seções a partir do qual se determinam as tensões efectivas	92
Figura 6.8 – Geometria simplificada adoptada para a âncora.	92
Figura 6.9 – Área do <i>fluke</i> simplificada	93
Figura 6.10 – Área do <i>shank</i> simplificado.	93
Figura 6.9 – Área do <i>fluke</i> simplificada	93
Figura 7.1 – Plastificação dos casos em que $\delta=0^\circ$	98
Figura 7.2 - Plastificação dos casos em que $\delta=25^\circ$	99
Figura 7.3 - Plastificação dos casos em que $\delta=40^\circ$	100
Figura 7.4 – Módulo dos deslocamentos máximos dos casos em que $\delta=0^\circ$	102
Figura 7.5 – Módulo dos deslocamentos máximos dos casos em que $\delta=25^\circ$	103
Figura 7.6 – Módulo dos deslocamentos máximos dos casos em que $\delta=40^\circ$	105

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Diferentes Tipologias de Estruturas <i>Offshore</i>	14
Quadro 2.2 – Diferentes tipos de fundações de estruturas <i>offshore</i>	18
Quadro 3.1 - História da evolução das âncoras Vryhof Anchors® (Vryhof Anchors, 2010)	29
Quadro 5.1 – Parâmetros do <i>Hardening Soil Model</i>	73
Quadro 5.2 – Parâmetros do <i>Hardening Soil Model</i>	76
Quadro 5.3 - Parâmetros da Areia da ZP	79
Quadro 5.4 – Dados do interior da âncora.....	79
Quadro 6.1 – Casos em estudo.	85
Quadro 6.2 – Valores da UHC para os 4 tipos de âncoras (ábaco)	87
Quadro 6.3 – Valores da UHC para os 4 tipos de âncoras (expressão. 5.1)	87
Quadro 6.4 – Valores da UHC para os 4 tipos de âncoras.....	87
Quadro 6.5 – Valores das forças actuantes na âncora quando $T=UHC$	90
Quadro 7.1 – Tensões efectivas verticais	95
Quadro 7.2 – Resultados de UHC através dos valores obtidos pelo Plaxis®	96
Quadro 7.3 – Valores admitidos de UHC de cada método.....	96
Quadro A2.1 – Resultados do Caso A1	124
Quadro A2.2 – Resultados do Caso B1	126
Quadro A2.3 – Resultados do Caso C1	128
Quadro A2.4 – Resultados do Caso A2	130
Quadro A2.5 – Resultados do Caso B2	133
Quadro A2.6 – Resultados do Caso C2.....	135
Quadro A2.7 – Resultados do Caso A3	137
Quadro A2.8 – Resultados do Caso B3	139
Quadro A2.9 – Resultados do Caso C3.....	142

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

NCEL – *Naval Civil Engineering Laboratory* (Laboratório Naval de Engenharia Civil)

UHC – *Ultimate Holding Capacity* (Capacidade Última de Retenção)

LabGeo-FEUP – Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

I&D – Investigação e Desenvolvimento

IST – Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa

INETI – Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação

VLA – Âncora de Carregamento Vertical

DEA – Âncoras de Arraste Embebidas (ou enterradas)

AHV – *Anchor Handling Vessel* (Navio de Manuseio de Âncoras)

GPS – *Global Positioning System* (Sistema de Posicionamento Global)

S_u – Resistência Não-Drenada

W_1 – Peso do solo sobre o *fluke* (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

W_2 – Peso do plano de rotura (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

A – Comprimento do *fluke* (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

B – Largura do *fluke* (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

h – Altura da parte posterior do *fluke*

H- Altura em que a ponta do *fluke* se encontra enterrado

SF – Atrito Lateral

T – Força aplicada ao cabo da âncora (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

R_2 – Força do shank (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

P – Força Resultante do *fluke* (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

α – Ângulo entre o *fluke* e o *shank* (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

β – Ângulo que o plano de rotura faz com a vertical (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

β_0 – Ângulo que o shank faz com a horizontal (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

θ – Ângulo do Atrito Lateral (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

Ψ – Ângulo da direcção do movimento da massa de solo mobilizada (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

K_s – Coeficiente de Impulso (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

v' – Ângulo de Dilatância do solo (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

ϕ' – Ângulo de Atrito do solo

α_T – Ângulo que a força aplicada na âncora (T) faz com a horizontal (segundo LeLievre e Tabatabaee, 1981)

F_s – Capacidade de deslizamento do *shank* (segundo Neubecker e Randolph, 1996)

A_s – Área do *shank* (segundo Neubecker e Randolph, 1996)

d_s – Profundidade média do *shank* (segundo Neubecker e Randolph, 1996)

N_{qs} – fator da capacidade de carga do *shank* (segundo Neubecker e Randolph, 1996)

F_{fb} – Força na parte posterior do *fluke* (segundo Neubecker e Randolph, 1996)

A – Seção transversal (segundo Neubecker e Randolph, 1996)
 β – Inclinação do *fluke* (segundo Neubecker e Randolph, 1996)
 λ – Ângulo que a cunha de rotura faz com a vertical (segundo Neubecker e Randolph, 1996)
X – Extensão lateral da cunha de rotura (segundo Neubecker e Randolph, 1996)
 Ψ – Ângulo de dilatância do solo
 W_s – Peso da massa de solo mobilizada (segundo Neubecker e Randolph, 1996)
Y – Peso Volúmico do Solo
D – Profundidade média do *fluke* (segundo Neubecker e Randolph, 1996)
L – Comprimento do *fluke* (segundo Neubecker e Randolph, 1996)
 F_f – Força do *fluke* (segundo Neubecker e Randolph, 1996)
 T_a – Força aplicada ao cabo da âncora (segundo Neubecker e Randolph, 1996)
R – Reação do Solo (segundo Neubecker e Randolph, 1996)
 δ – Ângulo de atrito de interface solo/âncora (segundo Neubecker e Randolph, 1996)
 δ_k – Ângulo de atrito de interface solo/âncora (segundo Davis, 1968)
MEF – Método dos Elementos Finitos
 τ_f – Tensão Tangencial na rotura
 σ'_f – Tensão normal na rotura
 τ – Tensão Tangencial
 σ' – Tensão normal
 c' – Coesão
E – Módulo de deformabilidade
 ν – Coeficiente de Poisson
 E_{ti0} - Módulo de elasticidade tangente inicial
 E_{50} – Módulo secante a 50%
 ε_a - Extensão Axial
 $\sigma_1 - \sigma_3$ – Tensão de Desvio
 E_{ti} – Rigidez tangente inicial
 q_{max} – valor máximo da tensão de desvio do modelo hiperbólico
 E_{50}^{ref} – Rigidez Secante de Referência (Plaxis®)
 E_{ur}^{ref} - Rigidez de descarga e recarga de referência (Plaxis®)
 E_{oed}^{ref} - Rigidez tangente em primeira carga (Plaxis®)
m - Potência para a dependência da rigidez (Plaxis®)
 ν_{ur} - Coeficiente de Poisson em descarga e recarga (Plaxis®)
 p^{ref} - Tensão de referência para a rigidez (Plaxis®)
 K_0^{nc} - Coeficiente de impulso em repouso ($1 - \sin(\phi')$) (Plaxis®)
 e_{init} - Índice de vazios inicial (Plaxis®)
G – Módulo de Young
 q_{ult} - capacidade de carga última

K_a - Coeficiente de Impulso ativo

K_p - Coeficiente de Impulso passivo

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

A exploração dos recursos naturais existentes no nosso planeta é hoje, mais do que nunca, um tema “em voga”, que gera grandes discussões pelas diferentes abordagens, não só do ponto de vista concetual, mas também numa vertente mais científica. Em países desenvolvidos as políticas ambientais e as metas por si estabelecidas já se encontram bem protocoladas, havendo uma preocupação por parte das entidades públicas e/ou privadas no cumprimento das várias metas.

O Protocolo de Quioto (Decreto n.º 20/93 e Decreto n.º 7/2002) e a Directiva n.º 2001/77/CE (diretivas comunitárias), no caso de países pertencentes à União Europeia, emitiram várias matrizes que visam o desenvolvimento da indústria de exploração de recursos naturais renováveis, como é o caso da energia eólica, solar, hídrica e das ondas.

A criação de uma zona piloto para instalação e consequente demonstração de protótipos de conversão da energia das ondas em Portugal, através do decreto de Lei n.º 5/2008, foi um passo significativo e fulcral no país. A dependência energética dos países e a sua necessidade de importar este bem essencial repercute-se, não só do ponto de vista político-estratégico, mas também no desenvolvimento económico que transporta para o país. É claro e evidente que o fato de um território possuir características naturais especiais é um fator forte que, potenciado ao máximo, pode criar sinergias de elevada importância nacional.

Apesar do investimento em Portugal na Energia das Ondas ter-se iniciado na década de 70, só na última década é que o assunto foi de fato mais explorado, não só com a inserção de privados, mas também pelo aparecimento de institutos académicos, especializados nesta área, como é o caso do Centro de Energia das Ondas (WaveEC).

É neste contexto, e depois de se ter percebido e estudado que Portugal consegue reunir “algumas” características potenciadoras ao nível da energia das ondas, que trabalhos mais específicos e técnicos, como é o caso deste, são essenciais, não só para o desenvolvimento do conhecimento científico, mas também do ponto de vista empresarial.

Pela complexidade que as estruturas *offshore* apresentam, a sua aplicação não é portanto, de todo, trivial e generalista. Por outras palavras, uma vez que as particularidades de cada local influenciam o comportamento das estruturas, a análise que se pretende efetuar neste trabalho é deste modo um importante contributo para o desenvolvimento desta área.

1.2. PRINCIPAIS OBJETIVOS

O “cerne” deste trabalho passa pela análise do comportamento de um determinado modelo de uma âncora de arraste que se encontra incorporada num leito marinho arenoso.

Para tal, foram estudadas diferentes metodologias de análise do comportamento de âncoras de arraste, bem como as diferentes características influenciadoras do seu próprio comportamento. Uma vez que o comportamento de uma âncora de arraste é algo complexo, a Capacidade de Retenção Última (UHC) será assim o foco neste trabalho.

Desta forma, intenta-se o confronto do valor da Capacidade de Retenção Última obtido por diferentes métodos: empíricos (Vryhof Anchors® e NCEL - *Naval Civil Engineering Laboratory*), de equilíbrio limite (LeLievre e Tabatabaee (1981), e Neubecker e Randolph (1996)) e numéricos (*software* Plaxis®).

Algumas limitações das metodologias empíricas e de equilíbrio limite já se encontram bem documentadas, mas em contrapartida a modelação deste tipo de problema não se encontra explorada.

A evolução das tensões envolvidas no processo de mobilização da Capacidade Última de Retenção também será um assunto abordado, com ênfase nos pontos plastificados e no movimento da massa de solo envolta à âncora.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho que se apresenta encontra-se dividido em 8 capítulos.

O capítulo inicial (Capítulo 1) é introdutório, contendo assim apenas os aspetos gerais a serem desenvolvidos ao longo desta dissertação, de uma forma sucinta mas explícita.

No Capítulo 2, designado por “Estruturas *Offshore*”, aborda-se a problemática da tipologia de estruturas *offshore*, dando-se ênfase às estruturas de conversão de energia das ondas, uma vez que se trata da estrutura a estudar; os diferentes tipos de fundações também são expostos.

No Capítulo 3, denominado por “Sistemas de Ancoragem”, dá-se especial atenção ao sistema de fundação de estruturas flutuantes, esmiuçando-se os seus vários componentes bem como as diferentes configurações. A descrição das características das âncoras de arraste é também foco neste capítulo.

Já no Capítulo 4, de nome “Estrutura de Conversão de Energia das Ondas na Zona Piloto”, pretende-se apresentar o local que vai ser estudado com maior rigor, designado ao longo do trabalho como “Zona Piloto”, sito em São Pedro de Moel. Como tal, proceder-se-á à descrição das potencialidades energéticas do mesmo, assim como as características geológico-geotécnicas que esta reúne.

No Capítulo 5 (“Metodologias de Análise do Comportamento de Âncoras de Arraste”) introduzem-se os diferentes métodos de análise do comportamento de âncoras. Os métodos empíricos, apresentados em forma de ábaco, são fornecidos pela Vryhof Anchors® e pelo NCEL (*Naval Civil Engineering Laboratory*); os métodos de equilíbrio limite explorados neste trabalho são da autoria de LeLievre e Tabatabaee (1981), e de Neubecker e Randolph (1996); a modelação numérica é feita através do *software* Plaxis®, baseado no método dos elementos finitos.

No Capítulo 6, designado por “Aplicação dos diferentes métodos ao caso em estudo”, reúne os resultados obtidos dos diferentes métodos aplicados neste trabalho. Neste capítulo serão já tecidos comentários e relevo, que permitem tirar algumas ilações aos vários métodos e ao problema em causa.

No Capítulo 7 (“Discussão de Resultados”) tem um grande relevo já que concerne as conclusões globais de todo o trabalho, havendo assim um confronto dos diferentes resultados.

O Capítulo 8, dado à “Conclusões e Desenvolvimentos Futuros”, rematam-se alguns assuntos, muitos deles ainda não explorados neste campo, apontando-se algumas conclusões bem como desenvolvimentos futuros de interesse para a área.

2

ESTRUTURAS OFFSHORE

2.1. INTRODUÇÃO

Apesar do conceito de *Estruturas Offshore* estar intrinsecamente ligado à exploração de petróleo, a construção de estruturas deste tipo tem vindo a ser utilizada noutros mercados. Estes “novos” mercados, também interligados com a exploração de recursos naturais, recaem essencialmente na energia eólica e na energia das ondas.

É neste ponto de vista que esta dissertação se apresenta com uma descrição mais pormenorizada no que diz respeito a estruturas de conversão de energia das ondas, salientando-se, contudo que a energia eólica tem um papel muito importante no desenvolvimento dos conhecimentos em *offshore*.

2.2. APARECIMENTO DE ESTRUTURAS OFFSHORE

Com o evoluir das necessidades das sociedades, o Homem tende a procurar soluções que lhe permitem melhorar o seu quotidiano. A exploração de petróleo, na era moderna, teve início no século XIX, surgindo assim a primeira estrutura petrolífera no Golfo do México (Figura 2.1), no ano de 1947, a apenas 6 metros de profundidade e a 18 milhas (33.336 km's) da Costa de Louisiana nos EUA (Randolph e Gourvenec, 2011).

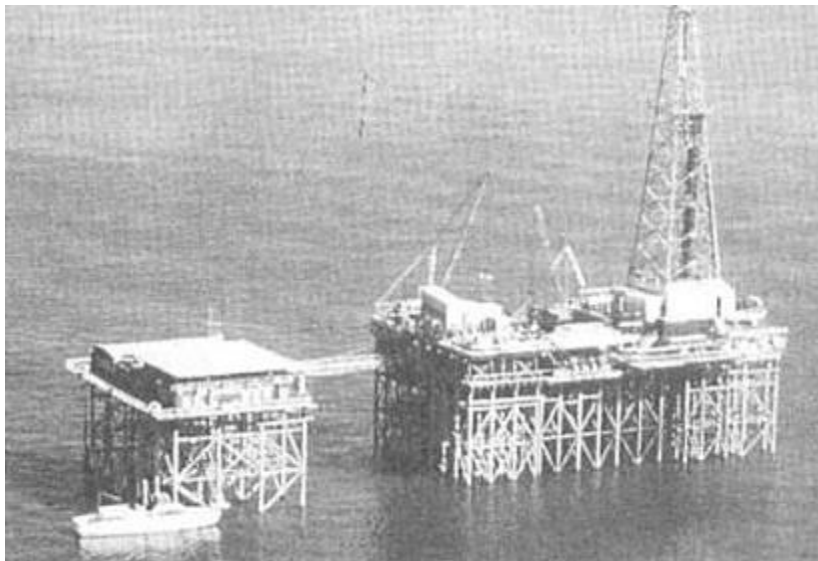


Figura 2.1 - Primeira estrutura *offshore*, Louisiana 1947 (Randolph e Gourvenec, 2011)

A partir daí, a tecnologia *offshore* experimentou um rápido desenvolvimento, em grande medida ditado pelo tamanho dos campos de petróleo e gás, e pelas capacidades de produção (Lesny, 2010). A Figura 2.2 é demonstrativa desta evolução, denotando-se um aumento na distância à costa, assim como na profundidade a que estas estruturas foram instaladas.

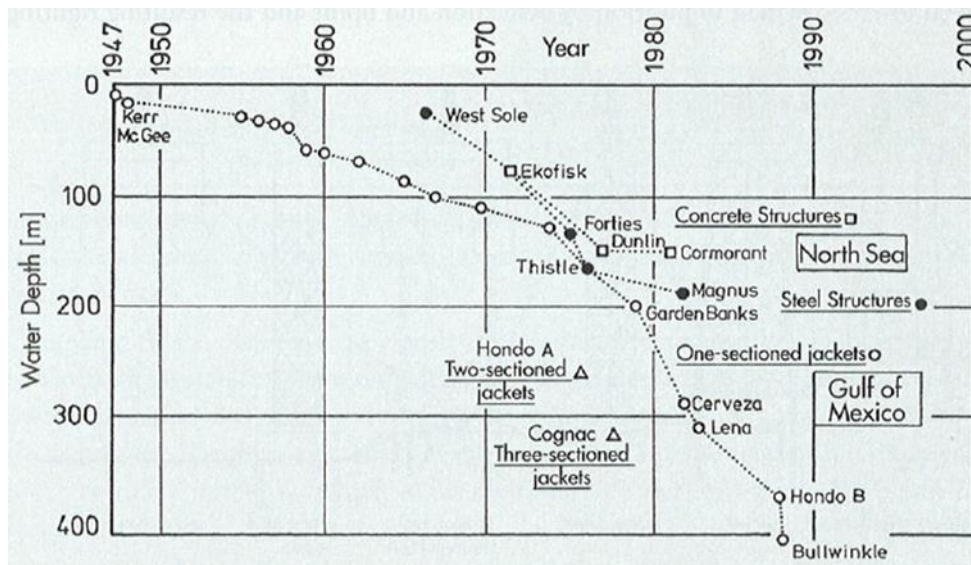


Figura 2.2 - Desenvolvimento da tecnologia *offshore* (Lesny, 2010).

Uma estrutura *offshore* pode-se definir como uma estrutura erguida a 10 ou mais km's da costa, em águas profundas (Lesny, 2010), que tem a capacidade de albergar pessoas e várias subestruturas, e que pode estar incorporada com equipamentos de medição e de exploração de gás e petróleo. O termo inglês *Offshore* pode ser traduzido literalmente em “alto mar”, daí que este conceito esteja associado a elevadas distâncias da costa e a elevadas profundidades.

Com o início dos anos 70, as profundidades a que chegavam este tipo de estruturas eram de 50-100 m, mas a maioria era inferior a 50 m. Hoje em dia, os termos “águas profundas” e “águas ultra-profundas” são geralmente tomadas para se referir a profundidades de cerca de 500 e 1500 m, respetivamente. Segundo Randolph e Gourvenec (2011), hoje existem mais de 7000 plataformas marítimas à volta de todo o mundo, localizadas a profundidades que excedem os 2000 m.

Por muitos anos, os projetos de *offshore* foram dominados pelas experiências iniciais no Golfo do México onde as argilas ditavam fundações em estacas cravadas (*Driven Pile Foundations*), embora as condições do solo no Mar do Norte, no Médio Oriente e, ultimamente no Hemisfério Sul (Austrália, Brasil e África Ocidental) têm conduzido a novas fundações. Já o mercado Norueguês de *offshore* foi pioneiro nas estruturas de gravidade de betão no Mar do Norte, onde as argilas duras e areias densas fornecem uma capacidade de suporte adequada para fundações superficiais (Randolph e Gourvenec, 2011).

2.3. ESTRUTURAS DE CONVERSÃO DE ENERGIA DAS ONDAS

Ao longo das últimas décadas, se por um lado as sociedades se tornaram mais competitivas e eficientes no que diz respeito à forma como exploraram os recursos naturais, por outro as preocupações com a qualidade de vida das suas cidades trouxeram outras exigências às comunidades científicas. A preocupação com a sustentabilidade das cidades tornou-se um tema de discussão: a cidade como um ecossistema é cada vez mais uma problemática de todos. Com a escassez de recursos

energéticos a médio prazo e o aumento da quantidade de libertação de poluentes nas grandes cidades conduziram à necessidade de se procurarem outras soluções energéticas.

Segundo Cruz e Sarmento (2004), a energia contida nos oceanos pode ter diferentes origens, resultando por conseguinte, em diferentes classificações: energia das marés, energia térmica dos oceanos, energia das correntes marítimas e a energia das ondas. Indo de encontro aos objetivos propostos deste trabalho, apenas se abordará de seguida a energia das ondas.

A energia das ondas resulta do efeito do vento na superfície do oceano, podendo mesmo ser considerada uma forma concentrada da energia solar, já que esta energia, pelo aquecimento desigual da superfície terrestre, é responsável pelos ventos. Depois de criadas, as ondas podem percorrer milhares de quilómetros no alto mar, praticamente sem perdas de energia. Todavia, nas regiões costeiras, a densidade de energia presente nas ondas diminui devido à interação com o fundo do mar, ou seja, em zonas com profundidades inferiores. Devido a fenómenos de reflexão e refração, esta situação pode ser compensada, concentrando muitas vezes energia nalguns pontos. Assim, pensa-se que os locais com maiores vantagens de receção de estruturas de conversão de energia das ondas estejam situados a alguns quilómetros das costas, com águas de 50 a 100 metros de fundo (Cruz e Sarmento, 2004; Coelho, 2007).

Desde a antiguidade que a problemática do aproveitamento da energia das ondas é estudada, sendo do século XVIII as primeiras propostas (McCormick 1981; Ross, 1995; Sarmento e Cruz, 2004). O primeiro nome de relevância nesta área é do comandante Yoshio Masuda, que a partir de meados da década de 1960, deu origem ao desenvolvimento de boias de sinalização marítima alimentadas por energia das ondas.

Mas foi no período que se seguiu à crise no mercado petrolífero de 1973, que esta energia surgiu nos programas de I&D (Investigação e Desenvolvimento) no Reino Unido; os projetos da Salter tiveram uma enorme importância já que realçavam o potencial deste mercado. Aquilo que se verificou foi um crescente e imediato interesse por parte de países que reúnem condições geográficas necessárias e com necessidades de importação de energia, dando-se assim o aparecimento de diversas atividades em países como é o caso de: Suécia, Noruega, Dinamarca, Portugal, Irlanda, Japão e EUA. (Salter, 1974; Cruz e Sarmento, 2004)

Portugal surgiu como um dos países precursores na investigação e desenvolvimento de dispositivos de conversão de energia das ondas, onde o IST (Instituto Superior Técnico), desde 1977, tem aqui um papel fulcral com um grupo especializado no assunto; em 1983, este grupo juntou-se ao INETI (Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação).

O início das atividades de investigação e desenvolvimento desta área, não surgiu apenas pelo incentivo do programa, ou pela obrigação a que os mercados das energias impunham. O aparecimento de um inventor português, de nome Agnelo Gonçalves David, foi também um aspeto importante. Este comerciante de Almeirim chegou a ser premiado em feiras internacionais de inventos, devido à sua central de coluna de água oscilante. Este sistema era mostrado num pequeno tanque em que as ondas eram geradas manualmente. Esta invenção continha uma coluna de água oscilante no lado oposto ao batedor, e no topo incorporava uma pequena turbina de ar de fluxo reversível acoplada a um dínamo elétrico que alimentava um pequeno rádio, que por sua vez tocava com um volume suficientemente alto para impressionar quem se encontrava na vizinhança (Cruz e Sarmento, 2004; Falcão 2004).

Esta invenção foi assim um primeiro passo para o desenvolvimento de metodologias analíticas para análise da interação de ondas com sistemas de aproveitamento de energia das ondas do tipo de coluna

de água oscilante (CAO). Numa fase posterior, alguns ensaios experimentais com modelos reduzidos foram realizados, em canais e tanques de ondas regulares e irregulares, quer para confronto dos resultados analíticos, quer para auxílio à conceção da central de CAO.

Com isto, conseguiram-se reunir boas condições para que se pudesse instalar a primeira central piloto portuguesa na Ilha do Pico num esforço conjunto das entidades académicas já referidas com algumas empresas, tais como EDP, EDA e EFACEC (Cruz e Sarmento, 2004).

Em 2003, a criação do Centro de Energia das Ondas foi prova do “crescente interesse nesta área”. Esta instituição é uma associação internacional sem fins lucrativos, em que um dos seus grandes objetivos passa pelo desenvolvimento e promoção da utilização de energia das ondas através do apoio técnico e estratégico a empresas.

Atualmente, as infraestruturas de teste de energia das ondas existentes na Europa encontram-se assinaladas na Figura 2.3.

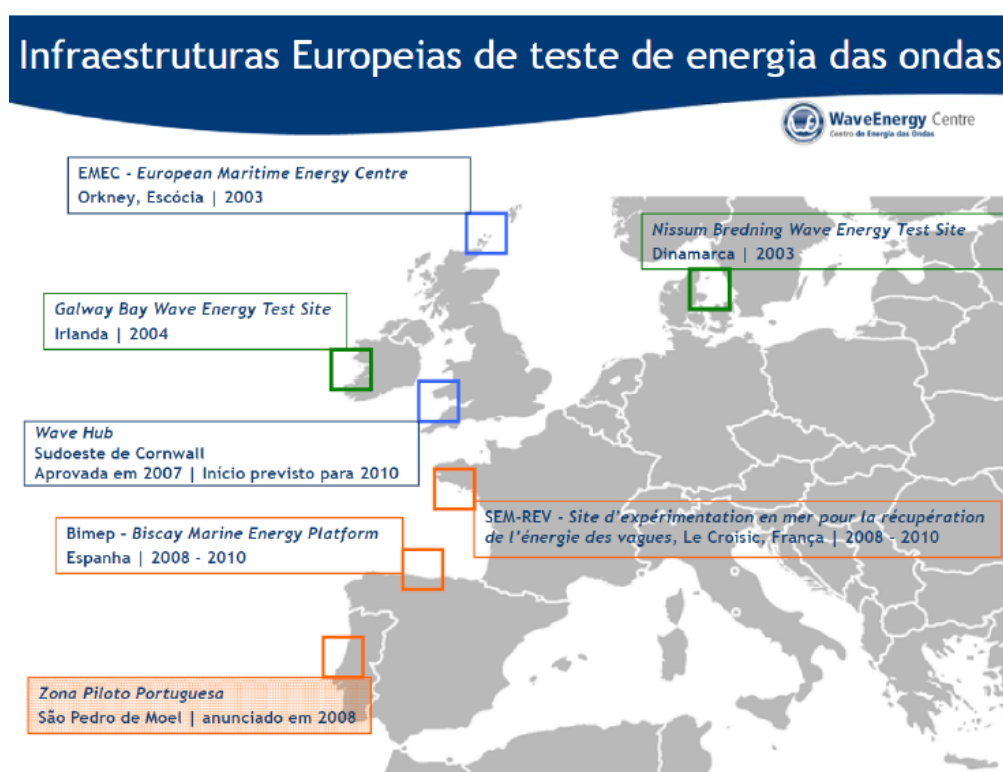


Figura 2.3 - Mapa da Europa com as zonas de testes de energia das ondas (Brito e Melo, 2008).

Ao longo do desenvolvimento da exploração de energia das ondas, têm surgido variadíssimos dispositivos de extração desta energia. Apresenta-se de seguida a abordagem exposta por Pombo (2012) baseada em diferentes princípios e classificações (Lewis, 1985; Thorpe, 1992; CRES, 2002; Clément *et al.*, 2002 e WavEC, 2004):

- i. Dispositivos sobre a costa, ou de primeira geração: encontram-se fixos a uma profundidade normalmente inferior a 10 m ou podem estar construídos na orla costeira. Como exemplo temos:
 - a. **Centrais de coluna de água oscilante (CAO)** - são dispositivos instalados na orla costeira que consistem, basicamente, em estruturas ocas parcialmente submersas e com uma abertura para o mar abaixo da superfície livre da água. É o caso das centrais

piloto da Ilha do Pico (Açores), da LIMPET no Reino Unido e da Energetech na Austrália (Pombo, 2012; CRES, 2002; WavEC, 2004).

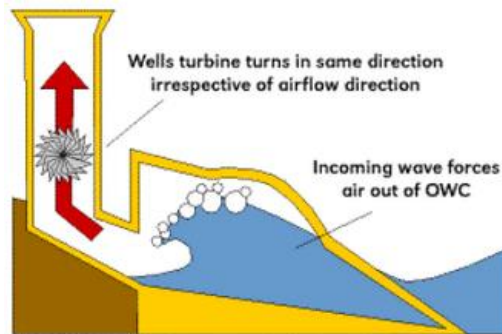


Figura 2.4 – Central de Coluna de água oscilante (Murdoch, 5/1/2013).

- b. **Tapchan** – consiste num canal que recebe as ondas, diminuindo gradualmente a sua largura e profundidade. A água sobe por uma rampa de cimento até 3 m acima do mar, criando uma queda de água, onde a mesma é canalizada para uma turbina, ligada a um gerador. A queda da água produz energia e restitui a água ao oceano (Rachel & Jason, 2010; Pombo 2012).

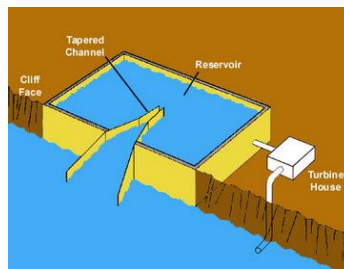


Figura 2.5 – Tapchan (Murdoch, 5/1/2013).

- ii. Dispositivos próximos da costa ou de segunda geração: assentes no fundo entre 10 a 25 m de profundidade, que podem ser fixos ou flutuantes. São exemplo os seguintes dispositivos:
- a. **Osprey** - é um protótipo constituído por uma estrutura metálica de parede dupla, que pode ser instalado a uma profundidade de 15 m, pelo seu afundamento controlado. O seu desenvolvimento preconiza ainda a colocação de uma turbina em *offshore* (CRES, 2002; Cruz e Sarmiento, 2004; Pombo, 2012).

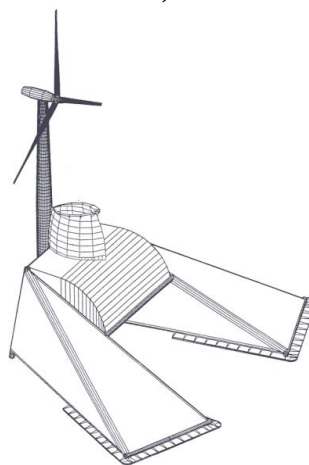


Figura 2.5 – Osprey (Thorpe, 1999).

- b. **CEO Douro** - é uma CAO de 2ª geração, uma vez que é instalado em obras de proteção costeira. Desta forma, há uma partilha de custos entre a instalação da central e as obras de proteção costeira (Sarmento, 2004; Pombo 2012).

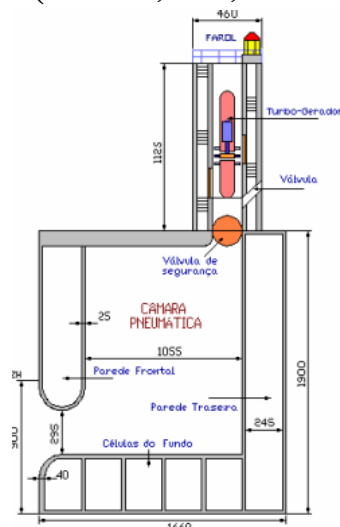


Figura 2.6 – CEO Douro (Falcão, 2005).

- c. **Oyster Wave Power** - encontra-se fixo ao fundo do mar, que contém uma pá partilhada que acompanha o movimento das ondas; este movimento ondulatório aciona os pistões hidráulicos que, ao empurrar a água a pressão elevada para uma turbina hidroelétrica instaladas em terra, produz electricidade (Aquamarine Power, 2003; Pombo 2012).

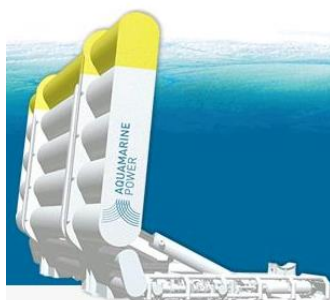


Figura 2.7 – Oyster Wave Power (Aquamarinepower, 2/1/2013).

- d. **WaveRoller** - é um sistema fixo ao fundo do mar, que se baseia numa estrutura com pás articuladas que acompanham, livremente, a passagem das ondas; este movimento ondulatório aciona os motores hidráulicos que convertem a energia cinética em elétrica (AW-energy, 2010; Pombo, 2012).

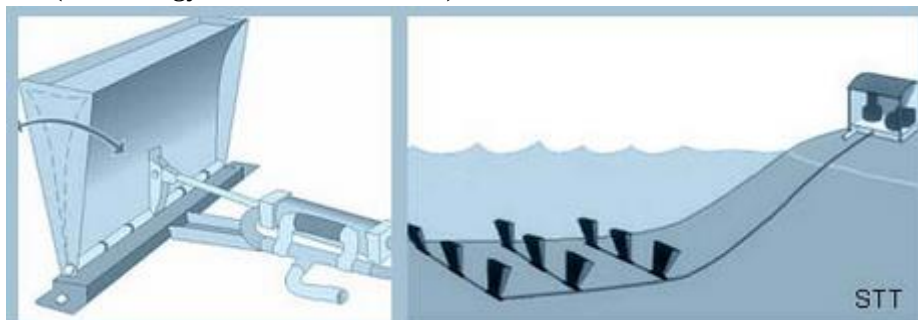


Figura 2.8 – WaveRoller (Murdoch, 5/1/2013).

- e. **SeaGen** – é um sistema que contém dois rotores de 16 m de diâmetros fixos ao fundo do mar por uma estrutura, concebidos para extrair a energia dos fluxos rápidos nas correntes de marés (Marine Current Turbines, 2003).



Figura 2.9 – SeaGen (SeaGeneration, 5/1/2013).

- iii. Dispositivos ao largo, ou de terceira geração: são sistemas flutuantes que se encontram instalados a uma profundidade de 50 m. São exemplos:

- a. **Archimedes Wave Swing (AWS)** - é um dispositivo ancorado ao fundo do mar, formado por dois cilindros ocos, dispostos um sobre o outro, que contém ar pressurizado no seu interior. Sob efeito da ondulação, o cilindro superior oscila verticalmente em relação à base, e o trajeto do ar comprimido a pressão mais elevada, através de um gerador elétrico, produz eletricidade (CRES, 2002; Cruz e Sarmiento, 2004; Archimedes Wave Swing, 2004).

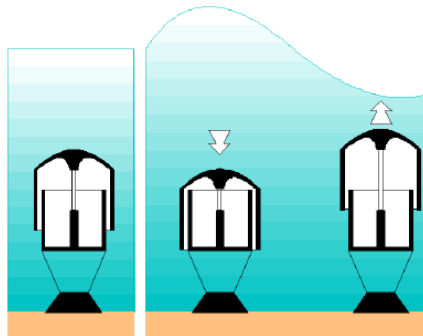


Figura 2.10 – Archimedes Wave Swing (Coelho, 2007; Cruz e Sarmiento, 2004).

- b. **WaveDragon** - o seu funcionamento baseia-se na acumulação da água num reservatório sobrelevado relativamente ao nível da superfície livre da água. A água acumulada é restituída ao mar, por gravidade, através de turbinas hidráulicas que acionam geradores elétricos (Cruz e Sarmiento, 2004; WavEC, 2004; WaveDragon, 2005; Pombo, 2012).

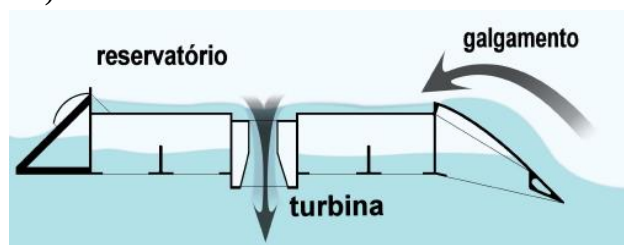


Figura 2.11 – WaveDragon (Coelho, 2007 adaptado de <http://www.wavedragon.net>).

- c. **Pelamis** - é construído por vários cilindros horizontais, semi-submersos, ligados entre si por articulações; o movimento das articulações induzido pela ondulação aciona os motores hidráulicos que, por sua vez, acionam os geradores elétricos (CRES, 2002;

Cruz e Sarmento, 2004; WavEC, 2004; Pelamis Wave Power Ltd, 2008; Pombo, 2012).

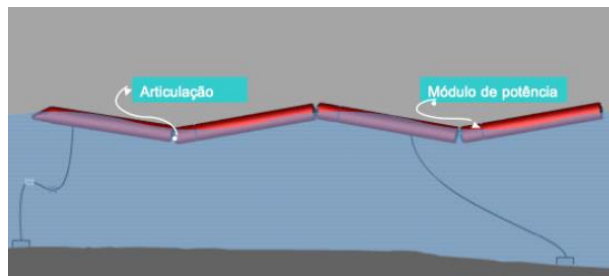


Figura 2.12 – Pelamis(Coelho, 2007 adaptado de <http://www.oceanpd.com/Pelamis/default.html>).

- d. **AquaBuoy** - consiste numa boia circular, fixa por amarração flexível que permite o seu movimento vertical, com um longo tubo vertical sob a boia, designada por tubo de aceleração, para um sistema de conversão localizado no corpo do flutuador (WavEC, 2004; Pombo, 2012).



Figura 2.13 – AquaBuoy (André, 2010; Pereira, 2010)

- e. **OPT Power Buoy** - constituído por uma boia submersa a cerca de 1m da superfície da água, com um tubo cilíndrico para aproveitar o movimento induzido pela ondulação da água. Este dispositivo encontra-se fixo ao fundo do mar, onde está instalado o gerador elétrico que é acionado com a ondulação (Ocean Power Technologies, 2003, WavEC, 2004; Pombo, 2012).



Figura 2.14 – OPT Power Buoy (Ocean, 2/1/2013).

- f. **Mighty Whale** - CAO de 3ª geração, já que é ancorado a cerca de 50 m de profundidade (Cruz e Sarmento, 2004; Pombo, 2012).

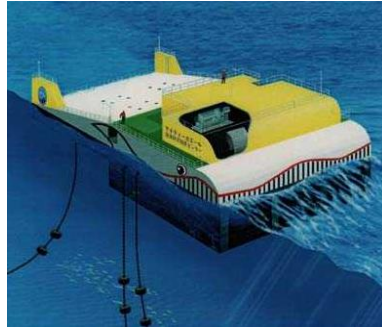


Figura 2.15 – Mighty Whale (Energy Saving Now, 5/1/2013).

Na literatura inglesa é comum designá-los por dispositivos *onshore*, *nearshore* e *offshore*, respectivamente.

2.4. DIFERENTES TIPOS DE ESTRUTURAS *OFFSHORE*

Como as reservas de hidrocarbonetos perto de massas continentais se foram esgotando gradualmente, os novos campos foram desenvolvidos em distâncias maiores a partir da terra e, portanto, em águas mais profundas. O desenvolvimento de campos em águas profundas tem levado a uma variedade de estruturas flexíveis ou de estruturas flutuantes (*Plataformas Tension-Leg* e Unidades de Produção Flutuantes) amarradas ou ancoradas por elementos de tensão e âncoras presas ao fundo do mar (Figura 2.16) (Randolph e Gourvenec, 2011).

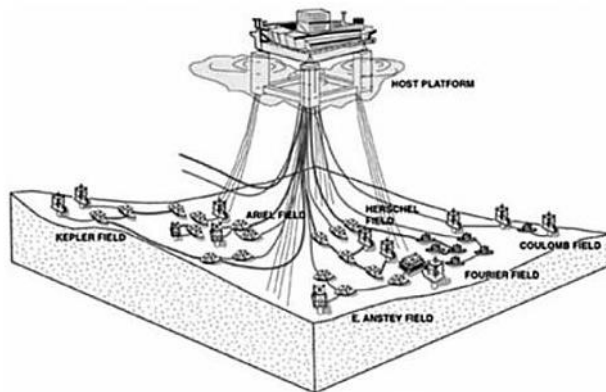


Figura 2.16 – Estrutura Na Kika (Randolph e Gourvenec, 2011)

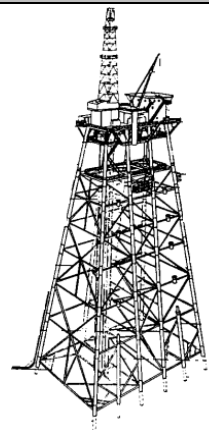
De uma forma geral, as estruturas *offshore* podem ser divididas em duas categorias: fixas ou flutuantes. O Quadro 2.1 contém uma breve descrição dos diferentes tipos de plataformas, baseado em vários autores (Cassidy, 1999; USP, 2003; Frieze, 2007; Randolph e Gourvenec, 2011).

Quadro 2.1 - Diferentes Tipologias de Estruturas Offshore

ESTRUTURAS FIXAS

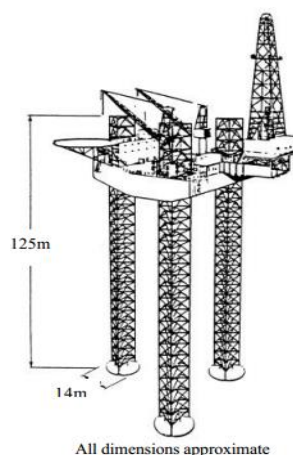
Jackets

São plataformas utilizadas para Perfuração e Produção de Petróleo. São estruturas metálicas instaladas a profundidades que variam dos 0 aos 400 m. Normalmente encontram-se fundadas em estacas. Uma das vantagens destas estruturas é a possibilidade de suportarem um grande número de poços de perfuração. Exigem alguns cuidados no que diz respeito à corrosão do aço.



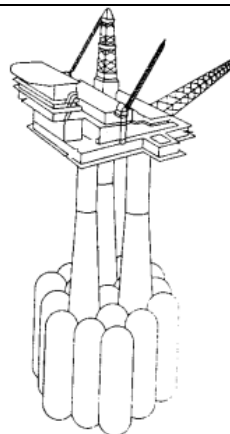
Jack-ups

Estruturas utilizadas para perfuração (até profundidades de 120 m) e produção. Consiste numa plataforma flutuante que assenta em três (ou mais) pernas independentes em treliça, através do peso do convés e dos equipamentos que se encontram igualmente distribuídos. As fundações são grandes cones invertidos, conhecidos por "spudcans".



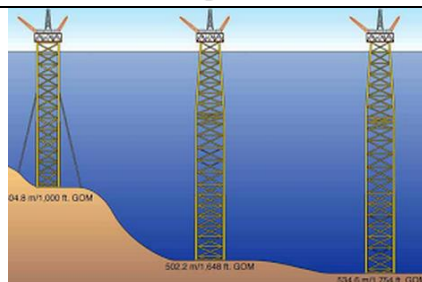
Estrutura de Gravidade (GBS)

Estruturas de Perfuração e Produção. São na sua maioria de betão, embora exista um número reduzido em aço. Podem ir a profundidades de 350 m. Uma das suas vantagens é a capacidade de suportar um grande número de poços de perfuração, assim como a elevada capacidade de armazenamento.



Torre Complacente (Plataforma Torre)

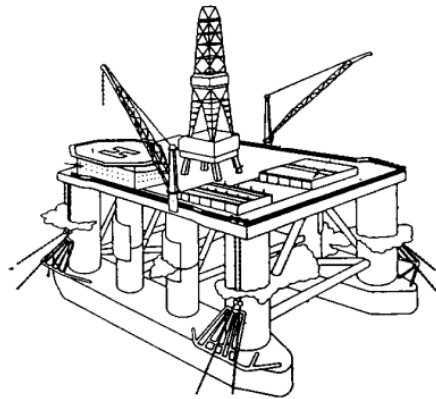
Tem características semelhantes às estruturas Jacket, diferindo apenas no formato, já que é mais estreita e flexível para suportar forças laterais através de deflexões. Ou seja verifica-se um aumento na estabilidade para alturas de água superiores a 400 metros.



ESTRUTURAS FLUTUANTES

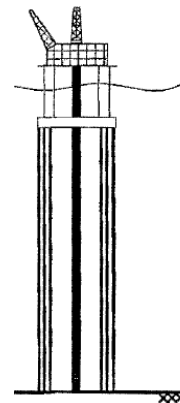
Semi-Submersíveis

Estruturas que permitem a exploração e produção de petróleo em águas profundas (até 1800 m), que combinam a vantagem de um submersível com a capacidade de perfurar em águas profundas. São estruturas que apresentam uma boa resposta à ação das ondas e que podem ser deslocadas para vários locais, mas a sua operação apresenta elevados custos. A sua estabilidade acaba por ser um equilíbrio que se estabelece devido à sua fixação através de âncoras, combinado com a parte da estrutura que se encontra submersa.



TLP (Tension Leg Platforms)

São unidades de perfuração e de produção de petróleo. O casco é muito idêntico à das plataformas semi-submersíveis, mas as TLP são ancoradas por cabos fixados no fundo do mar através de estacas. A flutuação da estrutura faz com que os cabos se encontrem tracionados, reduzindo assim o movimento da plataforma.



Spar

Estas estruturas são grandes cilindros flutuantes que se encontram presos na parte inferior por alguns cabos que vão até ao fundo do mar, podendo ir até aos 1650 m. Existem três tipos de plataformas SPARs: Spar Buoy, Truss Spar, Cell Spar.



FPSO

Como o próprio nome indica são estruturas flutuantes (*Floating*) que produzem (*Production*) e armazenam (*Storage*) petróleo, efetuando ainda escoamento (*Offloading*) deste mesmo produto. Podem ser utilizados em explorações a elevadas profundidades.



O tipo de estrutura a construir está muito relacionado com o fim a que se destina, mas também com as características do local de implantação da mesma. A complexidade na conceção, construção e transporte de uma estrutura *offshore* prende-se com vários fatores, que vão desde as suas dimensões, à

importância da segurança, mas também ao valor monetário envolvido em todos os processos de exploração de petróleo e gás.

Pela localização das estruturas *offshore*, é presumível que nestas atuem esforços significativos, e de diferentes fontes. Estes podem ser distinguidas entre:

- Forças Estáticas: gravíticas (peso próprio) e hidrostáticas (impulso da água)
- Forças Dinâmicas: forças ambientais (vento, correntes, ondas variáveis)

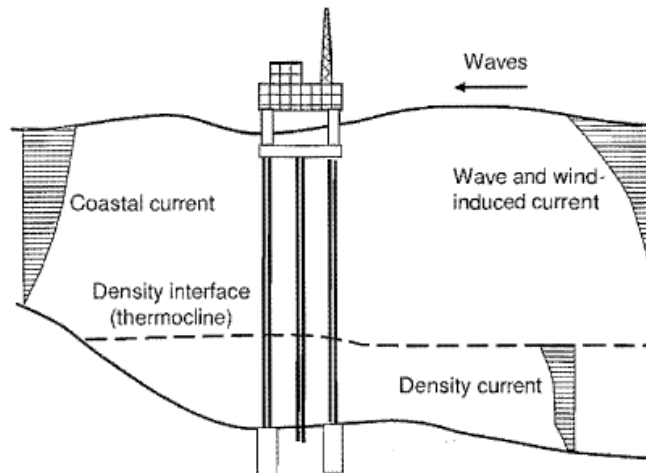


Figura 2.17 – Interação do sistema de correntes (Randolph e Gourvenec, 2011; Gerwick 2007)

Como se perceberá facilmente, os sistemas em alto-mar estão sujeitos cargas não convencionais, ou seja, com carregamentos com as quais as estruturas normais não se encontram aptas a resistir. Conforme é mostrado por Randolph e Gourvenec (2011), os esforços envolvidos numa estrutura de gravidade (GBS), construída em 1996 no Mar do Norte, e uma Torre no Dubai de 2010 são muito diferentes. Na primeira estrutura, percebe-se que há um agravamento claro das acções; de se salientar que a Torre do Dubai aqui exposta já é considerado um edifício de grande envergadura para a engenharia civil.

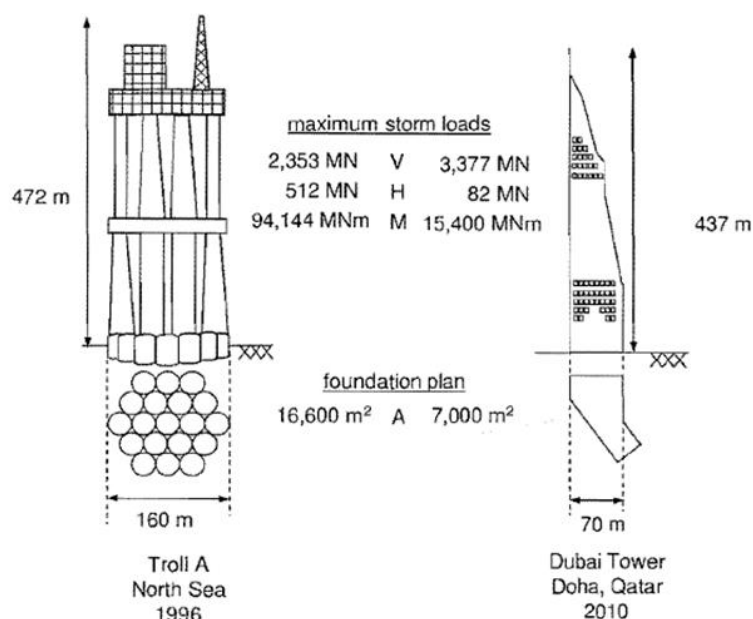


Figura 2.18 – Comparação das acções envolvidas em duas estruturas distintas (Randolph e Gourvenec, 2011)

Apesar de importante, a análise dos esforços envolvidos na estrutura em estudo não será abordada nesta dissertação, por não se inserir nos objectivos da mesma.

2.5. FUNDAÇÕES DE ESTRUTURAS OFFSHORE

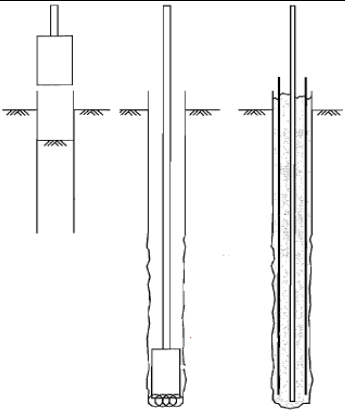
Pelo que foi abordado no ponto anterior, consegue-se perceber a complexidade inerente ao estudo de estruturas *offshore*. Ora, esta complexidade não se encontra apenas ao nível da estrutura em si, mas também nas suas respetivas fundações.

Conforme indicam Randolph e Gouvernec (2011), existem algumas características distintivas da engenharia geotécnica para as condições *offshore*:

1. As investigações no local são extremamente dispendiosas, com os custos da mobilização e os contratos das embarcações adequadas de vários milhões de dólares americanos.
2. Condições do solo são muitas vezes poucos usuais, nomeadamente em matéria de solos e de carbonato de corais.
3. Cargas aplicadas são grandes, com uma elevada componente de carga ambiental, e um grande momento de carga relativamente ao peso da estrutura (Figura 2.18).
4. Modificações de projeto durante a construção geralmente não são possíveis ou incorrem em elevados custos adicionais.
5. O destaque é maior na capacidade, ou no estado limite último, do que em deformações embora a rigidez da fundação é importante para a resposta dinâmica da estrutura.

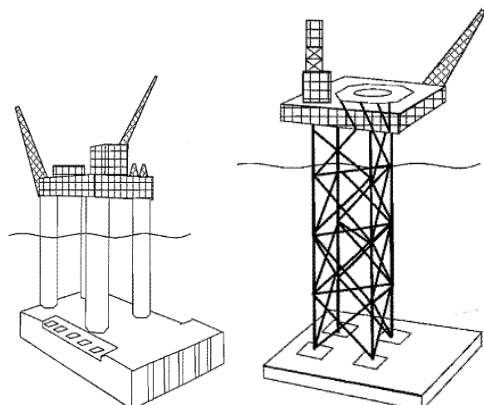
A par da existência de diferentes tipos de estruturas *offshore*, apresentam-se no Quadro 2.2 os diferentes tipos de fundações, baseada na informação descrita por diferentes autores da área (Kim, 2005; Pereira 2010; Randolph e Gourvenec, 2011;). As fundações de estruturas *offshore* podem ser divididas em três grandes tipologias: Fundações Profundas, Fundações Superficiais e Sistemas de Ancoragem.

