



CONTRATO 174/2015
AS 053/2021

MUNICÍPIO DE VENDA NOVA DO IMIGRANTE

**SISTEMA DE ESGOTAMENTO
SANITÁRIO DE VENDA NOVA DO
IMIGRANTE - BAIROS TAPERA E
SOSSAI E COMPLEMENTO DE REDE
NA SEDE**

VOLUME V – PROJETO ESTRUTURAL

TOMO A – MEMORIAL DE CÁLCULO

A-067-000-91-4-MC-0002

APRESENTAÇÃO

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito do contrato nº 174/2015, celebrado entre a **GANEM Engenharia EPP Ltda.** e a **Companhia Espírito Santense de Saneamento (CESAN)**.

A **GANEM Engenharia EPP Ltda.** apresenta a seguir o projeto estrutural do sistema de esgotamento sanitário dos Bairros Tapera e Sossai, localizados no município de Venda Nova do Imigrante.

O projeto completo do sistema de esgotamento dos Bairros Tapera e Sossai está apresentado conforme descrito abaixo:

- Volume I – Topografia:
 - Tomo A – Caderneta topográfica (B-067-000-90-1-CT-0001);
 - Tomo B – Desenhos.
- Volume II – Projeto Hidráulico:
 - Tomo A – Memorial Descritivo e de Cálculo (A-067-000-90-5-MD-0004);
 - Tomo B – Desenhos (SES Tapera e Sossai)
 - Tomo C – Desenhos (Complemento de rede).
- Volume III – Projeto Terraplenagem:
 - Tomo A – Memorial Descritivo de Cálculo (A-067-000-91-1-MD-0001);
 - Tomo B – Desenhos.
- Volume IV – Projeto Elétrico:
 - Tomo A – Memorial de Cálculo (A-067-000-91-6-MC-0002);
 - Tomo B – Desenhos.
- Volume V – Projeto Estrutural:
 - Tomo A – Memorial de Cálculo (A-067-000-91-4-MC-0002);
 - Tomo B – Desenhos.
- Volume VI – Orçamento (A-067-000-90-0-OR-0004):
 - Planilha Orçamentária (A-067-000-90-0-PL-0002).

Seguem listados abaixo os desenhos produzidos neste projeto estrutural e apresentado no Tomo B (Tapera e Sossai) desse volume:

Número da CESAN		Referência do Desenho
01	A-067-000-91-4-XX-0028	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Contenções - Locação, Forma e Armação
02	A-067-000-91-4-XX-0029	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Locação das Estruturas e Poço de Sucção - Forma
03	A-067-000-91-4-XX-0030	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Poço de Sucção e Biofiltro - Forma e Armação
04	A-067-000-91-4-XX-0031	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - PV de Entrada - Forma e Armação
05	A-067-000-91-4-XX-0032	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Pré-Tratamento - Forma e Armação
06	A-067-000-91-4-XX-0033	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Pré-Tratamento e Bueiro - Forma e Armação
07	A-067-000-91-4-XX-0034	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Pré-Tratamento - Armação
08	A-067-000-91-4-XX-0035	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Caixa de Descarga e Abrigo Painel - Forma e Armação

.

SUMÁRIO

ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES.....	V
ÍNDICE DE TABELAS	VII
1. ESPECIFICAÇÕES GERAIS	9
1.1. Objetivo.....	9
1.2. Documentos de Referência	9
1.2.1. EEEB	9
1.3. Normas técnicas	9
1.4. Referências bibliográficas.....	9
1.5. Estruturas de concreto integrantes do projeto	10
2. CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO.....	11
2.1. Critério de projeto	11
2.2. Dados gerais.....	11
2.2.1. Agressividade Ambiental.....	11
2.2.2. Materiais	11
2.3. Parâmetros geotécnicos	12
2.4. Cargas	13
2.4.1. Cargas permanentes	13
2.4.2. Cargas acidentais	13
2.4.3. Peso específico.....	13
2.4.4. Carregamento nas lajes de fundo	13
2.4.5. Carregamento nas paredes lado interno.....	14
2.4.6. Carregamento nas paredes lado externo.....	14
2.5. Combinações.....	14
2.6. Metodologia de cálculo	15
3. DIMENSIONAMENTO – POÇO DE SUCÇÃO	17
3.1. Modelagem estrutural	17
3.1.1. Carregamento	19
3.1.2. Combinações.....	19
3.2. Resultados da modelagem estrutural	19
3.2.1. Estabilidade da estrutura	19
3.2.2. Verificação da fluabilidade	21
3.2.3. Esforços solicitantes	21
3.3. Dimensionamento das armaduras	30

3.3.1. Laje de fundo h=20cm	30
3.3.2. Laje superior h=20cm	30
3.3.3. Paredes e=20cm.....	31
4. DIMENSIONAMENTO – PRÉ-TRATAMENTO	32
4.1. Modelagem estrutural	32
4.1.1. Carregamento	34
4.1.2. Combinações	34
4.2. Resultados da modelagem estrutural	34
4.2.1. Estabilidade da estrutura	34
4.2.2. Verificação da fluabilidade	36
4.2.3. Esforços solicitantes	36
4.3. Dimensionamento das armaduras	45
4.3.1. Laje de fundo h=20cm	45
4.3.2. Parede e=20cm.....	46
4.3.3. Paredes escada e=20cm	46
5. DIMENSIONAMENTO – ESTRUTURAS DE CONTENÇÕES	47
5.1. Muro de concreto ciclópico MCC-01	47
5.1.1. Determinação das dimensões.....	47
5.1.2. Verificação da estabilidade	47
5.2. Muro de concreto armado MCA-01.....	50

ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Posicionamento do poço de sucção em relação ao solo.....	17
Figura 2 – Modelo estrutural 3D – Vista 1.	18
Figura 3 – Modelo estrutural 3D – Vista 2.	18
Figura 4 – Diagrama de deformação poço de sucção (m).....	20
Figura 5 – Flexão laje de fundo M11+ (kN.m).	22
Figura 6 – Flexão laje de fundo M11- (kN.m).	22
Figura 7 – Flexão laje de fundo M22+ (kN.m).	23
Figura 8 – Flexão laje de fundo M22- (kN.m).	23
Figura 9 – Tração laje de fundo F11+ (kN).....	24
Figura 10 – Tração laje de fundo F11- (kN).....	24
Figura 11 – Tração laje de fundo F22+ (kN).....	25
Figura 12 – Tração laje de fundo F22- (kN).....	25
Figura 13 – Flexão paredes M11+ (kN.m).....	26
Figura 14 – Flexão paredes M11- (kN.m).....	26
Figura 15 – Flexão paredes M22+ (kN.m).....	27
Figura 16 – Flexão paredes M22- (kN.m).....	27
Figura 17 – Tração paredes F11+ (kN).	28
Figura 18 – Tração paredes F11- (kN).	28
Figura 19 – Tração paredes F22+ (kN).	29
Figura 20 – Tração paredes F22- (kN).	29
Figura 21 – Posicionamento do pré-tratamento em relação ao solo.	32
Figura 22 – Modelo estrutural 3D – Vista 1.	33
Figura 23 – Modelo estrutural 3D – Vista 2.	33
Figura 24 – Diagrama de deformação da laje de fundo (m).	35
Figura 25 – Flexão laje de fundo M11+ (kN.m).	37
Figura 26 – Flexão laje de fundo M11- (kN.m).	37
Figura 27 – Flexão laje de fundo M22+ (kN.m).	38
Figura 28 – Flexão laje de fundo M22- (kN.m).	38
Figura 29 – Tração laje de fundo F11+ (kN).....	39
Figura 30 – Tração laje de fundo F11- (kN).....	39

Figura 31 – Tração laje de fundo F22+ (kN).	40
Figura 32 – Tração laje de fundo F22- (kN).	40
Figura 33 – Flexão paredes M11+ (kN.m).	41
Figura 34 – Flexão paredes M11- (kN.m).	41
Figura 35 – Flexão paredes M22+ (kN.m).	42
Figura 36 – Flexão paredes M22- (kN.m).	42
Figura 37 – Tração paredes F11+ (kN).	43
Figura 38 – Tração paredes F11- (kN).	43
Figura 39 – Tração paredes F22+ (kN).	44
Figura 40 – Tração paredes F22- (kN).	44

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos para cada unidade.	13
Tabela 2 – Coeficientes.	15
Tabela 3 – Resumo de esforços solicitantes máximos na poço de sucção.	30
Tabela 4 – Resumo de esforços solicitantes máximos pré-tratamento.	45

MEMORIAL DE CÁLCULO

1. ESPECIFICAÇÕES GERAIS

1.1. Objetivo

O presente trabalho tem como objetivo apresentar a memória de cálculo do Projeto Estrutural da EEEB Tapera do sistema de tratamento de esgoto de Venda Nova do Imigrante localizada no município de Venda Nova do Imigrante – ES.

1.2. Documentos de Referência

1.2.1. EEEB

- A-067-000-91-5-XX-0103 a A-067-000-91-5-XX-0105;

1.3. Normas técnicas

- NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;
- NBR 6120:2019 – Cargas para o cálculo de estruturas;
- NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações;
- NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;
- NBR 7191:1982 – Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado;
- NBR 8681:2004 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento;
- NBR 14931:2004 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento.

1.4. Referências bibliográficas

- Alonso, Urbano Rodriguez, 1943 – Exercícios de fundações / Urbano Rodriguez Alonso, São Paulo: Edgar Bluncher, 1983.
- Morrison, Nelson. Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de winkler. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 1993.
- Montoya, J. et al. (1973). Hormigón armado. Barcelona, Gustavo Gilli
- Cintra, José Carlos A.; Aokil, Nelson; Albiero, José Henrique. Fundações diretas: projeto geotécnico

1.5. Estruturas de concreto integrantes do projeto

- Poço de sucção;
- Pré-tratamento;
- Estruturas de contenções.

2. CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO

2.1. Critério de projeto

O dimensionamento das peças estruturais será feito seguindo as recomendações das normas da ABNT. Foram considerados os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS). O modelo estrutural trata-se de caixas prismáticas aérea, enterradas e/ou semienterradas, com ou sem tampa sendo que serão considerados os esforços devido ao peso próprio, sobrecarga e empuxo interno de água, empuxo externo do solo nas paredes enterradas ou semienterradas.

