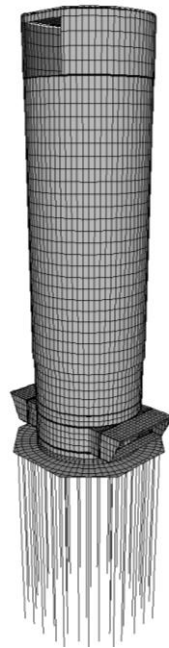




ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil



Dimensionamento de um Silo em Betão Armado para stockagem de Cimento com Fundações Indirectas

ANDRÉ PITAÇA DE CAMPOS
(Licenciado)

Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil – Estruturas

Orientador:

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu

Júri:

Presidente: Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado (Coordenadora do ISEL)

Vogal: Licenciado, Luís Manuel Martins Portela de Almeida (Eq. Prof. Adjunto do ISEL)

Maio de 2011

ÍNDICE DE PEÇAS DO PROJECTO

A – PEÇAS ESCRITAS

I – RESUMO

II – MEMÓRIA DESCRITIVA

III – CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

IV – CONCLUSÃO

B – PEÇAS DESENHADAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

A – PEÇAS ESCRITAS

I RESUMO

O presente trabalho é o corolário do curso de engenharia civil, para a obtenção do grau de Mestre, tendo-se optado pela elaboração do dimensionamento de um Silo em betão armado. O projecto inclui os elementos necessários para uma correcta execução desta estrutura.

Os silos são construções, que em função da sua finalidade de utilização estão sujeitos a diversas acções peculiares.

No presente trabalho foram consideradas as acções, indicadas nos Eurocódigos para este tipo de estruturas, nomeadamente a acção gerada pela presença do material ensilado, que conduz a um conjunto de pressões horizontais e verticais nas paredes do Silo, bem como a acção causada pelo gradiente de temperatura, devido ao material ensilado (120°C).

O estudo realizado para o dimensionamento do Silo, foi feito considerando a discretização do mesmo através de um programa de elementos finitos, tendo a introdução da estrutura sido realizada em computador com recurso ao “SAP2000”.

Foram estudados 2 modelos:

- O primeiro partindo de uma configuração unifilar em que se consideraram apenas elementos ditos frames (barras), o qual serviu basicamente para o pré-dimensionamento da estrutura.
- O segundo mais completo em que a estrutura foi analisada a partir de um conjunto que incluía a modelação de todos os elementos previamente dimensionados, com recurso a outros softwares (Robot), folhas de cálculo, tabelas e ábacos.

Reuniram-se também elementos relativos a estruturas deste tipo tendo-se consultado bibliografia da especialidade, de modo a adquirir um conhecimento mais profundo necessário à realização deste projecto.

Palavras-chave

Silos; Eurocódigos estruturais; Acções em Silos (Impulso, Vento, Temperatura, Sismo); Estacas.

I SUMMARY

This work is the result of a civil engineering program, in order to obtain a Master degree, where it has been chosen to use the dimensioning of a concrete Silo. The project includes all the elements necessary for proper implementation of this structure.

The silos are buildings, which according to their purpose, are subjects of many peculiar actions.

In this present work was taken into account all the actions mentioned in the Eurocodes for this type of structures, namely the action generated by the presence of ensiled material, which leads to a set of horizontal and vertical pressures and frictions on the walls of the silo, as well as the action caused by the temperature gradient in the walls, due to the ensiled material (120°C).

The study for the dimensioning of the silo was done considering the discretization of it, using finite elements while the introduction of the structure was held through the computer program SAP2000.

Two models were studied:

- The first starts from a simple configuration where we have accounted only the frame elements (bars), which served primarily to the pre-dimensioning of the structure.
- The second, more complete, in which the structure was analyzed based on a set that included the modeling of all elements previously scaled using other software (Robot), spreadsheets, tables and abacus.

Was also gathered information about the structures of this kind through the consultation of bibliography of specialty in order to acquire a deeper knowledge that is necessary for conducting this project.

Key Words

Silos; Structural Eurocodes; Actions in Silos (Impulse, Wind, Temperature, Earthquake); Stakes

AGRADECIMENTOS

Ao Eng. Santos Viseu, orientador, que gentilmente aceitou a tarefa de orientar a elaboração deste projecto, agradeço o seu apoio, o seu rigor e a sua permanente disponibilidade, que permitiram estimular o aumento do meu conhecimento levando ao desenvolvimento deste trabalho.

Dirijo um especial agradecimento à família e aos amigos, pelo apoio incondicional dado durante a realização deste projecto.

Ao meu colega e amigo, Eng. Manuel Almeida, que me ajudou a ultrapassar todas as adversidades encontradas durante este período de vida académica.

II – MEMÓRIA DESCRITIVA

Resumo do Capítulo

Neste Capítulo são descritos todos os elementos estruturais que compõem o Silo, assim como os materiais que o constituem. Estão também indicadas todas as acções e combinações actuantes, bem como os dois modelos, unifilar e tridimensional, estudados no SAP2000.

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO.....	11
2.	GEOLOGIA E GEOTECNIA.....	14
2.1	INTRODUÇÃO	14
2.2	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS.....	14
3.	DESCRIÇÃO GERAL DO SILO	16
3.1	FUNCIONAMENTO DO SILO.....	19
4.	MODELOS DE CÁLCULO	20
4.1	GERAL	20
4.2	MACIÇO E ESTACAS	22
5	MATERIAIS	23
6	QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES	25
6.1	CARGAS PERMANENTES (G)	25
6.2	SOBRECARGAS (SOB)	26
6.3	TEMPERATURA (T)	26
6.4	ACÇÃO DO VENTO (W).....	28
6.5	ACÇÃO SÍSMICA (E)	34
6.6	IMPULSO (I)	40
7	COMBINAÇÃO DE ACÇÕES E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	50
8	CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	52
8.1	LAJES	52
8.2	VIGAS	56
8.3	PAREDES DE BETÃO ARMADO	60
8.4	MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO DAS ESTACAS	62
8.5	ESTACAS.....	64
9	PROCESSOS CONSTRUTIVOS.....	71
9.1	ESTACAS.....	71
9.2	PAREDES DO SILO	72
9.3	ESQUEMA ILUSTRATIVO DAS FASES CONSTRUTIVAS	73
10	REGULAMENTAÇÃO	77
11	SEGURANÇA	78

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Cimentos de Portugal, S.A Souselas (Portugal)	11
Figura 2 – Unidade Cimenteira, S.A. Barcelona (Espanha).....	12
Figura 3 – Vista global da estrutura	16
Figura 4 – Corte Transversal da Tremonha	17
Figura 5 - Corte transversal do Silo.....	18
Figura 6 – Funcionamento do Silo	19
Figura 7 – Modelo Unifilar	20
Figura 8 – Modelo Tridimensional	21
Figura 9 – Modelação das estacas	22
Figura 10 – Determinação da degradação das temperaturas.....	27
Figura 11 – Acção do Gradiente de Temperatura no modelo Tridimensional	27
Figura 12 – Distribuição de pressões em cilindros de base circular (NP EN 1991-1-4)	30
Figura 13 – Acção do vento entre os níveis 15,80 e 25,80.....	32
Figura 14 – Acção do vento no modelo Tridimensional.....	33
Figura 15 – Mapa de Zonamento Sísmico (NP EN 1998-1)	34
Figura 16 – Espectro de cálculo da acção sísmica tipo 1	36
Figura 17 – Espectro de cálculo da acção sísmica tipo 2.....	36
Figura 18 – Figura representativa das pressões durante o enchimento do Silo (EN 1991-4)	41
Figura 19 – Figura indicativa das pressões na tremonha durante o enchimento do Silo ..	43
Figura 20 – Pressões horizontais ($P_{he,u}$) durante a descarga	46
Figura 21 – Pressões devidas ao atrito (P_{we}) durante a descarga	46
Figura 22 – Pressão horizontal final nas paredes durante a descarga ($P_{he,u}$)	48
Figura 23 – Pressão nas paredes devido ao atrito durante a descarga (P_{we})	48
Figura 24 – Pressão normal nas paredes da tremonha durante a descarga (P_{ne})	49
Figura 25 – Pressão nas paredes da tremonha devido ao atrito durante a descarga (Pte)	49
Figura 26 - Elemento Shell tipo – Eixos Locais	60
Figura 27 - Modelo de Winkler	65
Figura 28 – Fases construtivas das estacas moldadas	71
Figura 29 – Exemplo cofragem deslizante	73

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1- Materiais - Betão.....	23
Tabela 2 – Materiais - Aço em Betão Armado.....	23
Tabela 3 – Acção do Vento entre o nível 0,00 e 5,80.....	31
Tabela 4 – Acção do Vento entre o nível 5,80 e 15,80.....	31
Tabela 5 – Acção do Vento entre o nível 15,80 e 25,80.....	31
Tabela 6 – Acção do Vento entre o nível 25,80 e 35,80.....	32
Tabela 7 – Acção do Vento entre o nível 35,80 e 45,80.....	32
Tabela 8 – Acção do Vento entre o nível 45,80 e 56,00.....	33
Tabela 9 – Sobrepressões durante o enchimento.....	44
Tabela 10 – Sobrepressões durante a descarga.....	45
Tabela 11 – Pressões na tremonha durante a descarga.....	47
Tabela 12 – Combinações de acções consideradas	50

1. INTRODUÇÃO

Dado que o silo em estudo se destina à stockagem de cimento, pareceu-me importante fazer referência a alguns dados relativos à indústria cimenteira.

A indústria de cimento está distribuída por quase todos os países do mundo, com actuação marcante tanto em empresas locais como em grandes grupos internacionais.

Portugal ocupa a 35ª posição no ranking mundial com uma produção de 9 000 milhões de toneladas (valor referente ao ano 2007) muito próximo da Austrália, Argélia, Colômbia, Venezuela e Emiratos Arabes Unidos, sendo a Espanha e a Itália os países europeus com maior produção de cimento na Europa.

O mercado português é dominado pela Cimpor e pela Secil, com a primeira a representar cerca de 60 por cento da produção e uma quota de mercado semelhante no que respeita às vendas de cimento.

De referir, que o consumo tem vindo a registar uma quebra nos últimos anos em Portugal e na Europa, dada à crise financeira que vem afectando esta actividade industrial. Porém, China, Brasil e Índia são hoje a grande aposta.

A extracção de matérias-primas como, o calcário, margas, entre outras, constitui um dos principais segmentos do sector da indústria de cimento. A moagem destes materiais conduz à produção de um pó fino conhecido como cru, que é pré-aquecido e em seguida introduzido num forno rotativo, produzindo-se assim o clínquer, material básico necessário para a produção de todos os tipos de cimento. Posteriormente, diferentes materiais minerais entre eles o gesso, ou outros, são adicionados, para dar origem a diversos tipos de cimento. Após a produção do cimento, este é armazenado, recorrendo-se a estruturas específicas de que são exemplos os Silos.

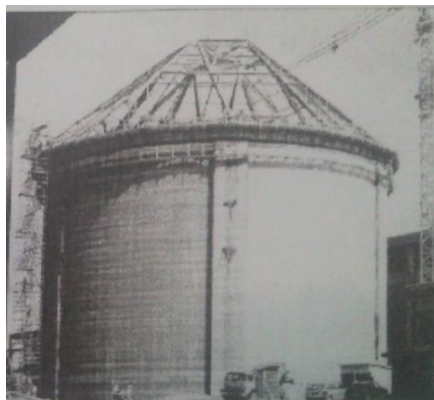


Figura 1 – Cimentos de Portugal, S.A Souselas (Portugal)

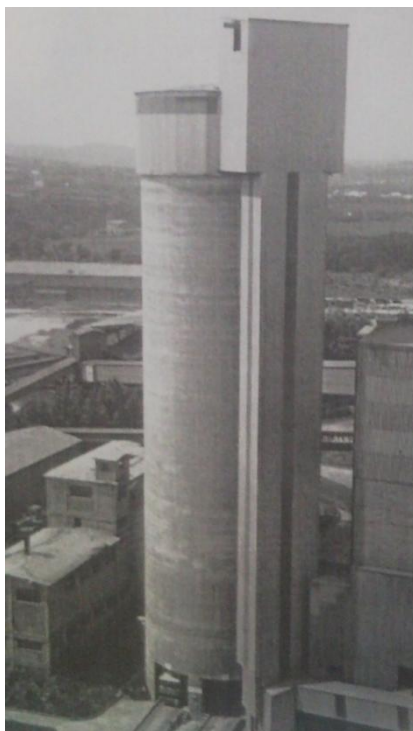


Figura 2 – Unidade Cimenteira, S.A. Barcelona (Espanha)

Os silos são construções cuja finalidade é armazenar produtos. Podem ser projectados e construídos em diversas formas e tamanhos dependendo do tipo de utilização e do processo para os quais são utilizados.

Os critérios utilizados no projecto de um silo dada as suas especificidades (geométricas, funcionais e de carregamento) obrigam a um estudo próprio para este tipo de estruturas, nomeadamente:

- Às pressões causadas pelo produto armazenado sobre as paredes (durante as operações de carregamento, armazenamento e descarga), bem como outras acções tais como: sismo, gradientes de temperatura, etc;
- À relação altura/diâmetro;
- À posição e geometria das aberturas de entrada e saída do material armazenado.

A estrutura deve ser projectada de modo a que a sua deterioração, ao longo da vida útil de projecto, não reduza o seu desempenho abaixo do prescrito, tendo em conta o ambiente e o nível de manutenção previsto.

No decorrer desta memória será descrito o período de vida útil, a classe de exposição e o nível de manutenção previsto.

De notar que durante a realização deste projecto foram efectuadas visitas a silos semelhantes. Os objectivos principais consistiram:

- Familiarizar-nos com as dimensões de estrutura deste tipo
- Verificar possíveis zonas com patologias provenientes de agentes agressivos exteriores (carbonatação e ataque de cloretos).

Estes pontos foram tidos em atenção no decorrer do dimensionamento realizado.

2. GEOLOGIA E GEOTECNIA

2.1 INTRODUÇÃO

Para o desenvolvimento do projecto tomou-se como base o resultado da campanha de sondagens realizadas na zona onde se pretende construir o Silo.

Esta campanha consistiu na realização de um conjunto de sondagens de furação (ver corte tipo e sondagem tipo em anexo), tendo-se realizado ensaios SPT (Standard Penetration Test), bem como a instalação de piezómetros para a medição do nível freático.

2.2 CARACTERISTICAS GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS

A campanha de prospecção realizada permitiu identificar os seguintes estratos:

- Materiais de aterro constituídos por argilas siltosas, com uma espessura de sensivelmente 3,00 metros, com valores de NSPT de 4 pancadas;
- Lodos, com uma espessura de 19,00 metros, com valores de NSPT de 0 pancadas;
- Argila dura com uma espessura de 5,00 metros, com valores de NSPT de 30 pancadas;
- Argila silto-arenosa, com uma espessura de 5,00 metros com valores de NSPT de 60 pancadas;

Tendo em conta a fraca capacidade dos estratos superficiais para suportarem as cargas da superestrutura, será adoptada uma solução de fundação indirecta, cuja profundidade de penetração deverá ir até aos 3 diâmetros na camada com ensaios SPT superiores a 60 pancadas.

A penetração da estaca no terreno resistente não deve ser imposta com carácter absoluto no Projecto, com o risco de ser excessiva e, por isso, irrealizável sem recurso a descompressões pró injeção de água ou outros métodos, ou com o risco de sobreesforço ou rupturas no terreno, no equipamento e na estaca, fazendo perigar a integridade desta ou originando um excessivo e irreversível desgaste. Devendo ter-se sempre o cuidado para que a capacidade do equipamento utilizado seja proporcionado às características e capacidade da estaca, devendo aceitar-se a resposta do terreno à actuação do equipamento, não sobreforçando apenas pelo facto de pretender cumprir arbitrariamente o disposto no Projecto sobre negas de penetrações.

3. DESCRIÇÃO GERAL DO SILO

O Silo a dimensionar tem uma altura total de 56,0 m, um diâmetro exterior de 16,8 m, uma capacidade de armazenamento de aproximadamente 9000 toneladas e ficará assente num maciço de fundação com 2,0 m de altura, ligado a 48 estacas com diâmetro de 1,2 m com comprimentos de 30,0 m.

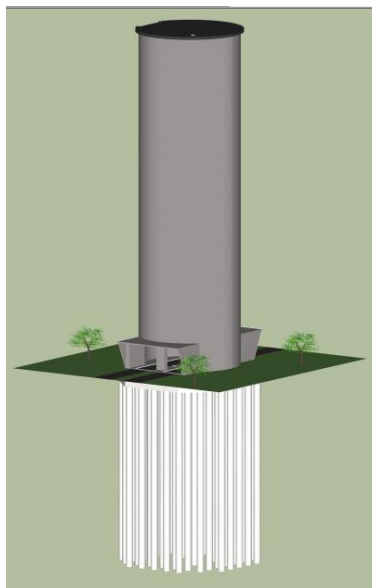
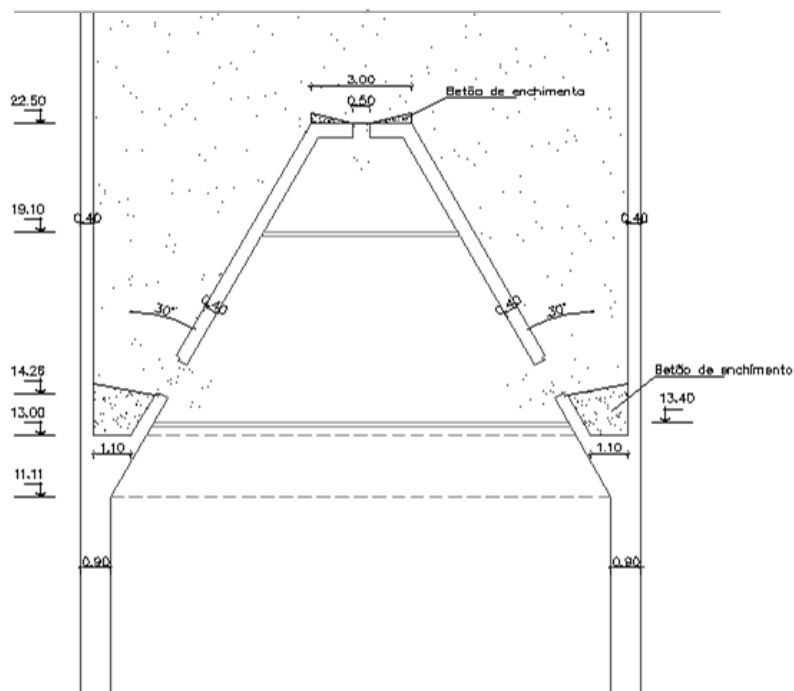


Figura 3 – Vista global da estrutura

No interior entre os níveis +13,0 e +22,50 e servindo como fundo ao Silo (na célula de armazenamento), há a considerar uma tremonha tronco - cónica, com uma altura de 9,50 m com um diâmetro na base de 16,0 m e 3,0 m no topo, com paredes de 0,40 m de espessura. Esta tremonha dispõe de 6 aberturas dispostas radialmente ao nível +14.26 com as dimensões de 1.35m x 1.30m e uma outra ao nível 22,50 com uma dimensão de 0,50m x 0.50m, destinadas à descarga do cimento. No interior desta tremonha há a considerar dois pisos metálicos nos níveis +13,4 e +19,1 onde apoiam um conjunto de equipamentos mecânicos utilizados nas operações de esvaziamento do material.



As paredes do Silo têm as espessuras:

0,25 m entre os níveis +56,0 m e +48,8 m

0,40 m entre os níveis +48,8m a +13,0 m

0,90 m entre os níveis +13,0 m e o maciço de fundação

Este Silo dispõe ainda de 3 pisos em betão armado, um ao nível +56,0 m onde se localiza a cobertura, outro ao nível +48,8 m (piso técnico) e o terceiro situado à cota +5,8 m (onde se encontram as mangas de carregamento para abastecimento dos camiões). Os pisos dos níveis +48,8 e +5,8 são formados por lajes maciças vigadas. A laje da cobertura é uma laje fungiforme nervurada com 0,475 m de altura.

Entre o nível +48,8 m e o +56,0 m existe uma abertura lateral de 6 x 6 m, onde se encontram diversos equipamentos mecânicos utilizados no enchimento do Silo.

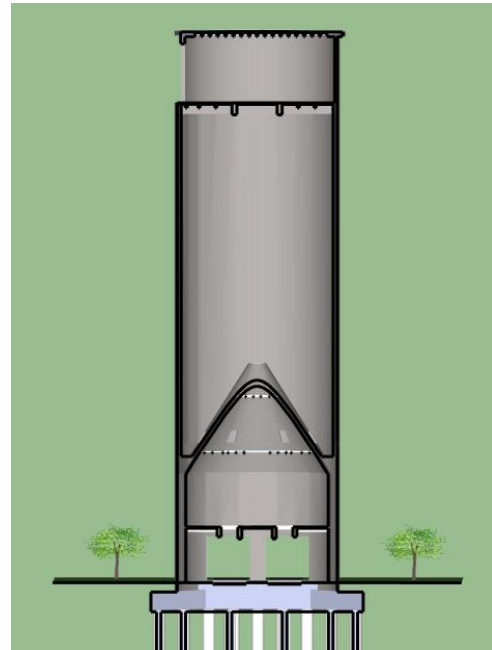
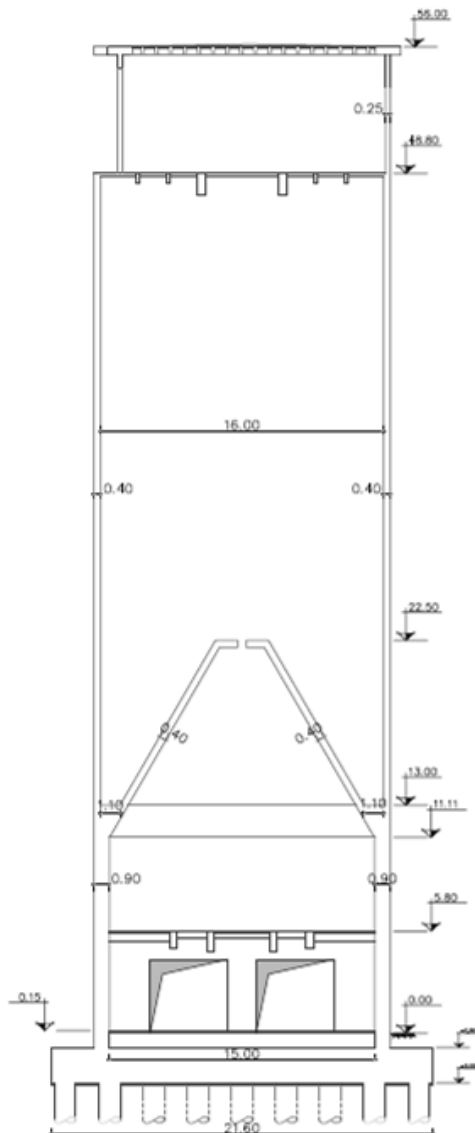


Figura 5 - Corte transversal do Silo

Na base inferior do fuste entre a cota 0.00 e +5.80, há a considerar 4 entradas, duas de cada lado do silo, separadas por um pilar central, destinadas a assegurar a entrada e saída de camiões para receberem o produto ensilado (cimento).

3.1 FUNCIONAMENTO DO SILO

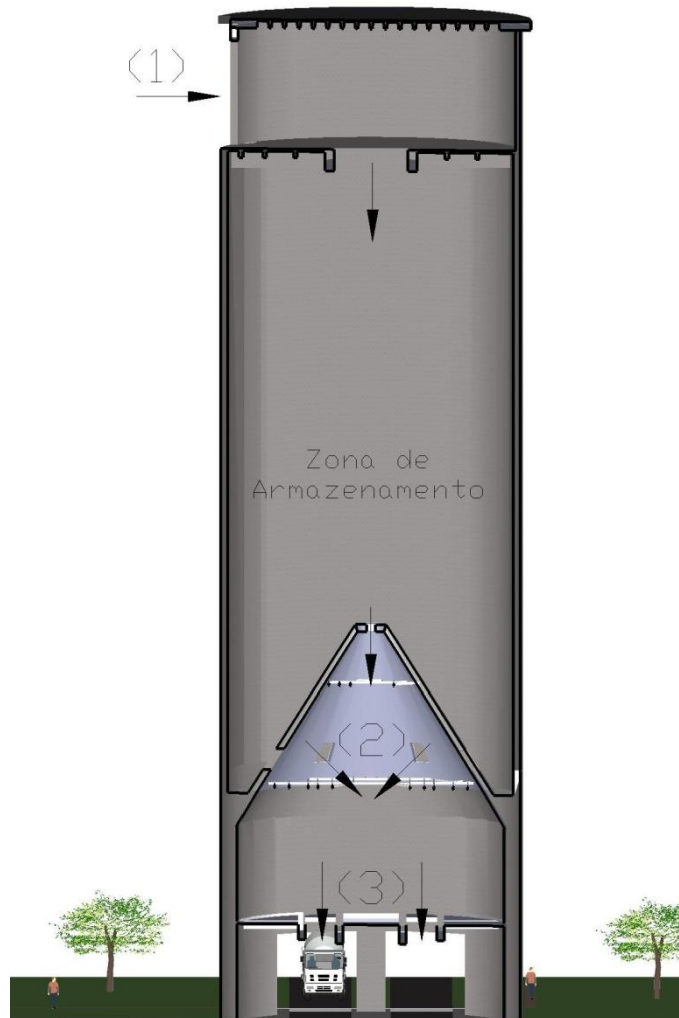


Figura 6 – Funcionamento do Silo

- (1) – O material é elevado para a “boca” 1 através de equipamentos mecânicos apropriados (elevador de alcatruzes + caleiras porosas).
- (2) – O material é desensilado com recurso a equipamentos mecânicos, específicos, instalados nas plataformas metálicas e posteriormente conduzidos para caleiras porosas.
- (3) – O material é descarregado em camiões cisterna, através de mangas de carregamento.

4. MODELOS DE CÁLCULO

4.1 GERAL

No dimensionamento da estrutura foram estudados dois modelos de cálculo. O primeiro modelo, mais simples (unifilar – consola), constituído apenas por elementos de barra que serviu para pré-dimensionar os principais elementos estruturais (paredes). O segundo muito mais detalhado (tridimensional), foi descaracterizado através de elementos de barra (vigas) e elementos shell (paredes e lajes), representando a totalidade do conjunto da estrutura.

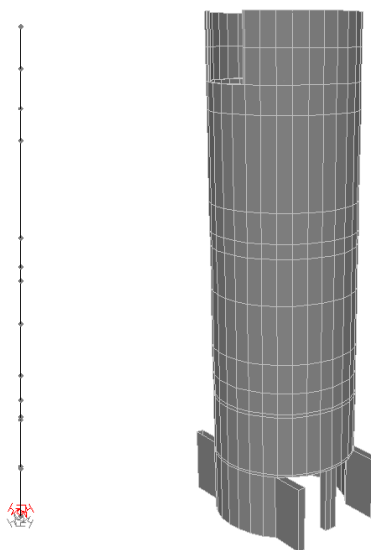


Figura 7 – Modelo Unifilar

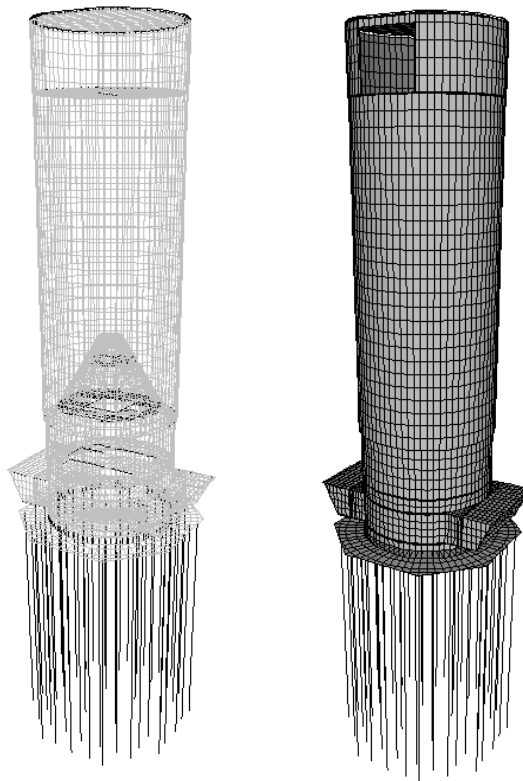


Figura 8 – Modelo Tridimensional

O software utilizado foi o SAP2000. Este programa de cálculo permite a realização da análise dinâmica por espectros de resposta e a determinação de todos os esforços e deslocamentos a partir das combinações de acções para os estados limites últimos e de utilização.

Adicionalmente, para alguns elementos isolados foram feitas verificações através de folhas de cálculo, tabelas e/ou ábacos constantes de manuais da especialidade. Incluem-se neste caso as vigas, lajes, etc.

4.2 MACIÇO E ESTACAS

O Silo assenta num maciço de fundação em betão armado com 2,0 m de altura e uma geometria octogonal ligado a 48 estacas.

O dimensionamento do maciço e das estacas obedeceu às seguintes linhas orientadoras:

- Garantir que o maciço possui capacidade para suportar todas as acções provenientes da superestrutura e realizar a sua transmissão às estacas;
- Garantir o número de estacas suficientes de modo a permitir a segurança da estrutura no seu conjunto.

O conjunto estrutural que forma a infra-estrutura do Silo em estudo foi integrado no modelo tridimensional da superestrutura, sendo as estacas discretizadas em elementos barras com apoios elásticos ao longo do seu comprimento que representam as diferentes rigidezes dos diversos estratos atravessados.

Adicionalmente para o pré-dimensionamento das estacas foram realizados estudos com modelos mais simples e que serviram para aferir os resultados dados pelo modelo tridimensional.

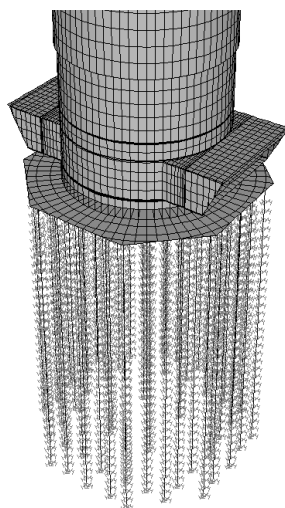


Figura 9 – Modelação das estacas

5 MATERIAIS

Os materiais a utilizar nos diversos elementos estruturais são os seguintes:

5.1 BETÃO ARMADO

Elementos Estruturais	Betão	Razão A/C	Dosagem cimento	Recobrimento (cm)
Estacas	NP EN 206-1: C25/30 XC2 (P) CI 0,40 Dmax20 S3	0.65	280kg/m ³	5
Maciço	NP EN 206-1: C20/25 XC2 (P) CI 0,40 Dmax20 S3	0.65	280kg/m ³	5
Paredes do Silo e Contrafortes	NP EN 206-1: C25/30 XS1 (P) CI 0,20 Dmax30 S4	0.50	300kg/m ³	5
Pisos níveis + 56,0 ; + 48,8 e + 5,8 m	NP EN 206-1: C20/25 XC3 (P) CI 0,40 Dmax15 S4	0.55	280kg/m ³	4

Tabela 1- Materiais - Betão

Elementos Estruturais	Classe de Resistência
Estacas	A400 NR
Maciço	A400 NR
Saia, Fuste e Paredes do Silo	A400 NR
Pisos níveis + 56,0 ; + 48,8 e + 5,8 m	A400 NR

Tabela 2 – Materiais - Aço em Betão Armado

A designação do betão inclui:

- Referência à norma NP EN 206-1;
- Classe de resistência á compressão;
- Classe de exposição ambiental seguida do código do país, a classe de exposição é em função das condições ambientais e de acordo com a EN 206-1, Quadro 4.1.
- Classe de teor de cloretos;
- Máxima dimensão do agregado mais grosso;
- Classe de consistência.

Na determinação do recobrimento foi tido em conta o recobrimento mínimo e o recobrimento nominal, para um período de vida útil de 50 anos.

Depreende-se como tempo de vida útil de projecto – Período durante o qual se pretende que uma estrutura ou parte da mesma seja utilizada para as funções a que se destina, com manutenção prevista mas sem necessidade de grandes reparações. De referir que a manutenção é o conjunto de actividades realizadas durante o tempo de vida útil da estrutura a fim de permitir-lhe manter a satisfação dos requisitos de fiabilidade.

Nota: de forma a garantir uma correcta manutenção deve ser empregue uma classe de inspecção do nível 3 tendo em conta a NP ENV 13670-1.

6 QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

Para a determinação e quantificação das acções recorreu-se aos Eurocódigos 1 e 8 tendo considerado as seguintes acções:

- G - Cargas permanentes;
- SOB - Sobrecargas;
- T - Variação de Temperatura;
- W – Vento;
- E - Acção Sísmicas;
- I – Impulso Provocado pelo Material ensilado.

6.1 CARGAS PERMANENTES (G)

As cargas permanentes estão divididas em dois grupos. O peso próprio dos elementos estruturais (PP) e o peso dos elementos não estruturais (RCP) tais como o peso próprio dos equipamentos mecânicos.

Elementos estruturais em betão armado (PP)	$Y = 25,0 \text{ kN/m}^3$
Equipamentos (RCP) Piso +5,80	$G_1=70 \text{ kN}$
Equipamentos (RCP) Maciço de encabeçamento	$G_2=70 \text{ kN}$
Elementos estruturais em aço (PP)	$Y = 77,0 \text{ kN/m}^3$

6.2 SOBRECARGAS (SOB)

Foram considerados os seguintes valores de sobrecargas:

Cobertura	$q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$
Restantes Pisos	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Os Valores reduzidos considerados foram os seguintes:

$$\psi_0 = 1,0; \psi_1 = 0,9; \psi_2 = 0,8$$

6.3 TEMPERATURA (T)

Acções Térmicas

As acções térmicas resultam dos diferenciais térmicos que se geram entre as faces das paredes, que resulta o seguinte efeito:

- Aquecimento da face interior em relação à exterior devido à armazenagem de materiais a temperatura superior, o que gera diferenciais na espessura da parede.

Para material armazenado à temperatura T_i , os gradientes que se geram na espessura da parede podem ser estimados por:

$$\Delta t = k_t (T_i - T_0)$$

Em que T_0 é a temperatura exterior (temperatura média ambiente – Em Portugal $T_0=10^\circ\text{C}$) e K_t representa a degradação das temperaturas. Para silos em betão, o valor de K_t pode ser obtido a partir do gráfico:

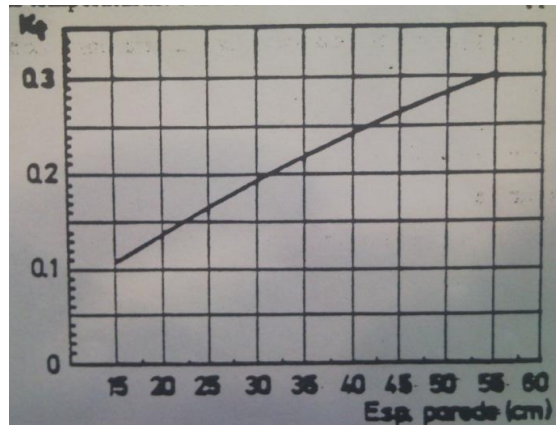


Figura 10 – Determinação da degradação das temperaturas

$T_i = 120^\circ\text{C}$

Espessura Parede = 40 cm

$$\Delta t = 0,25(120 - 10) = 27,5^\circ\text{C}$$

Acção do Gradiente de Temperatura nas paredes da célula de stockagem no modelo Tridimensional

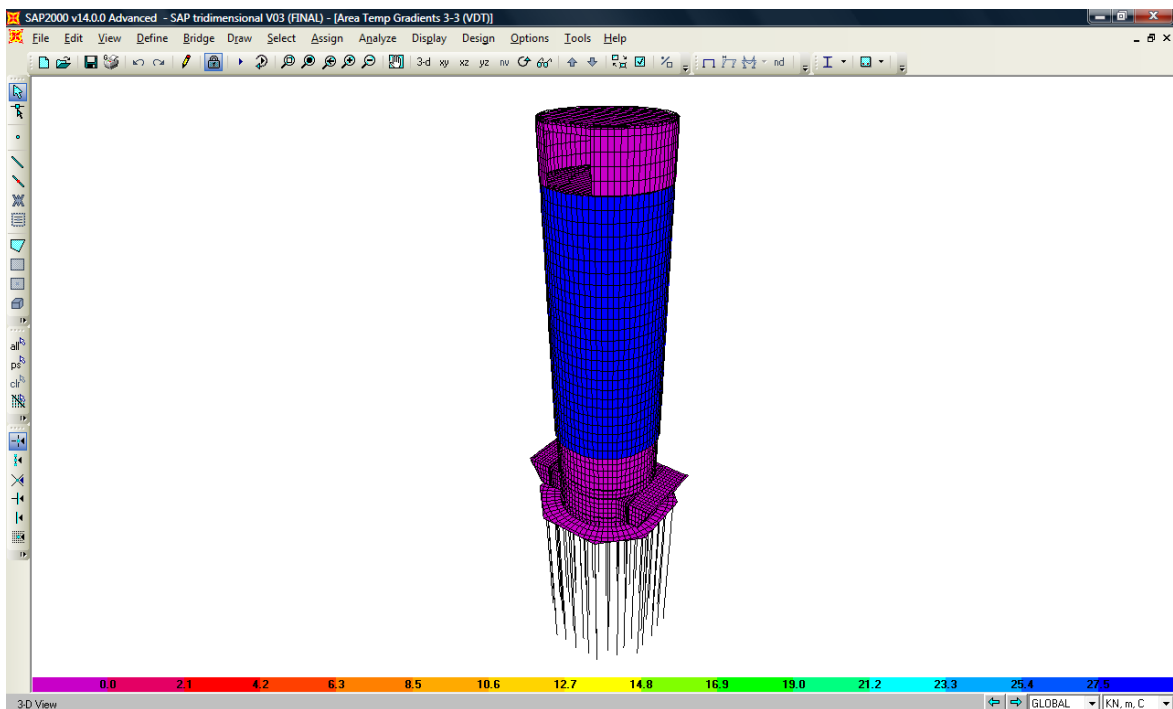


Figura 11 – Acção do Gradiente de Temperatura no modelo Tridimensional

Para o dimensionamento, os valores reduzidos considerados foram os seguintes:

$$\psi_0 = 0,6; \psi_1 = 0,5; \psi_2 = 0$$

6.4 ACÇÃO DO VENTO (W)

Para a quantificação da acção do vento, foi tido em conta a localização do Silo (Alhandra), considerando o local em estudo como pertencente à Zona B. A categoria de terreno considerada para o dimensionamento foi a categoria II.

Segundo a NP EN 1991-1-4 a acção devida ao vento, deve ser determinada, tendo em conta simultaneamente as pressões externas e internas. A força do vento que actua sobre uma estrutura é dada pela soma vectorial da força, devida a pressões externas ($F_{w,e}$), da força devida a pressões internas ($F_{w,i}$) e da força resultante do atrito do vento paralelo à superfície externa (F_{fr}), as quais são dadas respectivamente pelas seguintes expressões (cláusula 5.3):

- Forças Exteriores:

$$F_{w,e} = C_s C_d \times \sum W_e \times A_{ref} \quad (5.5)$$

- Forças interiores:

$$F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref} \quad (5.6)$$

- Forças de atrito:

$$F_{fr} = c_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr} \quad (5.7)$$

Sendo $C_s C_d$, um factor que depende do tipo de estrutura, w_e a pressão externa, w_i a pressão interna, A_{ref} a área de referencia, c_{fr} o coeficiente de atrito e A_{fr} a área da superfície externa paralela á direcção do vento.

Neste caso, os efeitos da força de atrito serão ignorados, visto que a área total de todas as superfícies paralelas (ou pouco inclinadas) em relação ao vento é igual ou inferior a 4 vezes a área total, de todas as superfícies exteriores perpendiculares ao vento (cláusula 5.3(4)).

O factor estrutural $C_s C_d$ é dado pela cláusula 6, e no caso do Silo foi necessário recorrer ao procedimento pormenorizado que é descrito pela seguinte expressão (cláusula 6.3.1):

$$C_s C_d = \frac{1 + 2 \times K_p \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_s)} \quad (6.1)$$

A pressão do vento sobre a superfície externa e sobre a superfície interna é dada, respectivamente, pelas seguintes expressões (cláusula 5.2):

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (5.1)$$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (5.2)$$

Em que $q_p(z_e)$ e $q_p(z_i)$ são as pressões correspondentes à velocidade de pico, z_e e z_i , são as alturas de referência para a pressão externa e interna, respectivamente, c_{pe} e c_{pi} são os coeficientes de pressão para a pressão externa e interna.

Calculo da pressão correspondente à velocidade de pico do vento ($q_p(z)$)

A pressão correspondente à velocidade de pico do vento é dada pela cláusula 4.5

$$q_p(z) = c_e(z) \times q_b \quad (4.8)$$

Sendo $c_e(z)$ um factor de exposição e q_b a pressão correspondente à velocidade base do vento, a qual é por sua vez dada por:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (4.10)$$

Em que ρ é a densidade do vento, cujo valor recomendado pela respectiva norma é de $1,25 \text{ kg/m}^3$ e v_b é a velocidade base do vento.

Cálculo do coeficiente de pressão externa (C_{pe})

Os coeficientes de pressão externa variam consoante o ângulo da superfície exterior do Silo, que é dada pela cláusula 7.9.1

$$c_{pe} = c_{p0} \times \psi_{\lambda a} \quad (7.16)$$

Sendo c_{p0} o coeficiente de pressão exterior sem livre escoamento em torno das extremidades e $\psi_{\lambda a}$ o coeficiente de efeitos de extremidade.

Os coeficientes de pressão das secções dependem do número de Reynolds, Re , definido por:

$$Re = \frac{b \times v(z_e)}{\nu} \quad (7.15)$$

Em que b é o diâmetro, $v(z_e)$ velocidade de pico do vento e ν a viscosidade cinemática do ar ($\nu = 15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

Após se ter calculado o número de Reynolds e em função do ângulo da superfície do Silo, o coeficiente de pressão exterior sem livre escoamento em torno das extremidades (C_{p0}) determina-se pela seguinte figura:

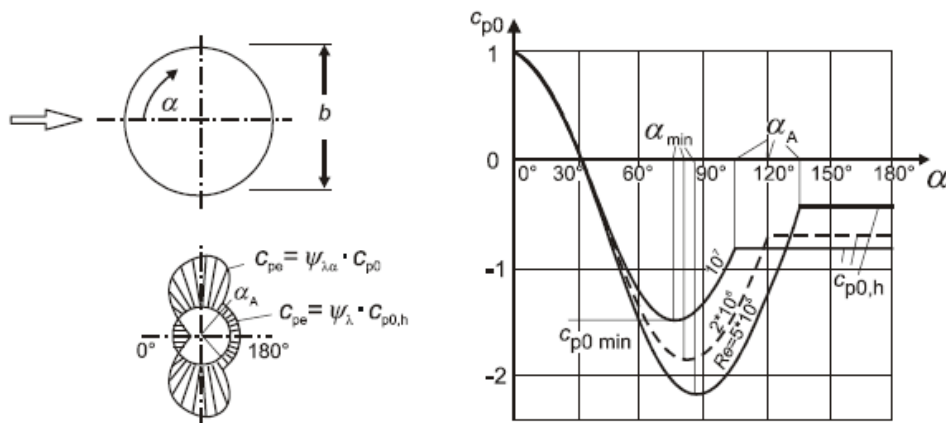


Figura 12 – Distribuição de pressões em cilindros de base circular (NP EN 1991-1-4)

Assim sendo, obtém-se:

α	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	75°	80	90
C_{p0}	1	0.8	0.4	0.05	-0.35	-0.8	-1.2	-1.45	-1.5	-1.45	-1.3
$\Psi_{\lambda\alpha}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C_{pe}	1.00	0.80	0.40	0.05	-0.35	-0.80	-1.20	-1.45	-1.50	-1.45	-1.30

α	100	105°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°
C_{p0}	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8
$\Psi_{\lambda\alpha}$	1.00	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63
C_{pe}	-1.00	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50

Cálculo do coeficiente de pressão interna (C_{pi})

O coeficiente de pressão interna retrata o efeito do vento sobre as superfícies interiores do Silo, dependendo da dimensão das aberturas existentes no Silo e da distribuição dessas aberturas. Assumindo que existem apenas aberturas entre o nível 0 e +5,80m e

de acordo com a cláusula 7.2.9 (6), pode-se assumir para o valor de c_{pi} , para qualquer direcção do vento, a situação mais desfavorável entre os valores +0,2 e -0,3.

Cálculo da força devida ao Vento

Os coeficientes calculados anteriormente conduziram para a determinação da força devida ao vento, através das expressões acima assinaladas (5.5) e (5.6).

➤ Entre o nível 0 e 5,80

α	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	75°	80°	90°
F_{w_e}	1.14	0.91	0.45	0.06	-0.40	-0.91	-1.36	-1.65	-1.71	-1.65	-1.48
F_{w_i}	-0.34	-0.34	-0.34	-0.34	0.23	0.23	0.23	0.17	0.11	0.17	0.23
F_w (kN/m ²)	1.47	1.25	0.79	0.39	-0.62	-1.13	-1.59	-1.82	-1.82	-1.82	-1.70

α	100°	105°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°
F_{w_e}	-1.14	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57
F_{w_i}	0.17	0.11	0.17	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
F_w (kN/m ²)	-1.31	-0.69	-0.74	-0.80	-0.80	-0.80	-0.80	-0.80	-0.80	-0.80

Tabela 3 – Acção do Vento entre o nível 0,00 e 5,80

➤ Entre o nível 5,80 e 15,80

α	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	75°	80°	90°
F_{w_e}	1.51	1.21	0.60	0.08	-0.53	-1.21	-1.81	-2.19	-2.26	-2.19	-1.96
F_w (kN/m ²)	1.51	1.21	0.60	0.08	-0.53	-1.21	-1.81	-2.19	-2.26	-2.19	-1.96

α	100°	105°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°
F_{w_e}	-1.51	-0.76	-0.76	-0.76	-0.76	-0.76	-0.76	-0.76	-0.76	-0.76
F_w (kN/m ²)	-1.51	-0.76	-0.76	-0.76	-0.76	-0.76	-0.76	-0.76	-0.76	-0.76

Tabela 4 – Acção do Vento entre o nível 5,80 e 15,80

➤ Entre o nível 15,80 e 25,80

α	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	75°	80°	90°
F_{w_e}	1.71	1.36	0.68	0.09	-0.60	-1.36	-2.05	-2.47	-2.56	-2.47	-2.22
F_w (kN/m ²)	1.71	1.36	0.68	0.09	-0.60	-1.36	-2.05	-2.47	-2.56	-2.47	-2.22

α	100°	105°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°
F_{w_e}	-1.71	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86
F_w (kN/m ²)	-1.71	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86

Tabela 5 – Acção do Vento entre o nível 15,80 e 25,80

Exemplo da acção do vento, entre os níveis 15,80 e 25,80 (tabela 5) no modelo tridimensional através do SAP2000.

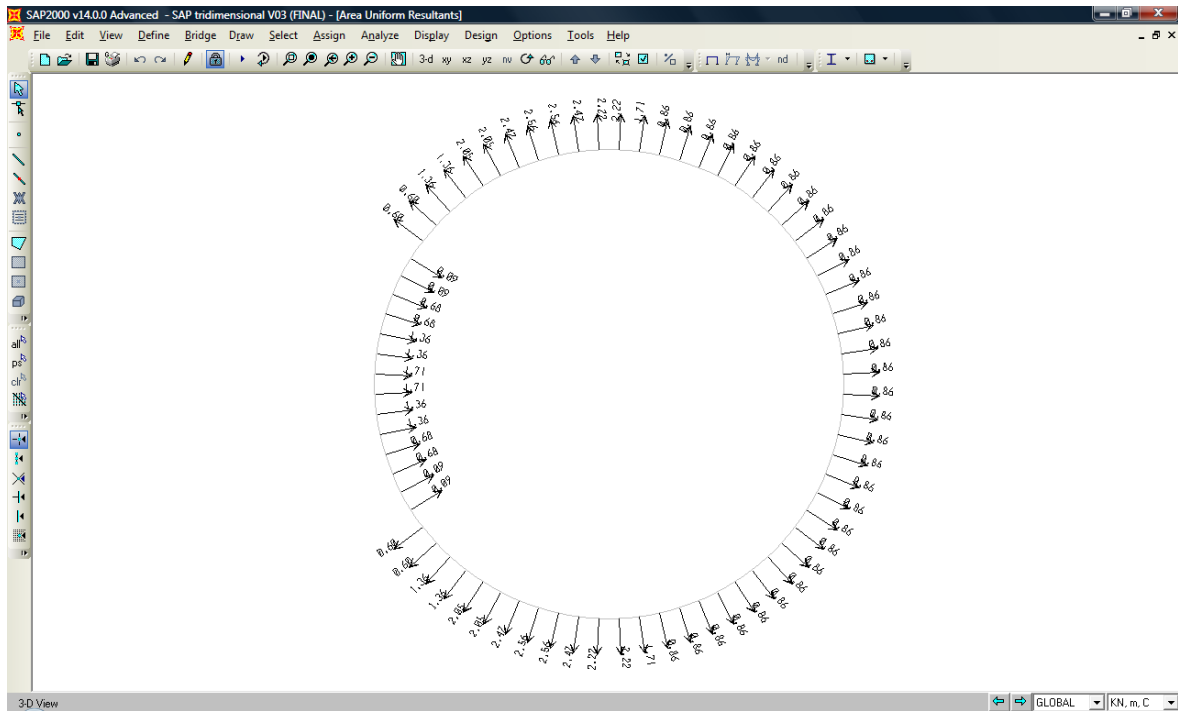


Figura 13 – Acção do vento entre os níveis 15,80 e 25,80

➤ Entre o nível 25,80 e 35,80

α	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	75°	80°	90°
F_{w_e}	1.84	1.47	0.73	0.09	-0.64	-1.47	-2.20	-2.66	-2.76	-2.66	-2.39
F_w (kN/m ²)	1.84	1.47	0.73	0.09	-0.64	-1.47	-2.20	-2.66	-2.76	-2.66	-2.39

α	100°	105°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°
F_{w_e}	-1.84	-0.93	-0.93	-0.93	-0.93	-0.93	-0.93	-0.93	-0.93	-0.93
F_w (kN/m ²)	-1.84	-0.93	-0.93	-0.93	-0.93	-0.93	-0.93	-0.93	-0.93	-0.93

Tabela 6 – Acção do Vento entre o nível 25,80 e 35,80

➤ Entre o nível 35,80 e 45,80

α	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	75°	80°	90°
F_{w_e}	1.99	1.59	0.80	0.10	-0.70	-1.59	-2.39	-2.89	-2.99	-2.89	-2.59
F_w (kN/m ²)	1.99	1.59	0.80	0.10	-0.70	-1.59	-2.39	-2.89	-2.99	-2.89	-2.59

α	100°	105°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°
F_{w_e}	-1.99	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00
F_w (kN/m ²)	-1.99	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00

Tabela 7 – Acção do Vento entre o nível 35,80 e 45,80

➤ Entre o nível 45,80 e 56,00

α	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	75°	80°	90°
Fw_e	2.08	1.66	0.83	0.10	-0.73	-1.66	-2.49	-3.01	-3.11	-3.01	-2.70
Fw (kN/m ²)	2.08	1.66	0.83	0.10	-0.73	-1.66	-2.49	-3.01	-3.11	-3.01	-2.70

α	100°	105°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°
Fw_e	-2.08	-1.05	-1.05	-1.05	-1.05	-1.05	-1.05	-1.05	-1.05	-1.05
Fw (kN/m ²)	-2.08	-1.05	-1.05	-1.05	-1.05	-1.05	-1.05	-1.05	-1.05	-1.05

Tabela 8 – Acção do Vento entre o nível 45,80 e 56,00

Acção do Vento no modelo Tridimensional

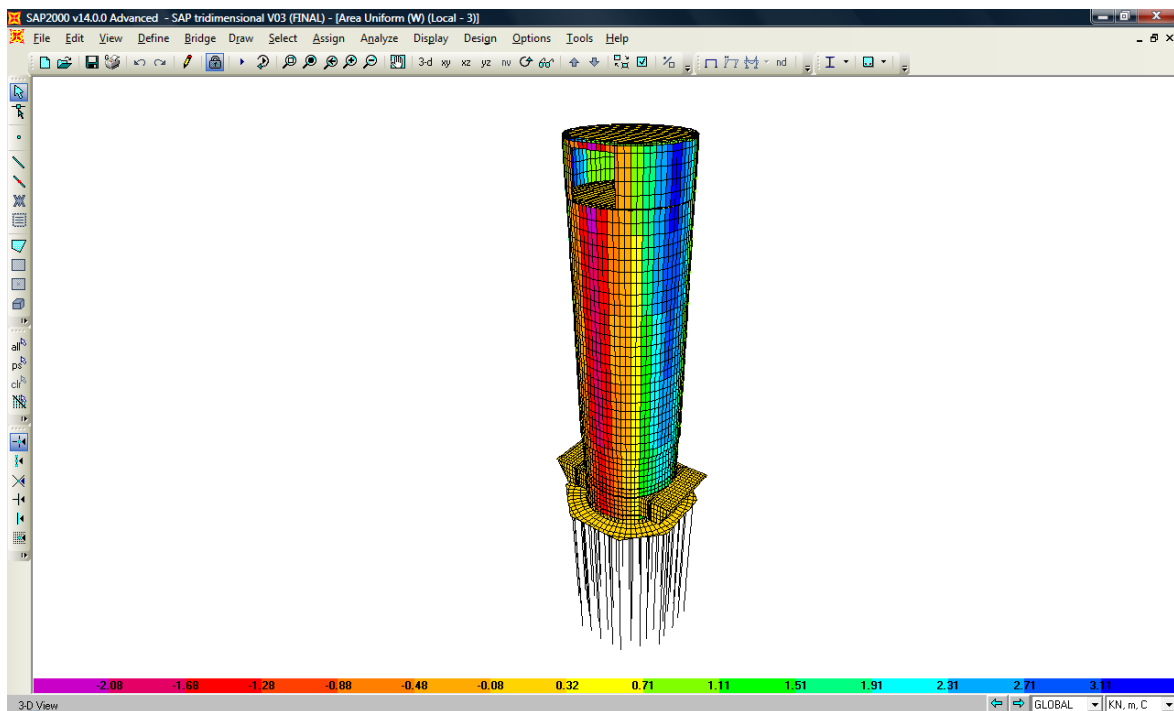


Figura 14 – Acção do vento no modelo Tridimensional

Para o dimensionamento, os valores reduzidos considerados foram os seguintes:

$$\psi_0 = 0,6; \psi_1 = 0,2; \psi_2 = 0.$$

6.5 ACÇÃO SÍSMICA (E)

Contrariamente à acção do vento, a acção sísmica resulta da resposta da estrutura aos movimentos impostos nas suas fundações. Isto é, a estrutura não responde a forças aplicadas directamente sobre si, mas sim, a movimentos da sua base. A análise efectuada tem em conta o facto das forças de inércia juntamente com os efeitos resultantes da distribuição da massa e rigidez da estrutura, poderem não se encontrar sincronizados com o movimento da base em termos de tempo e intensidade.

Para o dimensionamento considerou-se o terreno do tipo E (quadro 3.1 da EN 1998-1), zona sísmica 1,3 e 2,3 para as respectivas acções sísmicas, tipo 1 e tipo 2 (Figura NA.I do NA), visto que o silo se situa em Alhandra e uma classe de importância II (cláusula 2.1.4(6) da EN1998-4).