Quadro 2.2 – Diferentes tipos de fundações de estruturas *offshore*.

FUNDAÇÕES PROFUNDAS	
(a) Estacas Cravadas (<i>Driven Piles</i>)	
	As estacas cravadas consistem em fundações profundas, cravadas no solo com o auxílio de martelos, que na indústria <i>offshore</i> costumam ser hidráulicos ou a vapor. Após a penetração inicial da estaca no leito marinho, devido ao seu peso próprio, e da remoção da água, dá-se início à penetração. Com a redução da pressão dentro da estaca a resistência à penetração é vencida, finalizando-se assim a instalação da estaca.
(b) Estacas perfuradas e cimentadas (<i>Drilled and Grouted piles</i>)	
	Quando a cravação de estacas se torna impossível (normalmente quando o solo marinho é constituído por rocha), este tipo de solução é a mais adequada. A sua construção é feita através da perfuração de um invólucro exterior para se evitar o colapso do furo. Este invólucro é retirado após a inserção da estaca, dando-se posteriormente início à injeção de calda de cimento de modo a alcançar-se a continuidade estrutural.

FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

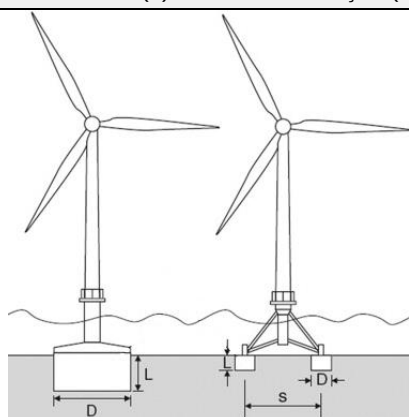
(c) Estruturas de Gravidade (GBS)



Este tipo de fundações surgiram para argilas sobreconsolidadas e areias densas, sendo portanto uma alternativa às estacas profundas metálicas de plataformas *Jacket*. Estas fundações dependem principalmente do peso e do tamanho da estrutura que suportam; são úteis para melhorar a resistência lateral e fornecer alguma capacidade de tração a curto prazo.

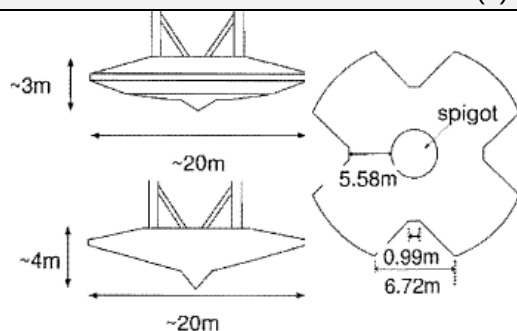
As GBS consistem num bloco de betão (*skirt*) que podem variar em comprimento de 0,5 m em argilas competentes e areias densas, para mais de 30 m em sedimentos menos densos.

(d) Caixões de Sucção (Suction Caissons ou Bucket Foundations)



Consistem em blocos de betão ou de aço, que penetram no solo através do peso que a estrutura exerce. Muitas vezes, devido às condições do solo, esta penetração é feita através da bombagem de água de dentro dos caixões, para gerar um diferencial de pressão de sucção. São utilizadas tanto em *Jacket* como em torres eólicas monoapoiadas (como é o caso da figura do lado). Mais recentemente tem havido muito interesse em utilizar-se este tipo de fundações para estruturas eólicas, uma vez que o peso destas comparativamente com estruturas de exploração de petróleo e gás é mais reduzido.

(e) Spudcan



São fundações em forma de grande cone invertido, que são aproximadamente circulares em planta. Têm tipicamente uma parte inferior cônica superficial (com um ângulo de 15-30° com a horizontal) com uma saliência afiada (*spigot*). São muito utilizadas em estruturas do tipo das *Jack-ups*. Em situações de maior exigência, as *Spudcan* podem ter um diâmetro de 20 m.

SISTEMAS DE ANCORAGEM

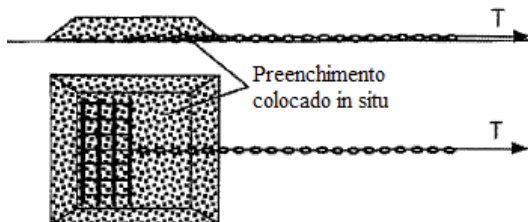
Âncoras de gravidade à Superfície (*Surface gravity anchors*)

(f) Caixas-Âncora (*Box Anchors*)



É o tipo de âncora mais simples, em que é colocado um “peso morto” no fundo do mar. A caixa é normalmente equipada com nervuras que penetram no fundo do mar, onde depois são adicionados materiais. A sua capacidade de retenção é, em parte, ditada pelo atrito entre a base da âncora e o leito do mar. Esta solução é muitas vezes utilizada para dar estabilidade adicional a estruturas fixas. Devido à sua geometria, a sua aplicação em águas mais profundas pode ser complicada.

(g) Âncora de Grelha (*Grillage and Berm Anchors*)

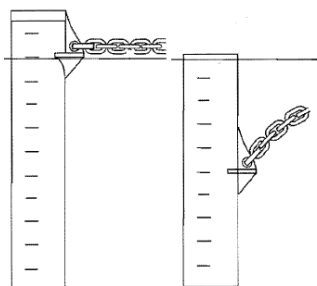


Consiste num sistema constituído por uma grelha incorporada dentro de uma caixa; no caso da grelha falhar, a caixa assume o papel de fundação principal. É mais eficiente que a anterior devido à incorporação de aço. Contudo, as suas restrições são semelhantes às apresentadas na “Caixa-âncora”.

A sua conceção é relativamente complexa devido ao fato de haver inúmeras possibilidades de rotura.

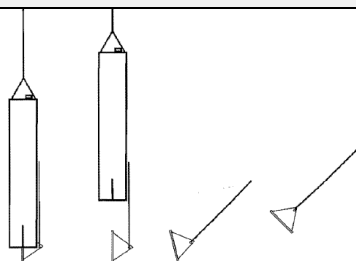
Âncoras Embebidas (*Embedded Anchors*)

(h) Estacas-âncora (*Anchor Piles*)



São tubos ocos de aço que são movidos ou perfurados e cimentados no fundo do mar, da mesma forma que as estacas construídas para estruturas fixas. Porém, as estacas-âncora contêm um cabo de ligação, que permite efetuar a ancoragem a uma estrutura flutuante. Existem várias possibilidades de configuração na ligação estaca/cabo. A sua capacidade de retenção é gerada pelo atrito desenvolvido ao longo da estaca (resistência lateral do solo). Para se poder obter a capacidade de retenção desejada, estas devem ser instaladas a elevadas profundidades abaixo do fundo do mar.

(i) SEPLA

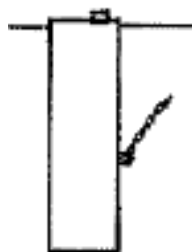


São âncoras incorporadas num tubo de aspiração. Este tubo é introduzido por pré-carregamento, levando à rotação da placa. Foram desenvolvidas para se combinar a vertente económica com os benefícios de uma âncora de arraste normal. A sua utilização tem sido forte no Golfo do México, para profundidades de penetração até 25 m.

SISTEMAS DE ANCORAGEM

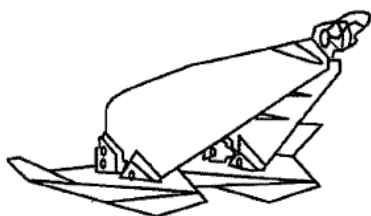
Âncoras Embebidas (*Embedded Anchors*)

(j) Caixões de Sução (*Suction Caissons*)



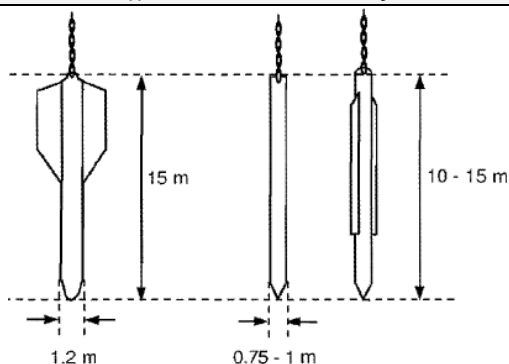
São cilindros de grande diâmetro (3-8m) abertos no fundo e fechados no topo. Inicialmente a sua penetração é feita pelo peso próprio, com a tampa do topo ventilada, e em que a restante penetração é conseguida através de sucção. O processo de sucção é conseguido através de uma bomba que se encontra ligada do interior do caixão ao exterior, fazendo com que a pressão interior o faça descer. A capacidade de retenção é devida à resistência de rolamento entre solo/caixão, auxiliado pela resistência de atrito ao longo do exterior.

(k) Âncoras de Arraste (*Drag Anchors*)



São elementos muito utilizados em sistemas de catenária, uma vez que têm a capacidade de resistir a elevadas cargas verticais, e não para sistemas em águas profundas como é o caso dos sistemas Taut. Um exemplo deste tipo de âncora são as VLA (*Vertical Loading Anchors*) e as DEA (*Drag Embedment Anchors*).

(l) Âncora de Penetração Dinâmica (*Dynamically Penetrating Anchors*)



Apresenta vantagens no que diz respeito a determinados tipos de raios de ancoragem menores, reduzindo assim os custos.

É uma âncora em forma de foguete com 1-1,2 m, e é concebida para ser libertada a partir de uma altura de 20-50 m acima do fundo do mar. Têm uma velocidade de 25-35m/s.

3

SISTEMAS DE ANCORAGEM

3.1. INTRODUÇÃO

Os Sistemas de Ancoragem, também designados por Sistemas de Amarração, fixam a estrutura flutuante ao leito marinho, e nalguns casos, são utilizados para proporcionar estabilidade extra a estruturas fixas ou flexíveis. Torna-se, portanto num sistema muito atrativo para águas profundas, onde é muito complicado instalarem-se estruturas fixas. Este sistema é composto por um cabo de amarração, ligado à estrutura flutuante e à fundação, que pode variar, conforme foi exposto no ponto 2.5.

A análise completa de um sistema de ancoragem é um processo complexo, que exige o conhecimento de alguns dados (relativos às cargas, por exemplo), que não se enquadram no estudo nem nos objetivos desta dissertação. Desta forma, apenas se descreverá de uma forma sucinta os aspetos mais relevantes para os objetivos principais do trabalho.

3.2. SISTEMAS DE ANCORAGEM

Um sistema de ancoragem é geralmente entendido como qualquer tipo de cabo, corrente, corda ou um conjunto de tirantes que permite fixar ao fundo do mar um determinado objeto flutuante.

Devido às cargas ambientais atuantes no objeto flutuante, este contém naturalmente um movimento, que fica centrado sobre o sistema de ancoragem. Como tal, qualquer sistema de amarração deverá ter flexibilidade e conformidade para acomodar as deformações induzidas no sistema, sem elevadas trações nos componentes do mesmo.

Esta flexibilidade é normalmente conseguida através do recurso a membros elasticamente compatíveis, como é o caso de amarras de borracha ou cordas sintéticas com comprimento significativo, ou por meio de configurações geometricamente compatíveis, como são o caso de sistemas que acomodam as deformações mudando de forma, sem o estiramento da corda (se for esse o elemento). Esta última opção acaba por ser a solução mais comum (Gobat, 2000).

Contudo, existem sistemas de ancoragem que se encontram tracionados ou semi-tracionados. Tendo em conta as características anteriormente apresentadas, os diferentes sistemas de amarração podem ser divididos nas seguintes categorias (Figura 3.1): Catenária, Tracionado (*Taut-line*) e Semi-Tracionado (*Semi-taut line*), e vertical.

A principal diferença entre a amarração em catenária e a tracionada advém do fato do sistema em catenária chegar ao fundo do mar na horizontal, enquanto que no outro sistema o cabo está esticado e

faz um determinado ângulo com a horizontal. Assim o sistema tracionado tem a capacidade de resistir a forças verticais e horizontais, ao contrário do sistema em catenária, onde o ponto de ancoragem se encontra apenas submetido a forças predominantemente horizontais.

Uma das vantagens do sistema tracionado reside no tipo de amarração: como neste sistema a área de contato é menor, o raio de amarração também será menor.

Em ambos os sistemas a distribuição dos cabos é feita de uma forma simétrica, para melhor estabilidade. Indo ao encontro dos objetivos do presente trabalho apenas se abordar o sistema em catenária.

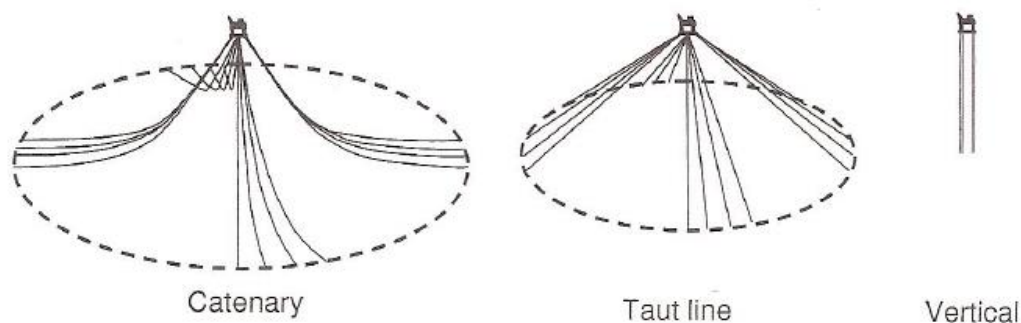


Figura 3.1 – Diferentes configurações de sistemas de ancoragem (Randolph e Gourvenec, 2011)

3.3. COMPONENTES DO CABO DE AMARRAÇÃO

O elemento que compõe os cabos de amarração pode ser de diferentes materiais e tipos. Estes podem ser correntes (com ou sem malhetes-Figura 3.2), cabos de aço e de fibras sintéticas.

As correntes são as mais utilizadas em sistemas de amarração, usualmente utilizados para ancoragem de navios e em estruturas *offshore* flutuantes, já que dão alguma flexibilidade à ligação através dos elos metálicos. Estes elos metálicos podem ter ou não malhetes; a sua utilização confere maior resistência aos elos e o não emaranhamento dos mesmos. Por outro lado, a não utilização dos malhetes conduz a um menor peso, sendo esta opção mais utilizada em amarrações permanentes (Figura 3.2). Estas correntes são geralmente feitas em aço ou numa liga de aço galvanizada, não permitindo a corrosão dos elementos (Pereira, 2010).

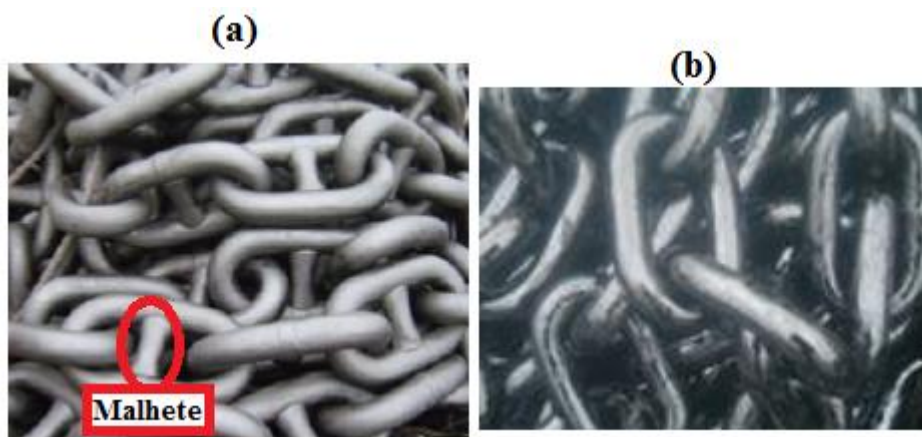


Figura 3.2 – Correntes com malhetes (a) e sem malhetes (b) (Pereira, 2010).

Já os cabos de aço apresentam um peso inferior e uma elasticidade superior, mas têm menos resistência à corrosão e a intrusão de grãos de areia entre os cabos pode tornar-se muito prejudicial.

Outra das suas vantagens passa pela boa capacidade que estes cabos têm ao impacto de ataques de peixes de grande porte (Figura 3.3).

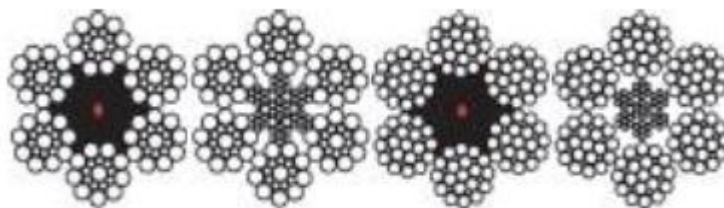


Figura 3.3 – Seção de vários tipos de arranjo de cabo de aço inoxidável (Pereira, 2010).

Cabos compostos por fibras sintéticas são uma opção muito interessante, mas não aplicável em todas as situações. No caso de água salgada estas são sempre uma boa aplicação, não desenvolvem corrosão e são fáceis de manusear. Em contrapartida, têm relativa facilidade ao corte quando sobre tensão. O nylon, o dacron, o kevlar, o polipropileno, o poietileno e o vectran são alguns dos materiais de possível utilização. Por último, há que salientar que existem diferentes disposições para os cabos.

Para se ter uma noção, pelo estudo feito por Van-Deste (2012), um cabo composto por uma linha de poliéster de 145 mm pesa 15kg/m fora de água e 4kg/m uma vez submersa, enquanto que cabos de aço de 80 mm pesam 140 kg/m fora de água.

Para além do peso próprio do cabo de ancoragem, existem outros fatores que são influenciados pelas suas características. Aquilo que acontece é que os diferentes cabos têm diferentes resistências laterais, refletindo-se este efeito na resistência à penetração desenvolvida ao longo da linha de ancoragem (Figura 3.4).

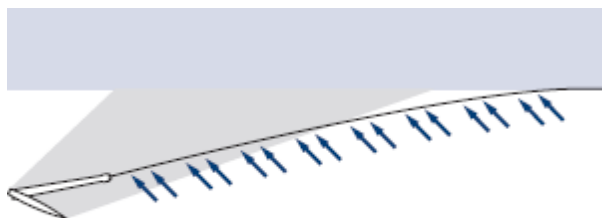


Figura 3.4 - Influência do cabo de ancoragem na penetração da âncora (Vryorh Anchors, 2010)

Este efeito é visível em diferentes condições dos solos, mas no caso das argilas muito moles, a situação é mais relevante. Como se poderá deduzir facilmente, o efeito do cabo de amarração terá influência assim na capacidade de retenção última da âncora (conceito abordado um pouco melhor no Capítulo 5).

3.4. SISTEMAS EM CATENÁRIA

Como foi exposto atrás, as estruturas *offshore* sofrem carregamentos significativos (de caris estática e dinâmica). Devido à ligação da estrutura com o sistema de cabos, dá-se uma transferência de cargas; a esta transferência ainda se somam as ações induzidas no sistema de ancoragem. A par do que ocorre com a estrutura flutuante, o mesmo tipo de carregamento é induzido nos cabos, com intensidade diferente, procedendo-se à acoplagem de todos os esforços. Estes esforços são consequência de vários fenómenos naturais: vento, correntes, ondas e gelo. Todavia, uma estrutura é um sistema global, que incorpora vários elementos, e portanto o sistema de ancoragem, estando interligado à estrutura e à

fundação, tem de funcionar em conjunto. Por outras palavras, os possíveis deslocamentos que a fundação possa vir a sofrer repercutem-se nos cabos de amarração, que dependendo das suas características, pode ter uma reação melhor ou pior a esta ação.

Uma catenária forma-se quando se suspende um cabo uniforme de rigidez a flexão nula entre dois pontos com alguma folga (Figura 3.5).

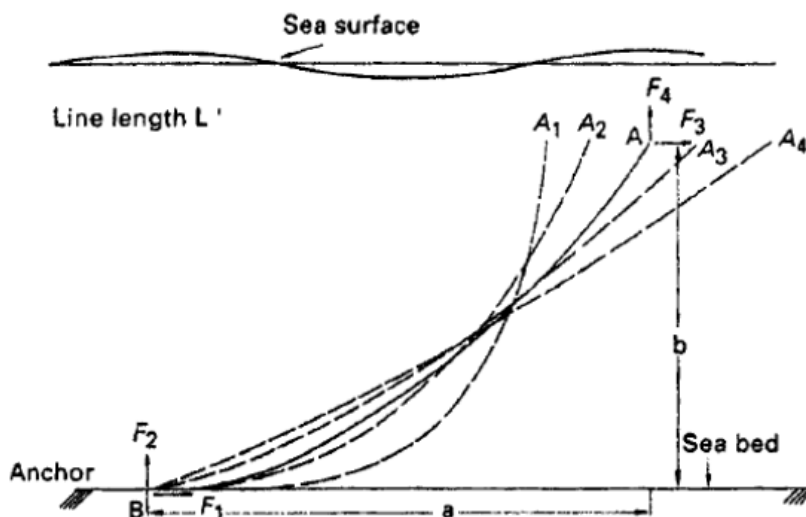


Figura 3.5 - Diversos cabos de ancoragem e seus diferentes formatos (Van-Deste, 2012)

Quando uma catenária é formada, o comprimento horizontal do cabo é usualmente 5 a 20 vezes maior que o comprimento vertical e, à medida que o ponto de ligação entre o cabo e a embarcação (pontos A1, A2, A3 e A4) se afasta do ponto de ancoragem, o formato da catenária vai desaparecendo, tornando-se numa catenária cada vez menos desenvolvida na sua extensão: a linha identificada pelo ponto A1 corresponde a um cabo de catenária bastantes desenvolvida e a do A4 a um cabo de catenária pouco desenvolvida.

A importância do sistema de amarração é tal que, por exemplo, numa situação de equilíbrio estático, a componente vertical da tensão em repouso é compensada pelas forças boiantes, que permitem a flutuabilidade da estrutura, enquanto a componente horizontal da tensão de repouso é compensada por outros cabos presentes, já que geralmente as estruturas flutuantes encontram-se simetricamente amarradas por diversos cabos de ancoragem. Caso se trate da amarração de uma estrutura através de um só cabo (*Single Anchor Leg Mooring*), a componente horizontal sofre resistência somente pela própria rigidez do cabo. Em certos casos, quando as linhas de amarração são bastante compridas (situações de estruturas em águas profundas e ultra-profundas), deve-se igualmente considerar a elasticidade do material dos cabos, já que esta pode influenciar dinamicamente o comportamento da estrutura (Van-Deste, 2012).

3.5. ÂNCORAS DE ARRASTE

As âncoras de arraste são um elemento que constitui o sistema de ancoragem, fazendo assim a ligação entre o cabo de amarração e o fundo do mar, contribuindo para a fixação de estruturas flutuantes. Estas podem ser divididas em Âncoras Embebidas e Âncoras de Gravidade à Superfície (Quadro 2.2).

Conforme se pode ver no Quadro 2.2, as âncoras de arraste podem ser de dois tipos: VLA-Âncora de Carregamento Vertical e DEA- Âncoras de Arraste Embebidas (ou Enterradas).

As VLA, também designadas por âncoras planas de arraste (*drag-in plate anchors*), integram uma nova tipologia de âncora comparadas com âncoras embebidas de arraste. Devido ao facto destas âncoras apresentarem um melhor comportamento à ação de arranque, as VLA são mais utilizadas em sistemas *Taut-line* (Figura 3.6).

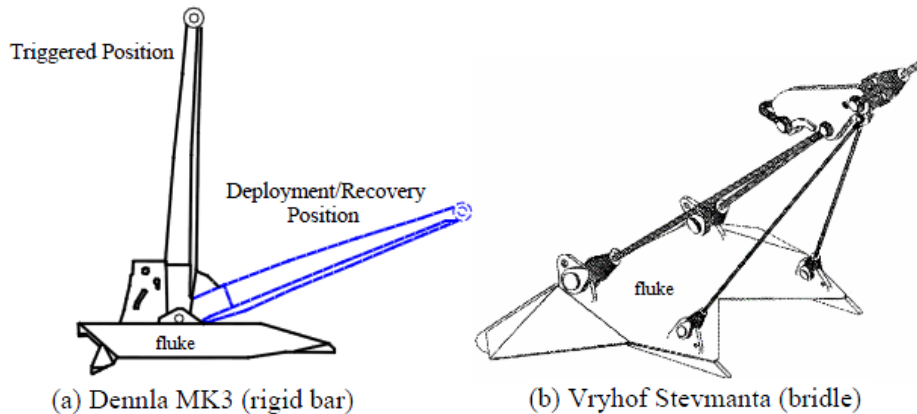


Figura 3.6 – Exemplo de uma VLA (Kim, 2005).

Estas ações denominadas de “arranque” não são mais do que forças com uma forte componente vertical que em sistemas do tipo *Taut-line* são solução predominante. Desta forma, a concepção da VLA confere-lhe assim uma boa capacidade para resistir a cargas verticais; a sua “pata” (Figura 3.6), designada a partir de agora pelo seu termo universal *fluke*, encontra-se ligado a um cabo, e portanto o *fluke* tem aqui uma enorme importância uma vez que dá capacidade de fixação. Como se poderá compreender, a instalação destas âncoras constitui um processo relativamente complicado, necessitando portanto de embarcações de elevadas capacidades.

As âncoras DEA foram concebidas para penetrarem o solo o mais profundo possível, garantindo assim a estabilidade do sistema para elevadas capacidades. A grande diferença entre estas âncoras e as VLA reside na sua configuração, ou seja para o fim para que foram projetadas. As DEA constituídas por uma ampla “Pata” (*fluke*) ligada rigidamente a uma “Haste”, designada a partir de agora pelo seu termo universal *shank*, conforme se pode observar pela Figura 3.7, encontram-se mais aptas a ações com uma componente horizontal mais significativa que no caso das VLA. Aliás, o desenvolvimento de âncoras VLA adveio da inexistência de fundações enterradas que conseguissem suportar elevadas cargas verticais. Neste caso, percebe-se que a existência do *shank* se torna importante no funcionamento de sistemas em catenária.

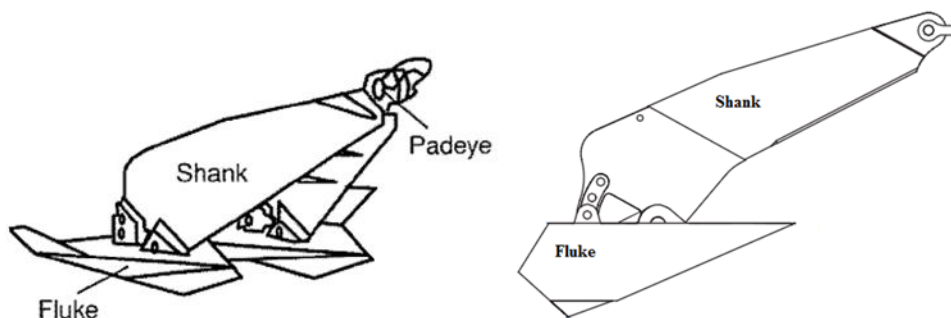


Figura 3.7 – Âncora de Arraste MK6 (Vryhof Anchors, 2010)

3.6. VRYHOF ANCHORS®

Como foi já foi exposto anteriormente, um dos objetivos deste trabalho passa por estudar o comportamento de uma âncora de arraste, do tipo DEA, que se encontra enterrada no solo da Zona Piloto. A âncora a instalar corresponde ao modelo *Stevpris MK6* da empresa Vryhof Anchors®.

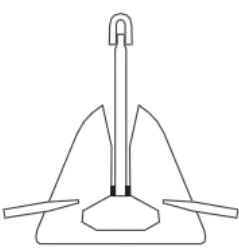
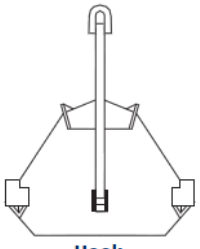
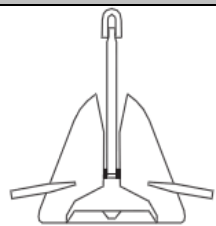
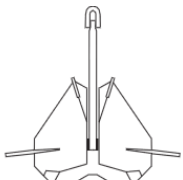
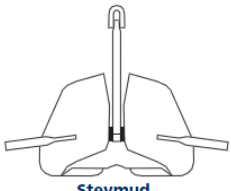
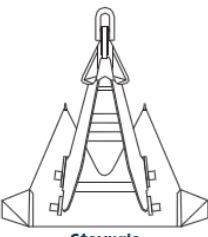
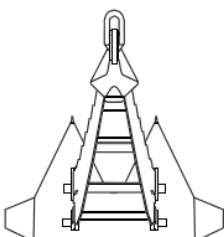
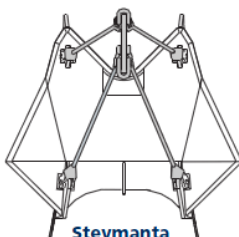
A escolha recaiu na empresa holandesa Vryhof Anchors®, e especificamente no Modelo MK6, dado que a informação existente é maior comparativamente com outras empresas do setor, e porque o modelo em causa apresenta uma elevada eficiência.

Segundo o Vryhof Anchors (2010), o uso das primeiras âncoras remete-nos ao ano de 2000 AC, na China, altura em que o sistema de ancoragem era feito através de pedras grandes, cestos de pedras, sacos de areais ou mesmo por troncos de madeira carregados com chumbo todos eles presos a cabos. Com a introdução do ferro na construção das âncoras, foi possível construírem-se modelos que permitiam a penetração no fundo do mar, proporcionando assim uma estabilidade adicional. No entanto, estes modelos primitivos de âncoras eram de baixa qualidade, e muitas vezes, romperam sob pressão.

A primeira âncora de arraste foi comercializada por Hawkins a 1821 e desde esta data um elevado número de âncoras deste tipo foi sendo desenvolvida e comercializada (Kim, 2005; Stewart, 1992).

Passemos então a uma breve cronologia histórica dos vários tipos de âncoras desenvolvidas ao longo do tempo pela empresa Vryhof Anchors® (Quadro 3.1).

Quadro 3.1 - História da evolução das âncoras Vryhof Anchors® (Vryhof Anchors, 2010)

1972	1974	1977	1978
 Stevin Âncora <i>Stevin</i> foi projeto original. A asa ainda não era alargada. A âncora tinha uma haste quadrada. O modelo já não é fabricado.	 Hook A âncora <i>Hook</i>: originalmente projetada para amarrações permanentes. Este projeto foi superado em 1980 pelo projeto da <i>Stevpris</i> e não é mais fabricado.	 Stevin Mk3 A âncora <i>Stevin MK3</i> é a versão melhorada do original da âncora <i>Stevin</i>. Foi equipada com uma coroa alargada, uma área de <i>fluke</i> e uma haste de penetração aerodinâmica para ser mais eficiente. Esta âncora ainda é fabricada.	 Stevfix A âncora <i>Stevfix</i> foi projetada com um <i>fluke</i> especial para solos duros e com uma maior área de <i>fluke</i> do que a <i>Stevin</i>. Já não é fabricada.
1979	1980	1990	1996
 Stevmud A âncora <i>Stevmud</i> é essencialmente a âncora <i>Stevin</i>, mas com uma área de <i>fluke</i> consideravelmente alargada. Já não é fabricada.	 Stevpris É uma âncora que penetra profundamente, superando o desempenho de todos os modelos anteriores da Vryhof Anchors®. A sua configuração permite uma melhor penetração em solos duros. Os pontos do <i>fluke</i> são especialmente reforçados para resistir a cargas pontuais elevadas.	 Stevshark Mk5 Foram introduzidos os modelos Mk5 <i>Stevpris</i> e Mk5 <i>Stevshark</i>. Têm maior capacidade de retenção e facilidade de manuseio.	 Stevmanta Introdução da VLA <i>Stevmanta</i>, que se baseia na procura da indústria por uma âncora que pudesse resistir a cargas verticais. A VLA <i>Stevmanta</i> é uma nova concepção em que o <i>shank</i> tradicionalmente rígido foi substituído por um sistema de fios ligados a uma placa.

As âncoras de arraste são soluções muito atraentes para amarrações em águas profundas, uma vez que o seu custo de instalação é relativamente baixo, daí a sua utilização em ancoragens temporárias. Estas âncoras têm alta capacidade de retenção, comparativamente com o seu peso, e além disso, podem ser facilmente recuperadas após a conclusão de um projeto e reutilizadas noutros projetos.

Fundações sujeitas a forças de arranque (*Pullout Loadings*) dependem bastante da resistência passiva desenvolvida nos seus elementos, e como tal, as âncoras apresentam-se assim como elementos que proporcionam e se comportam positivamente a esta resistência passiva (Hanna, Ayadat e Sabry, 2007).

Para além das questões económicas, as âncoras apresentam um melhor comportamento para estruturas que se movimentam. Embora este assunto seja muito discutido, a experiência tem mostrado que a escolha entre uma âncora e uma estaca é mais uma questão económica.

Estas âncoras são transportadas em embarcações de manuseio de âncoras (*AHV-Anchor Handling Vessel*), com recurso a cabos que permitem controlá-la (Figura 3.7). Existem diferentes metodologias de instalação das âncoras, devido também às imposições de cada operador.

As âncoras de arraste enterradas (*DEA-Depth Embedment Anchor*) foram projetadas para penetrar no solo o mais profundo possível, desenvolvendo capacidade máximas do *fluke* e do *Shank*, bem como do cabo de amarração. A sua penetração é efetuada através de embarcações especializadas neste tipo de trabalhos, designadas por *AHV (Anchor Handling Vessel)*, permitindo que o solo seja arrastado. À medida que a âncora vai penetrando, a sua capacidade vai aumentando com a profundidade devido à resistência do solo e ao aumento do contacto solo-cabo da âncora.

De acordo com o Vryhof Anchors (2010), o procedimento de instalação de uma DEA consiste geralmente nas seguintes etapas (Figura 3.8):

1. Preparação da âncora e do cabo da mesma no navio AHV.
2. Ajuste do ângulo entre o *fluke* e o *shank* para o tipo de solo.
3. Conexão do cabo de amarração para a manilha (*shackle*).
4. Posicionamento correto da embarcação AHV, permitindo a descida da âncora.
5. Após a âncora se encontrar no fundo do mar, o AHV move-se para um local mais distante, e ao mesmo tempo a âncora vai penetrando o solo.
6. Através de sistemas eletrónicos, como é o caso do GPS, finaliza-se este processo verificando-se as condições em que se encontra a âncora: tensão aplicada e profundidade de penetração.

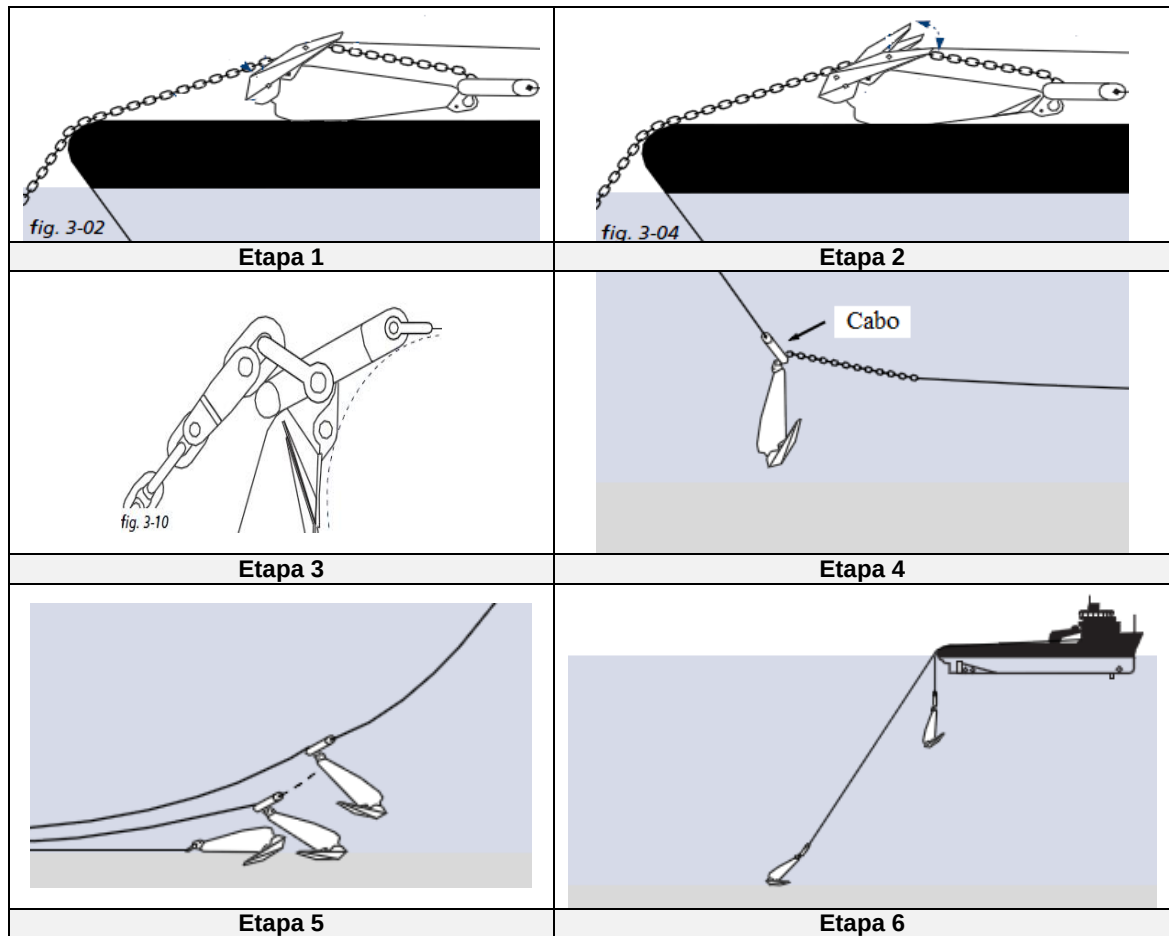


Figura 3.8 - Fases de Instalação de uma DEA (adaptado de Vryhof Anchors, 2010)

À medida que a âncora penetra no solo, o cabo de amarração assume uma curvatura inversa abaixo do fundo do mar (Figura 3.9). Simultaneamente, a âncora é arrastada até uma certa distância horizontal, por forma a que a sua capacidade limite seja alcançada. Depois de ficar enterrada, a âncora tem a capacidade de suportar cargas maiores ou iguais à carga de instalação, sem arrastamento adicional da mesma, até que o solo consiga resistir a estas ações/movimento, ou seja, até alcançar a sua capacidade última (Kim, 2005).

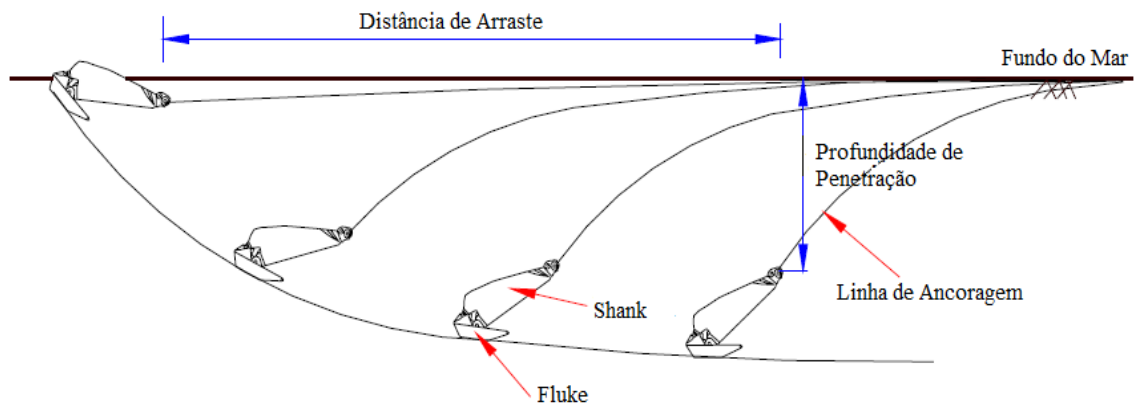


Figura 3.9 – Penetração da Âncora de Arraste (Kim, 2005)

No entanto, nalguns casos, a âncora exerce uma resistência maior do que a carga de instalação sem penetração adicional, ou seja existem alguns fatores que influenciam a capacidade da âncora desde a sua instalação. Alguns destes fatores já se encontram descritos, sendo estes: consolidação do solo, carregamento cíclico e taxa de carregamento (Kim, 2005; Vryhof Anchors, 2010).

Uma vez que as camadas sedimentares da Zona Piloto são arenosas (informação em pormenor no ponto 4.3-Capítulo 4) é evidente que alguns destes fenómenos deixam de fazer sentido, como é o caso da problemática da consolidação.

No caso do efeito do carregamento cíclico, e ao estarmos na presença de um solo arenoso, o efeito de uma ação dinâmica pode de fato ser influenciadora no comportamento do próprio solo.

Camadas sedimentares geologicamente mais recentes e que se encontrem submersas têm normalmente compacidade mais baixas, exibindo no seu estado natural um índice de vazios superior ao crítico. Estes solos quando se encontram solicitados por corte o seu volume tende a diminuir.

A ação de um sismo corresponde a um carregamento de corte cíclico aplicado a todo o maciço de uma forma bastante rápida; em cada ciclo verifica-se uma geração de excessos positivos de pressão na água dos poros de todo o maciço. Como estes ciclos são muito rápidos, não é possível ocorrer uma dissipação destas sobrepressões durante este evento. Em situações deste tipo, verifica-se que as tensões efetivas se anulam desencadeando um fenómeno designado por liquefacção.

Depois de se dar este fenómeno, as partículas tendem a rearrumar-se com uma compacidade maior do que a anterior ao sismo, conduzindo assim a um assentamento da superfície do terreno. Como as âncoras de arraste acabam por se encontrar enterradas a distâncias relativamente reduzidas da superfície do terreno, a influência de ações sísmicas deverá ser sempre contabilizada em estudos relativos a este assunto.

No caso de argilas, sabe-se que este efeito tem influência na resistência não drenadas, levando a que a capacidade de retenção da âncora aumente de 20 a 50% da capacidade estática inicial, conforme se pode verificar na Figura 3.10 (Kim, 2005). Este fenómeno tem semelhança com o processo bem conhecido de estacas executadas com deslocamento de terreno em maciços argilosos, em que os excessos de pressão neutra gerados na instalação se dissipam no tempo fazendo subir a resistência (este fenómeno é designado por “set up”), provocado pela reconsolidação da argila.

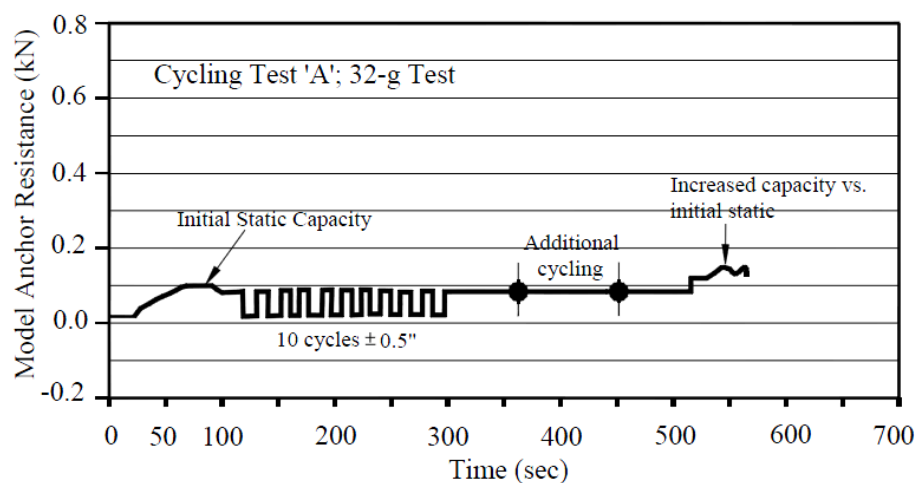


Figura 3.10 – Efeito do carregamento cíclico (Kim, 2005; Dunnavant and Kwan, 1993)

O aumento da taxa de carregamento também aumenta a resistência do solo. Pelos testes realizados às âncoras *Stevamanta* e *Denla* em 1998, denota-se que uma redução na velocidade de carregamento resulta numa queda imediata da tensão no cabo a montante de cerca de 15 a 20% por 1-2 m/min (Kim, 2005; Dahlberg and Strøm, 1999).

Para além dos efeitos das condições do solo, existem outros parâmetros ligados à análise de âncoras de arraste que têm de ser considerados, sendo eles: trajetória da âncora, capacidade de retenção última, força de recuperação, posição e profundidade últimas, mobilização/evolução de tensões, etc.

Não fugindo aos objetivos delineados para esta dissertação, interessa aqui abordar apenas alguns destes conceitos.

A trajetória de uma âncora DEA consiste no estudo das sucessivas posições que este elemento vai tendo ao longo da sua instalação, sendo portanto de enorme importância para se determinarem as coordenadas da sua posição final. A previsão da profundidade de penetração e a capacidade de retenção deste tipo de fundações, são mais complexas e incertas do que para outro tipo de sistema de ancoragem, como é o caso das estacas e dos caixões de sucção (Kim, 2005).

A trajetória de penetração e a profundidade máxima de penetração de uma âncora de arraste são função de:

- Condições do solo (Estratificação do solo e variação do S_u)
- Tipo e tamanho da âncora
- Ângulo entre o *fluke* e o *shank*
- Tipo e tamanho da corrente ou cabo da âncora
- Ângulo de elevação do cabo no fundo do mar

Para além disto, o seu estudo implica a utilização de metodologias cinemáticas, e por conseguinte, envolve outro tipo de estudos que fogem um pouco aos objetivos desta dissertação.

Depois de instalada, a âncora terá de suportar a capacidade de projeto, sendo por isso a capacidade última de retenção de interesse para se analisar uma situação limite. Desta forma, pode-se definir a capacidade última de retenção (UHC - *Ultimate Holding Capacity*) como a carga limite a que a âncora apresenta uma resposta dentro das condições de segurança.

Segundo van den Hatert, Jonkman e Strijbis (2005), a capacidade última de retenção está relacionada com a trajetória da âncora, ficando definida quando as diferentes forças e momentos sobre a âncora estiverem em equilíbrio, ou quando a força de tração já for significativa para uma determinada profundidade (Figura 3.11). Ao ultrapassar-se a força da UHC, a âncora perderá progressivamente a sua função e capacidade de retenção.

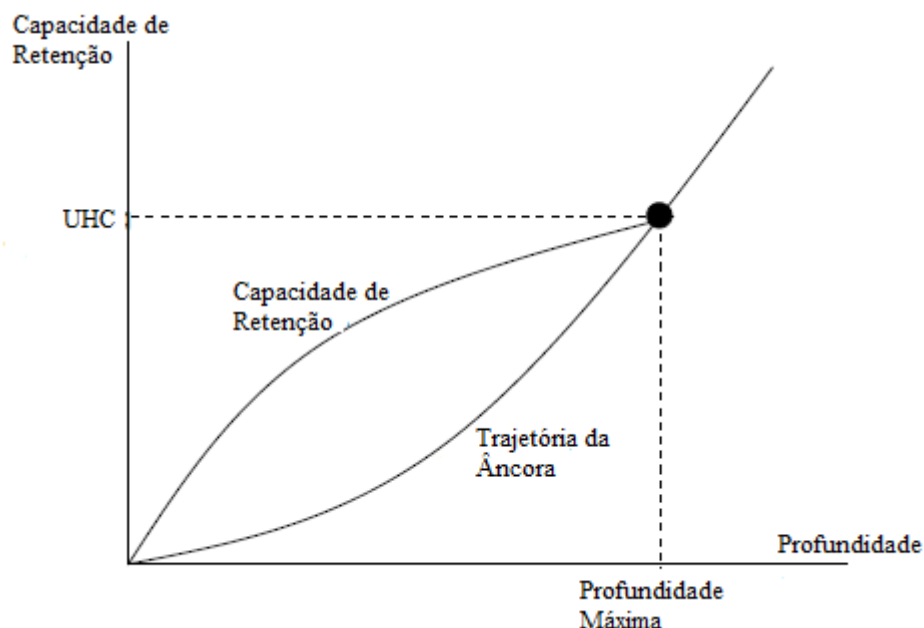


Figura 3.11 – Capacidade de Retenção (UHC) vs Trajetória da âncora (adaptado de van den Hatert, Jonkman e Strijbis, 2005)

A própria explicação deste conceito está envolta de diferentes questões, e portanto deixa-se “em aberto” a sua definição. Depois da análise e discussão de resultados, poder-se-á entender melhor este conceito, uma vez que se estudará em pormenor o comportamento da âncora para vários níveis de carregamento.

Como já se pôde perceber, uma das vantagens das DEA passa pelo fato de poderem ser recuperadas, no caso por exemplo, de servirem de fundação a estruturas flutuantes temporárias. Desta forma, interessa diferenciar o conceito de Força de Recuperação de Capacidade última de Retenção. Portanto, numa fase de projeto deve-se analisar a situação limite, visando sempre a determinação da UHC, uma vez na vida útil da estrutura, a âncora dará garantias de segurança para forças iguais ou inferiores à capacidade última de retenção. Porém, os valores das forças de recuperação devem ser sempre contemplados para que se perceba o valor a partir do qual a âncora apresenta deslocamentos tais, que deixa de funcionar como uma fundação.

No caso das âncoras Vryhof Anchors®, quando a âncora se encontra instalada em argilas muito moles, as forças de recuperação serão maiores do que se estiverem em areias muito duras. Por exemplo, no caso das argilas moles a força de recuperação da âncora pode ser igual a 80 a 90% da carga de instalação, enquanto que em solos arenosos duros, esta força andar por volta de 20 a 30 % da carga de instalação (Vryhof Anchors, 2010).

Dependendo das condições do solo, as profundidades de penetração variam entre um e cinco vezes o comprimento do *fluke*, e são tipicamente alcançadas através de uma distância de arraste de 10 a 20 vezes o comprimento do *fluke*, e da mobilização da capacidade de retenção que é de 20 a 50 vezes o peso da âncora. A capacidade de retenção da âncora é desenvolvida a partir do solo da parte da frente da âncora, podendo exceder os 10 MN. A capacidade de retenção de uma âncora de arraste depende da capacidade de penetração e da profundidade final a que esta fica. O aspeto mais desafiante no desempenho de uma âncora deste tipo é a incerteza da sua instalação e da sua posição final.

O modelo MK6 da Vryhof Anchors® trata-se de uma âncora do tipo DEA (*Depth Embeddement Anchor*), e conforme é indicado no catálogo da empresa, o ângulo de *fluke/shank* deve ser de 32°,

tratando-se de uma areia ou uma argila média a rígida, por forma penetrar menos e gerar uma menor capacidade de retenção. Por exemplo, no caso deste ângulo ser de 50° e o solo corresponder a uma areia ou a uma argila média a rígida a âncora não vai penetrar, limitando-se apenas a arrastar-se ao longo do fundo marinho. Assim sendo, é recomendado pela Vryhof Anchors® que para solos argilosos muito moles o ângulo *fluke/shank* seja de 50° , e para certos solos estratificados um ângulo de 41° (Figura 3.12). É também recomendado pela empresa que no caso de se tratar de um solo estratificado, o modelo mais adequado é o MK5 e não o MK6.

As dimensões e geometria da âncora MK6 encontram-se detalhadas no Anexo A1.

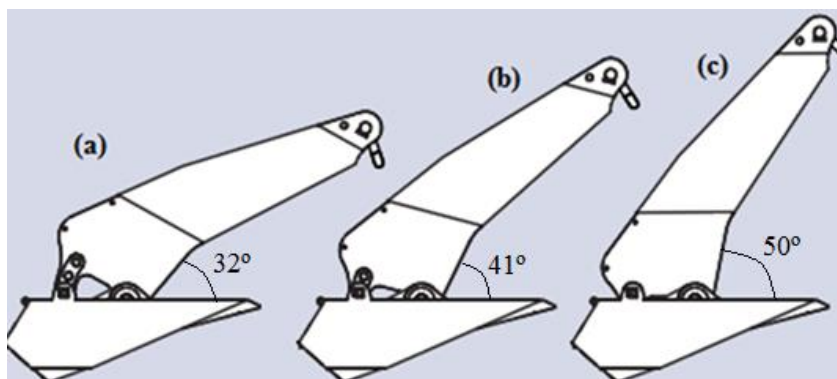


Figura 3.12 - Várias posições do *shank* (Vryhof Anchors, 2010)

4

ESTRUTURA DE CONVERSÃO DE ENERGIA DAS ONDAS NA ZONA PILOTO

4.1. INTRODUÇÃO

Apesar de Portugal ter uma costa de cerca de 550 km, nem toda a sua extensão apresenta características propícias à instalação de estruturas de conversão de energia das ondas. Pelos vários estudos efetuados na última década, foi-se percebendo que a zona litoral oeste, mais propriamente em São Pedro de Moel, albergava um determinado número de particularidades que potenciam toda esta zona, essencialmente do ponto de vista energético.