2.2. Dados gerais

2.2.1. Agressividade Ambiental

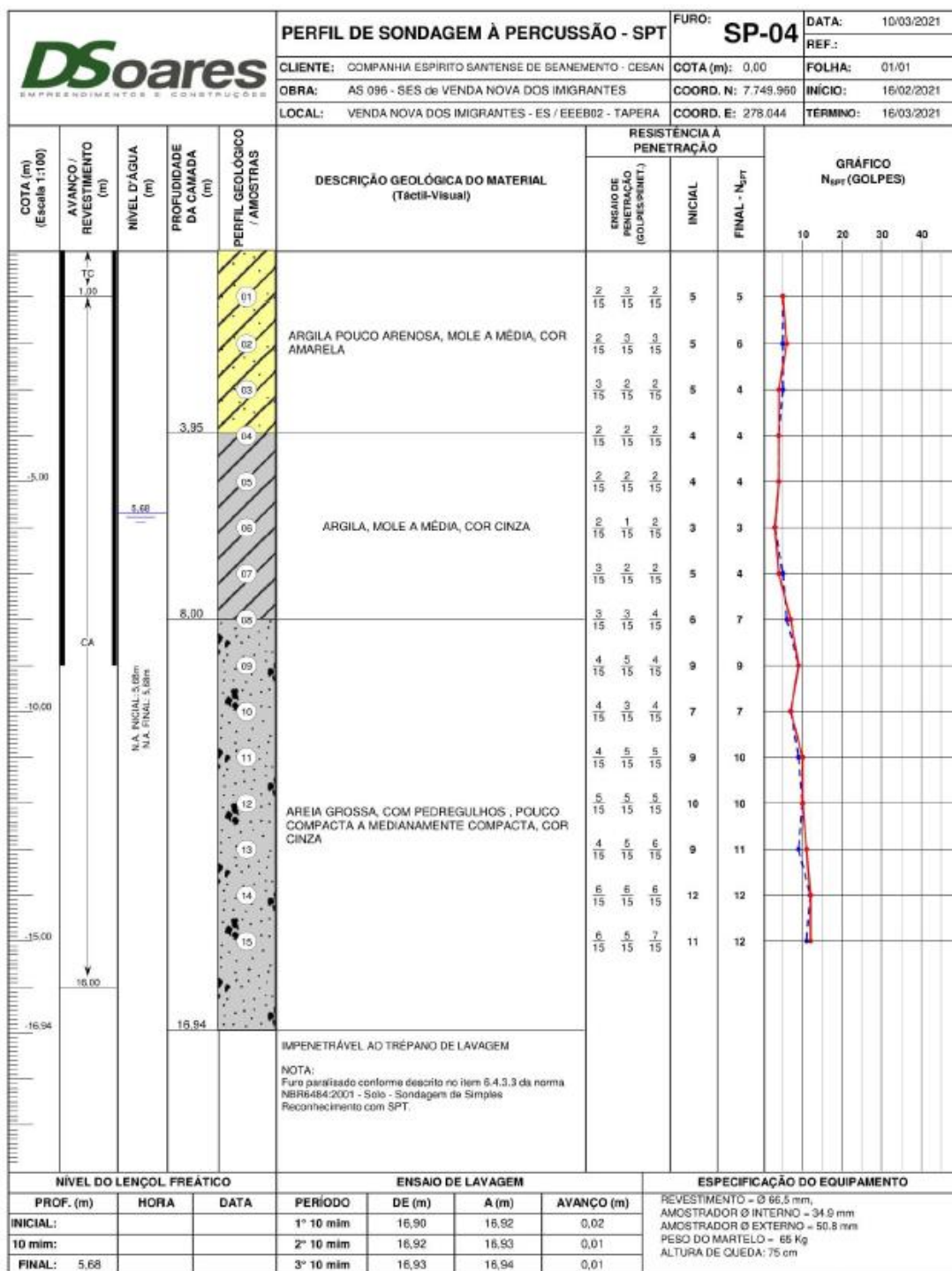
- Classe de agressividade= III (forte)

2.2.2. Materiais

- Concreto Estrutural (C30): $f_{ck}=30 \text{ MPa} / E_{cs}=26.991 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Minoração da Resistência: $\gamma_c = 1,4$
- Abertura de Fissuras:
 - Tanques em contato com a água $w_k \leq 0,15 \text{ mm}$
 - Demais estruturas $w_k \leq 0,3 \text{ mm}$
- Cobrimento da Armadura:
 - Estruturas em contato com a água $c = 5,0 \text{ cm}$
 - Demais estruturas $c = 4,0 \text{ cm}$
- Aço CA-50 / CA-60
 - Resistência Característica ao Escoamento CA-50 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 - Resistência Característica ao Escoamento CA-60 $f_{yk} = 600 \text{ MPa}$
 - Módulo de Elasticidade $E_s = 210.000 \text{ MPa}$
 - Coeficiente de Minoração da Resistência $\gamma_s = 1,15$

2.3. Parâmetros geotécnicos

Para determinação dos parâmetros geotécnicos e tipo de fundações, foram realizadas campanhas de sondagem e apresentada no documento A-092-000-40-3-SD-0001. Conforme as locações dos furos de sondagem, foram determinados os parâmetros geotécnicos para cada estrutura. Conforme planta de locação foi utilizado o boletim de sondagem do furo SP-04.



Os parâmetros calculados em função no número NSPT para cada local foram a tensão admissível e o coeficiente de recalque vertical, determinados pelas seguintes equações:

$$\sigma_{adm} = N_{SPT}/5 = \text{kgf/cm}^2 \text{ (Alonso 1989)}$$

Os parâmetros comuns adotados para todas as estruturas são peso específico ($\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$) e coeficiente de empuxo determinado pela equação abaixo, considerado o ângulo de atrito $\varphi = 30^\circ$:

$$K = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 0,333$$

A tabela a seguir apresenta os demais parâmetros adotados no dimensionamento de cada estrutura:

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos para cada unidade.

Unidade	Nº SPT/ST	NSPT	Tensão Admissível (kgf/cm ²)	Coeficiente de Recalque Vertical (kN/m ³)
EEEEB	04	4	0,80	18.400,00
Estruturas de contenções	04	6	1,20	25.600,00

2.4. Cargas

2.4.1. Cargas permanentes

- Peso próprio gerada eletronicamente pelo programa;

2.4.2. Cargas acidentais

- Sobrecarga = 2,00 kN/m²;
- Sobrecarga de equipamentos sobre as lajes.

2.4.3. Peso específico

- Concreto = 25,00 kN/m³;
- Água = 10,00 kN/m³;
- Material de enchimento em argamassa = 22,00 kN/m²;
- Material de enchimento em brita = 18,00 kN/m².

2.4.4. Carregamento nas lajes de fundo

- Peso da água considerando o pior cenário com a estrutura 100% cheia.

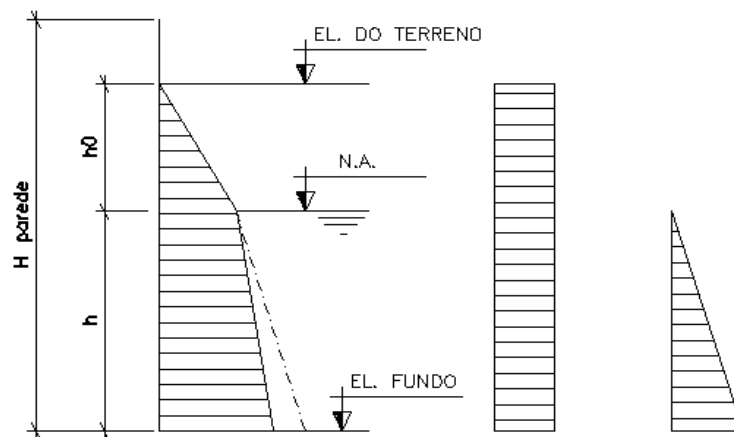
2.4.5. Carregamento nas paredes lado interno

- Considerando a caixa cheia de água temos;

$$P_{\text{agua}} = \gamma_{\text{agua}} \cdot h_{\text{agua}}$$

2.4.6. Carregamento nas paredes lado externo

- Para o trecho aéreo a carga externa será igual a 0.
- Para o trecho enterrado ou semienterrado temos;



A carga q para carga retangular será utilizada nas estruturas sobre efeito de tráfego de veículos, cujo valor será de 25,00 kN/m².

2.5. Combinações

Para o dimensionamento das estruturas foram considerados, de acordo com as normas técnicas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), os estados limites de utilização (flechas, aberturas de fissuras) e o último (segurança), sempre considerando as questões relativas à durabilidade da estrutura.

As combinações de ações de ações usadas no cálculo foram de acordo com NBR 8691:2003.

Combinações últimas (ELU), que para o edifício em causa são consideradas normais, “Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado”, sendo o cálculo das solicitações:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$$

De acordo com a tabela 11.3 da NBR 6118:2014.

Os valores dos Coeficientes de ponderação das ações (γf) no estado-limite último (ELU) foram os utilizados nas tabelas 11.1 e 11.2 da NBR 6118:2014.

Combinações de serviço (ELS):

Combinações quase permanentes (CQP):

$$F_d = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{gj,k}$$

Combinações frequentes (CF):

$$F_d = \sum F_{gi,k} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{gj,k}$$

Combinações raras (CR):

$$F_d = \sum F_{gi,k} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} \cdot F_{gj,k}$$

De acordo com a tabela 11.4 da NBR 6118:2014.

Os valores dos Coeficientes de ponderação das ações (γf) no estado-limite de serviço (ELS) foram os utilizados na tabela 11.2 da NBR 6118:2014.

A Tabela 2 apresenta os coeficientes parciais de segurança utilizados conforme tabela 1 da NBR 8681.

Tabela 2 – Coeficientes.

	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente – CP	1,00	1,40	-	-
Sobrecarga – SC	0,00	1,40	1,00	0,80

2.6. Metodologia de cálculo

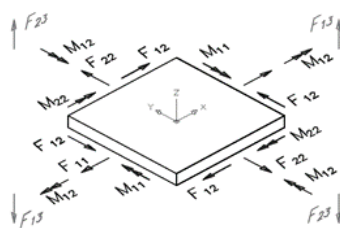
Para a análise estrutural e obtenção dos esforços solicitantes dos elementos estruturais de concreto armado foi utilizado o software SAP2000 no dimensionamento.

Como condição de contorno foi considerado o contato entre o concreto e o solo de fundação através de apoios elásticos representados por molas, que são liberadas iterativamente, quando apresentam esforços de tração.

Para simular o atrito do concreto com o solo foram considerados os coeficientes horizontais referentes a 10% do coeficiente vertical.

No SAP2000 foi criado um modelo tridimensional formado por elementos de placas e barras, cuja discretização considera as dimensões que as compõem. Abaixo segue

uma representação esquemática das direções positivas dos esforços internos na notação do “SAP 2000”, para o elemento do tipo Shell.



Para auxiliar no dimensionamento das estruturas foram utilizadas planilhas próprias do Excel que atendem as normas vigentes.

3. DIMENSIONAMENTO – POÇO DE SUCÇÃO

3.1. Modelagem estrutural

O poço de sucção é uma estrutura prismática paralelepipedica enterrada (Figura 1).

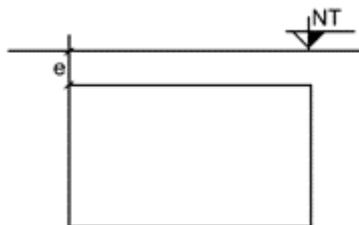


Figura 1 – Posicionamento do poço de sucção em relação ao solo.

Para dimensionamento foi considerado as lajes de piso engastadas nas paredes. As paredes serão submetidas à atuação da força hidrostática correspondente a altura interna total no pré-tratamento e o empuxo do solo na parte externa que se encontra enterrado.

A laje de fundo atua como fundações, em função disto, estrutura foi calculada associando a um meio elástico. Para a interação solo estrutura o coeficiente de recalque vertical será determinado pela relação empírica de Alonso (1943), Teixeira e Godoy (1996).

$$s = 0.2SPT_{médio} (kgf/cm^2)$$

Conforme furo SP-04 temos na camada de apoio $N_{SPT} = 4$. Conforme Alonso (1946) temos:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{5} = \frac{4}{5} = 1,60 \text{ kgf/cm}^2$$

Utilizando a tabela de Morrison (1993) temos

Para $\sigma_{adm} = 0,80 \text{ kgf/cm}^2$ temos $K_v = 1,84 \text{ kgf/cm}^3$

Na estrutura atuam esforços de tração e flexão.

A modelagem estrutural foi feita no software SAP-2000 (Figura 2 e Figura 3) considerando os parâmetros apresentados no item 2.