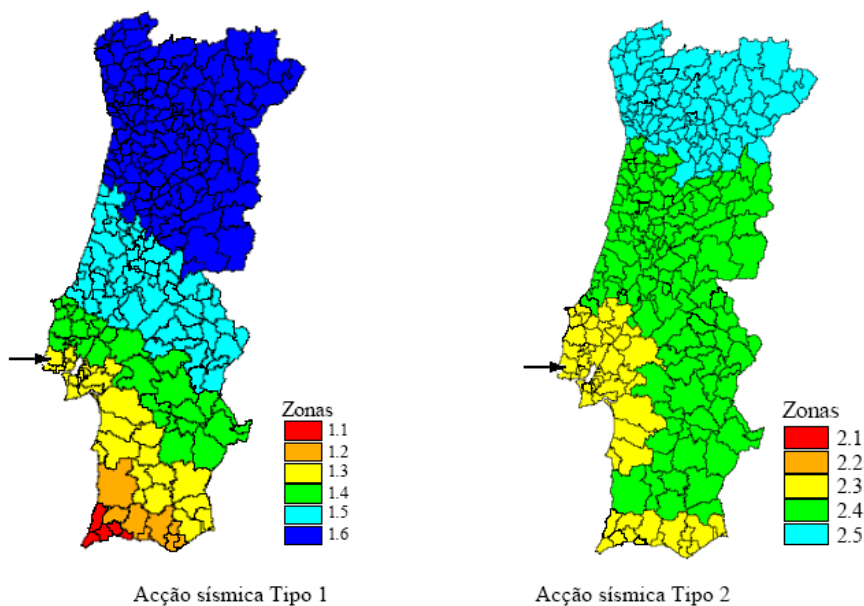


Figura 15 – Mapa de Zonamento Sísmico (NP EN 1998-1)

A acção sísmica foi quantificada de acordo com a NP EN 1998-4 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos (Silos, Tanques e Gasodutos). Apenas se verificou o estado limite ultimo com um coeficiente de amortecimento viscoso de 5%, considerando-se dois tipos de acção sísmica, acção sísmica tipo 1 e acção sísmica tipo 2, que foram obtidos através dos espectros de cálculo, $S_d(T)$, que é definido pelas seguintes expressões (cláusula 3.2.2.5 da EN 1998-1):

Componente horizontal da acção sísmica

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \times S \times \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

Cálculo do coeficiente de comportamento (q)

O coeficiente de comportamento é dado pela cláusula 5.2.2.2 (EN1998-1), com a seguinte expressão:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (5.1)$$

Em que q_0 é o valor básico do coeficiente de comportamento e o k_w o coeficiente que reflecte o modo de ruptura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Adoptou-se a classe de ductilidade DCM (média) e que o Silo funcionava como sistema de pêndulo invertido (conforme a cláusula 3.4(4) da EN 1998-4) assim sendo atribuiu-se 1,5 para o valor básico do coeficiente de comportamento (q_0).

Para o cálculo do coeficiente que reflecte o modo de ruptura predominante nos sistemas estruturais de paredes (k_w), utilizou-se:

$$k_w = 0,5 \geq \frac{(1 + \alpha_0)}{3} \leq 1 \quad (5.2)$$

Sendo α_0 a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural.

Obtendo-se um coeficiente de comportamento de 1,5.

Os restantes parâmetros, para o cálculo dos espectros, foram calculados de acordo com o Anexo Nacional NA, da NP EN 1998-1.

Seguidamente indicam-se os espectros de cálculo obtidos para as respectivas acções sísmicas:

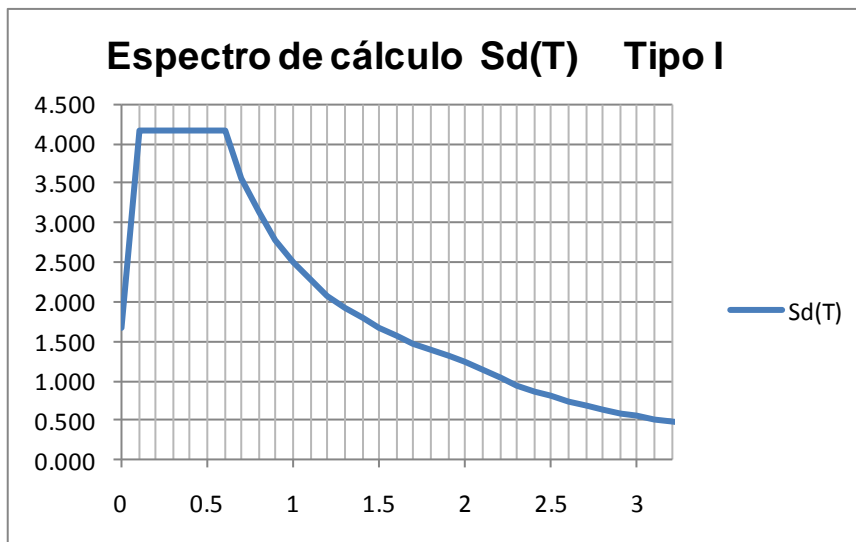


Figura 16 – Espectro de cálculo da acção sísmica tipo 1

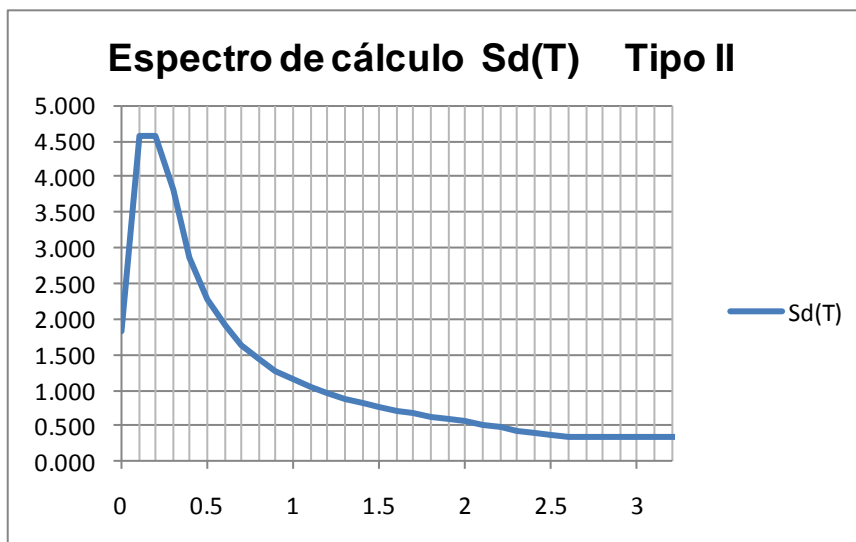


Figura 17 – Espectro de cálculo da acção sísmica tipo 2

NOTA: Para ter em conta o material ensilado, adoptou-se um método simplificado, que consistia em juntar 80% da massa do produto ensilado às paredes do silo na zona de armazenamento.

Utilizou-se o *software* SAP2000 para realizar a análise dinâmica.

Em termos de introdução no programa SAP2000 foram considerados os seguintes passos:

Cálculo do peso de betão entre os níveis de armazenamento do material (+48.8 e +13.0)

$$P_{bet\tilde{a}o} = 18445kN$$

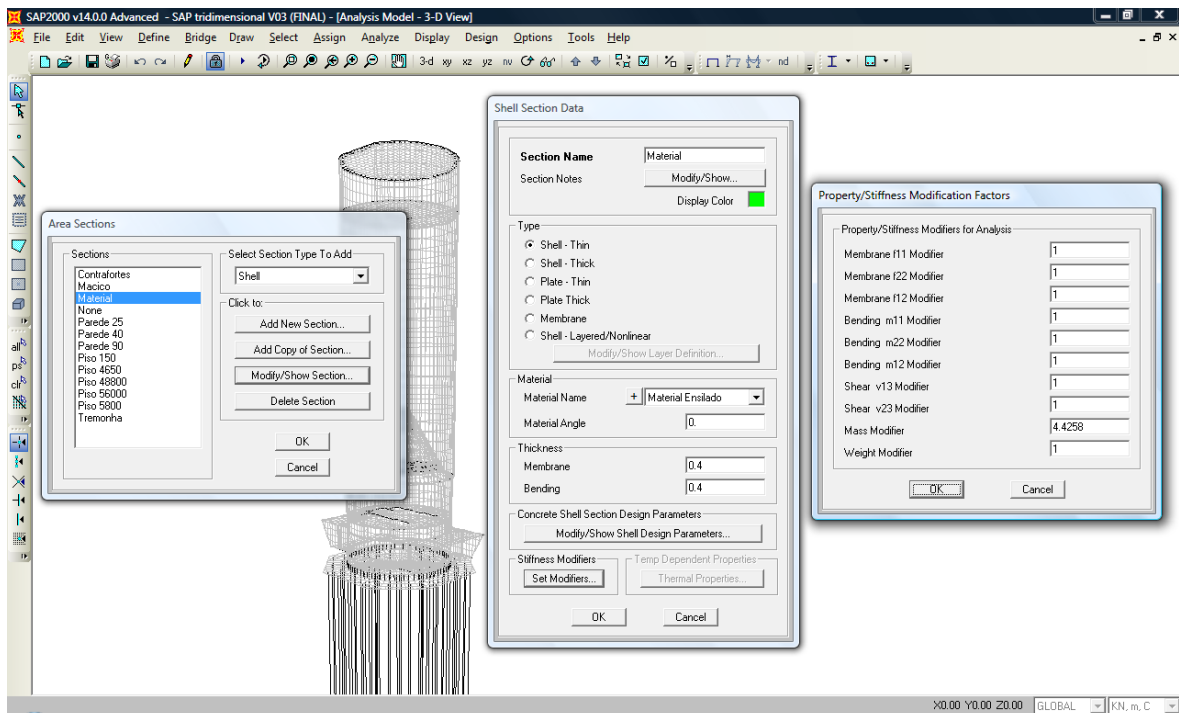
Factor multiplicativo a ter em conta o peso das paredes entre os níveis +48,8 e 13,0.

$$P_{Material} = 78985kN$$

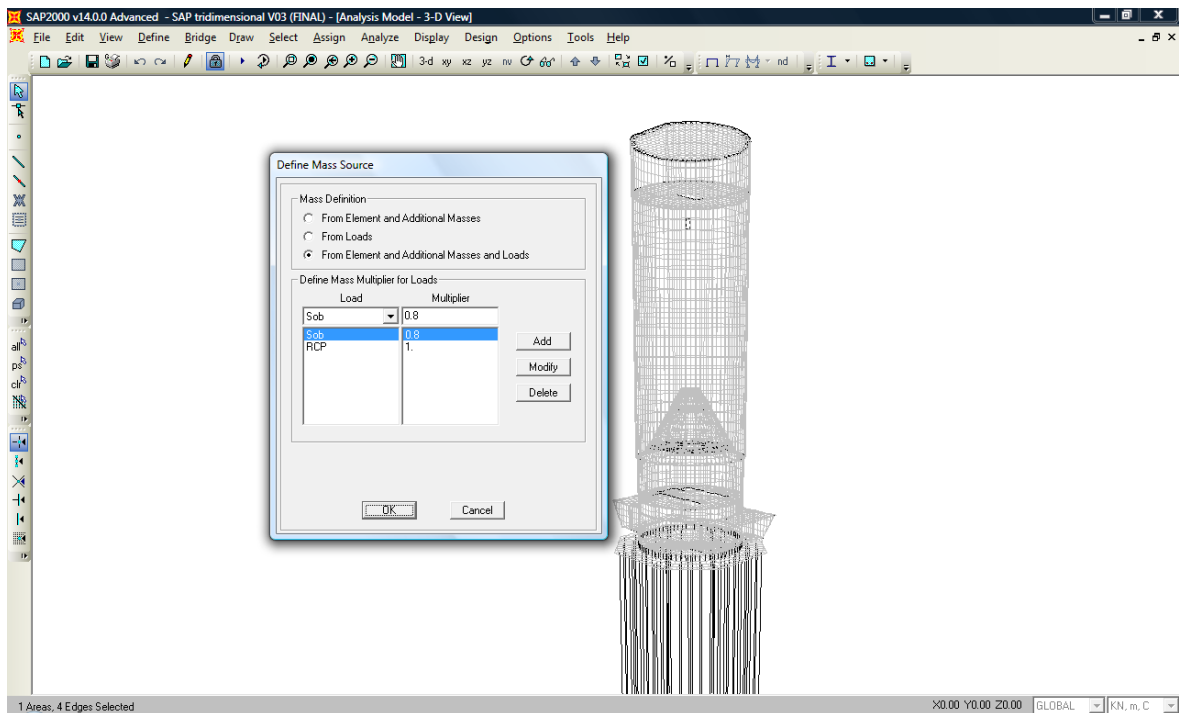
$$P_{Material} = 78985 \times 80\% = 63188kN$$

$$P_{Total} = 63188 + 18445 = 81633kN$$

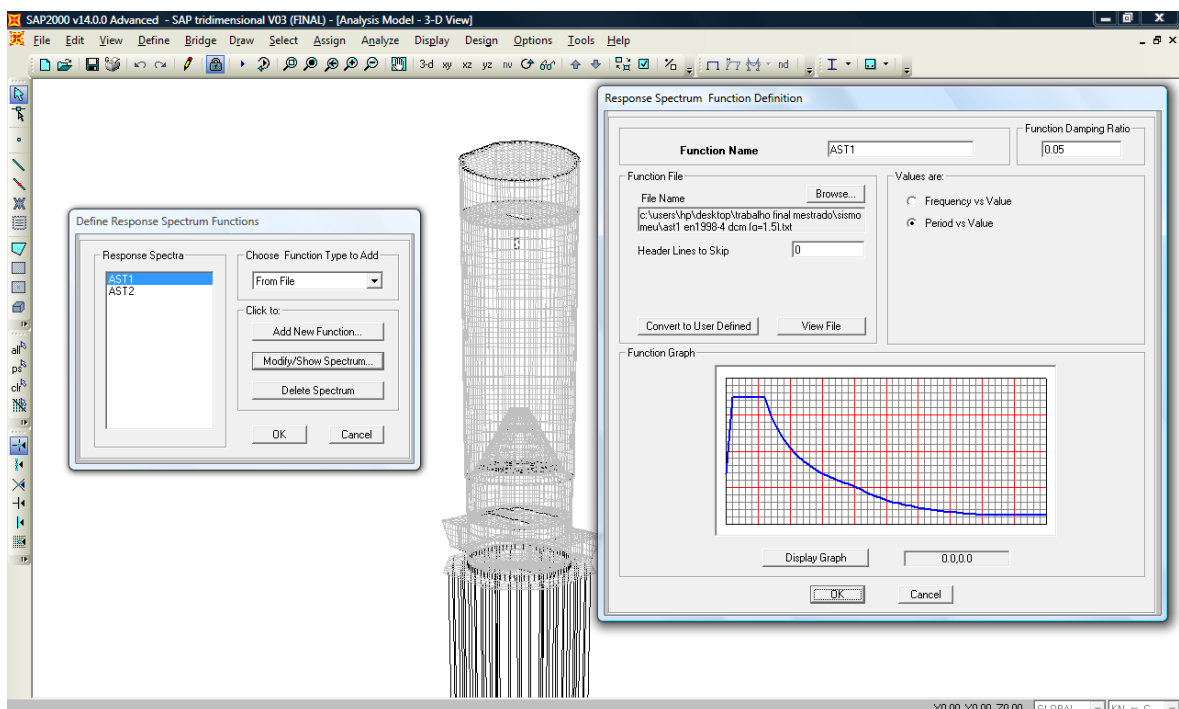
$$factor\ multiplicativo = \frac{81633}{18445} = 4,4258$$



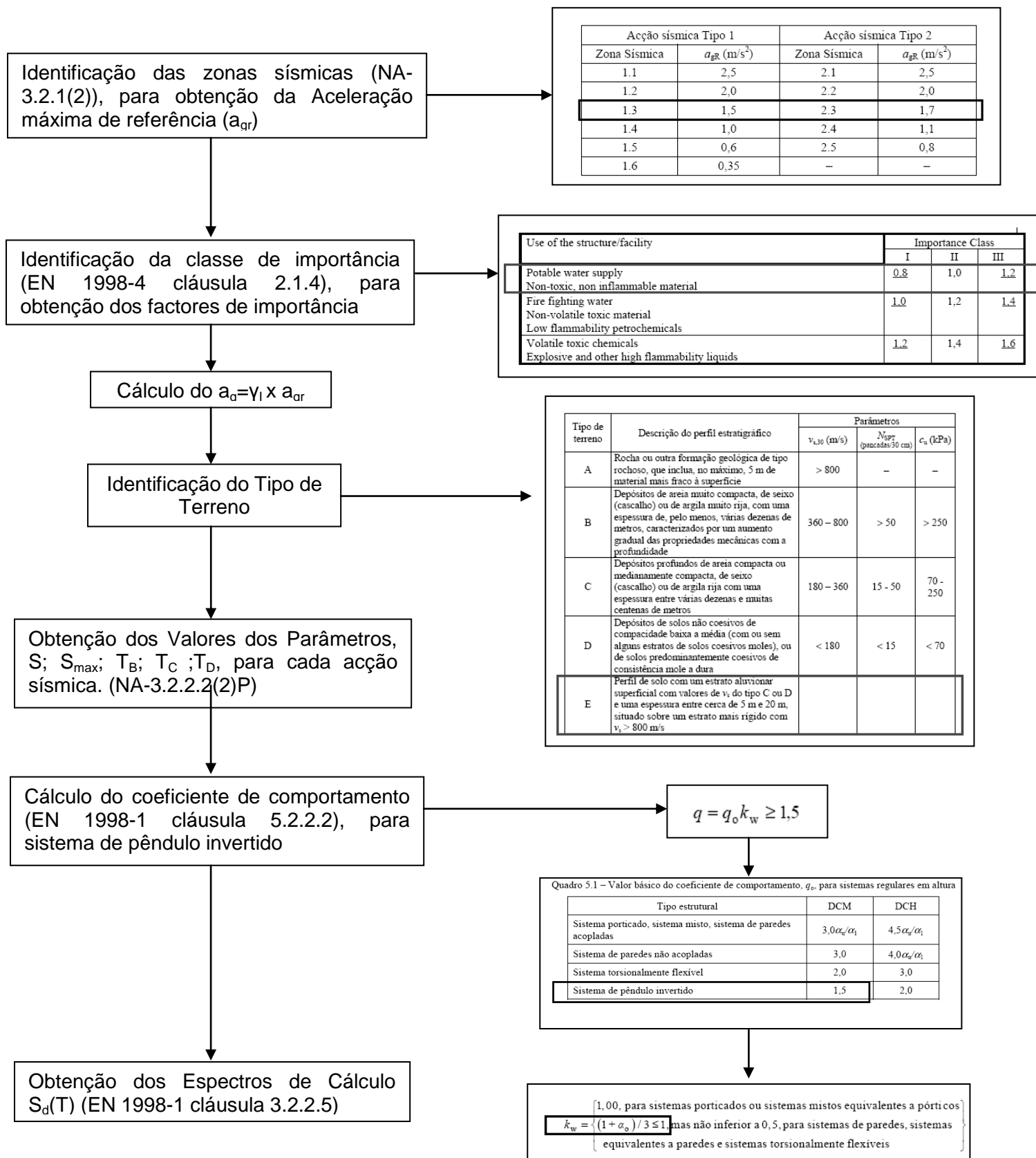
Foi também tida em consideração, as acções correspondentes às cargas aplicadas.



Para a introdução dos espectros de cálculo, no programa, foram efectuadas folhas de cálculo para ambos os espectros (Tipo 1 e Tipo 2) e posteriormente exportadas para o programa.



Seguidamente apresenta-se um resumo dos procedimentos para a determinação dos espectros de resposta apresentados:



6.6 IMPULSO (I)

O bom desempenho operacional de um silo depende, directamente, da garantia de um adequado escoamento do material armazenado. No caso vertente, a saída do material é centrada, sendo o esvaziamento conduzido por uma tremonha. Este tipo de escoamento é denominado por massivo, que se caracteriza pela movimentação conjunta de todo o material durante a operação de descarga.

Nos silos de escoamento massivo, o material em contacto com as paredes desliza sobre estas, fluindo junto com o resto, segundo leis ditadas pelas próprias características do material e da rugosidade das paredes, originando sobrepressões sobre as paredes que podem conduzir a um incremento da ordem de 100%, relativamente às que ocorrem durante o período de repouso.

Com efeito e de acordo com a EN 1991-4, há a considerar diferentes classes e tipos de Silos para o cálculo das sobrepressões durante o enchimento e a descarga, que variam em função do tipo de material e da rugosidade da parede, do sistema de esvaziamento (centrado ou excêntrico), de enchimento (centrado ou excêntrico), da secção do silo e da altura do material ensilado.

Paredes do Silo

Para a quantificação da acção causada pelas pressões horizontais, verticais e de atrito resultante do material no interior do Silo, considerou-se um silo de esbeltez intermédia, de classe 2, com um diâmetro interior (d_c) de 16m e uma altura do segmento vertical da parede do silo na superfície equivalente (h_c) de 30,92m.

A acção devida ao material ensilado, durante a fase de enchimento e para silos de esbeltez intermédia, deve ser calculada partindo das seguintes expressões (cláusula 5.3):

$$P_{hf} = P_{ho} \times Y_R \quad (5.71)$$

$$P_{hf,u} = P_{hf} \times (1 + \zeta C_{pf}) \quad (5.38)$$

$$P_{wf} = \mu \times P_{hf} \quad (5.72)$$

$$P_{vf} = \gamma \times z_v \quad (5.79)$$

$$P_{pf} = C_{pf} \times P_{hf} \quad (5.8)$$

$$P_{pei} = \frac{P_{pe}}{7} \quad (5.33)$$

$$n_{zSK} = \mu \times P_{h0} (z - z_v) \times \textit{perimetro} \quad (5.81)$$

Sendo:

P_{hf} - pressão horizontal após o enchimento;

$P_{hf,u}$ - Pressão horizontal final de enchimento;

P_{wf} - Pressão na parede devido ao atrito após o enchimento;

P_{vf} - Pressão vertical do material ensilado após o enchimento;

P_{pf} - Carga de pressão após o enchimento (representa as assimetrias acidentais de carga associadas às excentricidades e imperfeições durante o processo de enchimento);

P_{pfi} - Carga de pressão complementar após o enchimento;

n_{zSK} - Força vertical de compressão na parede em qualquer profundidade z .

NOTA: Tanto o P_{pf} como o P_{pfi} apenas são aplicados no troço a $h_c/2$, numa zona com uma altura s (em que, $s=0,2d_c$).

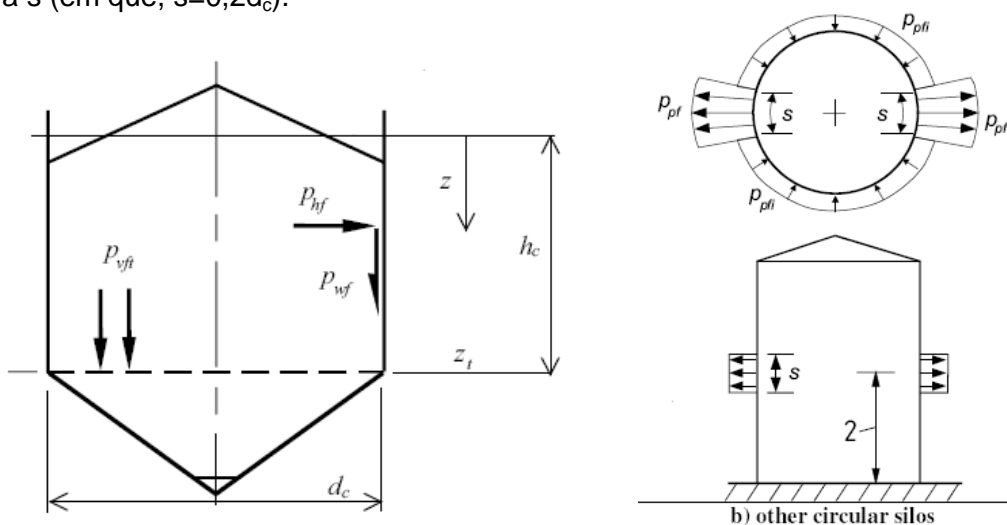


Figura 18 – Figura representativa das pressões durante o enchimento do Silo (EN 1991-4)

Durante a fase de descarga (cláusula 5.3):

$$P_{he} = C_h \times P_{hf} \quad (5.18)$$

$$P_{he,u} = P_{he} \times (1 + \zeta C_{pe}) \quad (5.39)$$

$$P_{we} = C_w \times P_{wf} \quad (5.19)$$

$$P_{pe} = C_{pe} \times P_{he} \quad (5.27)$$

$$P_{pei} = \frac{P_{pe}}{7} \quad (5.33)$$

$$n_{zSK} = C_w \times \mu \times P_{h0} (z - z_v) \times \textit{perimetro} \quad (5.81)$$

Em que:

P_{he} - Pressão horizontal durante descarga;

$P_{he,u}$ - Pressão horizontal final de descarga;

P_{we} - Pressão na parede devido ao atrito durante a descarga;

P_{pe} - Carga de pressão durante a descarga (representa as assimetrias acidentais de carga associadas às excentricidades e imperfeições durante o processo de descarga);

P_{pei} - Carga de pressão complementar durante a descarga e n_{zSK} a força vertical de compressão na parede em qualquer profundidade z .

NOTA: Tal como na fase de enchimento, P_{pe} como o P_{pei} apenas são aplicados a $h_c/2$, numa zona com uma altura s (em que, $s=0,2d_c$).

Tremonha

No caso da tremonha considerou-se um funil inclinado invertido, de forma cónica, com uma altura (h_h) de 9,50m em que as sobrepressões são calculadas, durante a fase de descarga, a partir das seguintes expressões (cláusula 6.3):

$$P_{ne} = F_e \times p_v \quad (6.24)$$

$$P_{te} = \mu_h \times F_e \times p_v \quad (6.25)$$

Sendo:

P_{ne} - Pressão normal na parede da tremonha durante a descarga;

P_{te} - Pressão na parede da tremonha devido ao atrito durante a descarga.

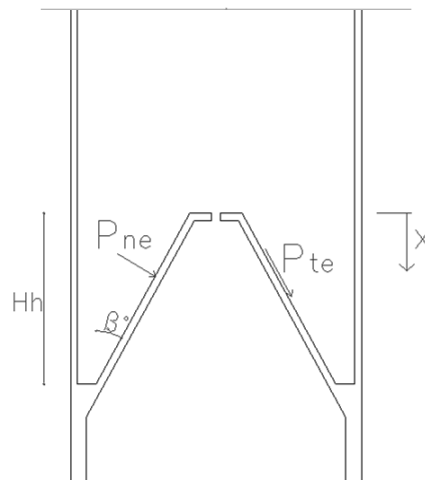


Figura 19 – Figura indicativa das pressões na tremonha durante o enchimento do Silo

Cálculo das sobrepressões

Com base nas expressões anteriores e através de folhas de cálculo, foram determinadas, as acções actuantes nas paredes e na tremonha na zona de stockagem do material.

➤ Características geométricas do Silo

hc	dc	hc/dc	Area	Raio	Perimetro	β
m	m		m ²	m	m	
30.92	16	1.93	201.06	8	50.27	30

β é o ângulo de inclinação da parede da tremonha medido a partir da vertical.

➤ Características do material ensilado (Cimento)

γ	Φ_r	Φ_i	K	μ
kN/m ³				
15	35	36,6	0,56	0,466

Em que γ é o peso volúmico do material ensilado, Φ_r ângulo de atrito em repouso, Φ_i ângulo de atrito interno, K valor característico da relação de pressão lateral e μ o coeficiente de atrito da parede.

➤ Quadro das sobrepensões durante o **Enchimento**

Nível	z (m)	Y_r	Zv	P_{hf} (Kpa)	$P_{hf,u}$ (Kpa)	P_{wf} (Kpa)	P_{vf} (kpa)	P_{pf} (Kpa)	P_{pfi} (Kpa)	n_{zsk} (kN)
44.00	0.00	-0.16	-0.15	-21	-23	-10	-2			
43.50	0.50	-0.12	0.42	-15	-16	-7	6			
43.00	1.00	-0.07	0.97	-9	-10	-4	15			
42.50	1.50	-0.03	1.49	-4	-4	-2	22			
42.00	2.00	0.01	2.00	1	1	1	30			2
41.50	2.50	0.05	2.48	6	7	3	37			46
41.00	3.00	0.08	2.95	11	12	5	44			143
40.50	3.50	0.11	3.40	15	16	7	51			291
40.00	4.00	0.15	3.84	19	21	9	58			487
39.50	4.50	0.17	4.26	22	25	10	64			728
39.00	5.00	0.20	4.66	26	29	12	70			1012
38.50	5.50	0.23	5.06	29	32	14	76			1336
38.00	6.00	0.25	5.44	33	36	15	82			1699
37.50	6.50	0.28	5.80	36	39	17	87			2097
37.00	7.00	0.30	6.16	38	42	18	92			2530
36.50	7.50	0.32	6.51	41	45	19	98			2995
36.00	8.00	0.34	6.84	44	48	20	103			3492
35.50	8.50	0.36	7.17	46	51	22	108			4018
35.00	9.00	0.38	7.48	48	53	23	112			4572
34.50	9.50	0.39	7.79	51	56	24	117			5154
34.00	10.00	0.41	8.09	53	58	25	121			5760
33.50	10.50	0.43	8.38	55	61	26	126			6392
33.00	11.00	0.44	8.66	57	63	27	130			7046
32.50	11.50	0.46	8.94	59	65	27	134			7724
32.00	12.00	0.47	9.21	61	67	28	138			8422
31.50	12.50	0.48	9.47	62	69	29	142			9141
31.00	13.00	0.50	9.72	64	70	30	146			9880
30.50	13.50	0.51	9.97	65	72	31	150			10638
30.00	14.00	0.52	10.22	67	74	31	153	7	1	11414
29.50	14.50	0.53	10.45	68	76	32	157	7	1	12207
29.00	15.00	0.54	10.68	70	77	33	160	7	1	13018
28.50	15.50	0.55	10.91	71	79	33	164	7	1	13844
28.00	16.00	0.56	11.13	73	80	34	167	7	1	14686
27.50	16.50	0.57	11.35	74	81	34	170	8	1	15543
27.00	17.00	0.58	11.56	75	83	35	173	8	1	16414
26.50	17.50	0.59	11.76	76	84	35	176			17299
26.00	18.00	0.60	11.97	77	85	36	179			18198
25.50	18.50	0.61	12.16	78	86	37	182			19109
25.00	19.00	0.62	12.36	79	88	37	185			20033
24.50	19.50	0.62	12.55	80	89	37	188			20970
24.00	20.00	0.63	12.73	81	90	38	191			21917
23.50	20.50	0.64	12.91	82	91	38	194			22876
23.00	21.00	0.65	13.09	83	92	39	196			23846
22.50	21.50	0.65	13.27	84	93	39	199			24827
22.00	22.00	0.66	13.44	85	94	40	202			25818
21.50	22.50	0.67	13.61	86	95	40	204			26818
21.00	23.00	0.67	13.77	87	96	40	207			27829
20.50	23.50	0.68	13.93	87	96	41	209			28848
20.00	24.00	0.69	14.09	88	97	41	211			29877
19.50	24.50	0.69	14.25	89	98	41	214			30914
19.00	25.00	0.70	14.40	90	99	42	216			31960
18.50	25.50	0.70	14.55	90	100	42	218			33014
18.00	26.00	0.71	14.70	91	100	42	221			34076
17.50	26.50	0.71	14.85	92	101	43	223			35146
17.00	27.00	0.72	14.99	92	102	43	225			36224
16.50	27.50	0.72	15.13	93	102	43	227			37308
16.00	28.00	0.73	15.27	94	103	44	229			38400
15.50	28.50	0.73	15.40	94	104	44	231			39499
15.00	29.00	0.74	15.54	95	104	44	233			40605
14.50	29.50	0.74	15.67	95	105	44	235			41717
14.00	30.00	0.74	15.80	96	106	45	237			42836
13.50	30.50	0.75	15.92	96	106	45	239			43960
13.00	30.92	0.75	16.03	97	107	45	240			44900

Tabela 9 – Sobrepensões durante o enchimento

➤ Quadro das sobrepensões durante a **Descarga**

Nível	z (m)	P _{he} (Kpa)	P _{he,u} (Kpa)	P _{we} (Kpa)	P _{pe} (Kpa)	P _{pei} (Kpa)	n _{zsk} (kN)
44.0	0.00	-24	-29	-11			
43.5	0.50	-17	-21	-8			
43.0	1.00	-10	-13	-5			
42.5	1.50	-4	-5	-2			
42.0	2.00	1	2	1			2
41.5	2.50	7	8	3			50
41.0	3.00	12	14	5			156
40.5	3.50	17	20	8			318
40.0	4.00	21	26	10			533
39.5	4.50	26	31	11			796
39.0	5.00	30	36	13			1106
38.5	5.50	33	40	15			1461
38.0	6.00	37	45	17			1857
37.5	6.50	40	49	18			2293
37.0	7.00	44	53	20			2766
36.5	7.50	47	56	21			3275
36.0	8.00	50	60	22			3818
35.5	8.50	53	63	24			4393
35.0	9.00	55	67	25			4999
34.5	9.50	58	70	26			5634
34.0	10.00	60	73	27			6297
33.5	10.50	63	75	28			6988
33.0	11.00	65	78	29			7703
32.5	11.50	67	81	30			8444
32.0	12.00	69	83	31			9207
31.5	12.50	71	86	32			9993
31.0	13.00	73	88	33			10801
30.5	13.50	75	90	33			11630
30.0	14.00	76	92	34	16	2	12478
29.5	14.50	78	94	35	16	2	13345
29.0	15.00	80	96	36	16	2	14231
28.5	15.50	81	98	36	17	2	15135
28.0	16.00	83	100	37	17	2	16055
27.5	16.50	84	101	38	17	2	16992
27.0	17.00	85	103	38	18	3	17944
26.5	17.50	87	105	39			18912
26.0	18.00	88	106	39			19894
25.5	18.50	89	108	40			20891
25.0	19.00	91	109	40			21901
24.5	19.50	92	111	41			22924
24.0	20.00	93	112	41			23961
23.5	20.50	94	113	42			25009
23.0	21.00	95	114	42			26069
22.5	21.50	96	116	43			27141
22.0	22.00	97	117	43			28225
21.5	22.50	98	118	44			29319
21.0	23.00	99	119	44			30423
20.5	23.50	100	120	45			31538
20.0	24.00	101	121	45			32662
19.5	24.50	101	122	45			33796
19.0	25.00	102	123	46			34940
18.5	25.50	103	124	46			36092
18.0	26.00	104	125	46			37253
17.5	26.50	104	126	47			38423
17.0	27.00	105	127	47			39600
16.5	27.50	106	128	47			40786
16.0	28.00	107	129	48			41980
15.5	28.50	107	129	48			43181
15.0	29.00	108	130	48			44390
14.5	29.50	109	131	49			45606
14.0	30.00	109	132	49			46829
13.5	30.50	110	132	49			48058
13.0	30.92	110	133	49			49085

Tabela 10 – Sobrepensões durante a descarga

Pressão Horizontal durante a Descarga ($P_{he,u}$)

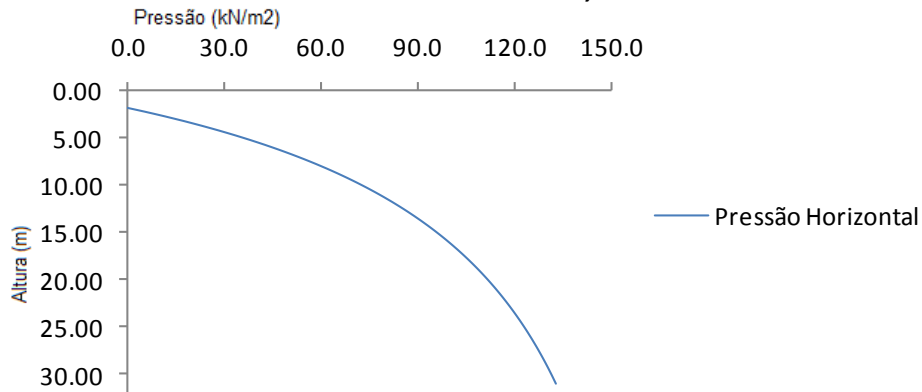


Figura 20 – Pressões horizontais ($P_{he,u}$) durante a descarga

Pressão devido ao Atrito durante a Descarga ($P_{w,e}$)

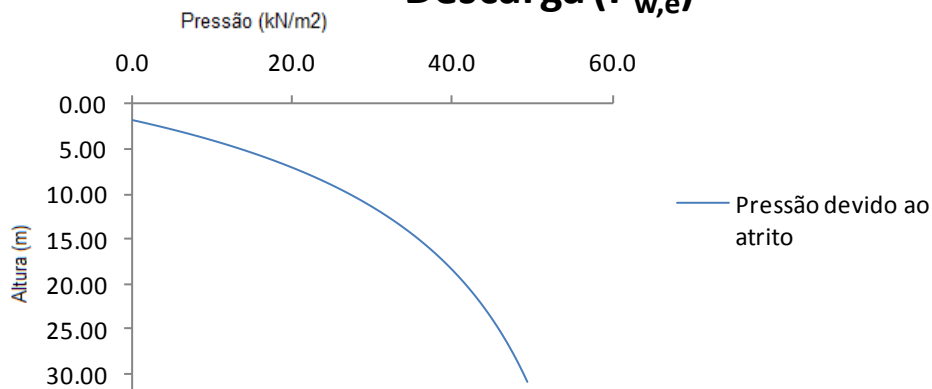


Figura 21 – Pressões devidas ao atrito ($P_{w,e}$) durante a descarga

Na sequência do que atrás se expôs, o cálculo das pressões durante a descarga é a situação mais gravosa para a verificação estrutural. Deste modo apenas foram consideradas as pressões provenientes da descarga do material.

➤ Quadro das sobrepressões na tremonha na fase de **Descarga**

Nível	P _v (Kpa)	P _{ne} (Kpa)	P _{te} (Kpa)
22.50	199	205	96
22.00	202	208	97
21.50	204	210	98
21.00	207	213	99
20.50	209	216	100
20.00	211	218	102
19.50	214	220	103
19.00	216	223	104
18.50	218	225	105
18.00	221	227	106
17.50	223	230	107
17.00	225	232	108
16.50	227	234	109
16.00	229	236	110
15.50	231	238	111
15.00	233	240	112
14.50	235	242	113
14.00	237	244	114
13.50	239	246	115
13.00	240	248	116

Tabela 11 – Pressões na tremonha durante a descarga

As tabelas 10 e 11, acima apresentadas, resumem as acções características a considerar na verificação estrutural a desenvolver no próximo capítulo.

Acção das Sobrepressões consideradas no modelo Tridimensional

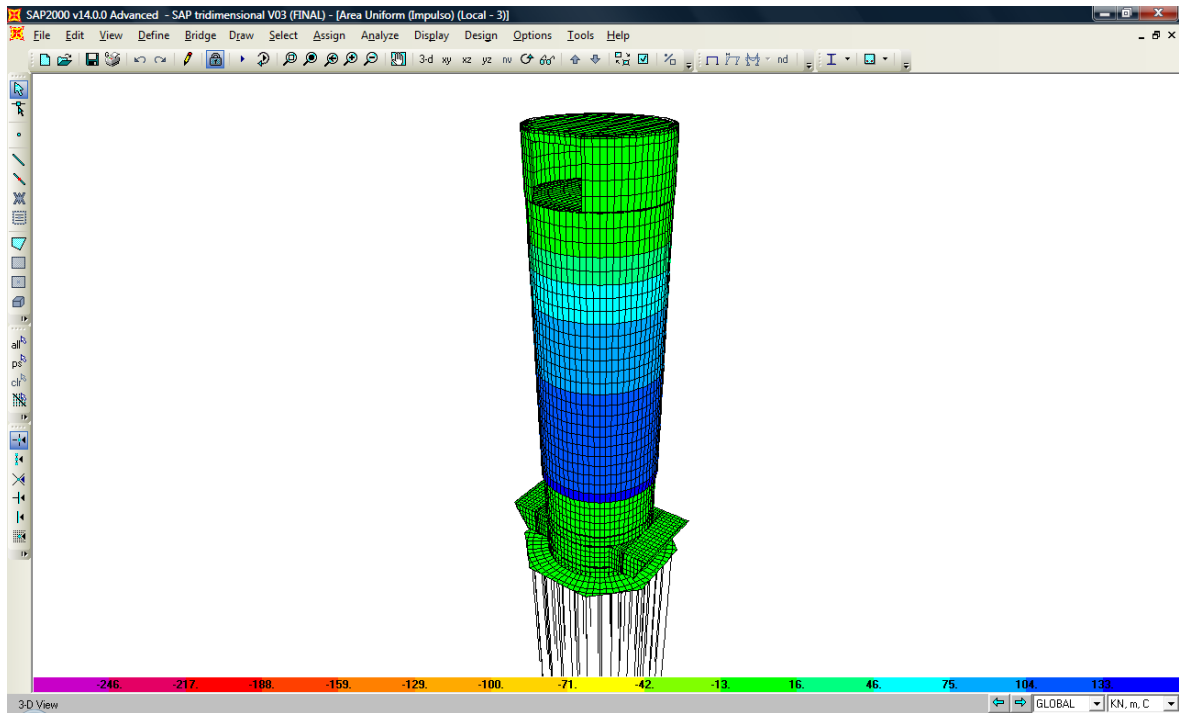


Figura 22 – Pressão horizontal final nas paredes durante a descarga ($P_{he,u}$)

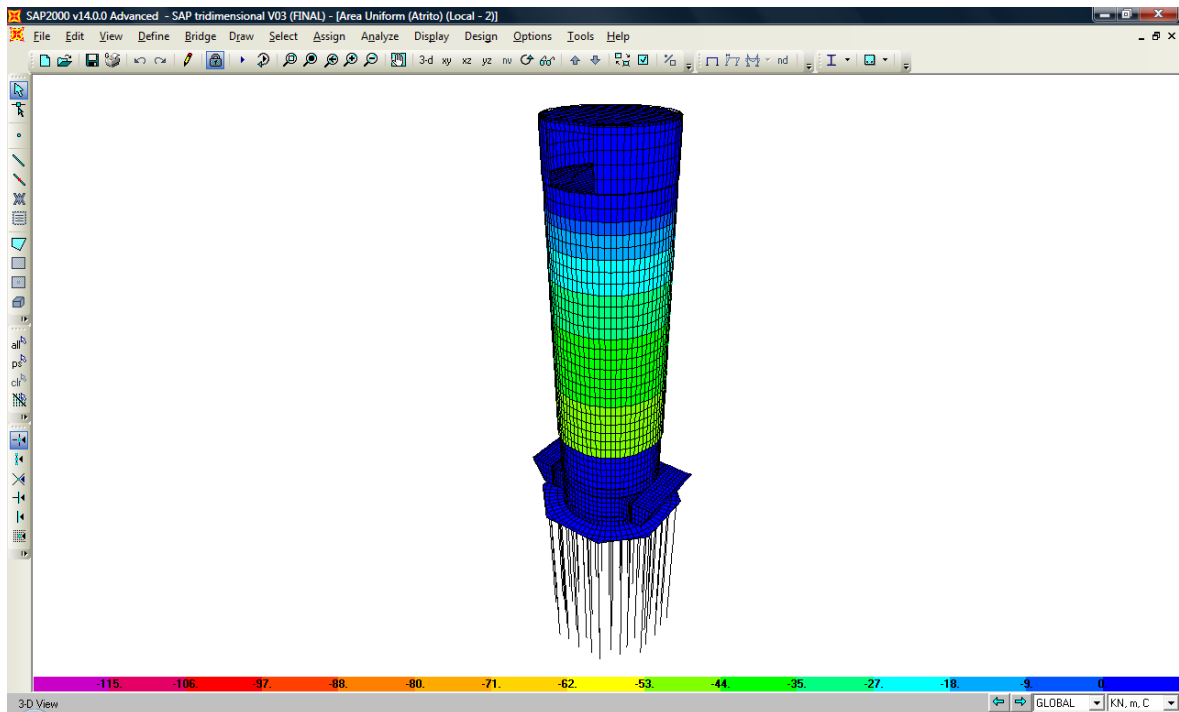
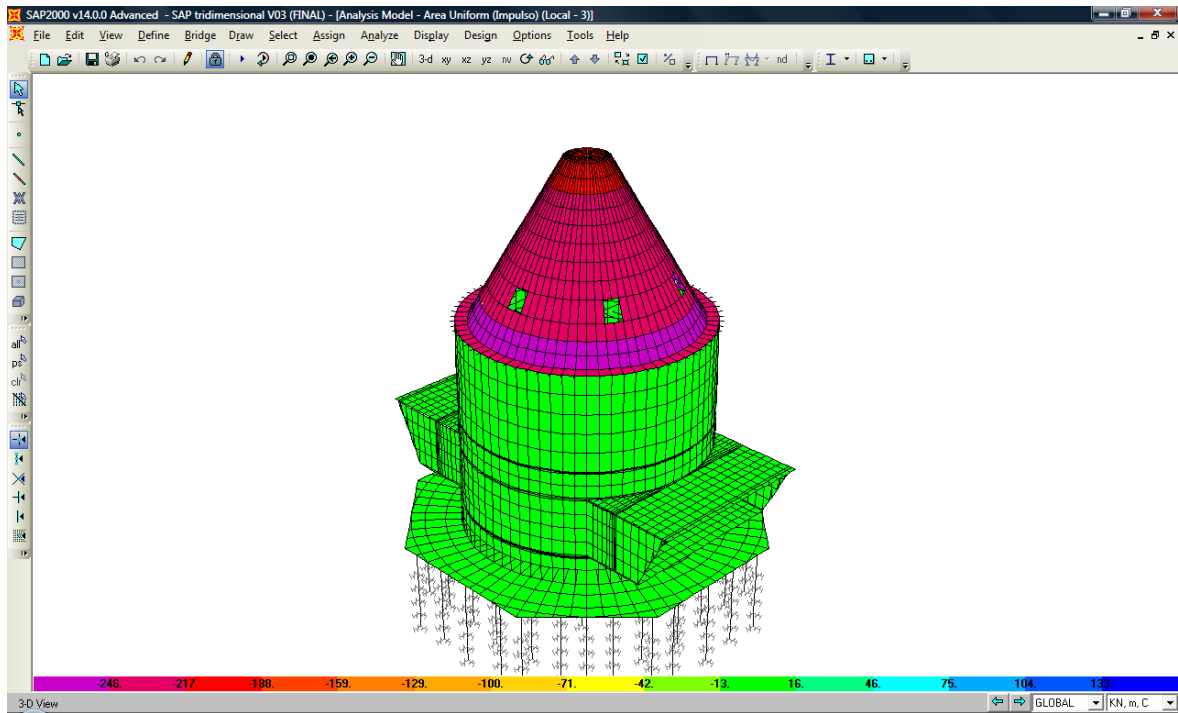
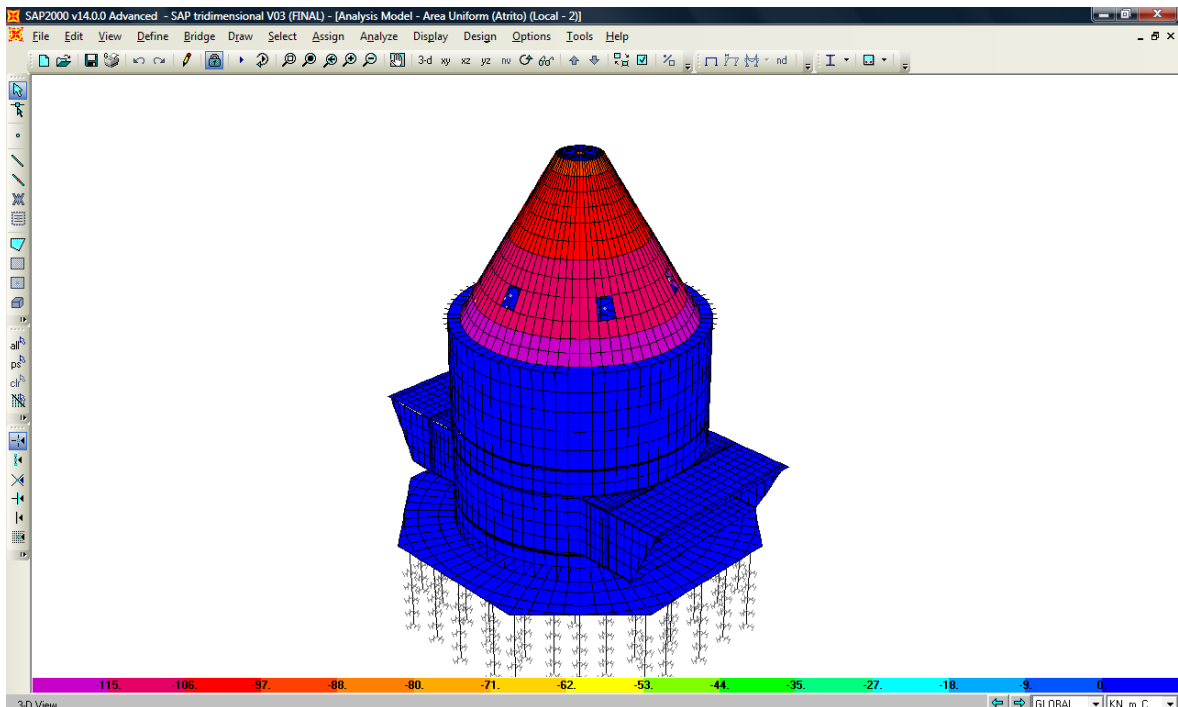


Figura 23 – Pressão nas paredes devido ao atrito durante a descarga (P_{we})

Figura 24 – Pressão normal nas paredes da tremonha durante a descarga (P_{ne})Figura 25 – Pressão nas paredes da tremonha devido ao atrito durante a descarga (P_{te})

7 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

A quantificação e combinação de acções, nomeadamente acções permanentes, sobrecargas de utilização, sismo, vento e variação de temperatura, foram efectuadas de acordo com a NP EN 1990 - Bases para projecto de estruturas, conforme a tabela a seguir indicada:

	Combinações	PP	RCP	SC		W		T		ET1	ET2
		γ	γ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ		
E. L. Últimos	ELUSC	1.35	1.5	1.50	1.00	1.50	0.60	1.50	0.60	-	-
	ELUW	1.35	1.5	1.50	1.00	1.50	1.00	1.50	0.60	-	-
	ELUT	1.35	1.5	1.50	1.00	1.50	0.60	1.50	1.00	-	-
	ELUET1x	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	-
	ELUET1y	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	-
	ELUET2x	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	1.00	0.00	-	1.00
	ELUET2y	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	1.00	0.00	-	1.00
E. L. Utilização	CARAC.SC	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-	-
	CARAC.W	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	-	-
	CARAC.T	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	-	-
	FREQ.SC	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	1.00	0.00	-	-
	FREQ.W	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.20	1.00	0.00	-	-
	FREQ.T	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	1.00	0.50	-	-
	QP	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	1.00	0.00	-	-

Tabela 12 – Combinações de acções consideradas

ELUET1x corresponde a $ET1_{EDX} + 0,3 ET1_{EDY}$

ELUET1y corresponde a $ET1_{EDY} + 0,3 ET1_{EDX}$

ELUET2x corresponde a $ET2_{EDX} + 0,3 ET2_{EDY}$

ELUET2y corresponde a $ET2_{EDY} + 0,3 ET2_{EDX}$

Simbologia:

$ET1_{EDX}$ - Acção Sísmica do Tipo 1 segundo o eixo horizontal x

$ET1_{EDY}$ - Acção Sísmica do Tipo 1 segundo o eixo vertical y

$ET2_{EDX}$ - Acção Sísmica do Tipo 2 segundo o eixo horizontal x

$ET2_{EDY}$ - Acção Sísmica do Tipo 2 segundo o eixo vertical y

ELU – Estados Limites Últimos

SC – Sobrecarga

W – Vento

T – Temperatura

CARAC – Acção Característica

FREQ – Acção Frequente

QP – Acção Quase Permanente

NOTA: O material ensilado foi tratado como sobrecarga.

Estados Limites de Utilização

A segurança em relação aos Estados Limite de Utilização assentou essencialmente no controlo da fendilhação e no controlo das deformações.

➤ Fendilhação

A tensão de compressão no betão deve ser limitada a um valor de $0,6f_{ck}$. Relativamente às tensões de tracção na armadura, estas não devem exceder $0,8f_{yk}$ para a combinação característica de acções.

O valor limite para a largura de fendas (w_{max}) considerado foi de 0,3 mm, para a combinação de acções quase permanente.

➤ Deformação

Considerou-se satisfeita a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformação sempre que não fossem excedidas, para as acções quase permanentes (efeitos a curto e longo prazo) as seguintes flechas:

Deformações verticais:

Casos correntes de vigas e lajes: $S_v < L/250$, sendo L o vão do elemento considerado.

Deformações Horizontais:

Máximo deslocamento no topo da estrutura: $S_h < H/500$, sendo H a altura total do edifício.

8 CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

8.1 LAJES

O dimensionamento das lajes foi feito em relação aos estados limites últimos e de utilização, sendo a determinação dos esforços e deformações feitas a partir do programa de elementos finitos SAP2000.

➤ Estados Limites Últimos

a) Estado limite último de resistência á flexão

Armadura longitudinal

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}}$$

onde,

μ – momento flector reduzido;

M_{Sd} – valor do momento flector actuante;

b – largura da secção transversal da laje ($b = 1 \text{ m}$);

d – altura útil da secção transversal da laje;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{f_{cd} \times b \times d} \Leftrightarrow A_s = \frac{\omega \times f_{cd} \times b \times d}{f_{yd}}$$

onde,

ω – percentagem mecânica de armadura.

A_s – área de armadura longitudinal;

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

Armadura Mínima (Cláusula 9.2.1.1 (1) – EC2)

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

onde,

f_{ctm} – valor médio da resistência à tracção do betão;

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência do aço;

b_t – largura da secção de betão traccionado ($b_t = 1,0 \text{ m}$);

d – altura útil da secção transversal da laje, que é dada por:

$$d = h - C_{nom} - \frac{\phi}{2}$$

em que:

h – Altura da laje;

C_{nom} – Recobrimento nominal;

$\phi/2$ – Metade do diâmetro do varão (é usual utilizar-se $\phi = 12\text{mm}$);

onde, C_{nom} :

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$C_{min} = \max\{C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\}$$

Δc_{dev} – ver 4.4.1.3 EC2, o valor recomendado é 10mm

Em que:

$C_{min,b}$ – Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência, ver 4.4.1.2(3) EC2;

$C_{min,dur}$ – Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais, ver 4.4.1.2(5) EC2;

$\Delta C_{dur,\gamma}$ – margem de segurança, ver 4.4.1.2(6) EC2;

$\Delta C_{dur,\gamma}$ – Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável, ver 4.4.1.2(7) EC2;

$\Delta C_{dur,\gamma}$ – Redução do recobrimento mínimo no caso de protecção adicional, ver 4.4.1.2(8) EC2;

Armadura máxima (Cláusula 9.2.1.1 (3) – EC2)

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c$$

onde,

A_c – área total da secção de betão, que é dada por $h \times b_t$.

b) Esforço Transverso

O estado limite último ao esforço transverso, sem recurso a armadura, terá que respeitar a seguinte condição:

$$V_{sd,max} \leq V_{Rd,c}$$

Esforço transverso resistente (6.2.2 (1) – EC2)

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d \geq v_{min} \times b_w \times d$$

onde,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ sendo } d \text{ a altura útil da laje em } mm;$$

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02$, em que A_{sl} representa a área de armadura de tracção na secção onde o valor de esforço transverso é máximo;

$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$, sendo f_{ck} a resistência característica à compressão do betão.

➤ Estados Limites de Utilização**a) Estado limite de deformação (Cláusula 7.4 – EC2)**

Para que o estado limite de deformação seja verificado nas lajes, a flecha máxima deve ser inferior a $L/250$.

b) Estado limite de fendilhação (Cláusula 7.3 – EC2)

A verificação foi feita de forma indirecta, sem cálculo de abertura de fendas, com base nas tabelas 7.2N e 7.3N (diâmetro máximo de varões e espaçamento máximo) do EC2, condições a respeitar desde que se cumpra a armadura mínima. (Cláusula 7.3.3(2))

Considerou-se um limite de abertura de fendas ($w_{m\acute{a}x}$) de 0,3 mm, para uma classe de exposição de XC3 (Ambiente com humidade do ar moderada ou elevada no interior do Silo).

Para a verificação, considerou-se o momento actuante condicionante nas secções em estudo. Com base nesses esforços calcularam-se as tensões nas armaduras, através de um método aproximado, considerando $z = 0,9 \times d$.