O dimensionamento de qualquer elemento geotécnico pressupõe sempre o conhecimento dos parâmetros mecânicos do solo que interagem com a estrutura. Sendo que se a análise do comportamento de âncoras de arraste dependem, evidentemente, das características do solo em causa, pretende-se neste capítulo apresentar especificamente os dados disponíveis que foram identificados na bibliografia relativos à Zona Piloto, situada em S. Pedro de Moel, Leiria.

4.2. POTENCIALIDADES ENERGÉTICAS DA COSTA OCIDENTAL PORTUGUESA

O oceano dispõe de uma larga quantidade de energia mecânica na forma de ondulação marítima. Um aspecto muito interessante relativamente à capacidade das ondas é que estas têm a possibilidade de acumular energia já que quando são geradas têm a possibilidade de percorrer grandes distâncias sem que se verifique perdas energéticas significativas. Mas, ao aproximarem-se da costa, observa-se um amortecimento pela sua interação com as zonas de menor profundidade; todavia, devido a alguns fenómenos naturais de reflexão e refração, esta situação pode ser compensada gerando assim uma maior concentração energética (Coelho, 2007; Cruz e Sarmento, 2004).

O estado do mar resulta, em cada lugar e momento, da sobreposição linear de um grande número de ondas; assim, para descrever o estado do mar constroem-se espectros de ondas. É com base nestes modelos que se identifica um valor médio de energia disponível por frente de ondas, registando-se os valores globais de distribuição da potência (Figura 4.1).

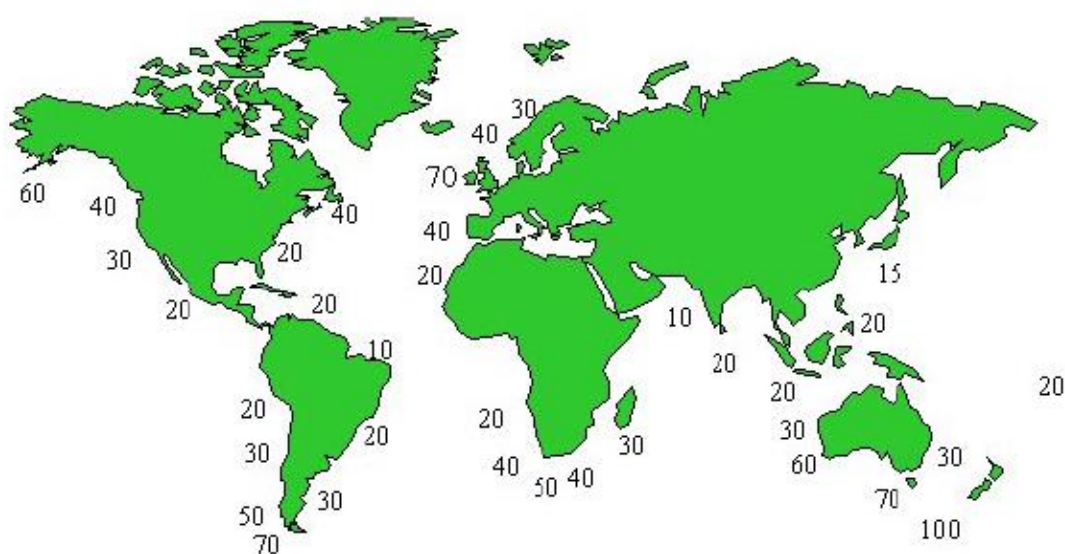


Figura 4.1 - Distribuição mundial do nível de energia das ondas em kW/m (média anual, águas profundas). (Coelho 2007; Center for Renewable Energy Sources, 2002).

No caso de Portugal, pode-se considerar que o país reúne características que lhe conferem uma importância significativa na produção de energia elétrica, através exploração da energia das ondas. Dos 335 km de costa para instalação de potenciais parques *offshore*, existe a necessidade de 20% serem utilizados como corredores de navegação associado às pescas, e portanto assim, tem-se disponível simplesmente 250 km. A produção potencial de energia elétrica na costa portuguesa é estimada admitindo-se um valor médio de 30 KW/Km de frente de onda e 500 km de comprimento de águas com profundidade ótima (50 a 100m).

Conforme se pode verificar pela Figura 4.2, apesar da extensão da costa portuguesa ser significativa, do ponto de vista do potencial do recurso das ondas, nem todas as zonas são propícias para acolherem este tipo de empreendimentos. Porém, Portugal surge como um dos países com maior potencial para se efetuar este tipo de investimento.

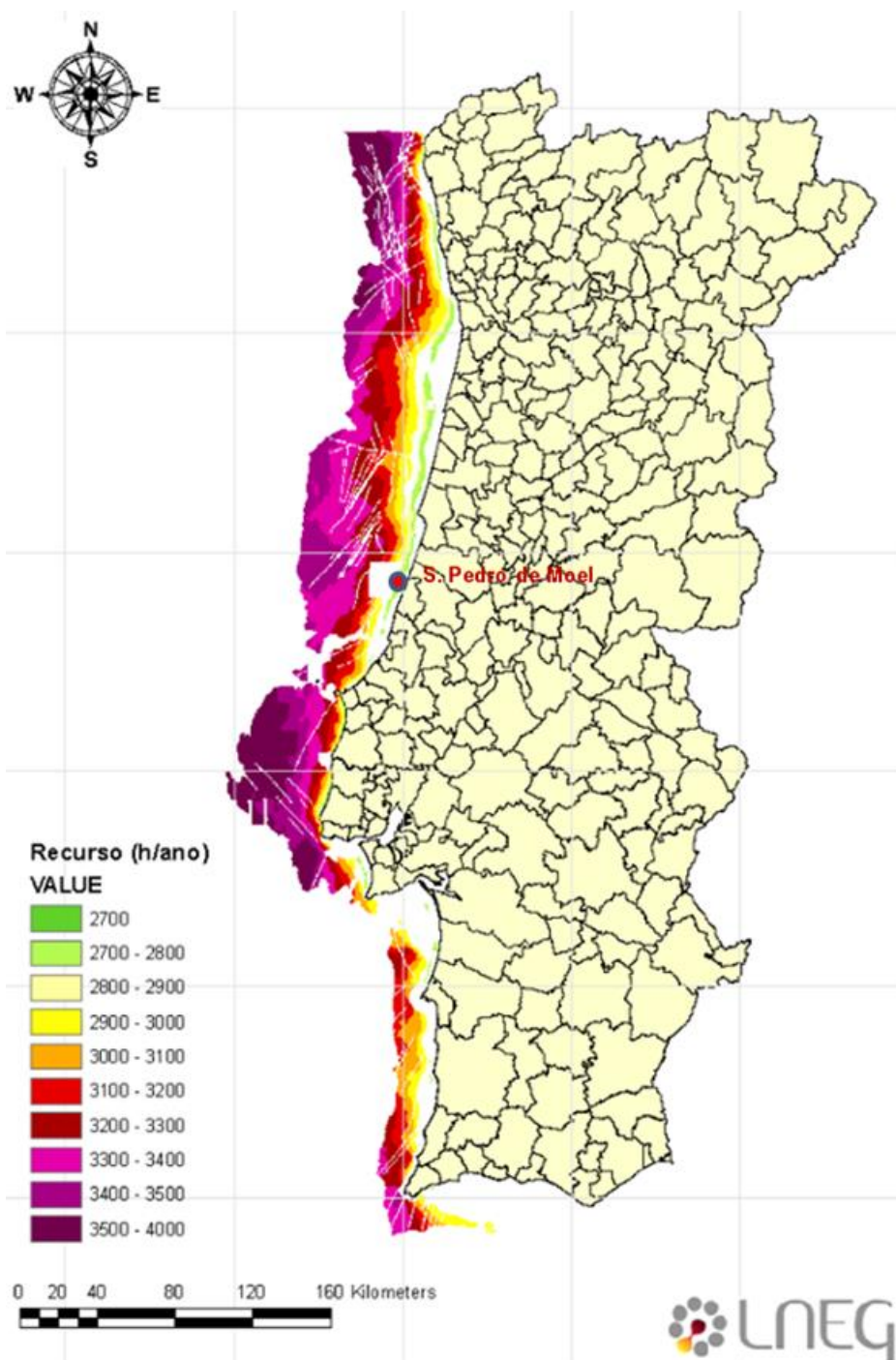


Figura 4.2 – Recurso Eólico Offshore (adaptado de Pereira, 2010).

Uma das razões que explica esta situação deve-se ao fato de Portugal possuir uma extensa costa com uma densidade de energia relativamente elevada, estimando-se em 15 GW a potência bruta em média para Portugal Continental (admite-se um valor médio de 30 KW). Ou seja, o potencial de produção de energia elétrica associado a esta extensão sobre os 50 m de profundidade é de 10 TWh por ano, o que representa cerca de 20% do consumo de energia elétrica estimado pela ERSE para 2010 (Wave Energie Center, 2004).

Ora, foi neste contexto que Portugal definiu uma zona piloto por forma: a fomentar a instalação no país de uma fonte renovável ainda em fase inicial de desenvolvimento, agilizando os procedimentos de licenciamento; fomentar o desenvolvimento tecnológico e a instalação de equipamentos de aproveitamento de energia das ondas nos regimes de demonstração de conceito, pré-comercial e comercial; atrair para Portugal empresas promotoras de tecnologia; criar um *cluster* industrial nacional (Morais, 2009).

Foram realizados vários estudos para se proceder à escolha da melhor zona estratégica, estabelecendo-se em 2008 por regime jurídico, as bases de utilização dos bens de domínio público marítimo para a produção de energia elétrica a partir da energia das ondas do mar na Zona Piloto. As características desta zona são as seguintes (Figura 4.3):

- Localização: São Pedro de Moel
- Área: 320 km²
- Profundidade: entre 30 e 90 m
- Distância à costa: 5 a 8 km
- Potência: 80 MW para infraestruturas garantidas pela EDP-Distribuição; 250 MW para infraestruturas garantidas pela REN (Rede de Energéticas Nacionais)

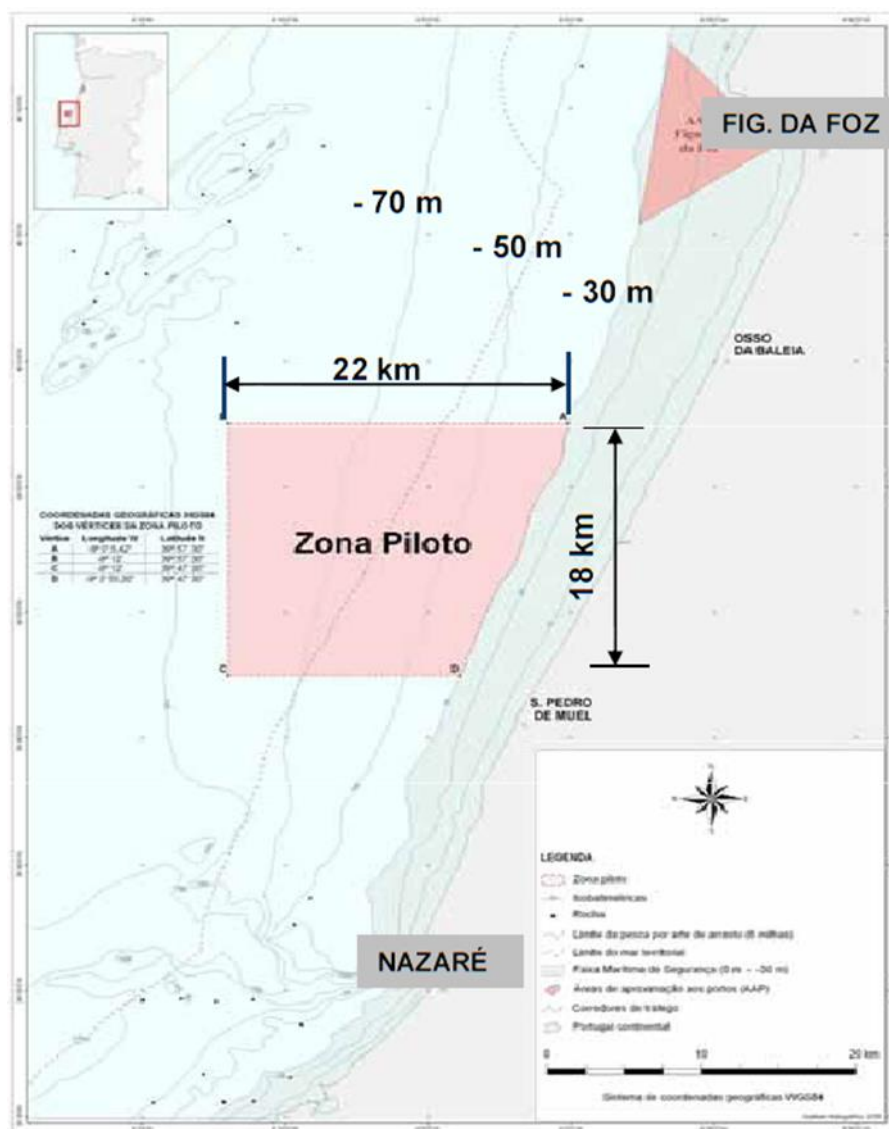


Figura 4.3 - Zona Piloto em São Pedro de Moel (Wave Energie Centre; Brito e Melo, 2008)

4.3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA ZONA PILOTO

A plataforma continental portuguesa encontra-se compreendida entre os paralelos $36^{\circ} 49' N$ e $41^{\circ} 52' N$ e os meridianos $7^{\circ} 24' W$ e $10^{\circ} 11' W$, contendo assim uma extensão de 550 km; com uma largura variável entre cerca de 200 m (frente à praia da Nazaré), e mais de 60 km na zona do paralelo $39^{\circ} N$, chegando mesmo a atingir os 80 km frente a Vila Nova de Milfontes. O bordo situa-se também a profundidades muito variáveis, oscilando entre os cerca de 50 m de profundidade na zona da cabeceira do Canhão da Nazaré, entre os 400 m de profundidade no paralelo $39^{\circ} N$ ou entre os 1000 m de profundidade a Sul de Sines. Apesar disto, a plataforma continental portuguesa pode ser considerada estreita, com o bordo situado a maior profundidade, já que a largura média das plataformas mundiais é de 75 km e a profundidade média do bordo é de 130 m (Pombo, 2004; Shepard, 1973).

No geral, a plataforma portuguesa conhece um relevo regular e suave, em que os pendores variam entre 0,3 e 1,1%, apesar da existência de acidentes morfológicos (canhões submarinos, vales, barrancos e relevos submarinos) que a tornam, do ponto de vista morfológico, numa das mais ricas e interessantes do mundo (Pombo, 2004; Monteiro, 1971).

A plataforma continental da região ilustrada na Figura 4.4, contém uma largura média aproximada de 46 km, atingindo cerca de 53 km frente ao Cabo Mondego, diminuindo progressivamente para Sul, onde atinge cerca de 40 km junto ao bordo setentrional do Canhão Submarino da Nazaré; a largura mínima, de 200 m, está relacionada com a posição da cabeceira do Canhão Submarino da Nazaré, muito próxima à praia da Nazaré (Pombo, 2004).

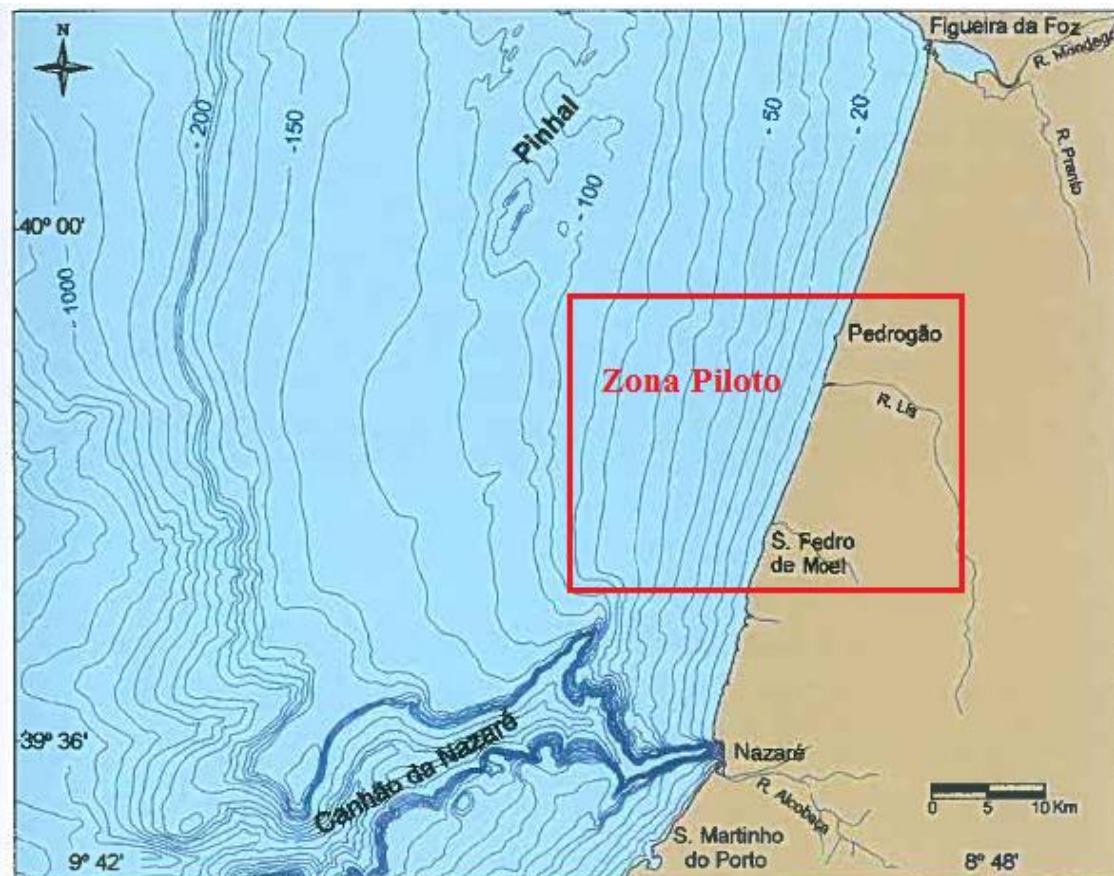


Figura 4.4 - Carta Batimétrica da região estudada por Pombo (2004) com a Zona Piloto assinalada. (adaptada de Pombo, 2004).

A plataforma revela no geral um pendor regular e suave, com as batimétricas mais ou menos paralelas à linha de costa e uniformemente espaçadas entre si.

Segundo Pombo (2004) e Bettencourt & Ângelo (1992), as taxas de recuo do litoral na área que se estende do Cabo de Mondego até S. Martinho do Porto, variaram consideravelmente quer no tempo, quer no espaço. Porém, após as obras de regularização da embocadura do Mondego e a construção do porto da Figueira da Foz, esta tendência foi completamente modificada; no setor de S. Pedro de Moel - Nazaré não são detetáveis modificações significativas da linha da costa ao longo das últimas décadas. Já no setor Nazaré – S. Martinho do Porto os efeitos de erosão imediatamente a sul do Porto da Nazaré levaram à construção de esporões como meio de defesa do litoral.

Pombo (2004) analisou em pormenor a plataforma continental portuguesa entre o Cabo Mondego e S. Martinho do Porto através da recolha de um elevado número de amostras de sedimentos superficiais não consolidados entre 1991 e 1999 (Figura 4.5).

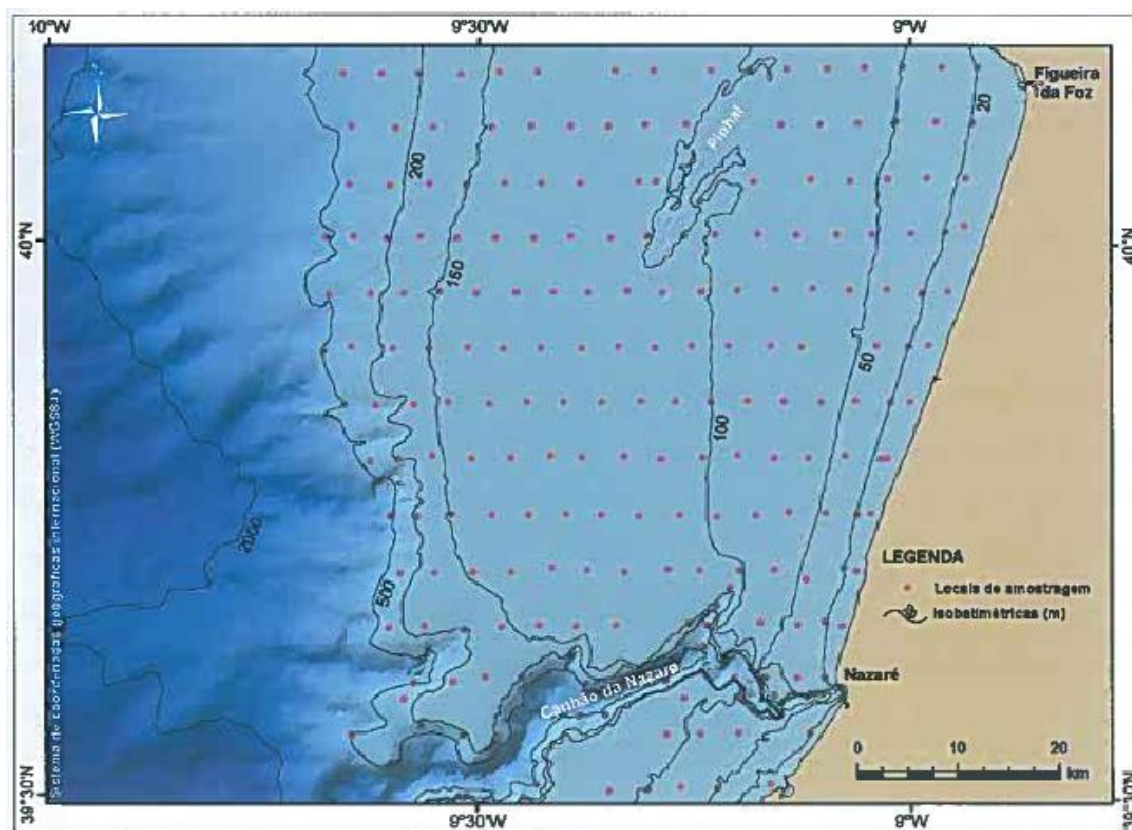


Figura 4.5 – Morfologia da área em estudo/localização da amostragem por Pombo (2004).

Depois uma análise cuidada de todas as amostras, Pombo (2004) reuniu toda a informação através de mapas, permitindo identificarem-se as características principais da camada sedimentar desta zona.

A Figura 4.6 apresenta a distribuição dos tipos texturais dos sedimentos, segundo a Classificação de Shepard (1959). Verifica-se que a classe predominante é a Areia + Cascalho, com menos de 25% de Argila e Silte, e a classe textural da Areia é dominante na plataforma e na vertente continental superior. Na plataforma média, abaixo dos 100 m de profundidade, encontram-se as classes texturais mais finas, que definem um grande depósito sedimentar de orientação geral N-S, estendida do Canhão Submarino da Nazaré até aos afloramentos rochosos do Pinhal. A existência dominante da classe textural das areias reflete sem dúvida os elevados níveis energéticos deste setor da margem portuguesa.

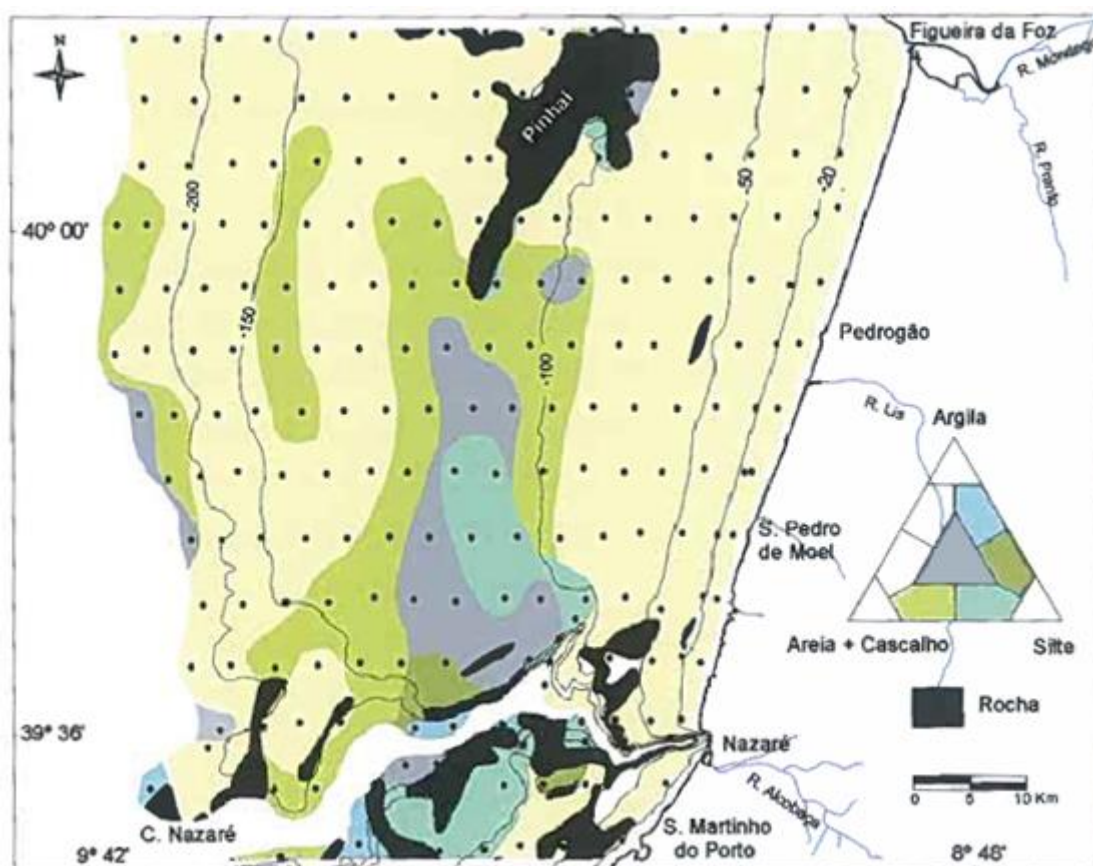


Figura 4.6 – Distribuição dos tipos texturais dos sedimentos, segundo a classificação de Shepard (1954) (Pombo, 2004).

O mesmo autor elaborou um gráfico com a distribuição percentual média das classes texturais dos sedimentos por classes de profundidade, evidenciando-se portanto, muitas das características dos sedimentos da área por ele estudada (Figura 4.7).

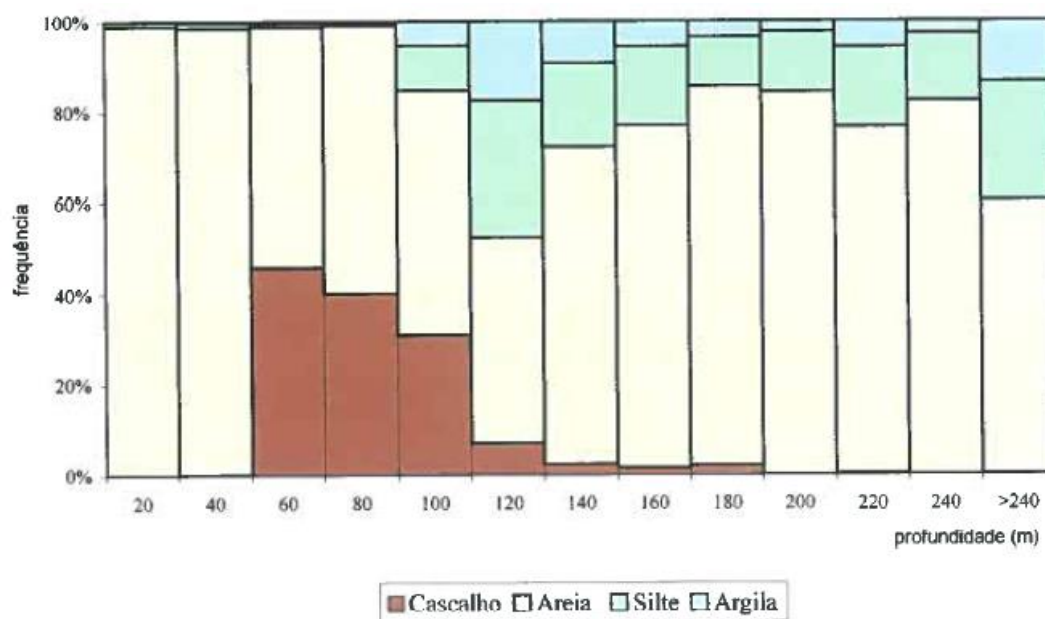


Figura 4.7 – Distribuição percentual média das classes texturais dos sedimentos por classes de profundidade (Pombo, 2004).

Constata-se que a maior abundância de cascalho ocorre entre os 40 a 80 m de profundidade, verificando-se um decréscimo desta fração com a profundidade. Para além disto, denota-se que a fração de areia é a classe textural com maior peso, apresentando valores superiores a 90% do sedimento na plataforma interna e média até aos 40 m de profundidade. Realça-se também o aumento da fração siltosa e argilosa com a profundidade, atingindo valores superiores a 45%, entre os 100 e 120 m de profundidade, podendo assim relacionar-se estes valores com os depósitos silto-argilosos que se desenvolvem na plataforma média. Estas frações diminuem na plataforma externa, no bordo e vertente continental até à profundidade de 240 m, provavelmente devido aos altos níveis energéticos provocados pelas ondas internas e pela corrente da vertente da plataforma norte, voltando a aumentar abaixo desta profundidade, atingindo conteúdos na ordem dos 40% (Pombo, 2004).

No mesmo trabalho foi apresentado um diagrama com a distribuição percentual média das classes composicionais da areia por classes de profundidade (Figura 4.7).

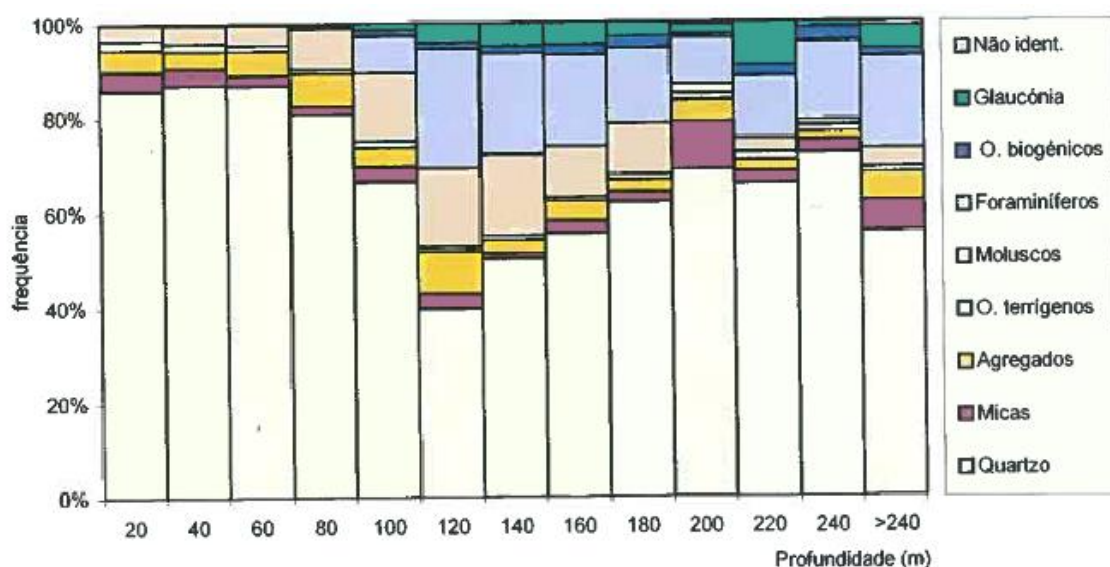


Figura 4.7 – Diagrama de distribuição percentual média das classes composicionais da areia por classes de profundidade (Pombo, 2004).

Em análise ao diagrama anterior, constata-se que na área em estudo a componente terrígena é predominante, enquanto que a componente biogénica apenas tem expressão a partir dos 100 m de profundidade. A componente terrígena é, por sua vez, constituída em grande medida por quartzo, a par da componente biogénica que é dominada por moluscos até aos 120 m de profundidade e por foraminíferos a maior profundidade.

Para o trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação, a altura de água considerada é de 60 m e portanto a informação que interessa reter é relativa à profundidade de 60 m.

Assim sendo, por toda a informação apresentada e discutida por Pombo (2004) retira-se que à profundidade de 60 m, os sedimentos marinhos são areias com elevada percentagem de quartzo, havendo ainda uma importante percentagem de cascalho.

Relativamente a parâmetros mecânicos desta zona, serão identificados os seus valores no Capítulo 5 (Metodologias de Análise do comportamento de âncoras de arraste), enquadrado no modelo constitutivo adotado para a zona em causa.

5

METODOLOGIAS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ÂNCORAS DE ARRASTE

5.1. INTRODUÇÃO

Os operadores que procedem à instalação de âncoras de arraste utilizam métodos empíricos para prever a profundidade de penetração da âncora e a sua capacidade última de retenção. As condições do solo do fundo do mar são o fator mais importante em projetos de fundações *offshore*, não só na fase da sua instalação mas também na vida útil da estrutura.

A capacidade de retenção de uma âncora de arraste é mobilizada principalmente pela resistência ao rolamento, pela resistência lateral do *fluke* e pelo atrito ao longo da porção enterrada do cabo da ancoragem (Kim, 2005).

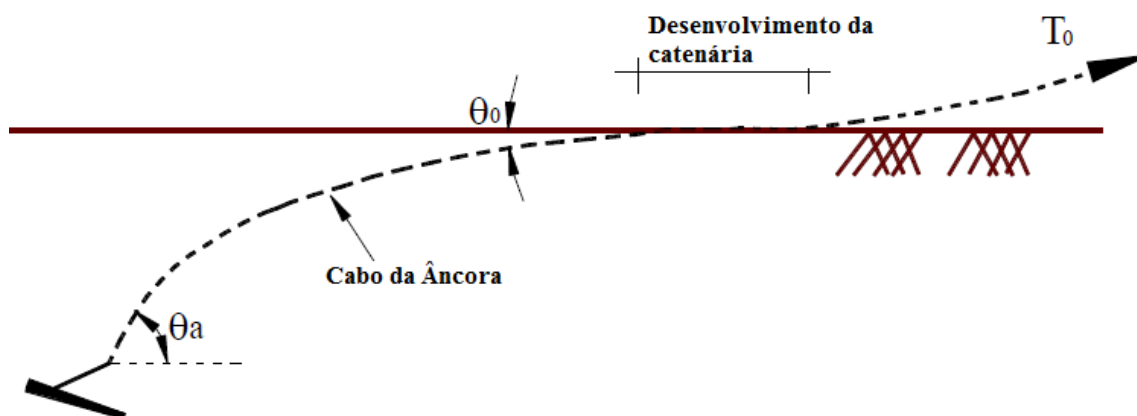


Figura 5.1- Esquema do sistema de ancoragem (Kim, 2005).

As metodologias existentes para se estudar a capacidade de retenção de uma âncora num leito marinho são baseadas na mecânica dos solos clássica: Terzaghi (1943), Caquot e Kérisel (1948), Hueckel (1957), Oveson (1964) e outros. Mas estas teorias clássicas se aplicadas sem modificações para adequação a condições especiais de equilíbrio, não são suscetíveis de fornecerem avaliações precisas da capacidade de retenção de âncoras (LeLievre e Tabatabaee, 1981).

O estudo pormenorizado da capacidade última de retenção (UHC) de uma âncora de arraste é assim um assunto que se encontra intrinsecamente ligado ao conhecimento do modo de rotura.

A cunha de rotura que se forma para diferentes profundidades de penetração e diferentes forças já foi investigado e identificada por autores como Neubecker e Randolph (1996), mas a natureza das tensões que se instala na massa de solo mobilizada quando a âncora se encontra sujeita à UHC não é ainda um assunto abordado nesta área.

A abordagem dos métodos de equilíbrio limite têm um papel fundamental neste trabalho, já que a sua análise permite dar a conhecer o comportamento em geral da âncora, identificarem-se os diferentes parâmetros que interferem direta e indiretamente no seu comportamento, segundo a visão de diferentes autores.

A referência às metodologias empíricas torna-se relevante para este trabalho já que a sua utilização é prática comum em projetos desta área, e portanto os valores destacados como UHC serão utilizados como valores referência para uma posterior análise comparativa. Pela simplicidade destes métodos, a sua utilização apenas se restringe à determinação da UHC, e portanto no que diz respeito a um desenvolvimento mais profundo do comportamento da âncora, a sua aplicação em nada favorece esse conhecimento.

A utilização de modelação numérica é cada vez mais prática comum, não só para dimensionamento, mas também para se analisarem aspetos que outras metodologias não têm capacidade. No problema desenvolvido nesta dissertação, com o recurso ao Plaxis® pretende-se determinar a UHC, mas também identificar-se a natureza dos impulsos desenvolvidos ao longo do carregamento.

Este último aspeto é deveras importante, porque o seu conhecimento é um passo “mais-além” que permite complementar o conhecimento desenvolvido anteriormente.

Uma vez que as formulações teóricas desenvolvidas para as âncoras de arraste tiveram como base as formulações teóricas de fundações diretas são apresentados ainda neste capítulo algumas questões que servem como ponto de partida para o modo de rotura das âncoras.

5.2. MÉTODOS EMPÍRICOS

5.2.1. VRYHOF ANCHORS®

Uma abordagem tradicional para prever a capacidade última de retenção passa pelo recurso a ábacos dos fabricantes das próprias âncoras que se baseiam no peso próprio da âncora, pelo seu tamanho e pelo tipo de solo.

O ábaco fornecido pela Vryhof Anchors® encontra-se ilustrado na Figura 5.2. A distância “*Drag*” corresponde à distância de arraste da âncora, ou seja é a distância na horizontal da posição inicial à posição final que a âncora conhece ao longo do seu encastramento.

A profundidade “*Penetration*” corresponde à profundidade de penetração máxima de âncora. De se salientar que esta é medida desde a cota do leito marinho até à cota em que a ponta do *fluke* se encontrará instalado aquando a sua posição final.

Os valores da distância de arraste da âncora são aqui apresentados por uma questão meramente informativa e não para uma análise mais profunda; a profundidade de penetração máxima da âncora não será discutida em pormenor neste trabalho, mas aquando a escolha do modelo a estudar, recorrendo-se ao *software* Plaxis®, estes valores terão utilidade.

Facilmente se percebe que estes ábacos têm algumas particularidades que ressaltam logo à partida. Do conhecimento básico de geotecnia sabe-se que os parâmetros mecânicos do solo têm influência no comportamento de elementos geotécnicos, como é o caso de fundações, e portanto o ângulo de atrito (de pico e de volume constante) ou a dilatância podem ter um papel de relevo

no comportamento de âncoras. Deixa-se portanto em aberto este assunto por forma a que no Capítulo 6 se consiga retirar alguma ilação.

A Vryhof Anchors® ainda apresenta outro método, também empírico, mas que se baseia na eficácia de cada modelo. Neste campo, como o modelo MK6 é uma âncora do tipo *Stvepris* tem a maior eficácia. Através desta, pode-se determinar a capacidade última de retenção. A expressão fornecida pelo fabricante é dada por:

$$UHC = W \times Efficiency \quad (5.1)$$

em que W é o peso próprio da âncora e a *Efficiency* (Eficácia) varia entre 33 e 55, uma vez que se trata de uma âncora de Classe A (classificação segundo a Vryhof Anchors®). A âncora MK6 é desta classe devido às suas características, nomeadamente à área do *fluke* e do *shank*.

Stevpris Mk6 UHC chart

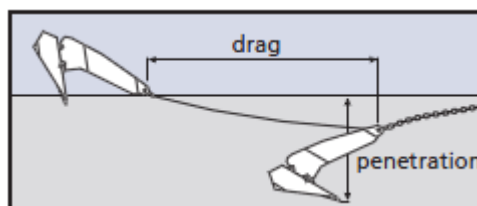
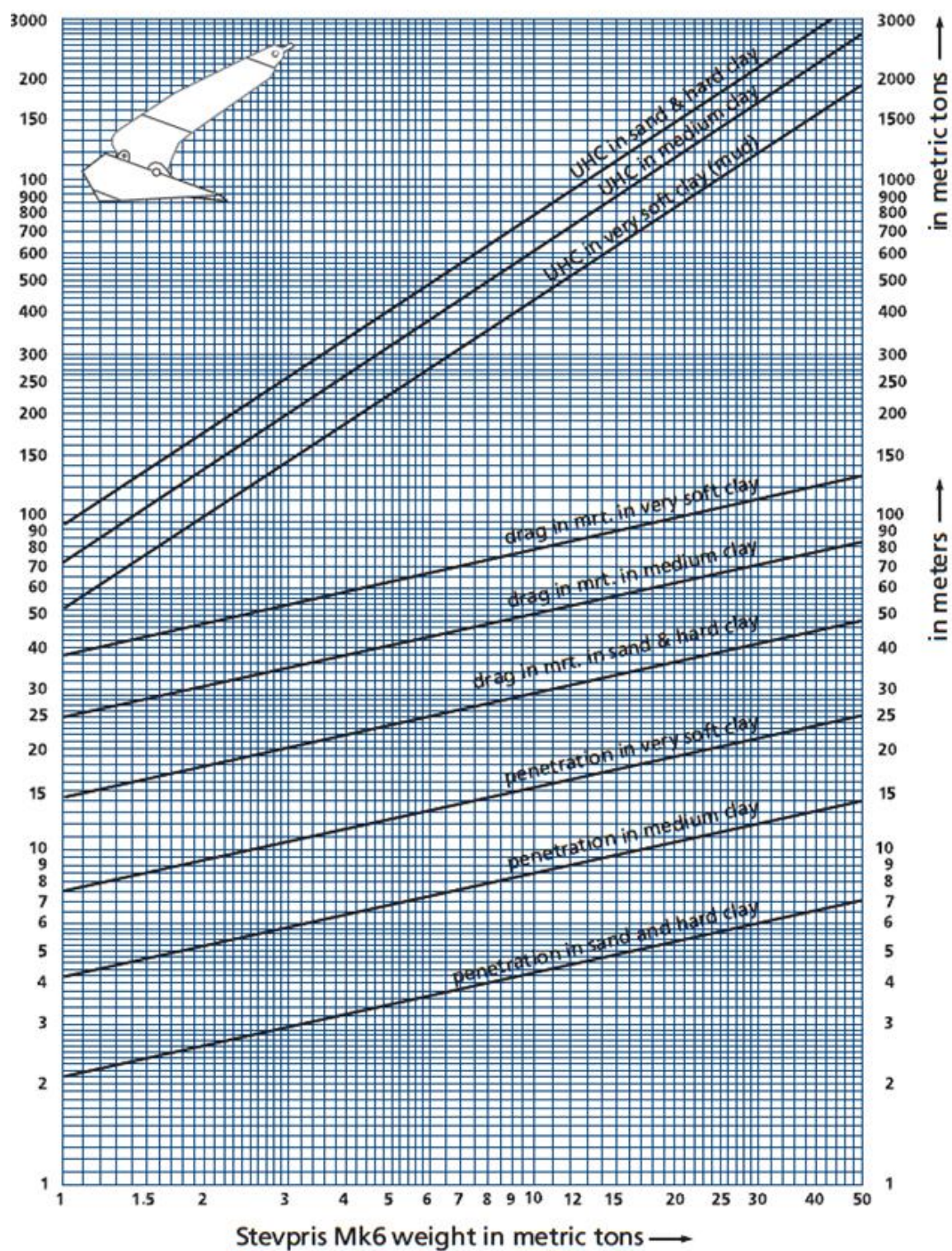


Figura 5.2 - Âbaco da Stevpris MK6 (Vryhof Anchors, 2010)

5.2.2. MÉTODO DO NCEL

O Laboratório de Engenharia Civil Naval (NCEL, 1985) desenvolveu um método empírico para previsão da capacidade de uma âncora. Para desenvolver este método o NCEL realizou vários testes com diferentes protótipos de âncoras para diferentes tipos de solos, quer para areias quer para argilas.

De acordo com estes resultados, perceberam que a capacidade da âncora aumenta com o seu peso, formulando-se assim através de uma correlação simples:

$$F = a \times \left(\frac{W_a}{C} \right)^b \quad (5.2)$$

em que F é a capacidade da âncora (em Kips), a é um parâmetro da âncora (em Kips), W_a é o peso da âncora (em Kips), b é uma constante exponencial, C é igual a 10 Kips.

Os parâmetros a e b foram sugeridos pelo NCEL para diversas âncoras. Por exemplo, para uma âncora *Vryhof Stevpris*, é sugerido $a = 189 \text{ Kips}$ e $b = 0.92 \text{ Kips}$. A Figura 5.3 ilustra a relação entre a capacidade da âncora (Kips) e o seu peso (Kips). Realça-se que 1,000 pounds=1 Kips.

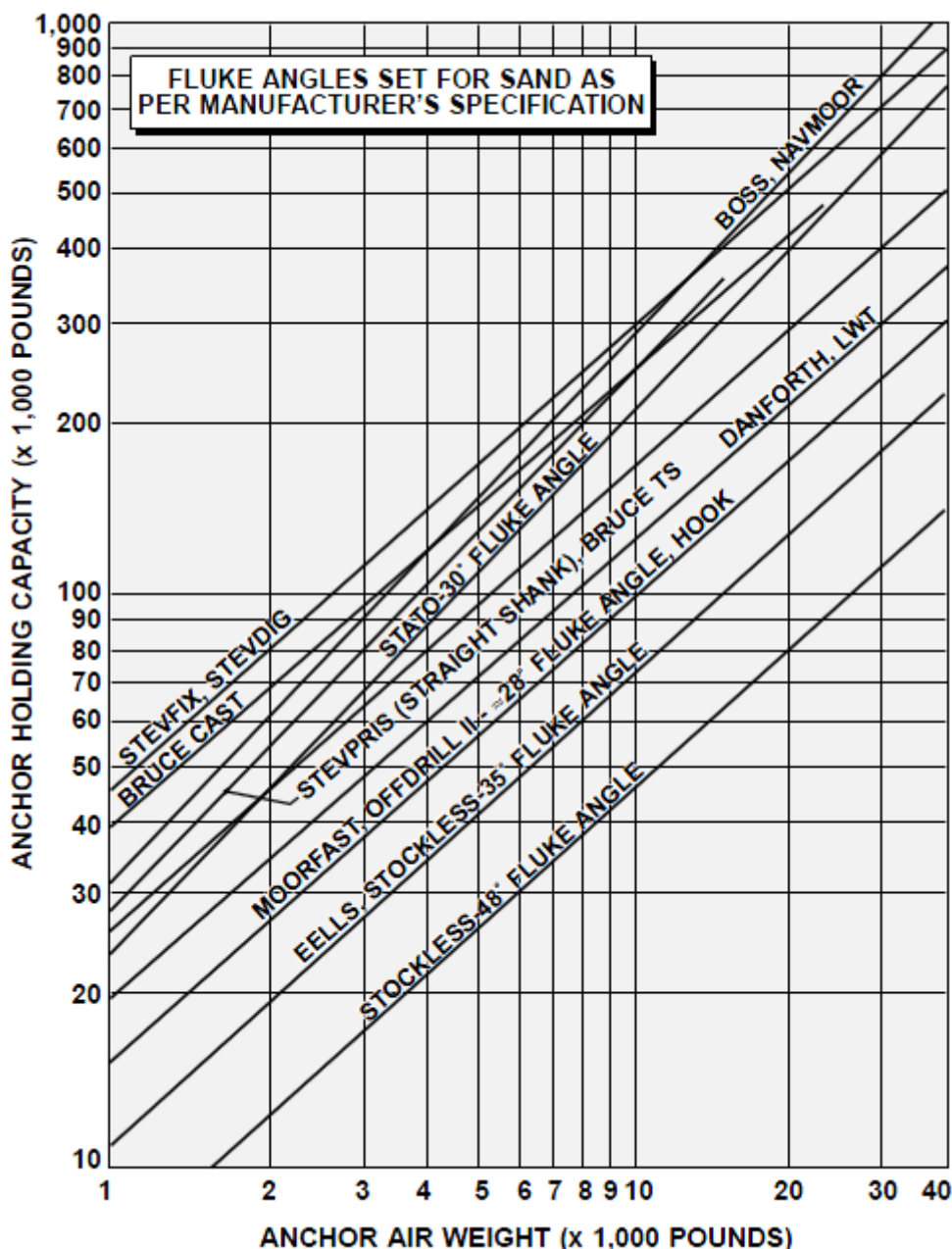


Figura 5.3 – Ábaco do NCEL para areias (1985).

5.3. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

Os geomateriais são meios multifásicos complexos, que normalmente se caracterizam por ter uma resposta altamente não-linear, irreversível e dependente da trajetória das cargas aplicadas.

Desta forma torna-se muito complicado dimensionarem-se e estudarem-se estruturas baseadas simplesmente nas teorias clássicas. É neste seguimento que os métodos de equilíbrio limite surgem constituindo assim uma ferramenta com enorme interesse prático, que decorrem da observação e da interpretação de roturas reais.

Os métodos de equilíbrio limite, embora não tenham consistência teórica, combinam aspetos dos teoremas da análise limite (Teorema da Região Superior e Inferior); os passos principais de qualquer método de equilíbrio limite consistem em:

1. Procede-se à escolha de um mecanismo de colapso arbitrário por meio de combinação de rectas e curvas;
2. Introdução das equações de equilíbrio (forças e/ou momentos) de cada componente do mecanismo, e em consequência cálculo da resistência mobilizada no maciço ou das forças exteriores aplicadas (dependendo do que for desconhecido);
3. Através do equilíbrio estático de sucessivos mecanismos, tenta-se encontrar o mecanismo crítico a que corresponde a solicitação de equilíbrio limite.

Os Teoremas de Análise Limite pretendem assim dar resposta aos problemas de plasticidade, que na maioria das vezes, são analiticamente insolúveis. As soluções obtidas por estes teoremas são aproximadas por defeito ou por excesso, mas que do ponto de vista prático apresentam uma aplicação satisfatória. (Silva Cardoso, 2011).

5.3.1. LELIEVRE E TABATABAEE (1981)

O trabalho desenvolvido por LeLievre e Tabatabaee (1981) visou o estudo do comportamento âncora-cabo de ancoragem, englobando as várias componentes que influenciam a penetração da mesma, providenciando com isto um método de análise para determinação da capacidade de retenção, incluindo as várias forças atuantes nos diferentes componentes de uma âncora. Ou seja, o que os autores pretenderam foi associar os resultados experimentais a uma solução analítica.

A metodologia apresentada pelos autores trata-se de uma processo iterativo, onde se assumem vários ângulos para a cunha de rotura, para diferentes posições e trajetórias ao longo do processo de penetração da âncora.

O modelo pensado e admitido por LeLievre e Tabatabaee (1981), assim como as forças actuantes, encontram-se esquematizadas na Figura 5.4.