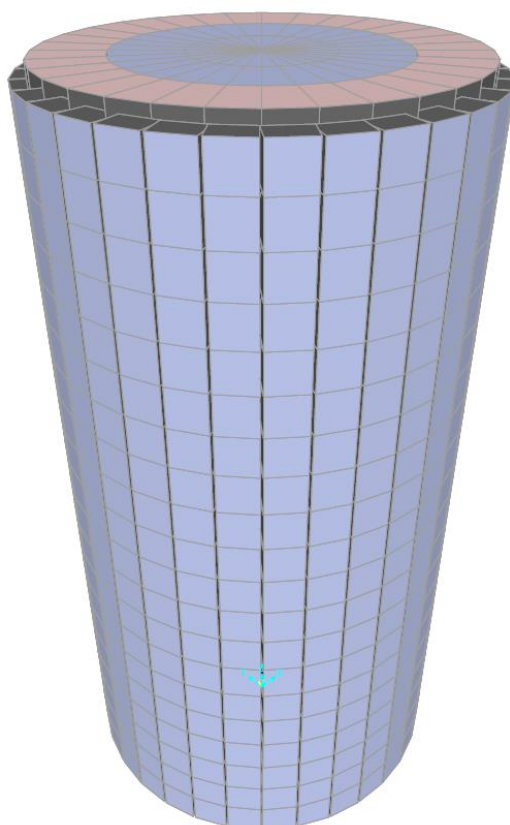


Figura 2 – Modelo estrutural 3D – Vista 1.

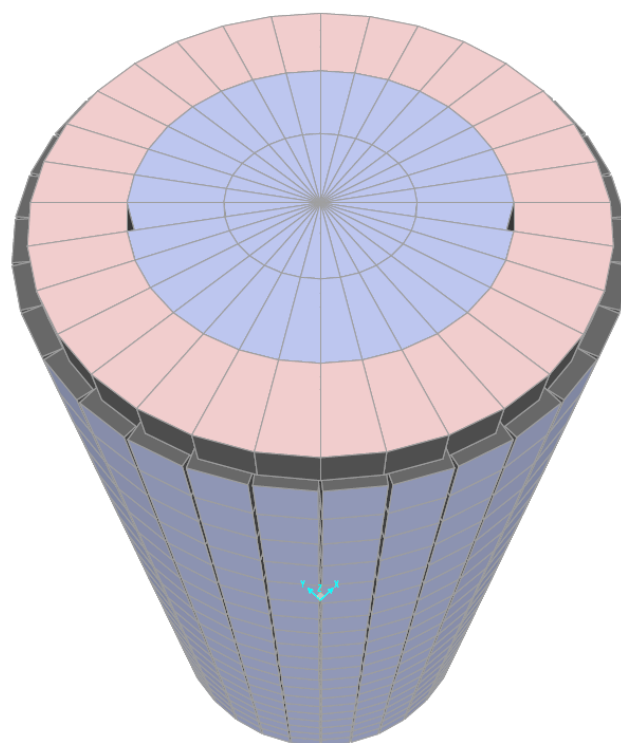


Figura 3 – Modelo estrutural 3D – Vista 2.

3.1.1. Carregamento

Os carregamentos utilizados no dimensionamento foram:

Carga permanente laje de fundo (CP):

- Enchimento
- Argamassa = $0,05 \times 22 = 1,10 \text{ kN/m}^2$.

Sobrecarga (SC) TaMPA $2,00 \text{ kN/m}^2$

Pressão hidro. laje de fundo (PHF) : $P_{agua} = 4,15 \times 10 = 41,50 \text{ kN/m}^2$.

Pressão hidro. (interna) (PHI): Carga triangular máxima $P_{agua} = 41,50 \text{ kN/m}^2$.

Empuxo externo (solo) (EXT): Carga triangular máxima $P_{solo} = \gamma_t \cdot h = 18,00 \times 5,2 = 93,96 \text{ kN/m}^2$.

3.1.2. Combinações

Foram elaboradas 16 combinações de ações entre todos os carregamentos listados, além de uma combinação envoltória, adotada para o dimensionamento.

3.2. Resultados da modelagem estrutural

3.2.1. Estabilidade da estrutura

A Figura 4 apresenta o diagrama de deformação do poço de sucção.

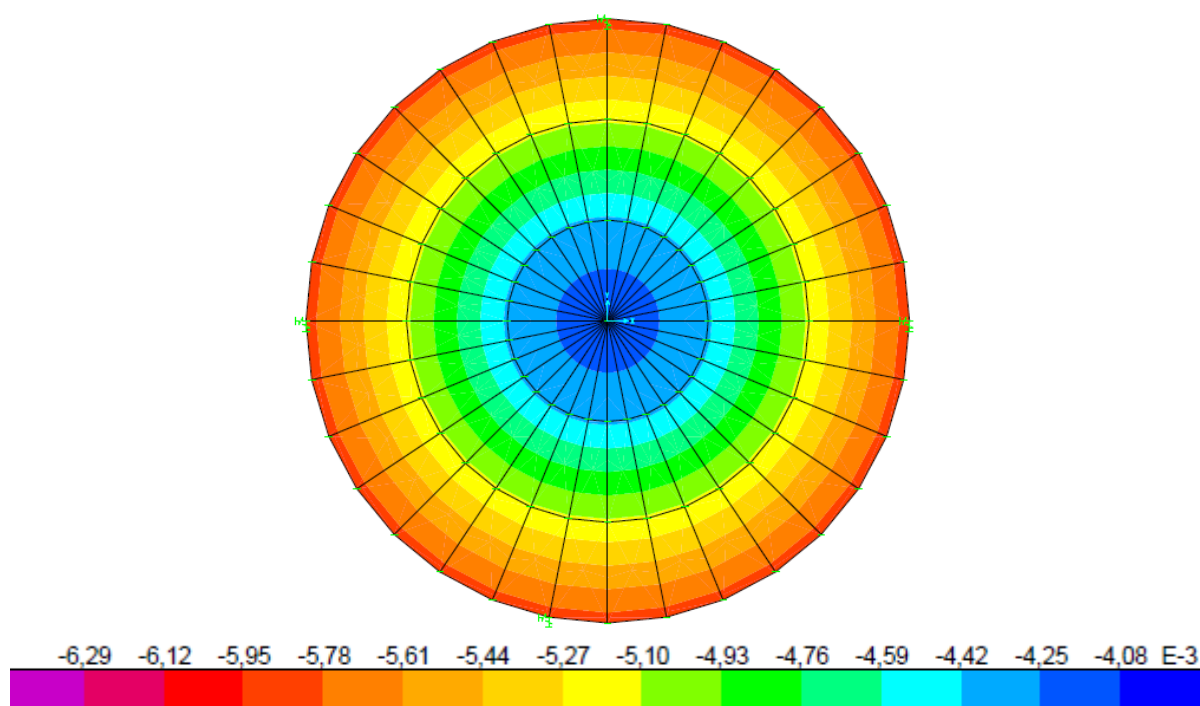


Figura 4 – Diagrama de deformação poço de sucção (m).

A tabela a seguir apresenta os deslocamentos máximos.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
789	COMB93	Combination	-0,000007673	0,000001619	-0,003822	-0,000037	-0,000187	-4,004E-07
789	COMB95	Combination	-0,000007673	0,000001619	-0,003822	-0,000037	-0,000187	-4,004E-07
789	COMB96	Combination	-0,000007673	0,000001619	-0,003822	-0,000037	-0,000187	-4,004E-07
790	COMB29	Combination	-0,000007803	5,293E-07	-0,003822	3,546E-10	-0,00019	2,098E-07
790	COMB30	Combination	-0,000007803	5,293E-07	-0,003822	3,546E-10	-0,00019	2,098E-07
790	COMB32	Combination	-0,000007803	5,293E-07	-0,003822	3,546E-10	-0,00019	2,098E-07

a) Verificação da tensão no solo será:

Conforme item Tabela 1 $k_v = 18.400,00 \text{ kN/m}^3$. Aplicando a lei de Hooke, a tensão no solo será o produto da deformação máxima com o coeficiente de recalque vertical, logo.

$$\sigma_{solo} = \delta x k_v = 0,003822 \times 18.400 = 70,32 \text{ kN/m}^2 = 0,70 \text{ kgf/cm}^2 \leq 0,80 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (ok)}$$

b) Verificação do deslizamento e tombamento

A verificação do tombamento e deslizamento será determinada conforme Montoya (1973). Para a verificação de estabilidade foram considerados os somatórios de forças horizontais e verticais de todas as combinações possíveis.

Verificação ao Deslizamento de Fundações Diretas

Pior Combinação para o Deslizamento =	COMB60	
F _x (Somatória de forças horizontais em x) =	0,11	tf
F _y (Somatória de forças horizontais em y) =	0,41	tf
F _H Resultante de Forças Horizontais =	0,42	
F _z (Somatória de forças verticais) =	288,50	tf
φ (Ângulo de atrito interno do solo) =	30	°
$\Sigma N \times \operatorname{tg} (2\phi / 3) / F_H \geq 1,5$	250,52	Ok

Logo todas verificações de estabilidade foram atendidas as fundações serão do tipo direta.

3.2.2. Verificação da flutuabilidade

Conforme boletim de sondagem SP-04 o nível do lençol freático está a 5,68 m de profundidade. A campanha de sondagem foi realizada no período de fevereiro e março, que corresponde ao período chuvoso. Logo o lençol se encontra na cota máxima.

Conforme projeto hidráulico o fundo do poço de sucção está a 5,32 m de profundidade. Como o lençol feático está abaixo não necessidade de verificar a flutuabilidade.

3.2.3. Esforços solicitantes

As figuras a seguir apresentam os esforços solicitantes.

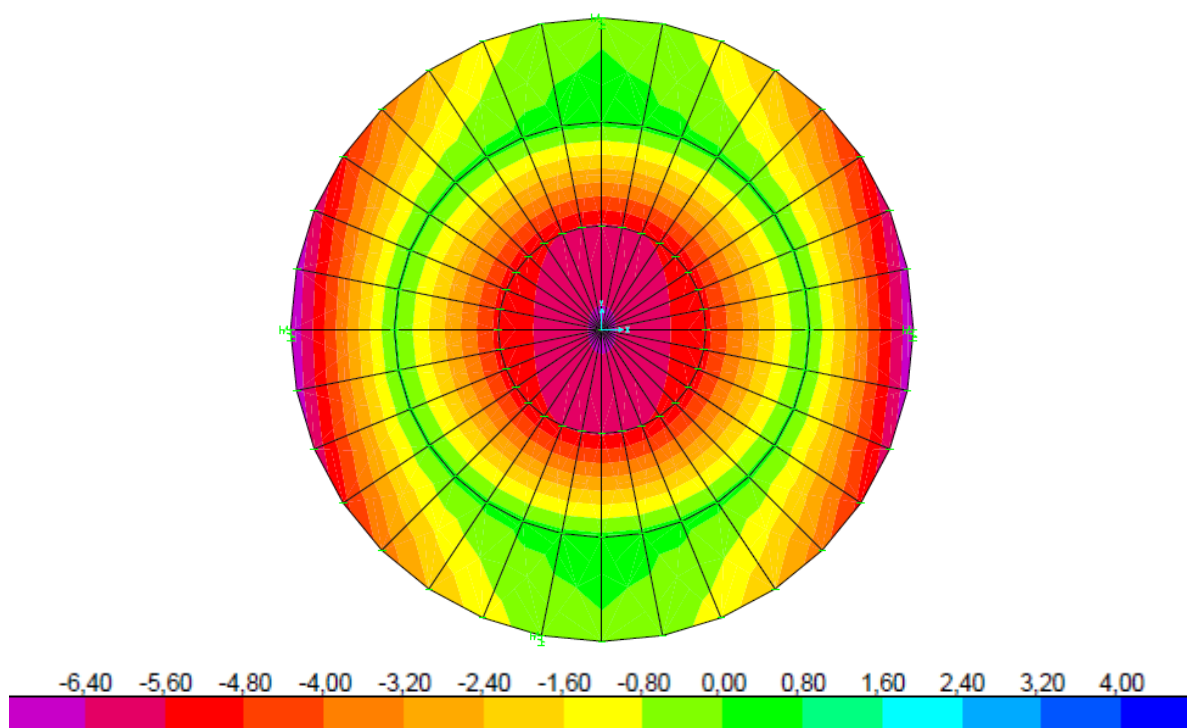


Figura 5 – Flexão laje de fundo M11+ (kN.m).