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{z \times A_s}$$

Armadura mínima de fendilhação (Cláusula 7.3.2 (2) – EC2)

$$A_{s,min} = \frac{K \times K_c \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{f_{yk}}$$

onde,

K – Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coacção. Como $h \leq 300 \text{ mm} \rightarrow K = 1,0$;

K_c – Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e toma o valor de 0,4 para flexão simples;

$f_{ct,eff}$ – Valor médio da resistência do betão à tracção;

A_{ct} – Área de betão traccionado antes da formação da primeira fenda.

8.2 VIGAS

Tal como no dimensionamento das lajes o cálculo das Vigas foi feito em relação aos estados limites últimos e de utilização, sendo a determinação dos esforços e deformações feitas a partir do programa de elementos finitos SAP2000.

➤ Estados Limites Últimos

a) Estado limite último de resistência à flexão

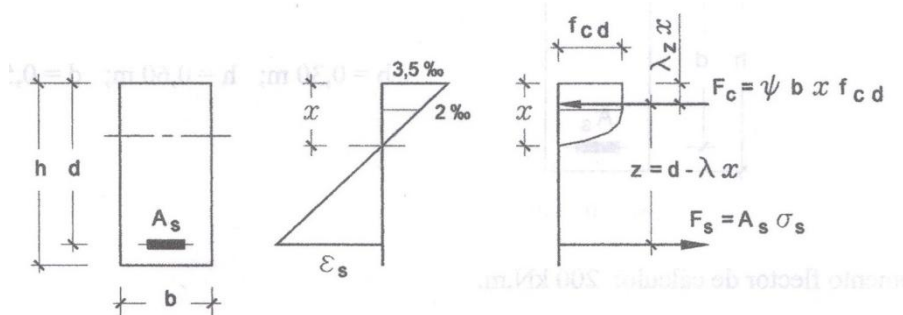
O dimensionamento das armaduras longitudinais foi feito com base no modelo “parábola – rectângulo” de tensões no betão, considerando uma secção de viga rectangular equivalente.

O recobrimento considerado nas vigas da superestrutura é de 0,04m.

Armadura longitudinal

As armaduras de flexão longitudinais foram dimensionadas com base nos esforços obtidos pelo programa de cálculo automático SAP2000 para a combinação de acções mais desfavorável.

Para a determinação das armaduras, considerou-se o diagrama “parábola - rectângulo” para as tensões no betão (cláusula 3.1.7(1)) e o diagrama com ramo superior horizontal para as extensões no aço (cláusula 3.2.7(2)).



$$M_{ed} = F_c \times Z \quad (\text{para se obter } x)$$

$$F_c = F_s$$

$$A_s = \frac{F_s}{\sigma_s}$$

em que,

M_{ed} – Valor do momento flector actuante;

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura por compressão;

F_c – Força absorvida pelo Betão;

F_s – Força absorvida pelas Armaduras;

x – Altura da linha neutra;

$\sigma_s = f_{yd}$ – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

$\lambda_z = 0,416$;

$\psi = 0,8095$;

Armadura mínima de flexão (Cláusula 9.2.1.1 (1) – EC2)

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

onde,

f_{ctm} – Valor médio da resistência à tracção do betão;

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência do aço;

b_t – Largura da secção de betão traccionado;

d – Altura útil da secção transversal da viga.

Armadura máxima (Cláusula 9.2.1.1 (3) – EC2)

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c$$

A_c – área total da secção de betão.

b) Esforço Transverso

O dimensionamento das vigas ao estado limite de resistência ao esforço transverso foi feito com base no modelo de treliça. Para a situação em projecto considerou-se os estribos perpendiculares ao eixo (estribos verticais em que, $\alpha=90^\circ$).

Armadura de Esforço Transverso (Cláusula 6.2.3(3) - EC2)

$$V_{rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

Onde,

α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido (valor unitário para estruturas não pré-esforçadas);

b_w – Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido;

$z = 0,9 \times d$ (altura útil);

v_1 – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso;

θ – Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga (neste caso adoptou-se 45°);

Armadura mínima (Cláusula 9.2.2(5) - EC2)

A armadura mínima foi determinada com base na taxa mínima de armadura de esforço transverso.

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yw,k}}$$

onde,

$\rho_{w,min}$ – Taxa mínima de armadura de esforço transverso;

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão;

$f_{yw,k}$ – Valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras transversais ($f_{ywd} = f_{yd}$);

sendo,

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \text{sen}\alpha}$$

onde,

ρ_w – Taxa de armadura de esforço transverso;

A_{sw} – Área de armadura transversal;

s – Espaçamento longitudinal entre estribos;

α – Ângulo formado pela armadura de esforço transverso (90° neste caso)

tem-se:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_{w,min} \times b_w \times \text{sen}\alpha$$

Armadura máxima

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max} \leq 0,5 \times \alpha_{cw} \times b_w \times v_1 \times f_{cd} / f_{ywd}$$

Espaçamento máximo

$$s_{m\acute{a}x} = 0,75 \times d(1 + \text{cot}\alpha)$$

Armadura necessária para garantir a segurança, á luz do funcionamento da treliça

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \geq \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \text{cot}\theta}$$

em que,

V_{Ed} – Valor do esforço transverso actuante;

θ – Ângulo formado pela escora comprimida do betão com o eixo da viga;

➤ Estados Limites de Utilização

Estados limites de deformação e fendilhação

Os critérios utilizados para a verificação dos estados limites de deformação e de fendilhação são idênticos aos considerados no dimensionamento das lajes.

8.3 PAREDES DE BETÃO ARMADO

O dimensionamento das Paredes foi feito em relação aos estados limites últimos e de utilização.

O cálculo das paredes do Silo foi realizado a partir dos esforços retirados do programa de elementos finitos, sendo a resistência das secções a partir de um programa de cálculo automático “Gala Reinforcement”.

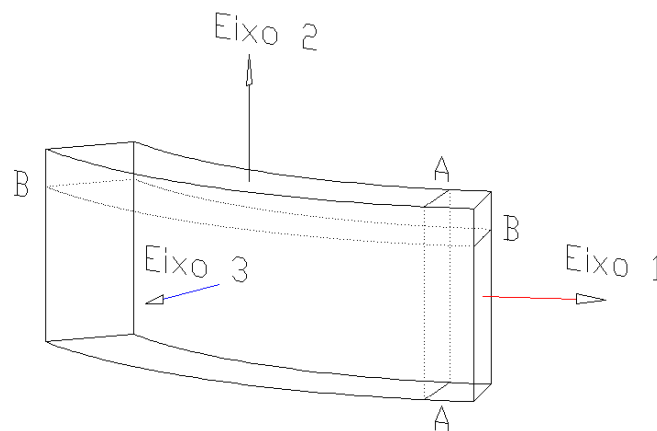
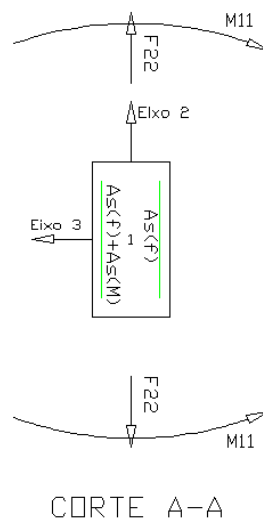


Figura 26 - Elemento Shell tipo – Eixos Locais

- **Armaduras Verticais (Corte A-A)**



Onde,

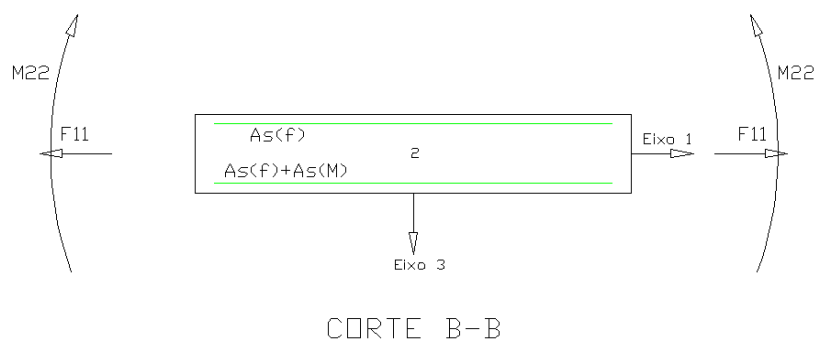
M11 – Momento segundo o eixo 1;

F22 – Esforço Axial segundo o eixo 2;

As(f) – Área de armadura devido ao esforço axial F22

As(M) – Área de armadura devido ao Momento M11

- **Armaduras Radiais (Corte B-B)**



Onde,

M22 – Momento segundo o eixo 2;

F11 - Esforço Axial segundo o eixo 1;

As(f) – Área de armadura devido ao esforço axial F11

As(M) – Área de armadura devido ao Momento M22

➤ **Estados Limites Últimos**

Armadura mínima vertical (Cláusula 9.6.2 (1) – EC2)

$$A_{s,v \min} = 0,002 \times A_c$$

Armadura máxima vertical (Cláusula 9.6.2 (1) – EC2)

$$A_{s,v \max} = 0,04 \times A_c$$

Armadura mínima horizontal (Cláusula 9.6.3 (1) – EC2)

$$A_{s,h\min} = 25\% A_{s,v\min} \text{ ou } 0,001 \times A_c \text{ o maior dos valores}$$

➤ Estados Limites de Utilização**Estado limite de fendilhação**

Os critérios utilizados para a verificação dos estados limites de fendilhação são idênticos aos considerados no dimensionamento das lajes e vigas.

8.4 MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO DAS ESTACAS

O dimensionamento do Maciço de encabeçamento das estacas foi feito em relação aos estados limites últimos e de utilização.

O cálculo do Maciço de encabeçamento do Silo foi realizado a partir dos esforços retirados do programa de elementos finitos.

➤ Estados Limites Últimos**Punçoamento** (Cláusula 6.4.3 (2) – EC2)

Não é necessário armadura de punçoamento sempre que:

$$V_{ED} \leq V_{Rd,c}$$
$$V_{ED} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{u_i \times d}$$

em que,

$$\beta = 1, \quad \text{visto que } M_{Ed} = 0$$

u_i - perímetro do perímetro de controlo considerado;

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k(100 \times \rho \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp})$$

Sendo:

$$C_{rd,c} = 0,12$$

$$K_1 = 1$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ Sendo } d \text{ a altura útil da laje em mm;}$$

$\rho_l = \sqrt{\rho_{cy} + \rho_{cz}} \leq 0,02$, Refere-se às armaduras de tracção aderentes nas direcções y e z, calculados com valores médios numa largura de laje igual á largura do pilar acrescida de 3d para cada lado;

$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$, Sendo f_{ck} a resistência característica à compressão do betão.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{ED,y}}{A_{cy}} \text{ e } \sigma_{cz} = \frac{N_{ED,z}}{A_{cz}}$$

$\sigma_{c,y}$ – Tensões normais no betão na secção crítica nas direcções y e z.

A_c – Área de betão associada ao esforço N_{Ed} considerado.

➤ Estados Limites de Utilização

Fendilhação

Os critérios utilizados para a verificação dos estados limites de fendilhação são idênticos aos considerados no dimensionamento das lajes e vigas.

8.5 ESTACAS

As estacas foram dimensionadas em relação aos Estados Limites Últimos e de Utilização, com base nos seguintes pressupostos:

- Reconhecimento do terreno de fundação, através de sondagens de furação com ensaios de penetração S.P.T, os quais permitiram a definição das características geotécnicas dos diversos estratos atravessados (Resistência e Deformabilidade);

Os diâmetros das estacas foram escolhidas tendo em conta (*):

- 1º Factor

$$\frac{L}{d} = 25 \rightarrow \frac{30}{d} = 12 \rightarrow d = 1.2m$$

- 2º Factor

Tensão média em cada estaca:

Número total de estacas = 48

Carga vertical (Silo cheio + Sobrecarga) = 148757 kN

$$\frac{148757}{48 \times \pi \times 0.6^2} = 2740 \text{ kN/m}^2$$

Carga vertical por estaca (Silo cheio + Sismo) = 7954 kN

$$\frac{7954}{\pi \times 0.6^2} = 7033 \text{ kN/m}^2 \leq 7500 \text{ kN/m}^2$$

(*) Segundo a Memória nº743 do LNEC do Prof. Guy de Castro a carga vertical total em cada estaca deve ser inferior a 7500kN/m².

a) Dimensionamento

Para o dimensionamento de estacas sujeitas a acções horizontais, vários métodos de análise foram estudados. Praticamente, em todos estes métodos, a estaca é assimilada a uma peça linear caracterizada por uma dada rigidez á flexão EI . A principal diferença entre os diversos métodos desenvolvidos reside fundamentalmente na modelação do solo envolvente.

O modelo utilizado foi o modelo de Winkler, em que, de modo a simular a rigidez dos solos consideraram-se molas ao longo de todo o comprimento das estacas. A rigidez destas molas é definida por coeficientes de reacção, k_s , que dependem do tipo de solo.

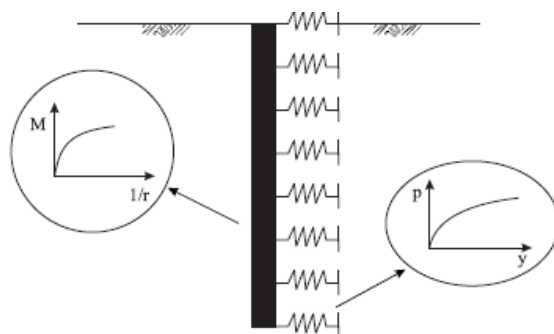


Figura 27 - Modelo de Winkler

Na determinação dos coeficientes de reacção das estacas, recorreu-se a bibliografia especializada, tendo-se considerado as seguintes expressões:

Coeficientes de Reacção Horizontal

➤ Na zona de consistência mole

$$K_z = K_s \times a$$

$$K_s = n_h \times \frac{z}{d};$$

Em que:

$n_h = 200 \text{ kN/m}^3$ (dependente do tipo de solo - lodo);

z = Profundidade a que se encontra a mola (m);

d = Diâmetro da estaca (m);

a = Afastamento entre molas (adoptado 1m);

➤ **Na zona de consistência dura**

$$K_z = K_s \times a$$

K_s = constante em profundidade

$$K_s = 0.65 \times 12 \sqrt{\frac{E_s \times d^4}{(E_e \times I_e)}} \times \frac{E_s}{d \times (1 - \nu_s^2)}$$

Em que:

E_s – Módulo de deformabilidade do solo

E_e – Módulo de deformabilidade do betão

I_e – Inércia da secção da estaca

ν = Coeficiente de Poisson do solo (adoptou-se 0,5)

Coeficientes de Reacção Verticais

$$W_1 = \frac{0.35 \times N \times d}{A_e \times E_s}$$

Onde:

N – Esforço axial

A_e – Área da secção da estaca

O cálculo das armaduras das estacas foi realizado a partir dos esforços retirados do programa de elementos finitos, sendo a resistência das secções a partir de um programa de cálculo automático “Gala Reinforcement”.

➤ **Estados limites últimos**

Armadura mínima longitudinal (Cláusula 9.8.5 (3) – EC2)

Quadro 9.6N – Área mínima de armaduras longitudinais recomendada em estacas moldadas

Secção da estaca A_c	Área mínima de armaduras longitudinais $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 m^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$0,5 m^2 < A_c \leq 1,0 m^2$	$A_s \geq 25 cm^2$
$A_c > 1,0 m^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

O diâmetro mínimo dos varões longitudinais não deverá ser inferior a 16 mm. As estacas deverão ter, pelo menos, 6 varões longitudinais. A distância livre entre varões não deverá ser superior a 200 mm, medida ao longo da periferia da estaca.

Armadura Transversal (Cintas)

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \geq \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot\theta}$$

em que,

V_{Ed} – valor do esforço transversal actuante;

θ – ângulo formado pela escora comprimida do betão com o eixo da viga;

➤ **Estados Limites de Utilização**

Estado Limite de fendilhação

O controlo da abertura de fendas foi efectuado admitindo um limite de abertura de fendas ($w_{máx}$) de 0,3 mm, considerando uma classe de exposição de XC2 (Superfícies de betão sujeito a longos períodos de contacto com a água).

O cálculo da abertura de fendas (w_k) foi feito a partir de um programa de cálculo automático “Gala Reinforcement”, sendo realizado a partir dos esforços retirados do programa de elementos finitos.

O Estado Limite de fendilhação é verificado sempre que $w_k \leq w_{máx}$.

b) Capacidade Resistente do terreno

A capacidade resistente última de uma estaca isolada sob acções axiais pode ser avaliada através de expressões derivadas da teoria da plasticidade, considerando a soma das parcelas resultantes da resistência de ponta (R_b) e da resistência lateral (R_s). Esta avaliação foi feita de acordo a EN 1997-1 (Eurocódigo 7).

b.1) Capacidade de carga à compressão

A segurança da estaca relativamente ao estado último por ruptura do terreno de fundação devido a carregamento axial de compressão é verificada através da expressão:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

F_{cd} = Força axial de compressão actuante;

R_{cd} = Capacidade resistente da carga axial de compressão;

$$R_{cd} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s}$$

$R_{b;k}$ = Valor característico da capacidade resistente de ponta por compressão axial;

$R_{s;k}$ = Valor característico da capacidade resistente lateral por compressão axial;

γ_b = Coeficiente de segurança parcial relativo á resistência de ponta

γ_s = Coeficiente de segurança parcial relativo á resistência lateral

$$R_b = q_b \times A_b = (cN_c + \sigma_0 N_q) A_b$$

$$R_s = q_s \times A_s = (\alpha \times c + K \times \text{tg } \delta \times \sigma_v) A_s$$

Em que:

A_b = Área transversal da ponta da estaca;

A_s = Área lateral da estaca;

c = Coesão do solo;

σ_0 = Tensão vertical na ponta da estaca;

N_c, N_q = Factores de capacidade de carga;

K = Coeficiente de impulso;

σ_v = Tensão vertical média ao longo do fuste da estaca;

δ = Ângulo de atrito solo-estaca;

α = Coeficiente de adesão.

Os valores a considerar na aplicação desta equação são calculados a partir de valores médios dos parâmetros de resistência do terreno. Tendo em conta que o modo como se processa a mobilização da resistência é distinto do fuste para a ponta, em cada cálculo adopta-se o valor médio dos parâmetros de resistência do terreno em cada uma dessas zonas afectadas pelo carregamento da estaca.

Para o cálculo do valor de cálculo da força axial resistente, foram admitidas duas hipóteses, das quais se considerou a mais desfavorável:

- Devido às estacas se encontrarem muito próximas entre si, admite-se que o grupo funciona como uma unidade. A avaliação da capacidade resistente do grupo ($R_{cd(1)}$) é feita como definido para uma estaca isolada com a geometria da envolvente do grupo;
- A capacidade resistente ($R_{cd(2)}$) do grupo de estacas é igual à soma das cargas resistentes individuais.

O valor de cálculo da força axial resistente será então:

$$R_{cd} = \min \left\{ R_{cd(1)}; R_{cd(2)} \right\}$$

$R_{cd(1)}$ = Capacidade Resistente de Grupo

$R_{cd(2)}$ = Soma da Capacidade Resistente Individual

b.2) Capacidade de carga à tracção

A segurança das estacas relativamente ao estado último por ruptura do terreno de fundação devido a carregamento axial de Tracção, verifica-se através da seguinte expressão:

$$F_{td} < R_{td}$$

F_{cd} = Força axial de tracção actuante;

R_{cd} = Capacidade resistente a carga axial de tracção;

$$R_{td} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s,t}}$$

$$R_{t;k} = R_{s;k}$$

$$R_{td} = \min \{ R_{td(1)}; R_{td(2)} \}$$

$R_{td(1)}$ = Capacidade Resistente de Grupo

$R_{td(2)}$ = Soma da Capacidade Resistente Individual

A capacidade Resistente à Tracção não foi tida em conta visto que não existia nenhuma estaca sujeita à tracção.

9 PROCESSOS CONSTRUTIVOS

9.1 ESTACAS

As estacas serão de betão armado, moldadas *in situ* e com um recobrimento de 5cm . Estas serão executadas, com recurso a um tubo moldador e um trado. Esta é uma tecnologia geralmente utilizada em terrenos instáveis com possível presença de nível freático. O trado é formado por uma hélice que se desenvolve na ponta de um tubo central, cuja finalidade é de remover o solo do interior do tubo moldador.

Inicialmente crava-se o tubo moldador até à profundidade necessária. O tubo moldador irá funcionar como molde da estaca, suportando o solo envolvente. Seguidamente procede-se à perfuração do solo por meio do trado. Com o tubo instalado e com o furo aberto no terreno à profundidade e com a secção desejada tem início a construção da estaca, colocação da armadura e posteriormente a betonagem, operação que é apoiada pelo tubo, servindo como molde. O betão utilizado (C25/30) deve ser fluido (na prática deve adoptar-se um slump adequado à classe de consistência adoptada, S3 – 100/150 mm), bombeado através de um tubo, de baixo para cima e durante esta operação é necessário que o abastecimento de betão seja superabundante para garantir o total preenchimento da cavidade aberta. Para evitar segregação, vazios, purgas ou outros defeitos resultantes do elevado teor de água, pode ser benéfico o uso de um aditivo plastificante. O tubo moldador pode ser retirado em coordenação com a progressão da betonagem ou simplesmente perdido.

Relativamente á armadura deverá ter-se especial atenção, garantindo um correcto comprimento de sobreposição e de recobrimento.

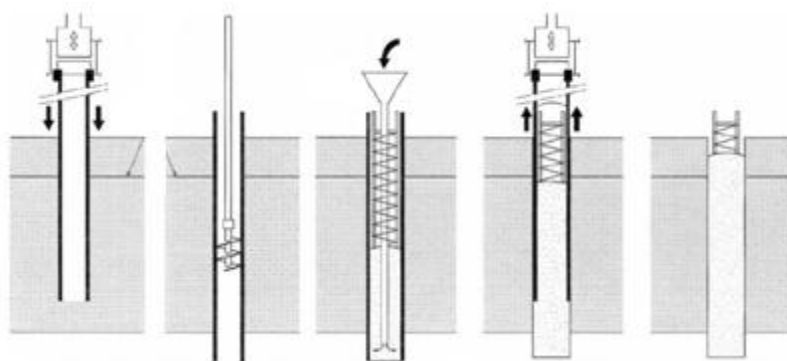


Figura 28 – Fases construtivas das estacas moldadas

9.2 PAREDES DO SILO

Após a execução dos elementos de fundação (maciço e estacas), e garantida a consistência do betão aplicado nestes elementos pode-se dar início à execução do fuste do silo. Para a sua concepção, deverá ser utilizado um sistema de cofragens deslizantes. O desenvolvimento deste sistema tem como base o aumento da produtividade e a redução do tempo de execução, por sistematização de tarefas e trabalho contínuo, resultando deste modo estruturas de betão contínuas sem juntas de construção.

A execução do fuste do silo será desenvolvida em duas etapas. A primeira, do maciço de fundação até ao nível +13,00 e numa segunda do nível +13,00 até ao nível 56,00. Esta interrupção deve-se à concepção da tremonha cónica, que com o fuste desenvolvido todo numa única fase seria complicado para os trabalhos de cofragem aí realizados, não havendo assim uma garantia de um trabalho bem realizado.

Na base da estrutura a ser construída por deslize, deve ser montada uma cofragem deslizante de pequena altura (cerca de 1,25 m) devidamente rigidificada, com recurso a prumos e outros travamentos metálicos. Toda a cofragem é movimentada através de dispositivos de elevação colocados em pontos estratégicos do molde deslizante, que se apoiam na parte do fuste ultimamente betonada. A velocidade do deslize deve depender unicamente do tempo de presa do betão. O sistema a utilizar, terá de ser concebido de modo a permitir a redução da espessura das paredes, durante a operação de deslize.

Para assegurar a ligação das paredes do fuste às lajes e vigas, deveram ser utilizadas caixas com armaduras de espera, garantindo assim, a continuidade das armaduras nas paredes do silo.

A preparação da armadura é efectuada previamente em estaleiro e posteriormente colocados na sua posição final. Esta deve ser posicionada, com todos os cuidados necessários de modo a garantir um comprimento de sobreposição assim como uma correcta espessura de recobrimento, definida no presente projecto.

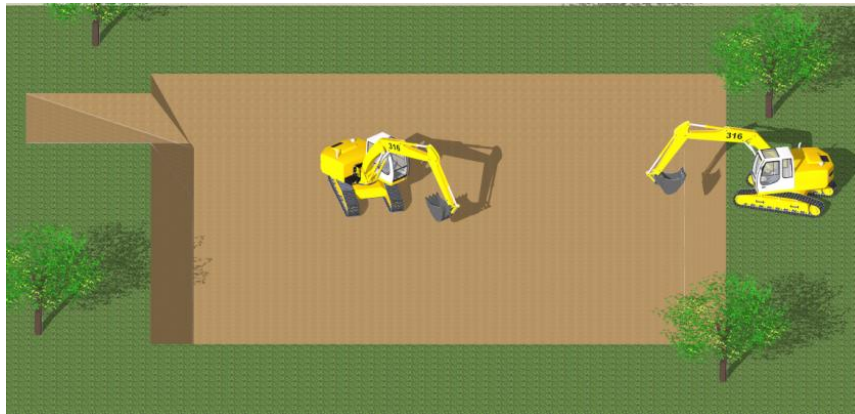
Durante a operação de betonagem, é necessário que o abastecimento de betão seja contínuo.



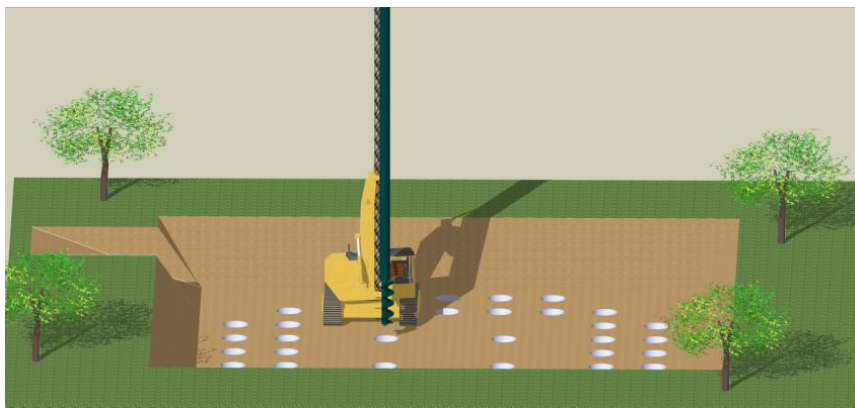
Figura 29 – Exemplo cofragem deslizante

9.3 ESQUEMA ILUSTRATIVO DAS FASES CONSTRUTIVAS

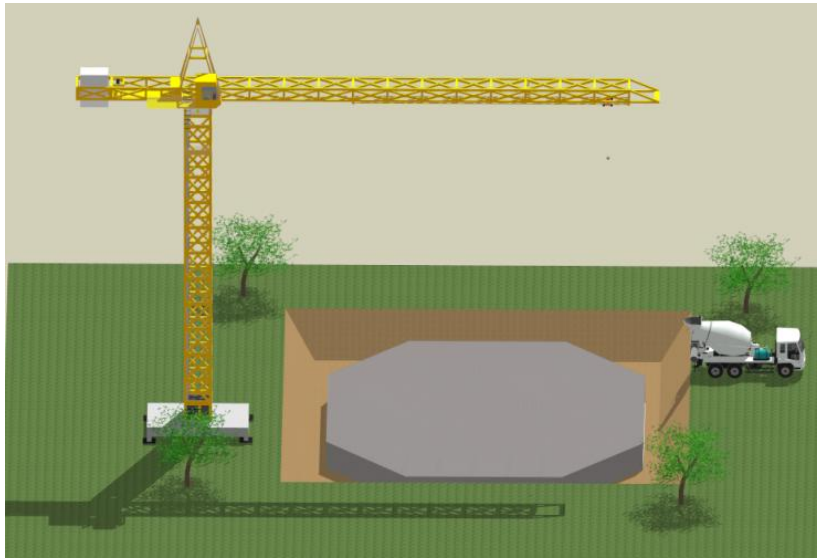
1ª Fase - Escavação



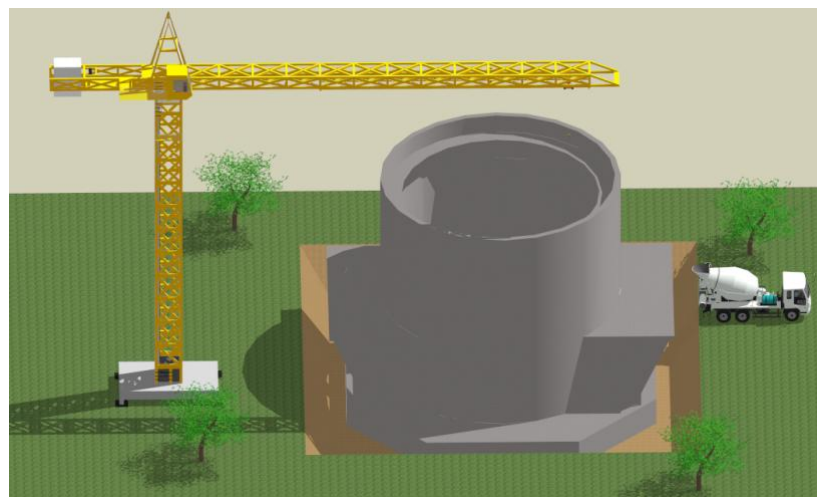
2ª Fase – Execução das Estacas



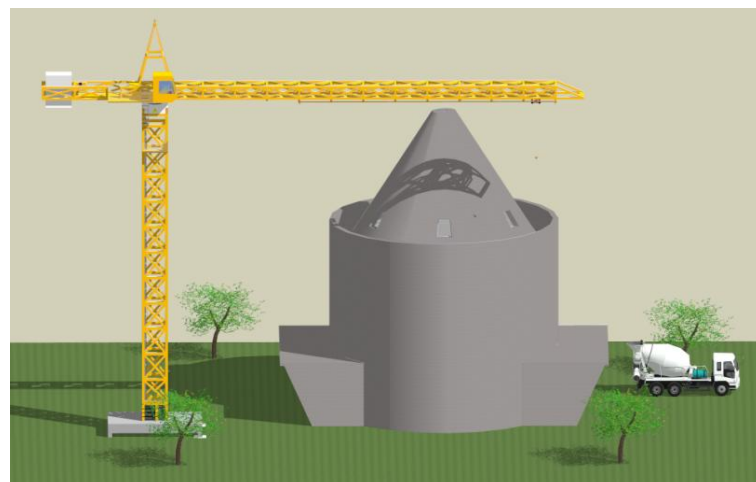
3ª Fase – Maciço de fundação



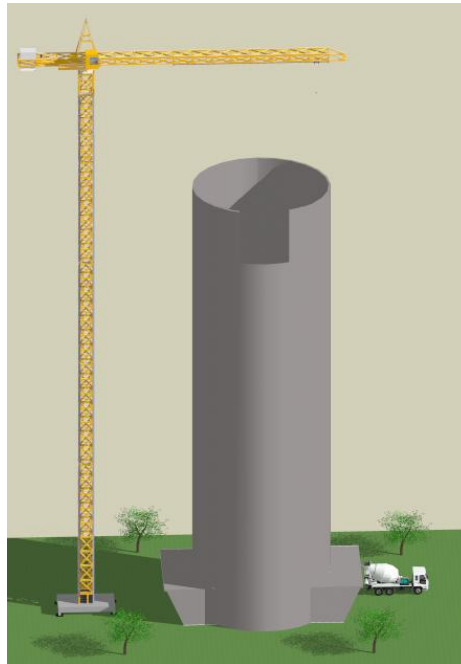
4ª Fase – Paredes (1º Etapa) e Contrafortes



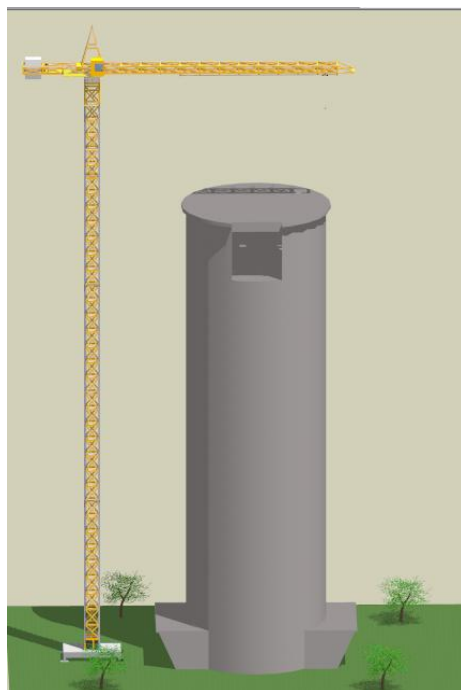
5ª Fase – Laje do nível 5,80 e Tremonha



6ª Fase – Paredes (2º Etapa)



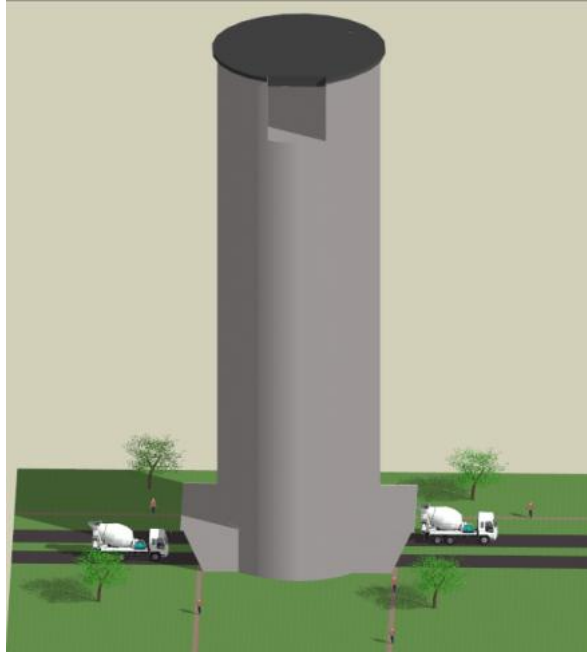
7ª Fase – Lajes dos níveis 48,80 (pré-Lajes) e 56,00



O piso 48,80, como este se localiza a uma altura bastante elevada, recorreu-se a uma solução com pré-lajes, elevadas através da grua e posteriormente finalizadas.

O nível 56,00 será executado de forma “corrente”, cofragem com cimbrês apoiados na laje do nível 48,80 e posteriormente betonada.

8ª Fase – Acessos



10 REGULAMENTAÇÃO

Na análise e dimensionamento das estruturas adoptaram-se os critérios de verificação de segurança:

NP EN 1990 – Bases para o projecto de estruturas;

NP EN 1991-1-1 – Acções em estruturas. Parte 1-1 Acções gerais;

NP EN 1991-1-4 – Acções em estruturas. Parte 1-4 Acções do vento;

EN 1991-4 – Acções em estruturas. Parte 4 Silos e tanques;

NP EN 1992-1-1 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1 Regras gerais e regras para edifícios;

NP EN 1997-1 – Projecto geotécnico. Parte 1 Regras gerais;

NP EN 1998-1 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1 Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios;

NP EN 1998-4 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos (Silos, Tanques e Gasodutos)

Teve-se ainda em consideração algumas disposições que constam no RSAEP.

RSAEP - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes;

11 **SEGURANÇA**

As questões relativas à garantia de segurança durante a execução dos trabalhos assumem particular importância neste tipo de obras, em ambiente fabril.

O empreiteiro deverá mobilizar todos os meios necessários de modo a reduzir o mais possível os riscos inerentes à execução dos trabalhos previstos. Entre outros riscos que eventualmente possam existir, destacam-se os seguintes:

- Perigo de soterramento
- Perigo de queda em altura
- Perigo de queda de objectos
- Perigo de atropelamento

Assim sendo, deverão ser consideradas todas as normas e procedimentos internos de segurança.

III – CALCULOS JUSTIFICATIVOS

Resumo do Capitulo

Neste capítulo é efectuado o pré-dimensionamento, com base no modelo unifilar e por fim um dimensionamento final. Serão formulados e apresentados os resultados obtidos bem como as verificações de segurança realizadas.

ÍNDICE

1.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	86
1.1	CARACTERÍSTICAS ELÁSTICAS E GEOMÉTRICAS DAS SECÇÕES DO SILO	86
1.2	DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ ADOPTADA NA LIGAÇÃO AO EXTERIOR	89
1.3	ACÇÕES	90
1.3.1	Cargas Permanentes (G) + Sobrecargas (Q).....	90
1.3.2	Vento	96
1.3.3	Sismo	97
1.3.4	Exemplo de uma Acção considerada no modelo	98
1.4	COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	99
1.5	DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DO SILO.....	99
1.5.1	Armaduras verticais	99
1.5.2	Armaduras radiais	109
2	DIMENSIONAMENTO FINAL	113
2.1	DIMENSIONAMENTO DOS PISOS.....	113
2.1.1	Piso Nível +5,80	113
2.1.2	Piso Nível +48,80.....	128
2.1.3	Piso Nível +56,00.....	136
2.2	DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES	140
2.2.1	Troço 6	141
2.2.2	Troço 5	141
2.2.3	Troço 4	148
2.2.4	Troço 3	155
2.2.5	Troço 2	162
2.2.6	Troço 1	174
2.2.7	Estado Limite de Utilização.....	175
2.2.8	Quadro final dos resultados de dimensionamento.....	176
2.3	DIMENSIONAMENTO DA TREMONHA	177
2.4	DIMENSIONAMENTO DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO	188
2.5	DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS	194

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Modelo unifilar – Rigidez devido ao grupo de estacas	89
Figura 2 – Modelo unifilar – Acção do Vento.....	98
Figura 3 – Modelo unifilar – Combinações	99
Figura 4 – Piso +5,80 – Sistema de eixos.....	113
Figura 5 – Piso +5,80 – Sobrecarga	114
Figura 6 – Piso +5,80 Laje – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	115
Figura 7 – Piso +5,80 Laje – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	115
Figura 8 – Piso +5,80 Laje – Esforços de Cálculo (M12) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	116
Figura 9 – Piso +5,80 Laje – Esforços de Cálculo (V13) para a combinação Envolvente – [kN/m]	116
Figura 10 – Piso +5,80 Laje – Esforços de Cálculo (V23) para a combinação Envolvente – [kN/m].....	117
Figura 11 – Piso +5,80 - Deformação Vertical.....	120
Figura 12 – Piso +5,80 Vigas – Geometria	121
Figura 13– Piso +5,80 Vigas – Diagrama de Momentos Flectores (M33) [kNm]	122
Figura 14 – Piso +5,80 Vigas – Diagrama de Esforços Transversos (V22) [kN].....	122
Figura 15 – Piso +5,80 Viga V1.2 – Diagrama de Momentos Flectores (M33) [kNm]	123
Figura 16 – Piso +5,80 Viga1.2 – Diagrama de Esforço Transverso (V22) [kN]	125
Figura 17 – Piso +48,80 – Sistema de eixos	128
Figura 18 – Piso +48,80 – Sobrecarga nas Pré Lajes	129
Figura 19 – Piso +48,80 – Sobrecarga na Fase Final	130
Figura 20 – Piso +48,80 Pré-Laje Tipo – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m].....	131
Figura 21 – Piso +48,80 Pré-Laje Tipo – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m].....	131
Figura 22 – Piso +48,80 Laje Fase Final – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m].....	132
Figura 23 – Piso +48,80 Laje “final” – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m].....	132
Figura 24 – Piso +48,80 Laje “final” – Esforços de Cálculo (M12) para a combinação Envolvente – [kNm/m].....	133

Figura 25 – Piso +48,80 Vigas – Geometria.....	134
Figura 26 – Piso +56,00 – Sistema de eixos	136
Figura 27 – Piso +56,00 – Sobrecarga.....	137
Figura 28 – Piso +56,00 Vigas – Geometria.....	139
Figura 29 – Secção Transversal Paredes do Silo	140
Figura 30 – Troço 5 – Eixos locais	141
Figura 31 – Troço 5 – Esforços de Cálculo (F11) para a combinação Envolvente – [kN/m]	142
Figura 32 – Troço 5 – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	142
Figura 33 – Troço 5 – Esforços de Cálculo (F22) para a combinação Envolvente – [kN/m]	143
Figura 34 – Troço 5 – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	143
Figura 35 – Troço 4 – Eixos locais	148
Figura 36 – Troço 4 – Esforços de Cálculo (F11) para a combinação Envolvente – [kN/m]	149
Figura 37 – Troço 4 – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	149
Figura 38 – Troço 4 – Esforços de Cálculo (F22) para a combinação Envolvente – [kN/m]	150
Figura 39 – Troço 4 – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	150
Figura 40 – Troço 3 – Eixos locais	155
Figura 41 – Troço 3 – Esforços de Cálculo (F11) para a combinação Envolvente – [kN/m]	156
Figura 42 – Troço 3 – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	156
Figura 43 – Troço 3 – Esforços de Cálculo (F22) para a combinação Envolvente – [kN/m]	157
Figura 44 – Troço 3 – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	157
Figura 45 – Troço 2 – Eixos locais e Níveis	162
Figura 46 – Troço 2 – Esforços de Cálculo (F11) para a combinação Envolvente – [kN/m]	163
Figura 47 – Troço 2 – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	163

Figura 48 – Troço 2 – Esforços de Cálculo (F22) para a combinação Envolvente – [kN/m]	164
Figura 49 – Troço 2 – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	164
Figura 50 – Deformação Horizontal	175
Figura 51 – Secção Transversal da Tremonha	177
Figura 52 – Tremonha – Troços e Eixos locais	178
Figura 53 – Tremonha – Esforços de Cálculo (F11) para a combinação Envolvente – [kN/m]	179
Figura 54 – Tremonha – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	179
Figura 55 – Tremonha – Esforços de Cálculo (F22) para a combinação Envolvente – [kN/m]	180
Figura 56 – Tremonha – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	180
Figura 57 – Maciço de Fundação	188
Figura 58 – Maciço – Eixos locais	189
Figura 59 – Maciço – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	190
Figura 60 – Maciço – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	190
Figura 61 – Maciço – Esforços de Cálculo (M12) para a combinação Envolvente – [kNm/m]	191
Figura 62 – Distribuição das estacas	194

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Características geométricas entre o nível 56,00 e 48,80	86
Tabela 2 – Características geométricas entre o nível 48,80 e 13,00	87
Tabela 3 – Características geométricas entre o nível 13,00 e 5,30	87
Tabela 4 – Características geométricas entre o nível 5,80 e (-1,00)	88
Tabela 5 – Modelo unifilar - Resumo Cargas Permanentes e Sobrecargas	96
Tabela 6 – Modelo unifilar – Acção do Vento	97
Tabela 7 – Modelo unifilar – Resumo Armaduras Radiais	112
Tabela 8 – Piso +5,80 Lajes – Armaduras	121
Tabela 9 – Piso +5,80 Vigas – Armaduras	127
Tabela 10 – Piso +48,80 Pré-Laje – Armaduras	133
Tabela 11 – Piso +48,80 Laje “Final” – Armaduras	134
Tabela 12 – Piso +48,80 Vigas – Armaduras	135
Tabela 13 – Piso +56,00 Lajes – Armaduras	138
Tabela 14 – Piso +56,00 Vigas – Armaduras	139
Tabela 15 – Troço 5 – Esforços de cálculo Máximos para a combinação Envolvente correspondente às combinações de acções consideradas	144
Tabela 16 – Troço 5 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas	144
Tabela 17 – Troço 5 – Armaduras Resumo	147
Tabela 18 – Troço 4 – Esforços de cálculo Máximos para a combinação Envolvente correspondente às combinações de acções consideradas	151
Tabela 19 – Troço 4 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas	151
Tabela 20 – Troço 4 – Armaduras Resumo	154
Tabela 21 – Troço 3 – Esforços de cálculo Máximos para a combinação Envolvente correspondente às combinações de acções consideradas	158
Tabela 22 – Troço 3 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas	158
Tabela 23 – Troço 3 – Armaduras Resumo	161
Tabela 24 – Troço 3 – Esforços de cálculo Máximos para a combinação Envolvente correspondente às combinações de acções consideradas	165
Tabela 25 – Troço 2 – Nível 3 Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas	165

Tabela 26 – Troço 2 – Nível 2 Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas.....	168
Tabela 27 – Troço 2 – Nível 1 Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas.....	171
Tabela 28 – Troço 2 – Armaduras.....	174
Tabela 29 – Dimensionamento paredes – Resumo armadura	176
Tabela 30 – Tremonha – Esforços de cálculo Máximos para a combinação Envolvente correspondente às combinações de acções consideradas	181
Tabela 31 – Tremonha Troço 2 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas.....	181
Tabela 32 – Tremonha Troço 1 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas.....	184
Tabela 33 – Tremonha – Armaduras Resumo	187
Tabela 34 – Maciço – Armaduras	191
Tabela 35 – Maciço – Verificação de armadura de punção.....	193
Tabela 36 – Estaca Tipo 1 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas.....	198
Tabela 37 – Estaca Tipo 1 – Armaduras	202
Tabela 38 – Estaca Tipo 2 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas.....	202
Tabela 39 – Estaca Tipo 1 – Armaduras	206
Tabela 40 – Estaca Tipo 3 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas.....	206
Tabela 41 – Estaca Tipo 3 – Armaduras	210
Tabela 42 – Estacas – Quadro Resumo Armaduras	210
Tabela 43 – Parâmetros geológicos adoptados	210

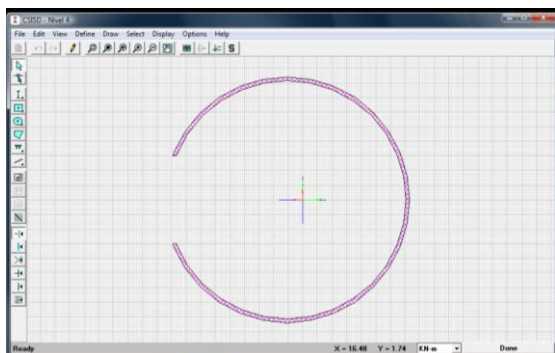
1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento do Silo foi feito recorrendo a um modelo unifilar simplificado, funcionando como uma consola, que pretende representar a estrutura real, possuindo as mesmas secções, áreas e inércias. As acções (Permanentes, Sobrecargas, Vento e Sismo) aplicadas ao modelo unifilar são idênticas às acções utilizadas no dimensionamento da estrutura tridimensional.

1.1 CARACTERÍSTICAS ELÁSTICAS E GEOMÉTRICAS DAS SECÇÕES DO SILO

➤ **Troço entre o nível +56,00m e +48,80m**

Espessura das paredes = 0,25 m



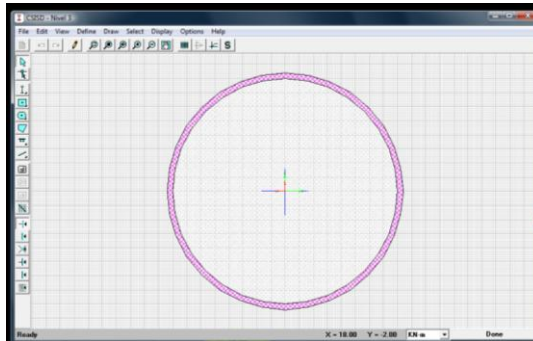
Property Data			
Section Name		Nivel 4	
Properties			
Cross-section (axial) area	11.3873	Section modulus about 3 axis	51.7615
Torsional constant	0.7232	Section modulus about 2 axis	36.6388
Moment of Inertia about 3 axis	434.797	Plastic modulus about 3 axis	65.509
Moment of Inertia about 2 axis	326.8695	Plastic modulus about 2 axis	54.3446
Shear area in 2 direction	5.5579	Radius of Gyration about 3 axis	6.1792
Shear area in 3 direction	8.0026	Radius of Gyration about 2 axis	5.3577

Φ_{ext} (m)	Φ_{int} (m)	Area (m ²)	I_{xx} (m ⁴)	I_{yy} (m ⁴)
16.8	16.3	11.46	435	327

Tabela 1 – Características geométricas entre o nível 56,00 e 48,80

➤ **Troço entre o nível +48,80m e +13,00m**

Espessura das paredes = 0,40 m

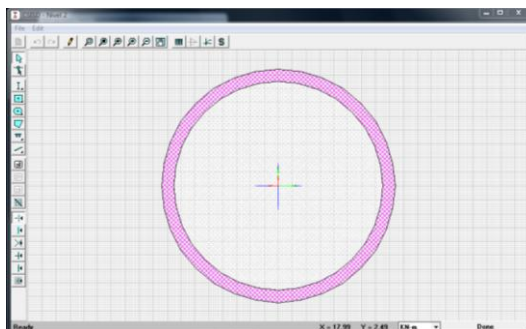


Φ_{ext} (m)	Φ_{int} (m)	Area (m ²)	I_{xx} (m ⁴)	I_{yy} (m ⁴)
16.8	16	20.61	693	693

Tabela 2 – Características geométricas entre o nível 48,80 e 13,00

➤ **Troço entre o nível +13,00m e +5,30m**

Espessura das paredes = 0,90 m

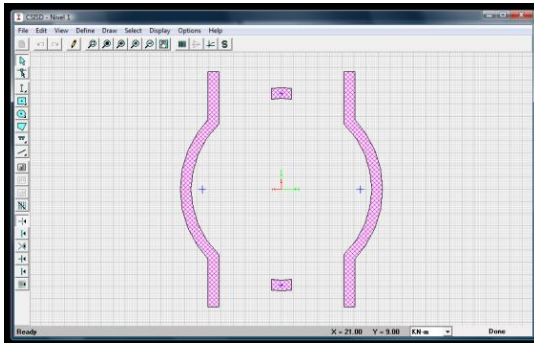


Φ_{ext} (m)	Φ_{int} (m)	Area (m ²)	I_{xx} (m ⁴)	I_{yy} (m ⁴)
16.8	15	44.96	1425	1425

Tabela 3 – Características geométricas entre o nível 13,00 e 5,30

➤ Troço entre o nível +5,80m e -1,00m

Espessura das paredes = 0,90 m



Property Data			
Section Name		Nível 1	
Properties			
Cross-section (axial) area	40.0066	Section modulus about 3 axis	136.299
Torsional constant	11.4063	Section modulus about 2 axis	193.221
Moment of Inertia about 3 axis	1324.8264	Plastic modulus about 3 axis	202.1316
Moment of Inertia about 2 axis	1623.0567	Plastic modulus about 2 axis	244.053
Shear area in 2 direction	31.461	Radius of Gyration about 3 axis	5.7546
Shear area in 3 direction	148.5896	Radius of Gyration about 2 axis	6.3694

Φ_{ext} (m)	Φ_{int} (m)	Area (m ²)	I_{xx} (m ⁴)	I_{yy} (m ⁴)
16.8	15	40.08	1325	1623

Tabela 4 – Características geométricas entre o nível 5,80 e (-1,00)

1.2 DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ ADOPTADA NA LIGAÇÃO AO EXTERIOR

De modo a definir a rigidez do apoio do modelo analisado, foi necessário ter em conta o efeito de grupo das estacas. Para a sua determinação a expressão considerada foi a seguinte:

$$K_{\phi} = \frac{\sum e_i^2 \times A_e}{\frac{h}{E_e} + \frac{0.35d}{E_s}}$$

Sendo que:

$\sum e_i^2$ - Somatório do quadrado da distância do centro de cada estaca ao centro de gravidade do conjunto (4128,1 m²);

A_e - Área da secção da estaca (0,565 m²);

h - comprimento da estaca ($h=30$ m);

E_e - Módulo de elasticidade do Betão (31×10^6 kN/m²);

d - Diâmetro da estaca ($d=1,20$);

E_s - Módulo de deformabilidade do solo (20×10^3 kN/m²).

$$K_{\phi} = 76,0 \times 10^6 \text{ kNm/rad}$$

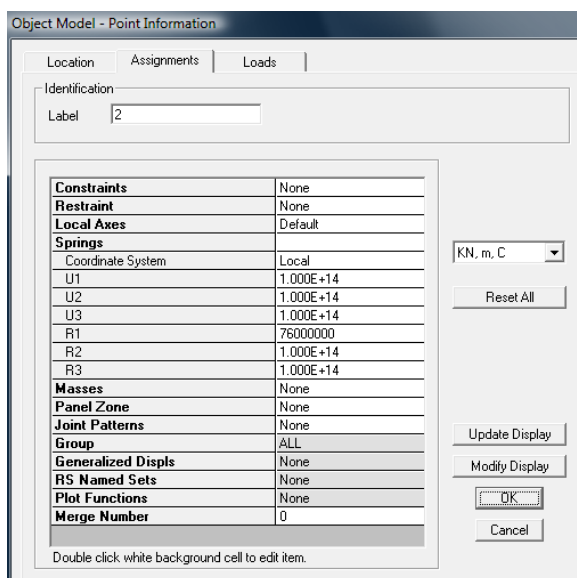


Figura 1 – Modelo unifilar – Rigidez devido ao grupo de estacas

1.3 ACÇÕES

1.3.1 Cargas Permanentes (G) + Sobrecargas (Q)

a) Níveis

➤ Piso nível +56,00 m (betão)

Características elásticas e geométricas dos elementos estruturais.

Viga Circular Perimetral

Area (m ²)	Esp (m)	γ (kN/m ³)	PP (kN)
75.00	0.475	25	891

Laje fungiforme nervurada

Area (m ²)	Laje Tipo (kN/m ³)	PP (kN)
169.50	7.00	1187

Carga Permanente (G) e Sobrecarga (Q) no Piso

	PP _{total} (kN)	Area _{total} (m ²)	PP _{total} (kN/m ²)
(G)	2077	245	8.48
(Q)	490	245	2.00

➤ **Piso nível +48,80 m (betão)**

Características elásticas e geométricas dos elementos estruturais.

Vigas

	a (m)	b (m)	Comp. (m)	Quant.	γ (kN/m ³)	PP (kN)
V2.1	0.5	1.2	15.4	4	25	924.0
V2.2	0.2	0.5	4.6	2		23.0
V2.3	0.2	0.5	4.6	2		23.0
V2.4	0.2	0.5	3.1	4		31.0
V2.5	0.2	0.5	4.5	4		45.0
V2.6	0.2	0.5	4.6	4		46.0
V2.7	0.2	0.5	4.6	2		23.0

Laje

Total	1127	kN
--------------	-------------	----

Area (m ²)	Esp (m)	γ (kN/m ³)	PP (kN)
201	0.14	25	704

Carga Permanente (G) e Sobrecarga (Q) no Piso

	PP _{total} (kN)	Area _{total} (m ²)	PP _{total} (kN/m ²)
(G)	1830	201	9.10
(Q)	1005	201	5.00

➤ **Piso nível +5,80 m (betão)**

Características elásticas e geométricas dos elementos estruturais.

Vigas

	a (m)	b (m)	Comp. (m)	Quant.	γ (kN/m ³)	PP (kN)
V1.1	0.40	1.00	12.90	2	25	258.00
V1.2	0.40	1.20	14.60	2		350.40
V1.3	0.25	0.40	2.45	1		6.13
V1.4	0.25	0.40	3.50	4		35.00
V1.5	0.25	0.40	2.10	4		21.00
V1.6	0.30	0.60	3.22	4		57.96

Total	728	kN
--------------	------------	----

Laje

Area (m ²)	Esp (m)	γ (kN/m ³)	PP (kN)
136	0.14	25	477

Carga Permanente (G) e Sobrecarga (Q) no Piso

	PP _{total} (kN)	Area _{total} (m ²)	PP _{total} (kN/m ²)
(G)	1205	136	8.85
(G)_{Equipamento}	70	136	0.51
(Q)	681	136	5.00

➤ **Piso nível +19,10 m (Metálico)**

Características elásticas e geométricas dos elementos estruturais.

Perfis metálicos + chapas metálicas

Area (m ²)	Laje Tipo (kN/m ³)	PP (kN)
13.60	1.50	20

Carga Permanente (G) e Sobrecarga (Q) no Piso

	PP _{total} (kN)	Area _{total} (m ²)	PP _{total} (kN/m ²)
(G)	20	13.60	1.50
(G) _{Equipamento}	30	13.60	2.21
(Q)	68	13.60	5.00

 ➤ **Piso nível +13,40 m (Metálico)**

Características elásticas e geométricas dos elementos estruturais.

Perfis metálicos + chapas de pavimento

Area (m ²)	Laje Tipo (kN/m ³)	PP (kN)
96.50	1.50	145

Carga Permanente (G) e Sobrecarga (Q) no Piso

	PP _{total} (kN)	Area _{total} (m ²)	PP _{total} (kN/m ²)
(G)	145	97	1.50
(G) _{Equipamento}	547	97	5.67
(Q)	483	97	5.00

b) Silo – Fuste

Características elásticas e geométricas dos elementos estruturais.