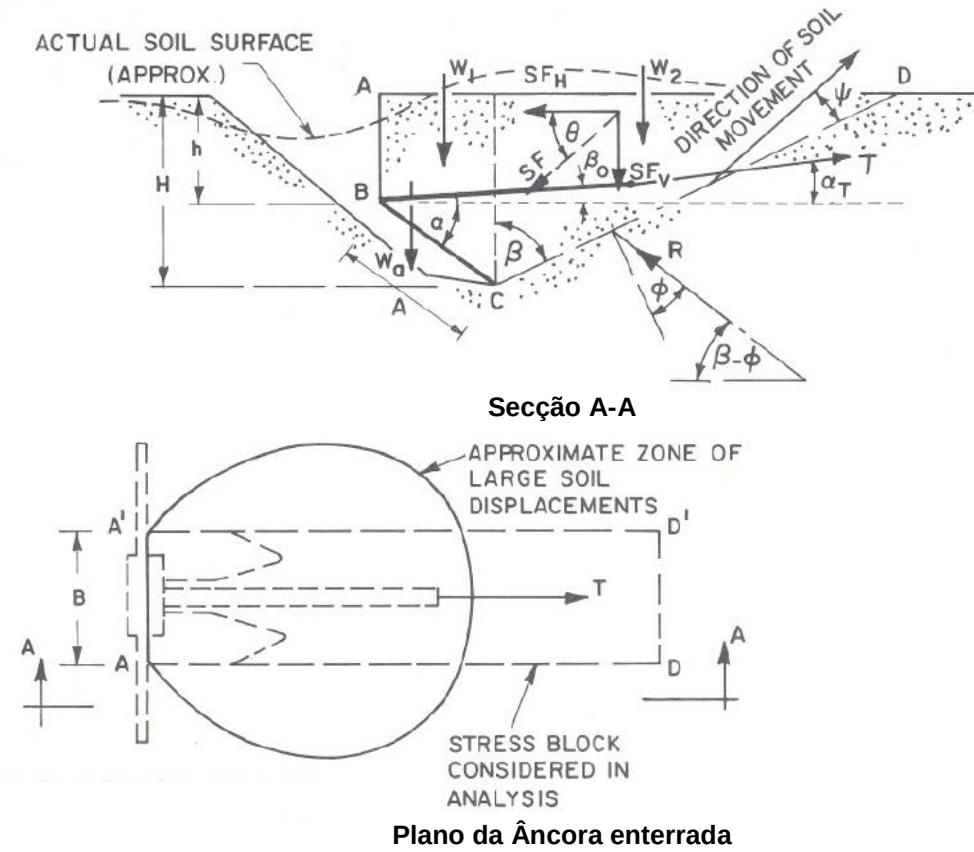


Figura 5.4 - Fatia do Solo usada na análise (LeLievre e Tabatabaee, 1981)

As forças W_1 e W_2 correspondem ao peso do solo sobre o *fluke* e ao plano de rotura, respectivamente. Uma das simplificações admitidas por LeLievre e Tabatabaee diz respeito à área efetiva do *fluke* que foi aproximada a um retângulo, com área $A \times B$ (ver geometria na Figura 5.4). Para além disto, e como seria de esperar, o peso do solo que atua na âncora vai depender da sua posição (h, H, β_0), assim como do ângulo entre o *fluke* e o *shank* (α). Como o ângulo β corresponde à inclinação que o plano de rotura faz com a vertical, então será o parâmetro a variar neste processo.

$$W_1 = AB\gamma \cos(\alpha - \beta_0) [h + 0.5A \times \sin(\alpha - \beta_0)] \quad (5.3)$$

$$W_2 = 0.5H^2B\gamma \tan(\beta) \quad (5.4)$$

O ângulo β_0 corresponde à inclinação que o *shank* faz com a horizontal, h é a profundidade a que o *fluke* se encontra enterrado e H é a profundidade da ponta do *fluke*.

Depois de se proceder ao cálculo das forças anteriores, determina-se o atrito lateral (SF). Conforme se encontra esquematizado na figura 5.4, o atrito lateral tem a direção contrária ao movimento do solo e tem uma inclinação de $\theta = 90^\circ - \beta + \psi$ com a horizontal. O ângulo ψ é o ângulo da direção do movimento da massa de solo mobilizada.

$$SF = \gamma K_s \tan(\phi') \cos(\alpha - \beta_0) [Ah^2 + A^2 \sin(\alpha - \beta_0)(h + 0.33A \sin(\alpha - \beta_0)) + \frac{0.33H^3 \tan(\beta)}{\cos(\alpha - \beta_0)}] \quad (5.5)$$

$$SF_H = SF \cos \theta \quad (5.6)$$

$$SF_V = SF \sin \theta \quad (5.7)$$

Um parâmetro que os autores tiveram em conta foi o coeficiente de impulso (K_s). Este depende das condições em que se encontra a massa de solo envolvida, apresentando-se também como um parâmetro bastante discutível. O coeficiente não é mais do que a relação entre as tensões horizontais e as tensões verticais presentes na massa de solo envolta à âncora ($K_s = \sigma'_H / \sigma'_V$). Este coeficiente é de extrema importância uma vez que está relacionado com o tipo de tensões criadas devido ao movimento da âncora. Contudo, a sua discussão será deixada para o Capítulo 6. Nos estudos efetuados pelos autores este coeficiente variou entre 0,5 e 1,0.

O valor que o ângulo ψ pode tomar também é discutível. Relativamente a este ângulo os autores apresentam uma análise bastante interessante.

Vejamos na figura 5.5 o tanque utilizado nos testes de penetração de uma âncora de arraste de modelo D-19.

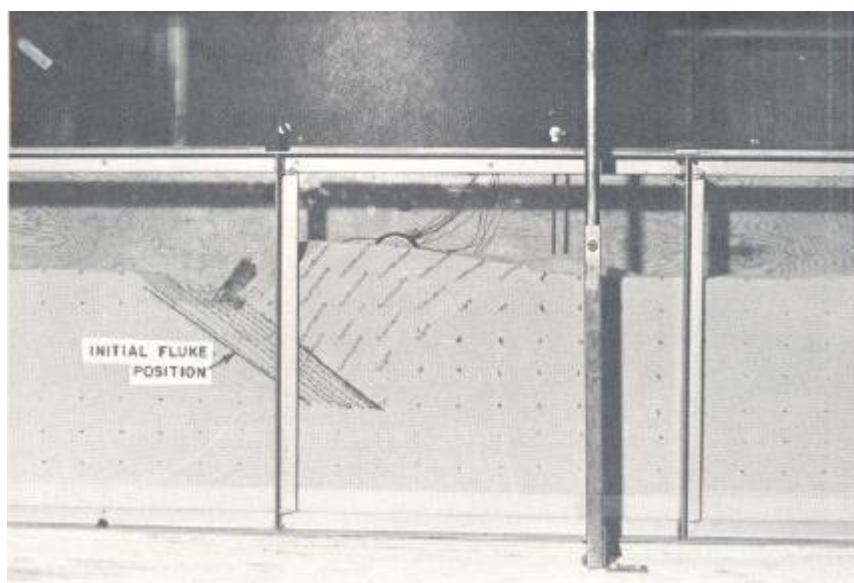


Figura 5.5 – Tanque de testes da âncora D-19 (LeLievre e Tabatabaee, 1981)

Ao se interpretarem os padrões de movimento de um solo não coesivo num estado de equilíbrio, conforme o que se encontra representado na Figura 5.5, a direção do movimento das partículas num determinado ponto não costuma coincidir com a direção da superfície de rotura ou da tensão característica deduzida a partir de condições de tensão de rotura. Segundo os trabalhos de Poorooshansb *et al* (1967) desenvolvidos para alguns casos (Figura 5.6): (i) a tensão característica faz um ângulo de $\pm(45 - \phi'/2)$ com a direção da tensão principal; (ii) é a velocidade característica que faz um ângulo de $\pm(45 - \nu'/2)$ com a direção da tensão principal (respeitando as notações dos autores, ν' é o ângulo de dilatância do solo); (iii) o movimento de partículas dos solos ocorre num ângulo de ν com a velocidade característica.

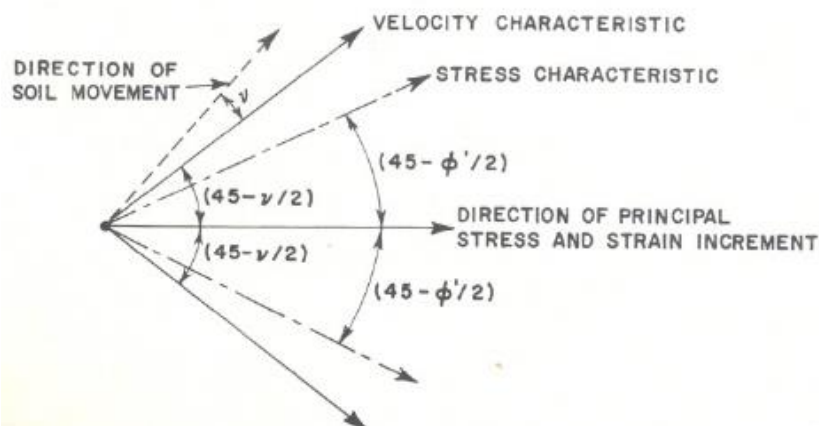


Figura 5.6 – Direções relativas à tensão e velocidade características num ponto.

Como consequência, LeLievre e Tabatabaee (1981) assumiram que o ângulo do movimento do solo é de $\psi = 0.5(\phi' + \nu)$.

Tratando-se de uma análise de equilíbrio estático os autores consideraram os seguintes diagramas de forças (Figura 5.7).

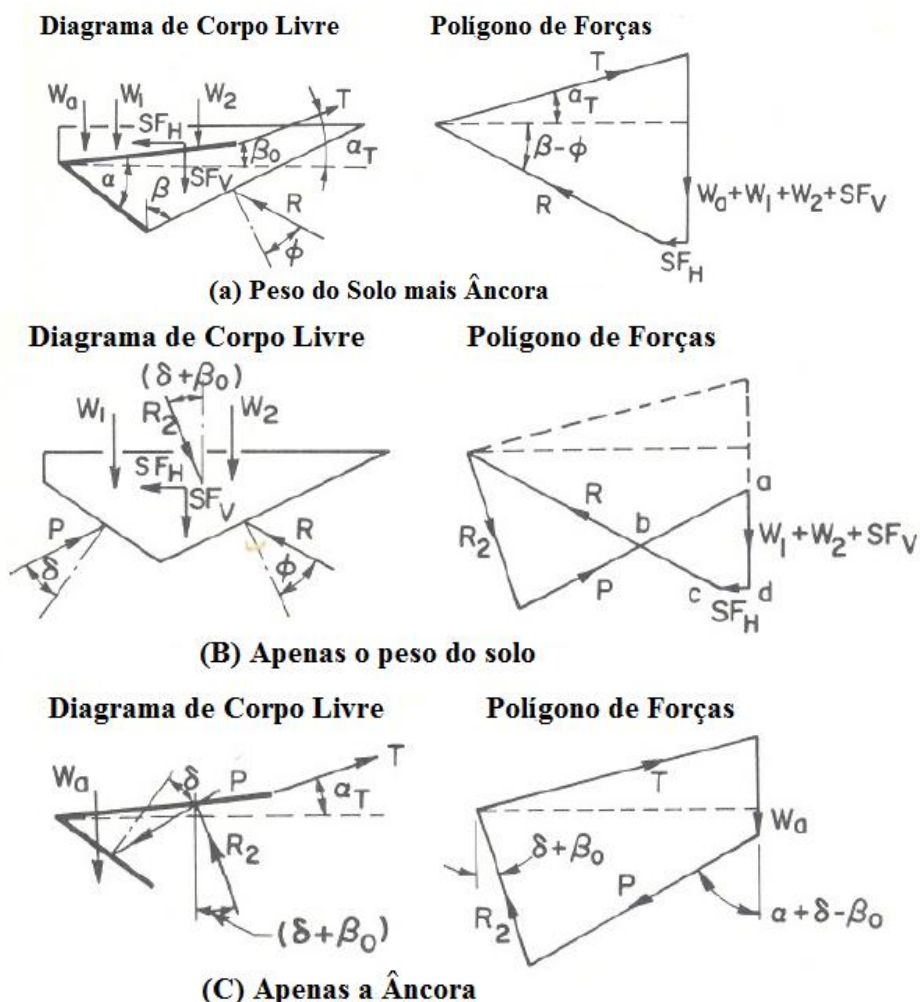


Figura 5.7 - Diagramas de Corpo Livre e Polígono de Forças (1981).

Pela análise da figura 5.7 (a), pode-se assim, por equilíbrio de forças, determinar a força aplicada no cabo da âncora, admitindo-se que esta faz um ângulo de α_T com a horizontal, e mais uma vez, entrando com a profundidade a que a âncora se encontra.

$$T = \frac{[(W_a + W_1 + W_2) \cos(\beta - \phi) + SF \cos(\phi - \psi)]}{\sin(\beta + \alpha_T - \phi)} \quad (5.8)$$

Contudo, deve-se notar que quando a âncora se encontra em condição de limite, o equilíbrio das forças descendentes é mantido apenas pelas componentes ascendentes das forças T e R , dado que se consideraram que as forças atuantes nas pontas do *fluke* são insignificantes. A figura 5.7 (b) mostra que a força R_2 (Força do *shank*) é transmitida para o plano de rotura, e portanto a sua intensidade serve para aumentar a força de corte no plano de rotura:

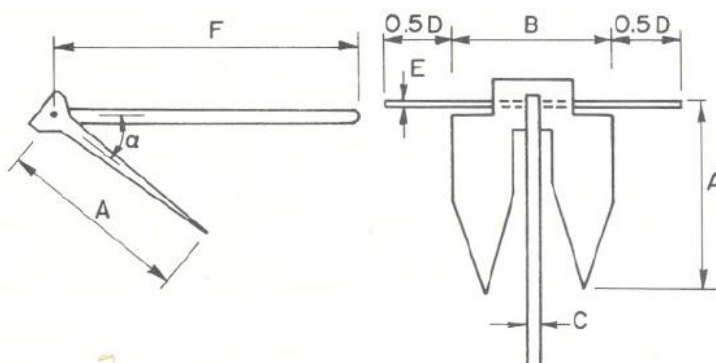
$$R_2 = \frac{T \cos(\alpha + \delta + \alpha_T - \beta_0) + W_a \sin(\alpha + \delta - \beta_0)}{\sin(\alpha + 2\delta)} \quad (5.9)$$

em que δ é o ângulo de atrito de interface solo/âncora. O valor adotado pelos autores variou entre 23.6° e 24.5° . Nestes ensaios, o *shank* foi incorporado com células de pequena carga (“*smalload*”), medindo-se assim as cargas totais normais e tangenciais do solo actuantes neste elemento.

A figura 5.7 (C) permite, por último, determinar a força P (Força Resultante do *fluke*).

$$P = \frac{T \cos(\beta_0 - \alpha_T + \delta) - W_a \sin(\beta_0 + \delta)}{\sin(\alpha + 2\delta)} \quad (5.10)$$

Este trabalho consistiu na elaboração de ensaios laboratoriais, confrontando posteriormente os resultados finais com a metodologia analítica. Estes ensaios consistiam em testar o mesmo tipo de âncora (Figura 5.8), mas para diferentes geometrias, num tanque transparente preenchido com areia, por forma a se conseguir analisar com maior pormenor determinados aspectos relacionados com o comportamento da âncora de difícil análise em metodologias teóricas.



Tipo de Âncora	Wt. (kN)	α deg	Dimensões (mm)						Área Aprox. Shank (m ²)	Área do Stock (m ²)
			A	B	C (AVE)	D	E (AVE)	F		
D-19	0.085	36	305	204	19	202	19	574	0.011	0.0038
D-12H	0.048	32	387	229	10	318	12	660	0.0066	0.0038
D-2500	11.1	40	1353	927	90	1207	102	2489	0.2238	0.1231
D-5000	22.2	40	1702	1148	110	1557	124	3129	0.3436	0.1931
D-30,000	133.4	30	3175	2045	226	2718	241	5842	1.320	0.6550
S-12,000	53.4	34	2740	1740	178	3251	177	5004	0.8897	0.3706

Figura 5.8- Geometria e dimensões da Âncora utilizada por LeLievre e Tabatabaee (1981).

Pelos objetivos da presente dissertação, não se abordam todos os resultados obtidos dos vários ensaios laboratoriais. Assim resumem-se apenas as conclusões finais que vão de encontro com os objetivos estabelecidos, reforçando posteriormente algumas análises e possíveis conclusões. As conclusões tecidas pelos dois autores foram as seguintes:

- Os parâmetros K_s , ϕ' e ψ foram variados e percebeu-se que apesar desta variação, o valor da força de retenção última (UHC) não é muito díspar do valor calculado analiticamente.
- Foram estudadas diferentes dimensões da mesma âncora, e denotou-se que a âncora D-12, mais leve e com uma área de *fluke* cerca de 40 % maior que da âncora D-19, tem um desempenho superior devido à sua proporção de área de *fluke*.
- A força R_{2v} medida pelos ensaios experimentais apresenta alguma diferença com os resultados calculados analiticamente. Os autores não conseguiram obter uma justificação plausível para tal, referindo apenas a importância de se efetuarem mais ensaios para se conseguir chegar a alguma conclusão.

5.3.2. NEUBECKER E RANDOLPH (1996)

Para além das limitações apontadas por LeLievre e Tabatabaee (1981) à metodologia por si desenvolvida, Neubecker e Randolph (1996) também estudaram este assunto chegando a algumas conclusões interessantes.

Após reflexão sobre este trabalho, os últimos autores efetuaram algumas alterações, propondo deste modo um método de equilíbrio estático, baseado nos pressupostos da metodologia de LeLievre e Tabatabaee (1981), mas incorporando um modo de rotura mais realista. Apesar deste método fornecer boas previsões da capacidade de retenção das âncoras em areias para uma determinada profundidade de penetração, Neubecker e Randolph (1996) defendem que este procedimento analítico não é o mais indicado para se efetuar uma previsão da tensão na âncora numa fase pré-final, não incorporando assim a capacidade real.

Segundo os mesmos autores, a importância do estudo da capacidade envolvida na âncora na sua fase pré-final é determinante para o bom o comportamento da mesma, e por conseguinte a determinação da UHC.

Assim, a metodologia que se segue tem o fim de analisar o comportamento de âncoras de arraste, enterradas em areia, para várias fases de penetração.

Em boa verdade, aquilo que se pretende analisar nesta tese é a UHC da âncora e portanto a aplicação da metodologia de Neubecker e Randolph pode ser discutível. Porém, a autora considera que a sua utilização pode ser produtiva para este trabalho, uma vez inclui diferentes aspetos comparativamente com o procedimento de LeLievre e Tabatabaee (1981).

Uma das alterações à teoria anterior relaciona-se com a capacidade de deslizamento do *shank* (F_s). Segundo estes autores, tendo em consideração o trabalho desenvolvido por Carchedi (1981), indicam que a força sobre o *shank* é dependente da sua forma e tamanho, e portanto esta força deve ser calculada tendo em consideração a capacidade de deslizamento do *shank* (influência da área de contato/deslizamento). Desta forma:

$$F_s = A_s \times \gamma \times d_s \times N_{qs} \quad (5.11)$$

em que A_s é a área do *shank*, d_s é a profundidade média do *shank* e N_{qs} é o fator da capacidade de carga do *shank*; este último fator incorpora o tamanho e a forma do *shank*, bem como o ângulo de atrito do solo. Na expressão 5.11, à luz da formulação da capacidade de carga de

fundações diretas, a parcela do peso próprio ($1/2b\gamma N_\gamma$) foi desprezada uma vez que a sua contribuição é reduzida, e em parte porque o termo N_{qs} tende a sobrestimar a resistência do *shank* (assunto a ser discutido mais à frente).

Uma das diferenças desta teoria é que inclui a força atuante na parte posterior (atrás) do *fluke* (F_{fb}) (Figura 5.12). Esta força não é só expectável teoricamente, mas também a partir da constatação experimental em que a parte de trás do *fluke* foi observada no encastramento inicial. Esta força é assim a variável que satisfaz o equilíbrio vertical em vez da Força do *shank* (F_s). Situação não abordada por LeLievre e Tabatabaee (1981) (Neubecker e Randolph, 1996).

Outro aspeto a ter em atenção prende-se com a força de equilíbrio da âncora, e consequentemente a inclinação do cabo de amarração (θ_a). Este ângulo é função da resistência do solo do cabo de amarração, da profundidade da âncora e da tensão no cabo. Gault e Cox (1974) e Vivatri *et al* (1982) desenvolveram trabalhos numéricos para se determinar este ângulo, mas Randolph e Neubecker (1995) eliminaram esta possibilidade, introduzindo a seguinte expressão:

$$T_a \theta_a^2 = 2D\bar{Q} \quad (5.12)$$

em que D é a profundidade a que se encontra o ilhós (“*pad-eye*”) da âncora, $\bar{Q}$ é a resistência média de deslizamento (por unidade de comprimento do cabo) sobre a profundidade, e T_a é a tensão no cabo da âncora no *pad-eye*. A influência do cabo de amarração já foi discutida no Capítulo 3, e uma vez que este assunto não será abordado com maior pormenor, a expressão anterior não será aplicada neste trabalho.

Uma das diferenças na abordagem de Randolph e Neubecker (1996) prende-se com o modo de rotura; enquanto que o modo de rotura admitido por LeLievre e Tabatabaee (1981) é bidimensional, nesta metodologia o modo de rotura já é tridimensional. Foi reconhecido pelos últimos autores que o seu modelo bidimensional da cunha de rotura é uma representação idealizada da situação real.

Veja-se antes de mais, os modelos de rotura desenvolvidos para superfícies planas. Como apresentado na Figura 5.9, Majer (1985) considerou planos verticais de rotura, mas Vermeer e Sutjiadi (1985) consideraram uma superfície de rotura em linha reta com inclinação do ângulo de dilatância em relação à vertical (ou em direção ao movimento do solo) (Neubecker e Randolph, 1996).

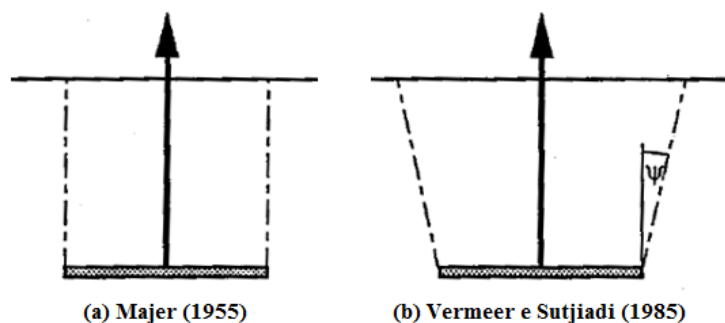


Figura 5.9 - Superfícies de deslizamento de placas planas (Neubecker e Randolph, 1996)

Portanto, facilmente se percebe que os planos verticais de rotura e o cálculo do atrito lateral segundo Majer (1955) são diretamente análogos ao modelo bidimensional aplicado às âncoras de arraste segundo LeLievre and Tabatabaee (1981).

Porém, Dickin (1988) apresentou uma visão geral sobre alguns dos vários métodos que têm sido desenvolvidos para avaliar a resistência de arranque de uma placa plana, tecendo assim algumas conclusões: o modelo simples de Majer (1955) subestima a capacidade de arranque, enquanto que o modelo de Vermeer e Sutjiadi (1985) consegue fazer previsões mais positivas comparativamente com as observações.

O modelo de Vermeer e Sutjiadi pode assim ser incorporado num problema de uma âncora de arraste com relativa facilidade, tal como ilustrado esquematicamente na Figura 5.10.

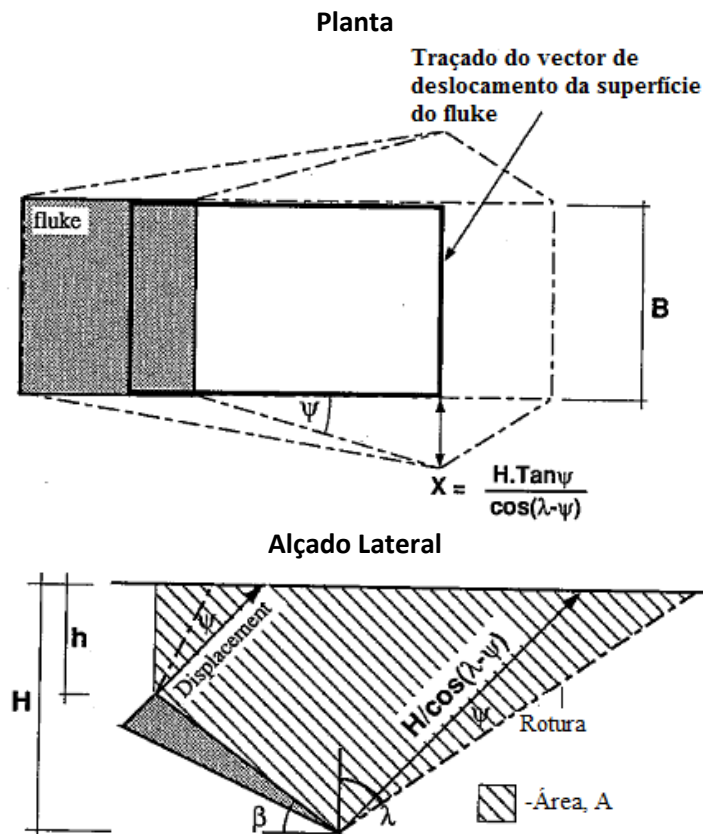


Figura 5.10 - Proposta tridimensional da cunha de rotura (Neubecker e Randolph, 1996)

Esta cunha de rotura tridimensional do solo é ainda um modo de rotura idealizado para o solo.

O primeiro passo para se calcular o volume do solo a ser mobilizado, tendo em conta a cunha de rotura tridimensional, consiste em calcular a área da secção transversal da cunha mostrada na Figura 5.10 (Alçado Lateral). Assim, a área A pode ser determinada através da expressão:

$$A = \frac{H^2 - h^2}{2 \tan \beta} + \frac{H^2 \tan \lambda}{2} \quad (5.13)$$

onde H é a profundidade da ponta do fluke, h é a profundidade da parte posterior (atrás) do fluke, β é a inclinação do fluke e λ é o ângulo da cunha de rotura. A simplificação é feita com base no cálculo da área da seção transversal A , em que a superfície de deslizamento vertical assumida é a área por de trás da cunha, em vez da seção inclinada. Isto tem um efeito menor sobre o equilíbrio de forças nas baixas pressões ativas envolvidas. No entanto, nenhuma força de corte é assumida através desta superfície e como tal, a massa de solo adicional incluída por esta simplificação idealizada, acaba por compensar a força de corte, que é negligenciada na superfície de rotura realista.

A extensão lateral da cunha de rotura (X), necessária para os cálculos envolvidos, pode ser determinada a partir de geometria simples (Figura 5.10 -Alçado Lateral), sendo assim expressa:

$$X = \frac{H \tan \psi}{\cos(\lambda - \psi)} \quad (5.14)$$

em que ψ é o ângulo de dilatância do solo.

Então, o volume total, e consequentemente, a massa de solo mobilizada pode ser calculada usando-se uma aproximação piramidal para os lados da cunha. Considerando-se que o volume de uma pirâmide com qualquer polígono de base é simplesmente a área da base multiplicada por um terço da altura perpendicular, a massa de solo mobilizada (W_s) pode ser determinada:

$$W_s = A \left(\gamma B + \frac{2}{3} \gamma X \right) \quad (5.15)$$

Este peso da cunha de rotura tridimensional, conforme a figura 5.10, pode ser usado para cálculos envolvidos em equilíbrio limite. O atrito lateral (SF), também considerado nas equações de equilíbrio limite de Vermeer e Sutjiadi (1985), ao ser substituído por $D = (H + h)/2$, pela profundidade média do *fluke* e sendo L o comprimento do *fluke*, poderá ser expresso:

$$SF = \frac{\gamma L (H + h)^2 (\sin \phi' - \sin \psi)}{4 \cos \psi (1 - \sin \phi' \sin \psi)} \quad (5.16)$$

em que ϕ' é o ângulo de atrito do solo.

Os resultados de um estudo efetuado para se analisarem as diferenças que se obtêm ao incluir um mecanismo em três dimensões, e com o respectivo atrito lateral, em contraste com a cunha de rotura simplificada bidimensional, são mostrados na Figura 5.11.

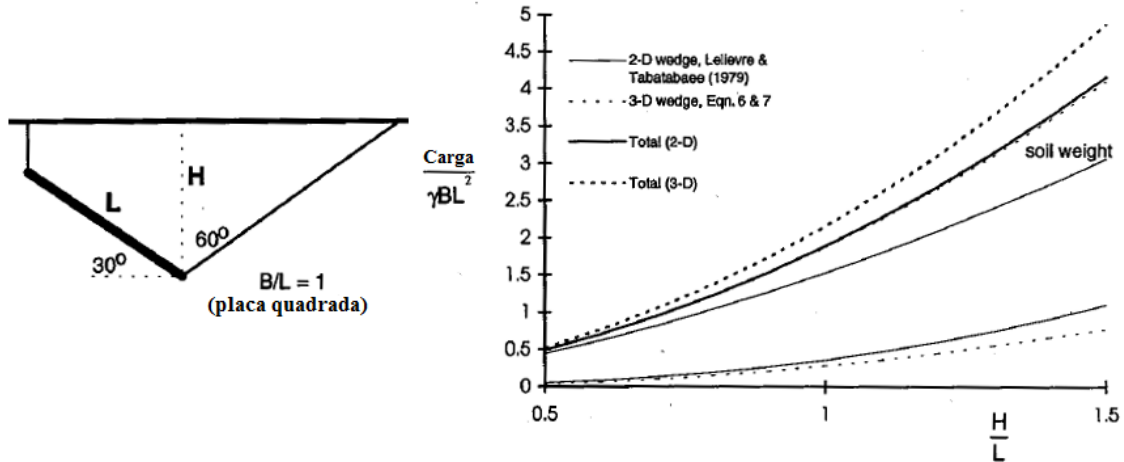


Figura 5.11 - Comparação do Peso do Solo e do Atrito Lateral para a cunha de Rotura 2D e 3D (Neubecker e Randolph, 1996)

O valor admitido de β é de 30° , o ângulo da cunha de rotura é de $\lambda = 60^\circ$, o ângulo de atrito de $\phi' = 40^\circ$ e um ângulo de dilatância de $\psi = 13^\circ$.

Como esperado, os resultados do modo em 3D indicam um maior valor do peso de solo mobilizado e menor atrito lateral, quando comparado com o método de deformação plana de LeLievre e Tabatabaee (1979). Outro aspecto de interesse é o fato da soma das duas componentes da resistência do solo ser mais realista no modelo 3D, estando assim de acordo com as observações de Dickin (1988).

As Figura 5.12 e 5.13 ilustram o diagrama de corpo livre e o polígono de forças, respectivamente, do novo procedimento de cálculo da *UHC* da âncora. Comparando a figura 5.12 com a Figura 5.4 (Secção A-A), nota-se logo a diferença da inclusão da força posterior do *fluke*.

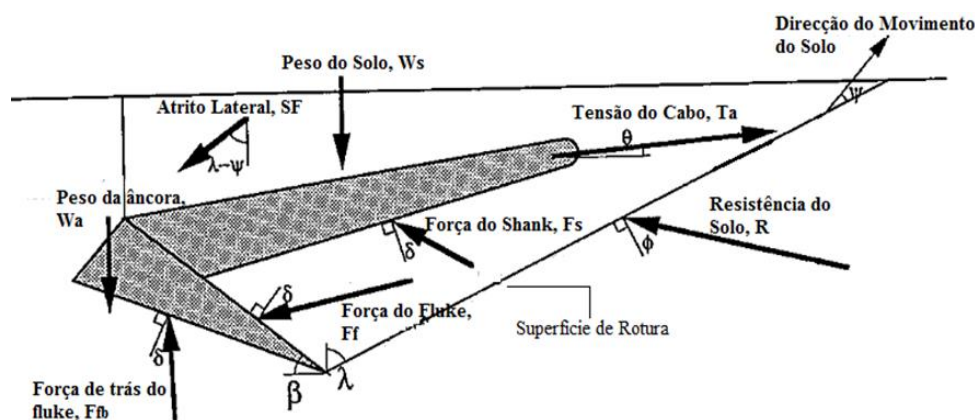


Figura 5.12 - Esquema de modo de rotura 3D (Neubecker e Randolph, 1996)

Este procedimento inicia-se pela análise de equilíbrio de forças da Figura 4.13 (b); calculando-se a massa de solo mobilizada W_s pela equação 5.15, e a o atrito lateral SF pela equação 5.16. De seguida procede-se ao cálculo da força F_s , através da equação 5.11. Assim, existem apenas duas forças desconhecidas que atuam sobre a cunha de rotura, por forma a permitirem o equilíbrio horizontal e vertical do sistema: a força do *fluke* F_f e a Reação do Solo R (Figura 5.13 (b)).

Por último, resolve-se todo o sistema, recorrendo-se à Figura 5.12 (c), de onde se retiram a tensão do cabo T_a e a força de trás do *fluke* F_{fb} .

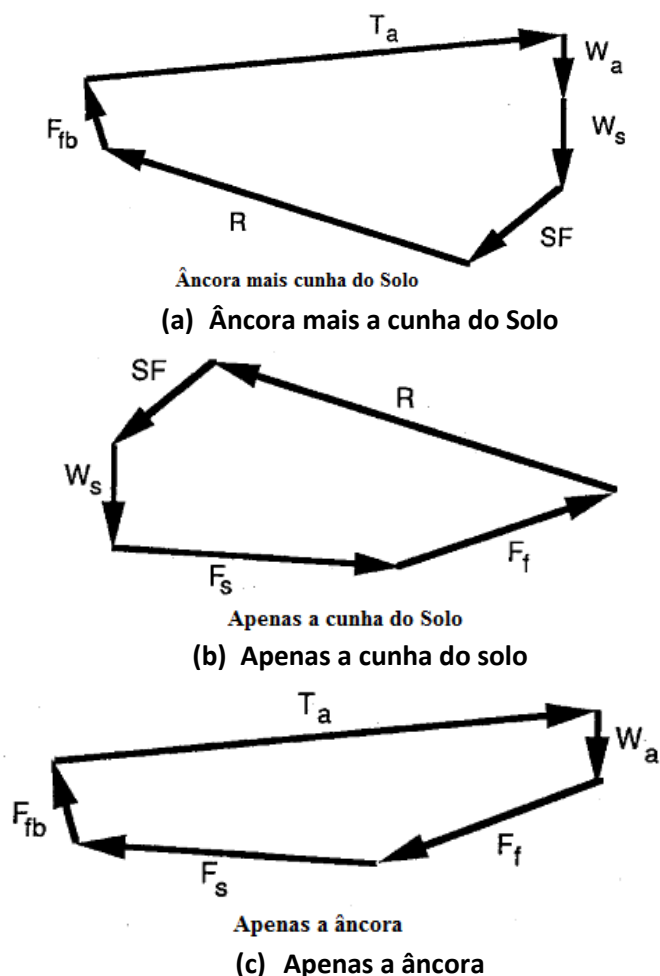


Figura 5.13 - Polígonos das forças segundo (Neubecker e Randolph, 1996).

Considera-se que o ângulo que a Tensão aplicada na âncora faz com a horizontal tem uma inclinação Θ .

Todo este processo de determinação da Capacidade de Retenção Última (UHC) de uma âncora de arraste em areias é iterativo, finalizando-se assim quando esta força for mínima.

Os autores ainda realizaram ensaios em protótipo com âncoras do mesmo tipo, mas com diferentes dimensões. Um dos aspetos que foi estudado, e de interesse para este trabalho, diz respeito ao ângulo de atrito de interface (δ). Os resultados obtidos pelos autores encontram-se ilustrados na figura 5.14.

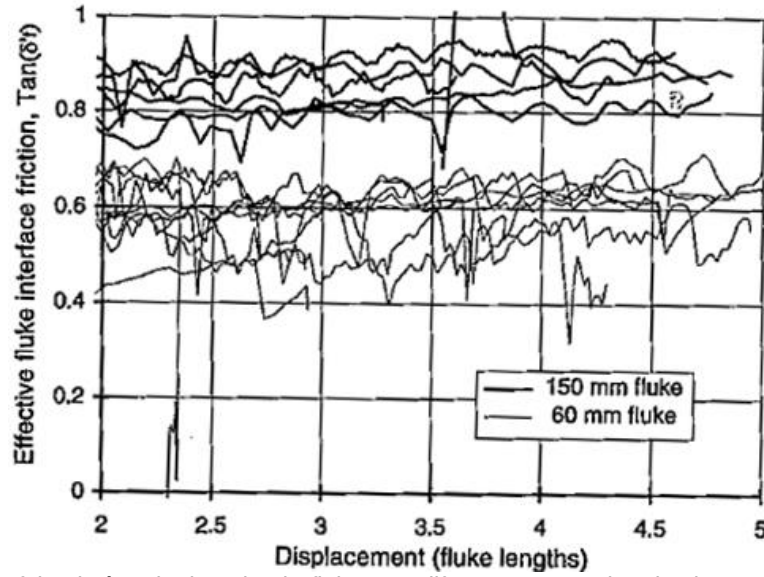


Figura 5.14 – Efeito do ângulo de atrito do *fluke* para diferentes testes (Neubecker e Randolph, 1996).

Como se pode verificar, para a situação em que a âncora contém um *fluke* de 60 mm, o ângulo de atrito de interface do *fluke* (no gráfico encontra-se representado por $\tan(\delta'_F)$) é significativamente inferior comparado com a outra âncora. O valor típico do ângulo de atrito de interface é de cerca 33° para um *fluke* de 60 mm, e de 40° para um *fluke* de 150 mm. Estes valores são ambos muito diferentes do valor sugerido inicialmente, que rondava os 12° . Ora, com isto consegue-se demonstrar a importância da força F_{fb} , já que esta força depende deste ângulo.

Esta diferença de valores deve-se também ao rácio da área do *shank* com a área do *fluke*. A resistência à penetração do *shank* é por isso desproporcionalmente reduzida, comparada com a força do *fluke*, para um *fluke* de 150 mm. Assim, para se manter o equilíbrio vertical, é necessária uma força adicional ascendente, que deve ser fornecida para qualquer força na parte de trás do *fluke* ou para a força na ponta do *fluke*. Para além disto, a força que atua sobre o *fluke* aumenta com δ , explicando assim os resultados experimentais.

A expressão teórica do ângulo de atrito de interface para âncoras totalmente rugosas é dada por (H. Liu *et al*, 2010; Davis, 1968):

$$\tan(\delta_K) = \frac{\cos(\psi) \sin(\phi)}{1 - \sin(\psi) \sin(\phi)} \quad (5.17)$$

sendo que δ está entre zero e δ_K .

Lambe e Whitman (1979) recomendam que se a interface entre a estrutura e a areia é muito lisa, o ângulo δ será provavelmente muito próximo do ângulo de atrito da areia. Para areias muito secas será de $\tan \delta = 0.12 - 0.14$, para areias saturadas, $\tan \delta = 0.45 - 0.77$. Se a superfície é totalmente rugosa, então o ângulo aproximar-se-á do ângulo de atrito residual da areia (H. Liu *et al*, 2010; Lambe e Whitman, 1979).

Os dois autores ainda efetuaram outros testes laboratoriais, confrontando assim estes resultados com os valores teóricos. Foram adotados vários valores para os diferentes parâmetros, e os resultados finais apresentam-se nas Figuras 5.15, 5.16 e 5.17.

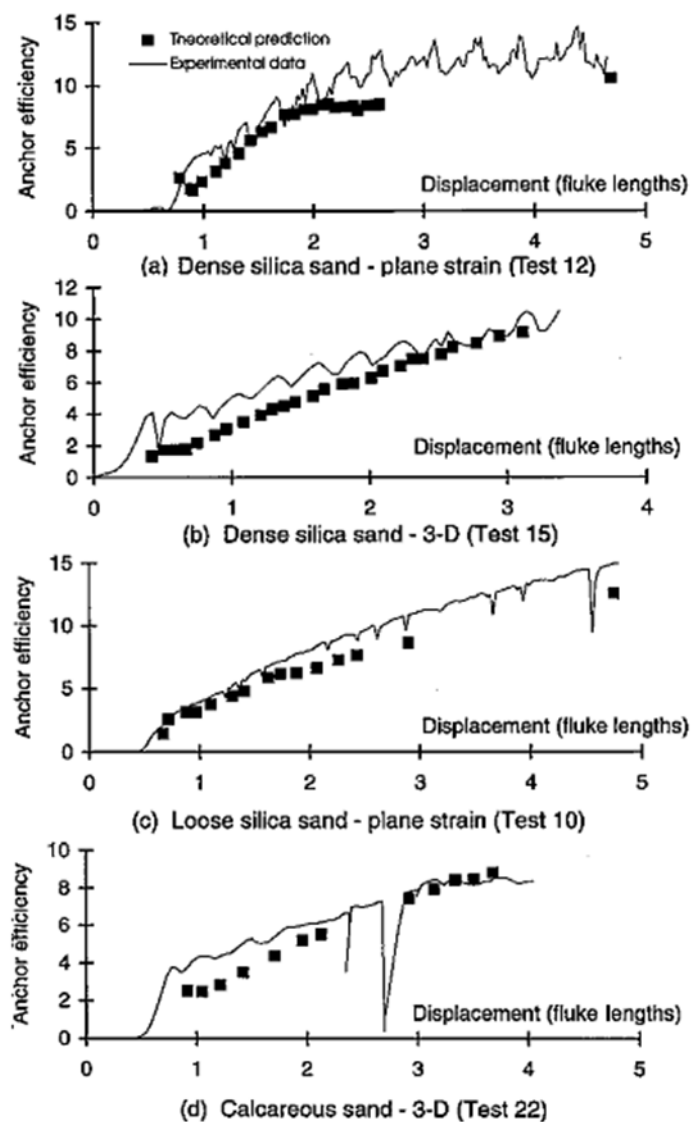


Figura 5.15 - Comparação teórica para uma âncora simples de 60 mm.

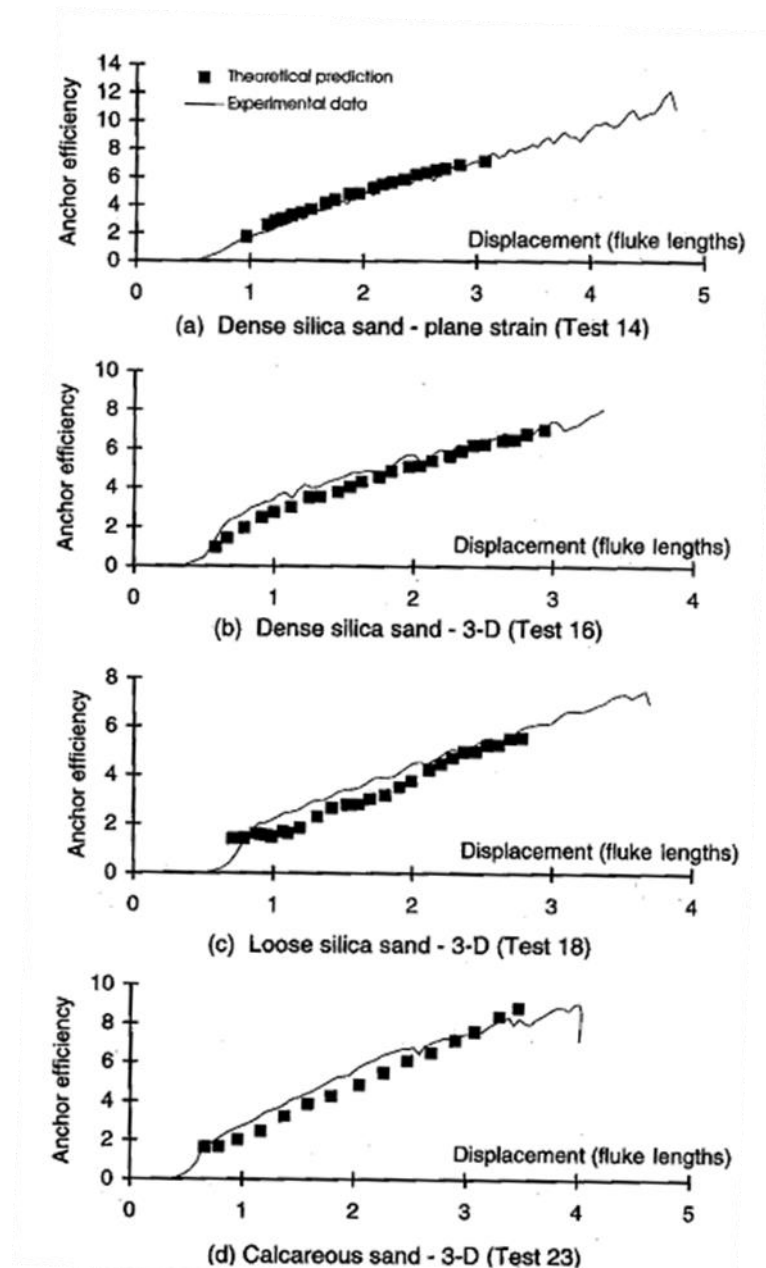


Figura 5.16 - Comparação teórica para uma âncora simples de 150 mm.

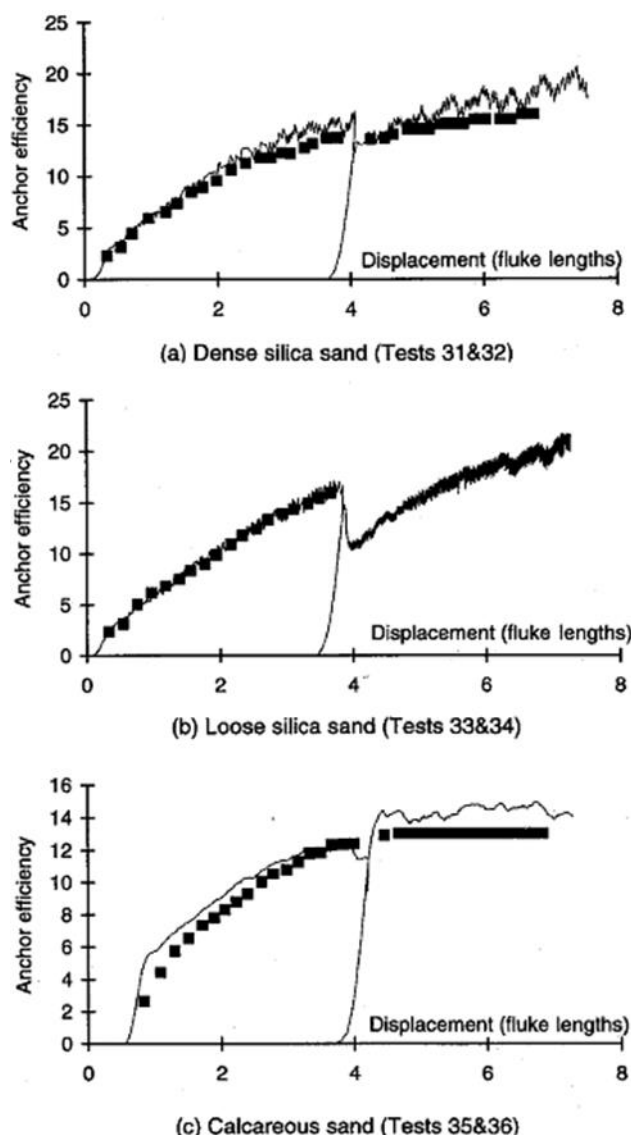


Figura 5.17 - Comparação teórica para uma âncora com modelo comercial.

Na âncora simples de 150 mm, verifica-se que existe uma concordância entre a solução estática e os dados experimentais. De notar, contudo, que para o modo de deformação plana, na Figura 5.16 (a) e (c), as previsões teóricas tendem a estimar curvas mais superficiais comparados com os outros testes. O inverso também se observa para modelos 3D onde a curva é ligeiramente mais acentuada. Esta discrepância pode-se dever ao volume de solo lateral, ao factor de deslizamento do *Shank* ou ao atrito lateral, uma vez que são os únicos parâmetros que são afetados pelos regimes dos testes.

Relativamente à âncora simples de 60 mm, de uma forma geral, os resultados apresentam-se semelhantes comparados com a âncora de 150 mm, mas o grau de correspondência é melhor no caso de 60 mm de deformação plana, possivelmente devido à reduzida contribuição do atrito lateral nos testes de deformação plana e do volume de solo lateral no teste em 3D.

No que respeita ao modelo comercial, os autores afirmam que existe uma boa concordância entre a solução de equilíbrio limite e a solução experimental. Aproveitando os resultados obtidos, os mesmos autores aproveitam para tecer alguns comentários referentes ao fator N_{qs} . Os valores de N_{qs} considerados para a âncora comercial num solo silicioso compacto e uma

areia calcária foi de 31, e de 25 em areia siliciosa solta. Estes valores podem, contudo, ser inferiores aos encontrados para a situação de estado plano de deformação, também ela estudada, devido à natureza simplificada do dispositivo de ancoragem. Com isto, é sugerido pelos autores que sejam feitos ensaios que incluam a instrumentação extensiva da âncora para que se possa confirmar a magnitude das forças que atuam sobre os vários elementos.

Para finalizar, Neubecker e Randolph (1996) salientam que a alteração efetuada à solução inicialmente existente é particularmente importante em penetrações superficiais, quando a capacidade de deslizamento limite do *Shank* é insuficiente para proporcionar o equilíbrio. Referem ainda que o equilíbrio limite por si só não é suficiente para se dar uma previsão consistente das capacidades da âncora e da sua orientação, e portanto devem, e podem ser aplicadas metodologias cinemáticas. Ainda alertam para a dificuldade na aplicação desta metodologia em sedimentos estratificados.

5.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA

Um solo é um sistema constituído por partículas e os espaços entre estas, designados por vazios, encontram-se geralmente ocupados por ar e/ou água. Assim, pode-se dizer que o solo é intrinsecamente um sistema de várias fases: sólida (esqueleto mineral) e fluída (fluido intersticial). Esta constituição tem consequências muito importantes nas características do comportamento num solo. Portanto, a forma como este reage a uma dada ação, a maneira como se deforma, que propriedades se alteram, entre outros aspetos, são alvo de estudo diário por parte dos geotécnicos.

Um dos grandes objetivos da geotecnia tem-se prendido com a interpretação de todas estas “dinâmicas” e comportamentos que o solo conhece, sempre na tentativa de traduzir todo esse conhecimento de uma forma mais clara e segura, e se possível numa linguagem matemática. Nem sempre os métodos analíticos têm resolução matemática, em particular perante complexas disposições geométricas, heterogeneidades dos materiais e leis de comportamento mecânico não lineares e inelásticas. Os métodos numéricos surgem assim na resolução destes problemas através de equações constitutivas que traduzem matematicamente os problemas, que especificamente na geotecnia se tornam problemas complexos.

Uma ferramenta numérica dá ao seu utilizador a possibilidade de criar as condições de tensão-deformação do solo, através da criação de um modelo constitutivo do solo, que à partida se deverá aproximar o melhor possível da curva tensão-deformação real do solo. Porém, a aplicação de um modelo constitutivo exige a determinação de uma panóplia de parâmetros de muitas vezes difícil obtenção, e muitas vezes, o que tem complicado a universalização de muitos destes modelos sem significado físico.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma das ferramentas numéricas mais utilizadas, uma vez que possibilita a simulação de variadíssimas condições geométricas e em particular bem adaptado aos problemas geotécnicos, bem como permite incorporar diferentes fases construtivas e modelos constitutivos diversos. Os pressupostos do MEF envolvem a resolução de um determinado problema recorrendo-se a aproximações baseadas no método dos deslocamentos, no método de equilíbrio e método misto. Assim, as principais incógnitas acabam por ser os deslocamentos e as tensões envolvidas.

Neste capítulo, proceder-se-á à modelação da âncora MK6 incorporada no leito marinho arenoso da Zona Piloto, incluindo todas as características possíveis do local: profundidade de penetração da âncora, características do solo, altura de água, condições fronteira.

O modelo adoptado para caraterizar o solo da Zona Piloto é o *Hardening Soil Model*, que se baseia em modelos constitutivos mais simplificados, como é o caso do modelo de Mohr-Coulomb e o modelo de Hiperbólico.

5.4.1. MODELOS CONSTITUTIVOS

5.4.1.1. Modelo Mohr-Coulomb

O Modelo Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, em que o solo tem um comportamento elástico linear até o carregamento atingir o ponto de cedência. A partir deste ponto, o solo tem um comportamento, segundo o modelo, perfeitamente elástico; nesta fase a rigidez é praticamente nula, sendo geradas deformações plásticas mesmo sem incrementos de tensão.