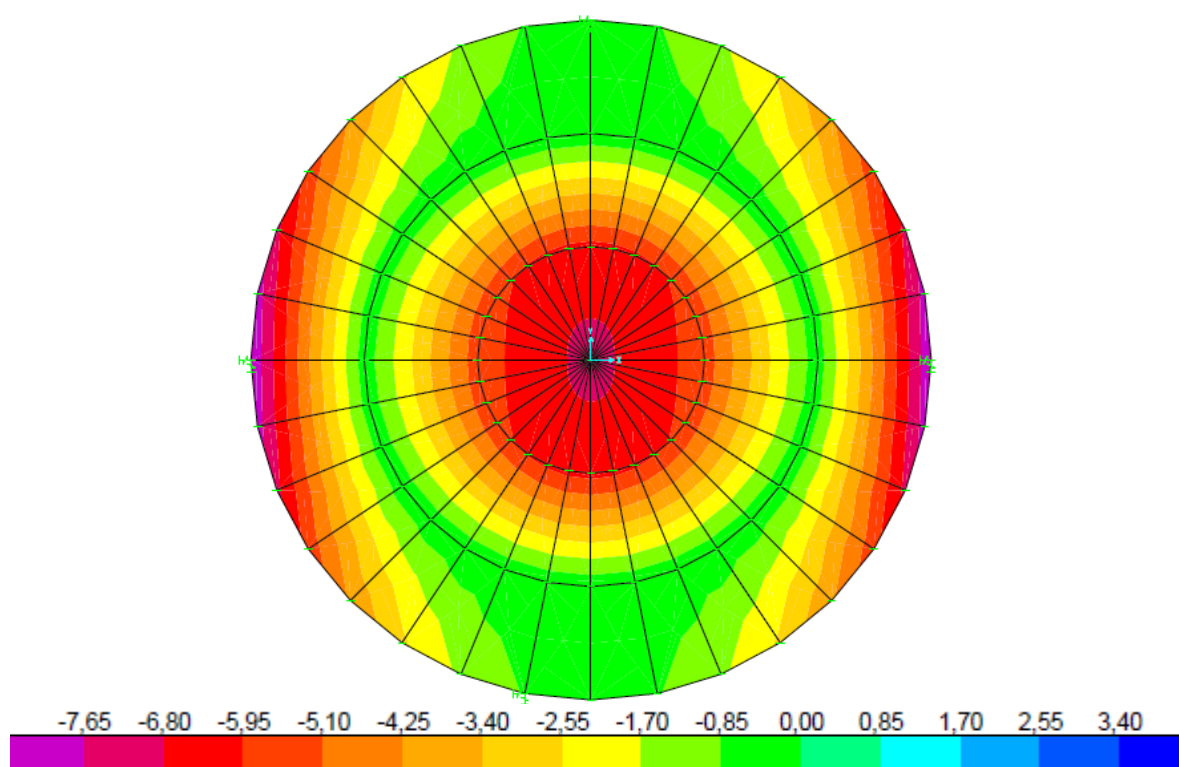


Figura 6 – Flexão laje de fundo M11- (kN.m).

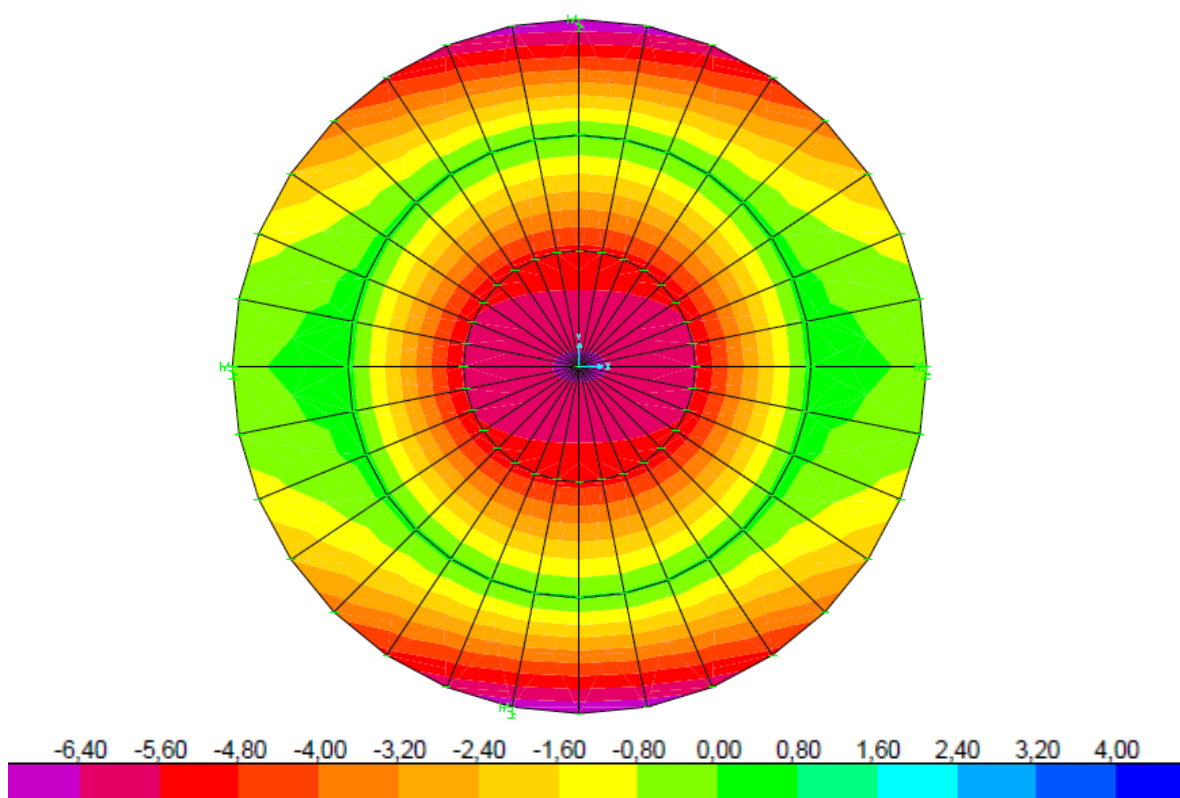


Figura 7 – Flexão laje de fundo M22+ (kN.m).

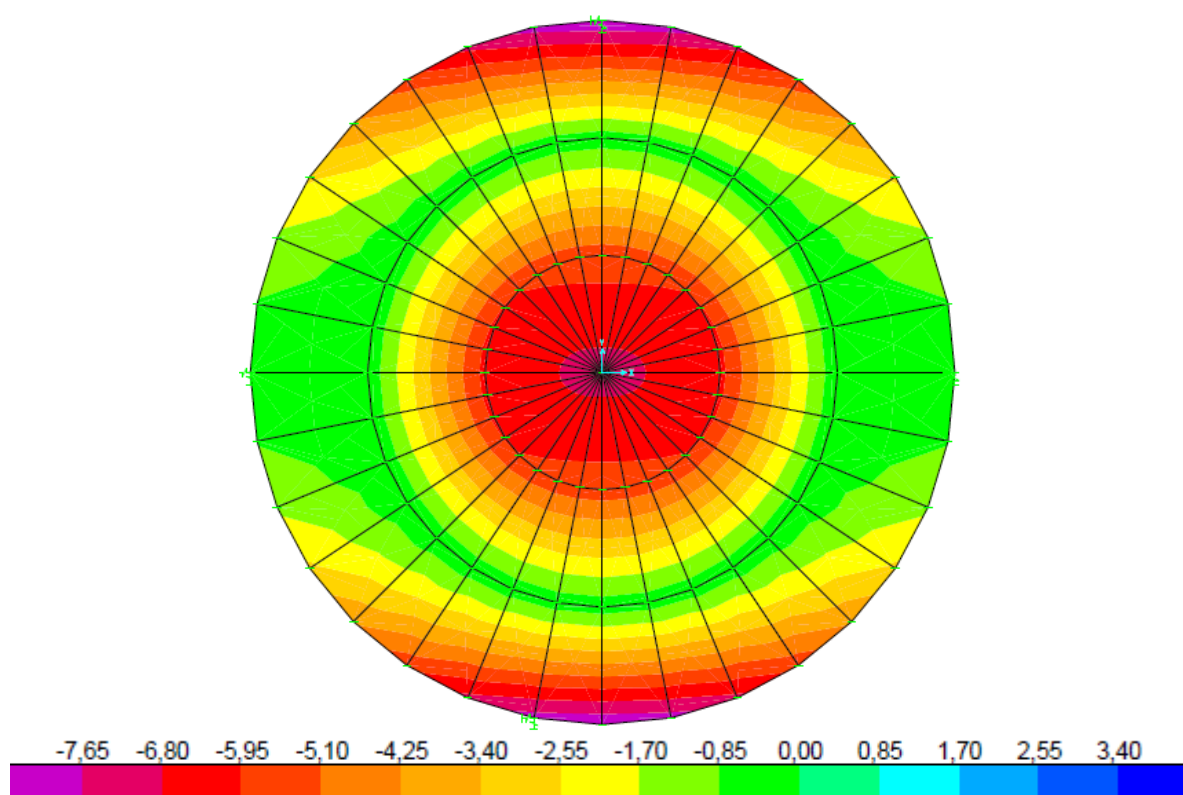


Figura 8 – Flexão laje de fundo M22- (kN.m).

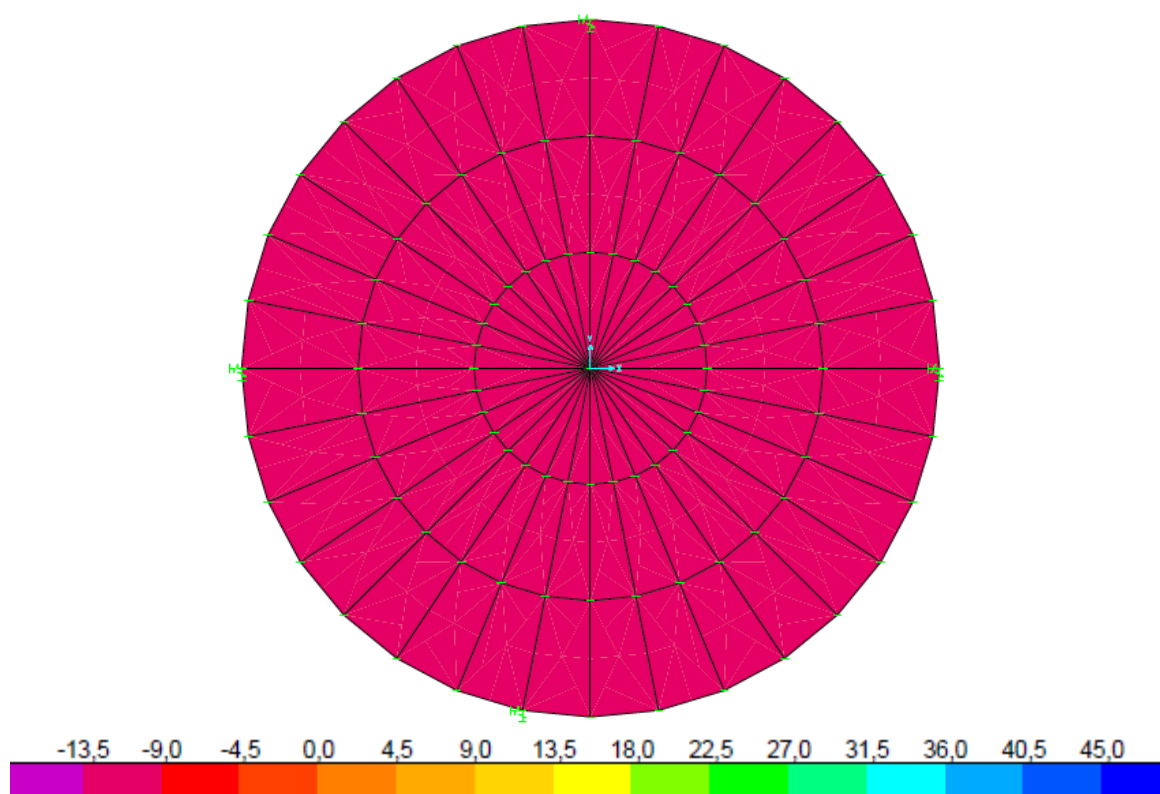


Figura 9 – Tração laje de fundo F11+ (kN).