 ➤ **Paredes Nível +56,00m a +48,80m (Espessura 0,25m)**

Φ_{ext} (m)	Φ_{int} (m)	Area (m ²)	Altura (m)	γ (kN/m ³)	PP (kN)
16.8	16.3	13.0	7.2	25	2340

 ➤ **Paredes Nível +48,80m a +13,00m (Espessura 0,40m)**

Φ_{ext} (m)	Φ_{int} (m)	Area (m ²)	Altura (m)	γ (kN/m ³)	PP (kN)
16.8	16	20.6	35.8	25	18445

- Paredes Nível +13,00m a -0,80 (Espessura 0,90m)

Φ_{ext} (m)	Φ_{int} (m)	Area (m ²)	Altura (m)	γ (kN/m ³)	PP (kN)
16.8	15	45.0	13.8	25	15510

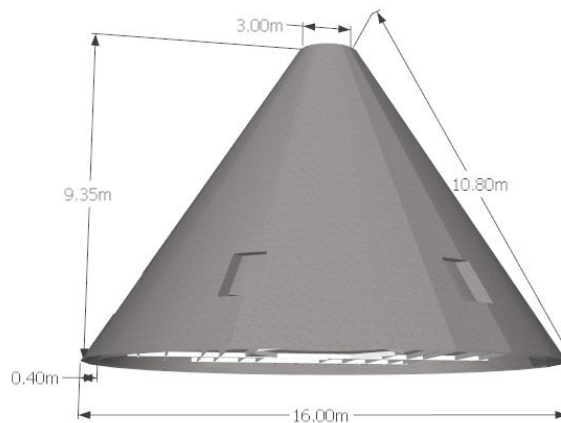
c) Maciço de Fundação

Area (m ²)	Altura (m)	γ (kN/m ³)	PP (kN)
406.7	2	25	20335

Básculas

Quant.	PP (kN)
2	1200

d) Tremonha



$$V_{trem} = \frac{1}{3} \times \pi \times (r^2 + rr' + r'^2) \times h$$

$$S_{lat} = \pi \times (r + r') \times g$$

$$P.P_{trem} = S_{lat} \times esp \times \gamma + PP_{laje\ sup}$$

$$PP_{laje\ sup} = A_{base} \times esp \times \gamma$$

Em que:

$V_{\text{trem}} = \text{Volume}$

$S_{\text{lat}} = \text{Área da Superfície lateral}$

$P.P_{\text{trem}} = \text{Peso Próprio da tremonha}$

$PP_{\text{laje sup}} = \text{Peso da laje superior da tremonha}$

$r = \text{Raio Superior (8,00m)}$

$r' = \text{Raio inferior (1,50m)}$

$h = \text{Altura (9,35m)}$

$g = \text{Comprimento lateral (10,80m)}$

$\text{esp} = \text{Espessura (0,40m)}$

$\gamma = \text{Peso Volúmico do betão (25kN/m}^3\text{)}$

V_{trem} (m^3)	S_{lat} (m^2)	$PP_{\text{laje sup}}$ (kN)	$P.P_{\text{trem}}$ (kN)
766.2	322.3	68	3291

e) Material ensilado

$V_{\text{troço}}$ (m_3)	V_{trem} (m_3)	γ (kN/m^3)	P.P (kN)
6031.9	766.2	15	78985

Em que:

$V_{\text{troço}} = \text{Volume do Silo entre o Piso 48,80 e 13,00}$

$\gamma = \text{Peso Volúmico do Material ensilado}$

f) Resumo Cargas Permanentes (G) e Sobrecargas (Q)

Piso Nível	Cargas Permanentes (G)			
	PP	RCP	Sobrecarga (Q)	
	kN	kN	kN	kN/m ²
56,00	2077	-	490	2.00
48,80	1830	-	1005	5.00
5,80	1205	70	681	5.00
13,40	145	547	483	5.00
19,10	20	30	68	5.00

Fuste Silo	PP (G)
	kN
56,00 a 48,80	2340
48,80 a 13,00	18445
13,00 a -0,80	15510

	PP (G)	RCP (G)	SOB (Q)
	kN	kN	kN
Básculas	-	1200	-
Laje Fundação	20335	-	-
Tremonha	3291	-	-
Material ensilado	-	-	78985

Cargas Permanentes (c/ Silo Cheio) + Sobrecargas	148757 kN
Cargas Permanentes (c/ Silo Cheio)	146030 kN
Cargas Permanentes (c/ Silo Vazio)	67045 kN
Sobrecargas	81712 kN

Tabela 5 – Modelo unifilar - Resumo Cargas Permanentes e Sobrecargas

1.3.2 Vento

Neste Modelo, para a quantificação da acção do vento, recorreu-se ao Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) para construções fechadas de forma cilíndrica ou prismática. Considerou-se uma secção circular com uma superfície lisa em que o regime de escoamento é supercrítico ($d\sqrt{w} \geq 0,15$), uma altura (h) de 56,00m e uma dimensão na direcção normal ao vento (d) de 16,80m. O local em estudo pertencente à Zona B e contém uma rugosidade do tipo II.

$$F = \delta_f \times w \times d$$

Sendo δ_f o coeficiente de força e w o valor característico da pressão dinâmica.

Cálculo da resultante das pressões do vento

Nível	0 - 5,80	5,80 - 15,80	15,80 - 25,80	25,80 - 35,80	35,80 - 45,80	45,80 - 56,00
Fw (kN/m)	11.79	13.76	15.46	17.04	18.08	19.39

Tabela 6 – Modelo unifilar – Acção do Vento

1.3.3 Sismo

Na determinação dos esforços provenientes do Sismo foram utilizados os mesmos espectros do modelo tridimensional (acção sísmica do Tipo 1 e Tipo 2), calculados no ponto 6.5 da presente memória, de acordo com o EN 1998-4, relativo á localização deste silo, zona sísmica 1.3 (Tipo1) e 2.3 (Tipo2).

1.3.4 Exemplo de uma Acção considerada no modelo

Acção retirada do modelo SAP estudado

➤ Vento (W)

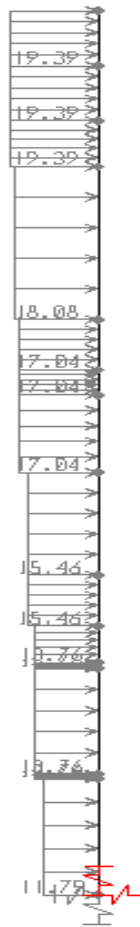


Figura 2 – Modelo unifilar – Acção do Vento

1.4 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

A quantificação e combinação de acções foram as seguintes:

E L Últimos	Combinações	PP	RCP	SC		Wx		Wy		EQ1	EQ2
		γ	γ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ		
	ELUSCy	1.35	1.5	1.50	1.00	-	-	1.50	0.60		
ELUWy	1.35	1.5	1.50	1.00	-	-	1.50	1.00			
ELUEQ1Y	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	-	
ELUEQ2Y	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	1.00	0.00	-	1.00	

Figura 3 – Modelo unifilar – Combinações

1.5 DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DO SILO

1.5.1 Armaduras verticais

➤ Níveis +56,00 a +48,80

Esforços de Calculo máximos (retirados do SAP2000):

$$M_{ED} = 754kNm$$

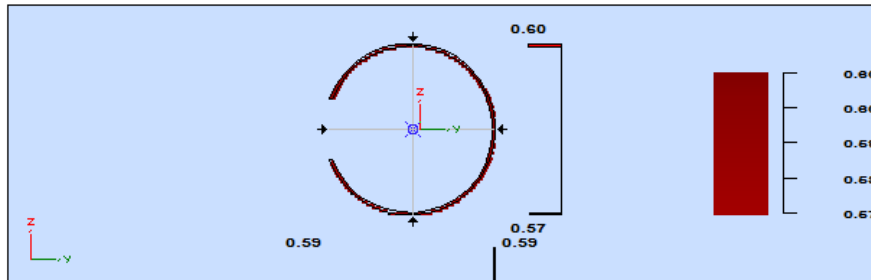
$$N_{ED} = 6698kN$$

Para a combinação mais desfavorável (ELUWy).

Tensões (determinadas através do Robot Structural Analysis)

ANÁLISE DE TENSÕES NUMA SECÇÃO

SECÇÃO TRANSVERSAL



RESULTADOS NA SECÇÃO

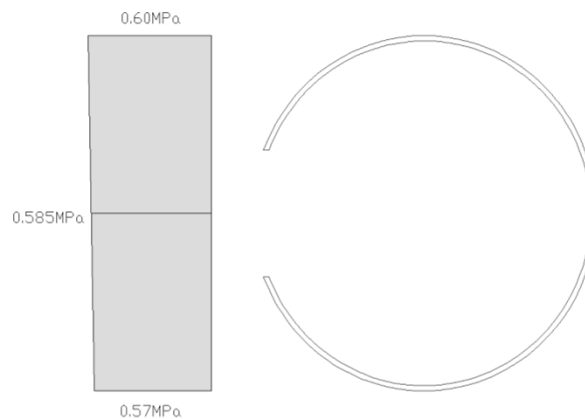
Esforços aplicados na secção

Fx	=	6698.00 kN	Mx	=	0.00 kN*m
Fy	=	0.00 kN	My	=	754.00 kN*m
Fz	=	0.00 kN	Mz	=	0.00 kN*m

Tensões extremas na secção

	S_x max	S_x min	$ t_{xy} $ max	$ t_{yz} $ max
Tensão	0.60 MPa	0.57 MPa	0.00 MPa	0.00 MPa
Y local	-226.8 cm	-226.8 cm	-226.8 cm	-226.8 cm
Z local	830.7 cm	-830.7 cm	-830.7 cm	-830.7 cm

	$ t $ max	S_t max
Tensão	0.00 MPa	0.60 MPa
Y local	-226.8 cm	-226.8 cm
Z local	-830.7 cm	830.7 cm



Dimensionamento

$$A_s = \frac{N_{rd} - 0.85 \times f_{cd} \times A_c}{f_{syd}}$$

$$N_{sd} = \sigma \times Area$$

$$N_{sd} = 0,585 \text{ Mpa} \times 1000 \times 11,46 \text{ m}^2 = 6704 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{6704 - 0,85 \times 13300 \times 11,46}{348000} < 0 \quad \text{Armadura Mínima}$$

Armadura mínima Vertical

$$A_{s,v \min} = 0,002 \times A_c$$

$$A_{s,v} = 0,002 \times 100 \times 25 = 5 \text{ cm}^2 \text{ (pml)}$$

$$A_{s,v} = \frac{5}{2} = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ por face}$$

Armadura mínima horizontal

$$A_{s,h \min} = 25\% A_{s,v \min} \text{ ou } 0,001 \times A_c \text{ o maior dos valores}$$

$$A_{s,h} = 0,001 \times 100 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2 \text{ (pml)}$$

Armadura adoptada

Armadura Principal	6Φ8	Por face
Armadura distribuição	Φ6//20	Por face

➤ Níveis +48,80 a +30,90

Esforços de Calculo máximos (retirados do SAP2000):

$$M_{ED} = 5723 \text{ kNm}$$

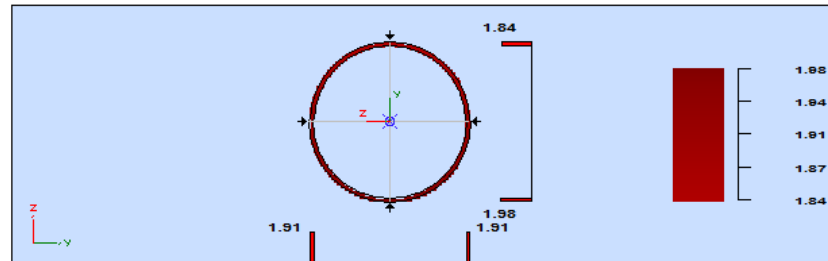
$$N_{ED} = 39328 \text{ kN}$$

Para a combinação mais desfavorável (ELUEQ1y).

Tensões (determinadas através do Robot Structural Analysis)

ANÁLISE DE TENSÕES NUMA SECÇÃO

SECÇÃO TRANSVERSAL



RESULTADOS NA SECÇÃO

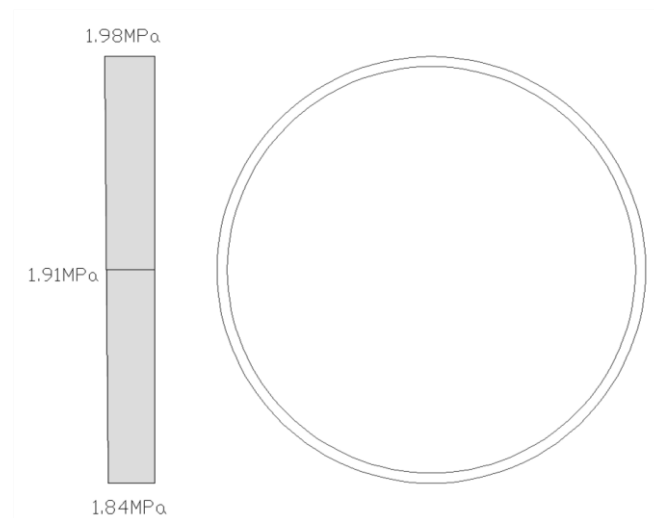
Esforços aplicados na secção

F_x	=	39328.00 kN	M_x	=	0.00 kN*m
F_y	=	0.00 kN	M_y	=	0.00 kN*m
F_z	=	0.00 kN	M_z	=	5723.00 kN*m

Tensões extremas na secção

	s_x max	s_x min	$ t_{xy} $ max	$ t_{xz} $ max
Tensão	1.98 MPa	1.84 MPa	0.00 MPa	0.00 MPa
Y local	-829.0 cm	829.0 cm	-126.3 cm	-126.3 cm
Z local	-126.3 cm	-126.3 cm	-829.0 cm	-829.0 cm

	$ t $ max	s_i max
Tensão	0.00 MPa	1.98 MPa
Y local	-126.3 cm	-829.0 cm
Z local	-829.0 cm	-126.3 cm



Dimensionamento

$$N_{sd} = 1.91 \text{ Mpa} \times 1000 \times 20.61 \text{ m}^2 = 39673 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{39673 - 0.85 \times 13300 \times 20.61}{348000} < 0 \quad \text{Armadura Mínima}$$

Armadura mínima vertical

$$A_{s,v} = 0,002 \times 100 \times 40 = 8 \text{ cm}^2 \text{ (pml)}$$

$$A_{s,v} = \frac{8}{2} = 4 \text{ cm}^2 \text{ / por face}$$

Armadura adoptada

Armadura Principal	4Φ12	Por face
--------------------	------	----------

➤ Níveis +30,90 a +13,00

Esforços de Calculo máximos (retirados do SAP2000):

$$M_{22} = 143052 \text{ kNm}$$

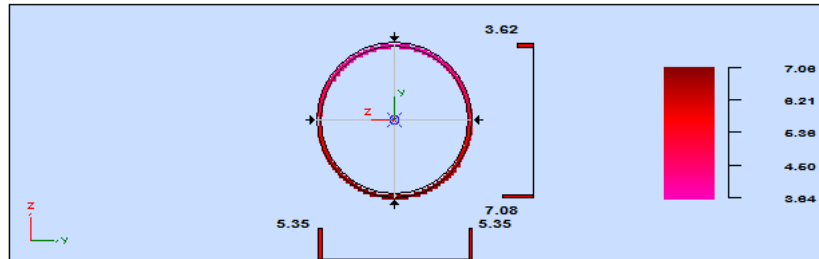
$$N_{ED} = 110253 \text{ kN}$$

Para a combinação mais desfavorável (ELUEQ1y)

Tensões (determinadas através do Robot Structural Analysis)

ANÁLISE DE TENSÕES NUMA SECÇÃO

SECÇÃO TRANSVERSAL



RESULTADOS NA SECÇÃO

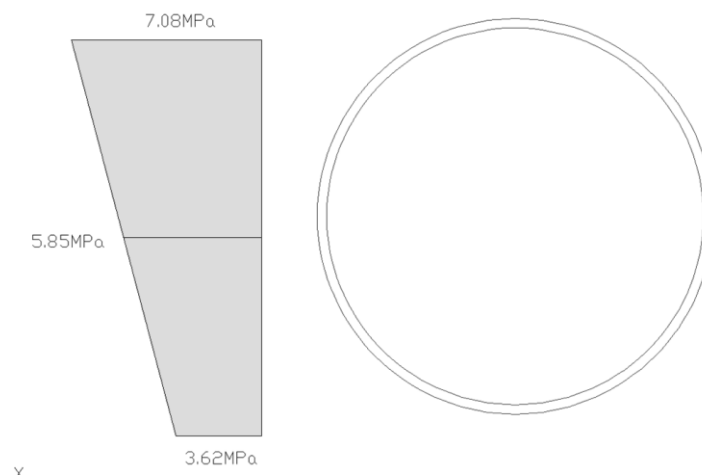
Esforços aplicados na secção

F_x	=	110253.00 kN	M_x	=	0.00 kN*m
F_y	=	0.00 kN	M_y	=	0.00 kN*m
F_z	=	0.00 kN	M_z	=	143052.00 kN*m

Tensões extremas na secção

	S_x max	S_x min	 t_{xy} max	 t_{xz} max
Tensão	7.06 MPa	3.64 MPa	0.00 MPa	0.00 MPa
Y local	-829.0 cm	829.0 cm	-126.3 cm	-126.3 cm
Z local	-126.3 cm	-126.3 cm	-829.0 cm	-829.0 cm

	 t max	S_i max
Tensão	0.00 MPa	7.06 MPa
Y local	-126.3 cm	-829.0 cm
Z local	-829.0 cm	-126.3 cm



Dimensionamento

$$N_{sd} = 5.85 \text{ Mpa} \times 1000 \times 20.61 \text{ m}^2 = 120510 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{120510 - 0.85 \times 13300 \times 20.61}{348000} < 0$$

Armadura Mínima

Armadura mínima vertical

$$A_{s,v} = 0,002 \times 100 \times 40 = 8 \text{ cm}^2 \text{ (pml)}$$

$$A_{s,v} = \frac{8}{2} = 4 \text{ cm}^2 \text{ / por face}$$

Armadura adoptada

Armadura Principal	4Φ12	Por face
--------------------	------	----------

➤ Níveis +4,20 a -1,00

Esforços de Calculo máximos (retirados do SAP2000):

$$M_{ED} = 249331 \text{ kNm}$$

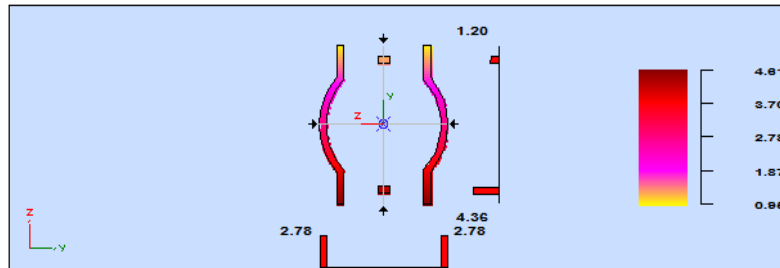
$$N_{ED} = 110873 \text{ kN}$$

Para a combinação mais desfavorável (ELUEQ1Y).

Tensões (determinadas através do Robot Structural Analysis)

ANÁLISE DE TENSÕES NUMA SECÇÃO

SECÇÃO TRANSVERSAL



RESULTADOS NA SECÇÃO

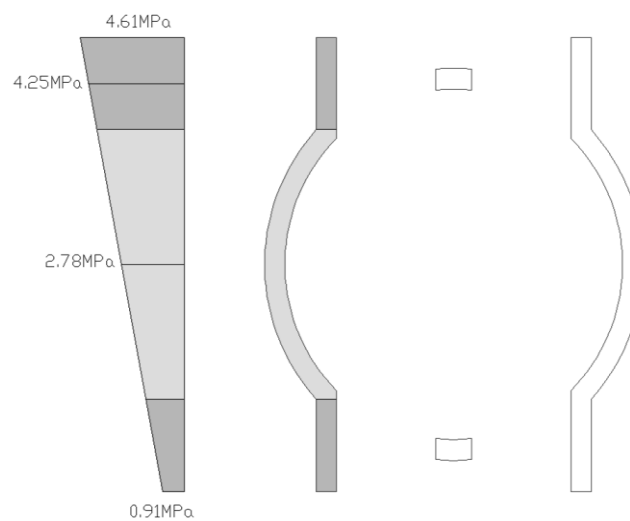
Esforços aplicados na secção

F_x	=	110873.00 kN	M_x	=	0.00 kN*m
F_y	=	0.00 kN	M_y	=	0.00 kN*m
F_z	=	0.00 kN	M_z	=	249331.00 kN*m

Tensões extremas na secção

	S_x max	S_x min	$ t_{xy} $ max	$ t_{xz} $ max
Tensão	4.61 MPa	0.95 MPa	0.00 MPa	0.00 MPa
Y local	-972.0 cm	972.0 cm	0.0 cm	0.0 cm
Z local	-598.0 cm	-598.0 cm	-840.0 cm	-840.0 cm

	$ t $ max	S_i max
Tensão	0.00 MPa	4.61 MPa
Y local	0.0 cm	-972.0 cm
Z local	-840.0 cm	-598.0 cm



a) Dimensionamento dos Contrafortes

$$N_{sd} = \sigma \times Area$$

$$N_{sd} = 4,25Mpa \times 1000 \times 3,55m^2 = 15088kN$$

$$A_s = \frac{15088 - 0,85 \times 13300 \times 3,55}{348000} < 0 \quad \text{Armadura M\u00ednima}$$

Armadura m\u00ednima vertical

$$A_{s,v \min} = 0,002 \times 100 \times 90 = 18cm^2 (pml)$$

$$A_{s,v \min} = \frac{18}{2} = 9cm^2 / \text{por face}$$

Armadura m\u00ednima horizontal

$$A_{s,h \min} = 0,001 \times 100 \times 90 = 9cm^2 (pml)$$

Armadura adoptada

Armadura Principal	5\Phi16	Por face
Armadura distribui\u00e7\u00e3o	\Phi12//25	Por face

b) Dimensionamento das Paredes do Silo

$$N_{sd} = 2,78Mpa \times 1000 \times 11,50m^2 = 31970kN$$

$$A_s = \frac{31970 - 0,85 \times 13300 \times 11,50}{348000} < 0 \quad \text{Armadura M\u00ednima}$$

Armadura m\u00ednima vertical

$$A_{s,v} = 0,002 \times 100 \times 90 = 18cm^2 (pml)$$

$$A_{s,v} = \frac{18}{2} = 9cm^2 / \text{por face}$$

Armadura mínima horizontal

$$A_{s,h\min} = 0,001 \times 100 \times 90 = 9\text{cm}^2 \text{ (pml)}$$

Armadura considerada

Armadura Principal	5Φ16	Por face
Armadura distribuição	Φ12//25	Por face

c) Dimensionamento dos Pilares centrais

Os pilares foram dimensionados a partir do esforço axial máximo de cálculo, provenientes dos níveis superiores (combinação mais desfavorável, ELUSCy).

Para o cálculo foi considerando uma largura de influência de 6,30m.

$$N_{sd} = \frac{184104\text{kN}}{\pi \times 16,8\text{m}} = 3488\text{kN/m}$$

$$N_{sd,pilar} = 3488\text{kN/m} \times 6,30\text{m} = 21976\text{kN}$$

$$A_s = \frac{21976 - 0,85 \times 13300 \times 1,44\text{m}^2}{348000} = 164\text{cm}^2$$

Armadura Vertical	34Φ25
Cintas	Φ8//15 (6 Ramos)

1.5.2 Armaduras radiais

Armaduras provenientes do material ensilado, entre os Níveis +48,80 e +13,00.

Características do produto ensilado

γ	Φ_r	Φ_i	T_i	μ
kN/m^3			C	
15	35	36,6	100 a 120	0,466

Em que γ é o peso volúmico, Φ_r ângulo de atrito em repouso do material, Φ_i ângulo de atrito interno, T_i temperatura no interior do material ensilado e μ o coeficiente de atrito da parede.

Sobrepessões nas paredes

Na determinação dos esforços provenientes das sobrepessões nas paredes, foi utilizado os mesmos da estrutura tridimensional, calculados no ponto 6.6 da presente memória, de acordo com a EN 1991-4.

Nível	$P_{he,u}$ (Kpa)	P_{we} (Kpa)	n_{zsk} (kN)	T_i (C)
13.00 a 25.00	133	49	49085	120
25.00 a 37.00	109	40	21901	120
37.00 a 48.80	53	20	2766	120

$P_{he,u}$ - Pressão horizontal final de descarga

P_{we} - Pressão na parede devido ao atrito durante a descarga

n_{zsk} - valor característico da resultante das tensões verticais por unidade de perímetro no segmento vertical da parede

Dimensionamento

As armaduras radiais foram calculadas com base na expressão geral de uma secção circular sujeita a uma pressão radial.

$$A_s = \frac{P_{he,u} \times r \times 1,35}{f_{syd}}$$

A_s – Área de armadura Radial;

r – Raio da secção circular;

1,35 – Coeficiente majorativo;

F_{syd} – Tensão de cedência do Aço das Armaduras

a) Armaduras provenientes da Pressão horizontal

- Níveis +13,00 a +25,00

$$A_s = \frac{133 \times 8,4 \times 1,35}{348000} = 43,4 \text{ cm}^2$$

- Níveis +25,00 a +37,00

$$A_s = \frac{109 \times 8,4 \times 1,35}{348000} = 35,52 \text{ cm}^2$$

- Níveis +37,00 a +48,80

$$A_s = \frac{53 \times 8,4 \times 1,35}{348000} = 17,27 \text{ cm}^2$$

b) Armaduras provenientes da variação diferencial de temperaturaTemperatura do material ensilado $\approx 120^\circ\text{C}$ Temperatura Exterior $\approx 20^\circ\text{C}$

➤ Níveis +48,80 a +13,00

$$\Delta t = \frac{e}{0,35 + e} \Delta t$$

$$\Delta t = \frac{0,40}{0,35 + 0,40} (120 - 20) = 53,33$$

$$M_{\Delta t} = \frac{\Delta t \times e^2}{10,4} \quad (\text{Annales})$$

$$M_{\Delta t} = \frac{53,33 \times 0,40^2}{10,4} = 82,05 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\Delta t}^{sd} = 82,05 \times 1 \times 1,50 = 123,08 \text{ kNm}$$

$$A_s^{\Delta t} = \frac{M_{\Delta t}^{sd}}{0,95 \times e \times f_{syd}}$$

$$A_s^{\Delta t} = \frac{123,08}{0,95 \times 0,40 \times 348000} = 9,31 \text{ cm}^2 \quad (\text{a colocar na face mais fria})$$

c) Armaduras provenientes da retracção

$$\sigma = E \times \varepsilon$$

$$\frac{F}{A} = E \times \frac{\Delta L}{L}$$

$$\Delta L = L \times \alpha \times \Delta t$$

$$F = E \times A \times \alpha \times \Delta t$$

$$F = \frac{31 \times 10^6}{3} \times 0,40 \times 1 \times 10^{-5} \times 15 = 600 \text{ kN}$$

$$A_s^{ret} = \frac{F \times 1,5 \times \psi_0}{f_{syd}}$$

$$A_s^{ret} = \frac{600 \times 1,5 \times 0,4}{348000} = 10,3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

d) Verificação da Tensão no betão

$$\sigma_c^{ret} = \frac{F \times 1,5}{A} \leq 25000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_c^{ret} = \frac{600 \times 1,5}{0,4 \times 1} = 2250 \text{ kN} / \text{m}^2$$

e) Resumo Armaduras Radiais
Face Interior

Níveis	Impulso material	Δt	Retracção	As (cm ²)	Φ
13,00 a 25,00	21.70	-	5.15	26.85	9 Φ 20
25,00 a 37,00	16.26	-	5.15	21.41	8 Φ 20
37,00 a 48,80	8.64	-	5.15	13.79	4 Φ 16

Face Exterior

Níveis	Impulso material	Δt	Retracção	As (cm ²)	Φ
13,00 a 25,00	21.70	9.31	5.15	36.16	7 Φ 20 + 7 Φ 16
25,00 a 37,00	16.26	9.31	5.15	30.72	6 Φ 20 + 8 Φ 16
37,00 a 48,80	8.64	9.31	5.15	23.10	9 Φ 16

Tabela 7 – Modelo unifilar – Resumo Armaduras Radiais

2 DIMENSIONAMENTO FINAL

O dimensionamento final teve como base o modelo tridimensional.

2.1 DIMENSIONAMENTO DOS PISOS

2.1.1 Piso Nível +5,80

2.1.1.1 Sistema de eixos

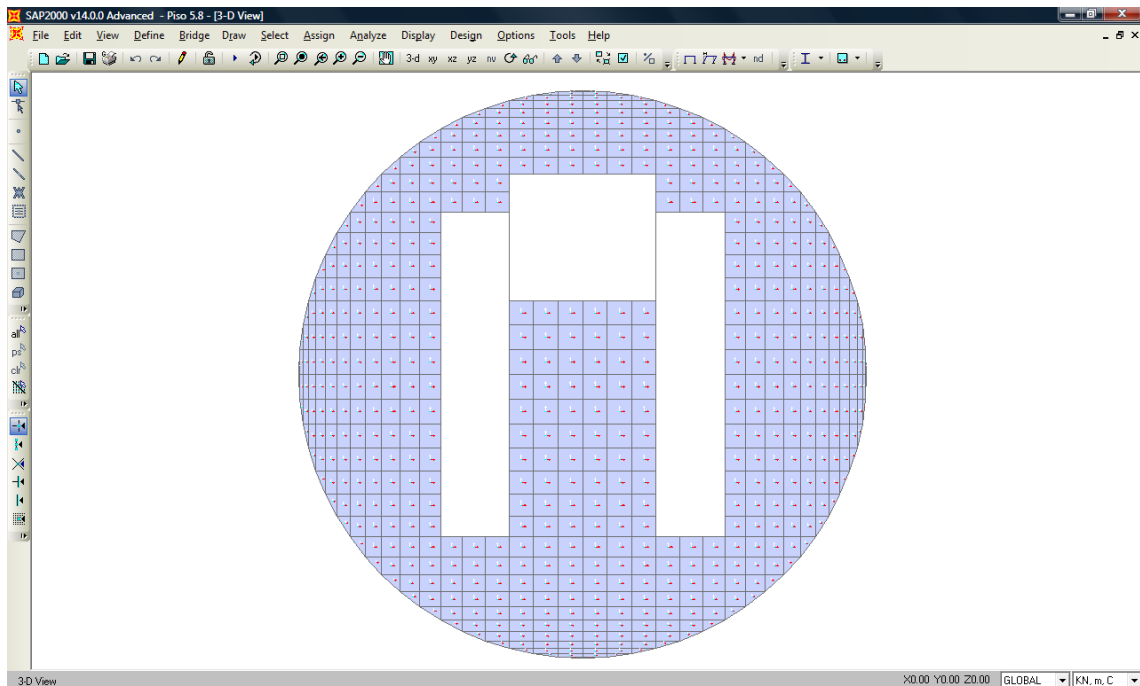


Figura 4 – Piso +5,80 – Sistema de eixos

Onde,

Eixo 1 - Vermelho

Eixo 2 – Branco

Eixo 3 - Azul

2.1.1.2 Acções Actuantes

Sobrecarga (Sob)

$$q_{sd}=5 \text{ kN/m}^2$$

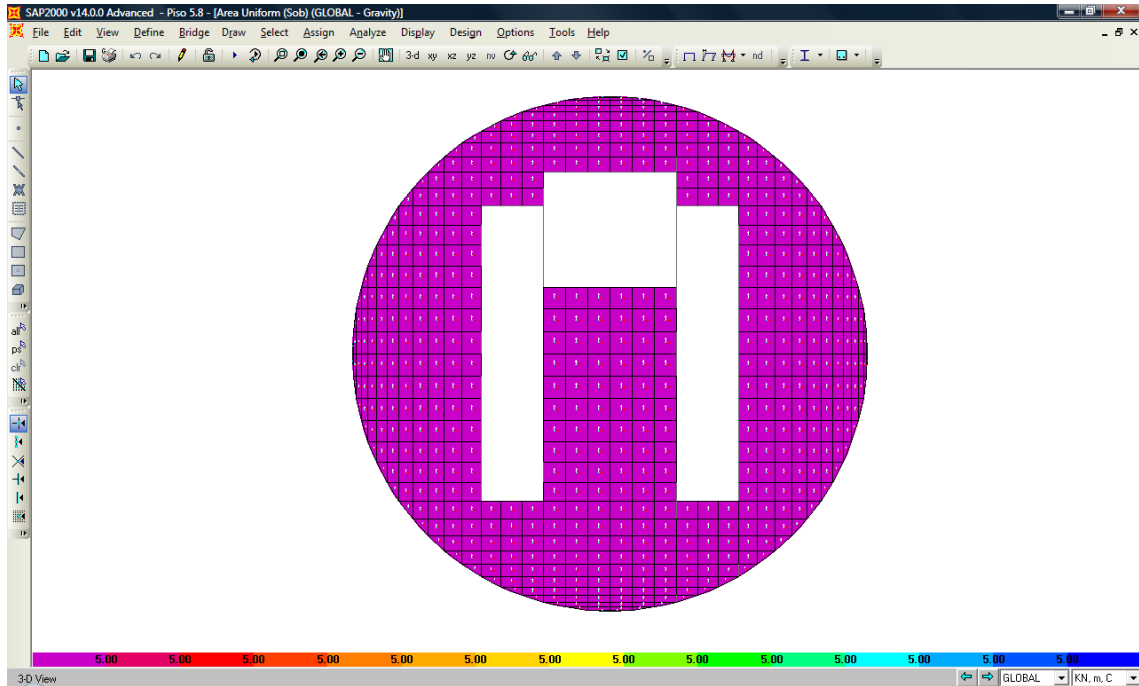


Figura 5 – Piso +5,80 – Sobrecarga

2.1.1.3 Laje

2.1.1.3.1 Envoltente dos Esforços de cálculo

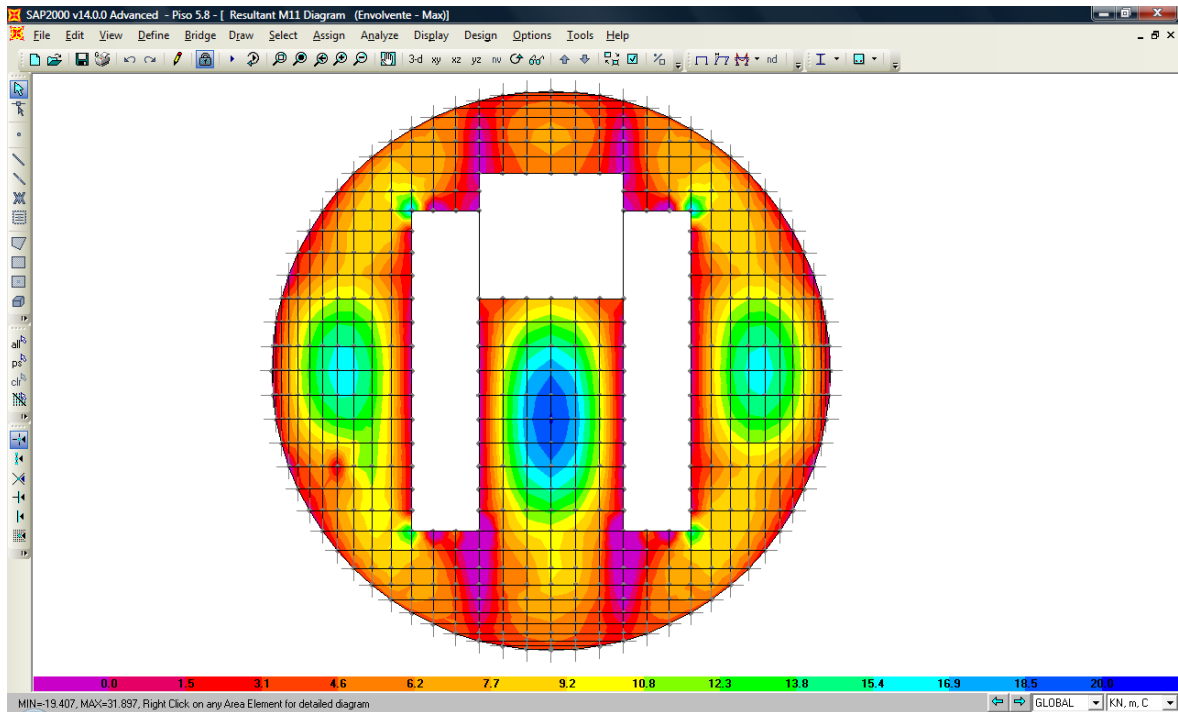


Figura 6 – Piso +5,80 Laje – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envoltente – [kNm/m]

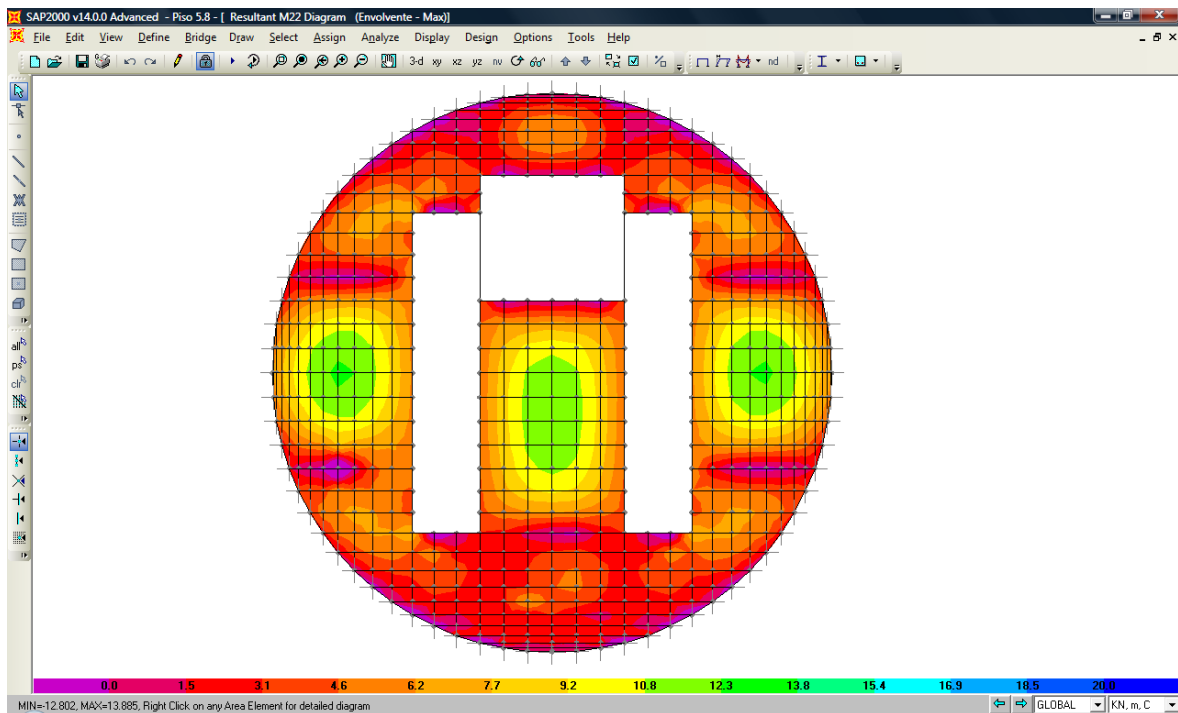


Figura 7 – Piso +5,80 Laje – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envoltente – [kNm/m]

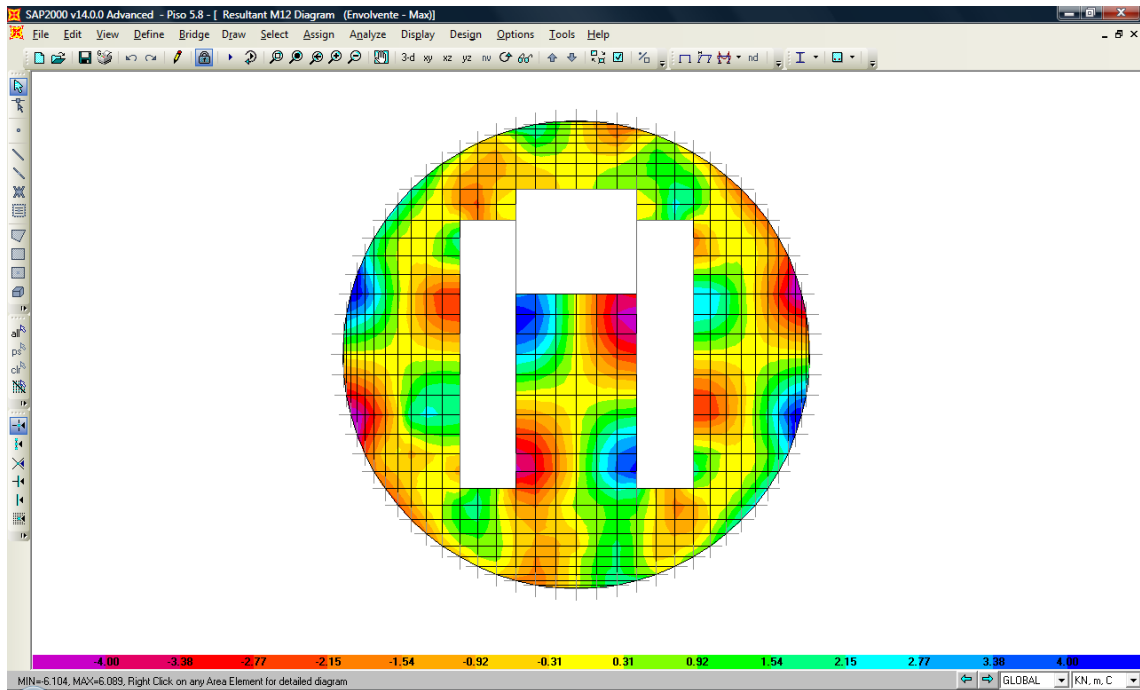


Figura 8 – Piso +5,80 Laje – Esforços de Cálculo (M12) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

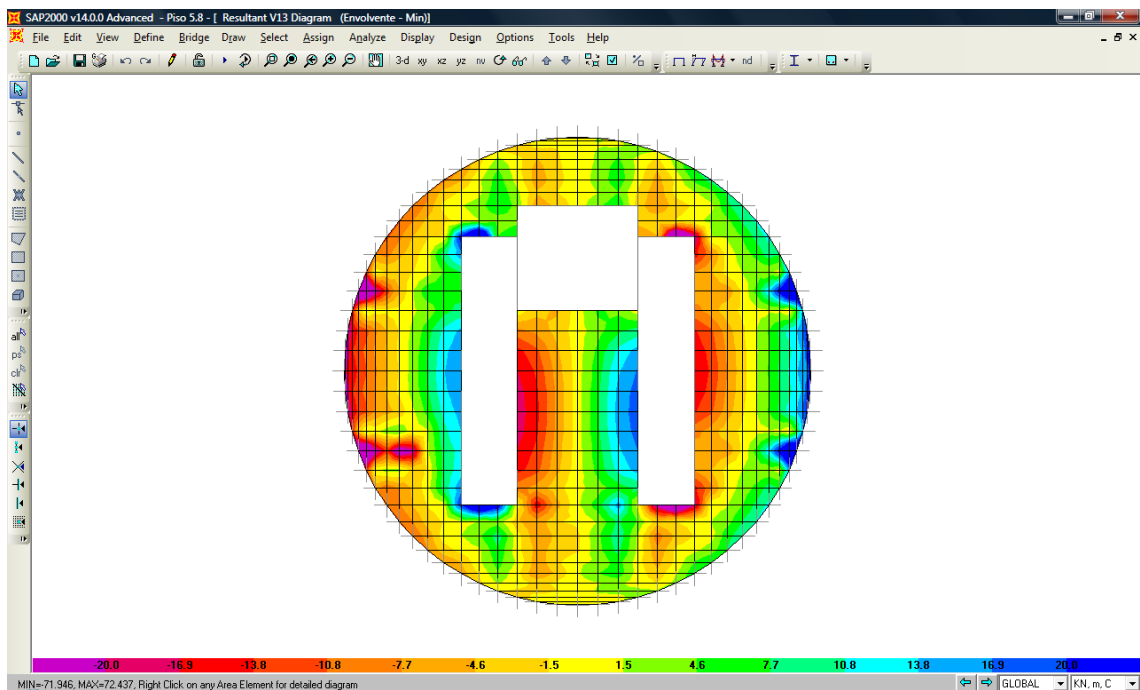


Figura 9 – Piso +5,80 Laje – Esforços de Cálculo (V13) para a combinação Envolvente – [kN/m]

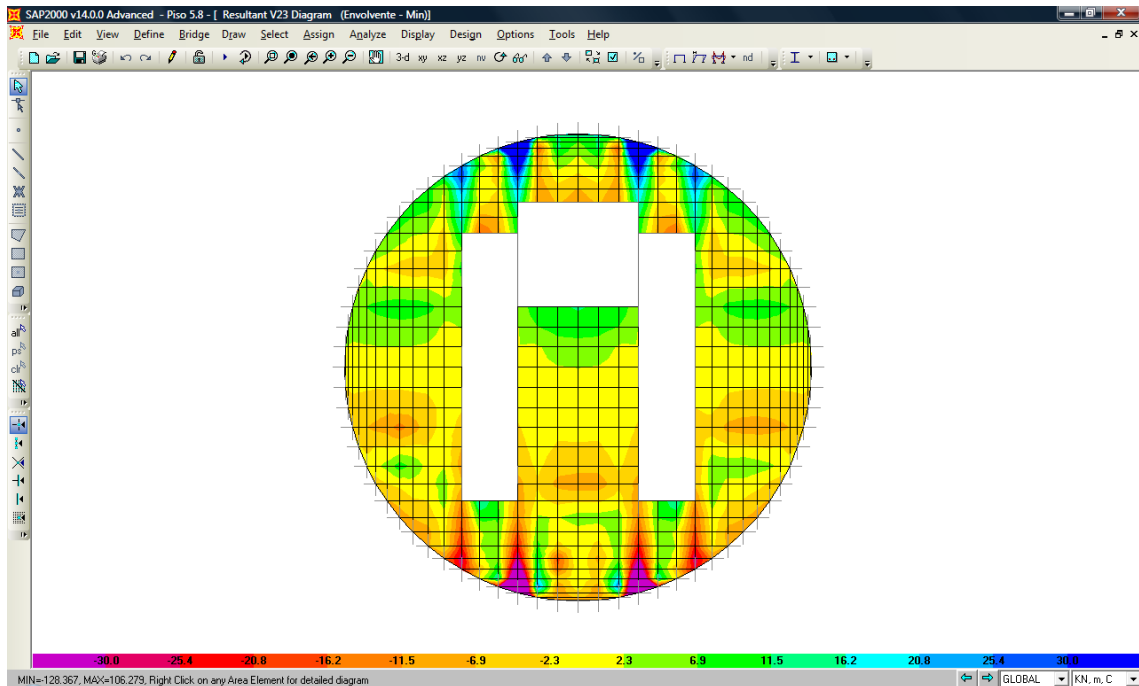


Figura 10 – Piso +5,80 Laje – Esforços de Cálculo (V23) para a combinação Envolvente – [kN/m]

2.1.1.3.2 Dimensionamento Orgânico

Com os resultados dos esforços das diversas combinações, obtiveram-se as envolventes de esforços, tendo sido adoptado o seguinte critério para a determinação dos esforços de cálculo:

$$\text{Para } m_{11} > 0 \Rightarrow m_{Sd11} = m_{11} + |m_{12}| \quad ; \quad m_{11} < 0 \Rightarrow m_{Sd11} = m_{11} - |m_{12}|$$

$$\text{Para } m_{22} > 0 \Rightarrow m_{Sd22} = m_{22} + |m_{12}| \quad ; \quad m_{22} < 0 \Rightarrow m_{Sd22} = m_{22} - |m_{12}|$$

2.1.1.3.2.1 Estados Limites Últimos

a) Armadura de flexão

➤ Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,2}{400} \times 1 \times 0,094 \times 10^4 \geq 0,0013 \times 1 \times 0,094 \times 10^4$$

$$A_{s,min} = 1,34 \geq 1,22 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

➤ Armadura máxima

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 0,14 \times 1 \times 10^3 = 56,00 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

➤ Armaduras longitudinais de flexão

Apresentam-se na tabela seguinte as várias configurações de armaduras adoptadas e os respectivos momentos resistentes, determinadas a partir das expressões referidas no ponto 8.1 da presente nota de cálculo.

Espessura m	Msd kNm/m	μ	ω	As cm ² /m
0.14	22	0.187	0.222	7.98
0.14	15	0.128	0.144	5.17
0.14	13	0.111	0.123	4.41

b) Armaduras de esforço transversal

➤ Resistência ao esforço transversal

$V_{sd,max} = 30 \text{ kN/m}$ (esforço transversal de cálculo máximo obtido nas lajes)

$$V_{sd,max} \leq V_{Rd,c}$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d \geq v_{min} \times b_w \times d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{94}} \leq 2,0$$

$$\rho_t = \frac{4,41 \times 10^{-4}}{1 \times 0,094} \leq 0,02 \Leftrightarrow 0,0047 \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,035 \times 2^{3/2} \times 20^{1/2} = 0,443$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 2 \times (100 \times 0,0047 \times 20)^{\frac{1}{3}} \times 1 \times 0,094 \times 10^3$$
$$\geq 0,443 \times 1 \times 0,094 \times 10^3$$

$$V_{Rd,c} = 47,61 \geq 41,64 [kN]$$

$$30kN \leq 48kN$$

2.1.1.3.2.2 Estados Limites de Utilização

➤ Fendilhação

$$A_{s,min} = \frac{K \times K_c \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{f_{yk}}$$

$$A_{s,min} = \frac{1 \times 0,4 \times 2,2 \times 0,14/2 \times 1}{348} \times 10^4 = 1,77 [cm^2/m]$$

➤ Deformação

A verificação de segurança em relação ao estado limite de deformação considera-se satisfeita, se para a combinação quase permanente, a flecha máxima vertical for inferior a $L/250$, sendo L o vão do elemento em consideração.

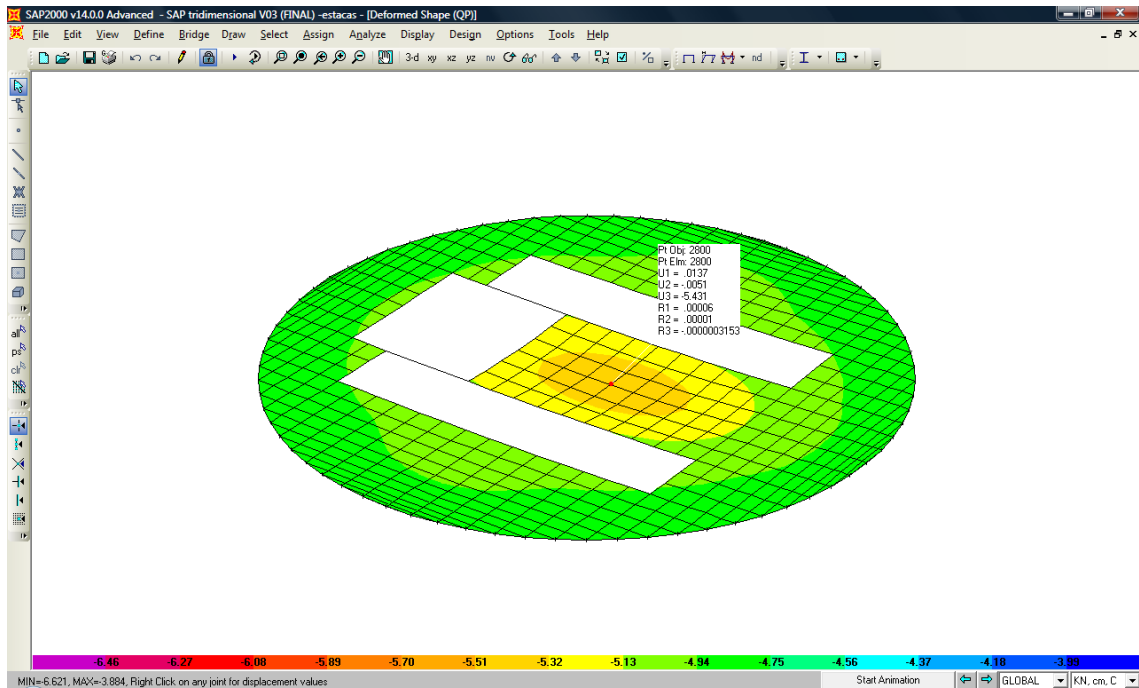


Figura 11 – Piso +5,80 - Deformação Vertical

O deslocamento vertical, obtido para a combinação quase permanente, segundo a direcção 3 (eixo z) é de 5,43 cm.

Porem como a flecha é calculada em relação aos pontos de apoio e estes, têm um deslocamento vertical de 4,80 cm, a flecha máxima a meio vão é de $5,43 - 4,80 = 0,63\text{cm}$ (curto prazo) a longo prazo será 3 vezes superior.

Um dos processos que poderia ter utilizado para o cálculo mais correcto seria o método dos coeficientes globais, no caso presente foi utilizado um método aproximado partindo da premissa em que o módulo de deformabilidade do betão a longo prazo é equivalente $1/3$ do módulo de deformabilidade a curto prazo.

A flecha máxima admissível é de $S_v = 1500/250 = 6$ cm em que $L = 1500\text{cm}$.