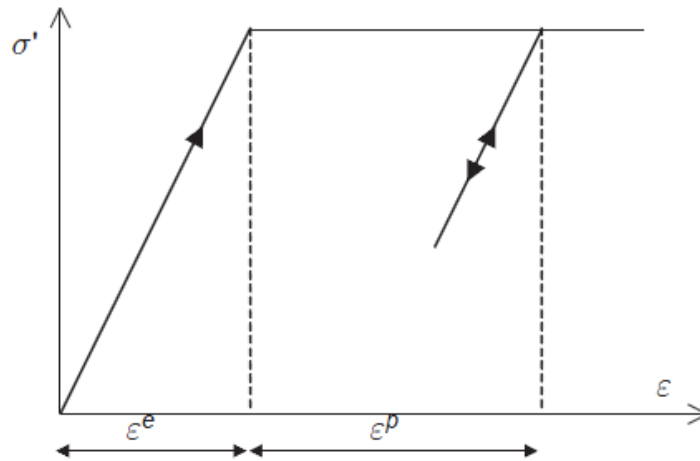


Figura 5.18 – Modelo Elástico perfeitamente Plástico (Plaxis Manual, 2010)

A lei de função de cedência coincide com a de rotura, sendo descrita através da seguinte expressão:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \times tg(\phi') \quad (5.18)$$

em que τ_f e σ'_f são a tensão tangencial e a tensão normal, respetivamente, e ambas na rotura. Estas tensões podem ser escritas em função das tensões principais máxima e mínima, conforme indicado nas expressões seguintes:

$$\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos(\phi') \quad (5.19)$$

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin(\phi') \quad (5.20)$$

Pela descrição efetuada a este modelo, percebe-se que para ser definido, necessita de dois parâmetros: a coesão (c') e o ângulo de atrito ou ângulo de resistência ao corte (ϕ'). No entanto, existem outros parâmetros necessários para se descrever a superfície de rotura: o ângulo de dilatância (ψ), os módulos de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

A dilatância permite definir, em conjunto com a coesão e o ângulo de atrito, a superfície de potencial plástico, modelando-se assim os incrementos de deformação plástica volumétrica positiva observados em solos densos.

Já os módulos de deformabilidade a adotar neste modelo requerem algum cuidado: em materiais em que o ramo linear elástico é extenso, pode-se utilizar o módulo de elasticidade tangente

inicial (E_{ti0}), assumindo como máximo E_0 por ser único. Todavia, uma vez que os geomateriais normalmente apresentam um comportamento não linear desde o início do carregamento, é mais razoável adotar-se um módulo secante a 50% da tensão de rotura (E_{50}) como parâmetro de deformabilidade (Figura 5.19).

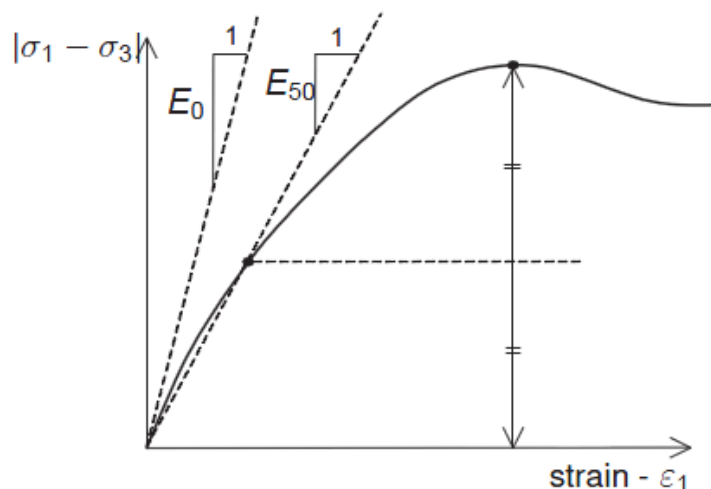


Figura 5.19 – Definição de E_{50} e E_0 em resultados de ensaios triaxiais convencionais (Plaxis Manual, 2010)

5.4.1.2. Modelo Hiperbólico

O Modelo Hiperbólico é um modelo elástico não linear, podendo ser traduzido o seu comportamento tensão-deformação através de uma lei hiperbólica do tipo:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad (5.21)$$

em que $\sigma_1 - \sigma_3$ representa a tensão de desvio, ε_a a deformação axial, e “a” e “b” são parâmetros constantes. Estes parâmetros podem ser calculados através da linearização da expressão anterior:

$$\frac{\varepsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon_a \quad (5.22)$$

Graficamente a expressão 5.21 pode ser representada da seguinte forma:

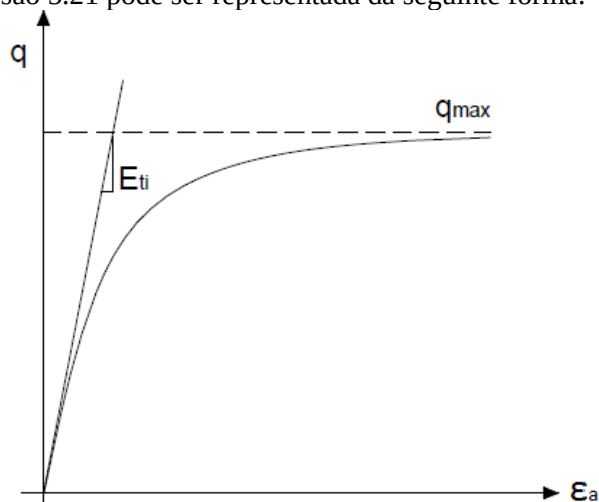


Figura 5.20 – Representação da Lei Hiperbólica formulada por Kondner e Zelasko (Rios e Silva, 2007 adaptado de Kondner e Zelasko, 1963)

em que q_{max} é a assíntota do gráfico e E_{ti} é a rigidez tangente inicial.

Assim, consegue-se perceber melhor qual o significado dos parâmetro “a” e “b” (Figura 5.21):

- “a” corresponde à ordenada na origem, ou seja, é o inverso do declive da curva tensão-deformação quando ε_a tende para zero, representando assim o inverso da rigidez tangente inicial do solo;
- “b” corresponde ao declive do gráfico, ou seja, é o inverso da tensão de desvio, de onde se constata que quando ε_a tende para infinito, $1/b$ representa a assíntota da curva de tensão-deformação q_{max} .

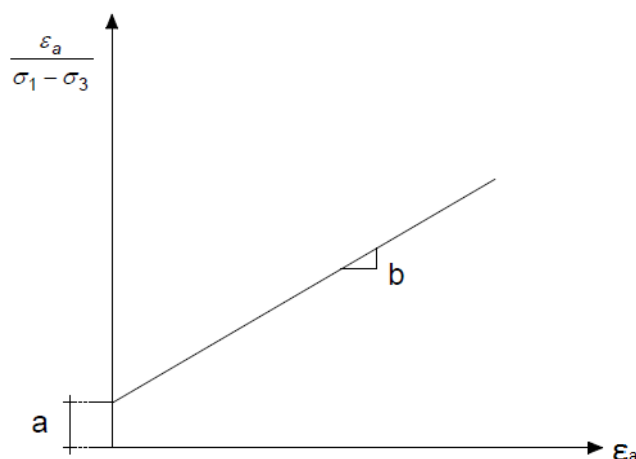


Figura 5.21 – Representação da Linearização da Lei Hiperbólica (Rios e Silva, 2007).

Os parâmetros E_{ti} e q_{max} podem ser determinados através da representação do ensaio triaxial num gráfico como anterior. Muitas vezes esta representação é de difícil obtenção, devido às irregularidades iniciais do ensaio ou à má qualidade da amostragem, e portanto devem-se analisar e ponderar os melhores ensaios, eliminando assim inconsistências.

Duncan e Chang (1970) aconselham um ajuste à reta de modo a que esta passe pelos pontos experimentais correspondentes a 70% e 95% da tensão de rotura. Estes autores recomendam até que se considerem apenas os resultados de 70 a 95% da resistência ao corte mobilizada, propondo mesmo que se utilizem somente estes dois pontos da curva de tensão-deformação obtida do ensaio. Se tal se pode aceitar para a modelação de problemas de solos moles ou soltos, como em aterros sobre argilas normalmente consolidadas ou contenções em solos arenosos recentes, tal simplificação tem manifestas limitações em materiais estruturais e sparolíticos (Viana da Fonseca, 1996).

Uma vez que a curva hiperbólica tende para q_{max} , pela formulação apresentada, teoricamente o ensaio nunca atingiria a rotura. Assim, definiu-se o parâmetro R_f , expresso da seguinte forma:

$$R_f = \frac{q_f}{q_{max}} \quad (5.23)$$

em que q_f é a tensão de desvio correspondente à rotura no ensaio triaxial e q_{max} o valor da tensão de desvio máxima dada pelo modelo.

Resumindo, neste modelo a superfície de rotura é expressa pelo critério de Mohr-Coulomb, onde se consideram os parâmetros de resistência c' e ϕ' , obtidos pela envolvente dos ensaios triaxiais realizados ao solo.

$$q_f = \frac{2c' \cos(\phi') + 2\sigma'_3 \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \quad (5.24)$$

Normalmente dispõem-se de ensaios realizados a partir de amostras consolidadas a diferentes tensões, aplicando-se portanto a metodologia anterior individualmente, obtendo-se os respetivos parâmetros: $E_{ti(k)}$, $q_{f(k)}$ e $R_{f(k)}$. Em regra, os valores de $R_{f(k)}$ costumam ser semelhantes entre si, e assim sendo, é usual utilizar-se um único valor que resulta da média de todos os ensaios.

Relativamente à deformabilidade (E), esta varia com a tensão de confinamento σ'_3 . Desta forma, Janbu (1963) propôs uma expressão empírica para relacionar estes dois parâmetros.

$$E_{ti} = k_{ti} P_a \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^{n_s} \quad (5.25)$$

onde k_{ti} e n_{ti} são parâmetros adicionais e P_a é a pressão atmosférica (100 kPa).

Aplicando-se logaritmos à expressão 5.25 esta transforma-se na 5.26.

$$\log \left(\frac{E_{ti}}{P_a} \right) = \log(k_{ti}) + n_{ti} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right) \quad (5.26)$$

O $\log(k_{ti})$ e n_{ti} são a ordenada na origem e a inclinação da recta que melhor se ajusta aos pontos definidos pelos pares de valores $[\log(\sigma'_3/P_a), \log(E_{ti}/P_a)]$, em que o E_{ti} é o inverso de “a”. Para ajustar a reta pode, por exemplo, utilizar o método dos mínimos quadrados (Figura 5.22).

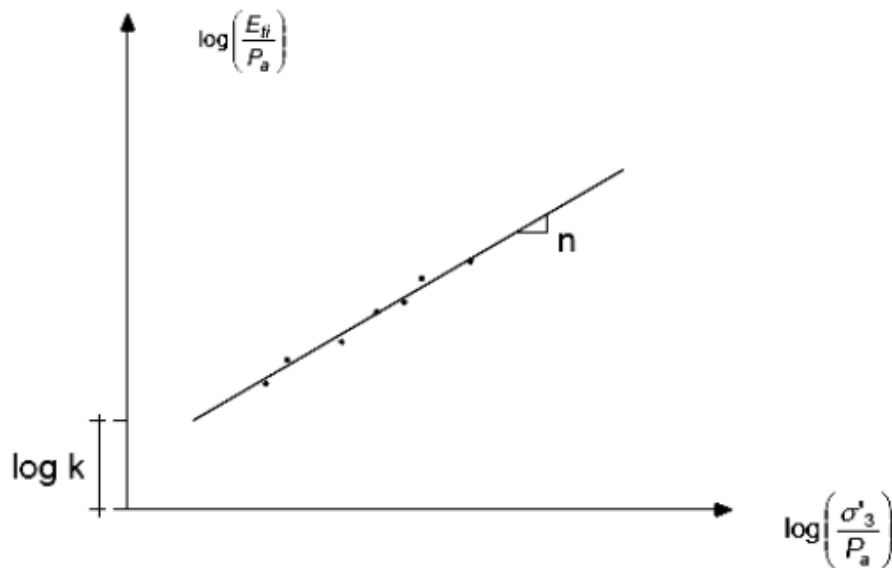


Figura 5.22 – Representação da Linearização da Lei Hiperbólica (Silva, 2011 adaptando de Rios e Silva, 2007).

5.4.1.3. Hardening Soil Model

O *Hardening Soil Model* é um modelo elasto-plástico que se traduz através do critério de rotura de Mohr-Coulomb e admite uma lei de tensão-deformação do tipo Hiperbólico (Modelo Hiperbólico).

No entanto, este modelo é mais avançado que os anteriores já que utiliza a Teoria da Plasticidade em vez da Teoria de Elasticidade: inclui a dilatação do solo e introduz uma superfície de cedência de contracção.

O Modelo *Hardening Soil* encontra-se disponível no programa Plaxis®, sendo aqui apresentado devido à sua aplicação nesta dissertação. Antes de se proceder à descrição deste modelo, apresentam-se no Quadro 5.1 todos os parâmetros que o permitem definir.

Quadro 5.1 – Parâmetros do *Hardening Soil Model*

Parâmetros			Unidades
Resistência	c'	Coesão	[kPa]
	ϕ'	Ângulo de Resistência ao Corte	[°]
	ψ	Ângulo de Dilatância	[°]
Rigidez	E_{50}^{ref}	Rigidez Secante de referência	[kPa]
	E_{ur}^{ref}	Rigidez de descarga e recarga de referência	[kPa]
	E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente em primeira carga	[kPa]
	m	Potência para a dependência da rigidez	[-]
Avançados	ν_{ur}	Coefficiente de Poisson em descarga e recarga (0,2)	[-]
	p^{ref}	Tensão de referência para a rigidez (100 KPa)	[kPa]
	K_0^{nc}	Coefficiente de impulso em repouso ($1 - \sin(\phi')$)	[-]
	R_f	Relação entre q_f e q_{max}	[-]

Vejamos então, de uma forma mais descritiva, as características que regem este modelo.

Para Ensaios Triaxiais convencionais, o Modelo *Hardening Soil* é expresso matematicamente:

$$\varepsilon_a = \frac{1}{E_i} \times \frac{q}{1 - \frac{q}{q_{max}}} \text{ Para } q < q_f \quad (5.27)$$

em que ε_a é a deformação axial, q a tensão de desvio, E_{ti} a rigidez inicial (expressão 5.25), q_f o valor máximo da tensão de desvio (expressão 5.24) e q_{max} é a assíptota da hipérbole (expressão 5.23).

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (5.28)$$

$$q_f = (c' \cot g(\phi') + \sigma'_3) \frac{2 \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \quad (5.29)$$

$$q_{max} = \frac{q_f}{R_f} \quad (5.30)$$

A expressão 5.29 é deduzida com base no Critério de Rotura de Mohr-Coulomb e é equivalente à expressão 5.24 utilizada no modelo hiperbólico. Para além disto, a relação entre q_f e q_{max} é dada pelo coeficiente de rotura R_f , que deverá ser menor ou igual a um, e que o Plaxis® assume como 0,9 por defeito.

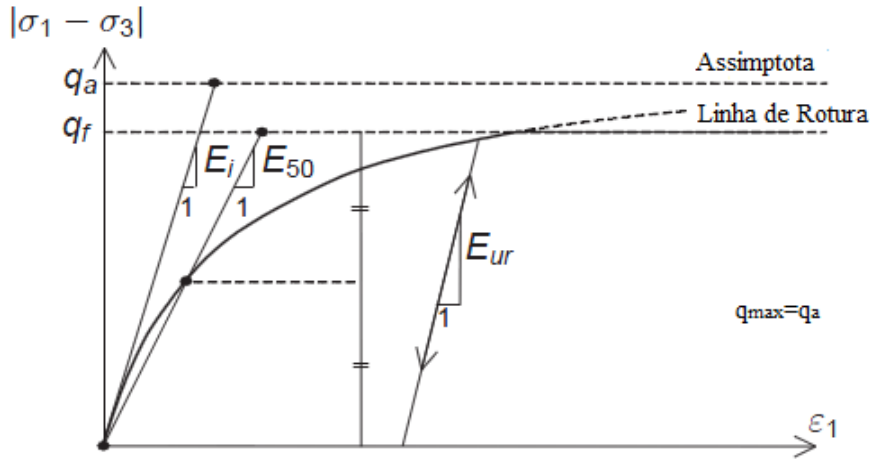


Figura 5.23 - Relação tensão deformação dada pelo Hardening Soil Model (Plaxis Manual, 2010)

Analisando o gráfico anterior, devem-se tecer alguns comentários. O solo, ao experimentar a tensão de desvio de valor q_f , satisfaz o critério de ruptura em causa, e portanto, a partir deste ponto ocorrem deformações plásticas que estão associadas à cedência perfeitamente plástica. Ou seja, por outras palavras, até um certo ponto a superfície de cedência expande provocando endurecimento, mas a partir de momento em que a superfície de cedência atinge a superfície de ruptura, deixa de existir expansão.

Na Figura 5.24 encontram-se ilustradas as três zonas onde prevalecem as deformações elásticas e plásticas.

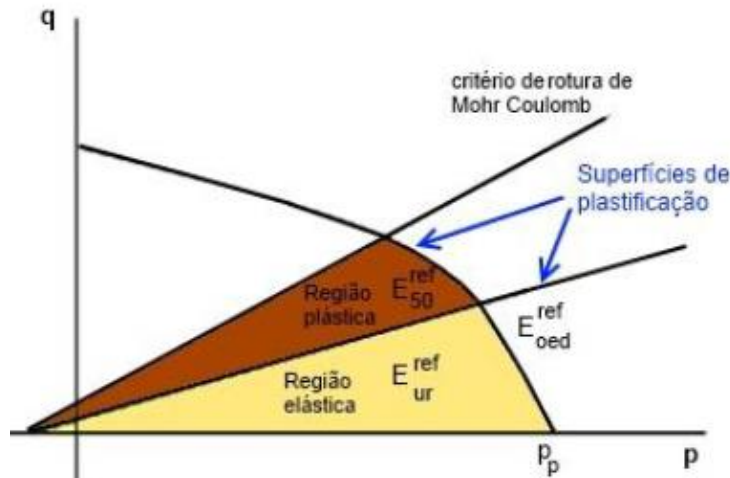


Figura 5.24 – Superfície de cedências do Hardening Soil Model no plano q-p (Gunduz, 2010).

Ora, outro parâmetro necessário para caracterizar este modelo corresponde ao E_{50} , expresso desta forma:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos(\phi') + \sigma'_3 \sin(\phi')}{c' \cos(\phi') + p^{ref} \sin(\phi')} \right)^m \quad (5.31)$$

em que E_{50}^{ref} representa o módulo de deformabilidade na primeira carga definida para uma tensão de confinamento de referência, p^{ref} , tomada por defeito igual à pressão atmosférica (100 kPa). O parâmetro m traduz a dependência da rigidez com a tensão de confinamento (σ'_3) e poderá ser considerado igual a 1,0 para solos argilosos moles, em areias e siltes o valor já se

situará entre 0,5 e 1,0 (Von Soos, 1990), ou mesmo muito próximo de zero em materiais tanto naturais, como artificialmente cimentados (Rios, 2011; Viana da Fonseca, 1996).

Este modelo entra ainda com os módulos de deformabilidade distintos consoante se trate de uma trajetória em primeira carga ou de trajetória em descarga ou recarga.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos(\phi') + \sigma'_3 \operatorname{sen}(\phi')}{c' \cos(\phi') + p^{ref} \operatorname{sen}(\phi')} \right)^m \quad (5.32)$$

O *Hardening Soil Model* não envolve uma relação fixa ente o módulo de deformabilidade obtida pelo ensaio triaxial (E_{50}) e o módulo de deformabilidade edométrico (E_{oed}) para uma consolidação unidimensional, ao contrário dos modelos baseados na teoria da elasticidade.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos(\phi') + \sigma'_3 \operatorname{sen}(\phi')}{c' \cos(\phi') + p^{ref} \operatorname{sen}(\phi')} \right)^m \quad (5.33)$$

onde E_{oed}^{ref} representa o módulo de deformabilidade edométrico em primeira carga para um tensão de referência (p_{ref}), tal como ilustrado no a figura 5.25.

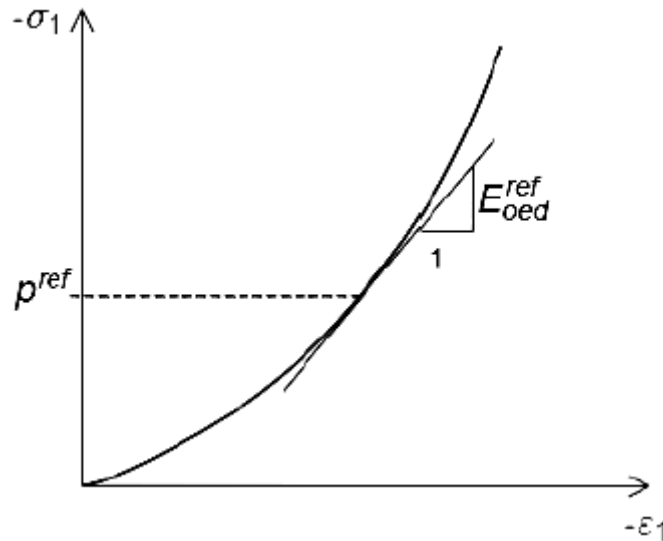


Figura 5.25 - Definição do módulo de deformabilidade edométrico (Plaxis Manual, 2010)

De uma forma simplificada, o que este modelo faz é “normalizar” a deformabilidade do solo em profundidade, neste caso para uma tensão de referência de 100 kPa.

5.4.2. PARÂMETROS MECÂNICOS ADOTADOS

Os diferentes parâmetros mecânicos admitidos para o solo da zona piloto foram baseados na informação geológica abordada no Capítulo 4. Para além disto, pela experiência e conhecimento desenvolvido ao longo dos últimos anos no LabGeo-FEUP, permitiram que essa escolha fosse mais fundada e coerente. Em particular, procuraram-se valores de trabalhos correntes sobre areias siliciosas, com características que se podiam assimilar às que foram descritas no ponto 4.3 deste trabalho.

O quadro seguinte apresenta os diferentes parâmetros admitidos e/ou calculados para serem introduzidos no *software* Plaxis®.

Quadro 5.2 – Parâmetros do *Hardening Soil Model*

	Parâmetros	Unidades
Resistência	c'	0 [kPa]
	ϕ'	42,9 [°]
	ψ	17,6 [°]
Rigidez	E_{50}^{ref}	12135 [kPa]
	E_{ur}^{ref}	36405 [kPa]
	E_{oed}^{ref}	9708 [kPa]
	m	0,5 [-]
Avançados	ν_{ur}	0,2 [-]
	p^{ref}	100 [kPa]
	K_0^{nc}	1 [-]
	R_f	0,9 [-]

5.4.3. MODELO NUMÉRICO ADOTADO

O *software* Plaxis® baseia-se no MEF, sendo específico para análises de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. O programa tem uma estrutura computacional dividida em subprogramas. O primeiro consiste numa sub-rotina de entrada de dados (*Input*), o segundo é de cálculo (*Calculation*), o terceiro de saída de resultados (*Output*) e o último é de geração de curvas (*Curves*).

Uma das primeiras “janelas” que o programa abre é referente às características gerais de projeto, definindo-se assim o sistema de unidades que se pretende utilizar. Por opção da autora, foram utilizadas as seguintes unidades: m, kN, dias.

No subprograma *Input* utiliza-se um modelo em Estado Plano de Deformação já que a geometria assumida é bidimensional.

O modelo numérico adotado (Figura 5.26) para os vários casos de estudo tem dimensões de 25m×50m; o nível freático é mantido à cota zero, e como a altura de água é de 60 m. As fronteiras laterais (direita e esquerda) impedem deslocamentos horizontais, mas estão livres na vertical; a fronteira inferior bloqueia deslocamentos horizontais e verticais.

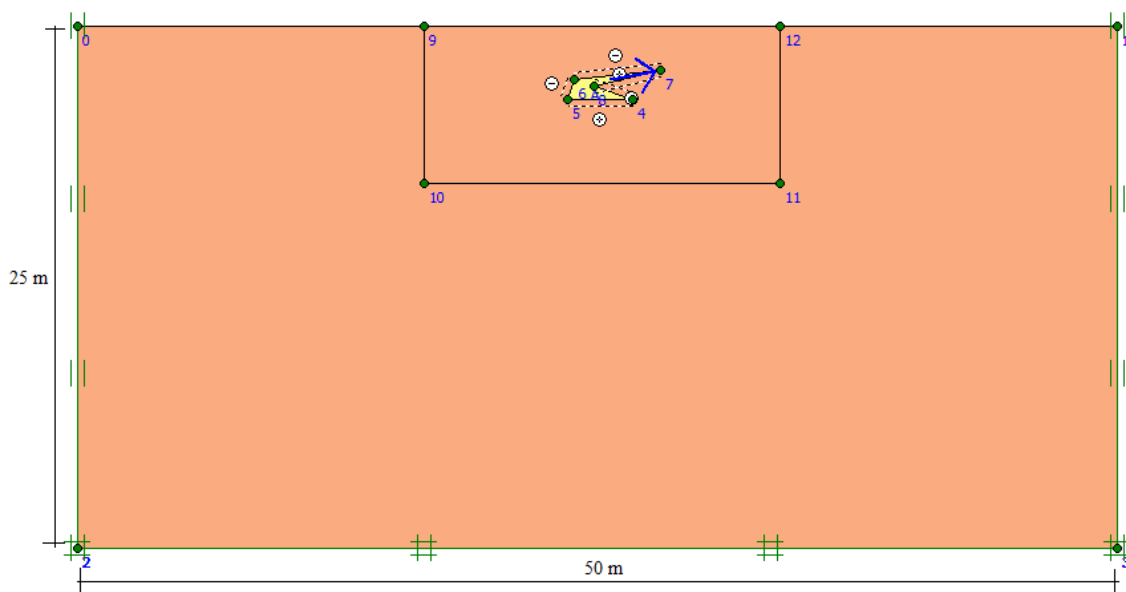


Figura 5.26 – Modelo Numérico adotado.

As dimensões do modelo adotado podem ser discutíveis. A âncora encontrar-se-á enterrada a uma profundidade nunca superior aos 4 m, e pelas suas dimensões à partida os efeitos no solo restringem-se a uma parte mais superficial, a par do que acontece com as fundações superficiais. Por outro lado, ao aplicar-se um modelo com maior altura, a visualização do problema pode ser mais fácil. Em termos de comprimento teve-se em consideração as distâncias de arraste das diferentes âncoras.

A malha de elementos finitos relaciona-se com o número de nós de cada elemento triangular. Os elementos de seis nós apresentam relações de interpolação de 2ª ordem para os deslocamentos, e a matriz rigidez é avaliada por integração numérica, usando um total de três pontos de Gauss (pontos de tensão). No caso dos triângulos de quinze nós, as relações de interpolação são de 4ª ordem e a integração envolve doze pontos de Gauss. Assim, malhas mais refinadas resultam em valores mais “apurados”.

Para a escolha da malha de elementos finitos foram realizados alguns testes; desses resultados achou-se por bem refinar a malha à volta da âncora, criando-se assim um *cluster* novo, enquanto que à volta desta a malha é gerada em condições normais, e portanto contém menos pontos. Este processo de se refinar a malha e de se criar um *cluster* à volta de um objeto específico é sempre uma mais-valia em modelação geotécnica. Porém a sua utilização pode trazer sempre algumas desvantagens: no caso do modelo se apresentar muito complexo e com muitas etapas (subprograma *Calculation*) o programa pode demorar demasiado tempo a “correr”. Desta forma, cabe ao utilizador ter uma atitude crítica e sensata na escolha da malha.

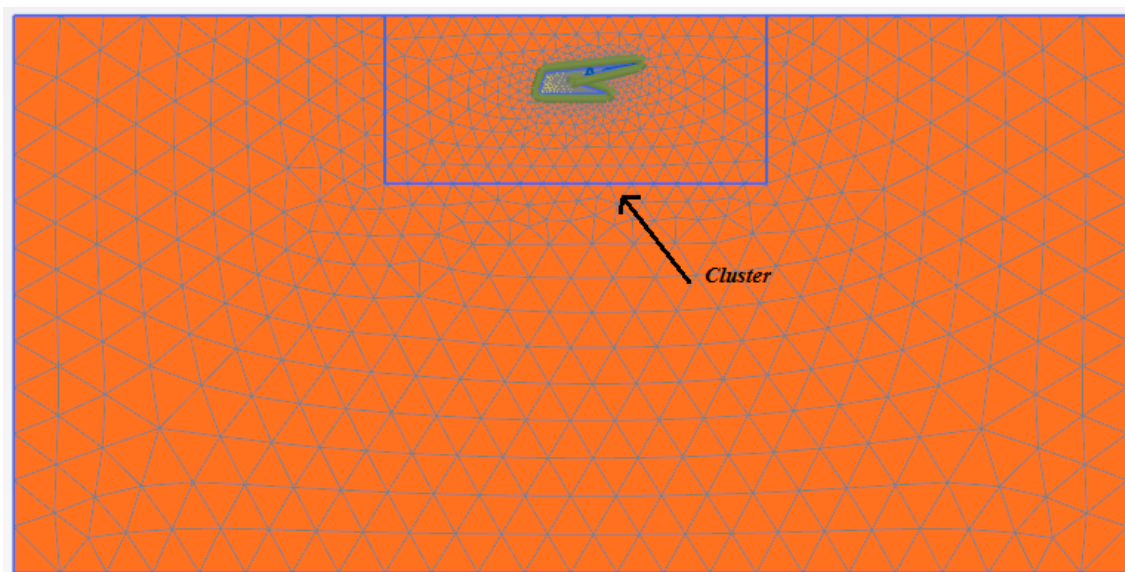


Figura 5.27 – Malha de elementos finitos gerada.

Para além disto, pretendeu-se assegurar que todas as condições relativas à posição da âncora eram cumpridas, bem como a sua geometria. Uma das vantagens desta ferramenta é a sua interação com outros *softwares* da área, como é o caso do *Auto-Cad* (2010). Assim, o modelo foi desenhado em pormenor neste último programa sendo depois importado para o *Plaxis®*.

Ainda no subprograma *Input* definem-se todos os parâmetros dos diferentes materiais. Para além de caracterizar a areia característica da Zona Piloto, tornou-se importante criarem-se os materiais característicos da Âncora MK6 da Vryhof Anchors. Para tal, foi criado um segundo solo, mas com propriedades que se aproximem muito à âncora em estudo. Para além disto, ainda foi estabelecida uma interface entre os dois materiais.

O Quadro 5.3 reúne os diferentes parâmetros da Areia característica da Zona Piloto, enquanto que o Quadro 5.4 contém os dados da âncora.

Quadro 5.3 - Parâmetros da Areia da ZP

Parâmetro	Nome	Areia ZP
General		
Modelo do Material	Modelo	Hardening Soil
Comportamento do tipo de Material	Tipo	Drenado
Peso volúmico do solo acima do nível freático	γ_{unsat}	19,6 kN/m ³
Peso volúmico do solo abaixo do nível freático	γ_{sat}	21,2 kN/m ³
Índice de vazios inicial	e_{init}	0.5
Módulo de deformabilidade secante a 50% da carga de rotura normalizados	E_{50}^{ref}	12,E3 MPa
Módulo de deformabilidade a 50% da carga de rotura normalizados	E_{oed}^{ref}	9700 MPa
Módulo de deformabilidade de carga e descarga normalizado	E_{ur}^{ref}	36E3 MPa
Parâmetros que traduz a dependência da rigidez com a tensão de confinamento	m	0,5
Intercepto Coesivo	c'	0 kPa
Ângulo de Resistência ao Corte	Φ'	42,9°
Ângulo de dilatância	ψ	17,6°
Coeficiente de Poisson	ν_{ur}	0,2
Avançado: Predifinir	Sim	Sim
Interface		
Interface		Manual
Factor de Redução de Interface		0,06

De se salientar que o “Factor de Redução de Interface” corresponde ao valor do ângulo de atrito de interface solo/âncora. Deste modo, como se abordará no Capítulo 6, este factor será alterado consoante o caso em estudo.

O Quadro 5.4 reúne os dados relativos ao material que se encontra no interior da âncora. Este material é definido por forma a garantir características muito próximas do aço, conferindo-lhe assim a rigidez suficiente. É designado por “Âncora_interior”.

Quadro 5.4 – Dados do interior da âncora

Parâmetro	Nome	Âncora_interior
Geral		
Tipo de Material	Tipo	Linear Elástico
Drenado	Tipo	Não poroso
Parâmetros		
Rigidez Normal	EA	210E12 kN/m
Módulo de Young	G	105E12 GPa
Coeficiente de Poisson	ν	0
Interfaces		
Interface		Rígida
Factor de Redução da Interface		1

Depois de concluída toda a caracterização dos materiais, definem-se as restantes ações externas, que neste caso apenas inclui a força pontual aplicada na âncora. Esta força é definida através do comando *Point load –load system A*, que depois de atuada no ponto de interesse, abre uma janela onde se podem definir as propriedades da força: intensidade, sentido e direção. Neste caso, e para facilitar todo o processo iterativo, aplicou-se uma carga unitária com uma inclinação de 10° com a horizontal. O valor deste ângulo foi escolhido por forma a tornar a análise numérica coerente com a análise analítica efetuada (assunto abordado em pormenor no Capítulo 6).

De seguida passa-se ao subprograma *Calculation*. Nesta sub rotina definem-se todas as fases do processo iterativo, bem como as ações e as condições em que o solo se encontra. No caso em estudo, as alterações apenas dizem respeito à força aplicada na âncora já que a posição do nível freático é sempre a mesma em todo o processo.

5.5. ANALOGIA AO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES DIRETAS A ÂNCORAS DE ARRASTE

5.5.1. FUNDAÇÕES DIRETAS

Uma fundação superficial é um elemento estrutural com a função de transmitir as cargas da estrutura que suporta ao maciço de fundação. Este processo induz ao solo tensões de natureza compressiva e de corte. A magnitude destas tensões depende largamente da pressão de deslizamento e da dimensão da sapata: se a pressão de deslizamento é suficientemente grande, ou se a sapata for reduzida, então as tensões de corte podem exceder as tensões de corte do solo, resultando assim num modo de rotura (Coduto, 2001).

Os investigadores foram identificando ao longo do tempo diferentes tipos de modos de rotura, assinalando-se assim três modos: rotura por corte geral, rotura por corte local e rotura por punçoamento (Figura 5.28).

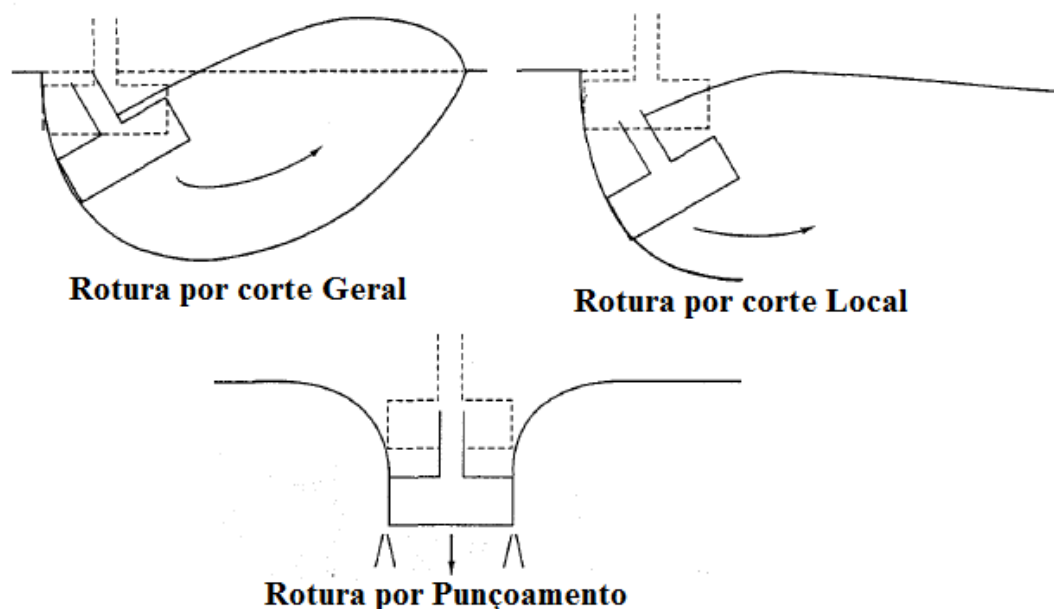


Figura 5.28 – Diferentes modos de rotura (adaptado de Coduto, 2001).

Por sua vez, as curvas típicas carga-assentamento para cada modo de rotura encontram-se ilustradas na Figura 5.29.

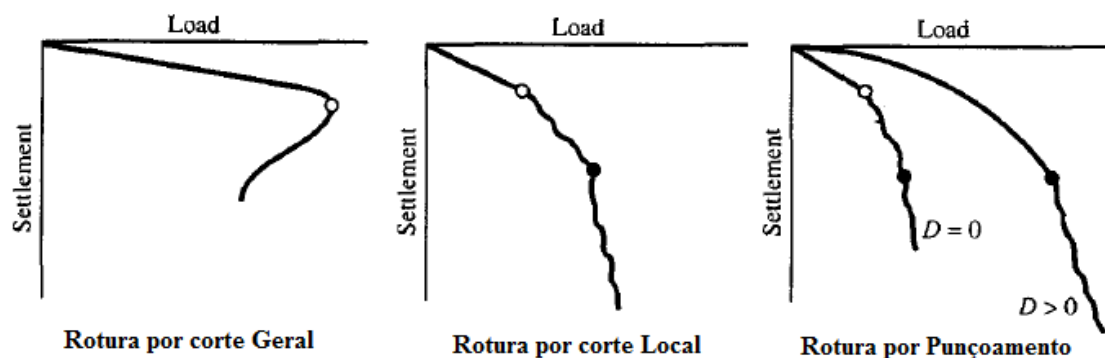


Figura 5.29 – Curvas carga-assentamento dos três modos de rotura (adaptado de Coduto, 2001).

O modo de rotura geral é a situação mais comum, ocorrendo em solos arenosos compactados, rochas e em argilas em condições não drenadas. Neste tipo de rotura consegue-se identificar muito bem a superfície de rotura. Usando o gráfico ilustrado na Figura 5.29, este modo de rotura é atingido rapidamente, havendo o levantamento do maciço em ambos os lados da sapata. Embora este levantamento do maciço se evidencie em ambos os lados da sapata, importa salientar que a rotura ocorre apenas num dos lados acompanhando-se com a rotação da sapata.

O modo de rotura por punçoamento ocorre em solos arenosos muito soltos e em argilas fracas sob carregamentos lentos em condições drenadas. A alta compressibilidade destes solos causa elevados assentamentos, sendo portanto mais difícil definir-se a superfície de corte vertical. Não se detetam movimentos de empolamento à superfície, e o modo de rotura desenvolve-se gradualmente (Figura 5.29).

O modo de rotura por corte local é um caso intermédio já que a superfície de corte se define muito bem abaixo da sapata. Um aspeto interessante neste modo de rotura passa pelo fato de se desenvolver um reduzido empolamento à superfície, mas dão-se consideráveis assentamentos de cerca de metade da largura da base. Contudo, a rotura não é súbita e portanto aquilo que se sucede é que a fundação afunda-se progressivamente.

Vésic (1973) investigou os três modos de rotura em fundações circulares em areia. Dos resultados retira-se que para sapatas em que $D/B < 2$ o modo de rotura vai depender da densidade relativa do solo, mas para fundações em que $D/B > 4$ o modo de rotura é por punçoamento. Claro que a generalização destes critérios é discutível, mas de uma forma geral conseguem dar uma boa relação entre o modo de rotura, a densidade relativa e o rácio D/B .

Conduto (2001) completa assim esta análise incluindo o seguinte critério:

- Fundações superficiais em rocha ou argilas não drenadas são governadas pelo modo de rotura por corte geral;
- Fundações superficiais em areias densas são governadas pelo modo de rotura por corte geral. Neste contexto, considera-se que a areia é densa para D_r superiores a 67%.
- Fundações superficiais em areias soltas a medianamente densas ($30\% < D_r < 67\%$) são provavelmente governadas pelo modo de rotura por corte local;
- Fundações superficiais em areias muito soltas ($D_r < 30\%$) são governadas provavelmente pelo modo de rotura por punçoamento.

Para quase todos os problemas de dimensionamento de fundações superficiais é apenas necessário verificar-se o modo de rotura por corte geral, e em seguida analisarem-se os assentamentos verificando-se se a fundação não assenta excessivamente.

Para se compreender melhor os modos de rotura de uma fundação superficial torna-se importante compreender a relação entre a capacidade de suporte, a carga, as dimensões da sapata e as propriedades do solo. Para tal, vários investigadores têm utilizado diferentes abordagens e técnicas: avaliação do desempenho de fundações reais, incluindo ensaios de carga à escala real; ensaios de carga em modelos de sapatas; análises de equilíbrio limite; análise de tensão detalhada, como é o caso do Método dos elementos finitos (MEF).

Apesar de existir uma panóplia de opções para análise da capacidade de carga de fundações deste tipo, os métodos de equilíbrio limite são a opção dominante.

Vários métodos de equilíbrio limite foram avançados na 1ª metade do século XX, mas o primeiro a conseguir aceitação generalizada foi o de Terzaghi, em 1943 (Coduto, 2001).

Não sendo o objetivo principal desta dissertação uma descrição pormenorizada da análise da capacidade de carga deste tipo de fundações fica apenas aqui exposta de uma forma sucinta o modelo de rotura admitido, bem como a expressão para sua determinação.

Considerando-se então uma sapata conforme a que se encontra representada na Figura 5.30, com uma largura B , cuja base se encontra a uma profundidade D , sobre um maciço homogêneo de superfície horizontal e peso volúmico γ , sujeita a uma ação vertical centrada, admite-se que:

- A sapata tem desenvolvimento infinito;
- O solo obedece ao critério de rotura de Mohr-Coulomb;
- A resistência ao corte do solo acima da base da sapata é nula;
- O atrito e a adesão entre a sapata e o solo de fundação são nulos.

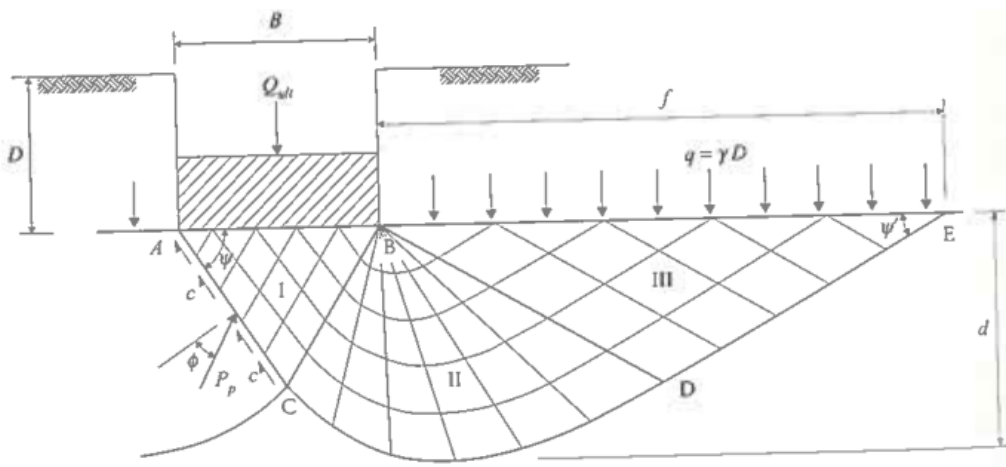


Figura 5.30 – Capacidade resistente ao carregamento de uma sapata: zonas de corte e forças que se opõem à rotura (Matos Fernandes, 2011).

Terzaghi considerou três zonas de plastificação do solo (Figura 5.30): (i) imediatamente abaixo da fundação é a zona em rotura que desce em concordância com o movimento da sapata e que se encontra no estado limite ativo de Rankine; (ii) esta zona encontra-se em corte radial, e o seu movimento deriva do movimento imposto pela zona 1; desloca-se lateralmente, impondo por sua vez um deslocamento lateral e ascendente da zona 3; (iii) a cunha 3 encontra-se em estado passivo de Rankine. Assim, para fundações contínuas a expressão da capacidade de carga última é:

$$q_{ult} = c'N_c + q'N_q + 0.5\gamma'BN_\gamma \quad (5.34)$$

em que $q' = \gamma D$ é o valor da sobrecarga aplicada á superfície, e N_c e N_q são coeficientes adimensionais com as seguintes expressões:

$$N_c = (N_q - 1) \cot g(\phi) \quad (5.35)$$

e

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi)} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5.36)$$

Onde:

q_{ult} = capacidade de carga última

c' = coesão efetiva do solo abaixo da fundação

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo abaixo da fundação

γ' = peso volúmico efetivo do solo

Apesar desta metodologia ser a mais utilizada, acaba por ser simples e não contempla assim casos especiais como é o caso de sapatas rectangulares, cargas inclinadas, sapatas inclinadas, entre outros.

5.5.2. ESTADOS DE EQUILÍBRIO LIMITE ACTIVO E PASSIVO

A prática corrente de dimensionamento de âncoras de arraste é geralmente feito tendo como base o valor da UHC dado pelo catálogo da respetiva empresa da âncora. Claro, que na conceção de estruturas deste tipo está sempre inerente um estudo pormenorizado comportamento carga-deslocamento da âncora num determinado solo, recorrendo-se também a metodologias cinemáticas.

Porém, em dimensionamento geotécnico recorre-se comumente a análises limite que podem ser efetuadas de forma satisfatória apenas com base na avaliação da força mínima e (ou) da força máxima de interação solo-estrutura, designados comumente por impulso ativo e impulso passivo, respetivamente (Matos Fernandes, 2011).

A mobilização destes dois estados é bastante interessante, e com uma aplicação vasta já que se aplica a muros de suporte, a taludes, fundações diretas, entre outros casos. Desta forma, a utilização destes conceitos em âncoras de arraste torna-se sempre uma mais-valia no conhecimento do comportamento destas.

Para se perceber melhor a mobilização destes dois estados tenha-se em consideração a figura 5.31, que ilustra a experiências de Terzaghi a propósito dos deslocamentos associados aos estados passivo e ativo.

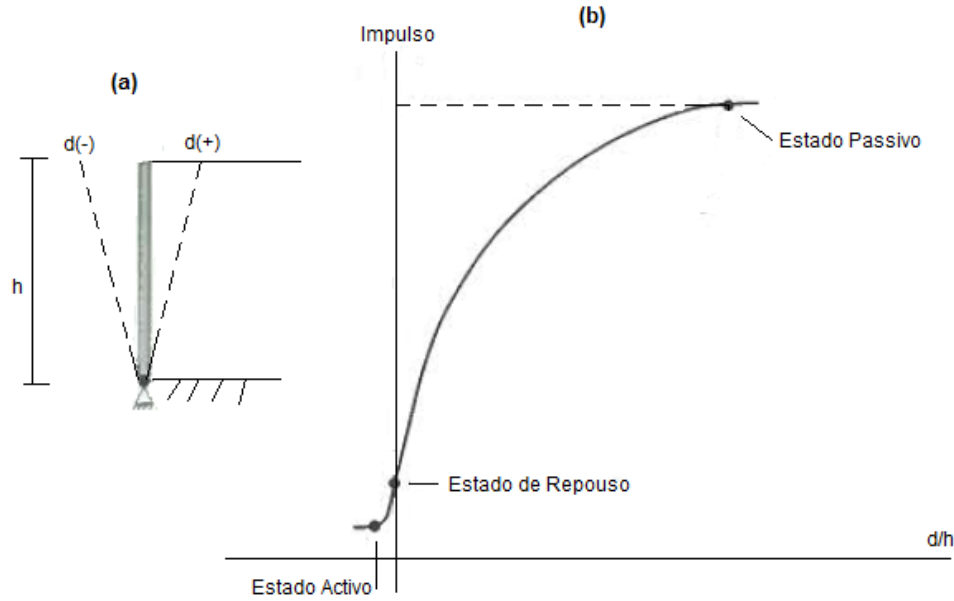


Figura 5.31 – Experiências de Terzaghi a propósito dos deslocamentos associados aos estados activo e passivo: (a) dispositivos do ensaio; (b) aspecto típico dos diagramas de impulso de terras *versus* deslocamentos do topo do paramento (Matos Fernandes, 2011).

Numa situação de repouso, onde não se verificam deslocamentos do paramento, o impulso envolvido é o de repouso, e portanto o coeficiente que relaciona as tensões efetivas horizontais com as verticais é dado por:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}} = 1 - \sin(\phi') \quad (5.37)$$

Quando se dá um deslocamento um deslocamento horizontal (considerado negativo no diagrama da figura 5.33), verifica-se que há uma diminuição das tensões horizontais do lado oposto ao movimento, mobilizando-se assim o estado limite ativo. O coeficiente de impulso activo é dado assim por:

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{va}} = \frac{1 - \sin(\phi')}{1 + \sin(\phi')} \quad (5.38)$$

Em contraponto, quando o paramento é empurrado contra o solo, dá-se um aumento das tensões horizontais, mobilizando-se portanto o estado limite passivo. O coeficiente de impulso passivo é dado por:

$$K_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_{vp}} = \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \quad (5.39)$$

6

APLICAÇÃO DOS DIFERENTES MÉTODOS AO CASO EM ESTUDO

6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados da capacidade última de retenção (UHC) da âncora de arraste MK6 obtidos dos diferentes métodos: empíricos (Vryhof Anchors® e NCEL), equilíbrio limite (LeLievre e Tabatabaee, 1981; Neubecker e Randolph, 1996) e modelação numérica (Plaxis®).

Foram estudados 9 casos: 3 tipos de âncoras (1.5, 3.0 e 5.0 toneladas) e para cada âncora estudaram-se 3 ângulos de interface distintos ($\delta=0^\circ$, $\delta=25^\circ$, $\delta=40^\circ$).

Indo de encontro aos objetivos estabelecidos para esta dissertação, ainda serão apresentados alguns resultados relativos ao modo de rotura criado, identificando-se a natureza das tensões do solo ao longo de todo o processo de carregamento. Estas análises são feitas também para os 9 casos de estudo.

6.2. CASOS EM ESTUDO

A infinidade de casos a estudar seria vasta mas este trabalho apenas se concerne a 9 casos de estudo (Quadro 6.1).

Quadro 6.1 – Casos em estudo.

CASO	δ (°)	ÂNCORA
A	0	1.5
		3.0
		5.0
B	25	1.5
		3.0
		5.0
C	40	1.5
		3.0
		5.0

Conforme já se pôde constatar pelas abordagens analíticas (Métodos de Equilíbrio Limite) a dimensão das âncoras é um fator influenciador no comportamento das mesmas, repercutindo-se por sua vez no valor de UHC. Desta forma, decidiram-se estudar 3 âncoras, todas do modelo MK6, mas com pesos e geometrias diferentes.

Relativamente à variação do ângulo de atrito de interface solo/âncora (δ) achou-se interessante explorar este parâmetro tentando-se perceber qual a sua influência no valor de UHC. A utilização de três tipos de δ destina-se a estudar as seguintes situações: (1) no caso em que o atrito entre o solo e a âncora é nulo; (2) quando δ se encontra muito próximo do ângulo de atrito do solo; (3) numa situação intermédia aos dois casos anteriores.

Uma das preocupações neste trabalho passou pela reconstituição das condições do caso em estudo (posição da âncora, parâmetros do solo) adaptadas e enquadradas nas diferentes metodologias.

A posição final da âncora já foi um assunto abordado em pormenor no desenvolvimento de cada metodologia de análise da UHC. Desta forma, a Figura 6.1. ilustra a posição e orientação do *shank* e do *fluke*. A mesma figura contém ainda as dimensões (F e C) segundo a designação da Vryhof Anchors®; H representa a profundidade de penetração última da âncora.

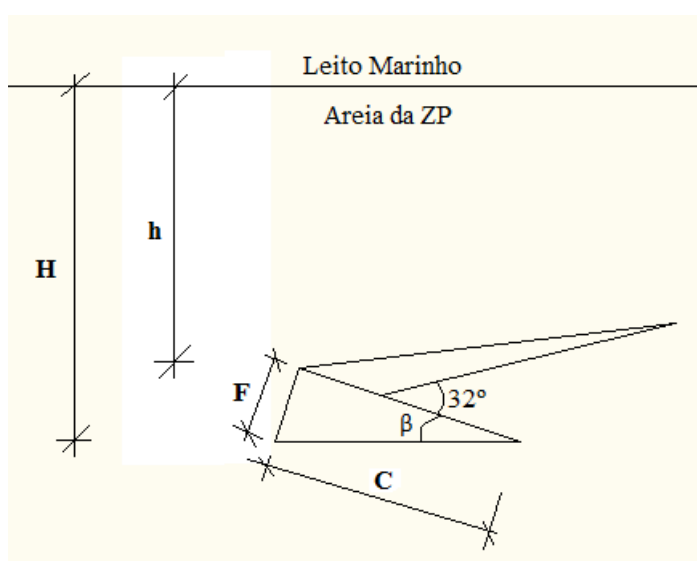


Figura 6.1 – Posição da âncora (ZP-Zona Piloto).