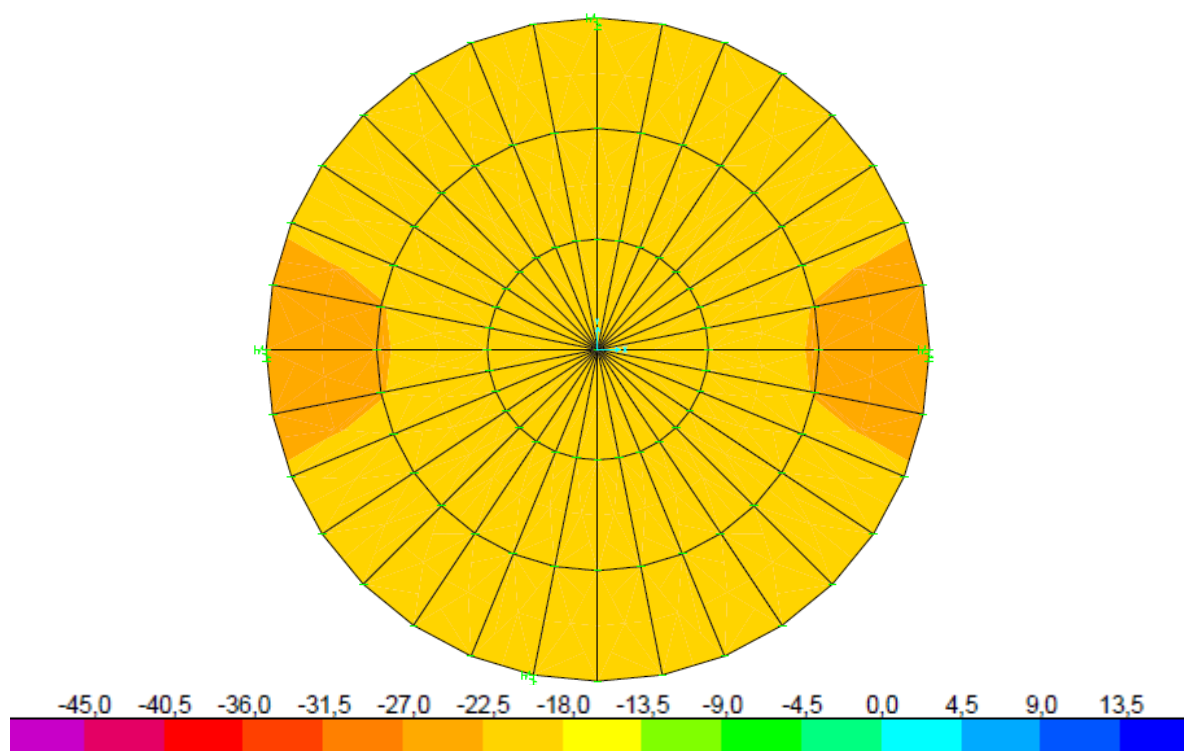


Figura 10 – Tração laje de fundo F11- (kN).

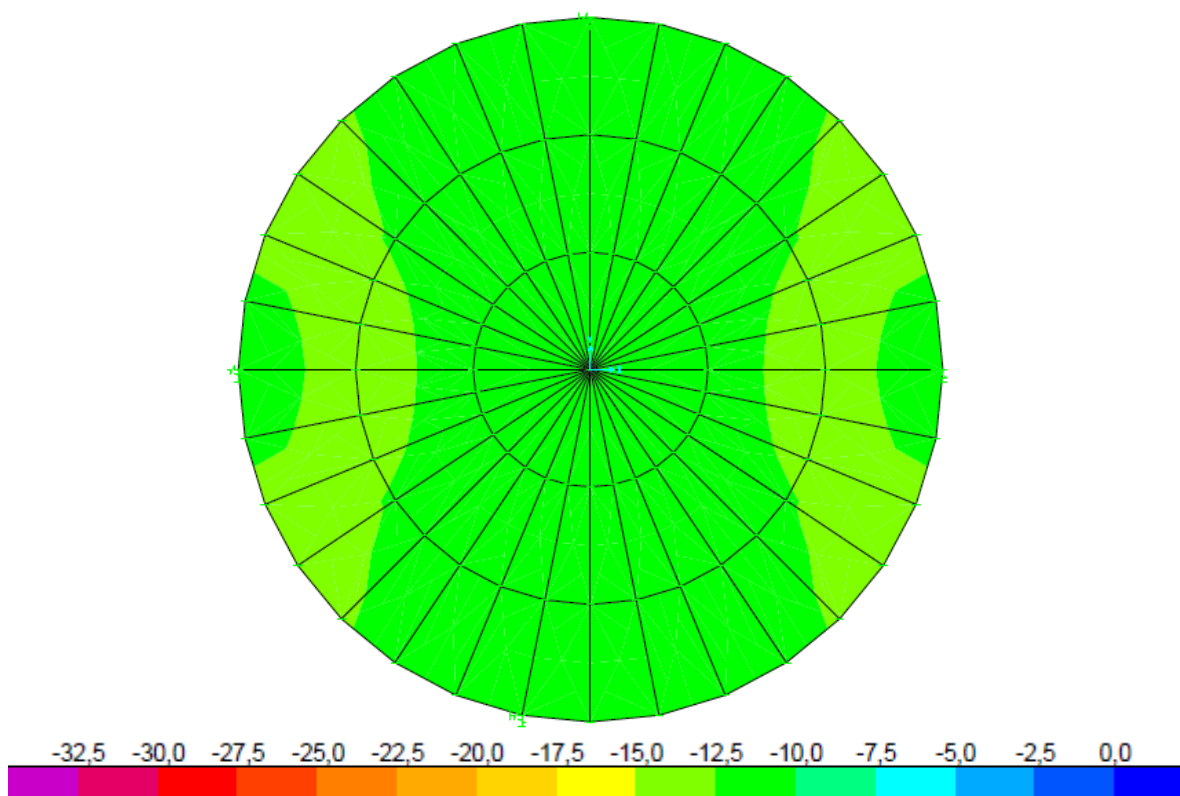


Figura 11 – Tração laje de fundo F22+ (kN).

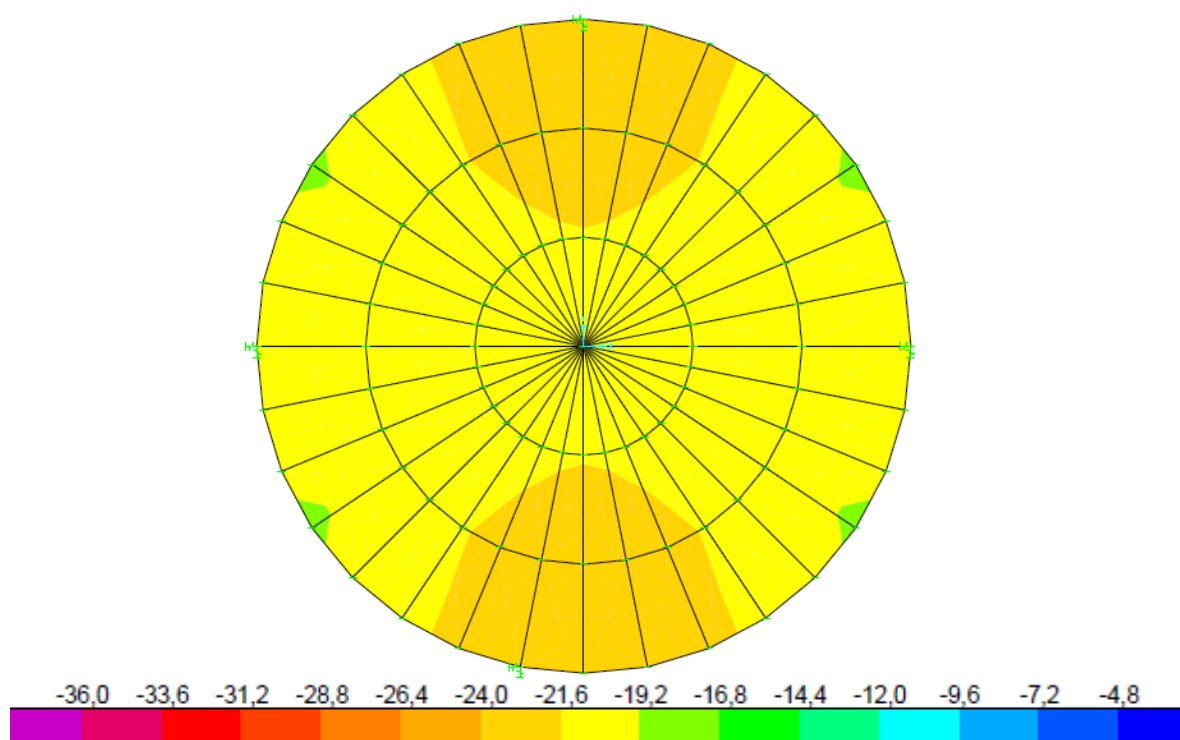


Figura 12 – Tração laje de fundo F22- (kN).