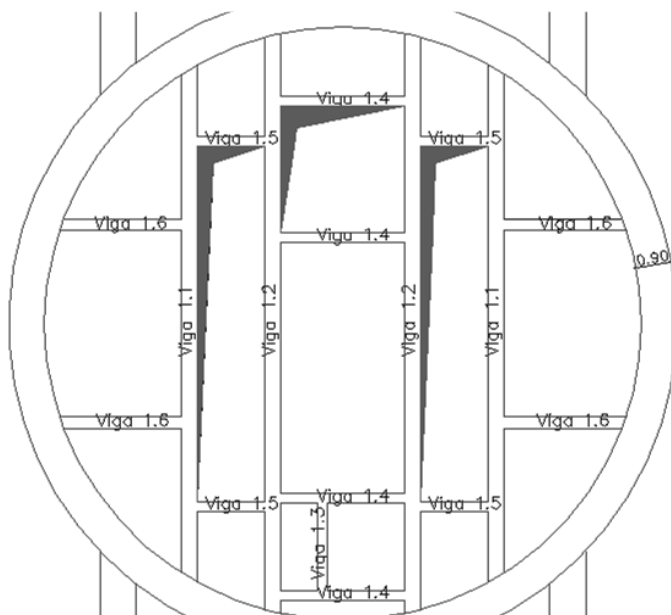
2.1.1.3.3 Conclusões do dimensionamento

Espessura m	Msd kNm/m	μ	ω	As cm ² /m	As _{Min} cm ² /m	As _{Max} cm ² /m	As _{Fend} cm ² /m	As _{Final} cm ² /m	Armaduras
0.14	22	0.187	0.222	7.98	1.34	56	1.77	8.04	Φ12//0.10
0.14	15	0.128	0.144	5.17	1.34	56	1.77	5.24	Φ10//0.15
0.14	13	0.111	0.123	4.41	1.34	56	1.77	5.03	Φ8//0.10

Tabela 8 – Piso +5,80 Laje – Armaduras

2.1.1.4 Vigas

2.1.1.4.1 Geometria



Viga	largura (m)	altura (m)
VIGA 1.1	0,40	1,00
VIGA 1.2	0,40	1,20
VIGA 1.3	0,25	0,40
VIGA 1.4	0,25	0,40
VIGA 1.5	0,25	0,40
VIGA 1.6	0,30	0,60

Figura 12 – Piso +5,80 Vigas – Geometria

2.1.1.4.2 Diagramas de Esforços de Cálculo

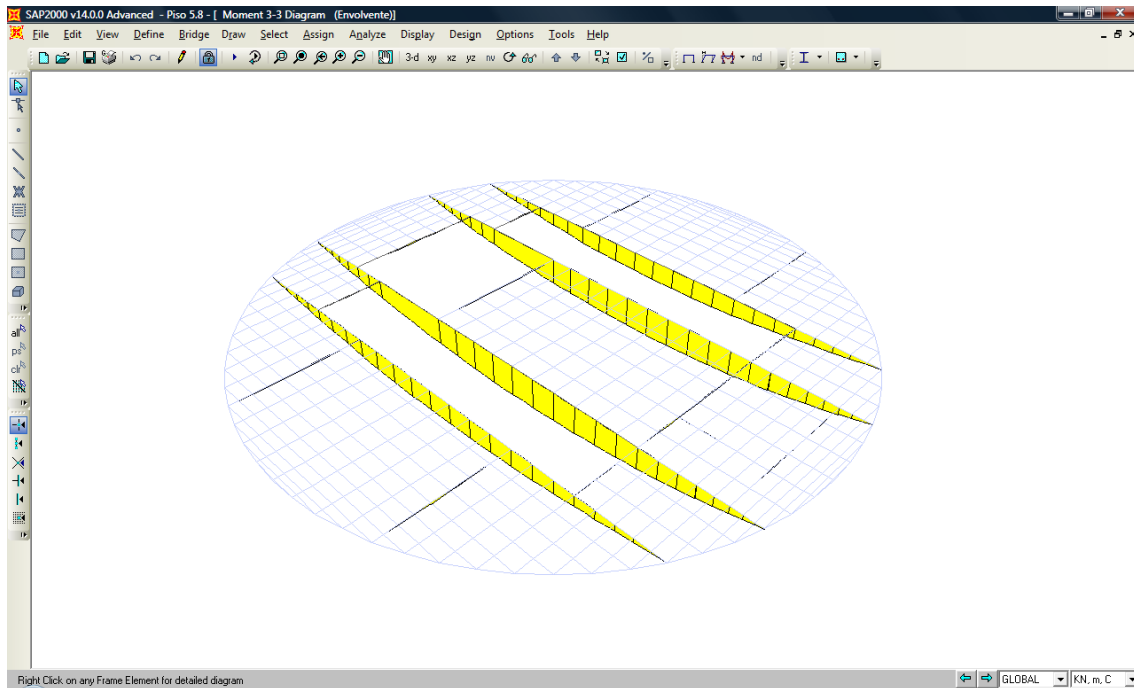


Figura 13– Piso +5,80 Vigas – Diagrama de Momentos Flectores (M33) [kNm]

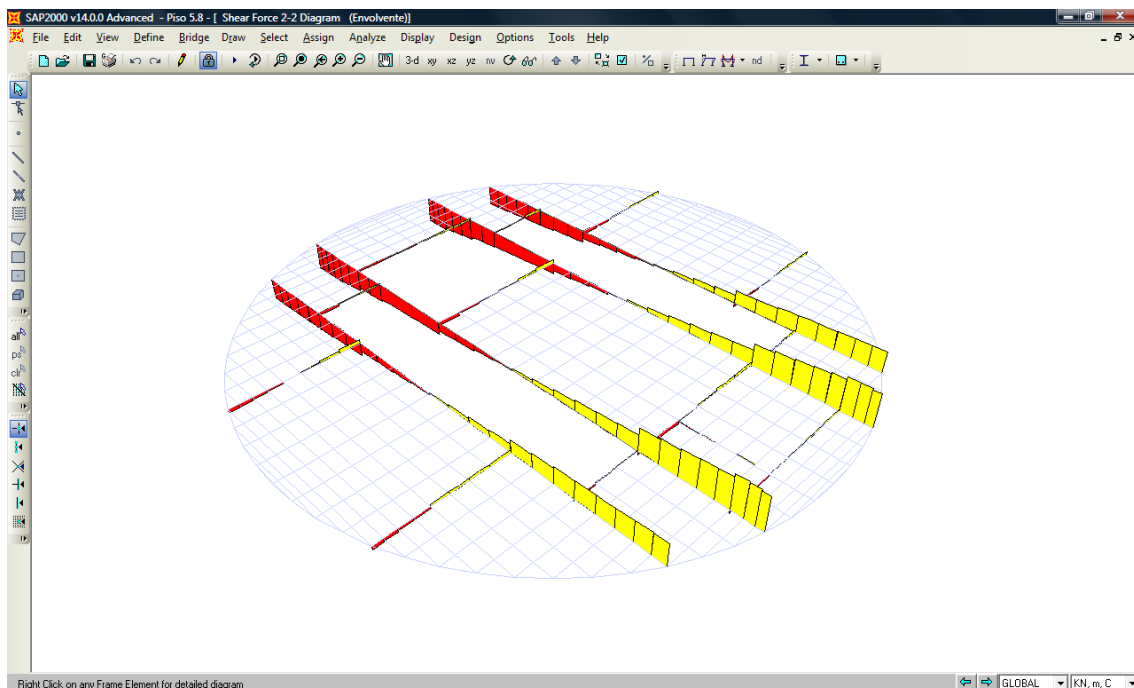


Figura 14 – Piso +5,80 Vigas – Diagrama de Esforços Transversos (V22) [kN]

2.1.1.4.3 Dimensionamento Orgânico

a) Dimensionamento Tipo – Para a Viga V1.2 (0.40x1.20)

a.1) Estados Limites Últimos

➤ Armadura longitudinal de flexão

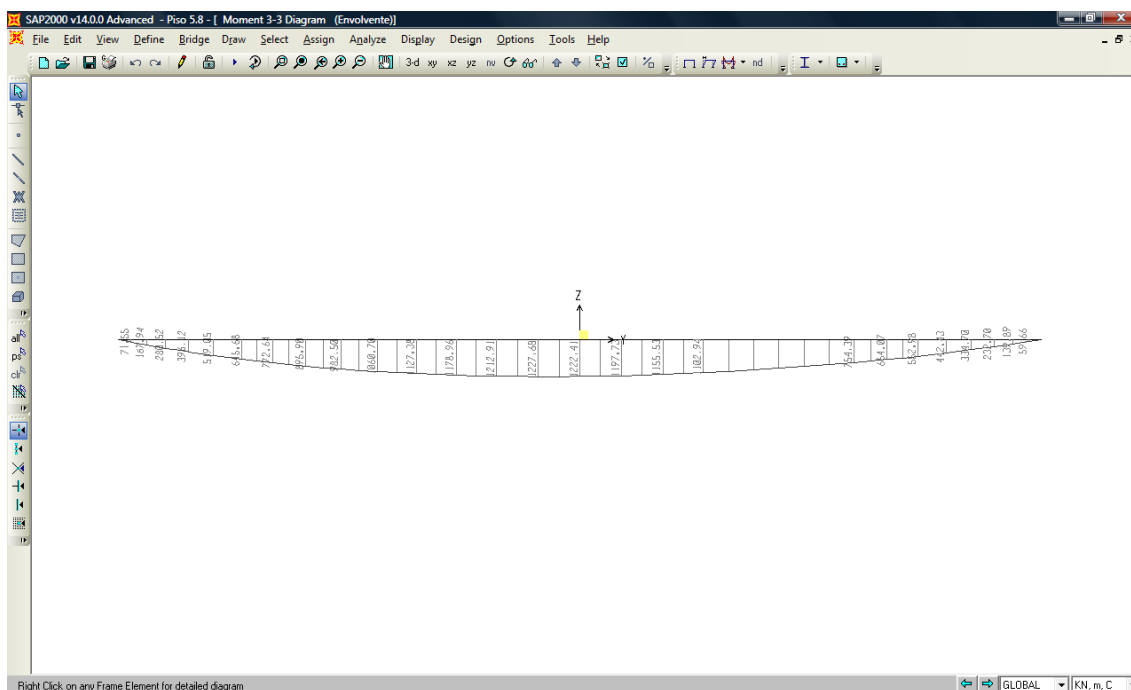


Figura 15 – Piso +5,80 Viga V1.2 – Diagrama de Momentos Flectores (M33) [kNm]

Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,2}{400} \times 0,4 \times 1,154 \times 10^4 \geq 0,0013 \times 0,4 \times 1,154 \times 10^4$$

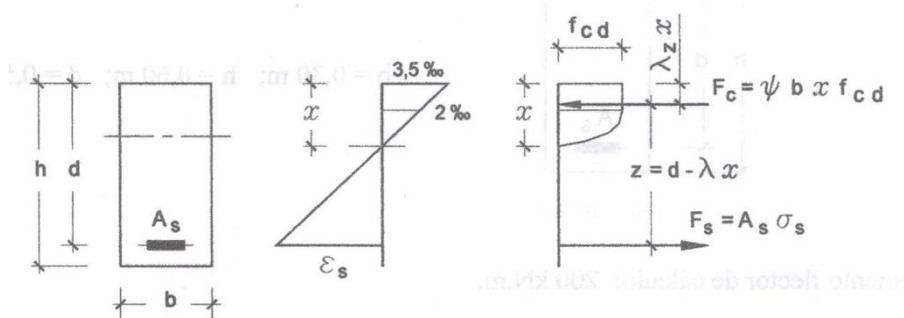
$$A_{s,min} = 6,60 \geq 6,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura máxima

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c$$

$$A_{s,max} = 0,04 \times 0,4 \times 1,20 \times 10^4 = 192,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura de flexão



$$M_{ed} = F_c \times Z$$

$$F_c = 0,8095 \times 0,4 \times x \times 13,3 \times 10^3$$

$$Z = 1,154 - 0,416 \times x$$

$$1228 = 4317,3x \times (1,154 - 0,416x)$$

$$1228 = 4982,2x - 1796,0x^2$$

$$x = 0,27 \text{ [m]} \quad x = 2,50 \text{ [m]} \text{ (sem significado)}$$

$$F_c = 4317,3 \times 0,27 = 1180,5 \text{ [kN]}$$

$$F_c = F_s$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \times \frac{d - x}{x} = 3,5 \times \frac{1,154 - 0,27}{0,27} = 9,98\text{‰}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{348}{200} = 1,78\text{‰}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma_s = f_{yd} = 348 \text{ [Mpa]}$$

$$A_s = \frac{F_s}{\sigma_s} = \frac{1180,5}{348 \times 10^3} = 33,92 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **Armadura de Esforço Transverso**

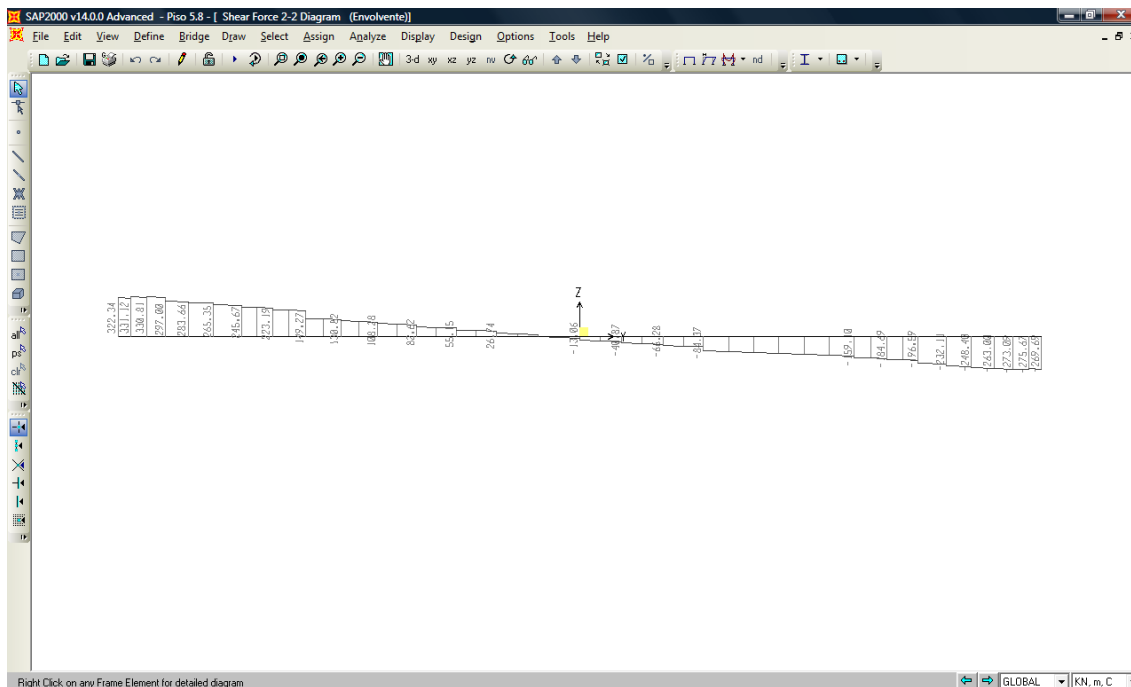


Figura 16 – Piso +5,80 Viga1.2 – Diagrama de Esforço Transverso (V22) [kN]

Armadura mínima

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \times \sqrt{20}}{400} = 0,00089$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,00089 \times 0,40 \times 1 = 3,58 [cm^2/m]$$

Armadura máxima

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max} \leq 0,5 \times \alpha_{cw} \times b_w \times v_1 \times f_{cd} / f_{ywd}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max} \leq 0,5 \times 1 \times 0,40 \times \left(0,6 \times \left(1 - \frac{20}{250}\right)\right) \times 13,3 \times 10^3 / 348 \times 10^3$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max} = 42,30 [cm^2/m]$$

Esforço Transverso máximo Resistente

$$V_{rd,m\acute{a}x} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

$$V_{rd,m\acute{a}x} = \frac{1 \times 0,40 \times (0,9 \times 1,154) \times 0,552 \times 13,3 \times 10^3}{\cot 45 + \tan 45} = 1529 \text{ [kN]}$$

Espaçamento máximo

$$s_{m\acute{a}x} = 0,75 \times d(1 + \cot\alpha)$$

$$s_{m\acute{a}x} = 0,75 \times 1,154(1 + \cot 90) = 0,87 \text{ [m]}$$

Armadura necessária

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \geq \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot\theta}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \geq \frac{332}{1,04 \times 348 \times 10^3 \times \cot 45} = 9,19 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

a.2) Estados Limites de Utilização

Fendilhação

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{z \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{1228}{0,9 \times 1,154 \times 33,92} = 34,86 \text{ MPa}$$

Nota: Verifica-se que na secção de momento flector máximo a tensão longitudinal é inferior a 160 MPa, pelo que a partir das tabelas 7.2N e 7.3N do EC2 o diâmetro máximo dos varões a utilizar é de 32 mm e o espaçamento máximo a cumprir é de 0,30 m.

Armadura mínima de fendilhação

A armadura mínima para controlo de aberturas de fendas:

$k = 0,65$ – vigas com almas superiores a 800mm;

$k_c = 0,4$ – flexão simples;

$\sigma_s = f_{yk} = 400\text{MPa}$

$$A_{s,min} = \frac{k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{\sigma_s}$$

$$A_{s,min} = \frac{0,4 \times 0,65 \times 2,2 \times (0,40 \times 1,20/2)}{400} = 3,43 \text{ cm}^2$$

Verifica-se assim o estado limite de abertura de fendas sem cálculo directo.

b) Dimensionamento das restantes Vigas do Piso

Nota: as restantes vigas foram dimensionadas de acordo com os critérios de cálculo definidos anteriormente para a viga tipo – V1.2.

c) Resumo do Dimensionamento das vigas do Piso ao Nível +5,80

Vigas	Esforços de Cálculo Envolvente Máxima						Armadura (cm ²)					
	Momento (kNm/m)			Esf. Transverso (kN/m)			Flexão			Esf. Transverso		
	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir
V1.1	0	842	0	205	8	205	5.46	28.15	5.46	6.86	3.58	6.86
V1.2	0	1228	0	332	15	332	6.60	33.92	6.60	9.19	3.58	9.19
V1.3	0	9	0	12	3	12	1.27	1.27	1.27	2.24	2.24	2.24
V1.4	0	55	0	38	6	38	1.27	4.82	1.27	3.43	2.24	3.43
V1.5	0	15	0	25	6	25	1.27	1.27	1.27	2.25	2.24	2.25
V1.6	0	52	0	41	6	41	2.38	2.76	2.38	2.68	2.68	2.68

Tabela 9 – Piso +5,80 Vigas – Armaduras

Armadura Adoptada

Vigas	Secção		Flexão			Esf. Transverso			
			Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	
V1.1	0.40x1.00	Superior	2Φ20+1Φ25	2Φ20	2Φ20+1Φ25	Φ12//30	Φ8//25	Φ12//30	(2 Ramos)
		Inferior	2Φ25	2Φ25+4Φ25	2Φ25				
V1.2	0.40x1.20	Superior	3Φ20+1Φ25	3Φ20	3Φ20+1Φ25	Φ12//25	Φ8//25	Φ12//25	(2 Ramos)
		Inferior	3Φ25	3Φ25+4Φ25	3Φ25				
V1.3	0.25x0.40	Superior	3Φ8	3Φ8	3Φ8	Φ8//30	Φ8//30	Φ8//30	(2 Ramos)
		Inferior	3Φ8	3Φ8	3Φ8				
V1.4	0.25x0.40	Superior	2Φ12	2Φ12	2Φ12	Φ8//30	Φ8//30	Φ8//30	(2 Ramos)
		Inferior	4Φ12	4Φ12	4Φ12				
V1.5	0.25x0.40	Superior	3Φ8	3Φ8	3Φ8	Φ8//30	Φ8//30	Φ8//30	(2 Ramos)
		Inferior	3Φ8	3Φ8	3Φ8				
V1.6	0.30x0.60	Superior	3Φ12	3Φ12	3Φ12	Φ8//30	Φ8//30	Φ8//30	(2 Ramos)
		Inferior	3Φ12	3Φ12	3Φ12				

2.1.2 Piso Nível +48,80

2.1.2.1 Sistema de eixos

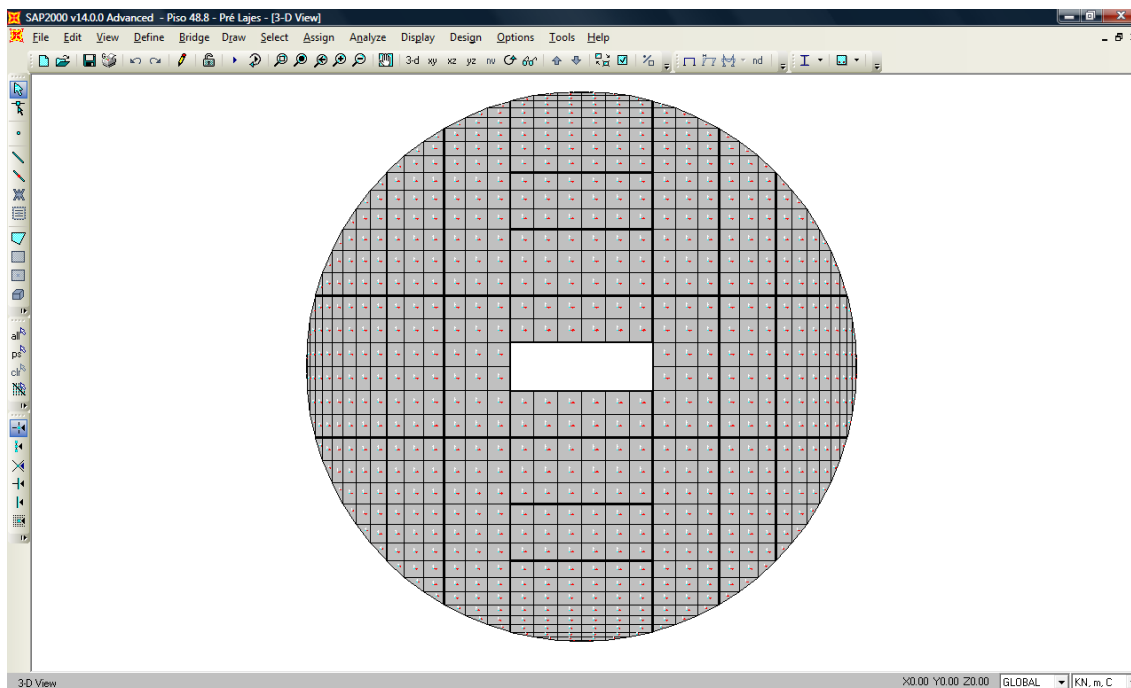


Figura 17 – Piso +48,80 – Sistema de eixos

2.1.2.2 Acções Actuantes

Sobrecarga (Sob) – Fase de construção

$$q_{sd}=1 \text{ kN/m}^2$$

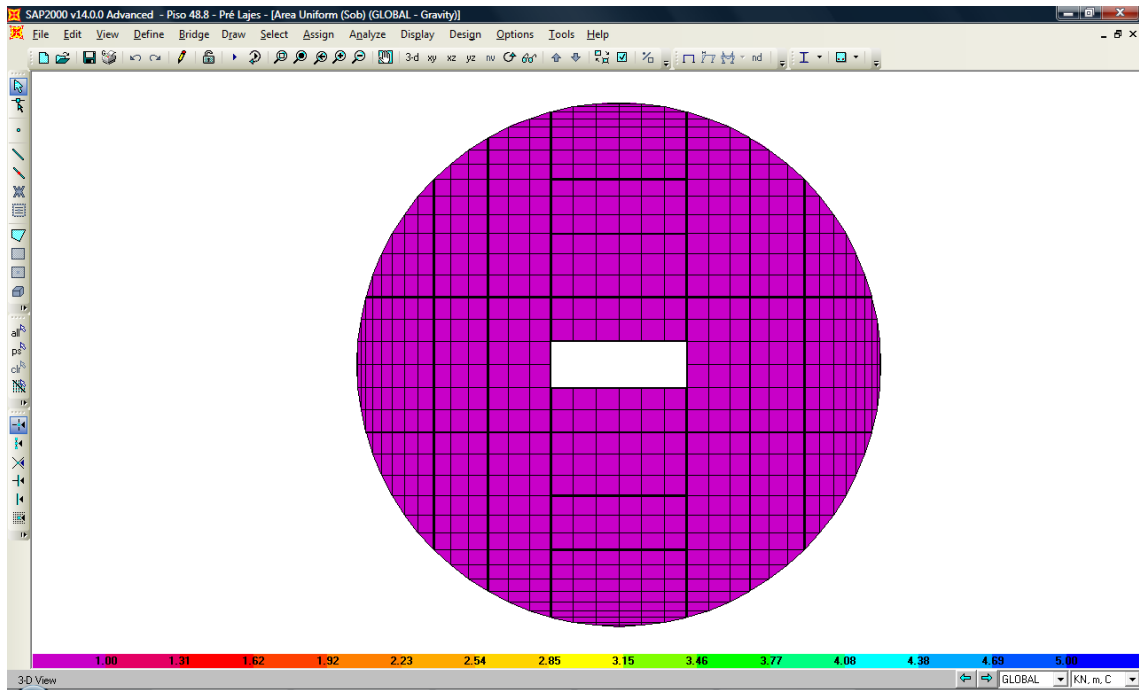


Figura 18 – Piso +48,80 – Sobrecarga nas Pré Lajes

Sobrecarga (Sob) – Fase Final

$$q_{sd}=5 \text{ kN/m}^2$$

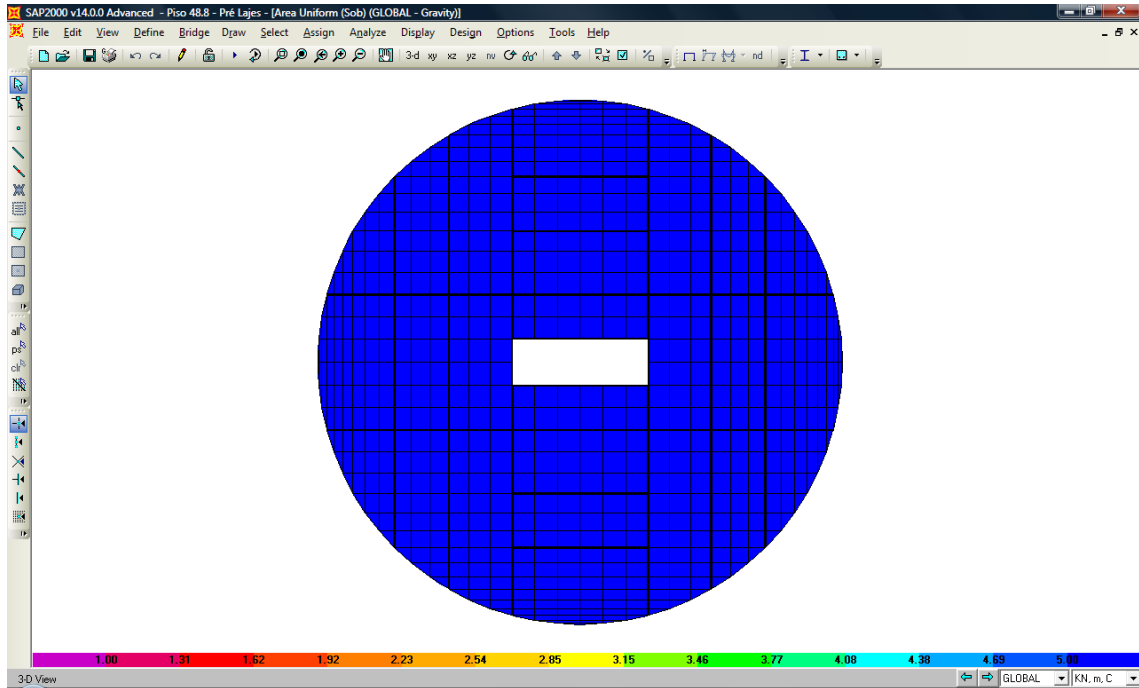


Figura 19 – Piso +48,80 – Sobrecarga na Fase Final

2.1.2.3 Lajes

2.1.2.3.1 Envoltente dos Esforços de cálculo

a) Pré-Laje Tipo

Dentro dos diversos painéis que formam a laje deste piso considerou-se a Pré-Laje mais desfavorável (com o maior vão).

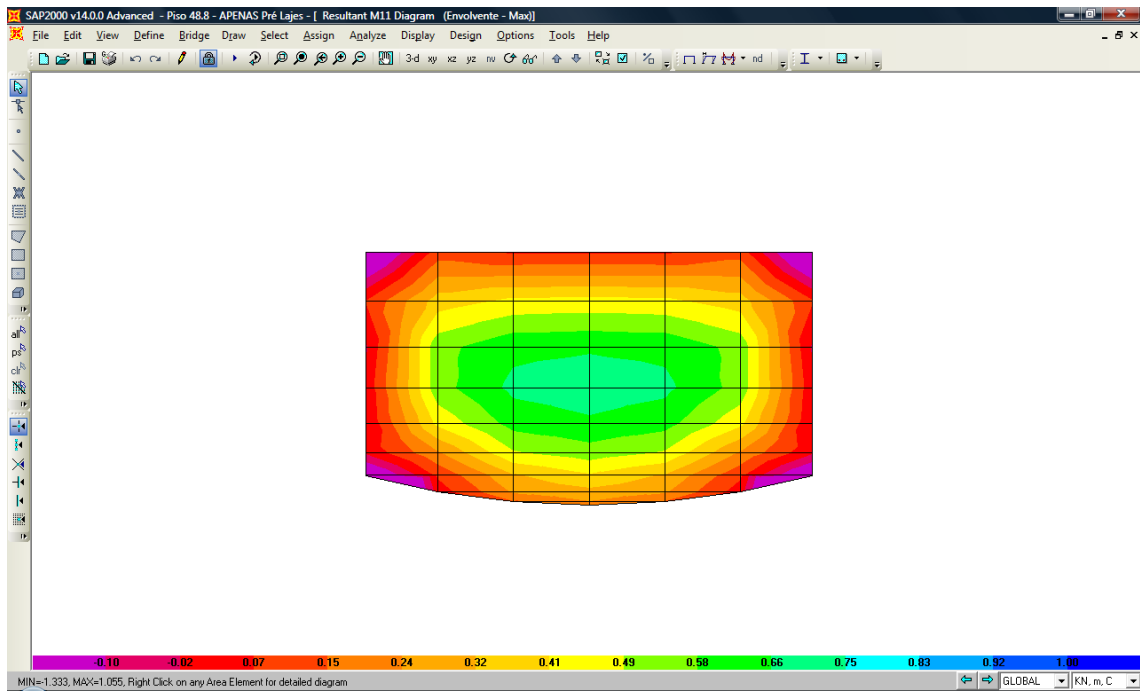


Figura 20 – Piso +48,80 Pré-Laje Tipo – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envelope – [kNm/m]

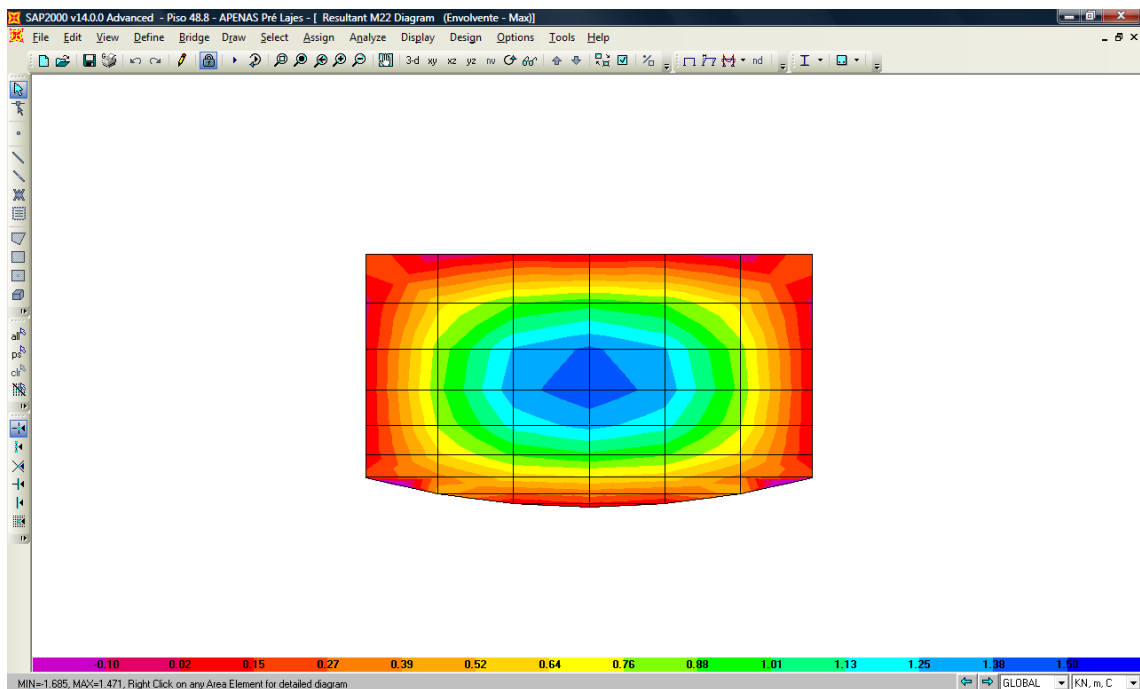


Figura 21 – Piso +48,80 Pré-Laje Tipo – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envelope – [kNm/m]

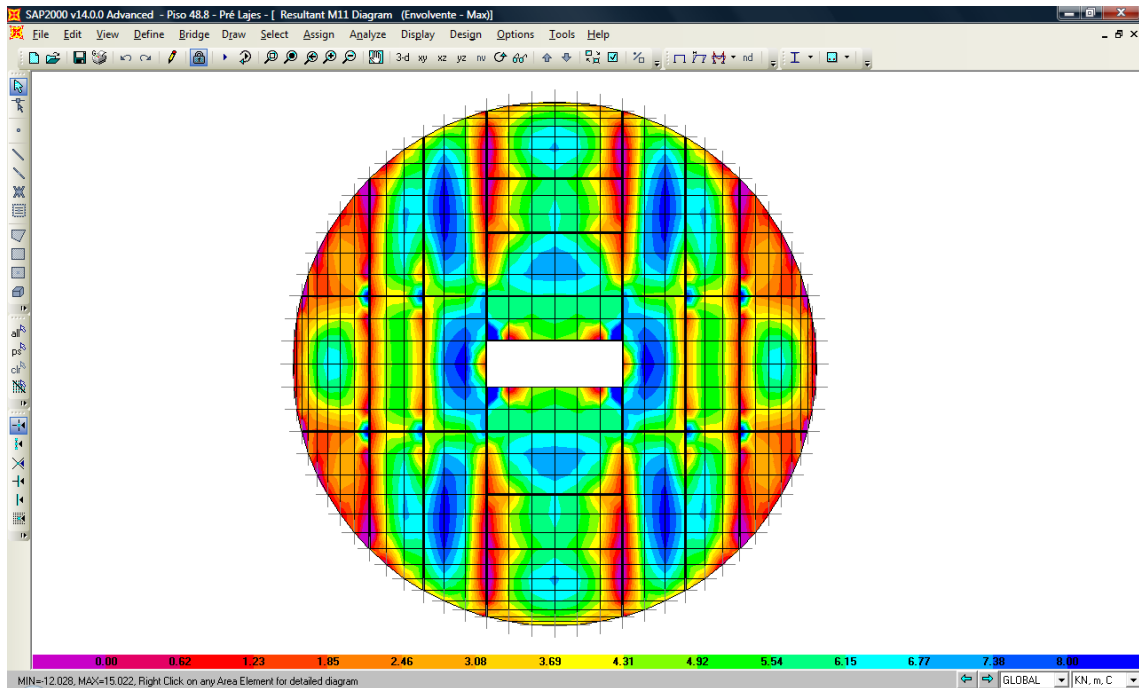
b) Laje Fase Final


Figura 22 – Piso +48,80 Laje Fase Final – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

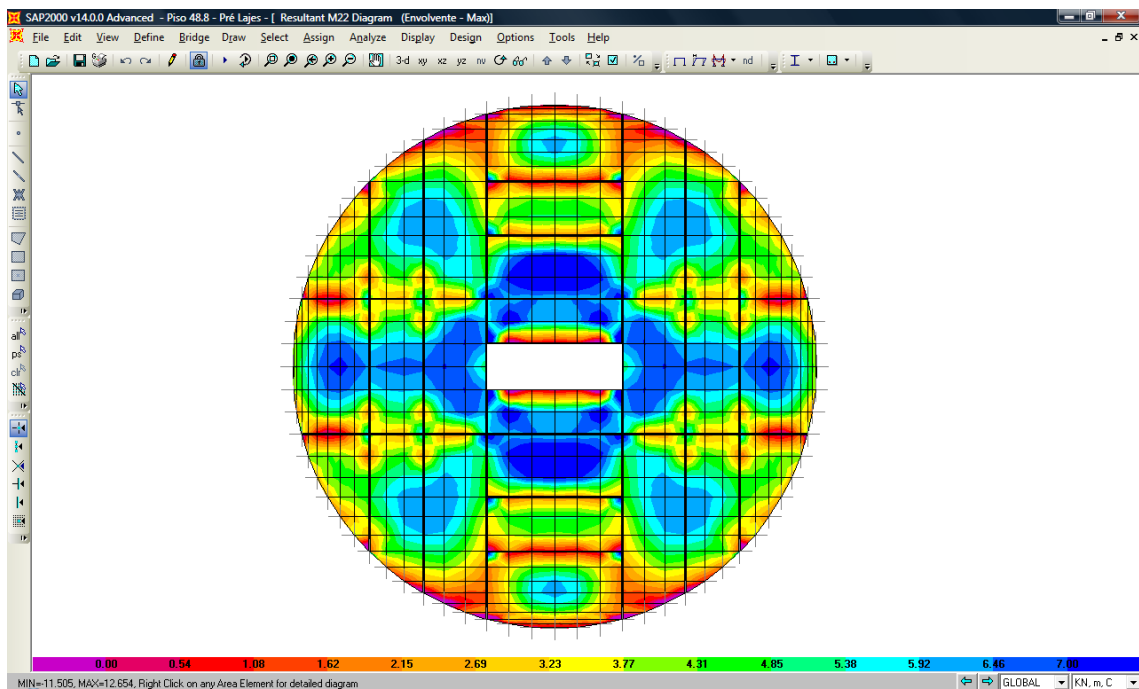


Figura 23 – Piso +48,80 Laje “final” – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

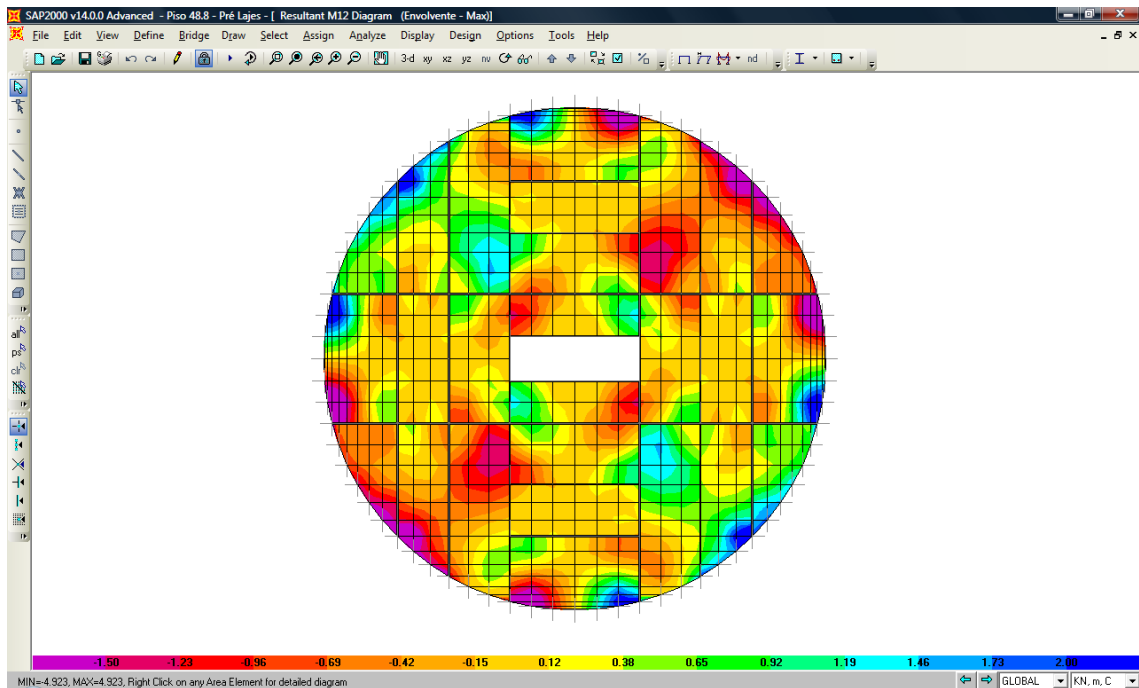


Figura 24 – Piso +48,80 Laje “final” – Esforços de Cálculo (M12) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

2.1.2.3.2 Dimensionamento Orgânico

a) Pré Laje

As pré-lajes serão armadas na direcção do menor vão, para o momento M22.

Espessura m	Msd kNm/m	μ	ω	As cm ² /m	As _{Min} cm ² /m	As _{Max} cm ² /m	As _{Final} cm ² /m	Armaduras
0.04	1.5	0.013	0.013	2.03	0.34	16	2.01	Ø8//0.25

Tabela 10 – Piso +48,80 Pré-Laje – Armaduras

b) Laje “final”

Espessura m	Msd kNm/m	μ	ω	As cm ² /m	As _{Min} cm ² /m	As _{Max} cm ² /m	As _{Fend} cm ² /m	As _{Final} cm ² /m	Armaduras
0.14	9	0.077	0.082	2.96	1.34	56	1.77	3.35	Ø8//0.15
0.14	5	0.043	0.044	1.59	1.34	56	1.77	2.01	Ø8//0.25

Tabela 11 – Piso +48,80 Laje “Final” – Armaduras

As _{Final} cm ² /m	Vrd,c kN/m	Ved kN/m
3.35	43.42	10.00
2.01	36.62	10.00

A verificação de segurança em relação ao estado limite de deformação é verificada, uma vez que a flecha máxima obtida é inferior à admissível ($S_v=6,4\text{cm}$).

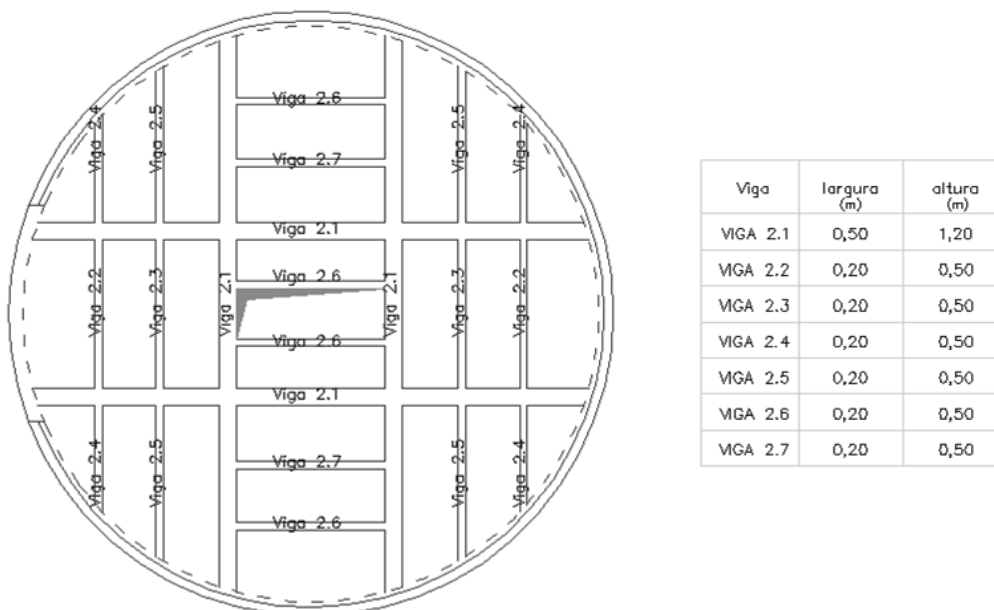
2.1.2.4 Vigas
2.1.2.4.1 Geometria


Figura 25 – Piso +48,80 Vigas – Geometria

2.1.2.4.2 Dimensionamento das vigas do Piso ao Nível +48,80

Vigas	Esforços de Cálculo Envolvente Máxima						Armadura (cm ²)					
	Momento (kNm/m)			Esf. Transverso (kN/m)			Flexão			Esf. Transverso		
	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir
V2.1	0	1534	0	382	6	382	8.25	42.37	8.25	10.57	4.47	10.57
V2.2	0	52	0	45	6	45	1.30	3.47	1.30	3.16	1.79	3.16
V2.3	0	51	0	44	6	44	1.30	3.40	1.30	3.09	1.79	3.09
V2.4	0	39	0	36	7	36	1.30	2.57	1.30	2.53	1.79	2.53
V2.5	0	45	0	39	7	39	1.30	2.98	1.30	2.74	1.79	2.74
V2.6	0	48	0	40	4	40	1.30	3.19	1.30	2.81	1.79	2.81
V2.7	0	49	0	39	6	39	1.30	3.26	1.30	2.74	1.79	2.74

Tabela 12 – Piso +48,80 Vigas – Armaduras

Armadura Adoptada

Vigas	Secção		Flexão			Esf. Transverso			
			Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	
V2.1	0.50x1.20	Superior	4Φ20 + 1Φ25	4Φ20	4Φ20 + 1Φ25	Φ12//0.20	Φ12//0.30	Φ12//0.20	(2 Ramos)
		Inferior	4Φ20	4Φ20 + 6Φ25	4Φ20				
V2.2	0.20x0.50	Superior	2Φ12	2Φ12	2Φ12	Φ8//0.30	Φ8//0.30	Φ8//0.30	(2 Ramos)
		Inferior	2Φ12	2Φ12+1Φ12	2Φ12				
V2.3	0.20x0.50	Superior	2Φ12	2Φ12	2Φ12	Φ8//0.30	Φ8//0.30	Φ8//0.30	(2 Ramos)
		Inferior	2Φ12	2Φ12+1Φ12	2Φ12				
V2.4	0.20x0.50	Superior	2Φ12	2Φ12	2Φ12	Φ8//0.30	Φ8//0.30	Φ8//0.30	(2 Ramos)
		Inferior	2Φ12	2Φ12	2Φ12				
V2.5	0.20x0.50	Superior	2Φ12	2Φ12	2Φ12	Φ8//0.30	Φ8//0.30	Φ8//0.30	(2 Ramos)
		Inferior	2Φ12	2Φ12+1Φ12	2Φ12				
V2.6	0.20x0.50	Superior	2Φ12	2Φ12	2Φ12	Φ8//0.30	Φ8//0.30	Φ8//0.30	(2 Ramos)
		Inferior	2Φ12	2Φ12+1Φ12	2Φ12				
V2.7	0.20x0.50	Superior	2Φ12	2Φ12	2Φ12	Φ8//0.30	Φ8//0.30	Φ8//0.30	(2 Ramos)
		Inferior	2Φ12	2Φ12+1Φ12	2Φ12				

2.1.3 Piso Nível +56,00

2.1.3.1 Sistema de eixos

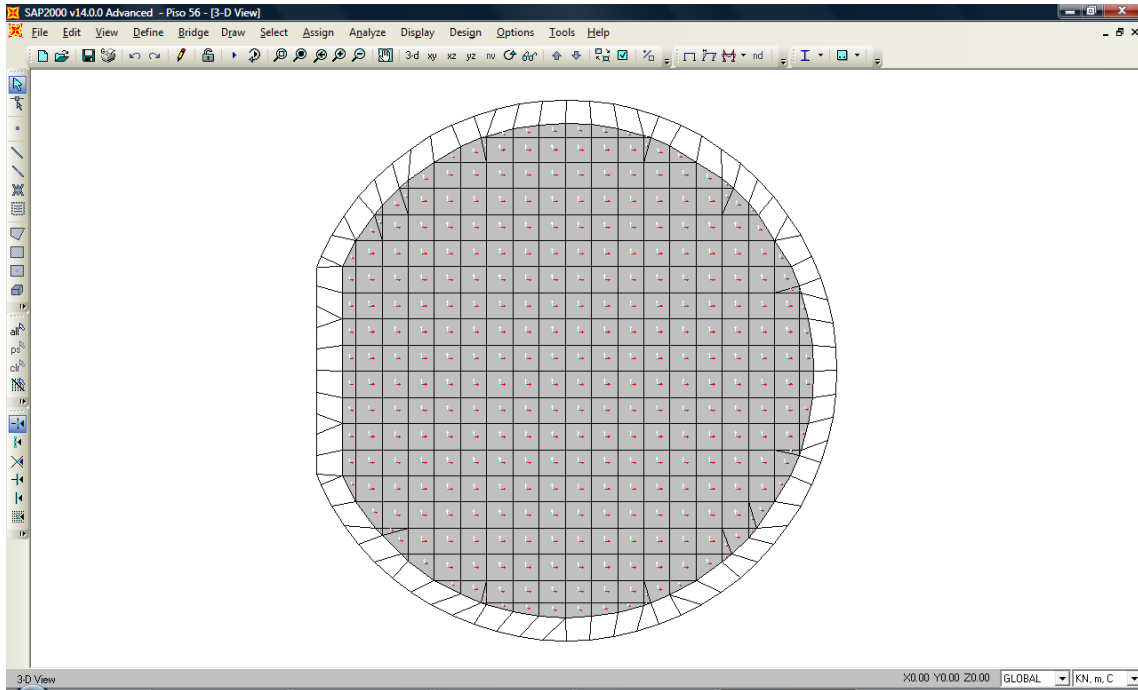


Figura 26 – Piso +56,00 – Sistema de eixos

Onde,

Eixo 1 - Vermelho

Eixo 2 – Branco

Eixo 3 - Azul

2.1.3.2 Acções Actuantes

Sobrecarga (Sob)

$$q_{sd}=2 \text{ kN/m}^2$$

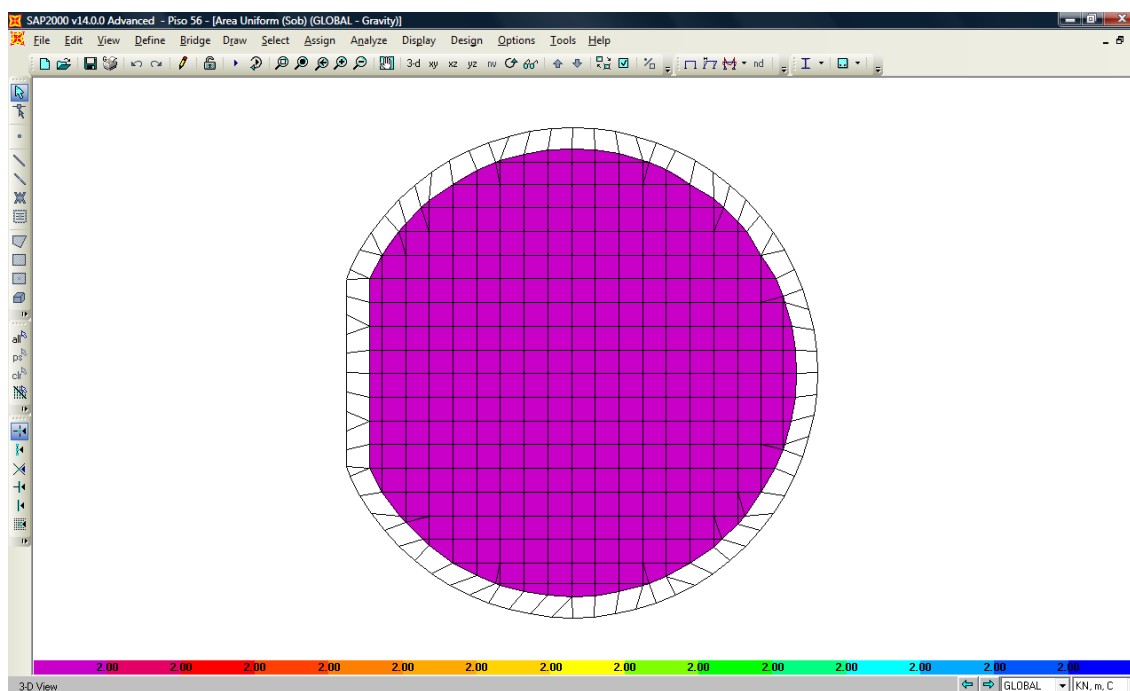


Figura 27 – Piso +56,00 – Sobrecarga

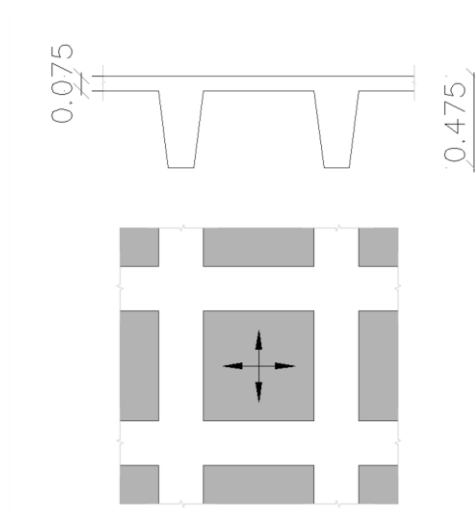
2.1.3.3 Lajes

As lajetas da cobertura têm uma espessura 0,075 m, foram dimensionadas apoiadas na grelha estrutural que constitui o esqueleto da cobertura.

Os esforços calculados não têm significado e conduzem a armaduras mínimas.

2.1.3.3.1 Dimensionamento orgânico

Orientação das armaduras das Lajes



Armadura adoptada

Espessura m	$A_{s\text{Min}}$ cm ² /m	Armaduras
0.075	0.41	#Φ6//0.30

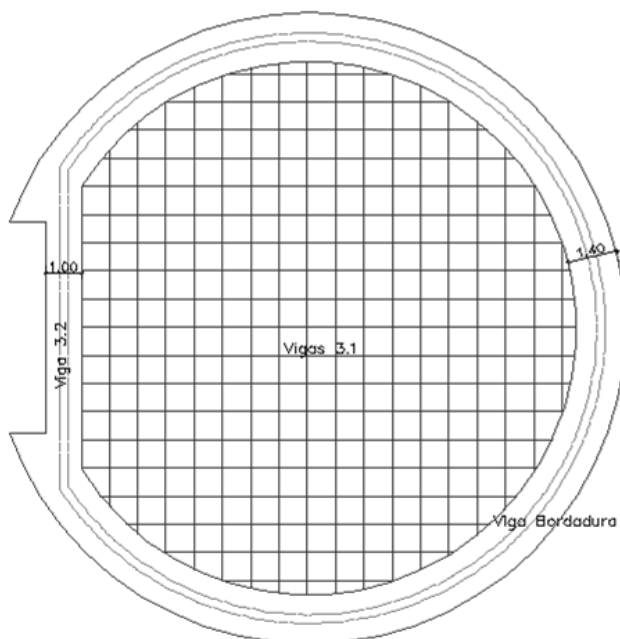
Tabela 13 – Piso +56,00 Lajes – Armaduras

Estado Limite de Deformação

A verificação de segurança em relação ao estado limite de deformação foi verificada.

2.1.3.4 Vigas

2.1.3.4.1 Geometria



Viga	largura (m)	altura (m)
Vigas 3.1	0,18	0,475
Viga Bordadura	1,40	0,475
Viga 3.2	1,00	0,475

Figura 28 – Piso +56,00 Vigas – Geometria

2.1.3.4.2 Dimensionamento das vigas do Piso ao Nível +56,00

Vigas	Esforços de Calculo Envolvente Máxima						Armadura (cm ²)					
	Momento (kNm/m)			Esf. Transverso (kN/m)			Flexão			Esf. Transverso		
	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir
Vigas 3.1	30	98	30	50	20	50	2.08	7.56	2.08	3.72	1.61	3.72
Viga Bordadura	360	360	360	50	50	50	25.57	25.57	25.57	12.52	12.52	12.52
Viga 3.2	530	530	530	100	100	100	39.96	39.96	39.96	8.94	8.94	8.94

Tabela 14 – Piso +56,00 Vigas – Armaduras

Armadura Considerada

Vigas	Secção		Flexão			Esf. Transverso			
			Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	Apoio Esq	Meio vão	Apoio Dir	
Vigas 3.1	0.18x0.475	Superior	6Φ6	6Φ6	6Φ6	Φ8//25	Φ8//30	Φ8//25	(2 Ramos)
		Inferior	2Φ12	2Φ12+2Φ20	2Φ12				
Viga Bordadura	1.40x0.475	Superior	5Φ16	5Φ16	5Φ16	Φ12//15	Φ12//15	Φ12//15	(2 Ramos)
		Inferior	8Φ20	8Φ20	8Φ20				
Viga V3.2	1.00x0.475	Superior	6Φ12	6Φ12	6Φ12	Φ12//25	Φ12//25	Φ12//25	(2 Ramos)
		Inferior	8Φ25	5Φ25	8Φ25				

2.2 DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES

Geometria

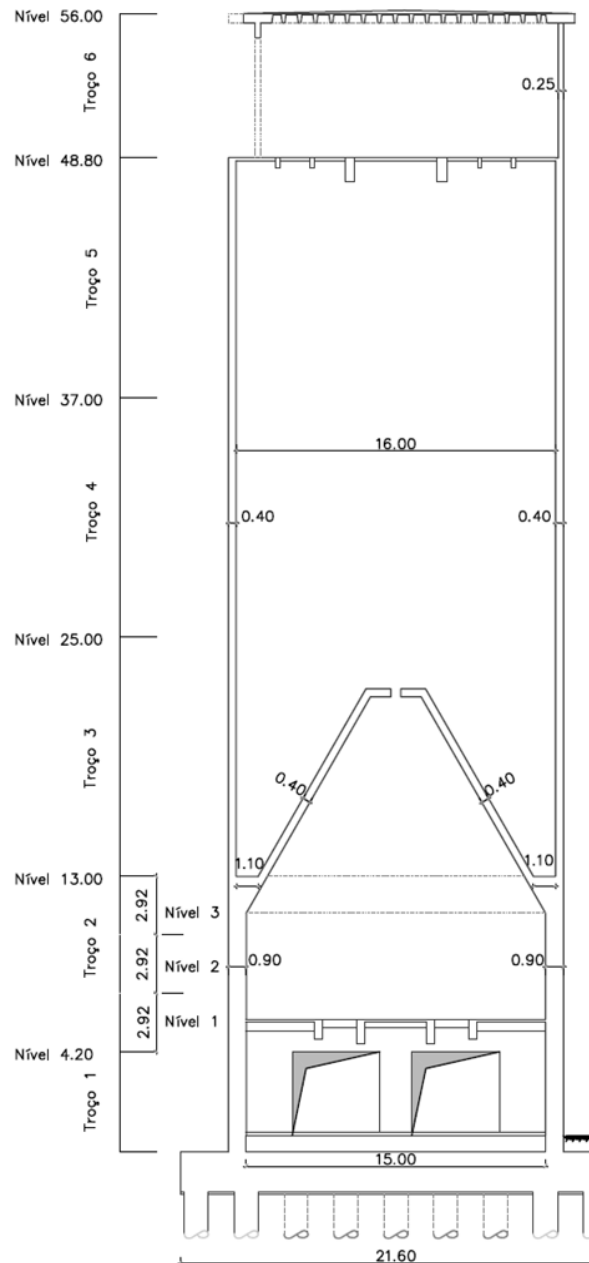


Figura 29 – Secção Transversal Paredes do Silo

2.2.1 Troço 6

O dimensionamento deste troço foi calculado anteriormente no ponto 1.5 – Dimensionamento das paredes do Silo (Pré-Dimensionamento), Níveis 56,00 a 48,80.