Para além da posição final, outros parâmetros tiveram de ser estabelecidos fazendo com as condições fossem as mesmas nas diferentes metodologias. Vejamos então de seguida em pormenor as diferentes considerações em cada metodologia.

6.3. ANÁLISE DA CAPACIDADE DE RETENÇÃO ÚLTIMA (UHC)

Cada metodologia apresenta designações distintas e condições também elas diferentes nalguns aspectos. É neste sentido que em cada metodologia serão apresentados alguns pormenores e algumas opções tomadas.

6.3.1. MÉTODOS EMPÍRICOS

6.3.1.1 Vryhof Anchors®

Segundo o Ábaco apresentado na Figura 5.2 a determinação da UHC pode-se considerar relativamente simples. O Quadro 6.2 reúne os valores de UHC para os diferentes casos em análise. Já o Quadro 6.3 contém os intervalos de valores de UHC segundo a expressão (5.1).

Quadro 6.2 – Valores da UHC para os 4 tipos de âncoras (ábaco).

CASO	H (m)	Drag (m)	UHC (ton)	UHC (KN)
A1=B1=C1	2.4	16	135	1323.4
A2=B2=C2	2.9	20	250	2451.7
A3=B3=C3	3.5	24	400	3922.7

Quadro 6.3 – Valores da UHC para os 4 tipos de âncoras (expressão. 5.1).

CASO	W (ton)	W (KN)	UHC_33 (KN)	UHC_55 (KN)
A1=B1=C1	1.5	14.71	485.43	809.1
A2=B2=C2	3.0	29.42	970.86	1618.1
A3=B3=C3	5.0	49.03	1617.99	2696.7

Conforme se pode verificar pela análise aos resultados do Quadro 6.3, mesmo considerando-se uma eficácia superior, o valor da UHC é substancialmente inferior aos valores retirados diretamente do Ábaco (Quadro 6.2).

Se por um lado a existência de ferramentas simples, como é exemplo do ábaco fornecido pela Vryhof Anchors® é sempre uma mais-valia para se efetuarem análises mais expeditas e rápidas, por outro a não inclusão de vários parâmetros (do solo e da âncora) pode conduzir a valores mais conservativos (que acarreta custos superiores).

6.3.1.2 Método do NCEL

A determinação da UHC é feita através do ábaco da Figura 5.3. O Quadro 6.4 reúne os valores de UHC para os 3 tipos de âncoras.

Quadro 6.4 – Valores da UHC para os 4 tipos de âncoras.

CASO	W (ton)	W (Kíps)	UHC (Kíps)	UHC (ton)	UHC (KN)
A1=B1=C1	1.5	3.3	86	39	382.5
A2=B2=C2	3.0	6.6	170	77.1	756.1
A3=B3=C3	5.0	11.0	260	117.9	1156.2

6.3.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

6.3.2.1. LeLievre e Tabatabaee (1981)

A aplicação desta metodologia exige que se definam alguns parâmetros. Por conseguinte explicitam-se de seguida vários aspetos relativos à posição da âncora, às características do solo e à geometria da âncora.

Utilizando como referência as notações da Figura 5.6 e admitindo de igual forma que a posição e orientação da âncora são as mesmas que as apresentadas na figura 6.1, os parâmetros que permitem determinar a UHC foram definidos da seguinte forma:

- H é a profundidade de penetração, variando entre 2.4, 2.9 e 3.5 m.
- Tendo em conta a complexidade da geometria da âncora e no que isso representa em termos de modelação numérica adaptou-se a geometria apresenta na figura 6.2.

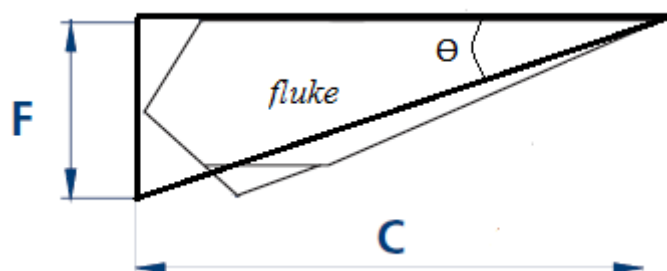


Figura 6.2 – Geometria do *fluke* admitida para os cálculos.

sendo que F e C são as dimensões do *fluke* dadas pelo fabricante. Assim, considera-se por simplificação que:

$$\theta = \arctg\left(\frac{F}{C}\right) \quad (6.1)$$

- Uma vez que $\alpha = 32^\circ$ então $\beta_0 = 32^\circ - \theta$.
- Admite-se que a força aplicada na âncora faz um ângulo de 10° com a horizontal, portanto $\alpha_T = 10^\circ$. Teve-se em consideração que este tipo de âncoras são utilizadas para forças horizontais,
- $h = H - F$ (Figura 6.3) uma vez que:

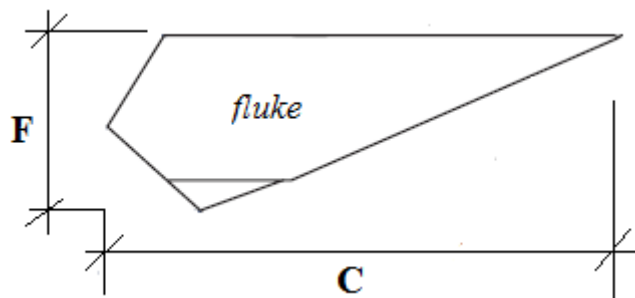


Figura 6.3 – Dimensões do *fluke*.

- O parâmetro A (definido por LeLievre e Tabatabaee, 1981) corresponde à dimensão C (definida pela Vryhof Anchors®):

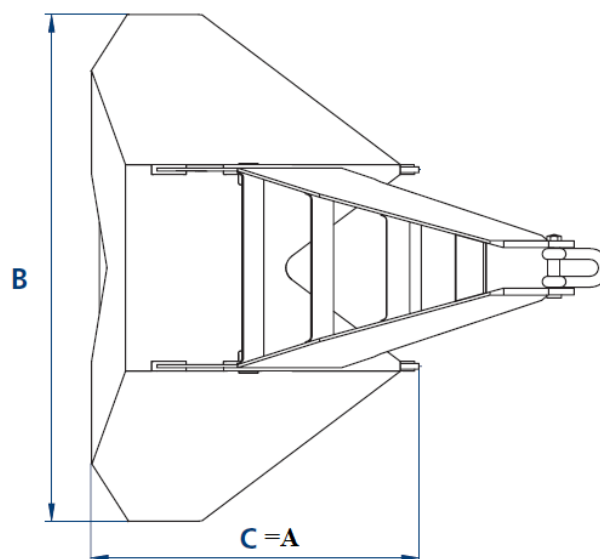


Figura 6.4 – Largura e comprimento do *fluke*.

- O ângulo de atrito do solo é $\phi' = 42,9^\circ$; o ângulo de dilatância do solo é $\nu = 17,6^\circ$,

Na descrição deste método (Capítulo 5) pôde-se perceber que para âncoras de menores dimensões (âncoras estudadas pelos autores) o atrito lateral SF pode ser desprezado, e por conseguinte a cunha de rotura desenvolvida faz um ângulo de β_{crit} .

Porém, as dimensões das âncoras analisadas no âmbito deste trabalho têm dimensões muito superiores às apresentadas por LeLievre e Tabatabaee (1981). Como tal, os cálculos efectuados tiveram em consideração a existência desta força. Com isto não se pretende anular as simplificações admitidas pelos autores anteriormente referidos, mas sim olhar-se para o problema de uma forma diferente.

Foi também defendido pelos autores que a sua metodologia não é a indicada para se determinar a UHC, mas a sua utilização neste trabalho é, na perspetiva da autora, interessante e pertinente na medida em que pode ser usada para se identificarem as forças atuantes na âncora, bem como a cunha de rotura desenvolvida.

Tendo em consideração estes aspetos apresentam-se no Anexo A2 todos os cálculos efetuados para os 9 casos em estudo.

6.3.2.2. Neubecker e Randolph (1996)

Respeitando as notações utilizadas por Neubecker e Randolph (Figura 5.12), definem-se de seguida os vários parâmetros utilizados nesta metodologia. Salienta-se que os valores relativos à profundidade de penetração e da geometria da âncora foram os mesmos que referidos no ponto anterior.

- O ângulo de atrito do solo é $\phi' = 42,9^\circ$; o ângulo de dilatância do solo é $\psi = 17,6^\circ$; $N_{qs} = 35$.
- A área A_s (área do *shank*) calculada foi simplificada, admitindo-se:

$$A_s = \frac{H \times C}{3} \quad (7.2)$$

Segundo Neubecker e Randolph (1996) a metodologia por si desenvolvida não permite determinar a UHC da âncora, sendo a sua aplicação direccionada para várias fases de penetração da mesma.

Porém, admitindo que as condições da posição final da âncora são já expostas anteriormente, a aplicação deste método apresenta-se bastante interessante. Não só pela determinação do valor da UHC, mas também pela possibilidade que dá em identificar e quantificar as forças aplicadas na âncora.

Segundo os autores, o valor da UHC corresponde ao valor mínimo. A Figura 6.5 contém o gráfico com a variação do valor de T (Força aplicada na âncora) em função do ângulo da cunha de rotura.

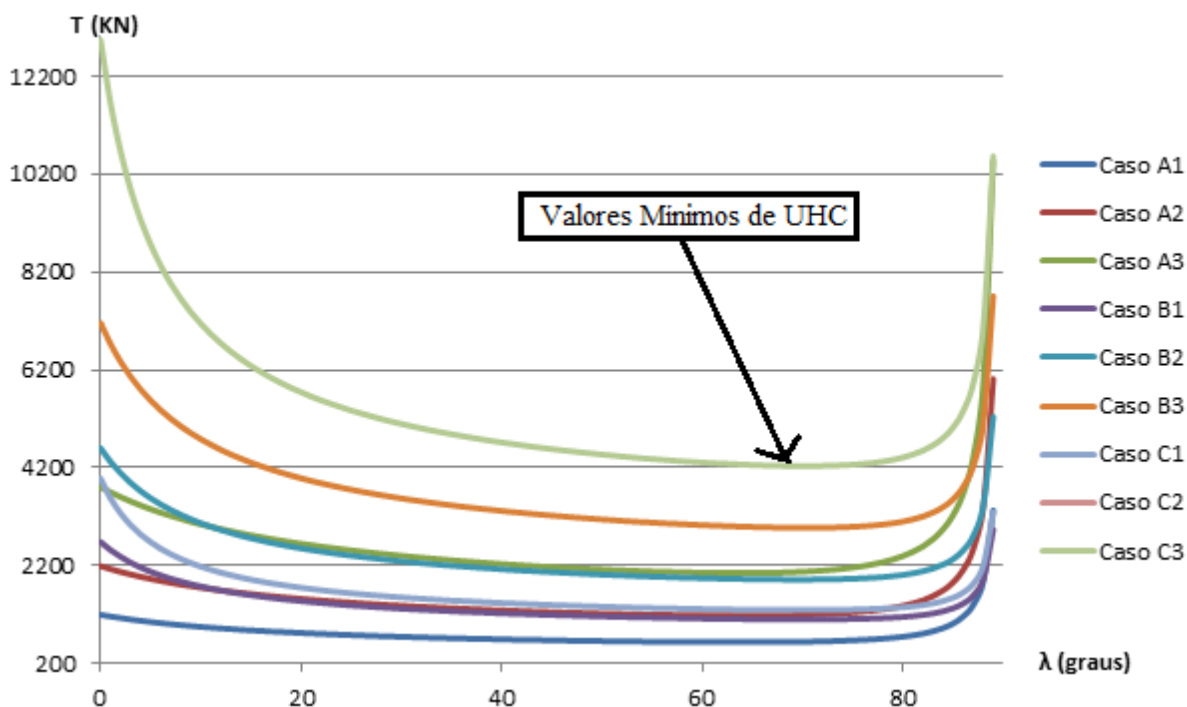


Figura 6.5 – Gráfico com a variação da força aplicada na âncora (T) em função do ângulo da cunha de rotura (λ).

O Quadro 6.5 contém os valores das diferentes forças do sistema de equilíbrio adoptado por Neubecker e Randolph (1996) para a UHC final.

Quadro 6.5 – Valores das forças actuaes na âncora quando $T=UHC$.

	CASO A1	CASO A2	CASO A3	CASO B1	CASO B2	CASO B3	CASO C1	CASO C2	CASO C3
λ (°)	63	64	64	70	70	70	70	70	70
A (m ²)	9.77	14.85	21.49	12.03	17.78	25.76	12.03	17.78	25.76
X (m)	1.09	1.34	1.61	1.25	1.51	1.82	1.25	1.51	1.82
W_s (KN)	413.63	791.00	1365.36	523.99	970.22	1377.20	523.99	970.22	1676.92
R (KN)	695.18	1174.72	2190.05	1058.13	1860.49	2848.41	1051.36	1970.54	3432.02
F_t (KN)	1484.03	2736.37	4834.36	741.34	1329.43	1964.03	490.81	908.78	1574.20
T_a (KN)	634.04	1176.81	2047.93	1098.50	1912.58	2971.39	1289.79	2424.49	4234.10
F_{fb} (KN)	648.09	1166.66	2009.99	-240.98	-374.59	-691.32	-460.88	-878.17	-1547.54

Conforme se pode verificar no Quadro 6.5, os valores da força na parte traseira do *fluke* (F_b) são negativos nos casos em que $\delta=25^\circ$ e $\delta=40^\circ$, alterando-se assim o sentido admitido pelos autores. Na realidade, como o *fluke* não se encontra inclinado faz sentido que esta força mude de sentido, não exercendo assim pressão sobre o *fluke*.

Com a realização do modelo numérico em Plaxis® foi possível verificarem-se alguns aspectos relativos a esta força. Comentários que serão tecidos mais à frente.

6.3.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

As várias características assinaladas nos pontos anteriores, bem como a descrição pormenorizada efetuada no Capítulo 5 permitem definir e esclarecer todos os aspetos relevantes na constituição do modelo numérico dos 9 casos em estudos.

Ao ser aplicada uma força na âncora, esta mover-se-á e como será espectável o estado de tensão do solo envolto à âncora também se irá alterar. Uma vez que se pretende determinar a capacidade máxima de retenção deste elemento, considera-se que esta corresponderá à força instalada na âncora a partir do momento em que o solo entre em rotura.

Para se determinar a UHC em condições tridimensionais a partir dos resultados da modelação numérica em estado plano de deformação (a versão utilizada do programa Plaxis® é 2D), foi necessário considerar os volumes envolvidos correspondentes à geometria em 3D aproximada. Para os 9 casos em estudo retiram-se os valores das tensões efectivas verticais (σ'_y) em diferentes pontos, e por equilíbrio estático calcula-se o valor da UHC, tendo em conta as zonas relativas de actuação dessas tensões.

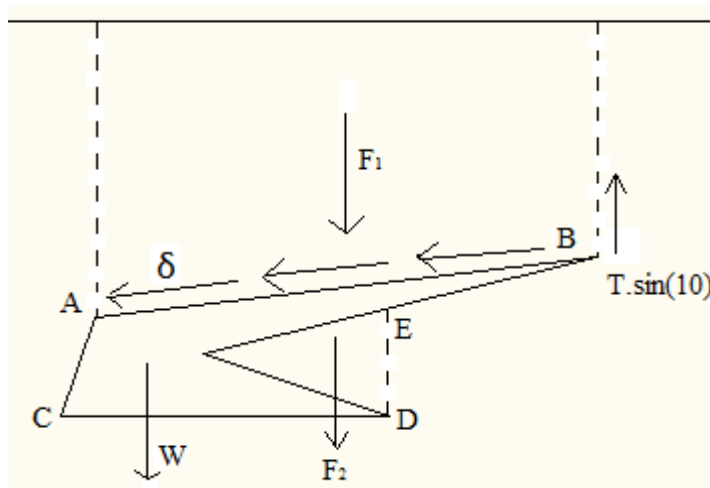


Figura 6.6 – Forças consideradas para o cálculo da UHC.

A Figura 6.5 ilustra as forças consideradas para cálculo da UHC. A força F_1 corresponde à força exercida pela massa de solo na parte de cima da âncora (no *shank*); a força F_2 corresponde à massa de solo que exerce pressão no *fluke* da âncora; a força P é o peso da âncora; a força T corresponde à UHC. Por equilíbrio de forças:

$$T = \frac{F_1 + F_2 + W}{\sin(10)} \quad (7.3)$$

Para determinação das forças F_1 e F_2 através do Plaxis® procedeu-se à selecção de vários pontos, retirando-se posteriormente as tensões efectivas verticais nesses mesmos pontos (Figura 6.6).

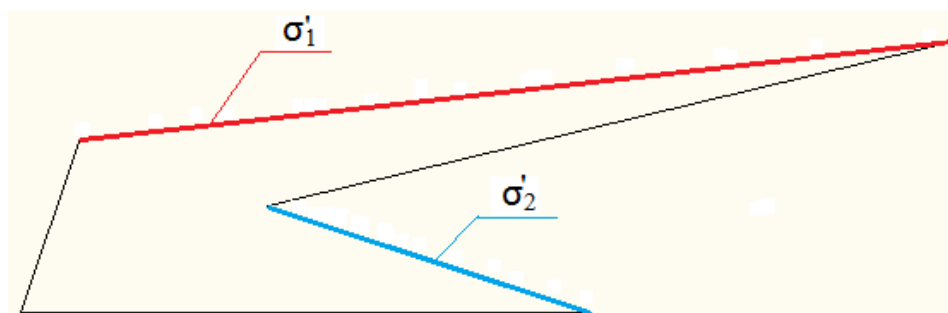


Figura 6.7 – Seções a partir do qual se determinam as tensões efetivas.

Para se fazer este equilíbrio, tiveram de ser considerados aspectos relacionados com a geometria da âncora MK6 que é complexa, já que o efeito tridimensional tem forte influência na comparação do valor de UHC definido pelas várias metodologias.

Para melhor se perceber o cálculo efectuado, tenha-se em consideração as Figuras 6.7, 6.8 e 6.9.

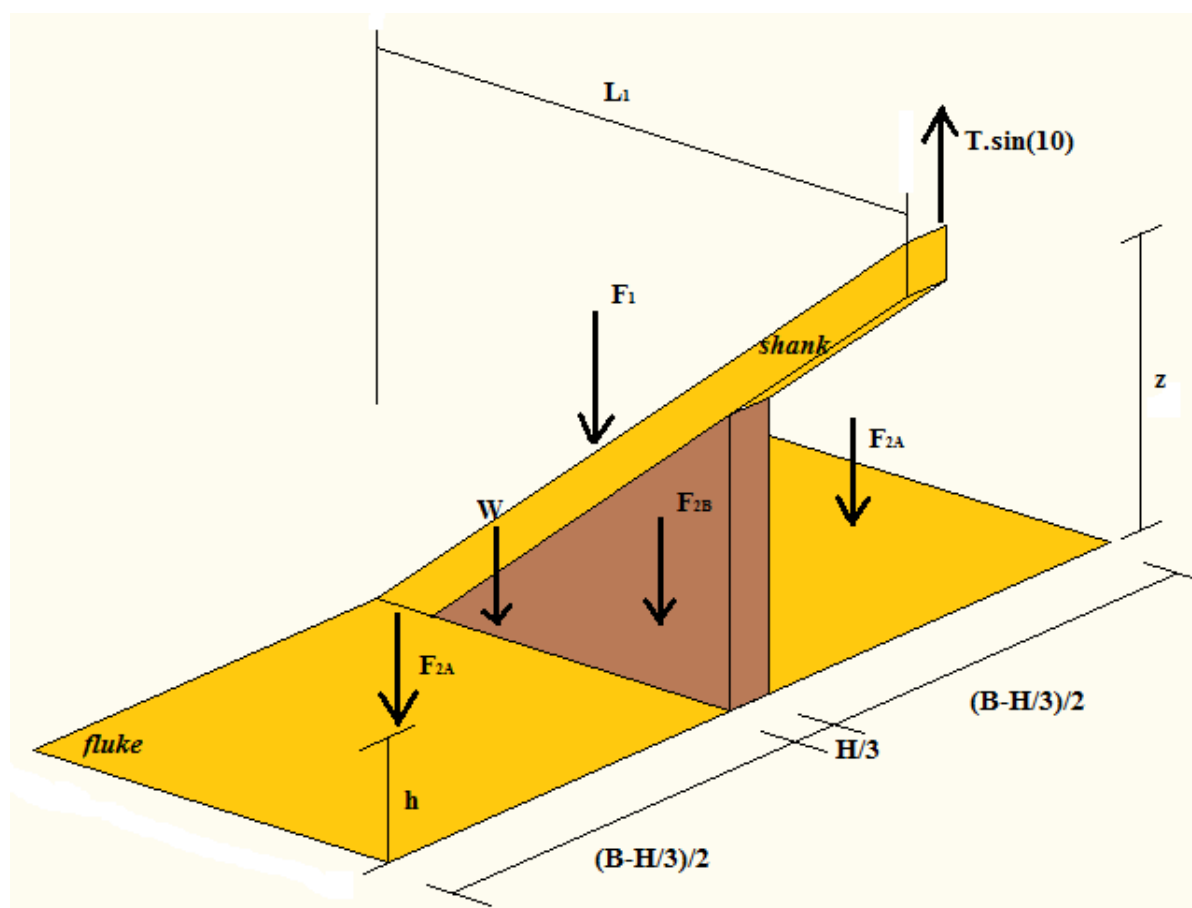


Figura 6.8 – Geometria simplificada adoptada para a âncora.

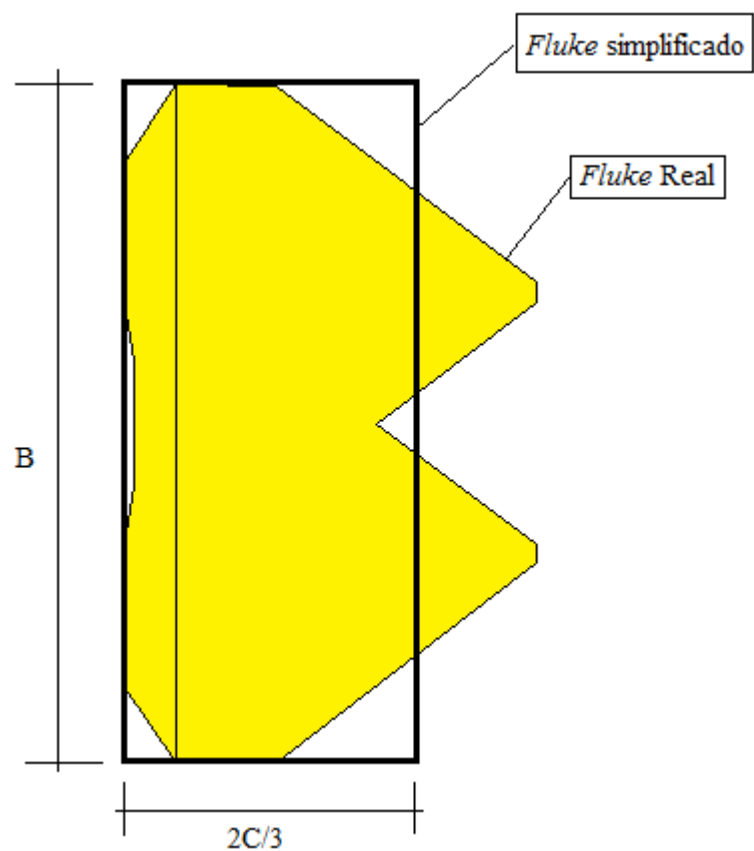


Figura 6.9 – Área do fluke simplificada.

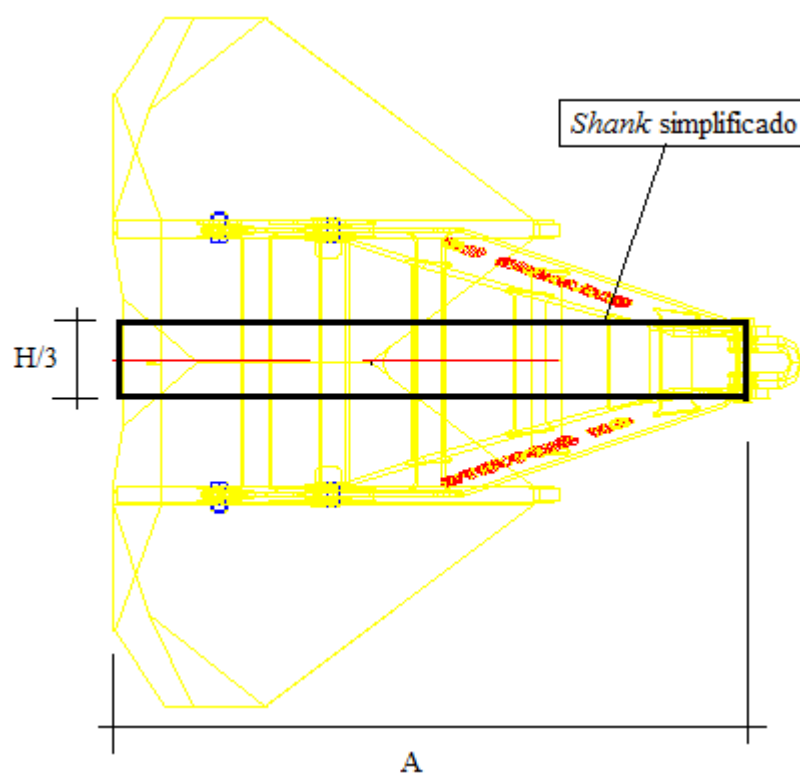


Figura 6.10 – Área do shank simplificado.

Admite-se que a tensão aplicada na parte de cima do *shank* (σ'_1) deve ser contabilizada para o equilíbrio de forças através da seguinte expressão:

$$F_1 = \sigma'_1 \times L_1 \times \frac{H}{3} \times \tan(\delta) \quad (7.4)$$

No que diz respeito à tensão aplicada no *fluke* (σ'_2) a situação é bastante mais complexa, sendo por isso dividida em duas parcelas: A e B (expressão 7.5).

$$F_2 = 2 \times F_{2A} + F_{2B} \quad (7.5)$$

A parcela A corresponde à massa de solo que acompanha o movimento da âncora, sendo que a altura h (Figura 6.7) permite assim quantificar a “percentagem” de solo que é transportado com o movimento imposto à âncora. Desta forma, a expressão adoptada para se calcular esta força é dada por:

$$F_{2A} = \sigma'_2 \times \frac{B - H/3}{2} \times h \quad (7.6)$$

Já a parcela B, corresponde à massa de solo que fica entre o *fluke* e o *shank* que por sua vez acompanha o movimento imposto à âncora. Esta parcela de solo encontra-se confinada, mas no Capítulo 7 tecer-se-ão melhores comentários relativamente a este assunto. A expressão utilizada para se determinar esta força é dada por:

$$F_{2B} = z \times \frac{H}{3} \times \sigma'_2 \quad (7.7)$$

Por último, para se determinar o valor de UHC utiliza-se a expressão 7.3.

Uma das questões que interessa aqui expor advém do facto do valor da força F_b retirado do método desenvolvido por Neubecker e Randolph (1996) ser negativos nos casos em que δ é diferente de 0° . Para se analisar esta questão, foram seleccionados pontos abaixo do *fluke* e aquilo que se verificou é que as tensões verticais nos 9 casos em estudo eram todas negativas, com sentido de cima para baixo. Este facto fez com que esta força não fosse incluída na metodologia apresentada anteriormente para cálculo da UHC através dos valores das tensões efectivas verticais retiradas do Plaxis®.

7

DISCUSSÃO DE RESULTADOS

7.1. INTERPRETAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DA UHC

Um dos aspectos com interesse diz respeito à implicação do uso do Plaxis® 2D. Do ponto de vista analítico, por aquilo que foi apresentado no Capítulo 5 percebe-se que ao considerar-se um modo de rotura tridimensional está-se obviamente mais perto do modo de rotura real, e que isto tem implicações no valor da UHC.

Desta forma, quando se procedeu à determinação da UHC através do Plaxis®, ao calcularem-se as forças F_1 e F_2 (através das tensões efectivas), teve-se em conta o aspecto anterior.

Os valores das tensões exercidas no *shank* e no *fluke* aquando a rotura do solo são apresentados no Quadro 7.1.

Quadro 7.1 – Tensões efectivas verticais.

Casos	$\sigma_1(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{KN/m}^2)$
A1	17.91	124.89
A2	21.489	148.519
A3	25.295	148.912
B1	23.961	68.383
B2	20.893	88.618
B3	32.26	93.077
C1	33.116	38.147
C2	27.299	38.516
C3	39.607	61.64

O cálculo da UHC tendo por base os valores das tensões efectivas verticais dados pelo Plaxis® foi apresentada no Capítulo 6. Deste modo, o Quadro 7.2 reúne assim os respectivos valores de UHC, bem como das respectivas forças admitidas.

Quadro 7.2 – Resultados de UHC através dos valores obtidos pelo Plaxis®.

Casos	Z (m)	$\frac{B - H/3}{2}$ (m)	TAN (δ)	L ₁ (m)	F ₁ (KN)	h	F _{2A} (KN)	F _{2B} (KN)	F ₂ (KN)	UHC (KN)
A1	0.658	1.33	0	2.797	0.00	0.18	30.00	32.06	92.06	615.28
A2	0.846	1.69	0	3.523	0.00	0.22	55.11	62.40	172.62	1164.47
A3	1.054	2.00	0	4.178	0.00	0.35	104.46	93.14	302.05	2023.30
B1	0.658	1.33	0.466	2.797	12.18	0.8	73.01	17.55	163.57	1096.24
B2	0.846	1.69	0.466	3.523	17.04	0.83	124.06	37.23	285.35	1910.26
B3	1.054	2.00	0.466	4.178	37.29	0.99	184.68	58.22	427.57	2958.96
C1	0.658	1.33	0.839	2.797	30.31	1.65	84.00	9.79	177.79	1282.15
C2	0.846	1.69	0.839	3.523	40.08	2.23	166.06	18.55	350.67	2418.07
C3	1.054	2.00	0.839	4.178	82.42	2.29	282.90	38.56	604.35	4234.35

Conforme se pode perceber, o valor de UHC determinado através do Plaxis® vai depender, essencialmente, do valor adoptado para h. Este valor corresponde à altura de solo que acompanha a massa de solo no movimento da âncora. Não havendo informação relativamente à percentagem de solo que é transportada, tomou-se a opção de variar este parâmetro em função do valor de UHC fornecido pelo método desenvolvido por Neubecker e Randolph (1996).

Apesar do método desenvolvido por LeLievre e Tabatabaee (1981) ser utilizado nesta dissertação apenas para análise das forças envolvidas na âncora, e não para fornecer valores de UHC, torna-se importante comparar os resultados obtidos através do Plaxis® e por sua vez, do método desenvolvido por Neubecker e Randolph (1996), com o ábaco e a expressão fornecida pelo catálogo da Vryhof Anchors®.

O Quadro 7.3 reúne os valores adoptados de UHC para os três métodos aplicados (Vryhof Anchors®, Neubecker e Randolph (1996), Plaxis®).

Quadro 7.3 – Valores admitidos de UHC de cada método.

Casos	UHC_Vryhof Anchors®	UHC_Neubecker e Randolph (1996)	UHC_Plaxis®
A1	809.1	634.04	615.28
A2	1618.1	1176.81	1164.47
A3	2696.7	2047.93	2023.30
B1	809.1	1098.5	1096.24
B2	1618.1	1912.58	1910.26
B3	2696.7	2971.39	2958.96
C1	1323.4	1289.79	1282.15
C2	2451.7	2424.49	2418.07
C3	3922.7	4234.1	4234.35

Tendo em conta os valores apresentados quer no Quadro 7.2 quer no Quadro 6.5, verifica-se que nos casos C1, C2 e C3 os valores de UHC fornecidos pelo método segundo Neubecker e Randolph (1996), e por conseguinte pelo Plaxis®, se encontram mais perto dos valores de UHC

do Quadro 6.2. Já nos restantes 6 casos, os valores de UHC determinados segundo o método de Neubecker e Randolph (1996) afastam-se mais dos valores de UHC retirados do ábaco (Quadro 6.2), aproximando-se por conseguinte dos valores expostos no Quadro 6.3.

Em suma, torna-se evidente a complexidade do assunto, que se repercute na determinação da UHC, sendo assim muito importante o confronto de várias metodologias.

7.2. ANÁLISE AO MODO DE ROTURA E AOS DESLOCAMENTOS DA ÂNCORA NO MODELO DE PLAXIS®

Em modelos numéricos, a inclusão de aspectos inerentes ao modo de rotura é sempre uma mais-valia para estudos semelhantes ao desenvolvido nesta dissertação.

O Plaxis® fornece vários dados e informações, nomeadamente o estado de tensão de diferentes pontos. Veja-se então em pormenor o significado de cada ponto:

-  Correspondem aos pontos de Mohr-Coulomb. Indica que nesses pontos as tensões se encontram na superfície de rotura de Mohr-Coulomb (ver a Figura 5.24).
-  Correspondem aos pontos designados por “*Cap*”. Representa um estado de consolidação normal em que a tensão de preconsolidação é equivalente ao estado de tensão actual.
-  Corresponde aos pontos que se encontram em endurecimento (*Hardening*) por corte.
-  Corresponde aos pontos que se encontram em *Cap* e *Hardening*.

As Figuras 7.1, 7.2 e 7.3 contêm os vários pontos que se apresentam plastificados para os nove casos em estudo.

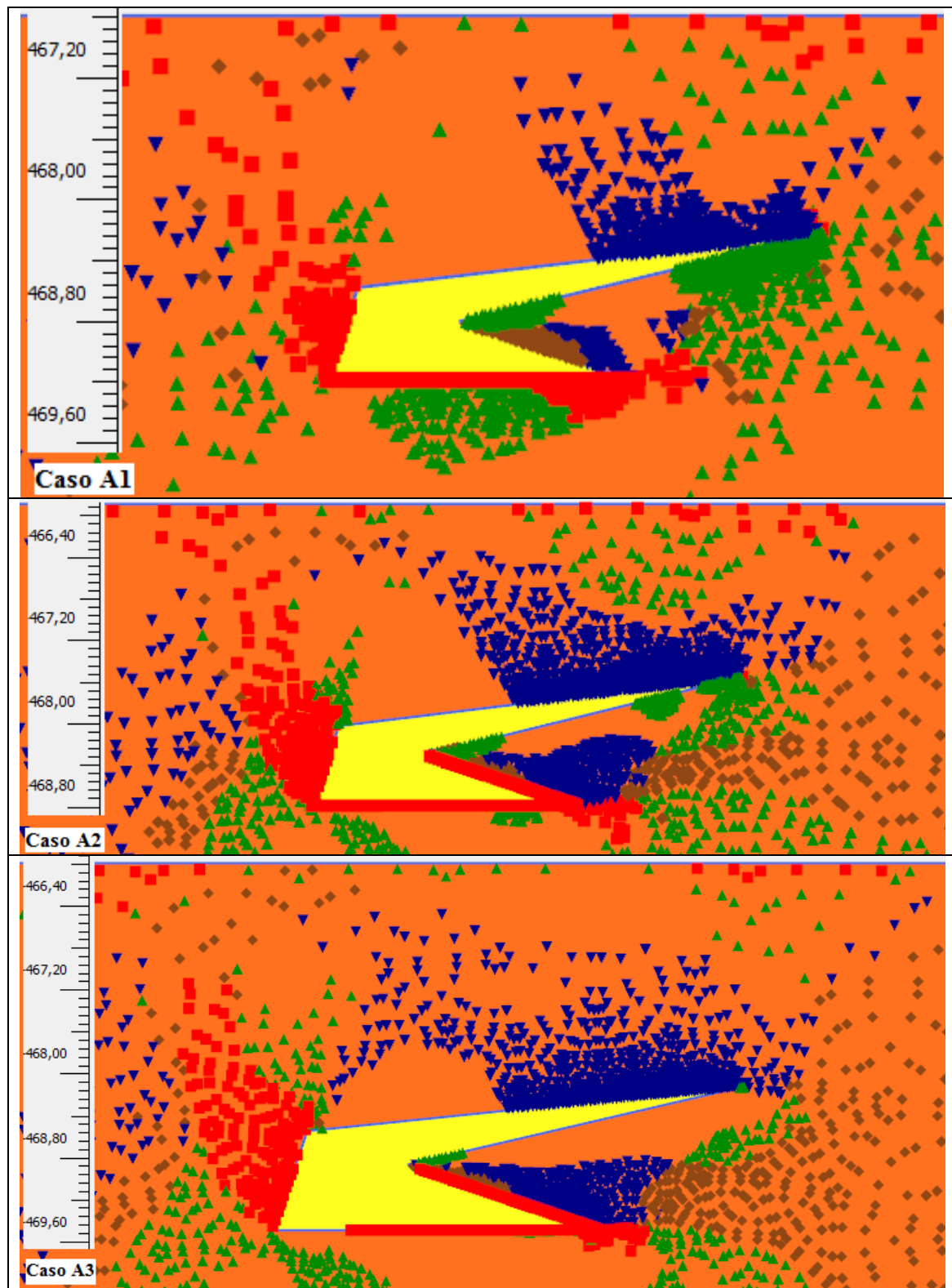


Figura 7.1 – Plastificação dos casos em que $\delta=0^\circ$

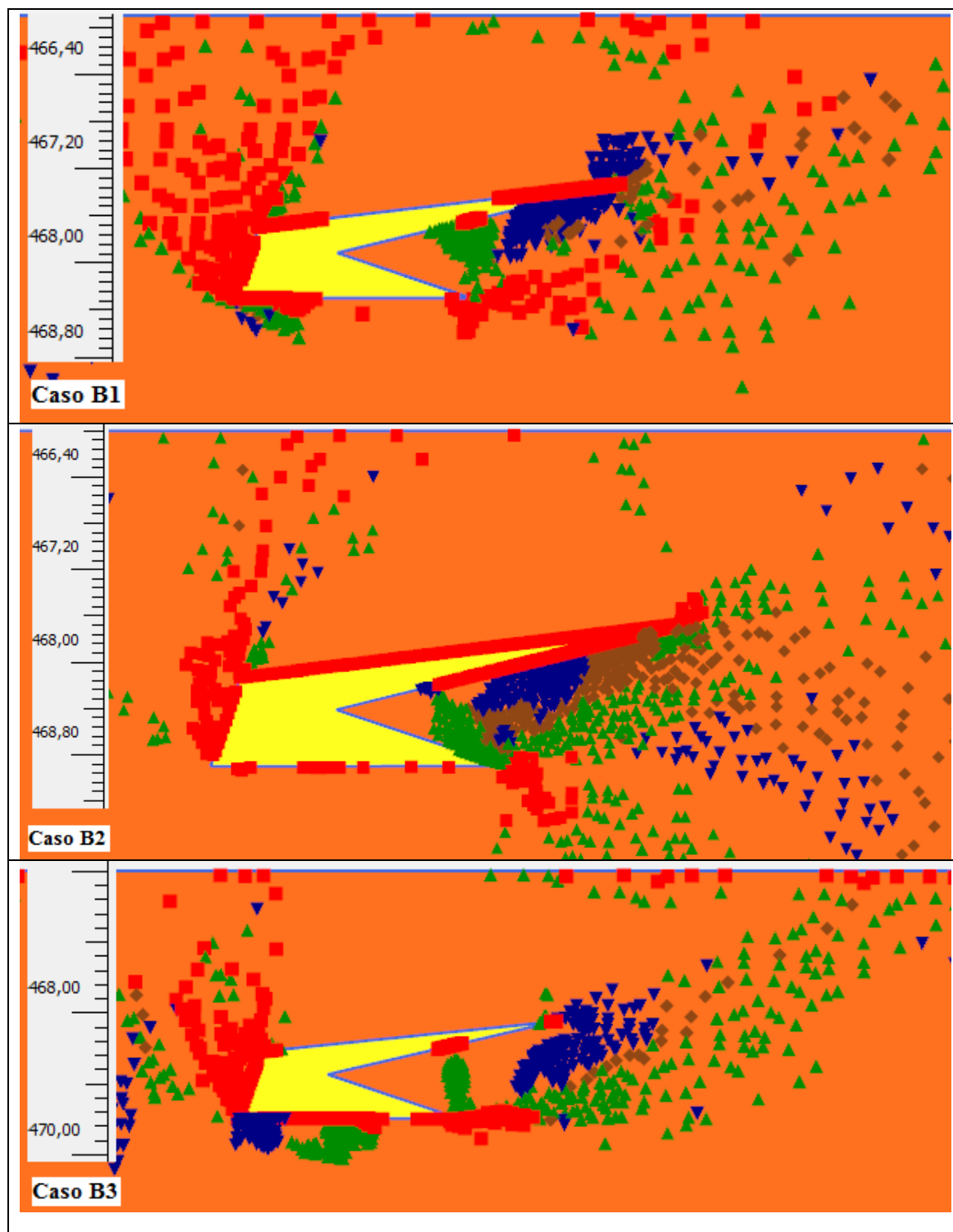


Figura 7.2 - Plastificação dos casos em que $\delta=25^\circ$

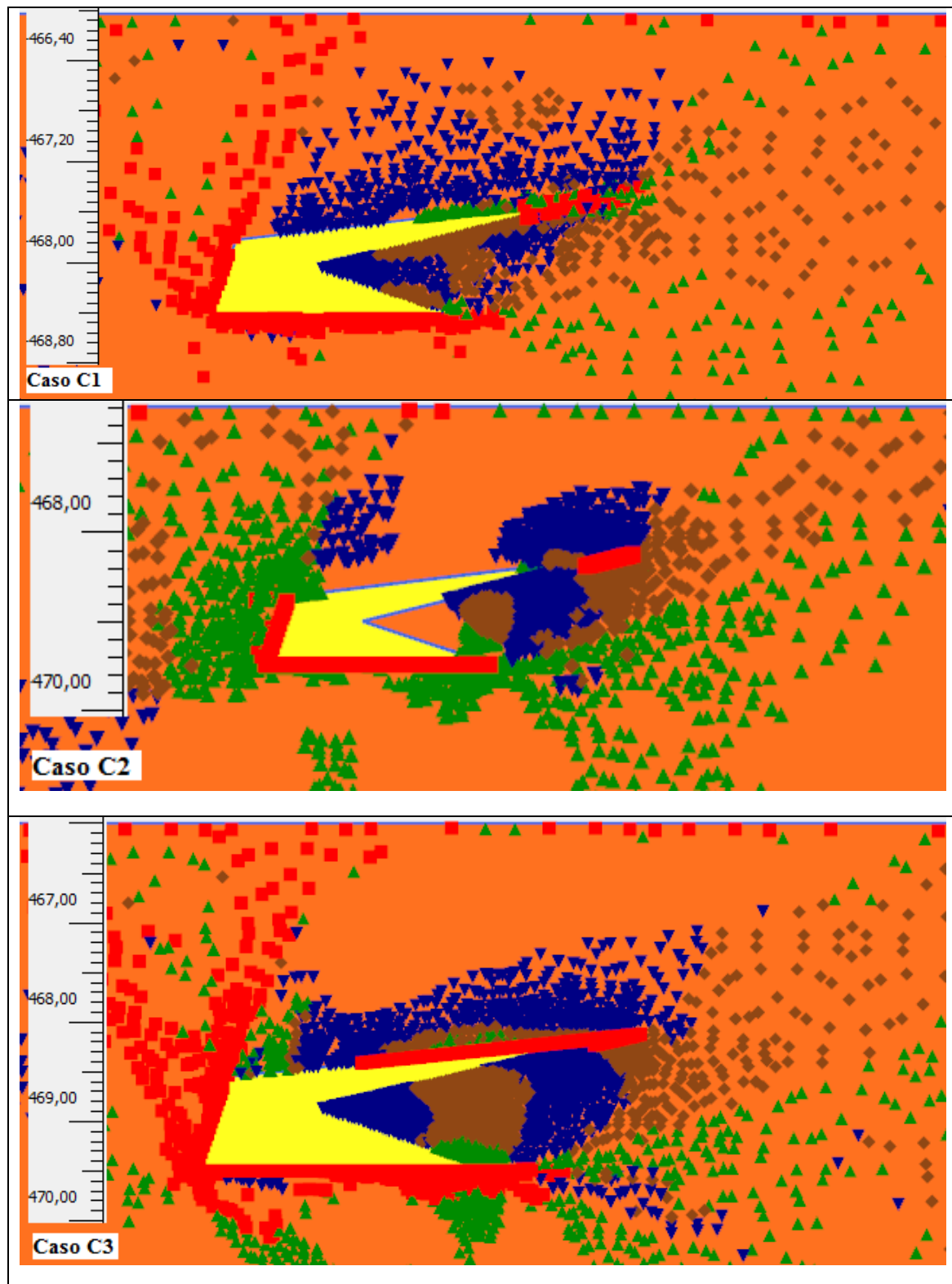


Figura 7.3 - Plastificação dos casos em que $\delta=40^\circ$

Relativamente às figuras anteriores torna-se importante tecerem-se alguns comentários.

Conforme se constata os pontos que se encontram em rotura (pontos a vermelho) estão no geral localizados na superfície de interface solo/âncora. Tal situação já é expectável, porque são estes pontos que sofrem uma primeira alteração do seu estado de deformação devido ao deslocamento da âncora. Já os pontos que se encontram na parte de trás da âncora, a rotura que apresentam pode estar relacionada com a geometria adoptada do *fluke*.

No que diz respeito à massa de solo que se encontra entre o *fluke* e o *shank* é de se esperar que se encontre bastante confinada. Aliás, situação que justifica a metodologia de cálculo apresentada para o Plaxis®. De facto, é isso que se nota já que na maioria dos casos os pontos dominantes estejam em “*Cap*”.

Para além disto, verifica-se ainda que a massa de solo abaixo do *fluke* não se encontra, na maioria dos casos, identificado o estado de tensão. Tal situação demonstra que o estado de tensão desta massa não é alterado com o movimento da âncora. Isto também já era um aspecto previsível uma vez que a rotura para este tipo de problemas é pontual, não se transferindo assim para partículas muito distantes da âncora.

Relativamente aos deslocamentos da âncora, verifica-se que para os casos em que $\delta=0^\circ$ estes são significativamente superiores do que para os restantes casos. Isto faz sentido na medida em que se é imposto que $\delta=0^\circ$, então não existe nenhuma força que dificulte o movimento da âncora. Ou seja, o seu deslizamento é facilitado.

Outro aspecto importante de referir consiste no facto de não haver um comportamento semelhante nos diferentes casos relativamente aos deslocamentos em âncora de tamanhos diferentes. Por outras palavras, seria de esperar que os deslocamentos fossem superiores para âncoras com dimensões superiores.

Isto pode ser justificado pela geometria adoptada para os modelos de Plaxis®. Ou seja, uma vez que o modelo em Plaxis® é em deformação plana, e neste caso está em perfil, a diferença de tamanho, que é mais expressiva longitudinalmente, acaba por ser menos expressiva em corte. Daí que, mais uma vez, a utilização de um modelo 2D influencia na análise de problemas deste tipo.

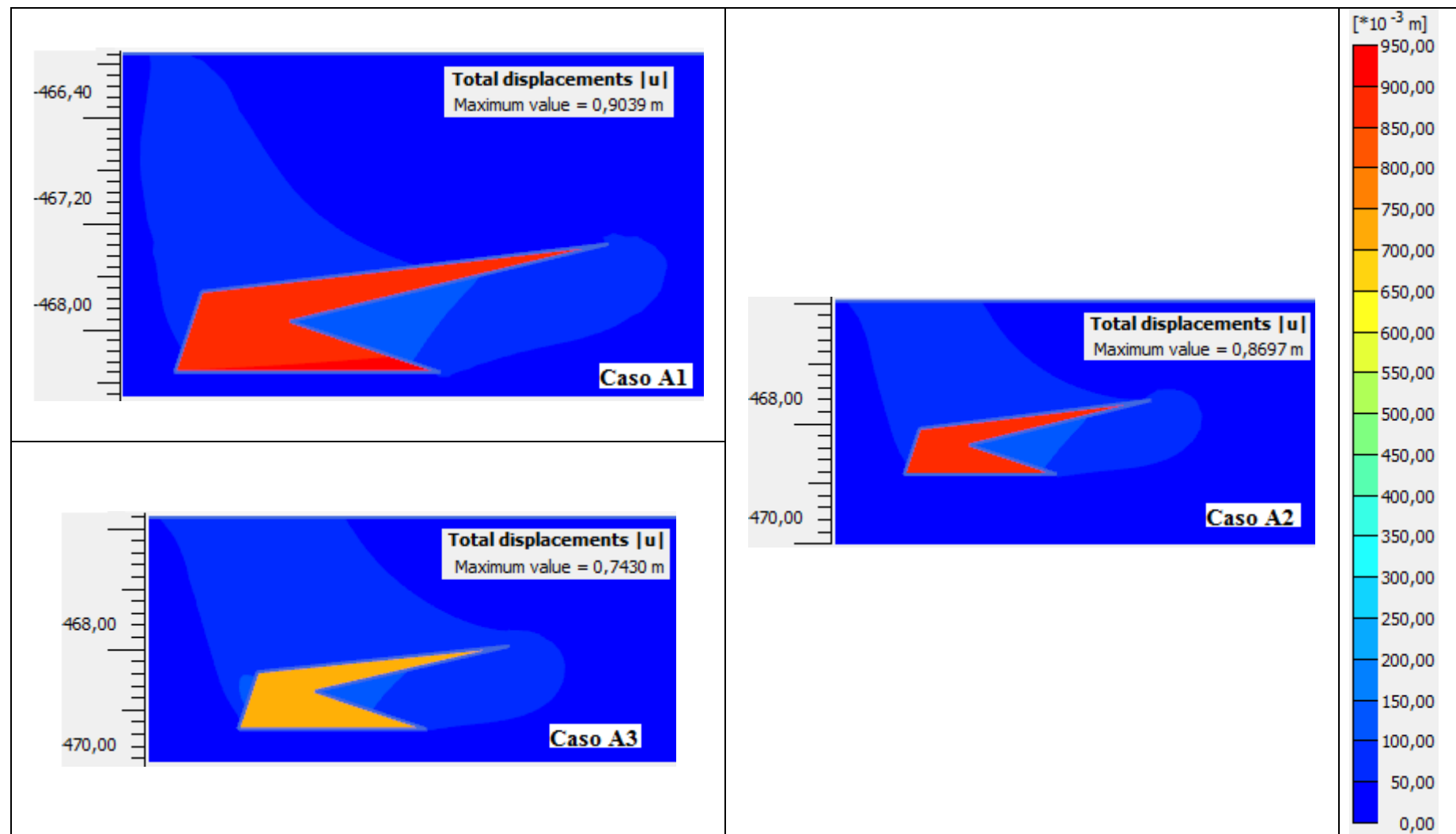


Figura 7.4 – Módulo dos deslocamentos máximos dos casos em que $\delta=0^\circ$.