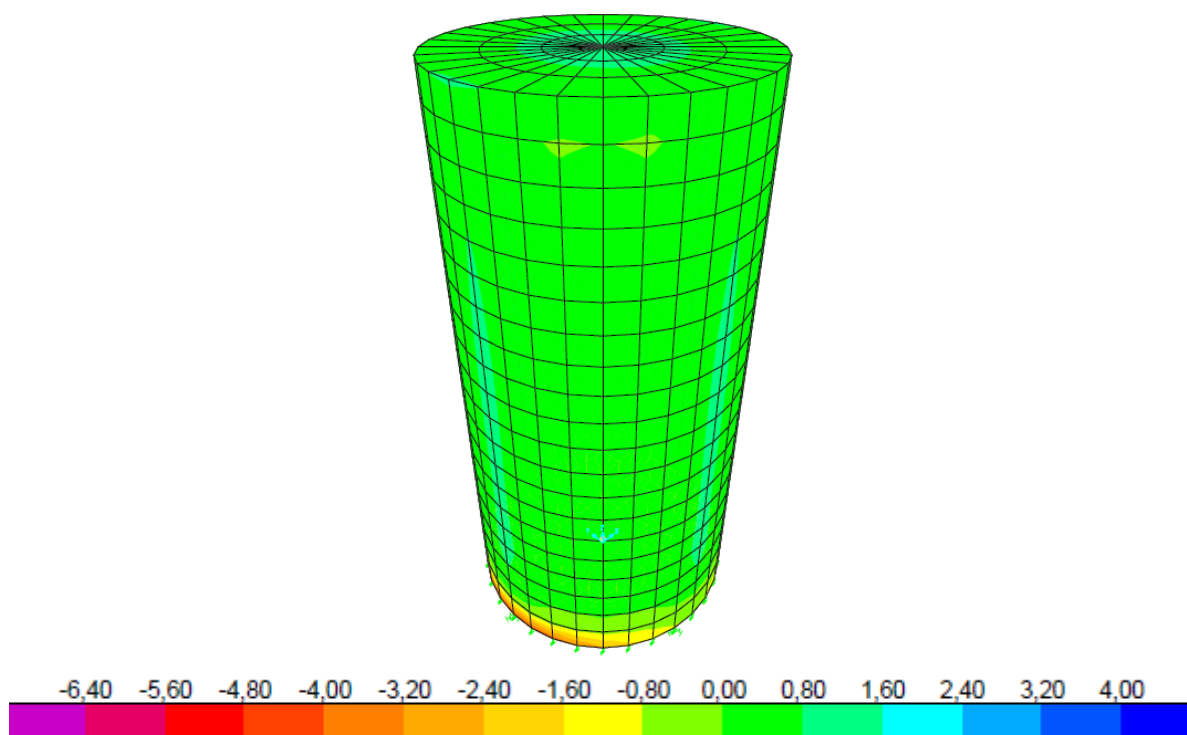


Figura 13 – Flexão paredes M11+ (kN.m).

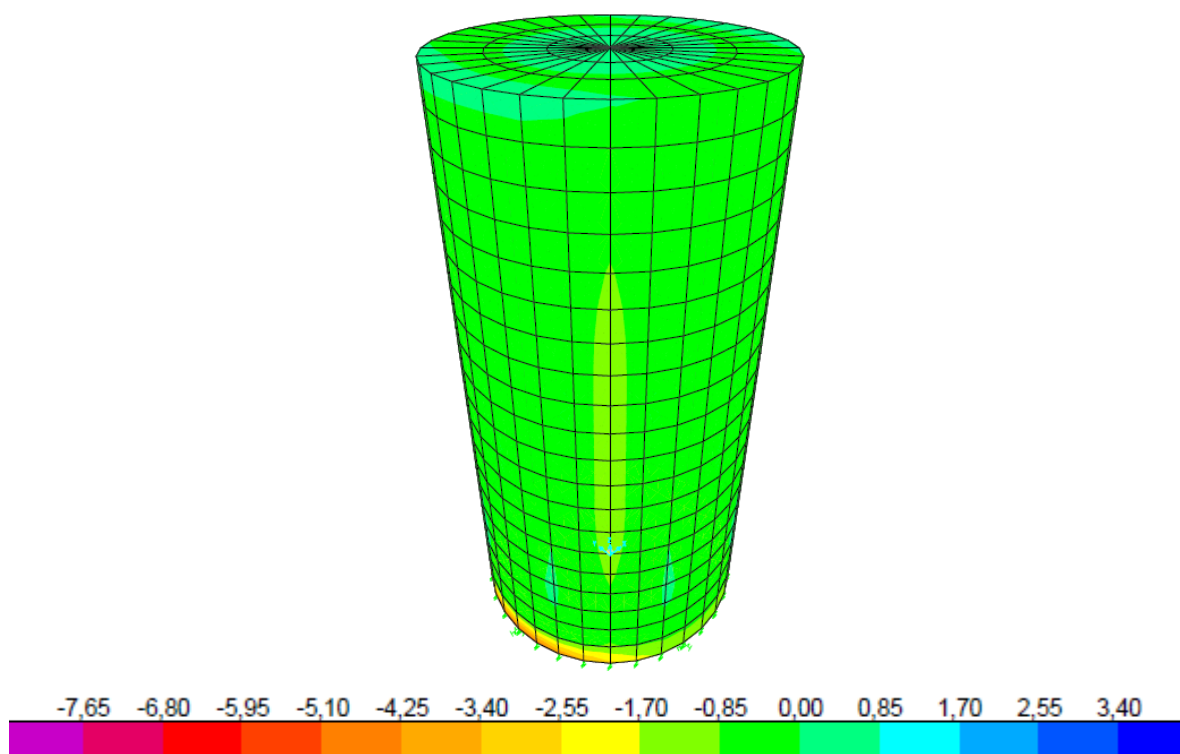


Figura 14 – Flexão paredes M11- (kN.m).

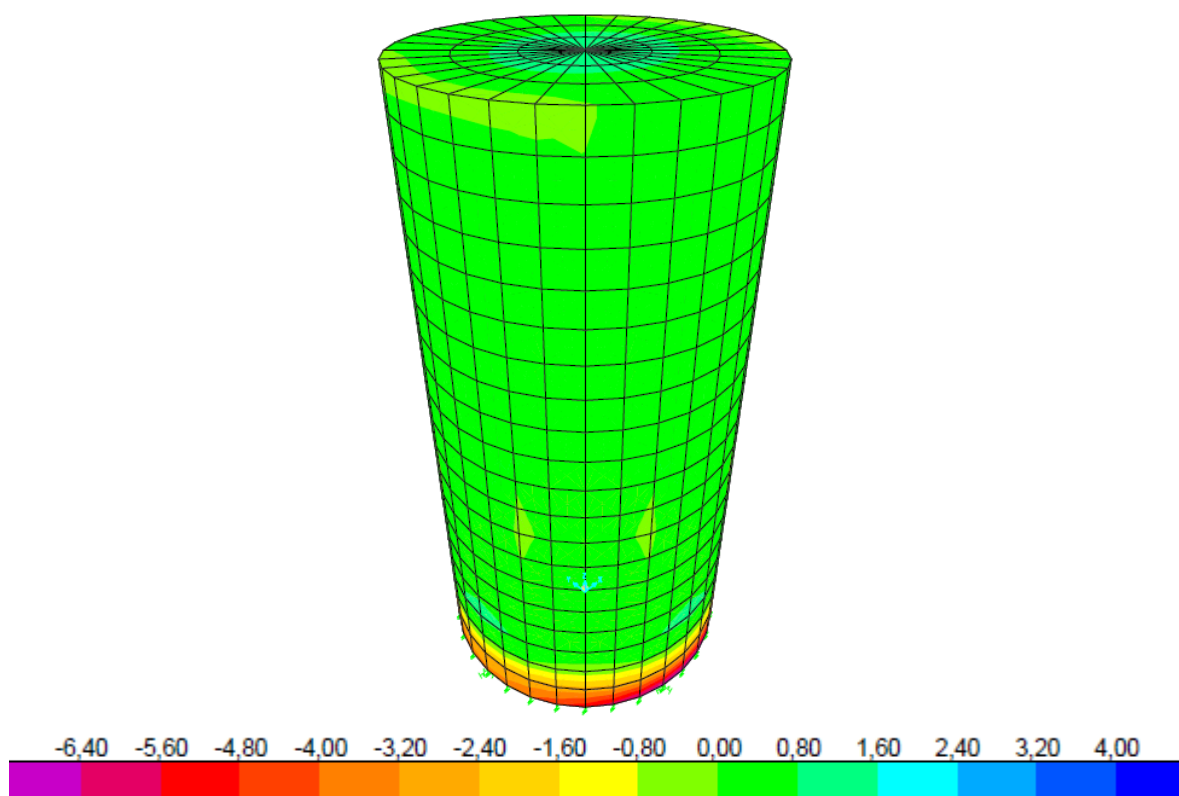


Figura 15 – Flexão paredes M22+ (kN.m).

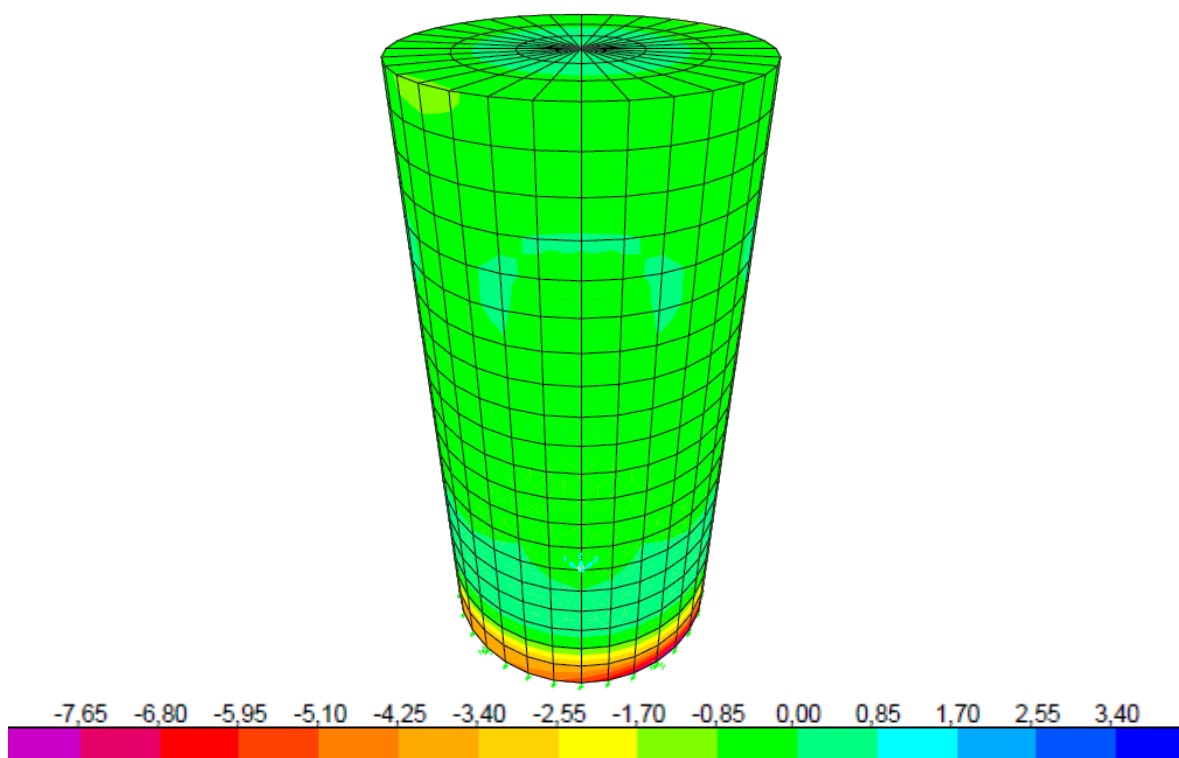


Figura 16 – Flexão paredes M22- (kN.m).