Tendo-se concluído, que as armaduras necessárias seriam:

Armadura Principal	6Φ8	Por face
Armadura distribuição	Φ6//20	Por face

2.2.2 Troço 5

a) Geometria - ver figura 29

b) Eixos locais dos elementos Shell's

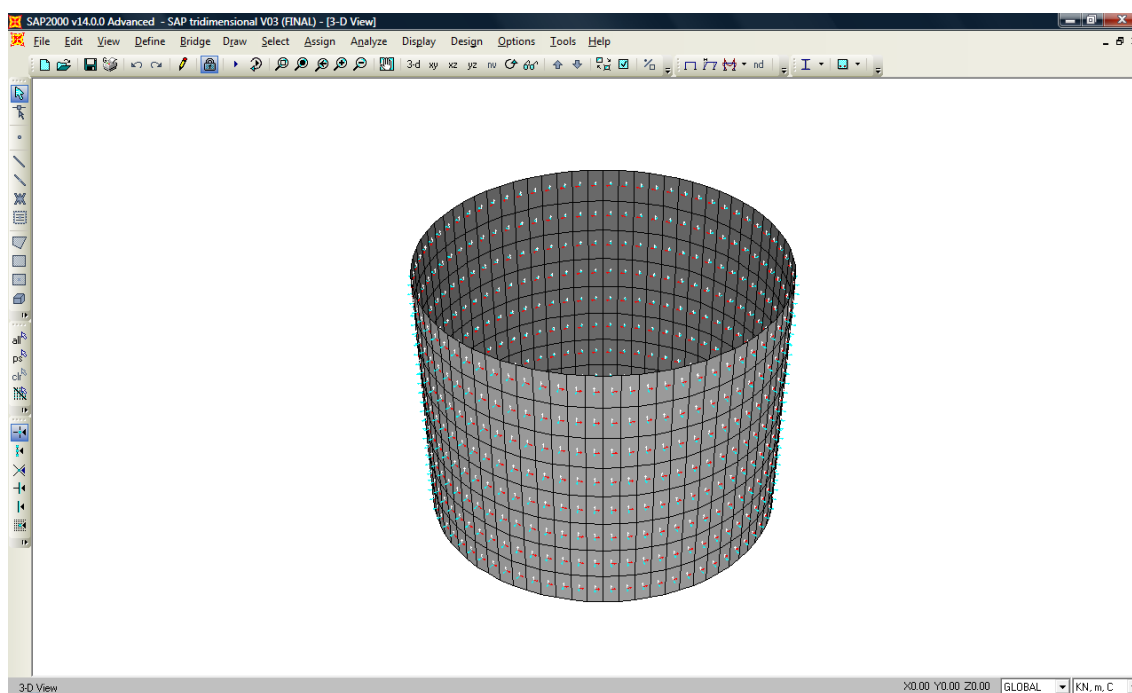


Figura 30 – Troço 5 – Eixos locais

Sendo:

Eixo 1 – Vermelho

Eixo 2 – Branco

Eixo 3 – Azul

c) Esforços de Cálculo para a combinação Envolvente

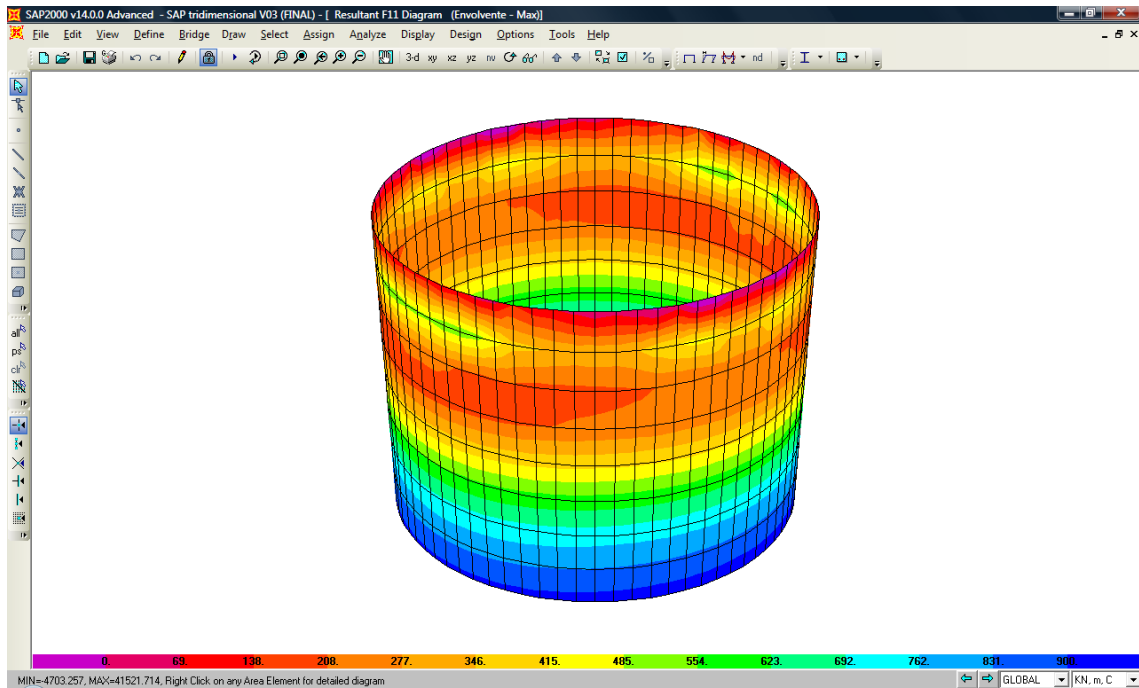


Figura 31 – Troço 5 – Esforços de Cálculo (F11) para a combinação Envolvente – [kN/m]

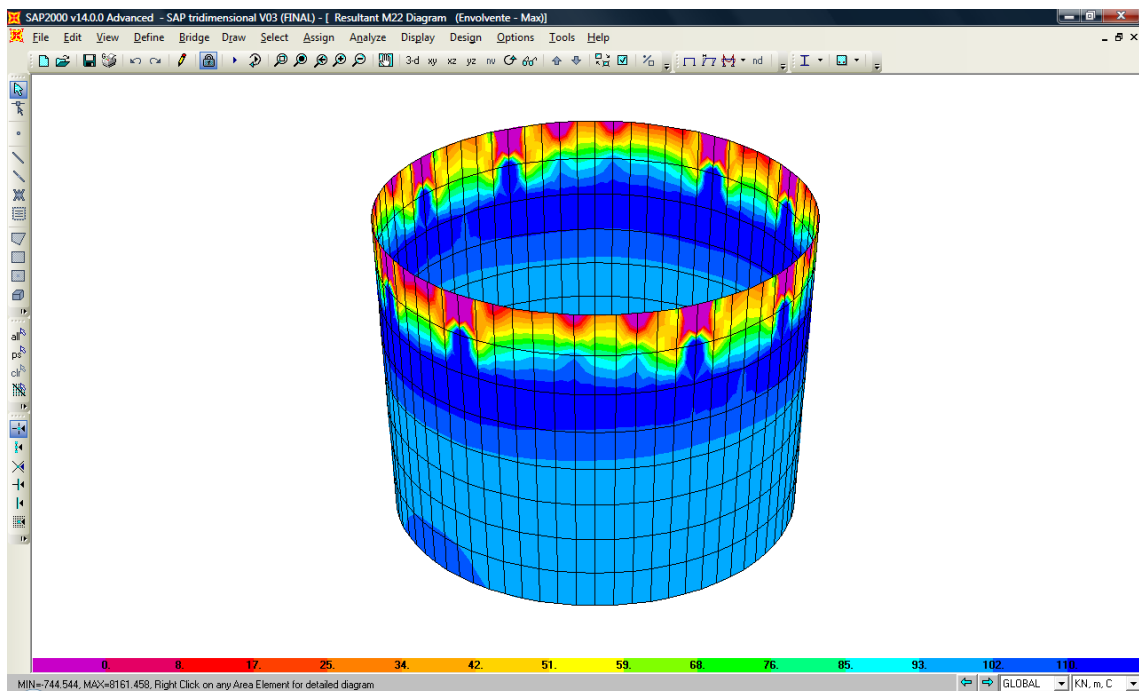


Figura 32 – Troço 5 – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

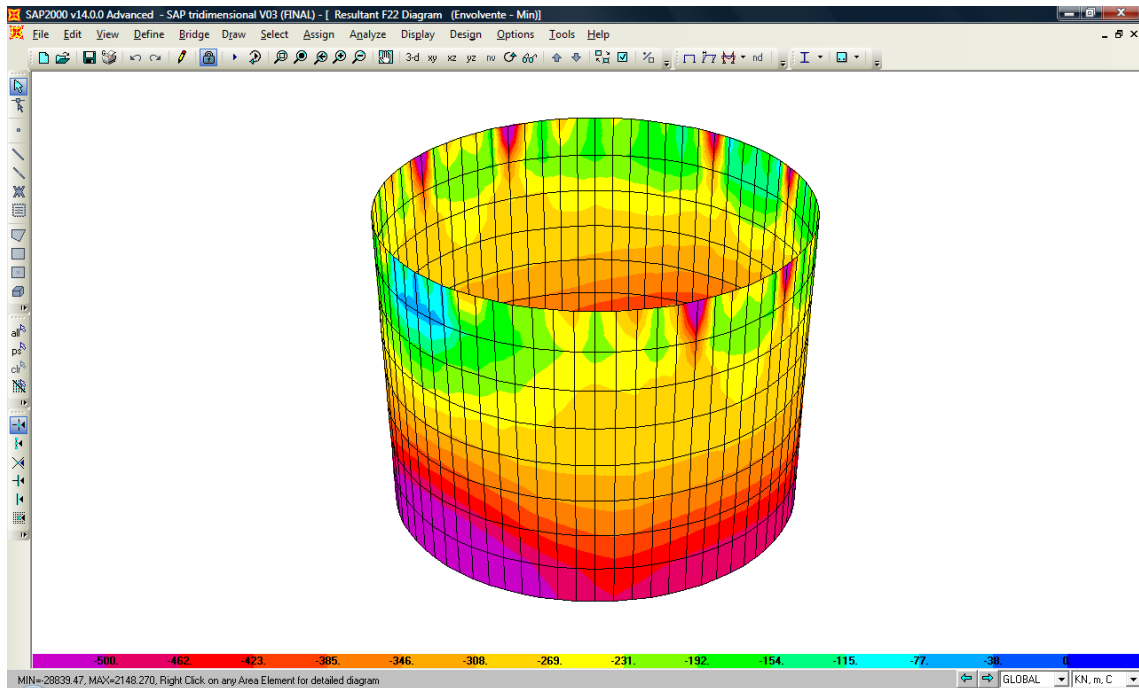


Figura 33 – Troço 5 – Esforços de Cálculo (F22) para a combinação Envolvente – [kN/m]

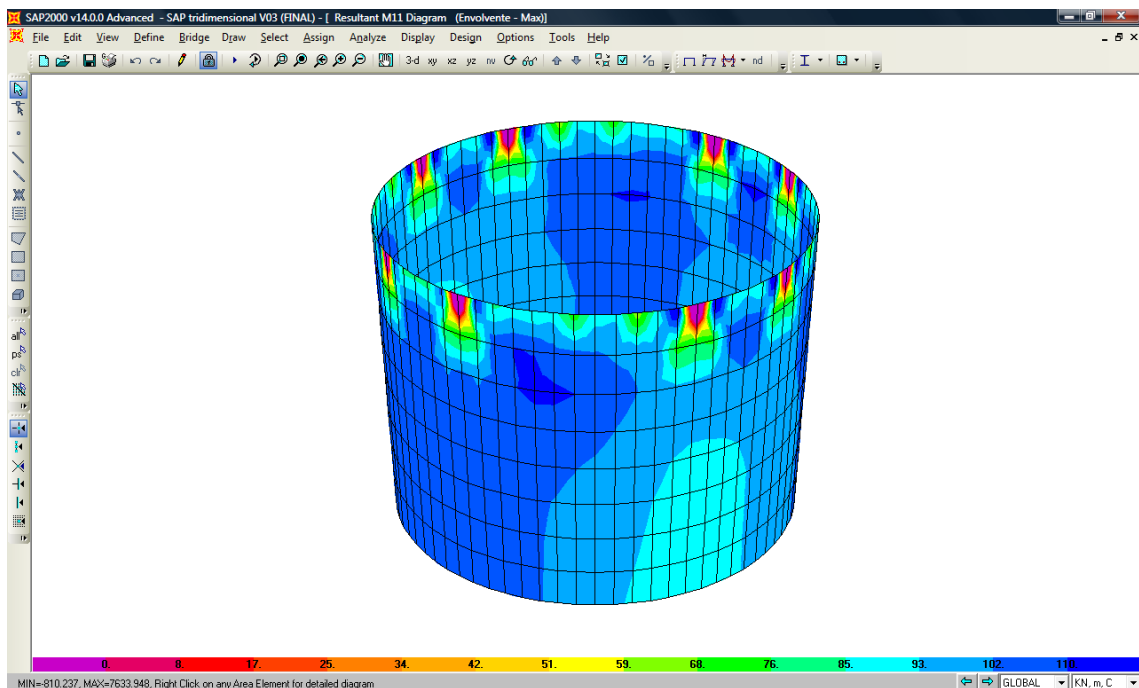


Figura 34 – Troço 5 – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
Envolvente	-567	-741	-125	-487	-61
Envolvente	938	-149	93	98	1
Envolvente	-566	-741	-125	-487	43
Envolvente	581	64	69	-7	72
Envolvente	92	-539	-155	-535	45
Envolvente	-105	-48	164	58	66
Envolvente	-222	-321	-124	-580	48
Envolvente	539	-328	89	220	-50
Envolvente	-62	-288	27	28	-77
Envolvente	186	-128	126	50	77

Tabela 15 – Troço 5 – Esforços de cálculo Máximos para a combinação Envolvente correspondente às combinações de acções consideradas

Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
ELUW	-566	-741	-109	-475	-61
ELUW	938	-419	53	57	1
ELUW	-566	-741	-109	-475	61
ELUT	581	64	69	-7	68
ELUW	288	-535	-155	-535	65
ELUT	-159	-120	164	58	64
ELUW	-104	-282	-124	-580	74
ELUT	539	-484	89	220	-70
ELUSOB	98	-268	93	47	-77
ELUSOB	102	-265	93	47	77

Tabela 16 – Troço 5 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas

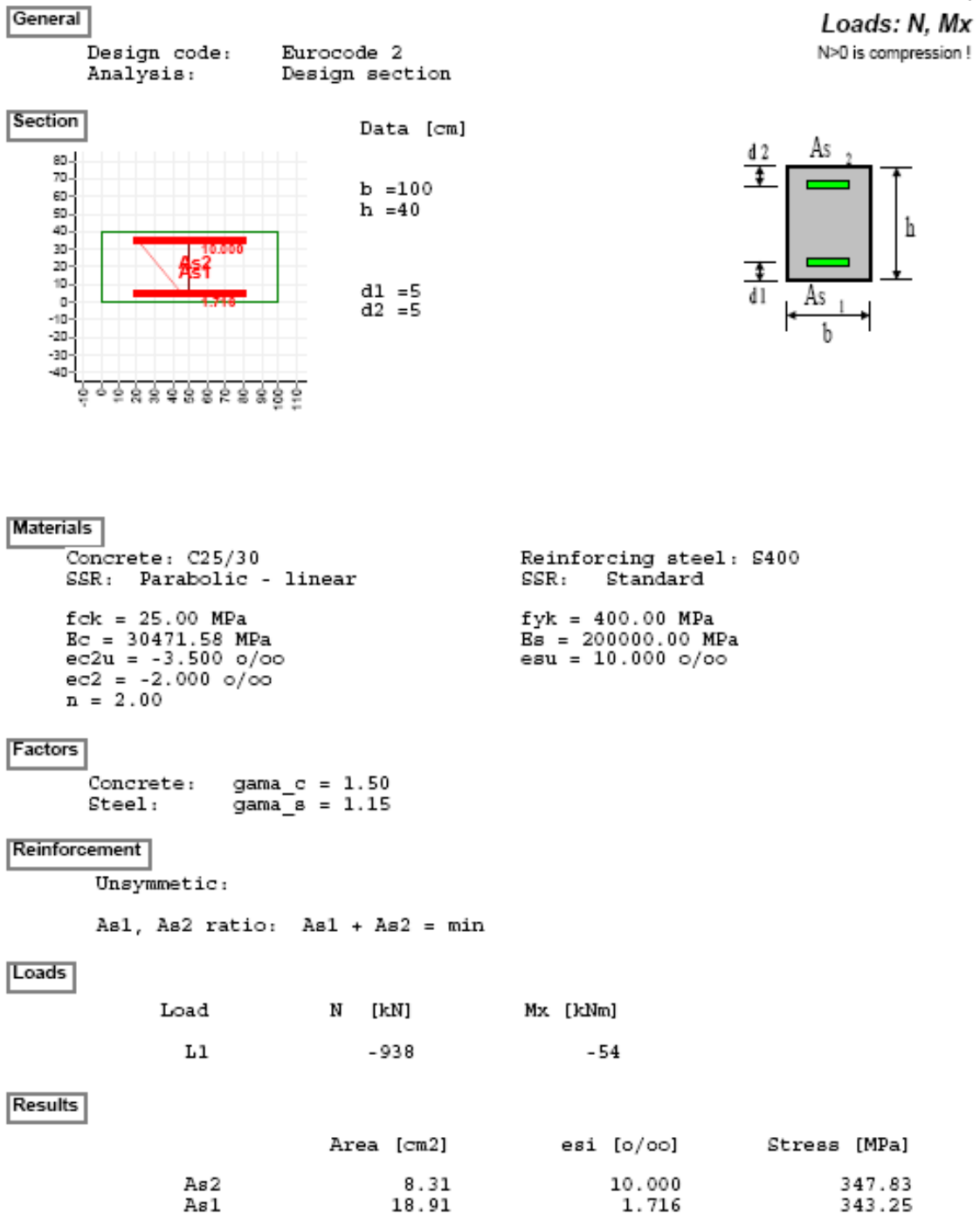
- d) As armaduras foram determinadas a partir do quadro referente aos Esforços de cálculo máximos para as Combinações de acções consideradas, com base nas expressões abaixo indicadas.

Adoptou-se o seguinte critério para a determinação dos esforços de dimensionamento:

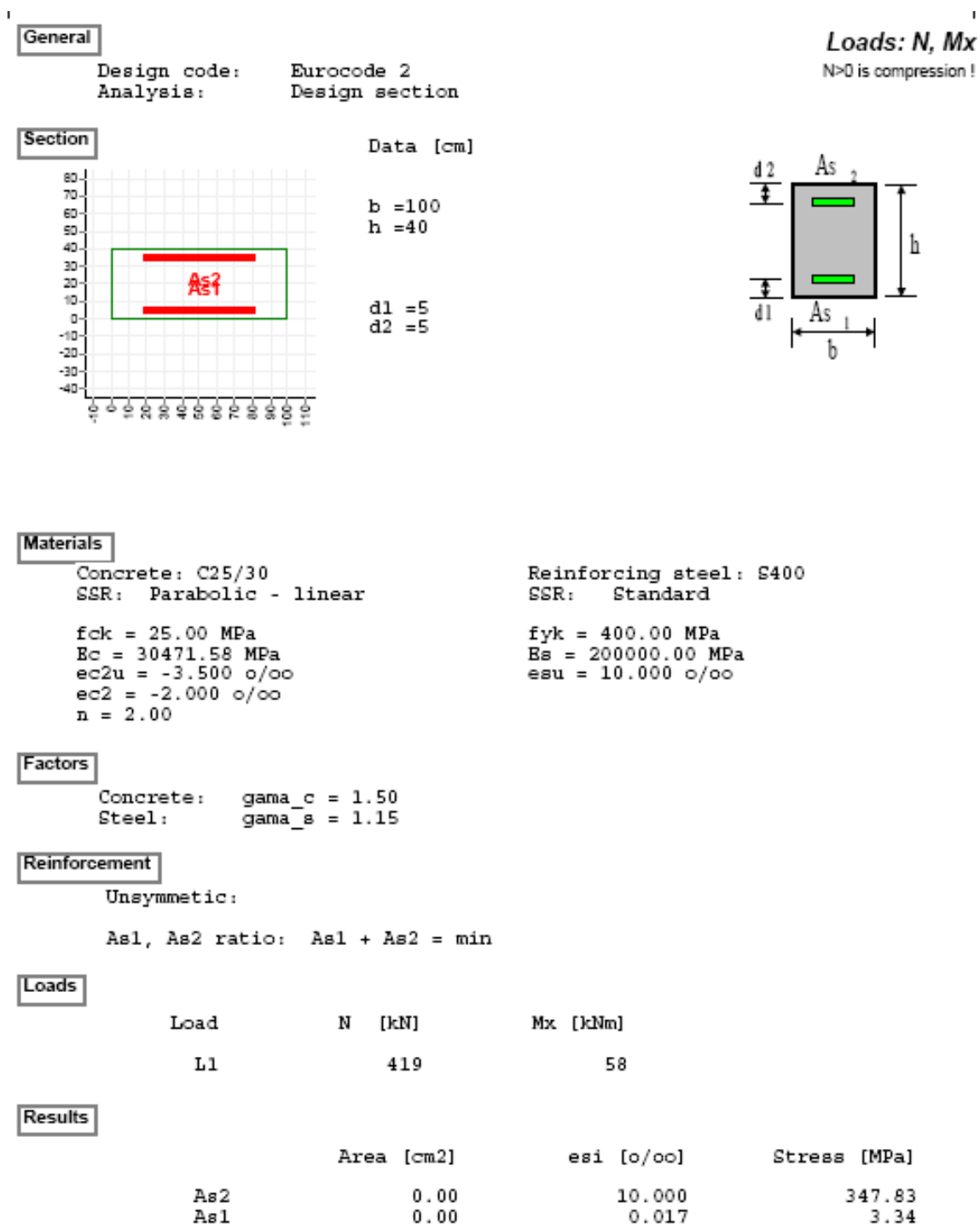
$$\text{Para } m_{11} > 0 \Rightarrow m_{Sd11} = m_{11} + |m_{12}| \quad ; \quad m_{11} < 0 \Rightarrow m_{Sd11} = m_{11} - |m_{12}|$$

$$\text{Para } m_{22} > 0 \Rightarrow m_{Sd22} = m_{22} + |m_{12}| \quad ; \quad m_{22} < 0 \Rightarrow m_{Sd22} = m_{22} - |m_{12}|$$

d.1) Armaduras radiais – determinadas a partir dos esforços de cálculo F11/M11 com base nos elementos a seguir indicados.



d.2) Armaduras verticais – determinada a partir dos esforços de cálculo F22/M22 com base nos elementos a seguir indicados.



Em virtude da secção estar totalmente comprimida a área de armadura considerada corresponde á área de armadura mínima.

e) Quadro resumo do Dimensionamento

➤ Estados Limites Ultimos

	Esp. (m)	F11 (kN/m)	M11 (kNm/m)	A _{s(radial)} (cm ² /m)		F22 (kN/m)	M22 (kNm/m)	A _{s(vertical)} (cm ² /m)	
				interior	exterior			interior	exterior
Troço 5	0.40	938	54	8.27	18.95	-419	58	4.00	4.00

Tabela 17 – Troço 5 – Armaduras Resumo

➤ Estados Limites de Utilização

Fendilhação

O controlo da fendilhação foi feito de acordo com o ponto 8.3 da presente memória, tendo-se obtido uma área de armadura mínima.

$$A_{s(\min) \text{ fend}} = 5.2 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

2.2.3 Troço 4

a) Geometria - ver figura 29

b) Eixos locais dos elementos Shell's

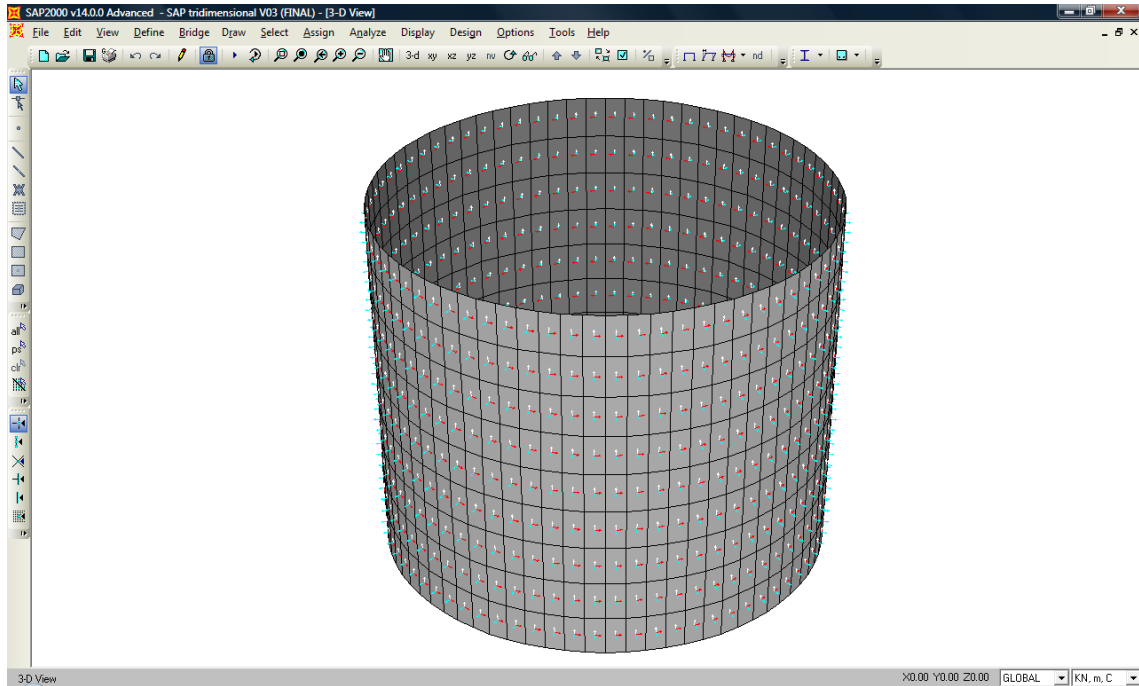


Figura 35 – Troço 4 – Eixos locais

c) Esforços de Cálculo para a combinação Envolvente

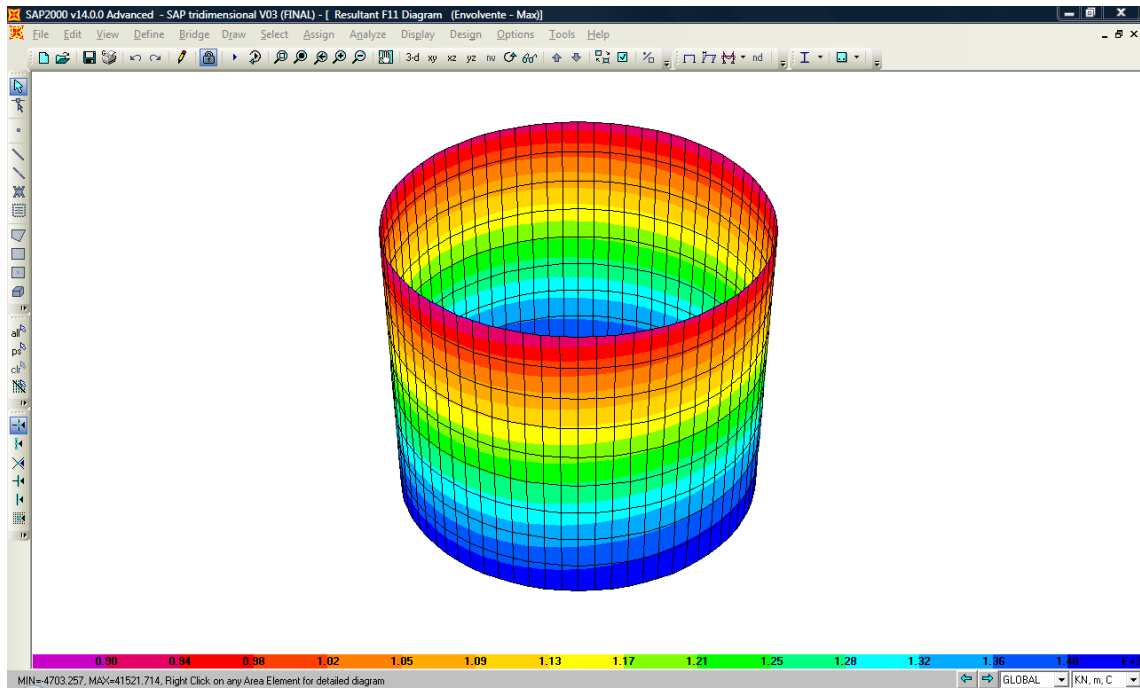


Figura 36 – Troço 4 – Esforços de Cálculo (F11) para a combinação Envolvente – [kN/m]

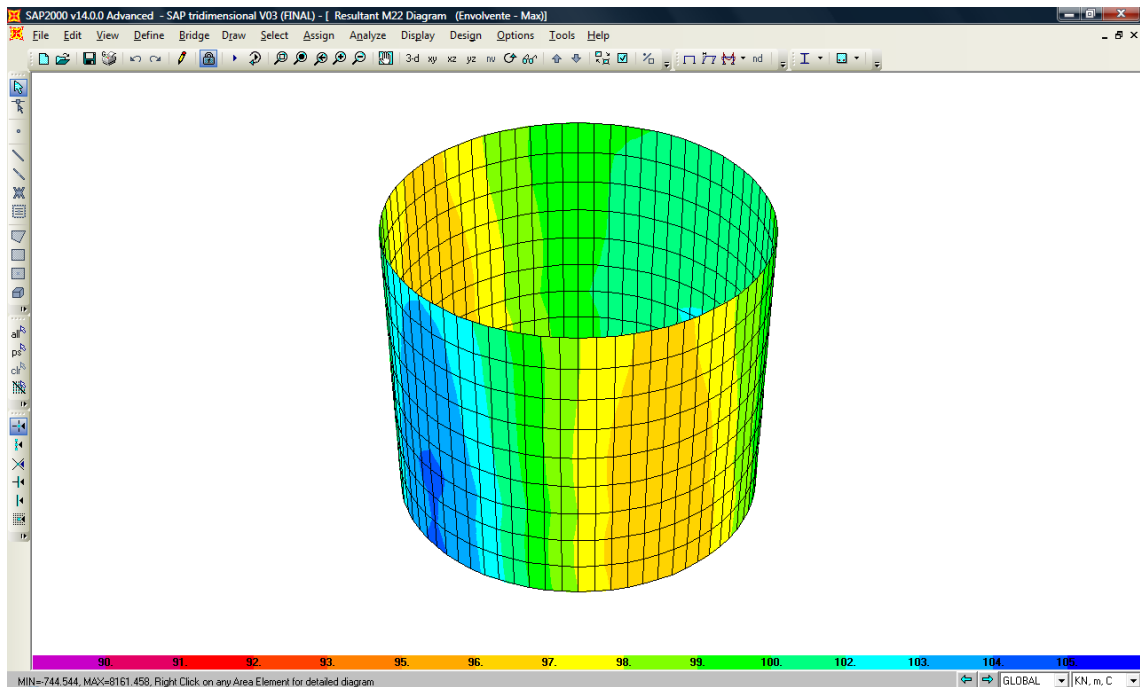


Figura 37 – Troço 4 – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

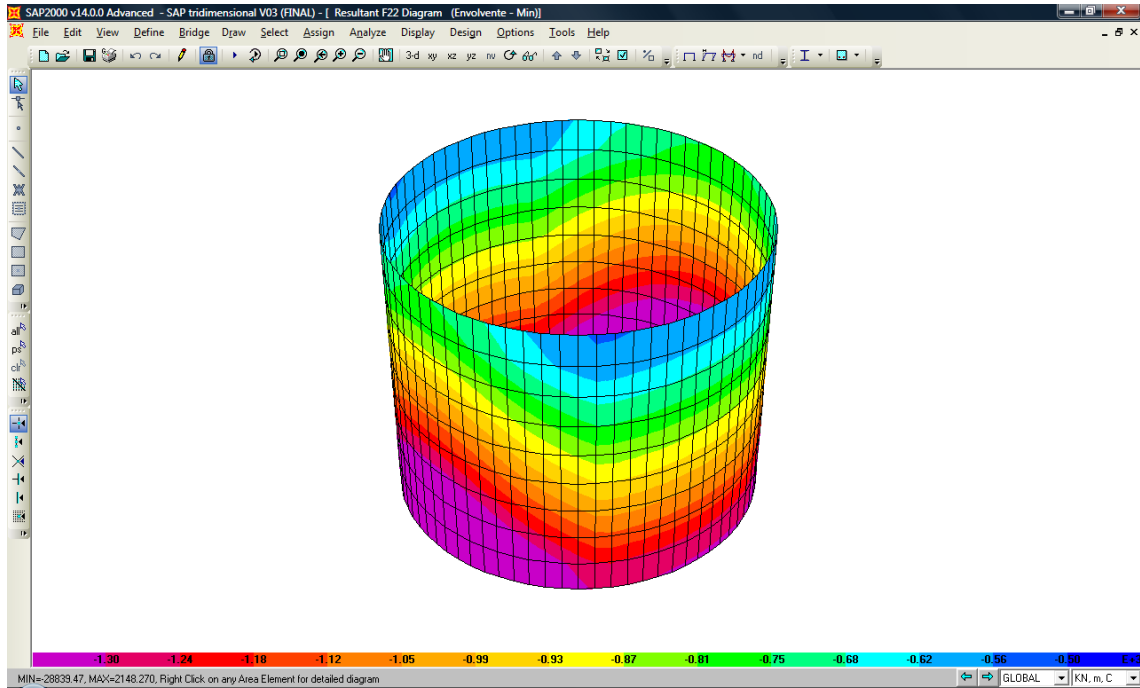


Figura 38 – Troço 4 – Esforços de Cálculo (F22) para a combinação Envolvente – [kN/m]

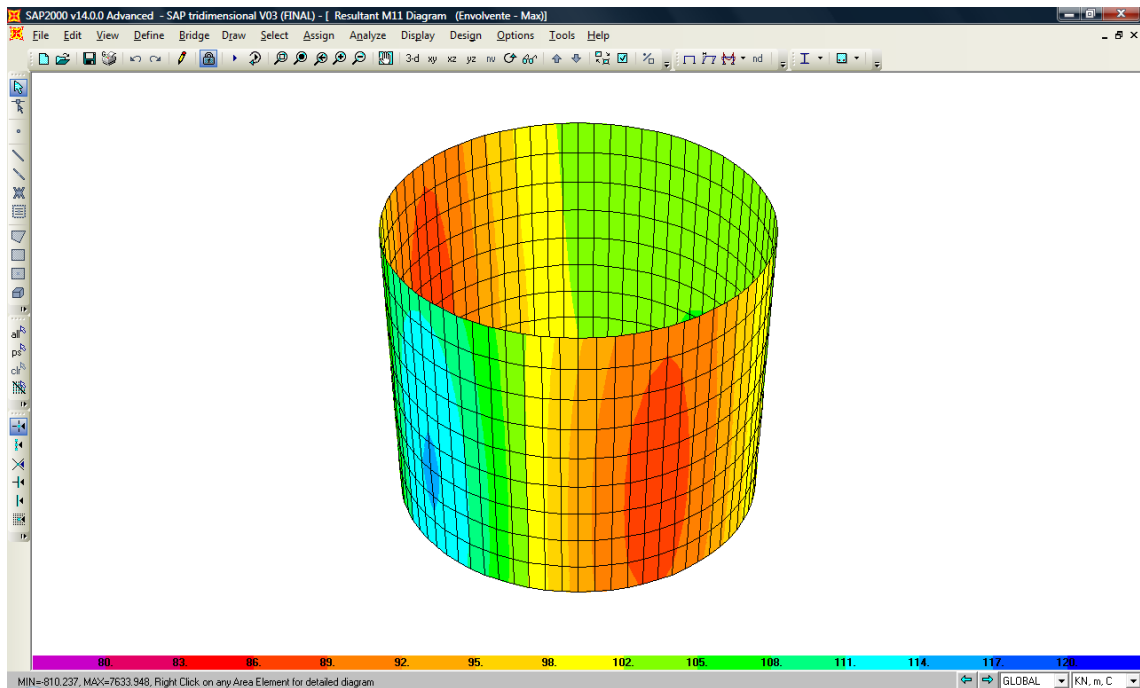


Figura 39 – Troço 4 – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

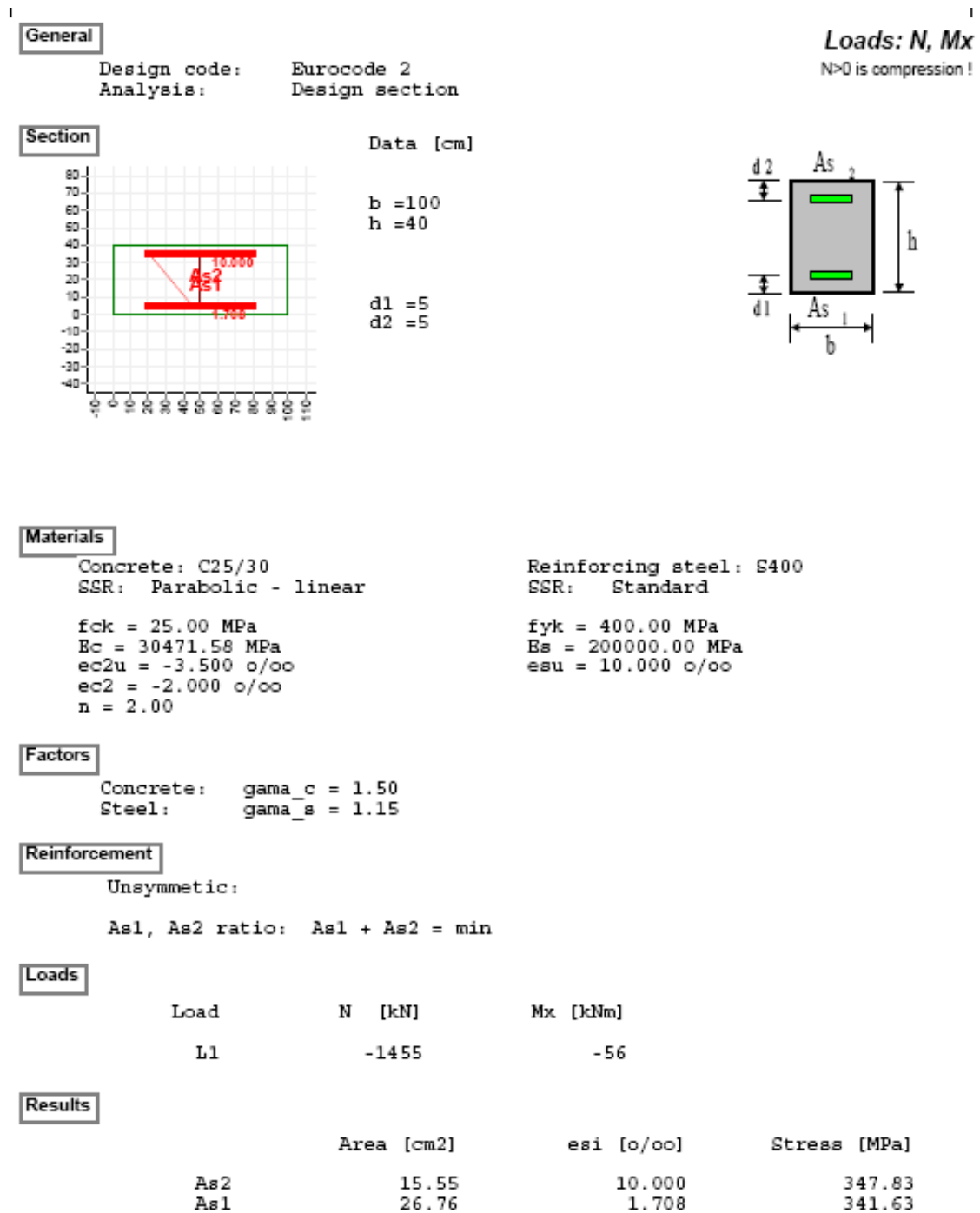
Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
Envolvente	435	-583	-3	-1	-1
Envolvente	1455	-199	95	97	0
Envolvente	703	-1670	3	0	0
Envolvente	1014	-148	91	97	1
Envolvente	681	-1102	-4	-2	0
Envolvente	1279	-333	114	104	0
Envolvente	727	-1311	-4	-3	0
Envolvente	1279	-333	114	104	0
Envolvente	443	-625	1	0	-2
Envolvente	901	-220	102	100	2

Tabela 18 – Troço 4 – Esforços de cálculo Máximos para a combinação Envolvente correspondente às combinações de acções consideradas

Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
ELUET1y	435	-583	-3	-1	0
ELUW	1455	-1202	55	58	-1
ELUW	1379	-1670	64	62	0
ELUET1y	575	-148	-3	-1	0
ELUET1x	698	-834	-4	-2	0
ELUT	1279	-1359	114	104	0
ELUET1x	742	-986	-4	-3	0
ELUT	1279	-1359	114	104	0
ELUW	901	-625	62	60	-2
ELUW	901	-625	62	60	2

Tabela 19 – Troço 4 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas

- d) As armaduras foram determinadas a partir do quadro referente aos Esforços de cálculo máximos para as Combinações de acções consideradas, e com base nas expressões anteriormente indicadas.

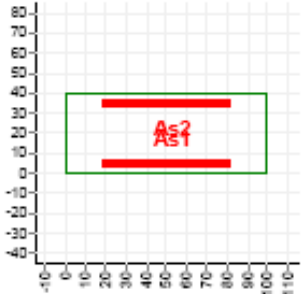
d.1) Armaduras radiais – determinadas com base nos esforços de cálculo F11/M11.


d.2) Armaduras verticais – determinada a partir dos esforços de cálculo F22/M22 com base nos elementos a seguir indicados.

General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Section

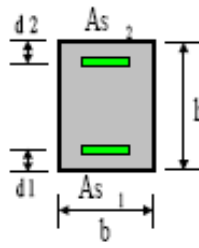


Data [cm]

b = 100
h = 40

d1 = 5
d2 = 5

Loads: N, Mx
N>0 is compression !



Materials

Concrete: C25/30 SSR: Parabolic - linear fck = 25.00 MPa Ec = 30471.58 MPa ec2u = -3.500 o/oo ec2 = -2.000 o/oo n = 2.00	Reinforcing steel: S400 SSR: Standard fyk = 400.00 MPa Es = 200000.00 MPa esu = 10.000 o/oo
--	---

Factors

Concrete: gama_c = 1.50
 Steel: gama_s = 1.15

Reinforcement

Unsymmetric:
 As1, As2 ratio: As1 + As2 = min

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	1202	59

Results

	Area [cm2]	esi [o/oo]	Stress [MPa]
As2	0.00	-1.036	-207.29
As1	0.00	-2.371	-347.83

Tal como no troço anterior, em virtude da secção estar totalmente comprimida a área de armadura considerada corresponde à área de armadura mínima.

e) Quadro resumo do Dimensionamento**➤ Estados Limites Ultimos**

	Esp. (m)	F11 (kN/m)	M11 (kNm/m)	A _{s(radial)} (cm ² /m)		F22 (kN/m)	M22 (kNm/m)	A _{s(vertical)} (cm ² /m)	
				interior	exterior			interior	exterior
Troço 4	0.40	1455	56	15.62	26.70	-1202	59	4.00	4.00

Tabela 20 – Troço 4 – Armaduras Resumo

➤ Estados Limites de Utilização**Fendilhação**

O controlo da fendilhação foi feito de acordo com o ponto 8.3 da presente memória, tendo-se obtido uma área de armadura mínima.

$$A_{s(\min) \text{ fend}} = 5.2\text{cm}^2 / \text{face}$$

2.2.4 Troço 3

a) Geometria - ver figura 29

b) Eixos locais dos elementos Shell's

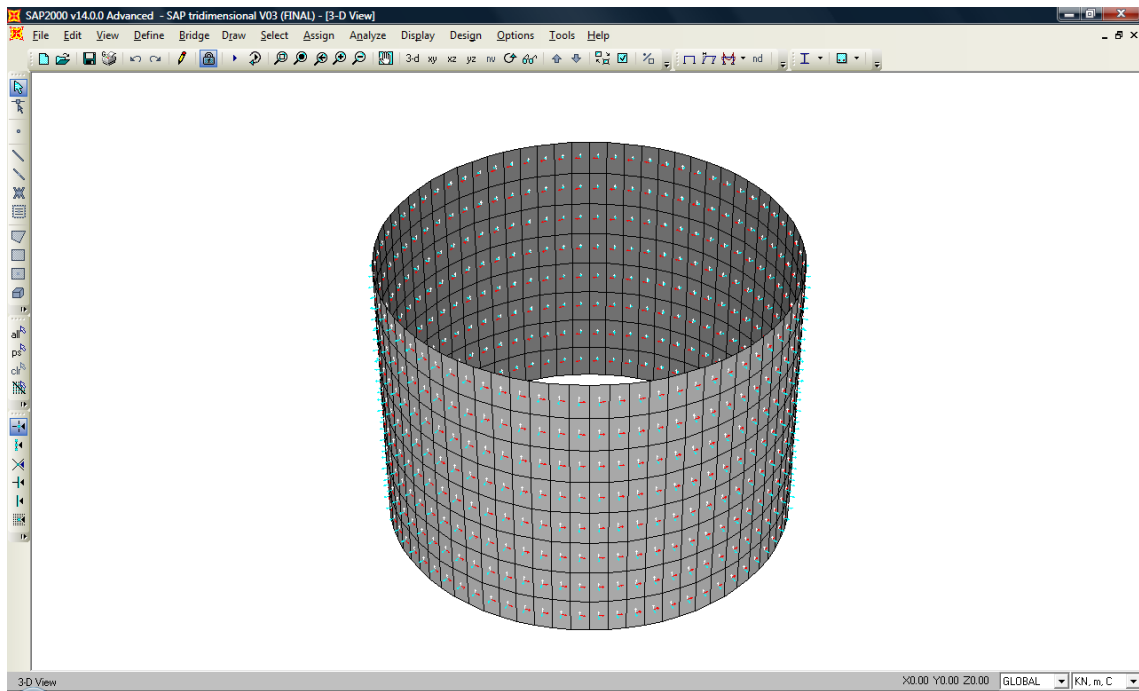


Figura 40 – Troço 3 – Eixos locais

c) Esforços de Cálculo para a combinação Envolvente

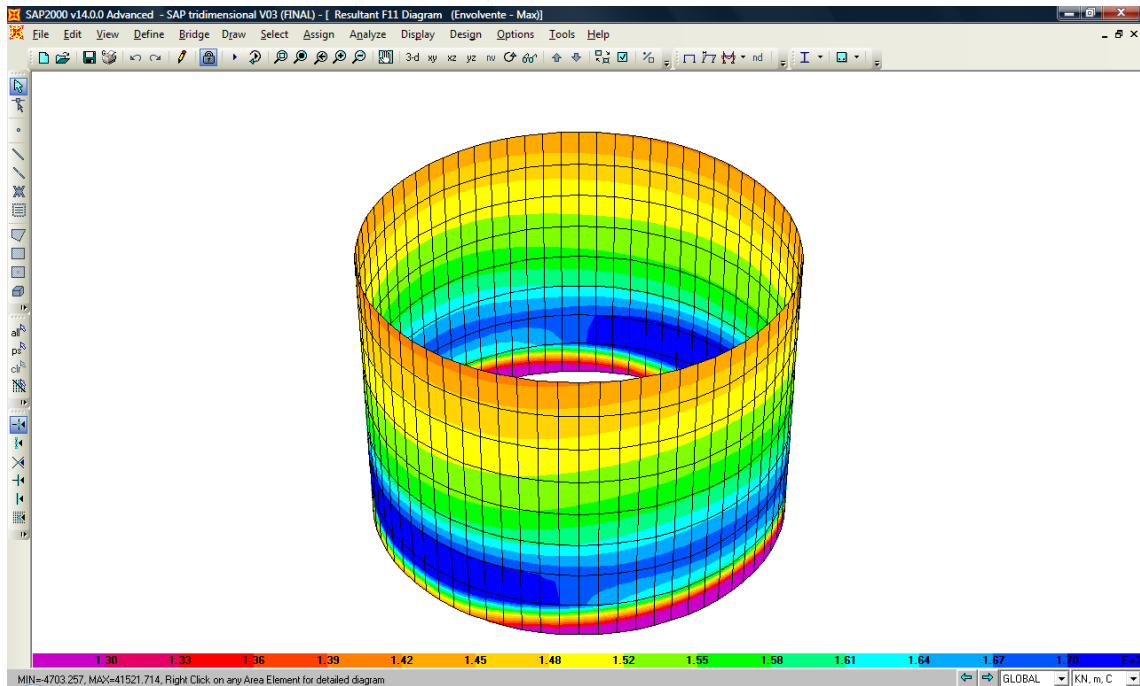


Figura 41 – Troço 3 – Esforços de Cálculo (F11) para a combinação Envolvente – [kN/m]

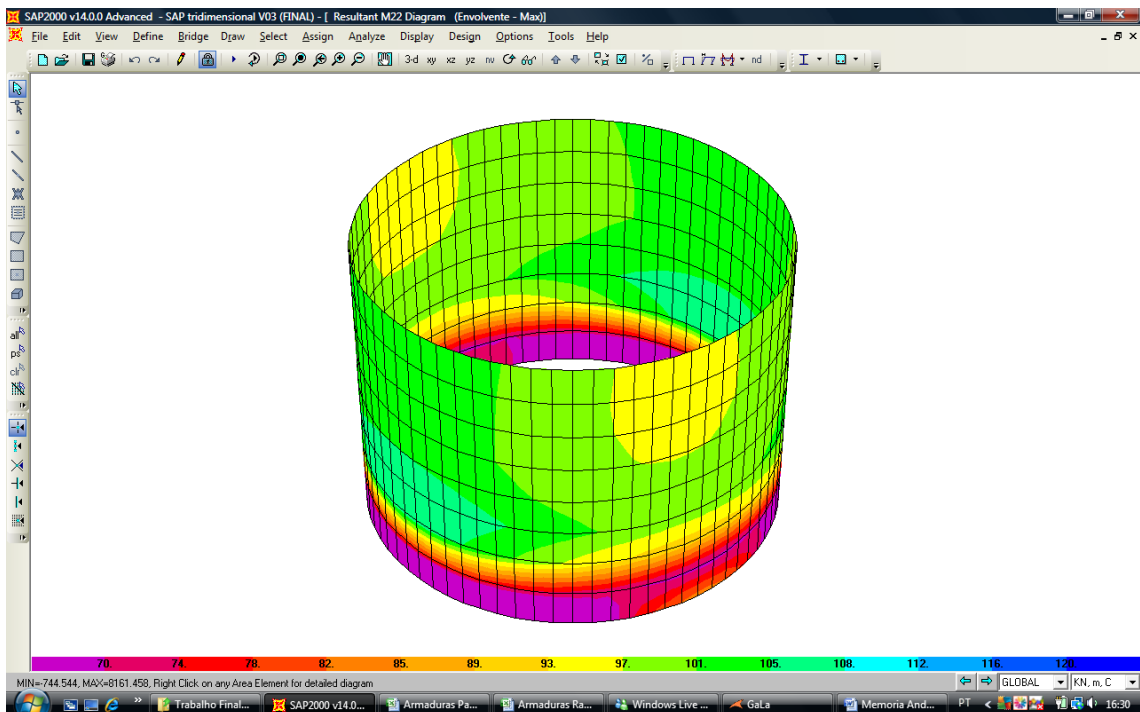


Figura 42 – Troço 3 – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

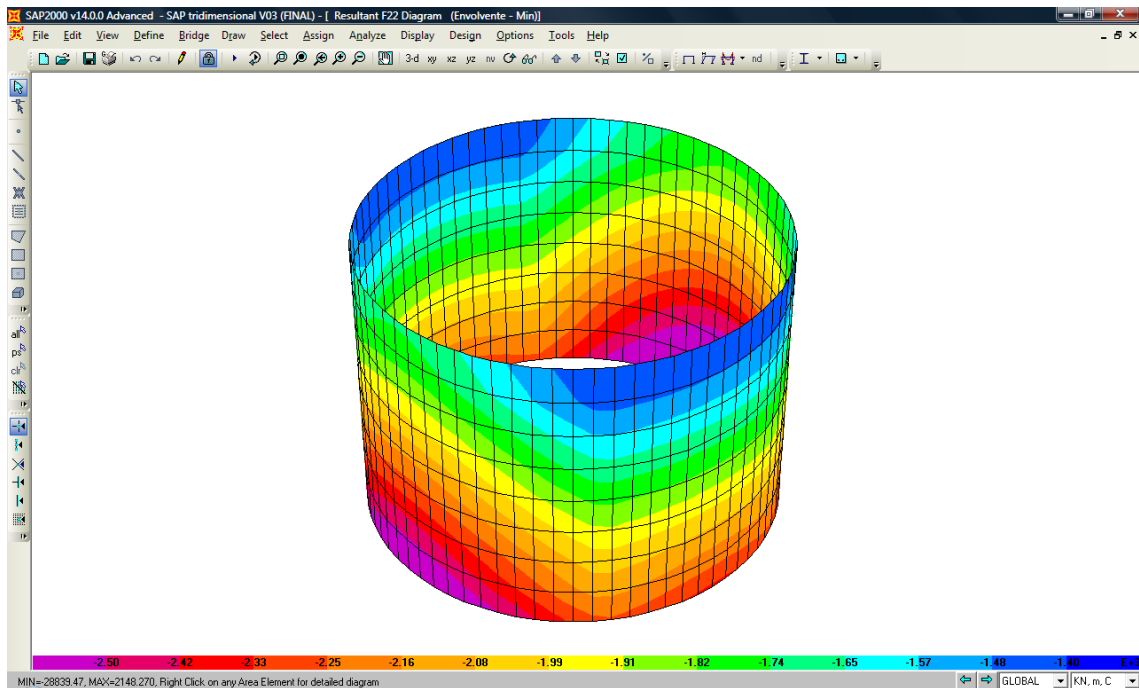


Figura 43 – Troço 3 – Esforços de Cálculo (F22) para a combinação Envolvente – [kN/m]

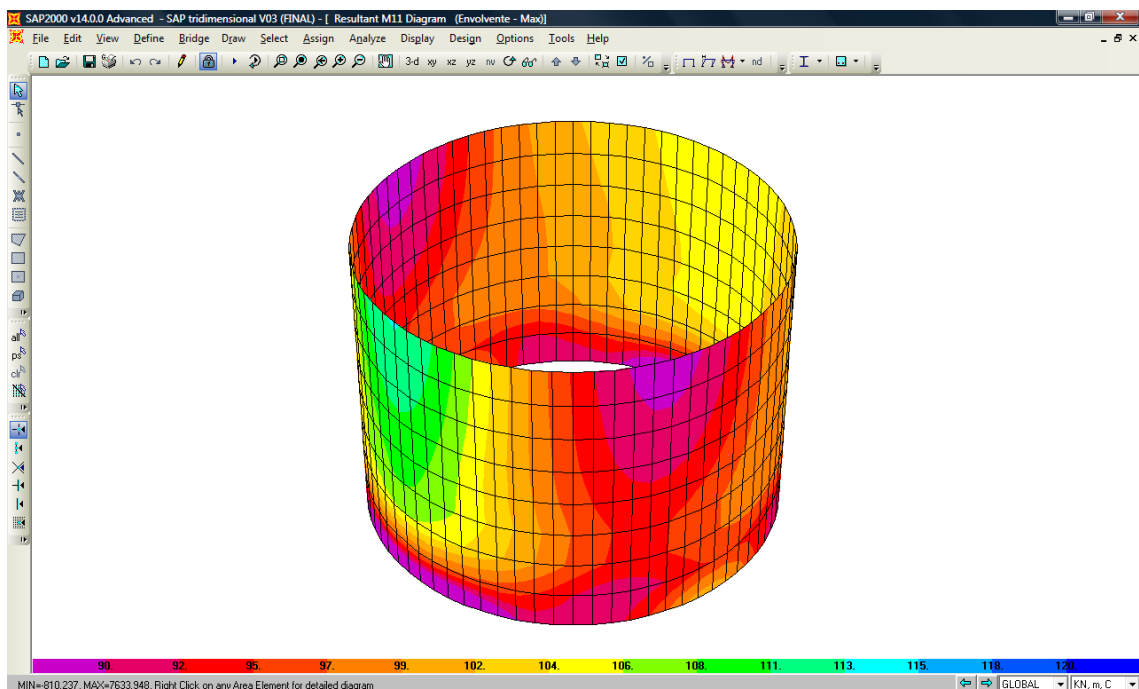


Figura 44 – Troço 3 – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
Envolvente	476	-2340	-29	-39	-2
Envolvente	1868	-534	95	77	0
Envolvente	690	-2812	-41	-73	-2
Envolvente	1604	-156	95	69	2
Envolvente	568	-2271	-41	-42	-1
Envolvente	1407	-394	113	104	0
Envolvente	702	-2781	-40	-74	-2
Envolvente	1560	-496	109	109	0
Envolvente	802	-2433	-7	-17	-8
Envolvente	1762	-511	98	76	8

Tabela 21 – Troço 3 – Esforços de cálculo Máximos para a combinação Envolvente correspondente às combinações de acções consideradas

Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
ELUET1y	476	-2342	-10	-38	-1
ELUT	1868	-2571	95	76	-1
ELUW	1388	-2812	44	-16	0
ELUET1y	937	-156	1	-7	0
ELUET1x	564	-1964	-40	-40	-1
ELUT	1407	-1716	113	104	0
ELUET1x	686	-2658	-25	-72	0
ELUT	1561	-2348	109	108	0
ELUW	1717	-2351	55	35	-8
ELUW	1711	-2385	58	37	8

Tabela 22 – Troço 3 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas

- d) As armaduras foram determinadas a partir do quadro referente aos Esforços de cálculo máximos para as Combinações de acções consideradas e com base nas expressões anteriormente indicadas.

d.1) Armaduras radiais – determinadas a partir dos esforços de cálculo F11/M11.