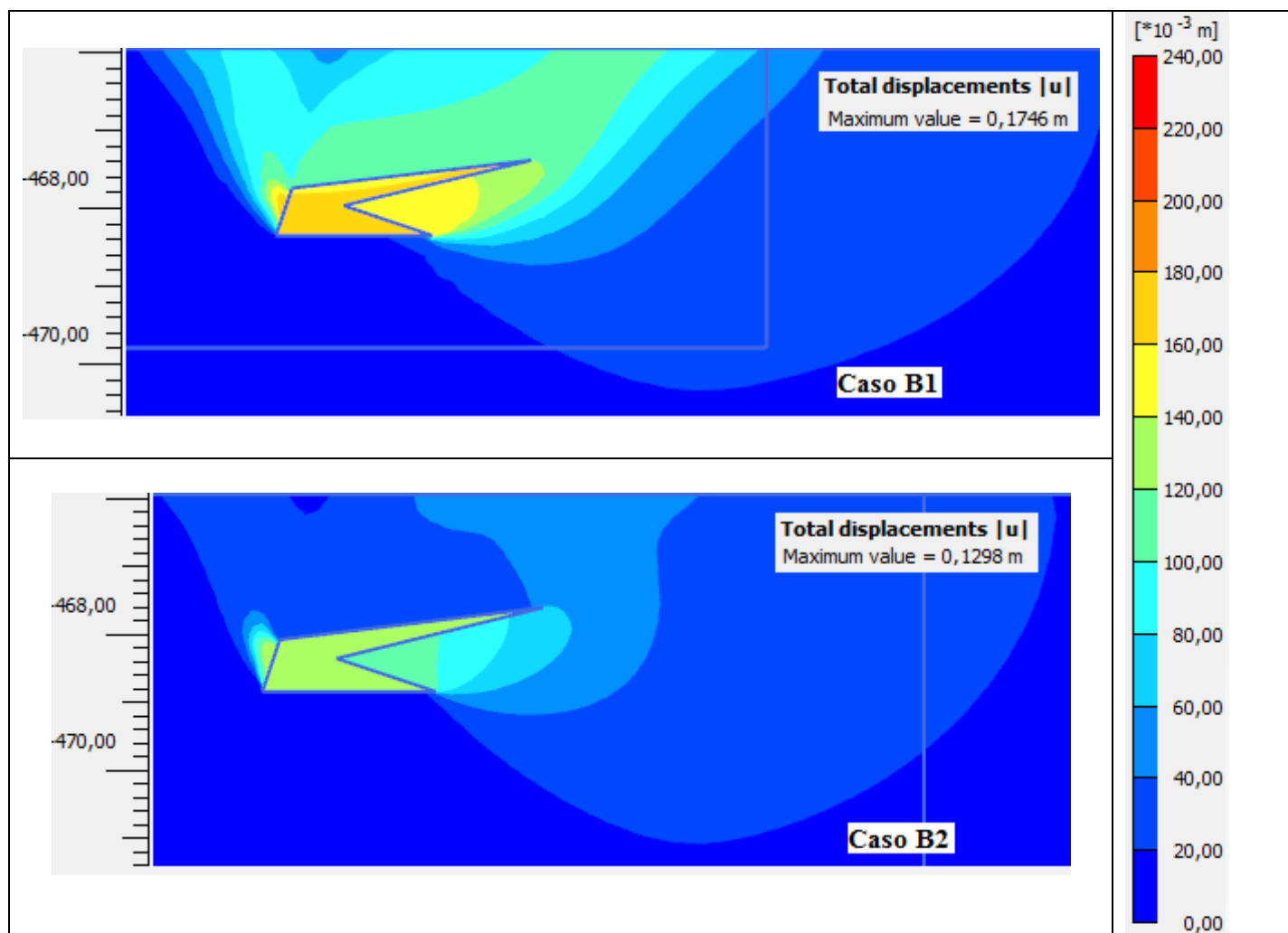


Figura 7.5 – Módulo dos deslocamentos máximos dos casos em que $\delta=25^\circ$.

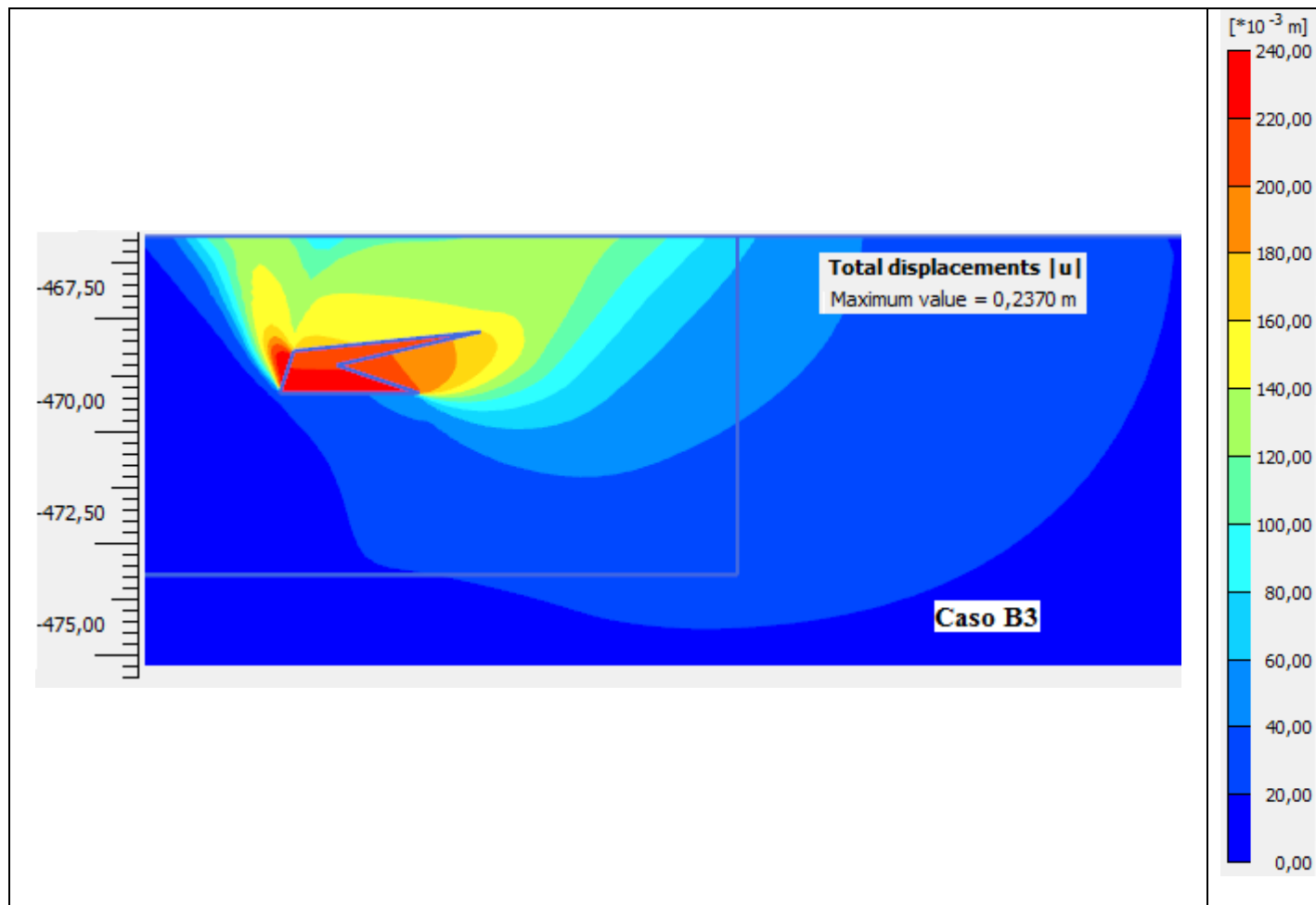


Figura 7.5 – Módulo dos deslocamentos máximos dos casos em que $\delta=25^\circ$.

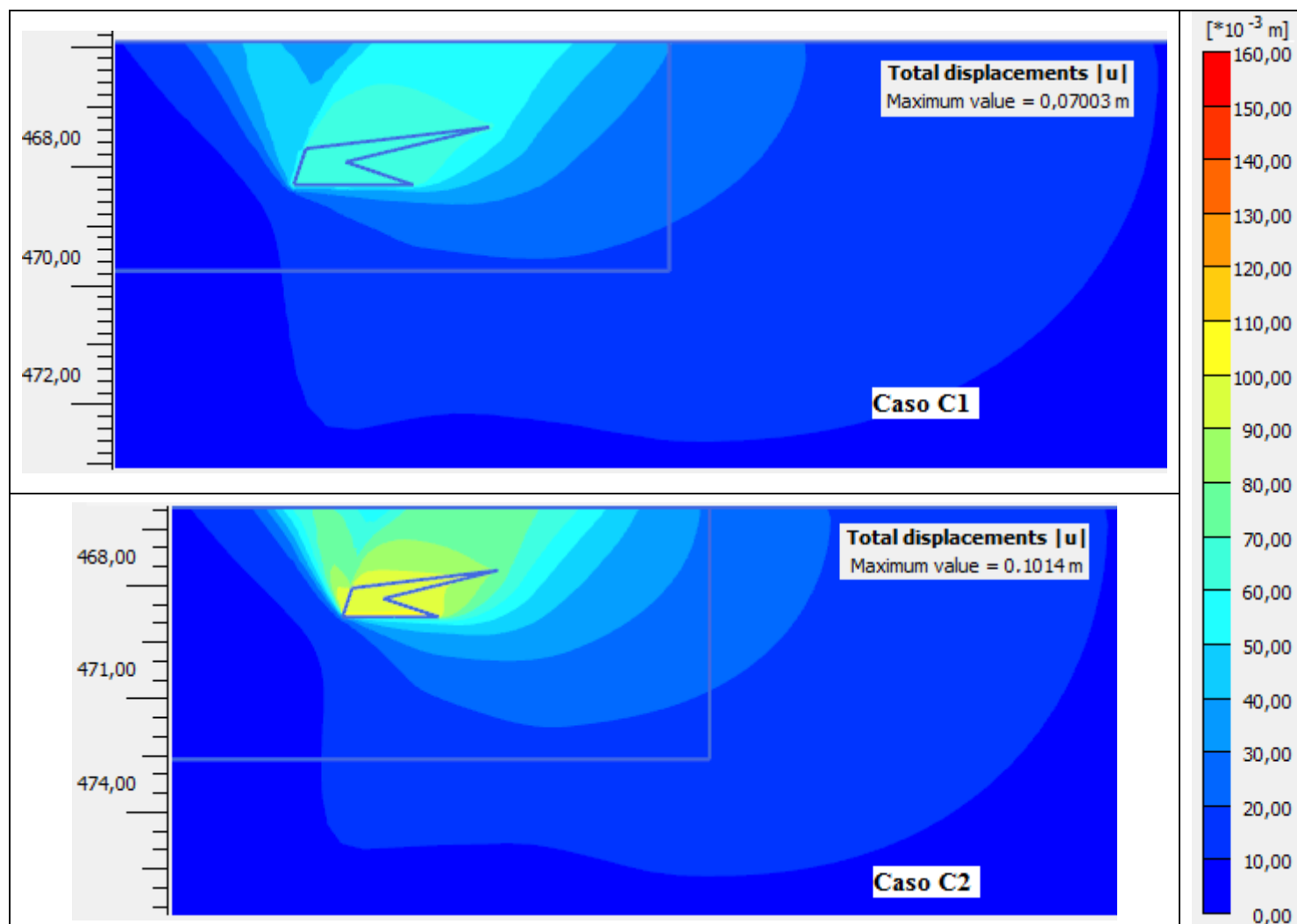


Figura 7.6 – Módulo dos deslocamentos máximos dos casos em que $\delta=40^\circ$.

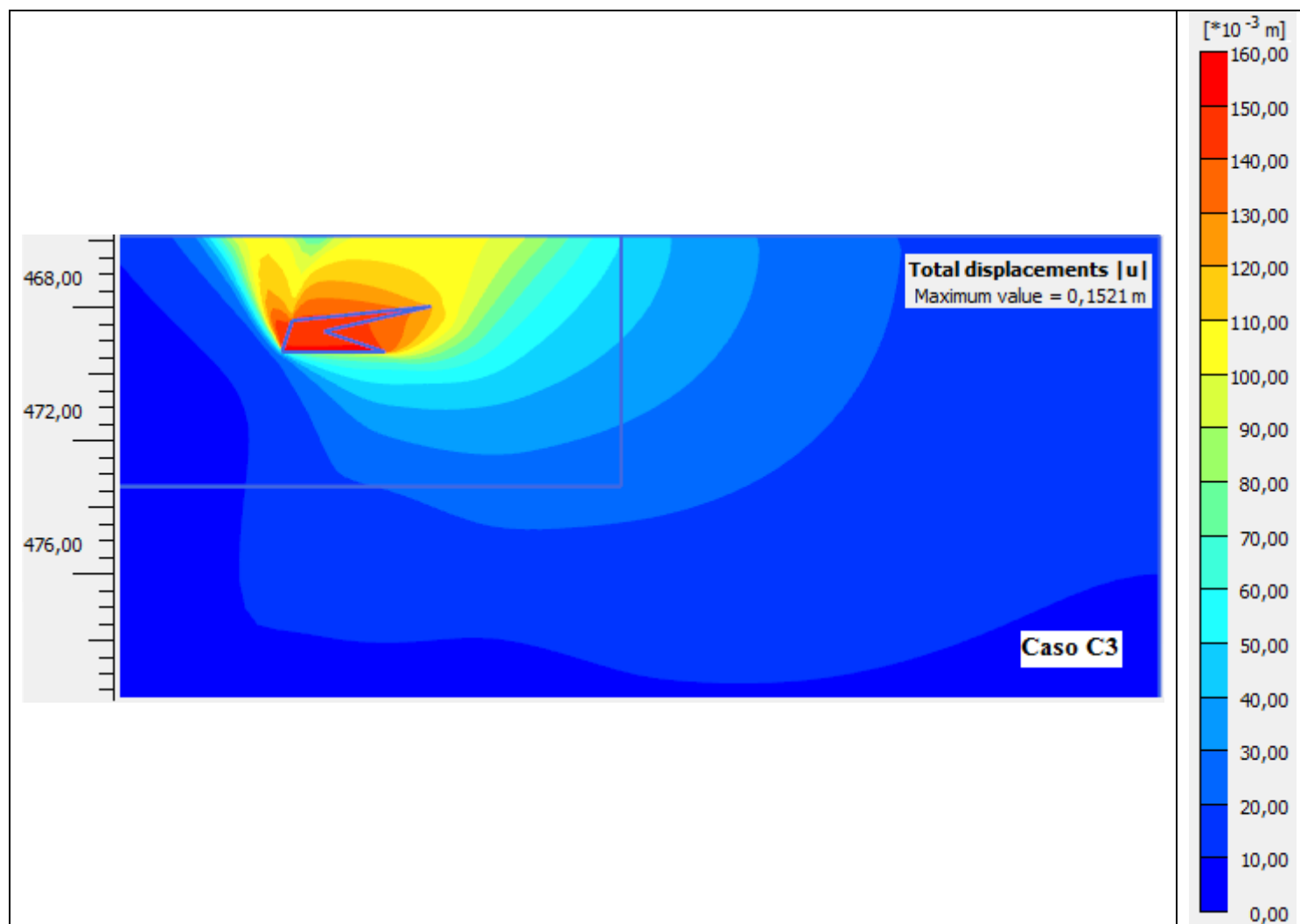


Figura 7.5 – Módulo dos deslocamentos máximos dos casos em que $\delta=40^\circ$.

8

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1. CONCLUSÕES

O aproveitamento dos recursos naturais tornou-se num assunto cada vez mais relevante pela importância económica e social que tem nos diferentes países. Apesar de Portugal ter sido um dos países que seguiu de perto a investigação e desenvolvimento de tecnologia de conversão de energia das ondas, a verdade é que o país ainda não se encontra a explorar todas as suas potencialidades.

A criação de uma zona piloto foi um passo importante, ajudando assim a fomentar a instalação de uma fonte renovável, facilitando os processos de licenciamento inerentes. Esta zona piloto tem uma área de 320 km², situada no oceano Atlântico ao largo de São Pedro de Moel, a uma distância à costa de 5 a 8 km e tem uma profundidade entre os 30 e os 90 m.

Pela diversidade existente de estruturas de conversão de energia das ondas, decidiu-se abordar um assunto ainda relativamente pouco aprofundado na comunidade geotécnica nacional, estudando-se assim uma estrutura flutuante.

As âncoras de arraste do tipo DEA são um tipo de fundação utilizado para estruturas flutuantes, que se apresentam sempre como boa opção pelos baixos custos comparativamente com uma solução em fundações sobre o leito marinho *vis-à-vis* em estacas, e também pela facilidade na sua instalação. Pela prevalência no fundo marinho desta zona de solos arenosos, a outra questão de interesse neste trabalho prende-se com a análise de âncoras neste tipo maciços.

Tendo como base os trabalhos geológicos apresentados nos últimos anos sobre esta zona inferiu-se que para uma profundidade de 60 m (profundidade definida para instalação da estrutura flutuante) os sedimentos marinhos da zona piloto é arenoso, e os dados geológicos apresentados neste trabalho tiveram como base os estudos geológicos desenvolvidos nos últimos anos, que concluíram que os sedimentos marinhos são maioritariamente constituídos por areias com elevada percentagem de quartzo e de cascalho (Pombo 2004). Não havendo informação geotécnica detalhada sobre esta zona, utilizou-se a base de dados do LabGeo-FEUP relacionando-se assim os resultados de um solo que havia sido ensaiado e com características físicas semelhantes ao solo marinho descrito no trabalho referido, na Zona Piloto em São Pedro de Moel. O ângulo de atrito de pico admitido para o solo da Zona Piloto foi de $\phi' = 42,9^\circ$ e o ângulo de dilatação (ψ) igual a $17,6^\circ$ (cerca de 40% de ϕ').

Nos trabalhos desenvolvidos por LeLievre e Tabatabaee (1981) foi indicado que o *fluke* da âncora (a parte inferior da âncora – a “pata”) se encontraria muito perto da horizontal para posições próximas da

final. Porém, o assunto não foi explorado por Neubecker e Randolph (1996), e portanto o tema ainda não é linear no caso de âncoras de arraste do modelo MK6 da Vryhof Anchors®.

Desta forma, admitiu-se que o *fluke* estaria na horizontal quando a âncora se encontrasse na sua posição final. E no que diz respeito à profundidade de penetração, considerou-se o valor dado pela aplicação do ábaco da Vryhof Anchors® do modelo MK6.

A integração de modelos numéricos em análises geotécnicas tem sido uma das grandes evoluções no cálculo estrutural, geotécnico e hidráulico para resolução de problemas de geometria e leis constitutivas complexas, e não se tendo encontrado ainda trabalhos desenvolvidos através do programa Plaxis® para âncoras de arraste, considerou-se importante fazê-lo nesta dissertação.

Uma das potencialidades desta ferramenta comercial de cálculo, o Plaxis®, é que considera modelos representativos do comportamento geomecânico dos solos. O modelo constitutivo que foi utilizado neste caso correspondeu ao *Hardening Soil Model*, um modelo elasto-plástico não linear, regido pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb e que admite uma lei de tensão-deformação do tipo hiperbólico. A consideração das propriedades índice para este modelo exigiu que se admitissem vários parâmetros, tendo-se, como foi referido, utilizado resultados obtidos em areias de granulometria semelhantes às identificadas em trabalhos de prospecção na zona piloto (Pombo, 2004), correspondente a um solo arenoso ensaiado anteriormente no LabGeo-FEUP. Os parâmetros admitidos foram os seguintes: $c' = 0 \text{ kPa}$; $\phi' = 42,9^\circ$; $\psi = 17,6^\circ$; $E_{50}^{ref} = 12135 \text{ kPa}$; $E_{ur}^{ref} = 36405 \text{ kPa}$; $E_{oed}^{ref} = 9708 \text{ kPa}$; $m = 0,5$; $\nu_{ur} = 0,2$; $p^{ref} = 100 \text{ kPa}$; $K_0^{nc} = 1$; $R_f = 1$. Este modelo criado pretendeu reunir todas as características que possibilitassem o posterior confronto dos resultados numéricos com as restantes metodologias empíricas e teóricas baseadas em equilíbrio limite.

Como já tinha sido abordado por LeLievre e Tabatabaee (1981) e Neubecker e Randolph (1996) estas metodologias não são as mais indicadas para determinação da UHC, na medida em que dependem de parâmetros que dizem respeito à posição final da âncora, como é o caso da orientação da mesma e da sua profundidade de penetração. Porém, estas metodologias podem fornecer bons resultados quando usados em paralelo com modelos numéricos, ganhando importância e utilidade.

A aplicação da metodologia Neubecker e Randolph (1996) engloba um modelo de rotura tridimensional. A força sobre o *shank* (a parte superior da âncora, a “haste”) é dependente da sua forma e tamanho e inclui a força da parte posterior do *fluke* (F_b), diferindo assim da metodologia desenvolvida por LeLievre e Tabatabaee (1981), que apenas considera a posição final da âncora, em que o *fluke* se encontra na horizontal, sendo, portanto, as tensões admitidas em estado geoestático de repouso.

Depois de se analisarem as metodologias de equilíbrio, bem como as forças envolvidas e atuantes na âncora, constata-se facilmente que existem vários parâmetros que influenciam a UHC. Desta forma, balizando-se a análise pretendida no âmbito desta dissertação, estudaram-se apenas 9 casos, variando-se assim o tamanho das âncoras (3 modelos da MK6) e o ângulo de atrito de interface solo/âncora ($\delta=0^\circ$, $\delta=25^\circ$ e $\delta=40^\circ$).

Depois da aplicação das diferentes metodologias conseguiu-se inferir algumas conclusões interessantes. De se salientar que o confronto de resultados foi sempre um dos objectivos deste trabalho.

O ábaco desenvolvido pelo NCEL mostrou-se muito abaixo dos valores fornecidos pelo catálogo da Vryhof Anchors® (Quadro 6.2 e 6.3). Esta situação não é muito surpreendente, uma vez que este ábaco foi construído tendo apenas como base o tamanho da âncora e o tipo de solo; a classificação do solo não é muito exaustiva, não entrando assim com parâmetros mecânicos, como é caso do ângulo de atrito do solo, por exemplo.

Enquanto no método desenvolvido por Neubecker e Randolph (1996) o valor da UHC corresponde ao valor mínimo do processo iterativo, no procedimento desenvolvido pelos outros autores, o valor de UHC já não pode ser identificado de uma forma tão direta. Desta forma, tomou-se a opção de apenas utilizar este método para análise da natureza das forças actuantes na âncora. Aliás, o confronto dos pressupostos do método desenvolvido por LeLievre e Tabatabaee (1981) com o método desenvolvido por Neubecker e Randolph (1996) torna-se bastante enriquecedor para se perceber e melhor identificar aspectos mais peculiares sobre o assunto.

No que diz respeito aos resultados obtidos pelos modelos criados no Plaxis® a identificação da UHC não é linear. Veio-se a verificar que a criação de uma modelo em deformação plana (utilizou-se a versão 2D do Plaxis®) tem influência no valor da UHC, situação também já abordada e explorada por vários autores (Neubecker e Randolph, 1996). Esta situação é ainda agravada pelo facto da âncora MK6 da Vryhof Anchors® ter uma geometria complexa.

O modelo criado para esta âncora teve de ser simplificado, e por conseguinte, a análise que se efectuou teve em consideração diferentes aspectos. Pela exposição feita aos métodos analíticos percebe-se que a UHC depende do volume de solo que acompanha o movimento imposto à âncora, mas que este movimento está intrinsecamente ligado à interacção solo/âncora (pelo ângulo de atrito de interface δ), mas também pela geometria da mesma.

Assim sendo, o valor de UHC determinado a partir dos valores retirados do Plaxis®, foi calculado com base nas tensões efectivas verticais aplicadas no *shank* e no *fluke*. Como seria de esperar, essas tensões efectivas diferem de caso para caso, já que a facilidade de deslizamento da âncora difere de caso para caso. Para além disto, ainda se teve em consideração o volume de solo que acompanha o movimento da âncora através da altura h . O valor de h foi ajustado por forma a fornecer um valor de UHC muito próximo dos valores de UHC fornecidos pela aplicação do método de Neubecker e Randolph (1996).

Comparando-se as três metodologias aplicadas (Vryhof Anchors®, Neubecker e Randolph (1996) e Plaxis®), denota-se que para os casos A1, A2 e A3 os valores de UHC do Plaxis® e do método de equilíbrio limite são inferiores ao valor fornecido pela expressão 5.1 (dependente da eficiência do modelo MK6). Nos casos B1, B2 e B3, os valores de UHC obtidos pelo catálogo da Vryhof Anchors® são inferiores aos dos restantes métodos. Nos casos em que $\delta=40^\circ$ denota-se que para o Caso C2 os valores de UHC dos três métodos encontram-se muito próximos, enquanto que nos restantes casos os valores voltam a divergir.

Apesar das limitações dos modelos numéricos criados no que diz respeito à determinação da UHC, a utilização desta ferramenta é sempre uma mais-valia uma vez que se consegue quantificar os deslocamentos (da âncora e da massa de solo envolta à mesma), mas também os pontos plastificados.

Pelos modelos fornecidos pelo Plaxis®, constata-se que os pontos que se encontram em rotura (pontos a vermelho) se encontram localizados na interface solo/âncora. Esta situação já era expectável uma vez

que estes pontos como se encontram na superfície de deslizamento sofrem assim mais rapidamente alterações no seu estado de deformação. Os pontos que se encontram na parte de trás da âncora, a rotura que apresentam pode estar relacionada com a geometria adoptada do *fluke*.

No que diz respeito à massa de solo que se encontra entre o *fluke* e o *shank* é de se esperar que se encontre bastante confinada. Foi com base nesta ideia que se considerou que este volume acompanhava o movimento da âncora. De facto, é isso que se nota já que na maioria dos casos os pontos dominantes não se encontram em rotura

Para além disto, verifica-se ainda que a massa de solo abaixo do *fluke* não se encontra, na maioria dos casos, identificado o incremento do estado de tensão. Tal situação demonstra que o estado de tensão desta massa não é alterado com o movimento da âncora. Este aspecto já era previsível uma vez que a rotura para este tipo de problemas é pontual, não se transferindo assim para partículas muito distantes da âncora.

Os deslocamentos da âncora para os casos em que $\delta=0^\circ$ são significativamente superiores comparativamente com os restantes casos. Isto faz sentido na medida em que se é imposto que $\delta=0^\circ$, então não existe nenhuma força que dificulte o movimento da âncora, facilitando o deslizamento.

Outro aspecto importante de referir consiste no facto de não haver um comportamento semelhante nos diferentes casos relativamente aos deslocamentos em âncora de tamanhos diferentes. Ou seja, seria de esperar que os deslocamentos fossem superiores para âncoras com dimensões superiores.

Uma vez que o modelo em Plaxis® é em deformação plana e está em perfil, a diferença de tamanho, que é mais expressiva longitudinalmente, acaba por ser menos clara em corte. Daí que, mais uma vez, a utilização de um modelo 2D influencia a análise de problemas deste tipo.

Um último aspecto que deve ser salientado refere-se à orientação da âncora MK6. Ainda é bastante discutido qual será a posição final do *fluke*, e pelas diferentes análises apresentadas nesta dissertação ficou evidente que este aspecto tem influência quer no valor da UHC, quer no comportamento geral da âncora. Foi adoptado para este trabalho que o *fluke* se encontraria totalmente na horizontal. Aquilo que se percebe, e como seria de esperar, é que para este cenário a força da parte traseira do *fluke* (F_{fb}) muda de sentido (relembrando que Neubecker e Randolph (1996) admitem que esta força tem um sentido de baixo para cima), passando a ser de cima para baixo. Ou seja, para a posição adoptada neste trabalho, esta força deixa de ter influência no sistema de equilíbrio (aspecto que se teve em consideração na análise feita aos valores fornecidos pelo Plaxis®). Daí que os valores retirados do método desenvolvido por Neubecker e Randolph (1996) sejam negativos. Para esta análise o modelo do Plaxis® acaba por ter um papel importante uma vez que se consegue aferir o sentido das tensões efectivas, apoiando assim a ideia de que a força F_{fb} não deve ser incluída no equilíbrio de forças para os casos aqui analisados.

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Para possíveis desenvolvimentos futuros deste trabalho são apresentados neste ponto algumas sugestões.

A realização de ensaios laboratoriais ao solo arenoso da Zona Piloto deverá ser um dos principais trabalhos a ser desenvolvido no âmbito deste trabalho, uma vez que a caracterização geotécnica rigorosa é essencial para o conhecimento geomecânico dos sedimentos em causa.

Ficou provada a mais-valia da modelação para este tipo de problema particularmente para um código numérico como o Plaxis®, e como tal as potencialidades de uma ferramenta como esta devem ser exploradas de melhor forma, ou até mesmo de uma forma mais alargada. Ou seja, devem ser elaborados mais casos de estudo, variando-se por exemplo: o ângulo de atrito (ϕ'), o ângulo de dilatação (ψ), o ângulo de interface (δ), a inclinação da força T (força aplicada na âncora), o fator da capacidade de carga do *shank* (N_{qs}), entre outros.

Tornou-se evidente a necessidade de se utilizar um modelo em 3D, e portanto o recurso ao Plaxis® 3D pode ser uma ferramenta muito importante para análise deste tipo de problemas.

A realização de vários modelos numéricos também é importante para o estudo pormenorizado do modo de rotura, com especial atenção para o ângulo da cunha de rotura. Para tal devem ser estudados mais pontos do que aqueles que foram apresentados neste trabalho. Devem ainda ser analisadas as forças atuantes na âncora através do estudo pormenorizado das tensões existentes em outros pontos específicos.

Uma vez que os dois métodos de equilíbrio limite apresentam alguns pressupostos diferentes, torna-se importante perceber qual dos dois se enquadra melhor ao comportamento de uma âncora de arraste para a sua posição final. Ou seja, deve-se analisar a melhor a força posterior ao fluke (F_{fb}), quantificando-se esta força e a sua inclinação.

A posição e orientação da âncora é evidente que tem grandes implicações no seu comportamento. Deste modo o recurso a metodologias cinemáticas deve ser considerado, bem como a realização de uma análise paramétrica exaustiva, incluindo assim vários cenários possíveis para a posição final da âncora.

Em último, seria interessante conseguir realizar ensaios com modelos reduzidos sobre estas âncoras, dada a complexidade geométrica destes dispositivos, sendo o desafio maior tentar num futuro (ainda que a médio prazo), a utilização de centrífugas geotécnicas para este efeito.

BIBLIOGRAFIA

- André, R. (2010). *Modelação de um Sistema de Conversão de Energia das Ondas*. Dissertação do Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.
- Aquamarinepower - <http://www.aquamarinepower.com> - Acedido a 2/1/2013
- Brito e Melo, A. (2008). *Zona Piloto Portuguesa para a energia das ondas*. Seminário de Energias Renováveis Marinhas em Portugal – Estado da Tecnologia e Perspectivas do mercado, 2008, Museu da Electricidade – Fundação EDP, Lisboa.
- Cassidy, M. (1994). *Non-Linear Analysis of Jack-Up Structures Subjected to Random Waves*. Tese de Doutoramento, University of Oxford, 2004.
- Coelho, L. (2007). *Conversores de acção directa no aproveitamento de energia das ondas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Electrotécnica e de Computadores, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2007.
- Coduto, D. (2001). *Foundation Design – Principles and Practices*. Prentice Hall, New Jersey.
- Cruz, J., Sarmiento, A. (2004). *Energia das Ondas. Introdução aos aspectos tecnológicos, económicos e ambientais*. Instituto do Ambiente, 2004.
- Energy Saving Now - <http://energy.saving.nu/hydroenergy/wave.shtml> - Acedido a 5/1/2013.
- Falcão, A. (2005). *Energia das Ondas*. Seminário sobre a Física e a Energia. 21/11/2005, Lisboa.
- Frieze, P. (2007). Offshore Design and Building. In *Ships and Offshore Structures*, Jeom Kee Paik, China.
- Ganduz, B. (2010). *Analysis of Settlements of Test Embankments During 50 years – A comparison Between Field Measurements and Numerical Analysis* Master's Dissertation, LUND University.
- Gobat, J. (2000). *The Dynamics of Geometrically Compliant Mooring Systems*. Tese de Doutoramento, Massachusetts Institute of Technology.
- Haixiao Liu, Ying Li, Hanting Yang, Wei Zhang, Chenglian Liu. (2010). *Analytical study on the ultimate embedment depth of drag anchors*. Ocean Engineering.
- Hanna, A., Ayadat, T., Sabry, M. (2007). *Pullout resistance of single vertical shallow helical and plate anchors in sand*. Geotechnical and Geological Engineering, 6/7/2007.
- Kim, B. (2005). *Upper Bound Analysis for drag anchors in soft clay*. Tese de Doutoramento, Texas A&M University.
- LeLievre, B., Tabatabaee, J. (1981). *The performance of marine anchors with planar flukes in sand*. Canadian Geotechnical Journal, Volume 18, 3/7/1981, 14, National Research Council of Canada, Canada.
- Lesny, K. (2010). *Foundations of Offshore Wind Turbines – Tools for Planning and Design*. Verlag GmbH, Germany.
- Matos Fernandes, M. (2010). *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais (Volume 1)*. 2ª Edição, FEUP Edições, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos – Introdução à Engenharia Geotécnica (Volume2)*. 1ª Edição, FEUP Edições, Porto.

Miedema, S.A.; Lagers, G.H.G; Kerkvliet, J. (2007). *An Overview of drag embedded anchor holding capacity for dredging and offshore applications*. WODCON, Orlando, USA.

Morais, A. (2009). *Estudo da Operação de Parques de Sistemas de Conversão de Energia das Ondas em Energia Eléctrica*. Dissertação de Mestrado de Engenharia Electrotécnica e de Computadores, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.

Murdoch - <http://www.see.murdoch.edu.au/resources/info/Tech/wave/index.html> - Acedido a 5/1/2013

NCEL (1985). *Handbook for Marine Geotechnical Engineering*.

Ocean - www.oceanpowertechnologies.com – Acedido a 2/1/2013

Pereira, S. (2010). *Caracterização do sector dos recursos energéticos marinhos para Portugal continental*. Dissertação de Mestrado em Engenharia da Energia e do Ambiente, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa.

Plaxis Manual (2010). *Plaxis Material Models and Plaxis Reference Manuals*.

Pombo, J. (2012). *Estudos Geotécnicos para a Fundação de Estruturas Offshore de Conversão da Energia das Ondas*. Projecto de Tese, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa.

Pombo, J. (2004). *Sedimentos superficiais da plataforma continental portuguesa entre o cabo Mondego e S. Martinho do Porto*. Coimbra. Faculdade de Ciências, Universidade de Coimbra.

Randolph, M., Gourvenec, S. (2011). *Offshore Geotechnical Engineering*. Spon Press, 2 Park Square, Milton Park.

Rios e Silva, S. (2007). *Modelação do faseamento construtivo da escavação e contenção periférica da trincheira de acesso à Estação da Casa da Música do Metro do Porto*. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, 2007.

Rios, S. (2011). *A General Framework for the Geomechanical Characterisation of Artificially Cemented Soil*. Dissertação Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Rocker, K. (1985). *NCEL Handbook for Marine Geotechnical Engineering*.

SeaGeneration - <http://www.seageneration.co.uk/> - Acedido a 5/1/2013

Silva Cardoso, A. (1990). *Estacas Solicitadas Axialmente – Isoladas e grupos (Tipos e Dimensionamento)*. Elementos de estudo da Disciplina de Fundações leccionada no ramo de especialização em Geotecnia do Mestrado Integrado em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Silva Cardoso, A. (2001). *Elementos de estudo da Disciplina de Modelos e Segurança em Geotecnia leccionada no ramo de especialização em Geotecnia do Mestrado Integrado em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*.

Silva, A. (2011). *Calibração de Parâmetros Geomecânicos para Modelação constitutiva de um agregado cimentado*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil – especialização em Geotecnia, Faculdade Engenharia da Universidade do Porto.

Thorpe, T. W. (1999). *A brief review of wave energy*. UK Department of Trade and Industry, Maio de 1999.

- USP (2003). Elementos de estudo da Disciplina de Projeto de Estruturas Marítimas PEF 2506 do Departamento de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- van den Hatert, M.; Jonkman, B.; Strijbis, D. (2005). *Anchor Theory – Penetration behaviour of an anchor in sand*. Offshore Course, OE5661 – Offshore Moorings. TU Delft, Holanda.
- Van-Deste, W. (2012). *Análise do Comportamento de uma Estrutura Flutuante de Transferência de Hidrocarbonetos*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil – especialização em Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Vryhof Anchors (2010). *Anchor Manual*, The Guide to Anchoring. Netherlands.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *A Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para o Dimensionamento de Fundações Directas*. Dissertação de doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Viana da Fonseca, A. (2008). *Relatório da Disciplina de Fundações (Ramo de especialização em Geotecnia)* – Provas de Agregação em Engenharia Civil. Dezembro de 2008.
- Viana da Fonseca, A. (2011). Fundações Superficiais e Profundas. Elementos de Estudo da disciplina de Mecânica dos Solos II leccionada no 4º do Mestrado Integrado em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto.
- Viana da Fonseca, A.; Santos, J. A. (2004). *2nd International Conference on Site Characterization (ISC'2): international prediction event; Behaviour of bored, CFA and driven piles in residual soil; ISC'2 experimental site*. FEUP e IST Edições.
- Wave Energie Center (2004). *Potencial e Estratégia de desenvolvimento da energia das ondas em Portugal*. Publicado por Wave Energie Center.

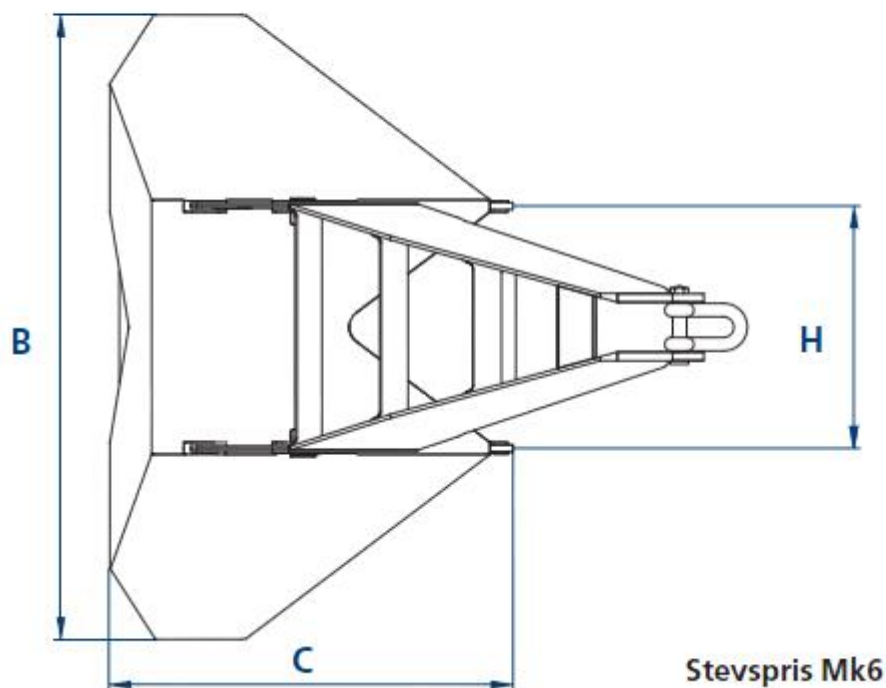
ANEXOS

ANEXO A1

CATÁLOGO DA VRYHOF ANCHORS: MODELO MK6

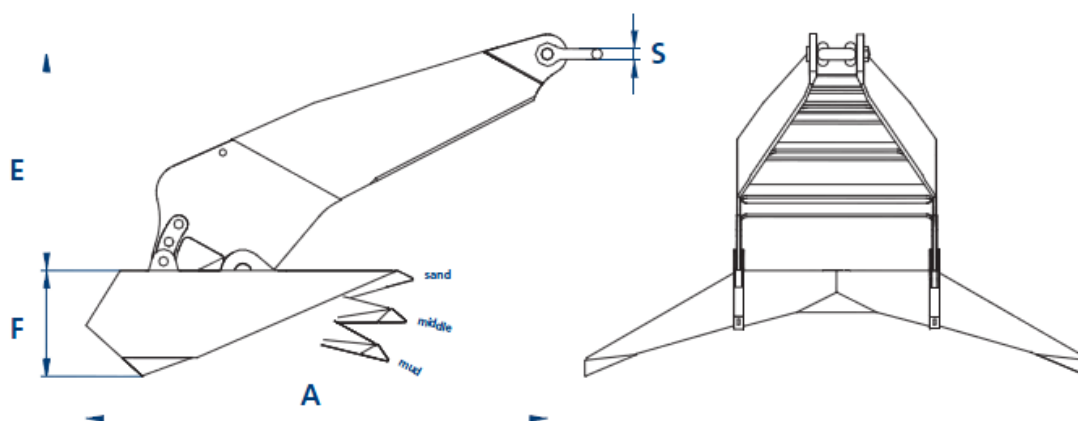
Dimensions

Main dimensions of vryhof anchor types



Dimensions

Main dimensions of vryhof anchor types

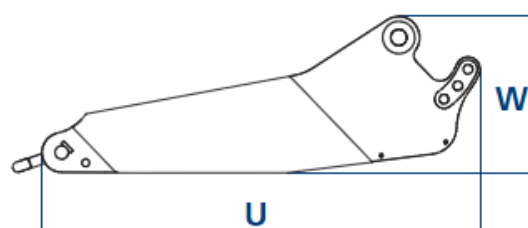


Stevspris Mk6

Main dimensions Stevspris Mk6 dimensions in mm anchor weight in kg												
weight	1500	3000	5000	8000	10000	12000	15000	18000	20000	22000	25000	30000
A	2797	3523	4178	4886	5263	5593	6025	6402	6631	6845	7143	7591
B	3059	3870	4602	5390	5807	6171	6679	7101	7368	7625	7962	8451
C	1981	2495	2958	3460	3728	3961	4267	4534	4696	4848	5059	5376
E	1321	1664	1973	2308	2486	2642	2846	3024	3132	3234	3374	3586
F	641	808	958	1120	1206	1282	1381	1468	1520	1569	1637	1740
H	1170	1490	1781	2090	2253	2394	2610	2777	2890	3002	3138	3324
S	65	80	100	120	130	140	160	170	180	190	200	210

Dimensions

Transport dimensions of vryhof anchor types

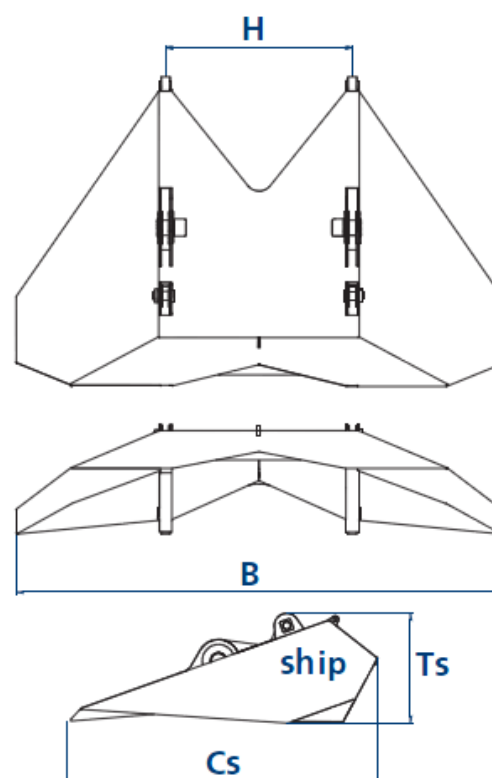
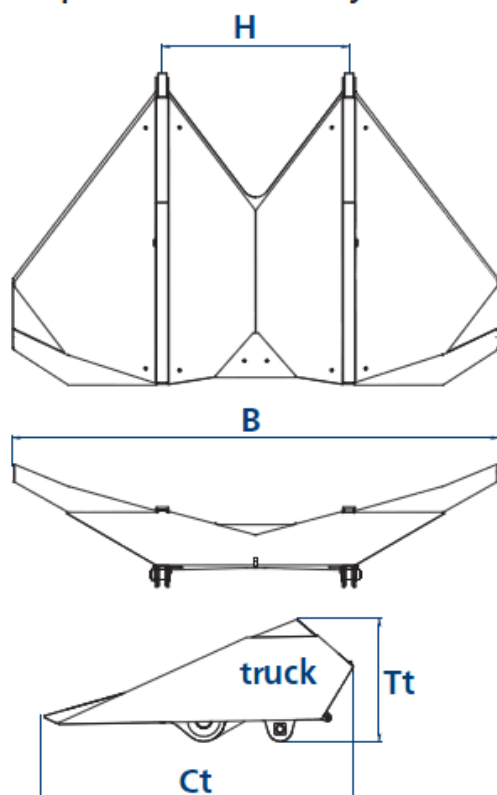


Stevspris Mk6

Transport dimensions Stevspris Mk6 dimensions in m anchor weight in kg												
weight	1500	3000	5000	8000	10000	12000	15000	18000	20000	22000	25000	30000
B	3.06	3.87	4.60	5.39	5.81	6.17	6.68	7.10	7.37	7.63	7.96	8.45
Ct	1.98	2.49	2.95	3.45	3.72	3.95	4.26	4.52	4.69	4.84	5.05	5.36
Cs	1.96	2.47	2.93	3.43	3.69	3.92	4.23	4.49	4.65	4.80	5.01	5.32
H	1.17	1.49	1.78	2.09	2.25	2.39	2.61	2.78	2.89	3.00	3.14	3.32
Tt	0.78	0.98	1.16	1.36	1.46	1.55	1.68	1.78	1.84	1.90	1.99	2.11
Ts	0.70	0.88	1.04	1.22	1.31	1.39	1.50	1.59	1.65	1.70	1.78	1.89
U	2.79	3.52	4.17	4.88	5.26	5.59	6.02	6.40	6.62	6.84	7.14	7.58
V	1.21	1.54	1.83	2.15	2.32	2.46	2.69	2.86	2.97	3.09	3.23	3.42
W	0.99	1.25	1.48	1.73	1.86	1.98	2.13	2.27	2.35	2.42	2.53	2.69

Dimensions

Transport dimensions of vryhof anchor types



Stevspris Mk6

ANEXO A2

RESULTADOS DA METODOLOGIA SEGUNDO LELIEVRE E TABATABAEE (1981)

Quadro A2.1 – Resultados do Caso A1.

CASO A1						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
0.00	116.87	0.00	39.70	-	-	-
1.00	116.87	1.51	40.06	8542.36	16099.23	14034.44
2.00	116.87	3.01	40.42	4363.48	8220.63	7173.40
3.00	116.87	4.52	40.79	2970.88	5595.11	4886.98
4.00	116.87	6.03	41.15	2274.85	4282.86	3744.21
5.00	116.87	7.55	41.52	1857.45	3495.93	3058.92
6.00	116.87	9.07	41.88	1579.38	2971.68	2602.38
7.00	116.87	10.59	42.25	1380.93	2597.53	2276.55
8.00	116.87	12.12	42.62	1232.25	2317.20	2032.43
9.00	116.87	13.66	42.99	1116.74	2099.44	1842.79
10.00	116.87	15.21	43.36	1024.46	1925.47	1691.29
11.00	116.87	16.77	43.73	949.09	1783.36	1567.53
12.00	116.87	18.33	44.11	886.39	1665.15	1464.59
13.00	116.87	19.91	44.49	833.45	1565.34	1377.67
14.00	116.87	21.50	44.88	788.18	1479.99	1303.34
15.00	116.87	23.11	45.26	749.05	1406.21	1239.10
16.00	116.87	24.73	45.65	714.91	1341.84	1183.04
17.00	116.87	26.37	46.05	684.88	1285.24	1133.75
18.00	116.87	28.02	46.44	658.29	1235.10	1090.09
19.00	116.87	29.70	46.85	634.59	1190.43	1051.18
20.00	116.87	31.39	47.26	613.36	1150.40	1016.33
21.00	116.87	33.11	47.67	594.25	1114.36	984.94
22.00	116.87	34.85	48.09	576.97	1081.78	956.57
23.00	116.87	36.61	48.51	561.28	1052.21	930.82
24.00	116.87	38.40	48.94	547.00	1025.28	907.37
25.00	116.87	40.22	49.38	533.96	1000.69	885.95
26.00	116.87	42.07	49.82	522.01	978.18	866.35
27.00	116.87	43.95	50.28	511.05	957.51	848.35
28.00	116.87	45.86	50.74	500.98	938.51	831.81
29.00	116.87	47.81	51.21	491.69	921.02	816.57
30.00	116.87	49.80	51.68	483.14	904.88	802.51
31.00	116.87	51.82	52.17	475.23	889.98	789.54
32.00	116.87	53.89	52.67	467.93	876.22	777.56
33.00	116.87	56.01	53.18	461.19	863.50	766.48
34.00	116.87	58.18	53.70	454.95	851.74	756.24
35.00	116.87	60.39	54.24	449.19	840.87	746.78
36.00	116.87	62.66	54.78	443.86	830.84	738.04
37.00	116.87	64.99	55.34	438.95	821.58	729.97
38.00	116.87	67.39	55.92	434.43	813.05	722.54
39.00	116.87	69.84	56.51	430.27	805.21	715.72
40.00	116.87	72.37	57.12	426.45	798.02	709.45
41.00	116.87	74.98	57.74	422.97	791.45	703.73

CASO A1						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
42.00	116.87	77.66	58.39	419.80	785.48	698.53
43.00	116.87	80.43	59.06	416.94	780.07	693.83
44.00	116.87	83.29	59.75	414.37	775.23	689.61
45.00	116.87	86.25	60.46	412.08	770.91	685.85
46.00	116.87	89.31	61.20	410.07	767.13	682.55
47.00	116.87	92.49	61.96	408.34	763.86	679.71
48.00	116.87	95.79	62.75	406.87	761.10	677.30
49.00	116.87	99.22	63.58	405.68	758.84	675.34
50.00	116.87	102.79	64.44	404.75	757.10	673.82
51.00	116.87	106.51	65.33	404.09	755.86	672.74
52.00	116.87	110.39	66.27	403.71	755.14	672.12
53.00	116.87	114.46	67.25	403.61	754.95	671.95
54.00	116.87	118.71	68.27	403.79	755.29	672.25
55.00	116.87	123.18	69.35	404.27	756.20	673.04
56.00	116.87	127.87	70.48	405.06	757.68	674.33
57.00	116.87	132.81	71.66	406.17	759.77	676.14
58.00	116.87	138.03	72.92	407.61	762.49	678.51
59.00	116.87	143.54	74.25	409.41	765.88	681.47
60.00	116.87	149.39	75.65	411.59	770.00	685.05
61.00	116.87	155.60	77.15	414.18	774.88	689.30
62.00	116.87	162.21	78.74	417.21	780.59	694.27
63.00	116.87	169.27	80.44	420.71	787.20	700.03
64.00	116.87	176.84	82.26	424.74	794.79	706.64
65.00	116.87	184.96	84.22	429.34	803.46	714.20
66.00	116.87	193.72	86.32	434.58	813.33	722.79
67.00	116.87	203.19	88.60	440.52	824.54	732.55
68.00	116.87	213.47	91.08	447.26	837.25	743.62
69.00	116.87	224.69	93.78	454.90	851.65	756.16
70.00	116.87	236.97	96.73	463.56	867.98	770.38
71.00	116.87	250.49	99.99	473.40	886.52	786.53
72.00	116.87	265.45	103.59	484.60	907.64	804.92
73.00	116.87	282.11	107.60	497.40	931.76	825.93
74.00	116.87	300.79	112.09	512.08	959.44	850.03
75.00	116.87	321.89	117.17	529.01	991.36	877.83
76.00	116.87	345.93	122.96	548.67	1028.43	910.10
77.00	116.87	373.59	129.61	571.67	1071.79	947.87
78.00	116.87	405.77	137.36	598.85	1123.03	992.49
79.00	116.87	443.71	146.49	631.32	1184.26	1045.81
80.00	116.87	489.14	157.43	670.68	1258.47	1110.44
81.00	116.87	544.56	170.76	719.21	1349.96	1190.11
82.00	116.87	613.69	187.40	780.33	1465.18	1290.45
83.00	116.87	702.44	208.76	859.42	1614.31	1420.32
84.00	116.87	820.61	237.20	965.47	1814.25	1594.44

CASO A1						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
85.00	116.87	985.83	276.97	1114.64	2095.48	1839.34
86.00	116.87	1233.42	336.56	1339.24	2518.93	2208.10
87.00	116.87	1645.73	435.79	1714.70	3226.79	2824.54
88.00	116.87	2469.85	634.14	2467.26	4645.62	4060.12
89.00	116.87	4941.21	1228.93	4728.19	8908.24	7772.20
90.00	116.87	1.41E+18	3.39E+17	1.29E+18	2.43E+18	2.12E+18

Quadro A2.2 – Resultados do Caso B1.