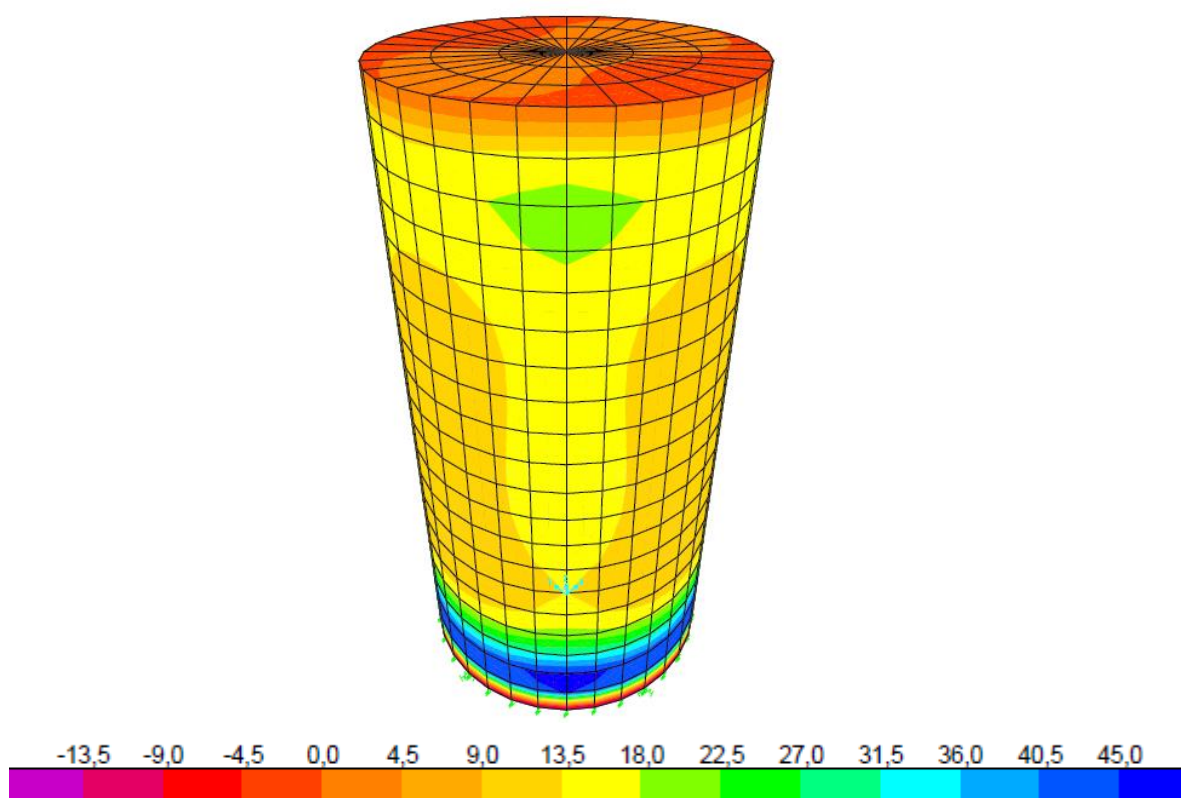


Figura 17 – Tração paredes F11+ (kN).

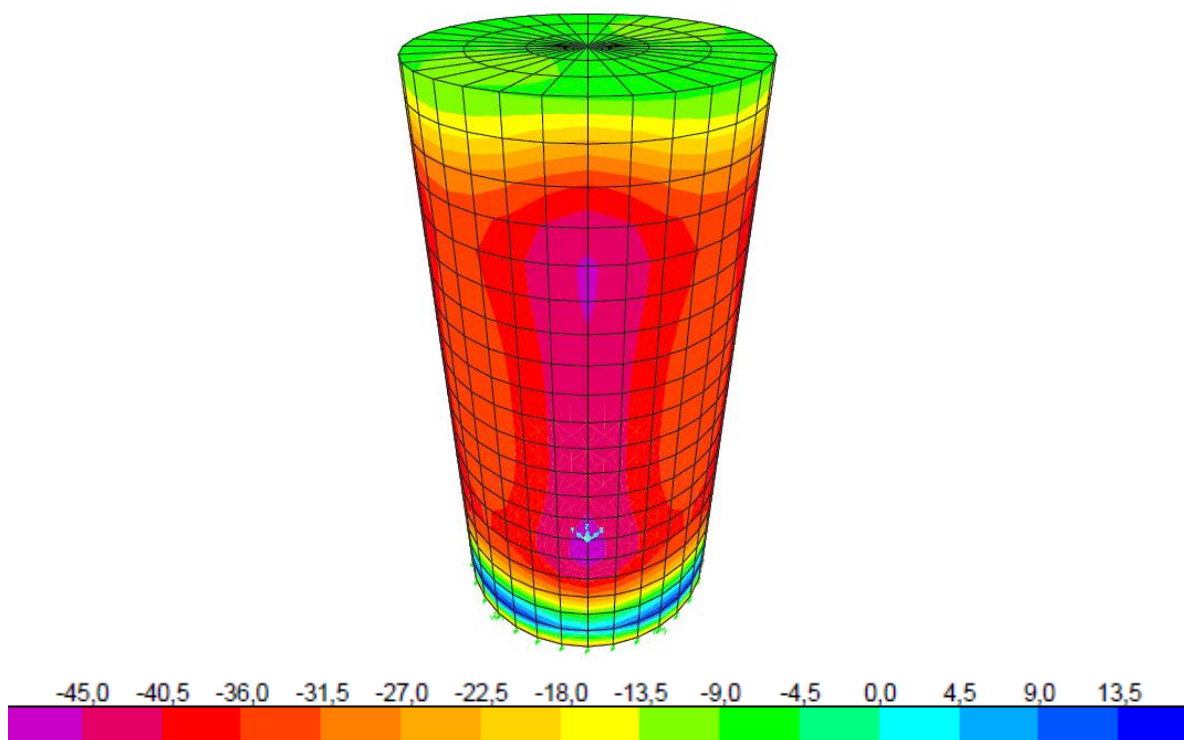


Figura 18 – Tração paredes F11- (kN).

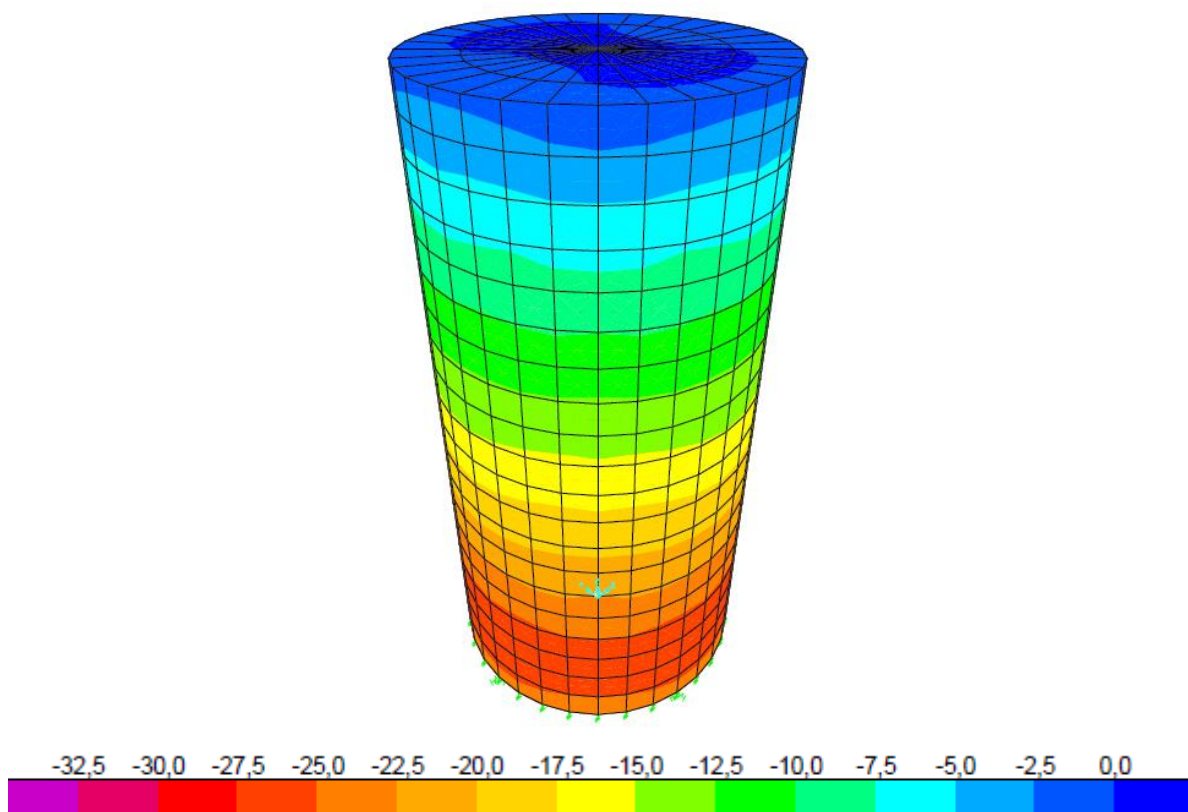


Figura 19 – Tração paredes F22+ (kN).

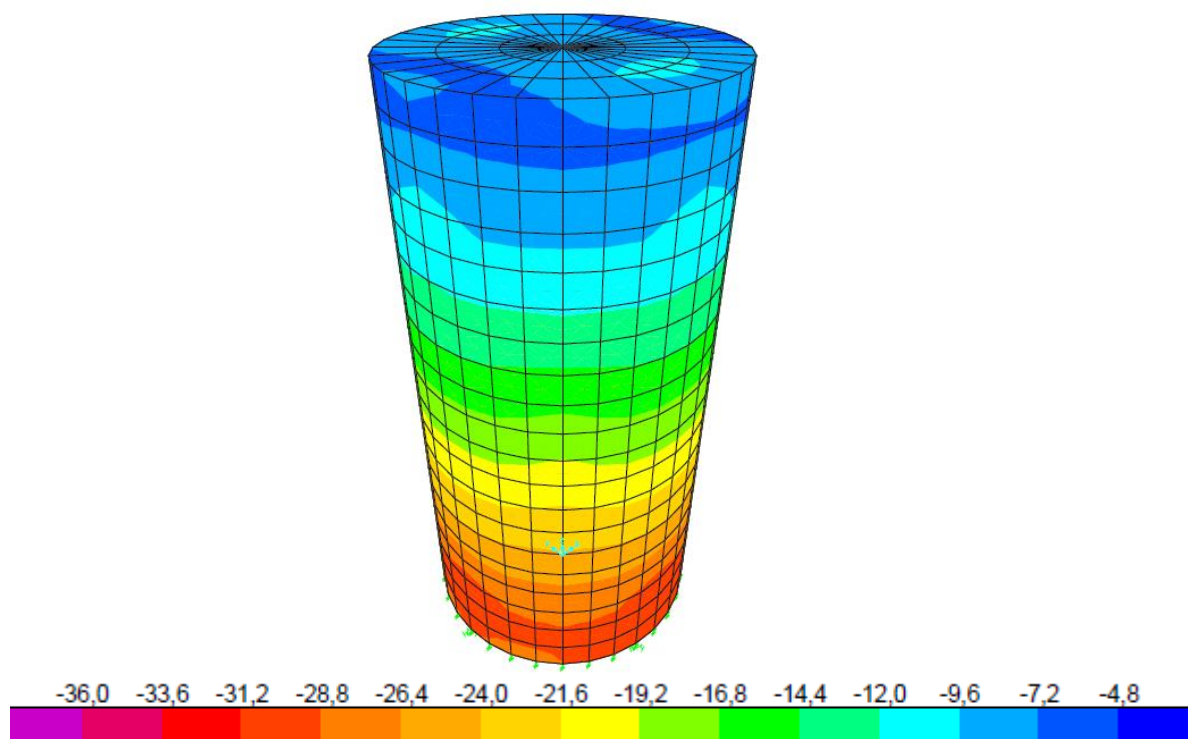


Figura 20 – Tração paredes F22- (kN).

Tabela 3 – Resumo de esforços solicitantes máximos na poço de sucção.