General

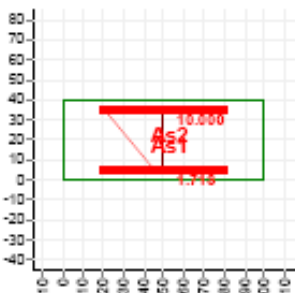
Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Section

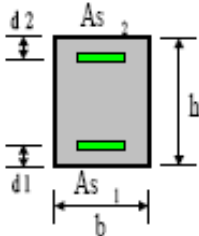
Data [cm]

b = 100
 h = 40

d1 = 5
 d2 = 5



Loads: N, Mx
 N>0 is compression !



Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

fck = 25.00 MPa
 Ec = 30471.58 MPa
 ec2u = -3.500 o/oo
 ec2 = -2.000 o/oo
 n = 2.00

Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

fyk = 400.00 MPa
 Es = 200000.00 MPa
 esu = 10.000 o/oo

Factors

Concrete: gama_c = 1.50
 Steel: gama_s = 1.15

Reinforcement

Unsymmetric:

As1, As2 ratio: As1 + As2 = min

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	-1868	-95

Results

	Area [cm ²]	esi [o/oo]	Stress [MPa]
As2	17.75	10.000	347.83
As1	36.49	1.713	342.70

d.2) Armaduras verticais – determinada a partir dos esforços de cálculo F22/M22.

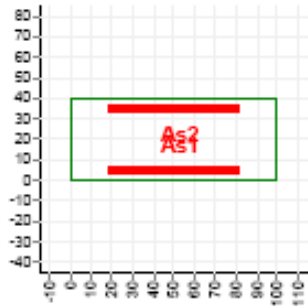
General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Loads: N, Mx

N>0 is compression !

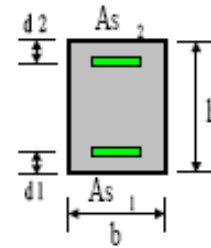
Section



Data [cm]

b =100
 h =40

d1 =5
 d2 =5



Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

fck = 25.00 MPa
 Ec = 30471.58 MPa
 ec2u = -3.500 o/oo
 ec2 = -2.000 o/oo
 n = 2.00

fyk = 400.00 MPa
 Es = 200000.00 MPa
 esu = 10.000 o/oo

Factors

Concrete: gama_c = 1.50
 Steel: gama_s = 1.15

Reinforcement

Unsymmetric:

As1, As2 ratio: As1 + As2 = min

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	2571	77

Results

	Area [cm2]	esi [o/oo]	Stress [MPa]
As2	0.00	-0.899	-179.86
As1	0.00	-2.423	-347.83

e) Quadro resumo do Dimensionamento**➤ Estados Limites Ultimos**

	Esp. (m)	F11 (kN/m)	M11 (kNm/m)	A _{s(radial)} (cm ² /m)		F22 (kN/m)	M22 (kNm/m)	A _{s(vertical)} (cm ² /m)	
				interior	exterior			interior	exterior
Troço 3	0.40	1868	96	17.75	36.49	-2571	77	4.00	4.00

Tabela 23 – Troço 3 – Armaduras Resumo

➤ Estados Limites de Utilização**Fendilhação**

O controlo da fendilhação foi feito como indicado nos pontos anteriores.

$$A_{s(\min) \text{ fend}} = 5.2\text{cm}^2 / \text{face}$$

2.2.5 Troço 2

f) **Geometria** - ver figura 29

g) **Eixos locais dos elementos Shell's e Níveis**

Entre os níveis +13,00 e o +4,20.

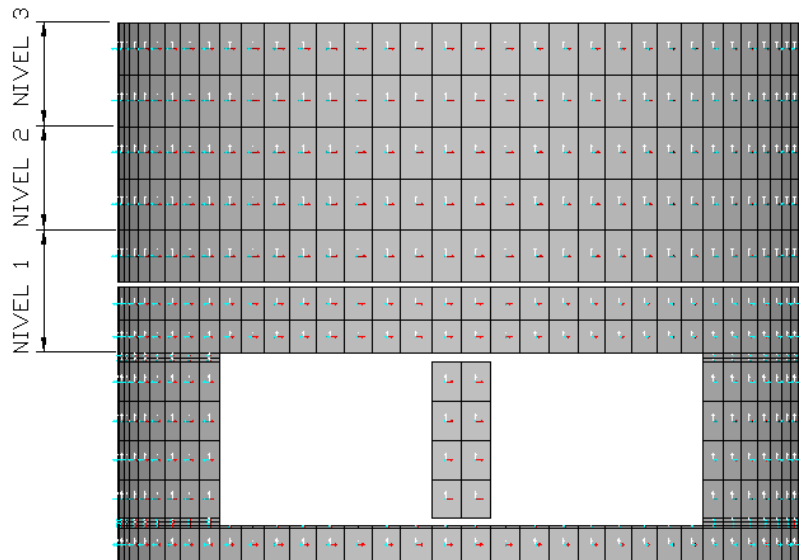


Figura 45 – Troço 2 – Eixos locais e Níveis

c) Esforços de Cálculo para a combinação Envolvente

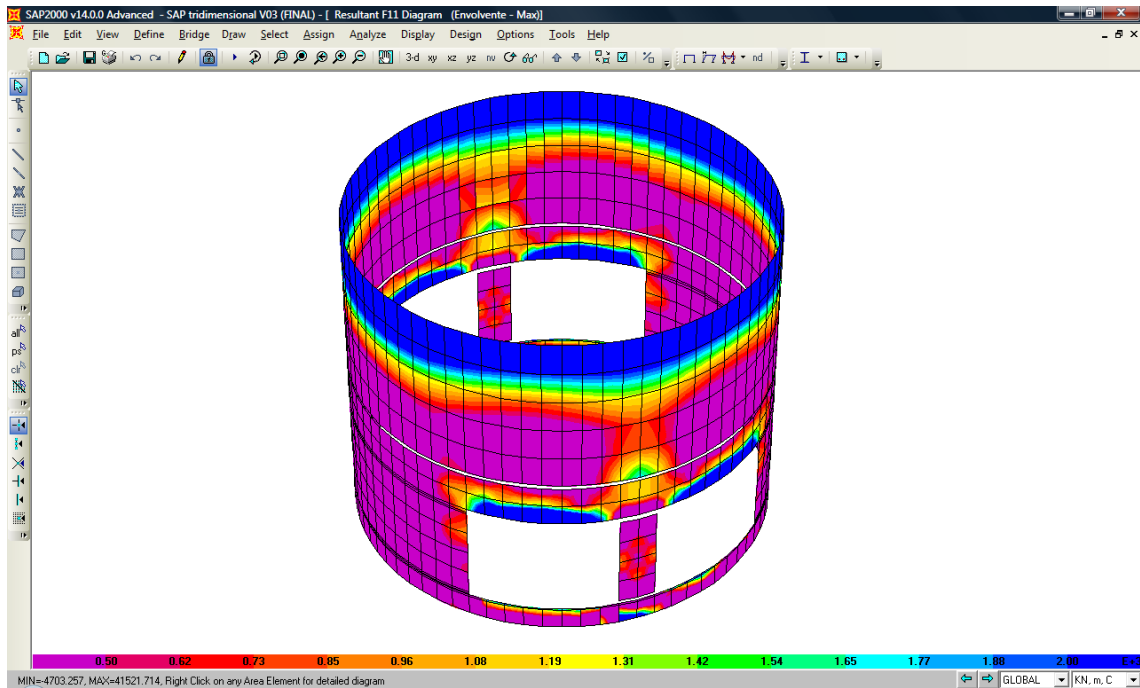


Figura 46 – Troço 2 – Esforços de Cálculo (F11) para a combinação Envolvente – [kN/m]

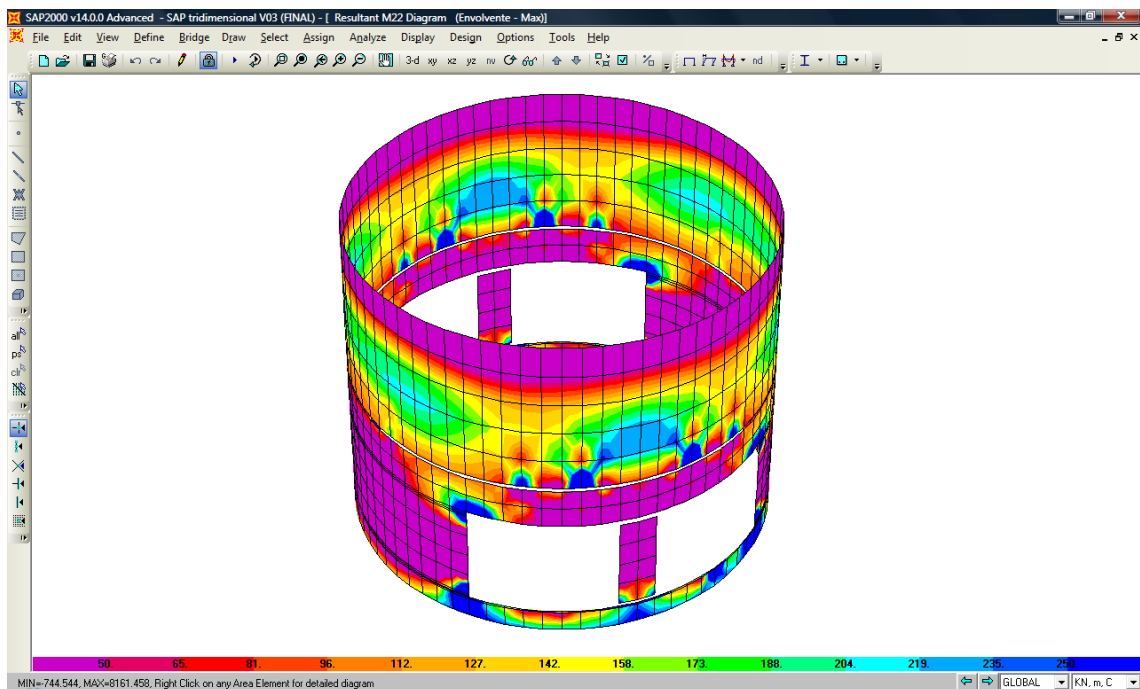


Figura 47 – Troço 2 – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

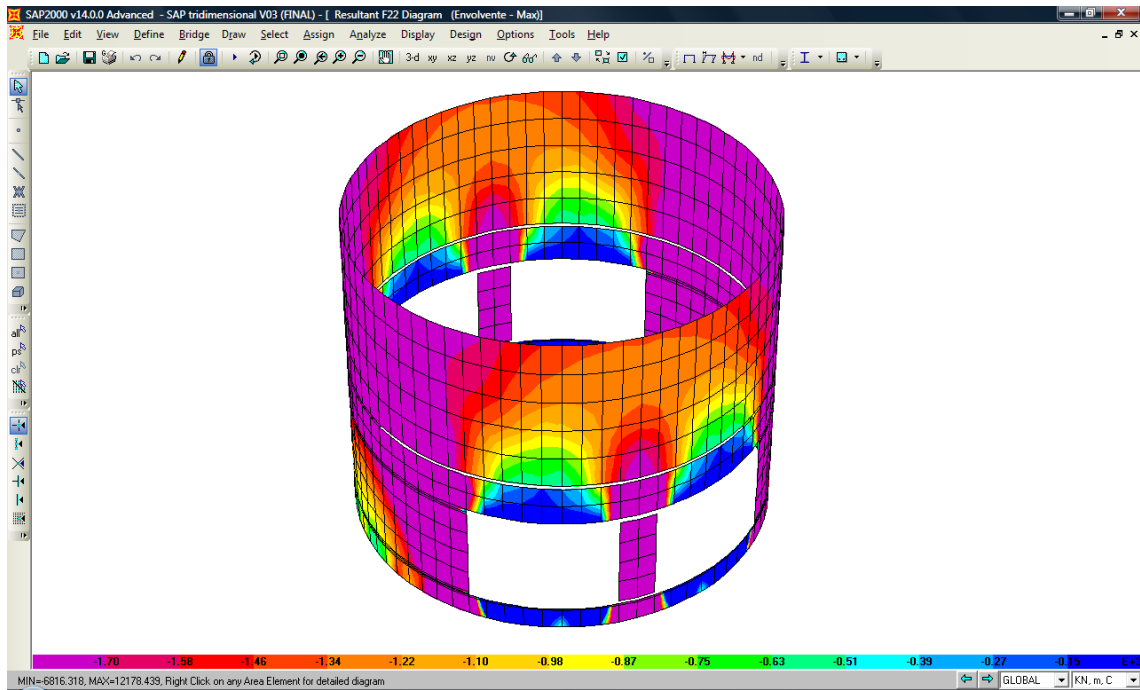


Figura 48 – Troço 2 – Esforços de Cálculo (F22) para a combinação Envolvente – [kN/m]

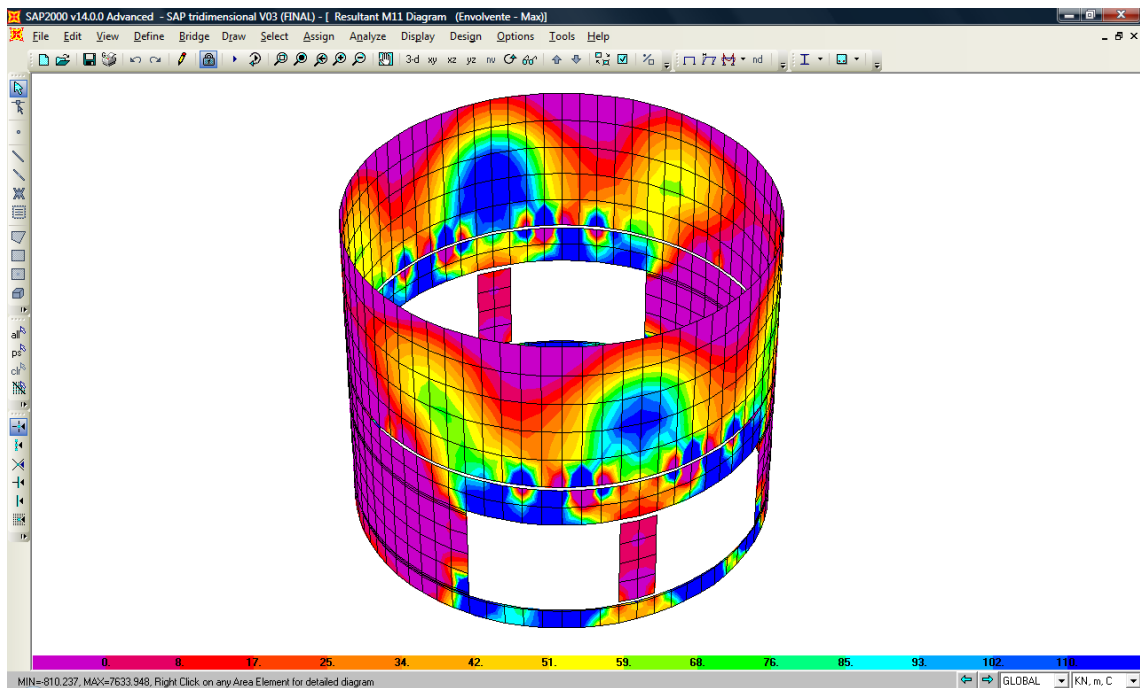


Figura 49 – Troço 2 – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
Envolvente	-5344	-14270	-190	-134	16
Envolvente	4590	264	134	41	-11
Envolvente	-4240	-16877	-40	-130	-21
Envolvente	4587	264	140	39	57
Envolvente	-365	-1512	-454	-822	-29
Envolvente	-296	-778	321	623	109
Envolvente	1774	-5202	-198	-821	-12
Envolvente	449	-631	269	701	29
Envolvente	-5107	-13671	8	-322	-211
Envolvente	2020	-2722	121	347	213

Tabela 24 – Troço 3 – Esforços de cálculo Máximos para a combinação Envolvente correspondente às combinações de ações consideradas

d) Dimensionamento dos diversos Níveis

d.1) Nível 3

Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
ELUET1x	-5342	-11718	-190	-134	19
ELUW	4594	264	134	41	-44
ELUW	-4236	-16876	-21	-121	7
ELUW	4591	264	140	39	57
ELUW	117	-1512	-454	-821	-18
ELUW	-1060	-3258	321	622	107
ELUT	103	-1505	-454	-822	-18
ELUW	447	-3000	269	700	9
ELUET1x	-5104	-13091	8	-322	-211
ELUET1x	2022	-2722	121	347	213

Tabela 25 – Troço 2 – Nível 3 Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Ações consideradas

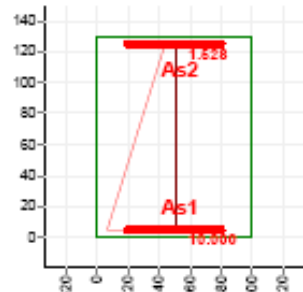
As armaduras foram determinadas com base no quadro anterior.

Armaduras radiais – determinadas com base nos esforços de cálculo F11/M11.

General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Section

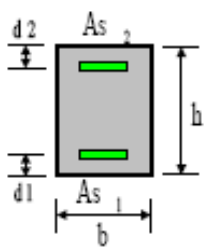


Data [cm]

b = 100
 h = 130

d1 = 5
 d2 = 5

Loads: N, Mx
 N>0 is compression !



Materials

Concrete: C25/30 SSR: Parabolic - linear fck = 25.00 MPa Ec = 30471.58 MPa ec2u = -3.500 o/oo ec2 = -2.000 o/oo n = 2.00	Reinforcing steel: S400 SSR: Standard fyk = 400.00 MPa Es = 200000.00 MPa esu = 10.000 o/oo
--	---

Factors

Concrete: gama_c = 1.50
 Steel: gama_s = 1.15

Reinforcement

Symmetric: As1=As2

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	-4594	-178

Results

	Area [cm2]	esi [o/oo]	Stress [MPa]
As2	70.31	1.528	305.63
As1	70.31	10.000	347.83

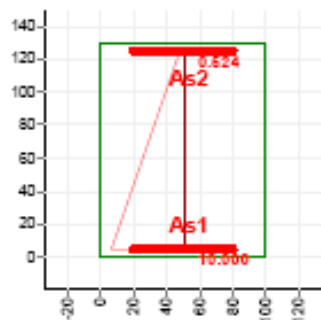
Armaduras verticais – determinada a partir dos esforços de cálculo F22/M22 com base nos elementos a seguir indicados.

General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

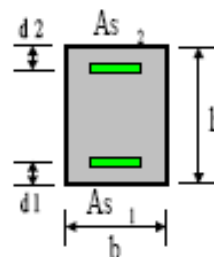
Loads: N, Mx

N>0 is compression !

Section


Data [cm]

 b = 100
 h = 130

 d1 = 5
 d2 = 5

Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

fck = 25.00 MPa
 Ec = 30471.58 MPa
 ec2u = -3.500 o/oo
 ec2 = -2.000 o/oo
 n = 2.00

Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

fyk = 400.00 MPa
 Bs = 200000.00 MPa
 esu = 10.000 o/oo

Factors

Concrete: gama_c = 1.50
 Steel: gama_s = 1.15

Reinforcement

Symmetric: As1=As2

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	-264	-85

Results

	Area [cm ²]	esi [o/oo]	Stress [MPa]
As2	5.83	0.524	104.89
As1	5.83	10.000	347.83

d.2) Nível 2

Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
ELUT	-973	-3352	35	71	3
ELUW	1365	-5491	52	168	33
ELUW	132	-6265	20	172	-32
ELUET1y	215	-806	27	86	6
ELUT	-307	-5641	-49	110	-2
ELUSOB	695	-5904	141	233	2
ELUET1x	-786	-2624	-1	11	-11
ELUSOB	837	-4725	88	245	-25
ELUW	358	-5887	59	146	-54
ELUW	334	-5672	60	148	56

Tabela 26 – Troço 2 – Nível 2 Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas

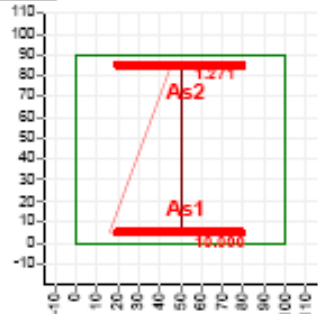
As armaduras foram determinadas a partir do quadro anterior.

Armaduras radiais – determinadas com base nos esforços de cálculo F11/M11.

General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Section

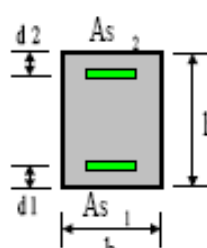


Data [cm]

b = 100
 h = 90

d1 = 5
 d2 = 5

Loads: N, Mx
 N>0 is compression !



Materials

Concrete: C25/30 SSR: Parabolic - linear fck = 25.00 MPa Ec = 30471.58 MPa ec2u = -3.500 o/oo ec2 = -2.000 o/oo n = 2.00	Reinforcing steel: S400 SSR: Standard fyk = 400.00 MPa Es = 200000.00 MPa esu = 10.000 o/oo
--	---

Factors

Concrete: gama_c = 1.50
 Steel: gama_s = 1.15

Reinforcement

Symmetric: As1=As2

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	-1365	-85

Results

	Area [cm2]	esi [o/oo]	Stress [MPa]
As2	22.68	1.271	254.12
As1	22.68	10.000	347.83

Armaduras verticais – determinada a partir dos esforços de cálculo F22/M22.

General


Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Section

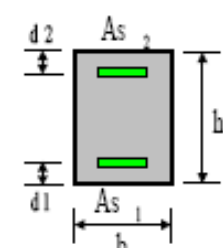
Data [cm]

b = 100
 h = 90

d1 = 5
 d2 = 5



Loads: N, Mx
 N>0 is compression !



Materials

Concrete: C25/30 SSR: Parabolic - linear fck = 25.00 MPa Ec = 30471.58 MPa ec2u = -3.500 ‰ ec2 = -2.000 ‰ n = 2.00	Reinforcing steel: S400 SSR: Standard fyk = 400.00 MPa Es = 200000.00 MPa esu = 10.000 ‰
--	--

Factors

Concrete: gama_c = 1.50
 Steel: gama_s = 1.15

Reinforcement

Symmetric: As1=As2

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	5491	201

Results

	Area [cm ²]	esi [‰]	Stress [MPa]
As2	0.00	-1.096	-219.28
As1	0.00	-2.528	-347.83

Em virtude da secção estar totalmente comprimida a área de armadura considerada corresponde à área de armadura mínima.

d.3) Nível 1

Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
ELUET1y	138	-3522	-13	35	6
ELUW	3450	-5149	-190	-884	23
ELUW	1229	-5724	11	193	17
ELUET1y	1319	-1226	10	31	-5
ELUW	3375	-5375	-195	-815	11
ELUT	1263	-4721	113	149	3
ELUW	3440	-5157	-194	-887	19
ELUT	1296	-5644	41	197	21
ELUET1y	1772	-3508	-143	-519	-29
ELUET1y	1927	-2496	-50	-369	29

Tabela 27 – Troço 2 – Nível 1 Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas

As armaduras foram determinadas a partir do quadro anterior.

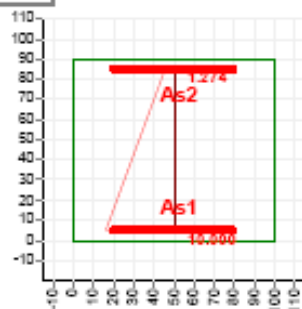
Armaduras radiais – determinadas com base nos esforços de cálculo F11/M11.

General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Loads: N, Mx

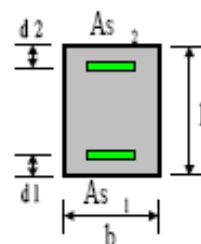
N>0 is compression !

Section


Data [cm]

b = 100
 h = 90

d1 = 5
 d2 = 5


Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

fck = 25.00 MPa
 Ec = 30471.58 MPa
 ec2u = -3.500 ‰
 ec2 = -2.000 ‰
 n = 2.00

Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

fyk = 400.00 MPa
 Es = 200000.00 MPa
 esu = 10.000 ‰

Factors

Concrete: gama_c = 1.50
 Steel: gama_s = 1.15

Reinforcement

Symmetric: As1=As2

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	-3450	-213

Results

	Area [cm ²]	esi [‰]	Stress [MPa]
As2	57.25	1.274	254.81
As1	57.25	10.000	347.83

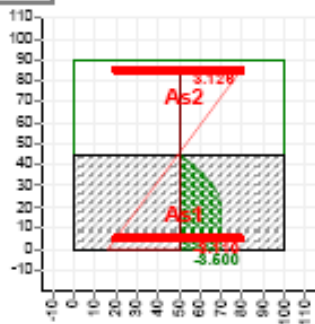
Armaduras verticais – determinada a partir dos esforços de cálculo F22/M22 com base nos elementos a seguir indicados.

General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Loads: N, Mx

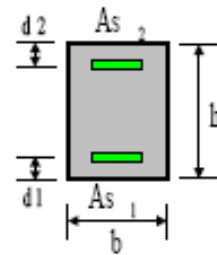
N>0 is compression !

Section


Data [cm]

b = 100
 h = 90

d1 = 5
 d2 = 5


Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

f_{ck} = 25.00 MPa
 E_c = 30471.58 MPa
 e_{c2u} = -3.500 o/o
 e_{c2} = -2.000 o/o
 n = 2.00

Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

f_{yk} = 400.00 MPa
 E_s = 200000.00 MPa
 e_{su} = 10.000 o/o

Factors

Concrete: $\gamma_c = 1.50$
 Steel: $\gamma_s = 1.15$

Reinforcement

Symmetric: $A_{s1} = A_{s2}$

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	5149	907

Results

	Area [cm ²]	esi [o/o]	Stress [MPa]
As2	0.03	3.126	347.83
As1	0.03	-3.110	-347.83

e) Quadro resumo do Dimensionamento

➤ Estados Limites Últimos

Troço 2	Esp. (m)	F11 (kN/m)	M11 (kNm/m)	A _{s(radial)} (cm ² /m)		F22 (kN/m)	M22 (kNm/m)	A _{s(vertical)} (cm ² /m)	
				interior	exterior			interior	exterior
Nível 3	1.30	4594	178	70.31	70.31	-264	85	9.00	9.00
Nível 2	0.90	1365	85	22.68	22.68	-5491	201	9.00	9.00
Nível 1	0.90	3450	213	57.25	57.25	-5149	907	9.00	9.00

Tabela 28 – Troço 2 – Armaduras

➤ Estados Limites de Utilização

Fendilhação

O controlo da fendilhação foi feito de acordo com o ponto 8.3 da presente memória, tendo-se obtido uma área de armadura mínima.

$$A_{s(\min) \text{ fend}} = 11.7 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

2.2.6 Troço 1

O dimensionamento deste troço foi calculado anteriormente no ponto 1.5 – Dimensionamento das paredes do Silo (Pré-Dimensionamento), Níveis 4,20 a -1,00.

Tendo-se concluído, que as armaduras necessárias seriam:

- Contrafortes

Armadura Principal	5Φ16	Por face
Armadura distribuição	Φ12//25	Por face

- Paredes

Armadura Principal	5Φ16	Por face
Armadura distribuição	Φ12//25	Por face

- Pilares

Armadura Vertical	34Φ25	(6 Ramos)
Cintas	Φ8//15	

2.2.7 Estado Limite de Utilização

Deformação horizontal

A verificação de segurança em relação ao estado limite de deformação considera-se satisfeita, se para a combinação quase permanente, a flecha máxima horizontal no topo da estrutura for inferior a $H/500$, sendo H a altura total do edifício.

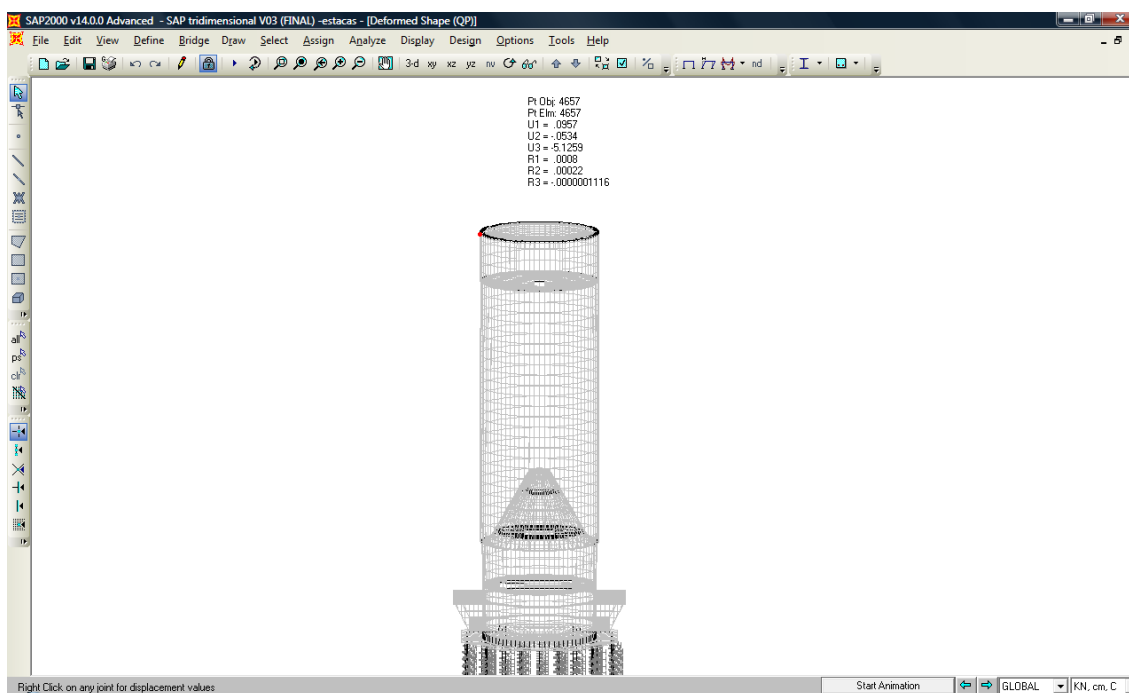


Figura 50 – Deformação Horizontal

No caso presente esta deformação não tem significado.

Foi determinado também o deslocamento horizontal máximo para a envolvente de todas as combinações tendo se obtido um deslocamento máximo na ordem de 13 cm para a combinação sísmica.

2.2.8 Quadro final dos resultados de dimensionamento

	Esp. (m)	$A_{s(\text{radial})}$ (cm ² /m)		$A_{s(\text{vertical})}$ (cm ² /m)		$A_{sv(\text{min})}$ (cm ² /m)	$A_{sh(\text{min})}$ (cm ² /m)	$A_{s(\text{max})}$ (cm ² /m)	$A_{s(\text{fend})}$ (cm ² /m)	$A_{s(\text{final})}$ radial (cm ² /m)		$A_{s(\text{final})}$ vertical (cm ² /m)			
		interior	exterior	interior	exterior					interior	exterior	interior	exterior		
Troço 6	0.25	No ponto 1.5 - Níveis 56,00 a 48,80										6.4	6.4	2.50	2.5
Troço 5	0.40	8.27	18.95	4.00	4.00	4.00	2.00	160	5.2	13.42	24.1	4.00	4.00		
Troço 4	0.40	15.62	26.7	4.00	4.00	4.00	2.00	160	5.2	20.77	31.85	4.00	4.00		
Troço 3	0.40	17.75	36.49	4.00	4.00	4.00	2.00	160	5.2	22.9	41.64	4.00	4.00		
Troço 2	Nível 3	1.30	69.07	69.07	9.00	9.00	9.00	6.50	520	16.9	74.22	74.22	9.00	9.00	
	Nível 2	0.90	26.67	26.67	9.00	9.00	9.00	4.50	360	11.7	31.82	31.82	9.00	9.00	
	Nível 1	0.90	57.25	57.25	9.00	9.00	9.00	4.50	360	11.7	62.40	62.40	9.00	9.00	
Troço 1	Contrafortes	0.90	No ponto 1.5 -						11.7	4.5	4.5	9.00	9.00		
	Parede	0.90	Dimensionamento das paredes do Silo, Níveis 4,20 a -1,00						11.7	4.5	4.5	9.00	9.00		
	Pilares	1.6x0.9							-	4.2	4.2	82.00	82.00		

Tabela 29 – Dimensionamento paredes – Resumo armadura

Nota: As armaduras finais incluem os esforços de retracção.

Onde,

Esp. – Espessura das paredes

$A_{s(\text{radial})}$ – Área das armaduras radiais

$A_{s(\text{vertical})}$ – Área das armaduras verticais

$A_{s(\text{total})}$ – Área Total das armaduras radiais + armaduras verticais

$A_{sv(\text{min})}$ – Área de armadura mínima vertical

$A_{sh(\text{min})}$ – Área de armadura mínima horizontal

$A_{s(\text{max})}$ – Área de armadura total máxima

$A_{s(\text{fend})}$ – Área de armadura mínima (fendilhação)

$A_{s(\text{final})}$ radial – Área das armaduras consideradas radialmente

$A_{s(\text{final})}$ vertical – Área das armadura consideradas verticalmente

Armaduras adoptadas

		$A_{s(\text{final})}$ radial	Φ	$A_{s(\text{final})}$ radial	Φ	$A_{s(\text{final})}$ vertical	Φ	$A_{s(\text{final})}$ vertical	Φ
		interior		exterior		interior		exterior	
Troço 6		6.4	$\Phi 10//12.5$	6.4	$\Phi 10//12.5$	2.50	6 $\Phi 10$	2.50	6 $\Phi 10$
Troço 5		13.42	$\Phi 16//15$	24.1	$\Phi 20//12.5$	4.00	4 $\Phi 12$	4.00	4 $\Phi 12$
Troço 4		20.77	$\Phi 20//15$	31.85	$\Phi 25//15$	4.00	4 $\Phi 12$	4.00	4 $\Phi 12$
Troço 3		22.9	$\Phi 20//15$	41.64	$\Phi 25//15$	4.00	4 $\Phi 12$	4.00	4 $\Phi 12$
Troço 2	Nível 3	69.07	2x7 $\Phi 25$	69.07	2x7 $\Phi 25$	9.00	5 $\Phi 16$	9.00	5 $\Phi 16$
	Nível 2	31.82	$\Phi 25//15$	31.82	$\Phi 25//15$	9.00	5 $\Phi 16$	9.00	5 $\Phi 16$
	Nível 1	62.4	2x7 $\Phi 25$	62.4	2x7 $\Phi 25$	9.00	5 $\Phi 16$	9.00	5 $\Phi 16$
Troço 1	Contrafortes	4.5	$\Phi 12//25$	4.5	$\Phi 12//25$	9.00	5 $\Phi 16$	9.00	5 $\Phi 16$
	Parede	4.5	$\Phi 12//25$	4.5	$\Phi 12//25$	9.00	5 $\Phi 16$	9.00	5 $\Phi 16$
	Pilares	$\Phi 8//15$ (6 Ramos)				34 $\Phi 25$			

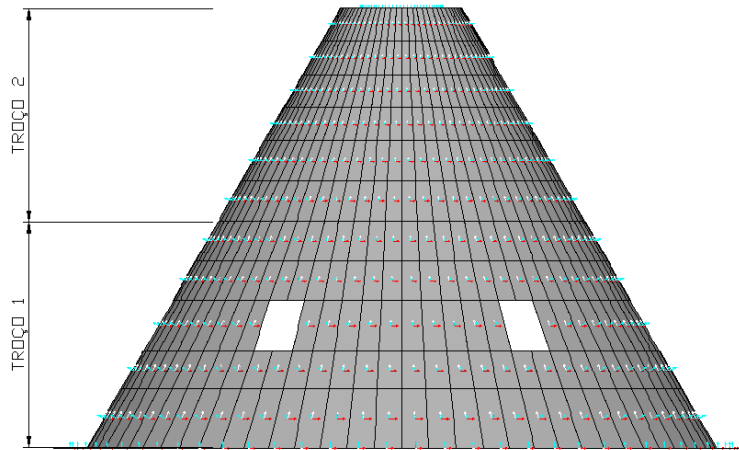
b) Eixos locais dos elementos Shell's e Troços

Figura 52 – Tremonha – Troços e Eixos locais

Sendo:

Eixo 1 – Vermelho

Eixo 2 – Branco

Eixo 3 - Azul

c) Esforços de Cálculo para a combinação Envolvente

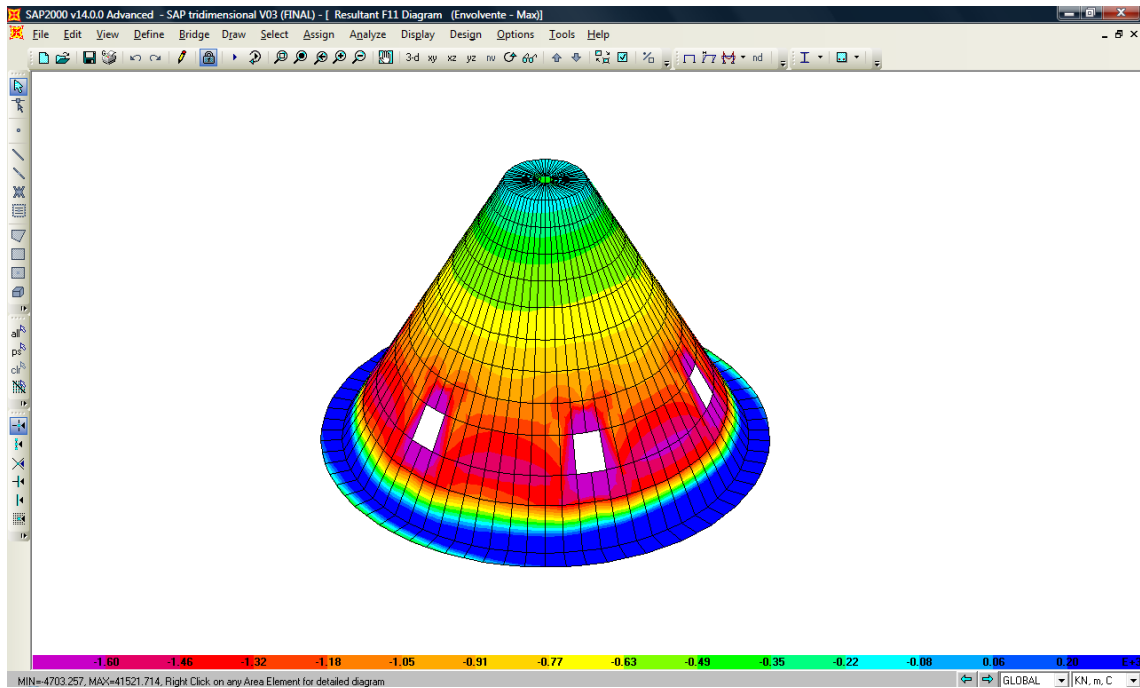


Figura 53 – Tremonha – Esforços de Cálculo (F11) para a combinação Envolvente – [kN/m]

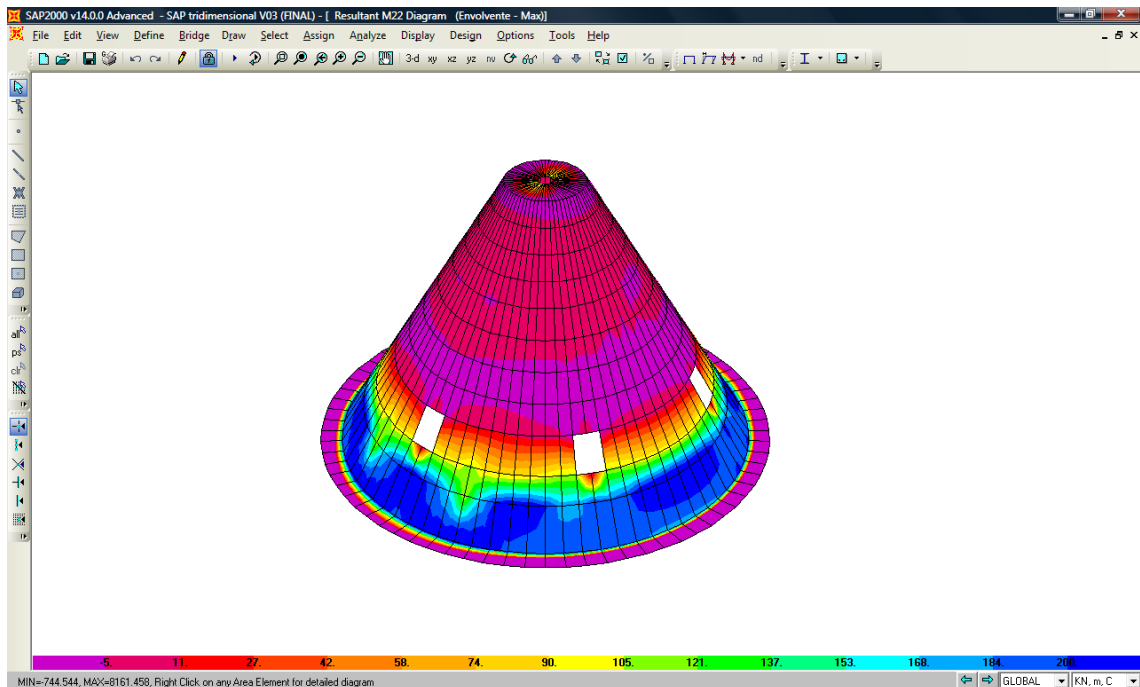


Figura 54 – Tremonha – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

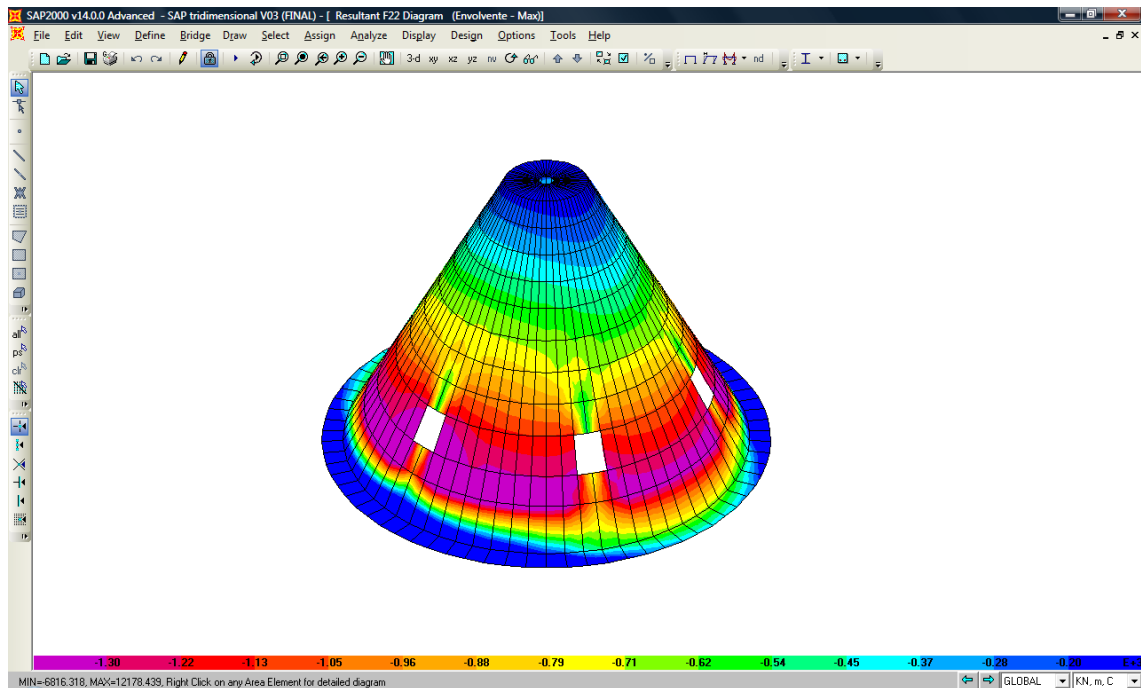


Figura 55 – Tremonha – Esforços de Cálculo (F22) para a combinação Envolvente – [kN/m]

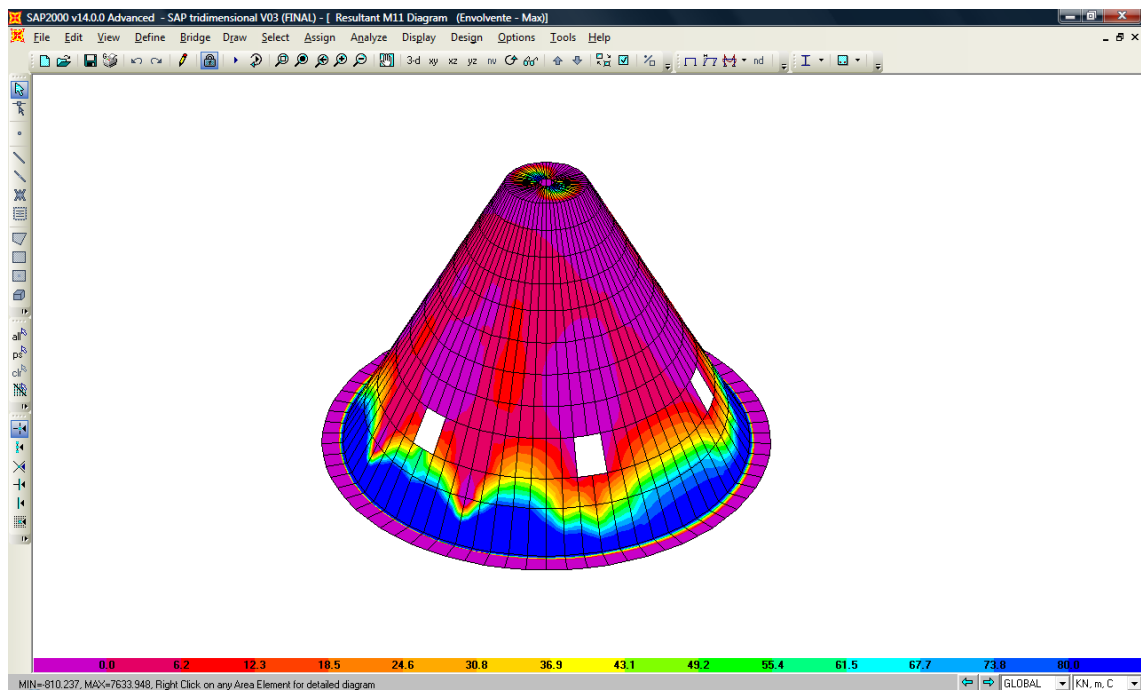


Figura 56 – Tremonha – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
Envolvente	-6449	-2554	-11	33	9
Envolvente	-135	-211	-5	-30	1
Envolvente	-2444	-3856	10	69	6
Envolvente	-995	-102	-21	-24	1
Envolvente	-2451	-2303	-111	38	-4
Envolvente	-327	-1308	101	289	8
Envolvente	-288	-405	-9	-60	0
Envolvente	-331	-1492	60	318	11
Envolvente	-844	-2511	28	145	-27
Envolvente	-293	-1317	61	289	27

Tabela 30 – Tremonha – Esforços de cálculo Máximos para a combinação Envolvente correspondente às combinações de acções consideradas

d) Dimensionamento dos diversos Níveis

d.1) Troço 2

Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
ELUW	-1727	-1314	-15	-20	-7
ELUET1x	-135	-211	-5	-30	1
ELUW	-1720	-1567	-5	-12	-5
ELUET1y	-168	-169	-5	-25	0
ELUSOB	-1253	-1043	-39	-33	-2
ELUW	-968	-876	12	8	0
ELUW	-271	-405	-9	-60	0
ELUSOB	-1184	-866	2	19	-3
ELUSOB	-1088	-789	-10	2	-7
ELUW	-1699	-1182	-10	-20	8

Tabela 31 – Tremonha Troço 2 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas

As armaduras foram determinadas a partir do quadro referente aos Esforços de cálculo máximos para as Combinações de acções consideradas, com base nas expressões abaixo indicadas.

Adoptou-se o seguinte critério para a determinação dos esforços de dimensionamento:

$$\text{Para } m_{11} > 0 \Rightarrow m_{Sd11} = m_{11} + |m_{12}| \quad ; \quad m_{11} < 0 \Rightarrow m_{Sd11} = m_{11} - |m_{12}|$$

$$\text{Para } m_{22} > 0 \Rightarrow m_{Sd22} = m_{22} + |m_{12}| \quad ; \quad m_{22} < 0 \Rightarrow m_{Sd22} = m_{22} - |m_{12}|$$

Armaduras radiais – determinadas a partir dos esforços de cálculo F11/M11.

General

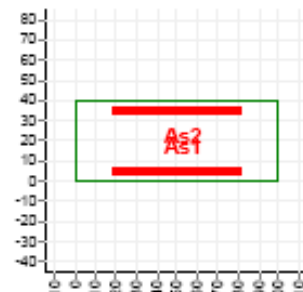
Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Section

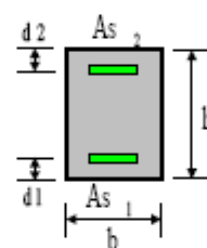
Data [cm]

b = 100
 h = 40

d1 = 5
 d2 = 5



Loads: N, Mx
 N > 0 is compression !



Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

fck = 25.00 MPa
 Ec = 30471.58 MPa
 ec2u = -3.500 o/oo
 ec2 = -2.000 o/oo
 n = 2.00

Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

fyk = 400.00 MPa
 Es = 200000.00 MPa
 esu = 10.000 o/oo

Factors

Concrete: gama_c = 1.50
 Steel: gama_s = 1.15

Reinforcement

Symmetric: As1=As2

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	135	6

Results

	Area [cm2]	esi [o/oo]	Stress [MPa]
As2	0.00	-1.693	-338.54
As1	0.00	-2.118	-347.83

Armaduras verticais – determinada a partir dos esforços de cálculo F22/M22.

General

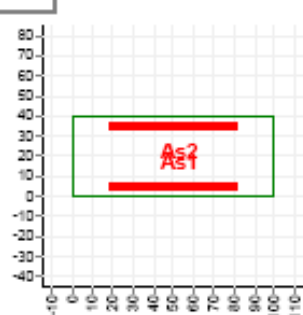
Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Section

Data [cm]

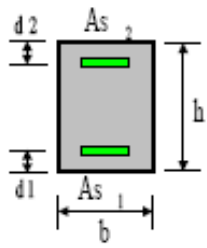
b = 100
 h = 40

d1 = 5
 d2 = 5



Loads: N, Mx

N > 0 is compression !



Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

fck = 25.00 MPa
 Ec = 30471.58 MPa
 ec2u = -3.500 o/oo
 ec2 = -2.000 o/oo
 n = 2.00

Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

fyk = 400.00 MPa
 Es = 200000.00 MPa
 esu = 10.000 o/oo

Factors

Concrete: gama_c = 1.50
 Steel: gama_s = 1.15

Reinforcement

Symmetric: As1=As2

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	211	31

Results

	Area [cm2]	esi [o/oo]	Stress [MPa]
As2	0.00	10.000	347.83
As1	0.00	0.511	102.12

d.2) Troço 1

Combinação	F11 KN/m	F22 KN/m	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m
ELUW	-6449	-2554	-10	68	20
ELUET1x	-288	-1317	34	159	-13
ELUW	-2444	-3856	23	140	12
ELUET1x	-999	-102	-21	-24	1
ELUW	-2444	-2303	-111	53	-4
ELUW	-876	-2471	101	289	8
ELUW	-2082	-3088	-23	-52	-9
ELUW	-899	-2857	60	318	11
ELUW	-836	-2511	61	289	-27
ELUW	-830	-2510	61	289	27

Tabela 32 – Tremonha Troço 1 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas

As armaduras foram determinadas a partir do quadro anterior.

Armaduras radiais – determinadas a partir dos esforços de cálculo F11/M11.

General

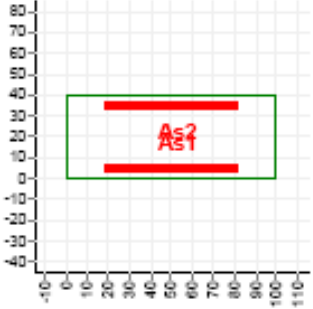
Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Section

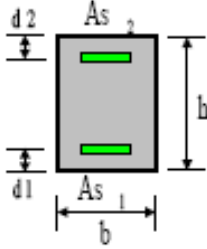
Data [cm]

b = 100
 h = 40

d1 = 5
 d2 = 5



Loads: N, Mx
 N>0 is compression !



Materials

Concrete: C25/30 SSR: Parabolic - linear fck = 25.00 MPa Ec = 30471.58 MPa ec2u = -3.500 o/oo ec2 = -2.000 o/oo n = 2.00	Reinforcing steel: S400 SSR: Standard fyk = 400.00 MPa Es = 200000.00 MPa esu = 10.000 o/oo
--	---

Factors

Concrete: gama_c = 1.50
 Steel: gama_s = 1.15

Reinforcement

Symmetric: As1=As2

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	899	71

Results

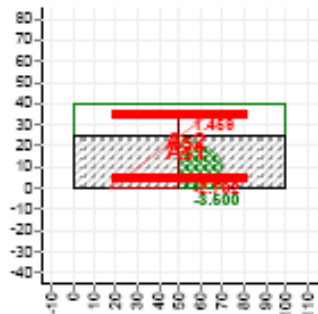
	Area [cm2]	esi [o/oo]	Stress [MPa]
As2	0.00	10.000	347.83
As1	0.00	-1.168	-233.51

Armaduras verticais – determinada a partir dos esforços de cálculo F22/M22.

General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

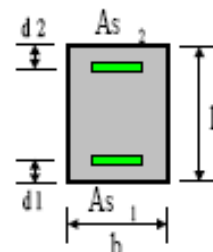
Loads: N, Mx
 N>0 is compression !