CASO B1						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
0.00	116.87	0.00	39.70	176.38	149.00	113.76
1.00	116.87	1.51	40.06	191.84	162.85	122.82
2.00	116.87	3.01	40.42	193.25	164.12	123.64
3.00	116.87	4.52	40.79	194.69	165.41	124.49
4.00	116.87	6.03	41.15	196.15	166.71	125.34
5.00	116.87	7.55	41.52	197.63	168.04	126.21
6.00	116.87	9.07	41.88	199.14	169.39	127.09
7.00	116.87	10.59	42.25	200.67	170.76	127.99
8.00	116.87	12.12	42.62	202.22	172.16	128.90
9.00	116.87	13.66	42.99	203.81	173.58	129.83
10.00	116.87	15.21	43.36	205.42	175.02	130.77
11.00	116.87	16.77	43.73	207.06	176.49	131.73
12.00	116.87	18.33	44.11	208.72	177.98	132.71
13.00	116.87	19.91	44.49	210.42	179.50	133.70
14.00	116.87	21.50	44.88	212.15	181.05	134.72
15.00	116.87	23.11	45.26	213.91	182.63	135.75
16.00	116.87	24.73	45.65	215.70	184.24	136.80
17.00	116.87	26.37	46.05	217.53	185.88	137.87
18.00	116.87	28.02	46.44	219.40	187.55	138.96
19.00	116.87	29.70	46.85	221.30	189.25	140.08
20.00	116.87	31.39	47.26	223.25	191.00	141.22
21.00	116.87	33.11	47.67	225.23	192.77	142.38
22.00	116.87	34.85	48.09	227.26	194.59	143.57
23.00	116.87	36.61	48.51	229.33	196.45	144.78
24.00	116.87	38.40	48.94	231.45	198.35	146.03
25.00	116.87	40.22	49.38	233.62	200.29	147.30
26.00	116.87	42.07	49.82	235.84	202.28	148.60
27.00	116.87	43.95	50.28	238.12	204.32	149.93
28.00	116.87	45.86	50.74	240.45	206.41	151.30
29.00	116.87	47.81	51.21	242.84	208.55	152.70
30.00	116.87	49.80	51.68	245.29	210.75	154.14
31.00	116.87	51.82	52.17	247.81	213.01	155.61

CASO B1						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
32.00	116.87	53.89	52.67	250.40	215.33	157.13
33.00	116.87	56.01	53.18	253.07	217.72	158.69
34.00	116.87	58.18	53.70	255.81	220.17	160.29
35.00	116.87	60.39	54.24	258.63	222.70	161.95
36.00	116.87	62.66	54.78	261.53	225.30	163.65
37.00	116.87	64.99	55.34	264.53	227.99	165.41
38.00	116.87	67.39	55.92	267.62	230.76	167.22
39.00	116.87	69.84	56.51	270.82	233.62	169.09
40.00	116.87	72.37	57.12	274.12	236.58	171.02
41.00	116.87	74.98	57.74	277.54	239.64	173.03
42.00	116.87	77.66	58.39	281.07	242.81	175.10
43.00	116.87	80.43	59.06	284.74	246.10	177.25
44.00	116.87	83.29	59.75	288.55	249.51	179.48
45.00	116.87	86.25	60.46	292.50	253.05	181.79
46.00	116.87	89.31	61.20	296.60	256.73	184.20
47.00	116.87	92.49	61.96	300.88	260.56	186.70
48.00	116.87	95.79	62.75	305.34	264.55	189.31
49.00	116.87	99.22	63.58	309.98	268.72	192.04
50.00	116.87	102.79	64.44	314.84	273.07	194.88
51.00	116.87	106.51	65.33	319.92	277.62	197.86
52.00	116.87	110.39	66.27	325.24	282.38	200.97
53.00	116.87	114.46	67.25	330.82	287.38	204.24
54.00	116.87	118.71	68.27	336.68	292.63	207.68
55.00	116.87	123.18	69.35	342.84	298.16	211.29
56.00	116.87	127.87	70.48	349.34	303.98	215.10
57.00	116.87	132.81	71.66	356.20	310.13	219.12
58.00	116.87	138.03	72.92	363.46	316.63	223.37
59.00	116.87	143.54	74.25	371.15	323.53	227.88
60.00	116.87	149.39	75.65	379.32	330.85	232.66
61.00	116.87	155.60	77.15	388.02	338.64	237.76
62.00	116.87	162.21	78.74	397.30	346.96	243.20
63.00	116.87	169.27	80.44	407.23	355.85	249.01
64.00	116.87	176.84	82.26	417.88	365.40	255.25
65.00	116.87	184.96	84.22	429.34	375.66	261.97
66.00	116.87	193.72	86.32	441.71	386.75	269.21
67.00	116.87	203.19	88.60	455.11	398.75	277.06
68.00	116.87	213.47	91.08	469.67	411.80	285.59
69.00	116.87	224.69	93.78	485.57	426.04	294.91
70.00	116.87	236.97	96.73	502.99	441.66	305.12
71.00	116.87	250.49	99.99	522.19	458.86	316.37
72.00	116.87	265.45	103.59	543.46	477.92	328.83
73.00	116.87	282.11	107.60	567.16	499.15	342.71
74.00	116.87	300.79	112.09	593.75	522.97	358.29

CASO B1						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
75.00	116.87	321.89	117.17	623.79	549.90	375.89
76.00	116.87	345.93	122.96	658.04	580.58	395.96
77.00	116.87	373.59	129.61	697.46	615.90	419.05
78.00	116.87	405.77	137.36	743.34	657.01	445.93
79.00	116.87	443.71	146.49	797.44	705.48	477.63
80.00	116.87	489.14	157.43	862.21	763.53	515.58
81.00	116.87	544.56	170.76	941.23	834.33	561.87
82.00	116.87	613.69	187.40	1039.81	922.66	619.63
83.00	116.87	702.44	208.76	1166.35	1036.04	693.77
84.00	116.87	820.61	237.20	1334.81	1186.99	792.47
85.00	116.87	985.83	276.97	1570.34	1398.03	930.46
86.00	116.87	1233.42	336.56	1923.22	1714.22	1137.20
87.00	116.87	1645.73	435.79	2510.78	2240.68	1481.45
88.00	116.87	2469.85	634.14	3685.01	3292.83	2169.41
89.00	116.87	4941.21	1228.93	7205.87	6447.61	4232.22
90.00	116.87	1.41E+18	3.39E+17	2.01E+18	1.80E+18	1.18E+18

Quadro A2.3 – Resultados do Caso C1.

CASO C1						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
0.00	116.87	0.00	39.70	137.20	96.57	65.41
1.00	116.87	1.51	40.06	150.94	107.51	70.60
2.00	116.87	3.01	40.42	153.78	109.77	71.66
3.00	116.87	4.52	40.79	156.65	112.05	72.75
4.00	116.87	6.03	41.15	159.56	114.37	73.84
5.00	116.87	7.55	41.52	162.51	116.71	74.96
6.00	116.87	9.07	41.88	165.49	119.09	76.08
7.00	116.87	10.59	42.25	168.52	121.50	77.22
8.00	116.87	12.12	42.62	171.60	123.95	78.38
9.00	116.87	13.66	42.99	174.72	126.43	79.56
10.00	116.87	15.21	43.36	177.90	128.96	80.76
11.00	116.87	16.77	43.73	181.12	131.52	81.97
12.00	116.87	18.33	44.11	184.40	134.13	83.21
13.00	116.87	19.91	44.49	187.74	136.79	84.47
14.00	116.87	21.50	44.88	191.14	139.50	85.75
15.00	116.87	23.11	45.26	194.61	142.25	87.06
16.00	116.87	24.73	45.65	198.14	145.06	88.39
17.00	116.87	26.37	46.05	201.74	147.93	89.75
18.00	116.87	28.02	46.44	205.42	150.86	91.14
19.00	116.87	29.70	46.85	209.18	153.85	92.55
20.00	116.87	31.39	47.26	213.02	156.90	94.00
21.00	116.87	33.11	47.67	216.95	160.03	95.48

CASO C1						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
22.00	116.87	34.85	48.09	220.96	163.22	97.00
23.00	116.87	36.61	48.51	225.08	166.50	98.55
24.00	116.87	38.40	48.94	229.30	169.85	100.14
25.00	116.87	40.22	49.38	233.62	173.29	101.77
26.00	116.87	42.07	49.82	238.06	176.82	103.44
27.00	116.87	43.95	50.28	242.61	180.45	105.16
28.00	116.87	45.86	50.74	247.30	184.18	106.93
29.00	116.87	47.81	51.21	252.11	188.01	108.74
30.00	116.87	49.80	51.68	257.07	191.95	110.61
31.00	116.87	51.82	52.17	262.18	196.02	112.54
32.00	116.87	53.89	52.67	267.44	200.20	114.52
33.00	116.87	56.01	53.18	272.87	204.52	116.57
34.00	116.87	58.18	53.70	278.48	208.99	118.68
35.00	116.87	60.39	54.24	284.28	213.60	120.87
36.00	116.87	62.66	54.78	290.27	218.37	123.13
37.00	116.87	64.99	55.34	296.48	223.31	125.47
38.00	116.87	67.39	55.92	302.92	228.43	127.90
39.00	116.87	69.84	56.51	309.59	233.74	130.42
40.00	116.87	72.37	57.12	316.53	239.26	133.03
41.00	116.87	74.98	57.74	323.73	244.99	135.75
42.00	116.87	77.66	58.39	331.23	250.96	138.58
43.00	116.87	80.43	59.06	339.05	257.18	141.52
44.00	116.87	83.29	59.75	347.20	263.66	144.60
45.00	116.87	86.25	60.46	355.71	270.44	147.81
46.00	116.87	89.31	61.20	364.62	277.52	151.16
47.00	116.87	92.49	61.96	373.93	284.93	154.68
48.00	116.87	95.79	62.75	383.71	292.71	158.36
49.00	116.87	99.22	63.58	393.96	300.87	162.23
50.00	116.87	102.79	64.44	404.75	309.45	166.30
51.00	116.87	106.51	65.33	416.11	318.49	170.58
52.00	116.87	110.39	66.27	428.09	328.02	175.10
53.00	116.87	114.46	67.25	440.74	338.09	179.87
54.00	116.87	118.71	68.27	454.13	348.74	184.92
55.00	116.87	123.18	69.35	468.33	360.04	190.27
56.00	116.87	127.87	70.48	483.42	372.04	195.96
57.00	116.87	132.81	71.66	499.47	384.82	202.01
58.00	116.87	138.03	72.92	516.60	398.44	208.47
59.00	116.87	143.54	74.25	534.91	413.01	215.38
60.00	116.87	149.39	75.65	554.54	428.63	222.78
61.00	116.87	155.60	77.15	575.62	445.41	230.73
62.00	116.87	162.21	78.74	598.34	463.48	239.29
63.00	116.87	169.27	80.44	622.88	483.01	248.55
64.00	116.87	176.84	82.26	649.48	504.17	258.58

CASO C1						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
65.00	116.87	184.96	84.22	678.40	527.18	269.48
66.00	116.87	193.72	86.32	709.97	552.30	281.38
67.00	116.87	203.19	88.60	744.54	579.80	294.42
68.00	116.87	213.47	91.08	782.56	610.06	308.76
69.00	116.87	224.69	93.78	824.57	643.48	324.60
70.00	116.87	236.97	96.73	871.21	680.59	342.18
71.00	116.87	250.49	99.99	923.26	722.01	361.81
72.00	116.87	265.45	103.59	981.70	768.50	383.85
73.00	116.87	282.11	107.60	1047.73	821.04	408.74
74.00	116.87	300.79	112.09	1122.88	880.83	437.08
75.00	116.87	321.89	117.17	1209.09	949.42	469.58
76.00	116.87	345.93	122.96	1308.88	1028.82	507.21
77.00	116.87	373.59	129.61	1425.58	1121.67	551.21
78.00	116.87	405.77	137.36	1563.66	1231.54	603.28
79.00	116.87	443.71	146.49	1729.29	1363.32	665.73
80.00	116.87	489.14	157.43	1931.15	1523.93	741.85
81.00	116.87	544.56	170.76	2181.89	1723.42	836.39
82.00	116.87	613.69	187.40	2500.61	1977.02	956.57
83.00	116.87	702.44	208.76	2917.57	2308.77	1113.79
84.00	116.87	820.61	237.20	3483.51	2759.05	1327.19
85.00	116.87	985.83	276.97	4290.25	3400.93	1631.38
86.00	116.87	1233.42	336.56	5522.36	4381.25	2095.97
87.00	116.87	1645.73	435.79	7612.09	6043.94	2883.93
88.00	116.87	2469.85	634.14	11859.62	9423.47	4485.52
89.00	116.87	4941.21	1228.93	24775.95	19700.28	9355.81
90.00	116.87	1.41E+18	3.39E+17	7.42E+18	5.91E+18	2.80E+18

Quadro A2.4 – Resultados do Caso A2.

CASO A2						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
0.00	238.41	0.00	81.94	-	-	-
1.00	238.41	2.78	82.58	16156.81	30449.03	26545.40
2.00	238.41	5.56	83.22	8247.29	15536.93	13559.27
3.00	238.41	8.35	83.86	5611.47	10567.52	9231.68
4.00	238.41	11.14	84.50	4294.08	8083.79	7068.74
5.00	238.41	13.94	85.15	3504.07	6594.36	5771.68
6.00	238.41	16.74	85.79	2977.76	5602.10	4907.57
7.00	238.41	19.56	86.44	2602.15	4893.94	4290.88
8.00	238.41	22.39	87.09	2320.73	4363.37	3828.83
9.00	238.41	25.23	87.74	2102.11	3951.20	3469.89
10.00	238.41	28.09	88.40	1927.46	3621.93	3183.15
11.00	238.41	30.97	89.06	1784.80	3352.95	2948.91

CASO A2						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
12.00	238.41	33.86	89.73	1666.13	3129.22	2754.08
13.00	238.41	36.78	90.40	1565.92	2940.30	2589.56
14.00	238.41	39.72	91.07	1480.23	2778.75	2448.87
15.00	238.41	42.69	91.75	1406.16	2639.10	2327.26
16.00	238.41	45.68	92.44	1341.54	2517.27	2221.16
17.00	238.41	48.71	93.14	1284.70	2410.11	2127.85
18.00	238.41	51.76	93.84	1234.37	2315.21	2045.20
19.00	238.41	54.86	94.55	1189.51	2230.64	1971.55
20.00	238.41	57.99	95.27	1149.31	2154.85	1905.55
21.00	238.41	61.16	96.00	1113.12	2086.62	1846.14
22.00	238.41	64.37	96.74	1080.40	2024.93	1792.41
23.00	238.41	67.63	97.49	1050.70	1968.93	1743.64
24.00	238.41	70.93	98.25	1023.65	1917.94	1699.24
25.00	238.41	74.29	99.02	998.94	1871.36	1658.67
26.00	238.41	77.70	99.80	976.32	1828.70	1621.53
27.00	238.41	81.18	100.60	955.55	1789.55	1587.43
28.00	238.41	84.71	101.41	936.45	1753.54	1556.07
29.00	238.41	88.31	102.24	918.86	1720.37	1527.19
30.00	238.41	91.98	103.09	902.63	1689.77	1500.54
31.00	238.41	95.73	103.95	887.64	1661.52	1475.93
32.00	238.41	99.55	104.83	873.79	1635.40	1453.19
33.00	238.41	103.46	105.72	860.98	1611.26	1432.16
34.00	238.41	107.46	106.64	849.14	1588.92	1412.72
35.00	238.41	111.55	107.59	838.19	1568.28	1394.74
36.00	238.41	115.75	108.55	828.06	1549.19	1378.12
37.00	238.41	120.05	109.54	818.72	1531.57	1362.77
38.00	238.41	124.47	110.55	810.10	1515.33	1348.63
39.00	238.41	129.01	111.60	802.17	1500.38	1335.61
40.00	238.41	133.68	112.67	794.89	1486.65	1323.65
41.00	238.41	138.49	113.78	788.23	1474.10	1312.72
42.00	238.41	143.45	114.92	782.16	1462.66	1302.76
43.00	238.41	148.56	116.09	776.67	1452.29	1293.73
44.00	238.41	153.85	117.31	771.72	1442.96	1285.60
45.00	238.41	159.32	118.56	767.30	1434.64	1278.36
46.00	238.41	164.98	119.87	763.41	1427.29	1271.96
47.00	238.41	170.85	121.21	760.02	1420.92	1266.41
48.00	238.41	176.94	122.62	757.15	1415.49	1261.68
49.00	238.41	183.27	124.07	754.77	1411.01	1257.78
50.00	238.41	189.87	125.59	752.89	1407.47	1254.70
51.00	238.41	196.74	127.17	751.52	1404.88	1252.45
52.00	238.41	203.92	128.82	750.66	1403.26	1251.03
53.00	238.41	211.42	130.54	750.31	1402.61	1250.46
54.00	238.41	219.28	132.35	750.50	1402.96	1250.77

CASO A2						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
55.00	238.41	227.53	134.24	751.23	1404.34	1251.97
56.00	238.41	236.20	136.24	752.53	1406.79	1254.10
57.00	238.41	245.33	138.34	754.42	1410.35	1257.21
58.00	238.41	254.96	140.55	756.93	1415.09	1261.33
59.00	238.41	265.15	142.89	760.11	1421.07	1266.54
60.00	238.41	275.94	145.37	763.98	1428.37	1272.90
61.00	238.41	287.41	148.01	768.60	1437.08	1280.49
62.00	238.41	299.63	150.82	774.03	1447.32	1289.40
63.00	238.41	312.68	153.82	780.34	1459.21	1299.76
64.00	238.41	326.65	157.03	787.60	1472.90	1311.68
65.00	238.41	341.65	160.48	795.92	1488.58	1325.34
66.00	238.41	357.83	164.20	805.40	1506.46	1340.90
67.00	238.41	375.33	168.22	816.17	1526.78	1358.60
68.00	238.41	394.32	172.59	828.41	1549.84	1378.68
69.00	238.41	415.03	177.35	842.28	1576.00	1401.47
70.00	238.41	437.72	182.56	858.04	1605.70	1427.33
71.00	238.41	462.69	188.30	875.94	1639.45	1456.72
72.00	238.41	490.32	194.65	896.34	1677.91	1490.21
73.00	238.41	521.10	201.73	919.65	1721.86	1528.48
74.00	238.41	555.60	209.66	946.40	1772.30	1572.41
75.00	238.41	594.58	218.62	977.27	1830.50	1623.09
76.00	238.41	638.98	228.83	1013.12	1898.09	1681.96
77.00	238.41	690.07	240.57	1055.09	1977.21	1750.85
78.00	238.41	749.52	254.24	1104.67	2070.70	1832.27
79.00	238.41	819.61	270.35	1163.94	2182.44	1929.58
80.00	238.41	903.53	289.64	1235.78	2317.88	2047.52
81.00	238.41	1005.88	313.17	1322.36	2484.87	2192.95
82.00	238.41	1133.59	342.52	1435.93	2695.23	2376.13
83.00	238.41	1297.53	380.21	1580.33	2967.47	2613.22
84.00	238.41	1515.79	430.38	1773.95	3332.51	2931.11
85.00	238.41	1820.99	500.54	2046.30	3845.98	3378.27
86.00	238.41	2278.33	605.67	2450.39	4619.14	4051.57
87.00	238.41	3039.93	780.74	3141.93	5911.60	5177.10
88.00	238.41	4562.22	1130.67	4516.02	8502.23	7433.14
89.00	238.41	9127.21	2180.05	8644.26	16285.34	14211.02
90.00	238.41	2.60E+18	5.98E+17	2.35E+18	4.44E+18	3.87E+18

Quadro A2.5 – Resultados do Caso B2.

CASO B2						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
0.00	238.41	0.00	81.94	360.46	304.91	232.03
1.00	238.41	2.78	82.58	362.83	307.03	233.42
2.00	238.41	5.56	83.22	365.26	309.20	234.84
3.00	238.41	8.35	83.86	367.73	311.42	236.29
4.00	238.41	11.14	84.50	370.25	313.68	237.77
5.00	238.41	13.94	85.15	372.82	315.98	239.28
6.00	238.41	16.74	85.79	375.45	318.33	240.81
7.00	238.41	19.56	86.44	378.13	320.73	242.38
8.00	238.41	22.39	87.09	380.85	323.18	243.98
9.00	238.41	25.23	87.74	383.64	325.67	245.61
10.00	238.41	28.09	88.40	386.48	328.22	247.28
11.00	238.41	30.97	89.06	389.37	330.81	248.97
12.00	238.41	33.86	89.73	392.33	333.46	250.70
13.00	238.41	36.78	90.40	395.35	336.16	252.47
14.00	238.41	39.72	91.07	398.42	338.92	254.27
15.00	238.41	42.69	91.75	401.56	341.74	256.11
16.00	238.41	45.68	92.44	404.77	344.61	257.99
17.00	238.41	48.71	93.14	408.05	347.55	259.91
18.00	238.41	51.76	93.84	411.40	350.55	261.87
19.00	238.41	54.86	94.55	414.82	353.61	263.88
20.00	238.41	57.99	95.27	418.32	356.74	265.93
21.00	238.41	61.16	96.00	421.89	359.95	268.02
22.00	238.41	64.37	96.74	425.55	363.23	270.17
23.00	238.41	67.63	97.49	429.30	366.59	272.36
24.00	238.41	70.93	98.25	433.13	370.02	274.61
25.00	238.41	74.29	99.02	437.06	373.54	276.91
26.00	238.41	77.70	99.80	441.09	377.15	279.27
27.00	238.41	81.18	100.60	445.22	380.85	281.69
28.00	238.41	84.71	101.41	449.46	384.65	284.18
29.00	238.41	88.31	102.24	453.81	388.55	286.72
30.00	238.41	91.98	103.09	458.28	392.55	289.34
31.00	238.41	95.73	103.95	462.87	396.66	292.03
32.00	238.41	99.55	104.83	467.59	400.89	294.80
33.00	238.41	103.46	105.72	472.45	405.25	297.64
34.00	238.41	107.46	106.64	477.45	409.73	300.57
35.00	238.41	111.55	107.59	482.60	414.35	303.59
36.00	238.41	115.75	108.55	487.91	419.11	306.70
37.00	238.41	120.05	109.54	493.39	424.02	309.92
38.00	238.41	124.47	110.55	499.05	429.09	313.23
39.00	238.41	129.01	111.60	504.90	434.33	316.66
40.00	238.41	133.68	112.67	510.95	439.74	320.20
41.00	238.41	138.49	113.78	517.21	445.35	323.87

CASO B2						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
42.00	238.41	143.45	114.92	523.69	451.16	327.66
43.00	238.41	148.56	116.09	530.41	457.19	331.60
44.00	238.41	153.85	117.31	537.39	463.44	335.69
45.00	238.41	159.32	118.56	544.64	469.93	339.94
46.00	238.41	164.98	119.87	552.17	476.69	344.35
47.00	238.41	170.85	121.21	560.02	483.72	348.95
48.00	238.41	176.94	122.62	568.20	491.04	353.74
49.00	238.41	183.27	124.07	576.73	498.69	358.74
50.00	238.41	189.87	125.59	585.65	506.68	363.97
51.00	238.41	196.74	127.17	594.97	515.03	369.43
52.00	238.41	203.92	128.82	604.74	523.79	375.15
53.00	238.41	211.42	130.54	614.99	532.97	381.16
54.00	238.41	219.28	132.35	625.75	542.61	387.46
55.00	238.41	227.53	134.24	637.08	552.76	394.10
56.00	238.41	236.20	136.24	649.02	563.46	401.09
57.00	238.41	245.33	138.34	661.62	574.75	408.48
58.00	238.41	254.96	140.55	674.95	586.70	416.29
59.00	238.41	265.15	142.89	689.08	599.36	424.56
60.00	238.41	275.94	145.37	704.09	612.80	433.36
61.00	238.41	287.41	148.01	720.06	627.11	442.71
62.00	238.41	299.63	150.82	737.10	642.38	452.70
63.00	238.41	312.68	153.82	755.33	658.72	463.38
64.00	238.41	326.65	157.03	774.88	676.24	474.83
65.00	238.41	341.65	160.48	795.92	695.08	487.16
66.00	238.41	357.83	164.20	818.62	715.42	500.46
67.00	238.41	375.33	168.22	843.20	737.45	514.86
68.00	238.41	394.32	172.59	869.91	761.39	530.51
69.00	238.41	415.03	177.35	899.07	787.51	547.59
70.00	238.41	437.72	182.56	931.02	816.14	566.32
71.00	238.41	462.69	188.30	966.23	847.69	586.94
72.00	238.41	490.32	194.65	1005.21	882.62	609.78
73.00	238.41	521.10	201.73	1048.64	921.53	635.22
74.00	238.41	555.60	209.66	1097.34	965.17	663.76
75.00	238.41	594.58	218.62	1152.38	1014.48	696.00
76.00	238.41	638.98	228.83	1215.09	1070.68	732.75
77.00	238.41	690.07	240.57	1287.25	1135.34	775.02
78.00	238.41	749.52	254.24	1371.22	1210.57	824.22
79.00	238.41	819.61	270.35	1470.20	1299.26	882.21
80.00	238.41	903.53	289.64	1588.69	1405.43	951.63
81.00	238.41	1005.88	313.17	1733.19	1534.90	1036.29
82.00	238.41	1133.59	342.52	1913.43	1696.41	1141.89
83.00	238.41	1297.53	380.21	2144.72	1903.65	1277.40
84.00	238.41	1515.79	430.38	2451.58	2179.50	1457.77

CASO B2						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
85.00	238.41	1820.99	500.54	2882.90	2565.07	1709.89
86.00	238.41	2278.33	605.67	3527.50	3142.66	2087.55
87.00	238.41	3039.93	780.74	4600.63	4104.21	2716.28
88.00	238.41	4562.22	1130.67	6744.97	6025.60	3972.62
89.00	238.41	9127.21	2180.05	13174.03	11786.20	7739.29
90.00	238.41	2.60E+18	5.98E+17	3.66E+18	3.28E+18	2.15E+18

Quadro A2.6 – Resultados do Caso B2.

CASO C2						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
0.00	238.41	0.00	81.94	280.39	197.92	133.08
1.00	238.41	2.78	82.58	285.49	201.98	135.01
2.00	238.41	5.56	83.22	290.66	206.09	136.96
3.00	238.41	8.35	83.86	295.89	210.25	138.93
4.00	238.41	11.14	84.50	301.19	214.47	140.93
5.00	238.41	13.94	85.15	306.57	218.75	142.95
6.00	238.41	16.74	85.79	312.02	223.09	145.01
7.00	238.41	19.56	86.44	317.56	227.49	147.10
8.00	238.41	22.39	87.09	323.18	231.97	149.22
9.00	238.41	25.23	87.74	328.89	236.51	151.37
10.00	238.41	28.09	88.40	334.70	241.13	153.56
11.00	238.41	30.97	89.06	340.61	245.83	155.79
12.00	238.41	33.86	89.73	346.62	250.62	158.06
13.00	238.41	36.78	90.40	352.74	255.49	160.36
14.00	238.41	39.72	91.07	358.97	260.45	162.72
15.00	238.41	42.69	91.75	365.33	265.50	165.11
16.00	238.41	45.68	92.44	371.82	270.66	167.56
17.00	238.41	48.71	93.14	378.43	275.93	170.05
18.00	238.41	51.76	93.84	385.19	281.30	172.60
19.00	238.41	54.86	94.55	392.09	286.80	175.20
20.00	238.41	57.99	95.27	399.15	292.41	177.87
21.00	238.41	61.16	96.00	406.37	298.16	180.59
22.00	238.41	64.37	96.74	413.77	304.04	183.38
23.00	238.41	67.63	97.49	421.34	310.07	186.23
24.00	238.41	70.93	98.25	429.10	316.24	189.16
25.00	238.41	74.29	99.02	437.06	322.58	192.16
26.00	238.41	77.70	99.80	445.24	329.08	195.24
27.00	238.41	81.18	100.60	453.63	335.76	198.41
28.00	238.41	84.71	101.41	462.26	342.63	201.66
29.00	238.41	88.31	102.24	471.14	349.69	205.01
30.00	238.41	91.98	103.09	480.28	356.96	208.46
31.00	238.41	95.73	103.95	489.69	364.45	212.01

CASO C2						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
32.00	238.41	99.55	104.83	499.40	372.18	215.67
33.00	238.41	103.46	105.72	509.42	380.15	219.44
34.00	238.41	107.46	106.64	519.77	388.38	223.35
35.00	238.41	111.55	107.59	530.46	396.89	227.38
36.00	238.41	115.75	108.55	541.53	405.70	231.55
37.00	238.41	120.05	109.54	552.99	414.81	235.87
38.00	238.41	124.47	110.55	564.87	424.26	240.35
39.00	238.41	129.01	111.60	577.19	434.07	245.00
40.00	238.41	133.68	112.67	589.99	444.25	249.82
41.00	238.41	138.49	113.78	603.30	454.84	254.84
42.00	238.41	143.45	114.92	617.15	465.86	260.06
43.00	238.41	148.56	116.09	631.58	477.34	265.50
44.00	238.41	153.85	117.31	646.63	489.32	271.18
45.00	238.41	159.32	118.56	662.35	501.82	277.11
46.00	238.41	164.98	119.87	678.79	514.90	283.31
47.00	238.41	170.85	121.21	696.00	528.60	289.79
48.00	238.41	176.94	122.62	714.04	542.95	296.60
49.00	238.41	183.27	124.07	732.98	558.02	303.74
50.00	238.41	189.87	125.59	752.89	573.87	311.25
51.00	238.41	196.74	127.17	773.86	590.55	319.16
52.00	238.41	203.92	128.82	795.98	608.15	327.49
53.00	238.41	211.42	130.54	819.34	626.73	336.30
54.00	238.41	219.28	132.35	844.06	646.40	345.62
55.00	238.41	227.53	134.24	870.27	667.25	355.51
56.00	238.41	236.20	136.24	898.10	689.40	366.00
57.00	238.41	245.33	138.34	927.73	712.97	377.17
58.00	238.41	254.96	140.55	959.33	738.12	389.09
59.00	238.41	265.15	142.89	993.11	764.99	401.83
60.00	238.41	275.94	145.37	1029.30	793.79	415.47
61.00	238.41	287.41	148.01	1068.19	824.73	430.14
62.00	238.41	299.63	150.82	1110.07	858.05	445.93
63.00	238.41	312.68	153.82	1155.31	894.05	462.99
64.00	238.41	326.65	157.03	1204.33	933.05	481.47
65.00	238.41	341.65	160.48	1257.63	975.45	501.57
66.00	238.41	357.83	164.20	1315.77	1021.71	523.49
67.00	238.41	375.33	168.22	1379.43	1072.37	547.49
68.00	238.41	394.32	172.59	1449.44	1128.07	573.89
69.00	238.41	415.03	177.35	1526.76	1189.59	603.05
70.00	238.41	437.72	182.56	1612.58	1257.87	635.41
71.00	238.41	462.69	188.30	1708.33	1334.06	671.51
72.00	238.41	490.32	194.65	1815.80	1419.56	712.03
73.00	238.41	521.10	201.73	1937.18	1516.14	757.80
74.00	238.41	555.60	209.66	2075.27	1626.01	809.87

CASO C2						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
75.00	238.41	594.58	218.62	2233.63	1752.01	869.58
76.00	238.41	638.98	228.83	2416.87	1897.80	938.68
77.00	238.41	690.07	240.57	2631.08	2068.24	1019.45
78.00	238.41	749.52	254.24	2884.45	2269.83	1114.98
79.00	238.41	819.61	270.35	3188.23	2511.53	1229.53
80.00	238.41	903.53	289.64	3558.29	2805.97	1369.06
81.00	238.41	1005.88	313.17	4017.75	3171.54	1542.31
82.00	238.41	1133.59	342.52	4601.55	3636.03	1762.44
83.00	238.41	1297.53	380.21	5364.93	4243.41	2050.28
84.00	238.41	1515.79	430.38	6400.57	5067.41	2440.79
85.00	238.41	1820.99	500.54	7876.22	6241.51	2997.20
86.00	238.41	2278.33	605.67	10128.93	8033.86	3846.62
87.00	238.41	3039.93	780.74	13948.02	1.11E+04	5286.66
88.00	238.41	4562.22	1130.67	21707.62	1.72E+04	8212.53
89.00	238.41	9127.21	2180.05	45296.30	3.60E+04	1.71E+04
90.00	238.41	2.60E+18	5.98E+17	1.36E+19	1.08E+19	5.11E+18

Quadro A2.7 – Resultados do Caso A3.

CASO A3						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
0.00	421.20	0.00	152.43	-	-	-
1.00	421.20	4.82	153.55	28006.00	52788.73	45999.83
2.00	421.20	9.64	154.68	14291.59	26932.47	23483.03
3.00	421.20	14.46	155.80	9721.36	18316.05	15979.46
4.00	421.20	19.30	156.93	7437.20	14009.63	12229.23
5.00	421.20	24.14	158.06	6067.47	11427.24	9980.37
6.00	421.20	29.00	159.20	5154.98	9706.89	8482.21
7.00	421.20	33.88	160.34	4503.79	8479.17	7413.05
8.00	421.20	38.78	161.48	4015.91	7559.36	6612.04
9.00	421.20	43.71	162.63	3636.93	6844.85	5989.82
10.00	421.20	48.66	163.78	3334.19	6274.08	5492.76
11.00	421.20	53.64	164.94	3086.91	5807.87	5086.77
12.00	421.20	58.66	166.12	2881.23	5420.10	4749.08
13.00	421.20	63.71	167.29	2707.57	5092.70	4463.96
14.00	421.20	68.80	168.48	2559.08	4812.75	4220.17
15.00	421.20	73.94	169.68	2430.74	4570.78	4009.45
16.00	421.20	79.13	170.89	2318.78	4359.70	3825.63
17.00	421.20	84.37	172.11	2220.33	4174.07	3663.98
18.00	421.20	89.66	173.35	2133.14	4009.69	3520.83
19.00	421.20	95.02	174.60	2055.44	3863.22	3393.28
20.00	421.20	100.44	175.86	1985.84	3731.99	3279.00
21.00	421.20	105.93	177.14	1923.18	3613.86	3176.12

CASO A3						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
22.00	421.20	111.49	178.44	1866.54	3507.06	3083.12
23.00	421.20	117.14	179.76	1815.13	3410.15	2998.72
24.00	421.20	122.86	181.09	1768.33	3321.91	2921.88
25.00	421.20	128.68	182.45	1725.59	3241.32	2851.70
26.00	421.20	134.59	183.83	1686.45	3167.54	2787.45
27.00	421.20	140.61	185.23	1650.54	3099.84	2728.49
28.00	421.20	146.73	186.66	1617.52	3037.59	2674.28
29.00	421.20	152.96	188.12	1587.11	2980.26	2624.35
30.00	421.20	159.32	189.60	1559.07	2927.39	2578.31
31.00	421.20	165.81	191.11	1533.19	2878.59	2535.81
32.00	421.20	172.43	192.66	1509.27	2833.50	2496.55
33.00	421.20	179.21	194.24	1487.17	2791.82	2460.25
34.00	421.20	186.13	195.86	1466.73	2753.30	2426.70
35.00	421.20	193.22	197.51	1447.85	2717.69	2395.70
36.00	421.20	200.49	199.21	1430.40	2684.80	2367.05
37.00	421.20	207.95	200.95	1414.30	2654.45	2340.62
38.00	421.20	215.60	202.73	1399.47	2626.48	2316.27
39.00	421.20	223.46	204.57	1385.83	2600.76	2293.87
40.00	421.20	231.55	206.45	1373.31	2577.17	2273.33
41.00	421.20	239.88	208.40	1361.88	2555.61	2254.55
42.00	421.20	248.47	210.40	1351.47	2535.99	2237.46
43.00	421.20	257.33	212.47	1342.05	2518.23	2221.99
44.00	421.20	266.48	214.60	1333.58	2502.27	2208.10
45.00	421.20	275.95	216.81	1326.04	2488.05	2195.72
46.00	421.20	285.76	219.10	1319.41	2475.54	2184.83
47.00	421.20	295.92	221.47	1313.66	2464.71	2175.39
48.00	421.20	306.48	223.93	1308.80	2455.53	2167.40
49.00	421.20	317.45	226.49	1304.80	2448.00	2160.84
50.00	421.20	328.87	229.16	1301.67	2442.10	2155.70
51.00	421.20	340.77	231.93	1299.42	2437.86	2152.01
52.00	421.20	353.20	234.83	1298.05	2435.28	2149.76
53.00	421.20	366.20	237.87	1297.59	2434.40	2149.00
54.00	421.20	379.82	241.04	1298.04	2435.26	2149.75
55.00	421.20	394.10	244.38	1299.45	2437.91	2152.06
56.00	421.20	409.12	247.88	1301.84	2442.43	2155.98
57.00	421.20	424.93	251.57	1305.27	2448.88	2161.60
58.00	421.20	441.62	255.46	1309.77	2457.37	2169.00
59.00	421.20	459.26	259.58	1315.42	2468.02	2178.28
60.00	421.20	477.96	263.94	1322.29	2480.97	2189.55
61.00	421.20	497.83	268.58	1330.46	2496.38	2202.97
62.00	421.20	518.99	273.51	1340.04	2514.43	2218.69
63.00	421.20	541.59	278.79	1351.14	2535.36	2236.92
64.00	421.20	565.79	284.43	1363.91	2559.43	2257.88

CASO A3						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
65.00	421.20	591.78	290.50	1378.50	2586.96	2281.85
66.00	421.20	619.80	297.03	1395.13	2618.29	2309.14
67.00	421.20	650.10	304.10	1414.00	2653.89	2340.13
68.00	421.20	683.01	311.78	1435.41	2694.25	2375.29
69.00	421.20	718.88	320.15	1459.68	2740.01	2415.13
70.00	421.20	758.18	329.32	1487.21	2791.91	2460.33
71.00	421.20	801.43	339.41	1518.48	2850.87	2511.67
72.00	421.20	849.30	350.58	1554.09	2917.99	2570.13
73.00	421.20	902.60	363.01	1594.76	2994.68	2636.91
74.00	421.20	962.36	376.95	1641.43	3082.66	2713.53
75.00	421.20	1029.87	392.70	1695.25	3184.13	2801.90
76.00	421.20	1106.79	410.65	1757.73	3301.93	2904.48
77.00	421.20	1195.28	431.30	1830.84	3439.77	3024.52
78.00	421.20	1298.26	455.32	1917.21	3602.59	3166.31
79.00	421.20	1419.66	483.64	2020.40	3797.16	3335.74
80.00	421.20	1565.01	517.55	2145.46	4032.92	3541.06
81.00	421.20	1742.30	558.92	2299.61	4323.55	3794.16
82.00	421.20	1963.51	610.53	2493.75	4689.56	4112.89
83.00	421.20	2247.46	676.77	2744.96	5163.18	4525.34
84.00	421.20	2625.52	764.98	3081.74	5798.14	5078.29
85.00	421.20	3154.16	888.31	3555.40	6691.13	5855.95
86.00	421.20	3946.31	1073.12	4268.52	8035.61	7026.78
87.00	421.20	5265.50	1380.90	5460.51	10282.91	8983.83
88.00	421.20	7902.27	1996.07	7849.57	14787.10	12906.28
89.00	421.20	15809.35	3840.82	15026.77	28318.52	24690.06
90.00	421.20	4.50E+18	1.05E+18	4.09E+18	7.72E+18	6.72E+18

Quadro A2.8 – Resultados do Caso B3.

CASO B3						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
0.00	421.20	0.00	152.43	643.77	546.71	411.91
1.00	421.20	4.82	153.55	628.93	545.46	389.33
2.00	421.20	9.64	154.68	632.95	549.06	391.68
3.00	421.20	14.46	155.80	637.06	552.74	394.09
4.00	421.20	19.30	156.93	641.26	556.51	396.55
5.00	421.20	24.14	158.06	645.56	560.37	399.07
6.00	421.20	29.00	159.20	649.96	564.31	401.65
7.00	421.20	33.88	160.34	654.46	568.33	404.28
8.00	421.20	38.78	161.48	659.05	572.45	406.97
9.00	421.20	43.71	162.63	663.75	576.66	409.72
10.00	421.20	48.66	163.78	668.54	580.96	412.53
11.00	421.20	53.64	164.94	673.45	585.35	415.41

CASO B3						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
12.00	421.20	58.66	166.12	678.46	589.84	418.34
13.00	421.20	63.71	167.29	683.58	594.43	421.34
14.00	421.20	68.80	168.48	688.81	599.11	424.41
15.00	421.20	73.94	169.68	694.16	603.91	427.54
16.00	421.20	79.13	170.89	699.63	608.81	430.75
17.00	421.20	84.37	172.11	705.22	613.82	434.02
18.00	421.20	89.66	173.35	710.94	618.95	437.37
19.00	421.20	95.02	174.60	716.80	624.19	440.80
20.00	421.20	100.44	175.86	722.79	629.56	444.31
21.00	421.20	105.93	177.14	728.92	635.05	447.91
22.00	421.20	111.49	178.44	735.20	640.68	451.59
23.00	421.20	117.14	179.76	741.63	646.45	455.36
24.00	421.20	122.86	181.09	748.23	652.36	459.22
25.00	421.20	128.68	182.45	754.99	658.41	463.18
26.00	421.20	134.59	183.83	761.92	664.63	467.24
27.00	421.20	140.61	185.23	769.04	671.00	471.41
28.00	421.20	146.73	186.66	776.35	677.55	475.69
29.00	421.20	152.96	188.12	783.85	684.27	480.09
30.00	421.20	159.32	189.60	791.56	691.18	484.61
31.00	421.20	165.81	191.11	799.49	698.29	489.25
32.00	421.20	172.43	192.66	807.65	705.60	494.03
33.00	421.20	179.21	194.24	816.05	713.13	498.96
34.00	421.20	186.13	195.86	824.70	720.88	504.02
35.00	421.20	193.22	197.51	833.62	728.87	509.25
36.00	421.20	200.49	199.21	842.82	737.11	514.64
37.00	421.20	207.95	200.95	852.32	745.62	520.20
38.00	421.20	215.60	202.73	862.12	754.41	525.95
39.00	421.20	223.46	204.57	872.26	763.49	531.89
40.00	421.20	231.55	206.45	882.75	772.89	538.03
41.00	421.20	239.88	208.40	893.61	782.62	544.39
42.00	421.20	248.47	210.40	904.86	792.70	550.99
43.00	421.20	257.33	212.47	916.53	803.16	557.82
44.00	421.20	266.48	214.60	928.65	814.01	564.92
45.00	421.20	275.95	216.81	941.24	825.30	572.30
46.00	421.20	285.76	219.10	954.33	837.03	579.97
47.00	421.20	295.92	221.47	967.97	849.25	587.96
48.00	421.20	306.48	223.93	982.18	861.99	596.29
49.00	421.20	317.45	226.49	997.02	875.28	604.98
50.00	421.20	328.87	229.16	1012.52	889.17	614.06
51.00	421.20	340.77	231.93	1028.74	903.70	623.57
52.00	421.20	353.20	234.83	1045.73	918.93	633.52
53.00	421.20	366.20	237.87	1063.56	934.90	643.97
54.00	421.20	379.82	241.04	1082.29	951.68	654.94

CASO B3						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
55.00	421.20	394.10	244.38	1102.00	969.34	666.49
56.00	421.20	409.12	247.88	1122.77	987.96	678.66
57.00	421.20	424.93	251.57	1144.71	1007.61	691.51
58.00	421.20	441.62	255.46	1167.91	1028.40	705.10
59.00	421.20	459.26	259.58	1192.51	1050.44	719.51
60.00	421.20	477.96	263.94	1218.63	1073.84	734.82
61.00	421.20	497.83	268.58	1246.43	1098.76	751.11
62.00	421.20	518.99	273.51	1276.10	1125.34	768.49
63.00	421.20	541.59	278.79	1307.84	1153.78	787.09
64.00	421.20	565.79	284.43	1341.88	1184.28	807.03
65.00	421.20	591.78	290.50	1378.50	1217.10	828.49
66.00	421.20	619.80	297.03	1418.02	1252.51	851.64
67.00	421.20	650.10	304.10	1460.82	1290.85	876.71
68.00	421.20	683.01	311.78	1507.33	1332.53	903.96
69.00	421.20	718.88	320.15	1558.09	1378.01	933.70
70.00	421.20	758.18	329.32	1613.72	1427.86	966.30
71.00	421.20	801.43	339.41	1675.00	1482.77	1002.20
72.00	421.20	849.30	350.58	1742.86	1543.57	1041.96
73.00	421.20	902.60	363.01	1818.45	1611.30	1086.24
74.00	421.20	962.36	376.95	1903.22	1687.26	1135.91
75.00	421.20	1029.87	392.70	1999.00	1773.08	1192.03
76.00	421.20	1106.79	410.65	2108.14	1870.87	1255.97
77.00	421.20	1195.28	431.30	2233.71	1983.38	1329.54
78.00	421.20	1298.26	455.32	2379.80	2114.29	1415.13
79.00	421.20	1419.66	483.64	2552.01	2268.59	1516.02
80.00	421.20	1565.01	517.55	2758.14	2453.29	1636.80
81.00	421.20	1742.30	558.92	3009.50	2678.51	1784.06
82.00	421.20	1963.51	610.53	3323.01	2959.43	1967.74
83.00	421.20	2247.46	676.77	3725.28	3319.87	2203.43
84.00	421.20	2625.52	764.98	4260.66	3799.58	2517.09
85.00	421.20	3154.16	888.31	5008.96	4470.08	2955.51
86.00	421.20	3946.31	1073.12	6129.81	5474.39	3612.20
87.00	421.20	5265.50	1380.90	7995.66	7146.24	4705.37
88.00	421.20	7902.27	1996.07	11723.86	1.05E+04	6889.66
89.00	421.20	15809.35	3840.82	22901.11	2.05E+04	13438.23
90.00	421.20	4.50E+18	1.05E+18	6.37E+18	5.70E+18	3.73E+18

Quadro A2.9 – Resultados do Caso C3.

CASO C3						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
0.00	421.20	0.00	152.43	500.76	356.48	234.42
1.00	421.20	4.82	153.55	494.86	368.57	213.96
2.00	421.20	9.64	154.68	503.67	375.57	217.28
3.00	421.20	14.46	155.80	512.60	382.68	220.64
4.00	421.20	19.30	156.93	521.65	389.88	224.06
5.00	421.20	24.14	158.06	530.84	397.19	227.52
6.00	421.20	29.00	159.20	540.16	404.60	231.03
7.00	421.20	33.88	160.34	549.63	412.14	234.60
8.00	421.20	38.78	161.48	559.25	419.79	238.23
9.00	421.20	43.71	162.63	569.03	427.57	241.92
10.00	421.20	48.66	163.78	578.98	435.49	245.67
11.00	421.20	53.64	164.94	589.10	443.54	249.49
12.00	421.20	58.66	166.12	599.41	451.75	253.37
13.00	421.20	63.71	167.29	609.91	460.10	257.33
14.00	421.20	68.80	168.48	620.61	468.62	261.37
15.00	421.20	73.94	169.68	631.53	477.30	265.49
16.00	421.20	79.13	170.89	642.66	486.16	269.69
17.00	421.20	84.37	172.11	654.04	495.21	273.97
18.00	421.20	89.66	173.35	665.65	504.45	278.35
19.00	421.20	95.02	174.60	677.53	513.90	282.83
20.00	421.20	100.44	175.86	689.68	523.57	287.41
21.00	421.20	105.93	177.14	702.11	533.46	292.10
22.00	421.20	111.49	178.44	714.84	543.59	296.90
23.00	421.20	117.14	179.76	727.88	553.97	301.82
24.00	421.20	122.86	181.09	741.26	564.61	306.86
25.00	421.20	128.68	182.45	754.99	575.53	312.04
26.00	421.20	134.59	183.83	769.08	586.75	317.35
27.00	421.20	140.61	185.23	783.57	598.27	322.82
28.00	421.20	146.73	186.66	798.46	610.12	328.43
29.00	421.20	152.96	188.12	813.78	622.31	334.21
30.00	421.20	159.32	189.60	829.57	634.87	340.16
31.00	421.20	165.81	191.11	845.83	647.81	346.29
32.00	421.20	172.43	192.66	862.60	661.16	352.62
33.00	421.20	179.21	194.24	879.92	674.93	359.15
34.00	421.20	186.13	195.86	897.81	689.16	365.89
35.00	421.20	193.22	197.51	916.30	703.88	372.86
36.00	421.20	200.49	199.21	935.44	719.11	380.08
37.00	421.20	207.95	200.95	955.27	734.88	387.56
38.00	421.20	215.60	202.73	975.82	751.24	395.31
39.00	421.20	223.46	204.57	997.15	768.21	403.35
40.00	421.20	231.55	206.45	1019.31	785.84	411.71
41.00	421.20	239.88	208.40	1042.35	804.17	420.39

CASO C3						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
42.00	421.20	248.47	210.40	1066.34	823.26	429.44
43.00	421.20	257.33	212.47	1091.34	843.15	438.86
44.00	421.20	266.48	214.60	1117.42	863.90	448.70
45.00	421.20	275.95	216.81	1144.66	885.58	458.97
46.00	421.20	285.76	219.10	1173.16	908.25	469.72
47.00	421.20	295.92	221.47	1202.99	931.99	480.97
48.00	421.20	306.48	223.93	1234.28	956.88	492.76
49.00	421.20	317.45	226.49	1267.13	983.02	505.15
50.00	421.20	328.87	229.16	1301.67	1010.50	518.17
51.00	421.20	340.77	231.93	1338.05	1039.44	531.89
52.00	421.20	353.20	234.83	1376.42	1069.97	546.36
53.00	421.20	366.20	237.87	1416.96	1102.23	561.64
54.00	421.20	379.82	241.04	1459.86	1136.36	577.82
55.00	421.20	394.10	244.38	1505.36	1172.56	594.98
56.00	421.20	409.12	247.88	1553.68	1211.01	613.20
57.00	421.20	424.93	251.57	1605.12	1251.94	632.59
58.00	421.20	441.62	255.46	1659.99	1295.59	653.28
59.00	421.20	459.26	259.58	1718.65	1342.27	675.40
60.00	421.20	477.96	263.94	1781.51	1392.28	699.10
61.00	421.20	497.83	268.58	1849.05	1446.02	724.57
62.00	421.20	518.99	273.51	1921.81	1503.91	752.00
63.00	421.20	541.59	278.79	2000.40	1566.44	781.64
64.00	421.20	565.79	284.43	2085.57	1634.21	813.76
65.00	421.20	591.78	290.50	2178.17	1707.88	848.67
66.00	421.20	619.80	297.03	2279.20	1788.26	886.76
67.00	421.20	650.10	304.10	2389.83	1876.29	928.48
68.00	421.20	683.01	311.78	2511.50	1973.09	974.36
69.00	421.20	718.88	320.15	2645.89	2080.02	1025.03
70.00	421.20	758.18	329.32	2795.05	2198.69	1081.27
71.00	421.20	801.43	339.41	2961.48	2331.12	1144.03
72.00	421.20	849.30	350.58	3148.28	2479.74	1214.46
73.00	421.20	902.60	363.01	3359.28	2647.62	1294.02
74.00	421.20	962.36	376.95	3599.33	2838.62	1384.54
75.00	421.20	1029.87	392.70	3874.62	3057.66	1488.34
76.00	421.20	1106.79	410.65	4193.18	3311.12	1608.46
77.00	421.20	1195.28	431.30	4565.59	3607.42	1748.88
78.00	421.20	1298.26	455.32	5006.08	3957.89	1914.97
79.00	421.20	1419.66	483.64	5534.21	4378.10	2114.11
80.00	421.20	1565.01	517.55	6177.59	4890.00	2356.71
81.00	421.20	1742.30	558.92	6976.42	5525.58	2657.92
82.00	421.20	1963.51	610.53	7991.40	6333.15	3040.63
83.00	421.20	2247.46	676.77	9318.61	7389.14	3541.08
84.00	421.20	2625.52	764.98	11119.18	8821.75	4220.01

CASO C3						
$\beta(^{\circ})$	W_1	W_2	SF	T (kN)	P (kN)	R_2 (kN)
85.00	421.20	3154.16	888.31	13684.73	10863.02	5187.38
86.00	421.20	3946.31	1073.12	17601.22	13979.16	6664.16
87.00	421.20	5265.50	1380.90	24240.94	19262.02	9167.76
88.00	421.20	7902.27	1996.07	37731.36	29995.61	1.43E+04
89.00	421.20	15809.35	3840.82	78740.94	62624.68	2.97E+04
90.00	421.20	4.50E+18	1.05E+18	2.36E+19	1.88E+19	8.89E+18