Section


Data [cm]

b = 100
 h = 40

d1 = 5
 d2 = 5


Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

f_{ck} = 25.00 MPa
 E_c = 30471.58 MPa
 ε_{c2u} = -3.500 ‰
 ε_{c2} = -2.000 ‰
 n = 2.00

f_{yk} = 400.00 MPa
 E_s = 200000.00 MPa
 ε_{su} = 10.000 ‰

Factors

Concrete: γ_c = 1.50
 Steel: γ_s = 1.15

Reinforcement

Symmetric: As1=As2

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	2857	329

Results

	Area [cm ²]	esi [‰]	Stress [MPa]
As2	5.71	1.459	291.79
As1	5.71	-2.792	-347.83

Em virtude da secção estar totalmente comprimida a área de armadura considerada corresponde à área de armadura mínima.

e) Quadro resumo do Dimensionamento

➤ Estados Limites Ultimos

Tremonha	Esp. (m)	F11 (kN/m)	M11 (kNm/m)	A _{s(radial)} (cm ² /m)		F22 (kN/m)	M22 (kNm/m)	A _{s(vertical)} (cm ² /m)	
				interior	exterior			interior	exterior
Troço 2	0.40	-135	-6	2.00	2.00	-211	-31	4.00	4.00
Troço 1	0.40	-899	71	2.00	2.00	-2857	329	5.71	5.71

➤ Estados Limites de Utilização

Fendilhação

O controlo da fendilhação foi feito de acordo com o ponto 8.3 da presente memória, tendo-se obtido uma área de armadura mínima.

$$A_{s(\min) \text{ fend}} = 5.2 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

f) Quadro final dos resultados de Dimensionamento

Tremonha	A _{s(radial)} (cm ² /m)		A _{s(vertical)} (cm ² /m)		A _{sv(min)} (cm ² /m)	A _{sh(min)} (cm ² /m)	A _{s(max)} (cm ² /m)	A _{s(fend)} (cm ² /m)	A _{s(final) radial} (cm ² /m)		A _{s(final) vertical} (cm ² /m)	
	interior	exterior	interior	exterior					interior	exterior	interior	exterior
Troço 2	2.00	2.00	4.00	4.00	4.00	2.00	160	5.2	2.00	2.00	4.00	4.00
Troço 1	2.00	2.00	5.71	5.71	4.00	2.00	160	5.2	2.00	2.00	5.71	5.71

Tabela 33 – Tremonha – Armaduras Resumo

Armaduras consideradas

Tremonha	A _{s(final) radial} interior	Φ	A _{s(final) radial} exterior	Φ	A _{s(final) vertical} interior	Φ	A _{s(final) vertical} exterior	Φ
Troço 2	2.00	Φ8//25	2.00	Φ8//25	4.00	4Φ12	4.00	4Φ12
Troço 1	2.00	Φ8//25	2.00	Φ8//25	5.71	4Φ12	5.71	4Φ12

2.4 DIMENSIONAMENTO DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

a) Geometria

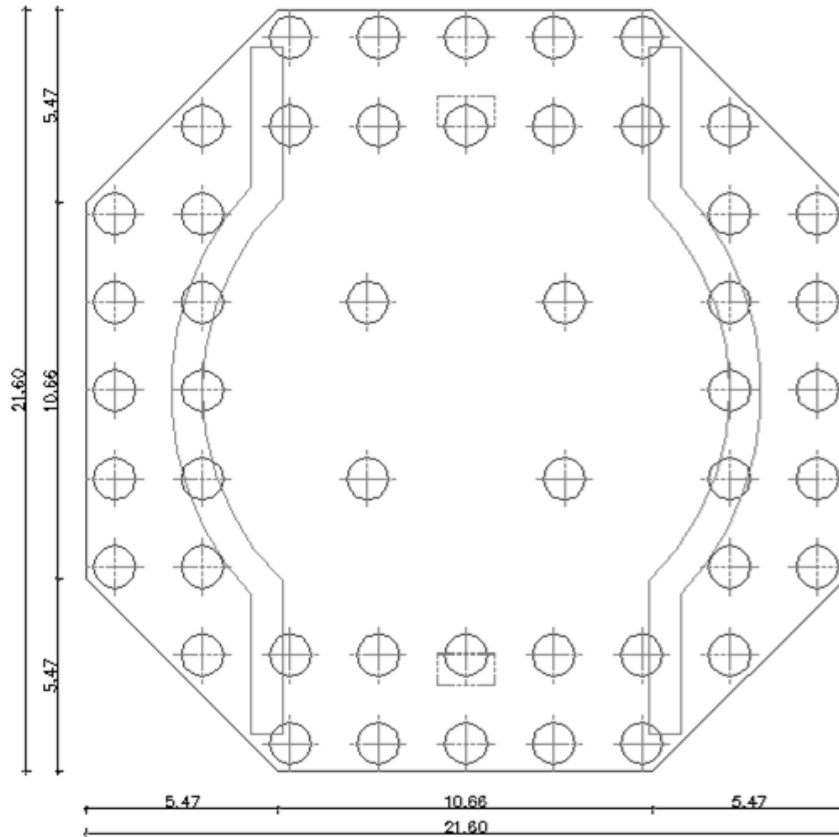


Figura 57 – Maciço de Fundação

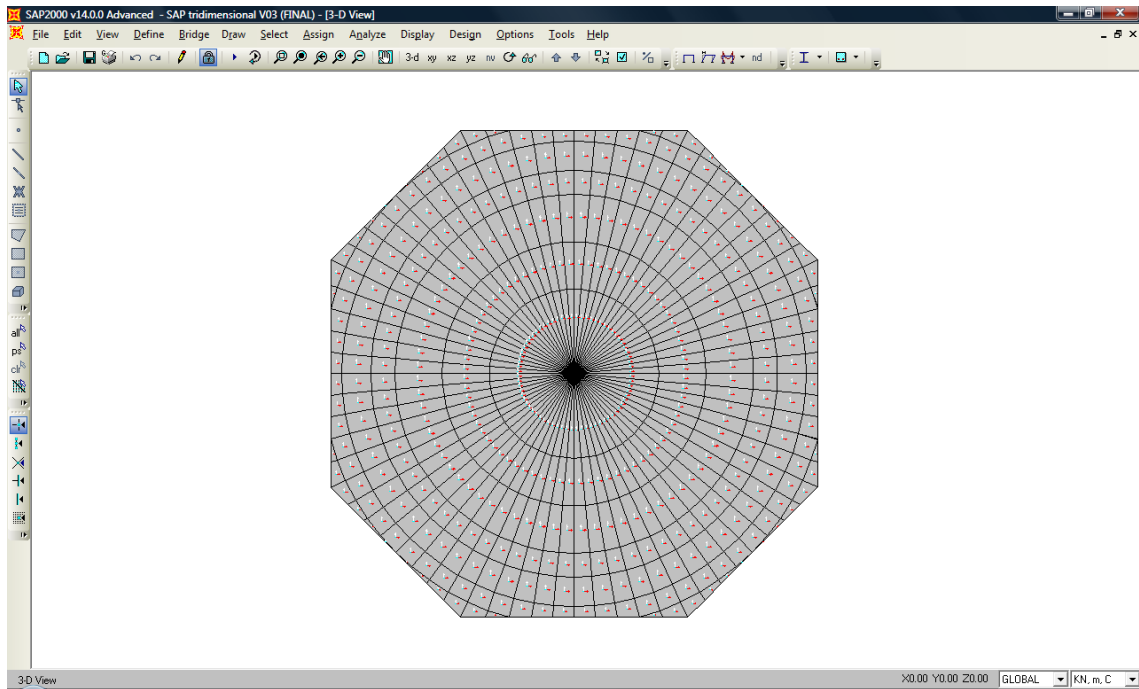
b) Eixos locais dos elementos Shell's

Figura 58 – Maciço – Eixos locais

Em que:

Eixo 1 – Vermelho

Eixo 2 – Branco

Eixo 3 – Azul

c) Esforços de Cálculo para a combinação Envolvente

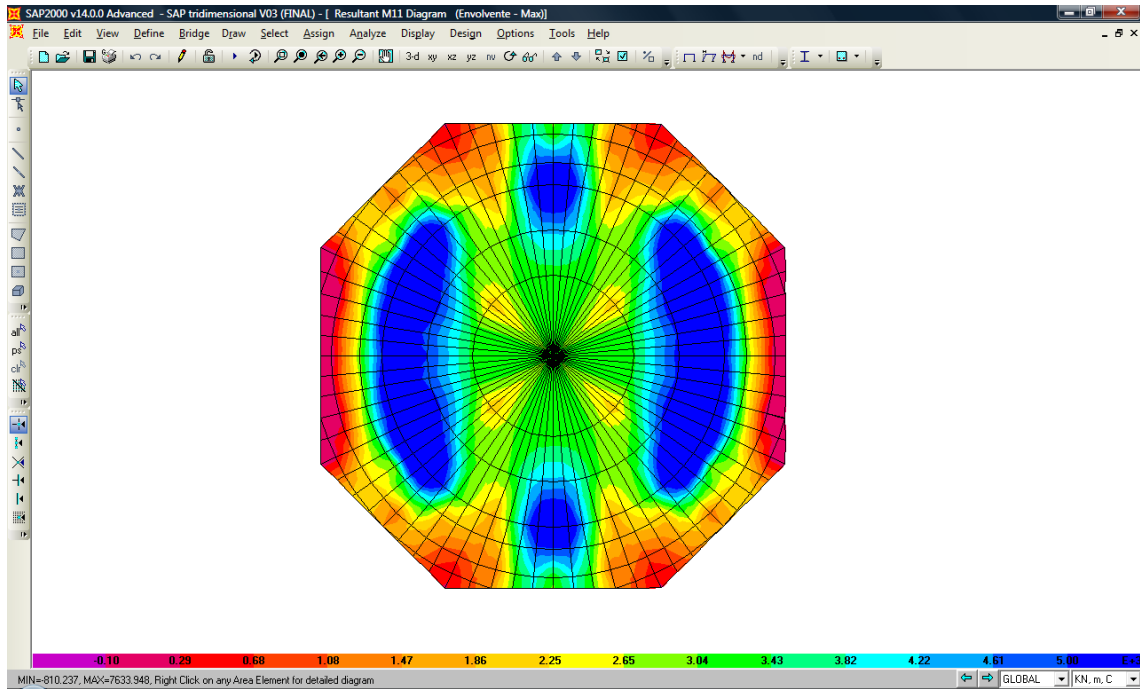


Figura 59 – Maciço – Esforços de Cálculo (M11) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

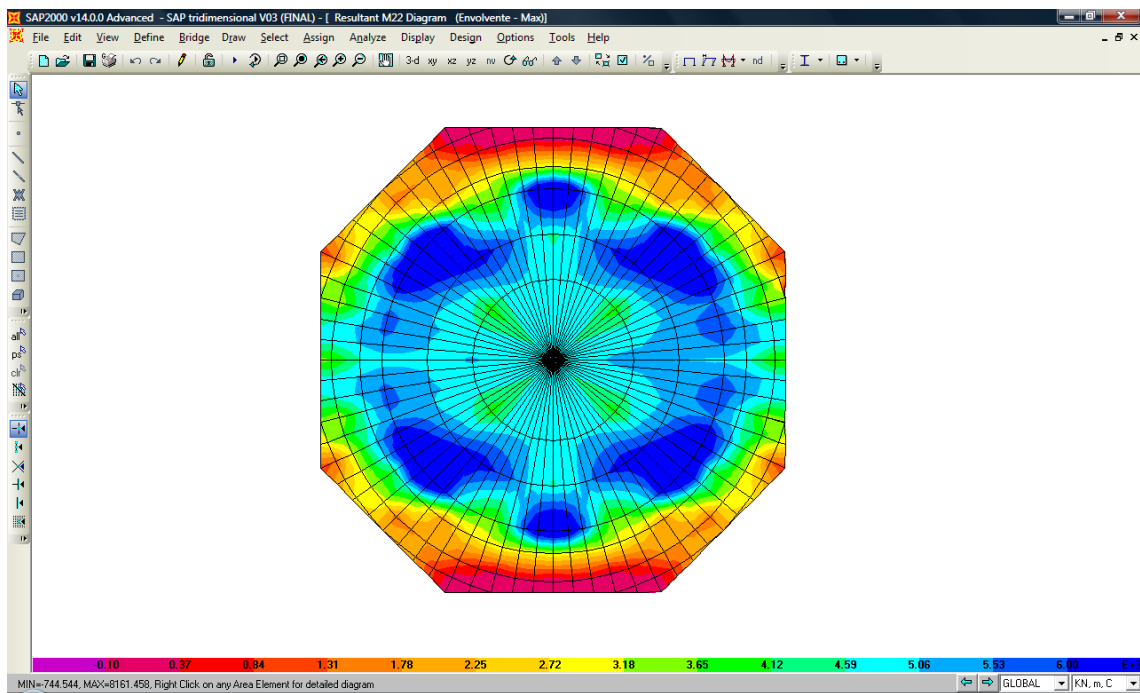


Figura 60 – Maciço – Esforços de Cálculo (M22) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

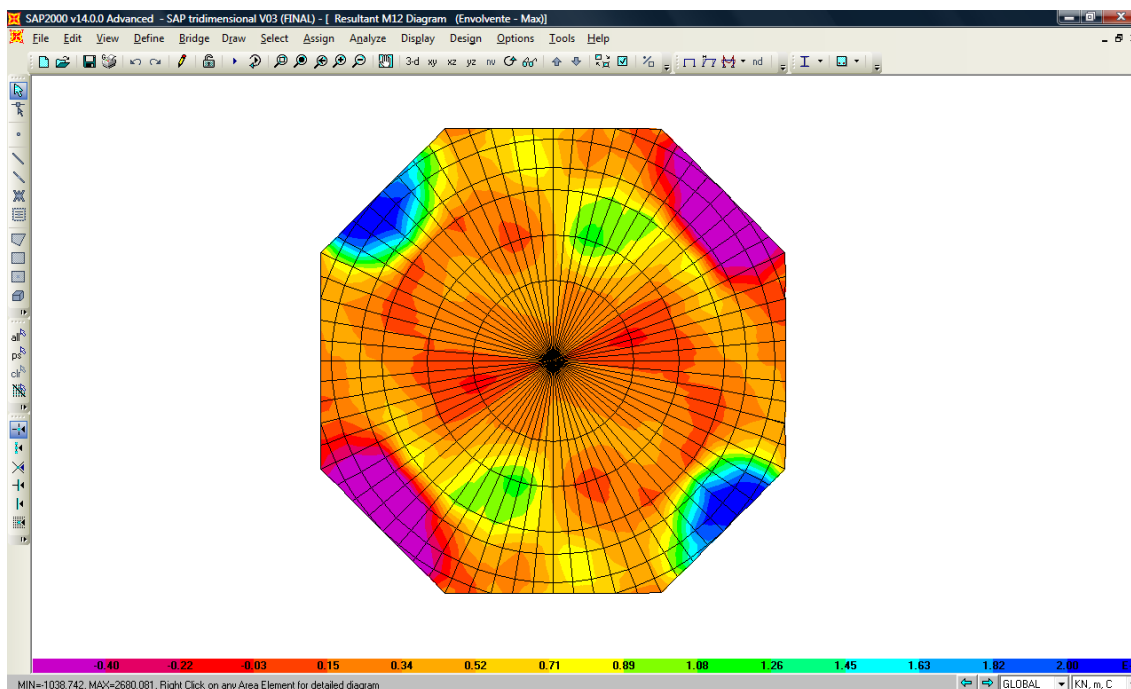


Figura 61 – Maciço – Esforços de Cálculo (M12) para a combinação Envolvente – [kNm/m]

d) Dimensionamento orgânico

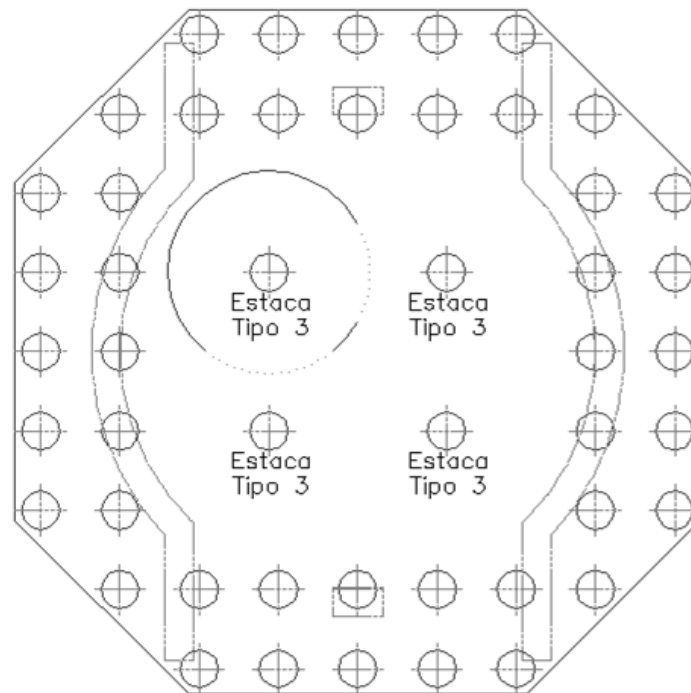
b.1) Armadura de flexão

Espessura m	Msd kNm/m	μ	ω	As cm ² /m	As _{Min} cm ² /m	As _{Max} cm ² /m	As _{Fend} cm ² /m	As _{Final} cm ² /m	Armaduras
2	6300	0.125	0.141	104.80	33.02	800	16.44	104.80	Φ32//0.15 + Φ32//0.15
2	5300	0.105	0.117	86.60	33.02	800	16.44	86.60	Φ32//0.15 + Φ25//0.15
2	3300	0.066	0.070	51.98	33.02	800	16.44	51.98	Φ32//0.15
2	2200	0.044	0.046	33.94	33.02	800	16.44	33.94	Φ25//0.15

Tabela 34 – Maciço – Armaduras

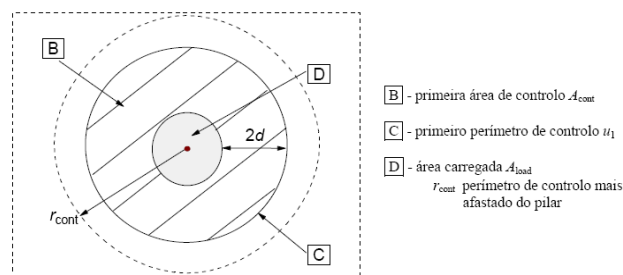
b.2) Armadura de punçoamento

Planta das estacas existentes



b.2.1) Estaca Tipo 3 - Dimensionamento

$$V_{ED} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{u_i \times d}$$



$$u_i = 12,57\text{m}$$

$$V_{ED} = 1 \times \frac{7954}{12,57 \times 1,944} = 326 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k(100 \times \rho \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \geq v_{min}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{1944}} = 1,32 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \sqrt{\frac{33,02 \times 10^{-4}}{1 \times 1,944} + \frac{33,02 \times 10^{-4}}{1 \times 1,944}} \leq 0,02 \Leftrightarrow 0,06 \leq 0,02$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 1,32(100 \times 0,06 \times 25)^{\frac{1}{3}} \times 10^3 + 0 \geq (0,035 \times 1,32^{3/2} \times 25^{1/2})10^3$$

$$V_{Rd,c} = 842 \text{ kN} \geq 265 \text{ kN}$$

Como

$$V_{ED} \leq V_{Rd,c}$$

$$326 \text{ kN} \leq 842 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

b.2.2) Quadro resumo da verificação do punçoamento

Estaca	u _i m	Axial kN/m	d m	V _{ED} kN	V _{rd,c} kN
Tipo 3	12.57	7954	1.944	326	842

Tabela 35 – Maciço – Verificação de armadura de punçoamento

2.5 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

a) Distribuição das estacas

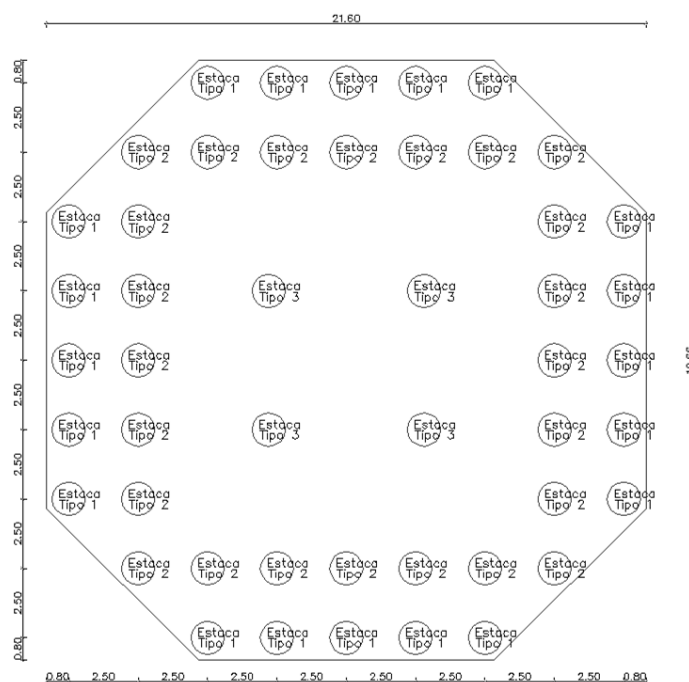


Figura 62 – Distribuição das estacas

NOTA: todas as estacas têm um diâmetro de 1,20m e um recobrimento de 5 cm.

b) Cálculo dos esforços ao longo do comprimento das estacas

b.1) Os parâmetros adoptados baseados na informação geomecânica foram os seguintes:

Módulo de Deformabilidade do solo, E_s :

$E_s=2.5$ MPa, no caso de lodos com SPT entre 0 a 4;

$E_s=20$ MPa, no caso de argilas dura, para valores de SPT entre 15 e 30 pancadas;

$E_s=40$ MPa, para valores de SPT superiores a 30 pancadas;

b.2) Coeficientes de Reacção Horizontais

Ao longo do fuste das estacas consideraram-se molas com um afastamento igual à unidade, cujo valor é dado por:

➤ **Da cota -1 a -3** (zona de consistência mole)

Uma vez que a escavação para a execução do maciço, poderá alterar a característica do aterro na zona confinante, optou-se por considerar em termos de modelação a rigidez entre as cotas 0 e -3 constante.

$$K_z = K_s \times a$$

$$K_s = n_h \times \frac{z}{d}$$

$$K_z = 200 \times \frac{3}{1,4} \times 1 = 500 \text{ kN/m}^2$$

Os valores para cada uma das molas entre estes níveis estão indicados no quadro seguinte:

Z (m)	-1	-2	-3
Kz (kN/m ²)	500	500	500

➤ **Da cota -4 a -22** (zona de consistência mole)

Z (m)	-4	-5	-6	-7	-8	-9
Kz (kN/m ²)	667	833	1000	1167	1333	1500

Z (m)	-10	-11	-12	-13	-14	-15
Kz (kN/m ²)	1667	1833	2000	2167	2333	2500

Z (m)	-16	-17	-18	-19	-20	-21	22
Kz (kN/m ²)	2667	2833	3000	3167	3333	3500	-3667

➤ **Da cota -23 a -27 (zona de consistência dura)**

K_s = constante em profundidade

$$K_s = 0.65 \times \sqrt[12]{\frac{20000 \times 1,4^4}{(31 \times 10^6 \times 0,102)}} \times \frac{20000}{1,4 \times (1 - 0,5^2)} = 10068 \text{ kN/m}^2$$

Z (m)	23	24	25	26	27
K_z (kN/m ²)	10068	10068	10068	10068	10068

➤ **Da cota -28 a -30 (zona de consistência dura)**

K_s = constante em profundidade

$$K_s = 0.65 \times \sqrt[12]{\frac{40000 \times 1,4^4}{(31 \times 10^6 \times 0,102)}} \times \frac{40000}{1,4 \times (1 - 0,5^2)} = 21332 \text{ kN/m}^2$$

Z (m)	28	29	30
K_z (kN/m ²)	21332	21332	21332

b.3) Coeficiente de Reacção Vertical

Considerando o assentamento devido ao terreno de fundação para uma carga unitária na estaca de ϕ 1.2m.

$$W_1 = \frac{0.35 \times N \times d}{A_e \times E_s} = \frac{0.35 \times 1 \times 1.2}{1.13 \times 40000} = 0.0093 \text{ mm}$$

Neste caso para um deslocamento unitário temos, como coeficiente de reacção vertical:

$$W_k = \frac{1}{0.0000093} = 107712 \text{ KN/m}$$

c) Dimensionamento das estacas

Diâmetro das estacas = 1,20m

Materiais:

Aço A400NR

Betão C25/30

Armadura mínima

$$A_c = \pi \times r^2$$

$$A_c = \pi \times 0,6^2 = 1,13m^2$$

$$A_{s(\min)} = 0,0025 \times A_c$$

$$A_{s(\min)} = 0,0025 \times 1,13 = 28,25cm^2$$

- Estados Limites Últimos

c.1) Estaca tipo 1

Frame Text	Combinação	P KN	V2 KN	V3 KN	M2 KN-m	M3 KN-m
3550	ELUT	-6985	-1	1	0	0
3521	ELUET1x	-1580	265	66	26	421
3521	ELUET1x	-5478	-243	-81	-156	-226
3521	ELUET1x	-1580	265	66	26	421
3521	ELUET1y	-4616	-65	-253	-360	0
3521	ELUET1y	-2441	87	238	230	195
3530	ELUET1y	-4901	1	-20	-1032	-307
3530	ELUET1y	-2722	11	12	1022	325
3531	ELUET1x	-5793	0	-5	-308	-1044
3531	ELUET1x	-1858	10	-1	303	1061

Tabela 36 – Estaca Tipo 1 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas

Sendo:

P - valor de cálculo do esforço axial

V2 - valor de cálculo do esforço transversal segundo 2;

V3 - valor de cálculo do esforço transversal segundo 3;

M2 - valor de cálculo do momento segundo 2;

M3 - valor de cálculo do momento segundo 3;

c.1.1) Armaduras

➤ Longitudinais

As armaduras longitudinais foram determinadas com base no quadro de esforços anteriores, a partir do ábaco de dimensionamento, do programa Gala Reinforcement.

General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Failure surface

Loads: N, Mx, My

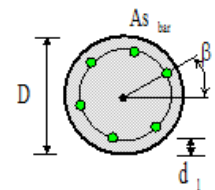
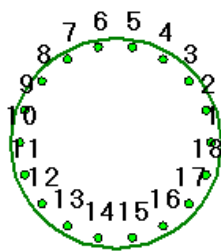
N>0 is compression!

Section

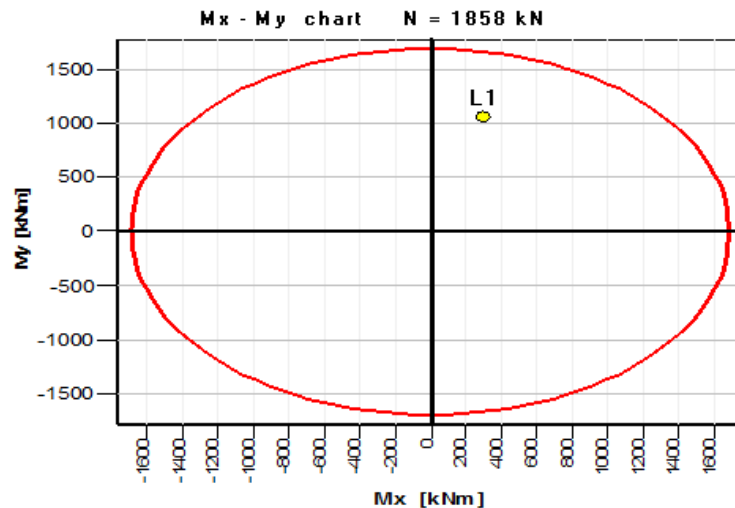
Data [cm]

D = 120

d₁ = 5



Results



Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

f_{ck} = 25.00 MPa
 E_c = 30471.58 MPa
 ε_{c2u} = -3.500 ‰
 ε_{c2} = -2.000 ‰
 n = 2.00

Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

f_{yk} = 400.00 MPa
 E_s = 200000.00 MPa
 ε_{su} = 10.000 ‰

Factors

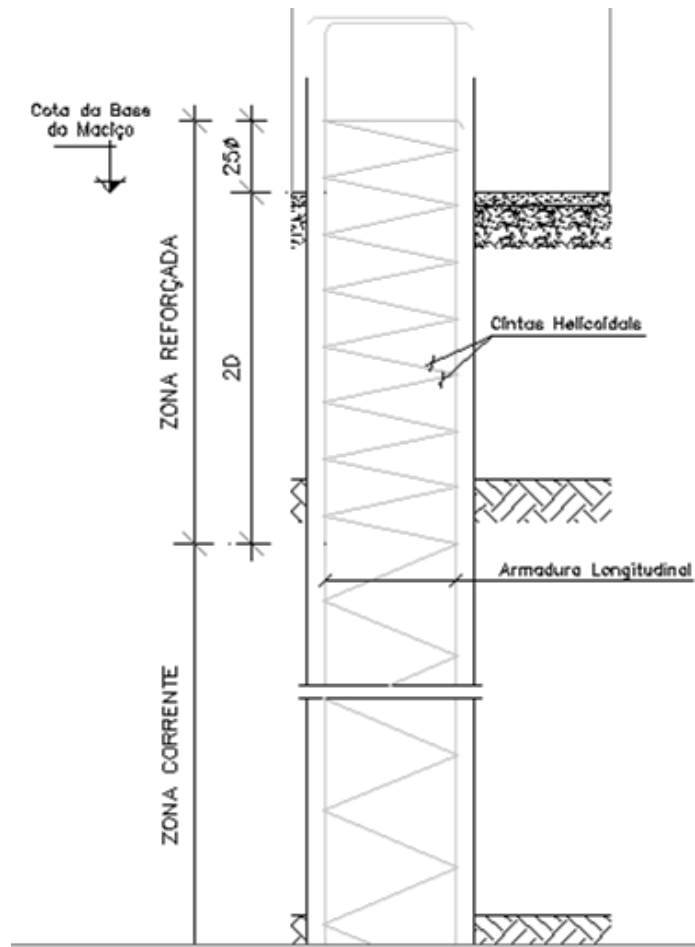
Concrete: γ_c = 1.50
 Steel: γ_s = 1.15

Reinforcement

Bars = 18
 beta = 0.00 deg
 A_{s,bar} = 3.14 cm²

➤ **Transversais (cintas helicoidais)**

Cintas helicoidais	
Zona Reforçada	Zona Corrente
$\Phi 12//0.15$	$\Phi 12//0.25$



- Estados limites de Utilização

c.1.2) Fendilhação

O controlo da fendilhação foi feito pelo programa de cálculo automático “Gala Reinforcement”.

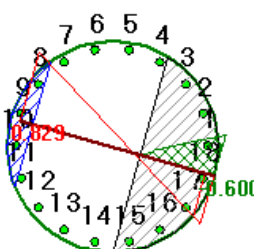
General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Crack widths

Section

Data [cm]

D = 120
 d1 = 5



Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

fck = 25.00 MPa
 Ec = 30471.58 MPa
 ec2u = -3.500 o/oo
 ec2 = -2.000 o/oo
 n = 2.00

Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

fyk = 400.00 MPa
 Es = 200000.00 MPa
 esu = 10.000 o/oo

Reinforcement

Bars = 18
 beta = 0.00 deg
 As,bar = 3.14cm²

Loads

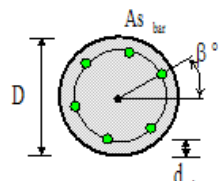
Load	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
L1	1858	303	1061

Results: Legend

es - mean steel strain for Bar
 ec - concrete strain
 Srm - average final crack spacing
 Wm - average crack width for bar axis
 Wk - design crack width for bar axis
 Ws - design crack width for section surface

Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	9	0.83	-0.60	172.611	0.14308	0.24324	0.26071

Loads: N, Mx, My
 N>0 is compression!



Em que:

es – Extensão na armadura

ec - Extensão no betão

Srm – Distância máxima entre fendas

Wm – Largura média de fendas

Wk – Largura de fendas

Ws – Largura de fendas na secção de superfície

Como $W_k (0,24\text{mm}) \leq W_{\text{máx}} (0,30\text{mm})$ está assim verificado o Estado Limite de fendilhação.

c.1.3) Quadro resumo do Dimensionamento

	Armadura longitudinal	18Φ20
Cintas	Zona Reforçada	Φ12//0.15
	Zona Corrente	Φ12//0.25

Tabela 37 – Estaca Tipo 1 – Armadura

c.2) Estaca tipo 2

Frame	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
3310	ELUW	-7226	1	1	0	0
3281	ELUET1y	-2101	69	237	206	34
3281	ELUET1x	-4999	-261	-88	-208	-377
3281	ELUET1x	-2129	247	62	-13	255
3281	ELUET1y	-5028	-83	-262	-427	-156
3281	ELUET1y	-2101	69	237	206	34
3291	ELUET1y	-5314	-5	-11	-1043	-321
3291	ELUET1y	-2409	-2	-1	1026	313
3291	ELUET1x	-5285	-8	-8	-319	-1058
3291	ELUET1x	-2409	2	-4	301	1049

Tabela 38 – Estaca Tipo 2 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas

c.2.1) Armaduras

➤ Longitudinais

General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Failure surface

Loads: N , M_x , M_y

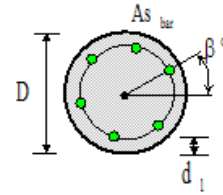
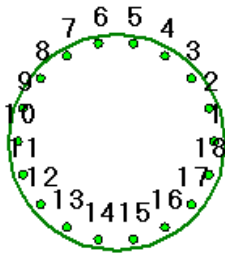
$N > 0$ is compression !

Section

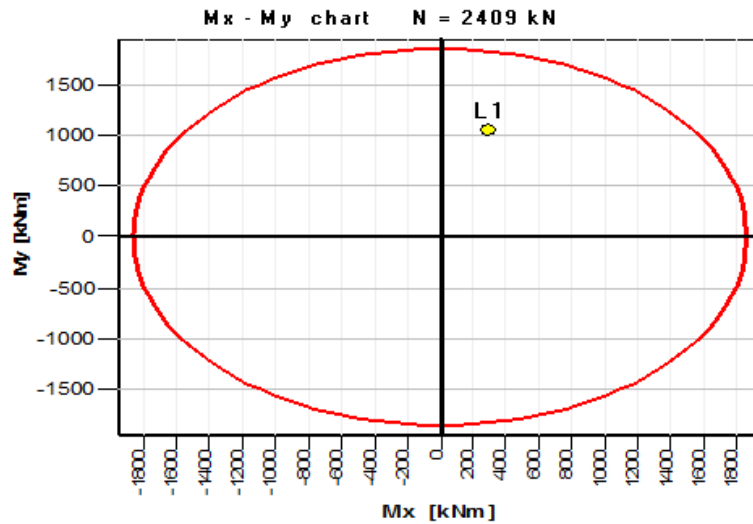
Data [cm]

$D = 120$

$d_1 = 5$



Results



Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

$f_{ck} = 25.00$ MPa
 $E_c = 30471.58$ MPa
 $ec2u = -3.500$ o/oo
 $ec2 = -2.000$ o/oo
 $n = 2.00$

$f_{yk} = 400.00$ MPa
 $E_s = 200000.00$ MPa
 $esu = 10.000$ o/oo

Factors

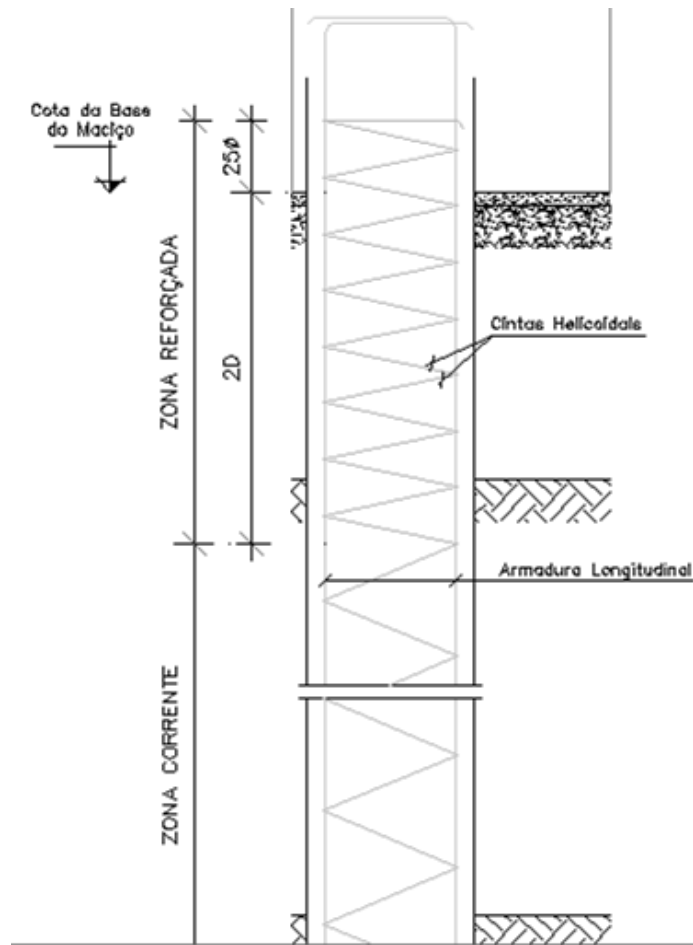
Concrete: $\gamma_{c} = 1.50$
 Steel: $\gamma_{s} = 1.15$

Reinforcement

Bars = 18
 $\beta = 0.00$ deg
 $A_{s,bar} = 3.14$ cm²

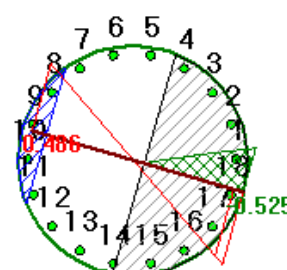
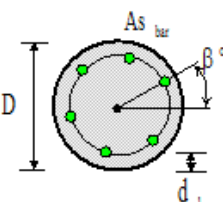
➤ **Transversais (cintas helicoidais)**

Cintas helicoidais	
Zona Reforçada	Zona Corrente
Φ12//0.15	Φ12//0.25



- Estados limites de Utilização

c.2.2) Fendilhação

General		Loads: N , M_x , M_y					
Design code:	Eurocode 2	N>0 is compression!					
Analysis:	Crack widths						
Section		Data [cm]					
		D = 120					
		d1 = 5					
							
Materials		Reinforcing steel: S400					
Concrete: C25/30		SSR: Standard					
SSR: Parabolic - linear		fyk = 400.00 MPa					
fck = 25.00 MPa		Es = 200000.00 MPa					
Ec = 30471.58 MPa		esu = 10.000 o/oo					
ec2u = -3.500 o/oo							
ec2 = -2.000 o/oo							
n = 2.00							
Reinforcement							
Bars = 18							
beta = 0.00 deg							
As,bar = 3.14cm ²							
Loads							
Load	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]				
L1	2409	301	1049				
Results: Legend							
es - mean steel strain for Bar							
ec - concrete strain							
Srm - average final crack spacing							
Wm - average crack width for bar axis							
Wk - design crack width for bar axis							
Ws - design crack width for section surface							
Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	9	0.49	-0.53	186.122	0.09052	0.15389	0.16672

Como $W_k (0,15\text{mm}) \leq W_{m\acute{a}x} (0,30\text{mm})$ está assim verificado o Estado Limite de fendilhaao.

c.2.3) Quadro resumo do Dimensionamento

	Armadura longitudinal	18Φ20
Cintas	Zona Reforçada	Φ12//0.15
	Zona Corrente	Φ12//0.25

Tabela 39 – Estaca Tipo 2 – Armadura

c.3) Estaca Tipo 3

Frame	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
674	ELUW	-7954	1	0	0	0
147	ELUET1x	-3683	15	2	301	1037
147	ELUET1x	-4897	-17	-7	-311	-1041
147	ELUET1x	-3683	15	2	301	1037
147	ELUET1y	-4814	-6	-18	-1024	-314
147	ELUET1y	-3765	4	13	1014	309
148	ELUET1y	-4843	-3	-8	-1037	-318
148	ELUET1y	-3793	1	5	1032	315
147	ELUET1x	-4925	-17	-7	-313	-1056
147	ELUET1x	-3711	15	2	308	1054

Tabela 40 – Estaca Tipo 3 – Esforços de cálculo Máximos para as combinações de Acções consideradas

c.3.1) Armaduras

➤ Longitudinais

General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Failure surface

Loads: N, M_x, M_y

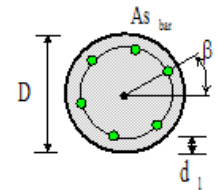
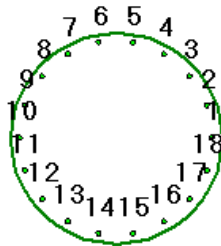
$N > 0$ is compression!

Section

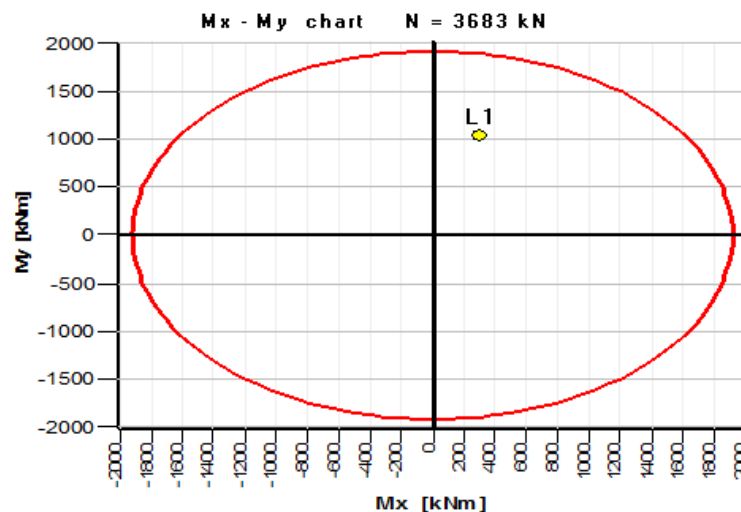
Data [cm]

$D = 120$

$d_1 = 5$



Results



Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

$f_{ck} = 25.00$ MPa
 $E_c = 30471.58$ MPa
 $ec2u = -3.500$ o/oo
 $ec2 = -2.000$ o/oo
 $n = 2.00$

Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

$f_{yk} = 400.00$ MPa
 $E_s = 200000.00$ MPa
 $esu = 10.000$ o/oo

Factors

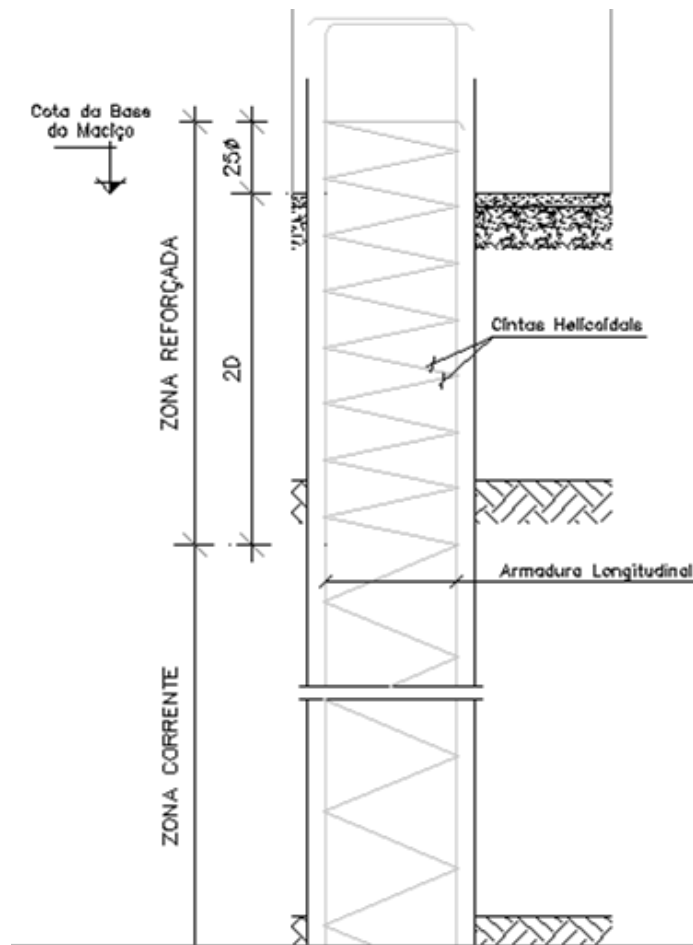
Concrete: $\gamma_{ac} = 1.50$
 Steel: $\gamma_{as} = 1.15$

Reinforcement

Bars = 18
 $\beta = 0.00$ deg
 $A_{s,bar} = 2.01$ cm²

➤ **Transversais (cintas helicoidais)**

Cintas helicoidais	
Zona Reforçada	Zona Corrente
$\Phi 12//0.30$	$\Phi 12//0.30$



- Estados limites de Utilização

c.3.2) Fendilhação

General

 Design code: Eurocode 2
 Analysis: Crack widths

Loads: N, Mx, My

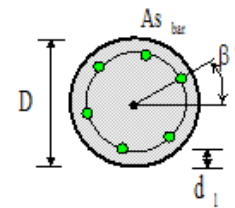
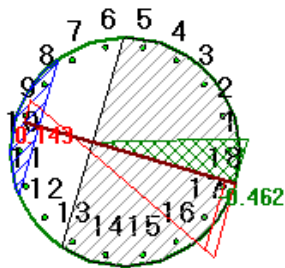
N>0 is compression!

Section

Data [cm]

D = 120

d1 = 5


Materials

 Concrete: C25/30
 SSR: Parabolic - linear

 $f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$
 $E_c = 30471.58 \text{ MPa}$
 $ec2u = -3.500 \text{ o/oo}$
 $ec2 = -2.000 \text{ o/oo}$
 $n = 2.00$

 Reinforcing steel: S400
 SSR: Standard

 $f_{yk} = 400.00 \text{ MPa}$
 $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$
 $esu = 10.000 \text{ o/oo}$
Reinforcement

 Bars = 18
 beta = 0.00 deg
 $A_{s,bar} = 2.01 \text{ cm}^2$
Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
I1	3683	301	1037

Results: Legend

 es - mean steel strain for Bar
 ec - concrete strain
 S_{rm} - average final crack spacing
 W_m - average crack width for bar axis
 W_k - design crack width for bar axis
 W_s - design crack width for section surface

Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	S_{rm} [mm]	W_m [mm]	W_k [mm]	W_s [mm]
I1	9	0.14	-0.46	219.729	0.03153	0.05360	0.06091

Como $W_k (0,05\text{mm}) \leq W_{m\acute{a}x} (0,30\text{mm})$ está assim verificado o Estado Limite de fendilhaao.

c.3.3) Quadro resumo do Dimensionamento

	Armadura longitudinal	18Φ16
Cintas	Zona Reforçada	Φ12//0.30
	Zona Corrente	Φ12//0.30

Tabela 41 – Estaca Tipo 3 – Armadura

d) Quadro final dos resultados de Dimensionamento

		Estaca Tipo 1	Estaca Tipo 2	Estaca Tipo 3
	Armadura longitudinal	18Φ20	18Φ20	18Φ16
Cintas	Zona Reforçada	Φ12//0.15	Φ12//0.15	Φ12//0.30
	Zona Corrente	Φ12//0.25	Φ12//0.25	Φ12//0.30

Tabela 42 – Estacas – Quadro Resumo Armaduras

e) Capacidade Resistente do terreno

Os parâmetros adoptados baseados na informação geomecânica foram os seguintes:

Esp. da Camada (m)	Tipo Terreno	SPT	c (Kpa)	Φ (°)	Nc	γ (kN/m ³)	Nq	α	K	δ (°)
22	Lodo	0	20	0	5	10	-	1	-	-
5	Argila Dura	30	110	0	9	18	-	0.45	-	-
3	Argila Silto - Arenosa	60	300	38.3	9	16.8	115	0.25	0.3	38.3

Tabela 43 – Parâmetros geológicos adoptados

Capacidade de carga à compressão

A capacidade de carga à compressão foi feita de acordo com o ponto 9.5 da presente memória.

Valor de cálculo da força axial

$$F_{cd} = 1,35 \times (RCP + PP) + 1,50 \times Sob$$

$$F_{cd} = 1,35 \times 67045 + 1,50 \times 81712 = 213079kN$$

Capacidade Resistente do Terreno à Compressão

Características da estaca

 Comprimento da estaca (L) 30 m

 Diâmetro da estaca (d) 1.2 m

$$q_b = c \times N_c + \sigma_0 \times N_q$$

$$q_s = \alpha \times c + K_s \times \text{tg} \delta \times \sigma_v$$

Características do Terreno

 Zona 1 Tipo de Terreno Lodo

 Espessura da Camada 22

Grupo de estacas

Cu	20	Kpa
Nc	5	
qb	100	kN/m ²
qs	20	kN/m ²

Estaca individual

Cu	20	Kpa
Nc	5	
α	1	
qb	100.0	kN/m ²
qs	20.0	kN/m ²

 Zona 2 Tipo de Terreno Argila Dura

 Espessura da Camada 5

Grupo de estacas

Cu	110	Kpa
Nc	9	
qb	990	kN/m ²
qs	110	kN/m ²

Estaca individual

Cu	110	Kpa
Nc	9	
α	0.45	
qb	990	kN/m ²
qs	50	kN/m ²

 Zona 3 Tipo de Terreno Argila Silto - Arenosa

 Espessura da Camada 3

Grupo de estacas

Cu	300	Kpa
Φ	38.3	°
Nc	9	
qb	8496	kN/m ²
qs	308	kN/m ²

Estaca individual

Cu	300	Kpa
Φ	38.3	°
Nc	9	
α	0.25	
qb	8496	kN/m ²
qs	83	kN/m ²

Cálculo Geotécnico

Det. da Capacidade Resistente de Ponta

$$R_b = q_b \times A_b$$

 A_b = Área transversal da ponta da estaca

Grupo de estacas		
qb	8496	kN/m ²
Ab	113.6	m ²
Rb	965448	kN

Estaca individual		
qb	8496	kN/m ²
Ab	1.13	m ²
Rb	9609	kN

Det. da Capacidade Resistente Lateral

$$R_s = \sum q_s \times A_s$$

 A_s = Área lateral da estaca

Grupo de estacas		
qs	438	kN/m ²
As	1279.2	m ²
Rs	559736	kN

Estaca individual		
qs	152	kN/m ²
As	113	m ²
Rs	17198	kN

Det. da Capacidade Resistente Última à Compressão

$$R_{cd} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s}$$

$$R_{cd} = \min \{ R_{cd(1)}; R_{cd(2)} \}$$

 $R_{cd(1)}$ = Capacidade Resistente de Grupo

 $R_{cd(2)}$ = Soma da Capacidade Resistente Individual

$$R_{cd(2)} = n \times R_{cd}$$

 n = Número de estacas

$R_{cd(1)}$	838013	kN
n	48	
$R_{cd(2)}$	707001	kN
R_{cd}	707001	kN

$$707001kN \geq 213079kN \quad OK!$$

Nota: Apenas se verificou a segurança para a combinação 2 da abordagem de cálculo do tipo 1.

IV – CONCLUSÃO

CONCLUSÕES

- a) Foi possível concluir que o pré-dimensionamento realizado (modelo unifilar) conduziu a resultados idênticos aos do modelo final (tridimensional), para as paredes, conforme se constata nas tabelas abaixo indicadas:

Face Interior

Níveis	Pré - Dimensionamento		Dimensionamento Final	
	Armadura Vertical (cm ²)	Armadura Radial (cm ²)	Armadura Vertical (cm ²)	Armadura Radial (cm ²)
48,80 a 37,00	4.00	13.79	4.00	13.42
37,00 a 25,00	4.00	21.41	4.00	20.77
25,00 a 13,00	4.00	26.85	4.00	25.08

Face Exterior

Níveis	Pré - Dimensionamento		Dimensionamento Final	
	Armadura Vertical (cm ²)	Armadura Radial (cm ²)	Armadura Vertical (cm ²)	Armadura Radial (cm ²)
48,80 a 37,00	4.00	23.10	4.00	24.1
37,00 a 25,00	4.00	30.72	4.00	31.85
25,00 a 13,00	4.00	36.16	4.00	39.51

- b) Os softwares utilizados no dimensionamento orgânico das armaduras das secções e no estudo da fendilhação conduziram a valores comparáveis aos obtidos com recurso a tabelas de cálculo desenvolvidas.
- c) Nas lajes apoiadas em vigas de grande deformabilidade os resultados obtidos no pré-dimensionamento afastam-se aos obtidos no modelo real, uma vez que

neste processo se considerou a deformabilidade das vigas de suporte de todo o sistema.

- d) Os esforços obtidos nas estacas, com recurso ao modelo utilizado em elementos finitos, conduziram a resultados semelhantes aos obtidos no pré-dimensionamento através da Memória do LNEC do Prof. Guy de Castro.

- e) Atendendo ao dimensionamento realizado e á bibliografia consultada, constatou-se que tanto as secções como as armaduras adoptadas apontam para valores idênticos a estruturas deste tipo (geometria e material ensilado), razão pela qual se considerou que a concepção estrutural adoptada é adequada.

Desenvolvimentos Futuros

De entre os inúmeros trabalhos que se podem desenvolver na sequência deste destacam-se:

- a) Realização de um modelo experimental, com a finalidade de definir de forma mais realista o comportamento da estrutura.

- b) Fazer um levantamento mais aprofundado das acções provocadas pelo material ensilado, com recurso a eventuais ensaios experimentais.

- c) Elaborar um estudo mais “real” de modo a avaliar com mais detalhe a influência do material ensilado, na estrutura, em termos sísmicos.

B – PEÇAS DESENHADAS

LISTA PEÇAS DESENHADAS:

DESIGNAÇÃO		Nº DESENHO
Vista Rio, Alçado e Corte	Cofragem	1/9
Planta de Fundações e Nível +1.50	Cofragem	2/9
Planta do Piso +5.80 e +48.80 Contrafortes	Cofragem	3/9
Planta do Piso +56.00 e Tremonha	Cofragem	4/9
Paredes, Contrafortes e Pilares	Betão Armado	5/9
Planta de Fundações Estacas e Tremonha	Betão Armado	6/9
Pisos +5.80; +48.80; +56.00	Betão Armado	7/9
Vigas 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6	Betão Armado	8/9
Vigas 2.1 2.2 2.3 2.4 2.5 2.6 2.7	Betão Armado	9/9

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- a) NP EN 1990 – Bases para o projecto de estruturas.
- b) NP EN 1991-1-1 – Acções em estruturas. Parte 1-1 Acções gerais.
- c) NP EN 1991-1-4 – Acções em estruturas. Parte 1-4 Acções do vento.
- d) EN 1991-4 – Acções em estruturas. Parte 4 Silos e tanques.
- e) NP EN 1992-1-1 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1 Regras gerais e regras para edifícios.
- f) NP EN 1997-1 – Projecto geotécnico. Parte 1 Regras gerais.
- g) NP EN 1998-1 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1 Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.
- h) NP EN 1998-4 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos (Silos, Tanques e Gasodutos).
- i) RSAEP - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.
- j) Consulta de alguns elementos desenhados, referentes a Silos disponibilizados por uma cimenteira.
- k) Silvério A. Coelho – **Tecnologia de Fundações**. Setembro 1996.
- l) PEREIRA, Dr. Carlos dos Santos – Folhas da disciplina de Estrutura de Suporte e Fundações II.
- m) SANTOS, Prof. A. Jaime – Folhas Fundações por Estacas acções Verticais.
- n) SANTOS, Prof. A. Jaime – Folhas Fundações por Estacas acções Horizontais.

- o) BRANCO, Prof F.A ; CORREIA, Prof A. - Folhas modelação de fundações na análise estrutural – Relatório CMEST DT 02/90, Lisboa, Maio 1990
- p) BRANCO, Prof F.A - Silos – Relatório CMEST DT 03/90, Lisboa, Maio 1990
- q) **Regles de Conception et Calcul des Silos em Beton** – Annales n°189
- r) A. REIMBERT- **Silos – Theorie e Pratique**
- s) GORGULHO, Prof. António Sousa – Folhas da disciplina de Betão Estrutural II, versão actualizada segundo o EC2.
- t) SOEIRO E SÁ, Prof. Abel Francisco Gaspar – Folhas da disciplina de Betão Estrutural I, versão actualizada segundo o EC2.
- u) GUY, Prof de Castro - **Memória nº743 do LNEC**

ANEXOS

Corte Tipo das Sondagens Realizadas