Estrutura	Seção (cm)	Flexão (kNm)				Tração (kN)			
		M11-	M11+	M22-	M22+	F11-	F11+	F22-	F22+
LF 20	20	6,89	6,48	6,89	6,48	23,34	12,70	23,34	12,70
LS20	20	1,15	1,24	1,15	1,24	7,24	5,22	9,47	1,20
PAR20	20	4,76	3,22	8,16	6,52	46,54	45,68	29,04	26,68

3.3. Dimensionamento das armaduras

3.3.1. Laje de fundo h=20cm

Cliente: CESAN - GANEM						Área: EEEB TAPERA - POÇO DE SUCÇÃO - LF20							
f _{ck} (Mpa)= 30		d'(cm)= 5		Coeficiente de Minoração Res Aço γ _c = 1,15									
w _{k lim} = 0,150 mm		Espaçamento máximo = 20 cm		Coeficiente de Minoração Res Concreto γ _c = 1,4									
Coeficiente de Majoração das Cargas γ _f = 1,4													
Identif.	Direção	h (cm)	d (cm)	M _k (Kgfm)	T _k (Kgf)	f _{yk} (KN/cm²)	As' (cm²)	As (cm²)	As _{fiss} (cm²)	W _{final} (mm)	ø (mm)	esp. (cm)	Detalham.
LF20	M11-	20	15	689	2334	50	0,00	1,87	3,16	0,038	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
LF20	M11+	20	15	648	1270	50	0,00	1,61	3,16	0,028	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
LF20	M22-	20	15	689	2334	50	0,00	1,87	3,16	0,038	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
LF20	M22+	20	15	648	1270	50	0,00	1,61	3,16	0,028	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
-	-	20	15	1	1	50	0,00	0,00	3,16	0,000	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0

$$A_{smin} = 0,150\%bh = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3,00\ cm^2/m$$

Armadura adotada em X/Y ø8,0 c/10 = 5,00 cm²/m > A_{smin} (ok)

3.3.2. Laje superior h=20cm

Cliente: CESAN - GANEM						Área: EEEB TAPERA - POÇO DE SUCÇÃO - LS20							
f _{ck} (Mpa)= 30		d' (cm)= 5		Coeficiente de Minoração Res Aço γ _c = 1,15									
w _{k lim} = 0,150 mm		Espaçamento máximo = 20 cm		Coeficiente de Minoração Res Concreto γ _c = 1,4									
Coeficiente de Majoração das Cargas γ _f = 1,4													
Identif.	Direção	h (cm)	d (cm)	M _k (Kgfm)	T _k (Kgf)	f _{yk} (KN/cm²)	As' (cm²)	As (cm²)	As _{fiss} (cm²)	W _{final} (mm)	ø (mm)	esp. (cm)	Detalham.
LF20	M11-	20	15	115	724	50	0,00	0,36	3,16	0,001	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
LF20	M11+	20	15	124	522	50	0,00	0,35	3,16	0,001	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
LF20	M22-	20	15	115	947	50	0,00	0,40	3,16	0,002	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
LF20	M22+	20	15	124	120	50	0,00	0,29	3,16	0,001	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
-	-	20	15	1	1	50	0,00	0,00	3,16	0,000	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0

$$A_{smin} = 0,150\%bh = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3,00\ cm^2/m$$

Armadura adotada em X/Y $\emptyset 8,0$ c/15 = $3,33 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s_{min}}$ (ok)

3.3.3. Paredes e=20cm

Cliente: CESAN - GANEM						Área: EEEB TAPERA - POÇO DE SUCÇÃO - PAR20							
f _{ck} (Mpa)= 30		d' (cm)= 5		Coeficiente de Minoração Res Aço γ _c = 1,15									
w _{k lim} = 0,150 mm		Espaçamento máximo = 20 cm		Coeficiente de Minoração Res Concreto γ _c = 1,4									
Coeficiente de Majoração das Cargas γ _f = 1,4													
Identif.	Direção	h (cm)	d (cm)	M _k (Kg*f.m)	T _k (Kgf)	f _{yk} (KN/cm²)	As' (cm²)	As (cm²)	As _{fiss} (cm²)	W _{final} (mm)	ø (mm)	esp. (cm)	Detalham.
LF20	M11-	20	15	476	4654	50	0,00	1,78	3,16	0,035	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
LF20	M11+	20	15	322	4568	50	0,00	1,43	3,16	0,022	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
LF20	M22-	20	15	816	2904	50	0,00	2,24	3,16	0,055	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
LF20	M22+	20	15	652	2668	50	0,00	1,85	3,16	0,037	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
-	-	20	15	1	1	50	0,00	0,00	3,16	0,000	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0

$$A_{s_{min}} = 0,150\%bh = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura adotada em X/Y $\emptyset 8,0$ c/10 = $5,00 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s_{min}}$ (ok)

4. DIMENSIONAMENTO – PRÉ-TRATAMENTO

4.1. Modelagem estrutural

O pré-tratamento é uma estrutura prismática paralelepípedica enterrada (Figura 21).

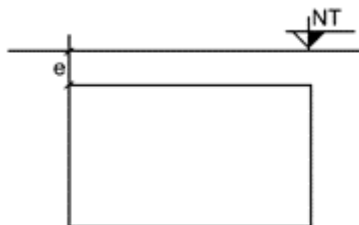


Figura 21 – Posicionamento do pré-tratamento em relação ao solo.

Para dimensionamento foi considerado as lajes de piso engastadas nas paredes. As paredes serão submetidas à atuação da força hidrostática correspondente a altura interna total no pré-tratamento e o empuxo do solo na parte externa que se encontra enterrado.

A laje de fundo atua como fundações, em função disto, estrutura foi calculada associando a um meio elástico. Para a interação solo estrutura o coeficiente de recalque vertical será determinado pela relação empírica de Alonso (1943), Teixeira e Godoy (1996).

$$s = 0.2SPT_{médio} (kgf/cm^2)$$

Conforme furo SP-04 temos na camada de apoio $N_{SPT} = 4$. Conforme Alonso (1946) temos:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{5} = \frac{4}{5} = 1,60 \text{ kgf/cm}^2$$

Utilizando a tabela de Morrison (1993) temos

Para $\sigma_{adm} = 0,80 \text{ kgf/cm}^2$ temos $K_v = 1,84 \text{ kgf/cm}^3$

Na estrutura atuam esforços de tração e flexão.

A modelagem estrutural foi feita no software SAP-2000 (Figura 22 e Figura 3) considerando os parâmetros apresentados no item 2.

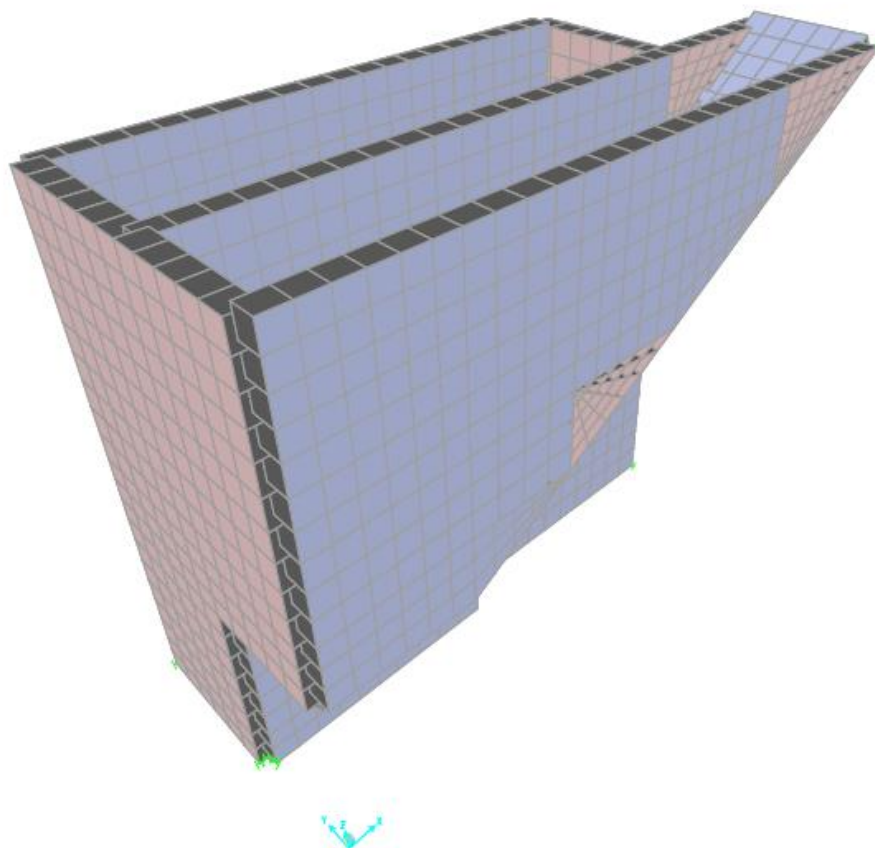


Figura 22 – Modelo estrutural 3D – Vista 1.

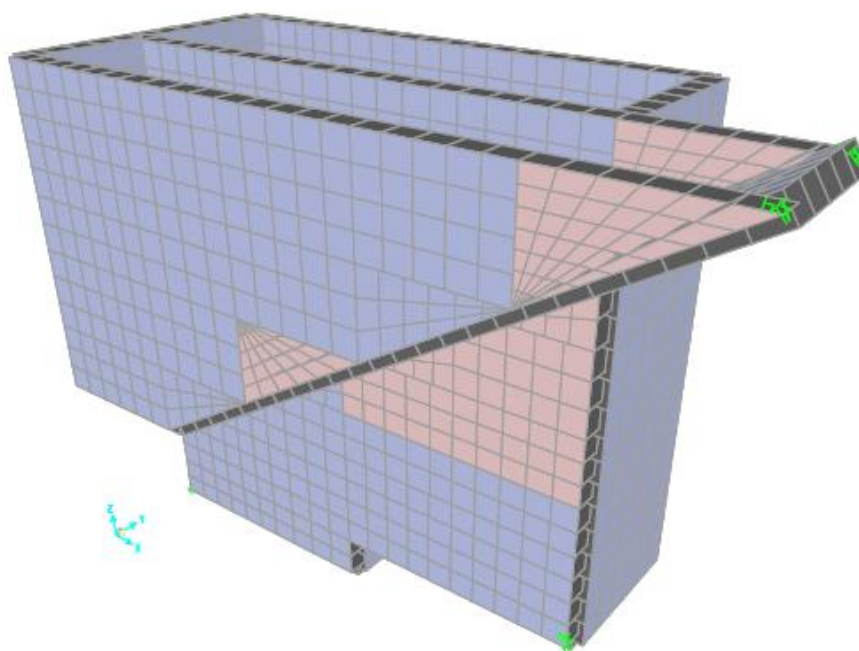


Figura 23 – Modelo estrutural 3D – Vista 2.

4.1.1. Carregamento

Os carregamentos utilizados no dimensionamento foram:

Carga permanente laje de fundo (CP):

- Enchimento
- Argamassa = $0,10 \times 22 = 2,20 \text{ kN/m}^2$.

Sobrecarga (SC) Laje de cobertura $2,00 \text{ kN/m}^2$

Pressão hidro. laje de fundo (PHF) : $P_{agua} = 1,80 \times 10 = 18,00 \text{ kN/m}^2$.

Pressão hidro. (interna) (PHI): Carga triangular máxima $P_{agua} = 18,00 \text{ kN/m}^2$.

Empuxo externo (solo) (EXT): Carga triangular máxima $P_{solo} = \gamma_t \cdot h = 18,00 \times 4,72 = 84,96 \text{ kN/m}^2$.

4.1.2. Combinações

Foram elaboradas 16 combinações de ações entre todos os carregamentos listados, além de uma combinação envoltória, adotada para o dimensionamento.

4.2. Resultados da modelagem estrutural

4.2.1. Estabilidade da estrutura

A Figura 24 apresenta o diagrama de deformação da laje de fundo.

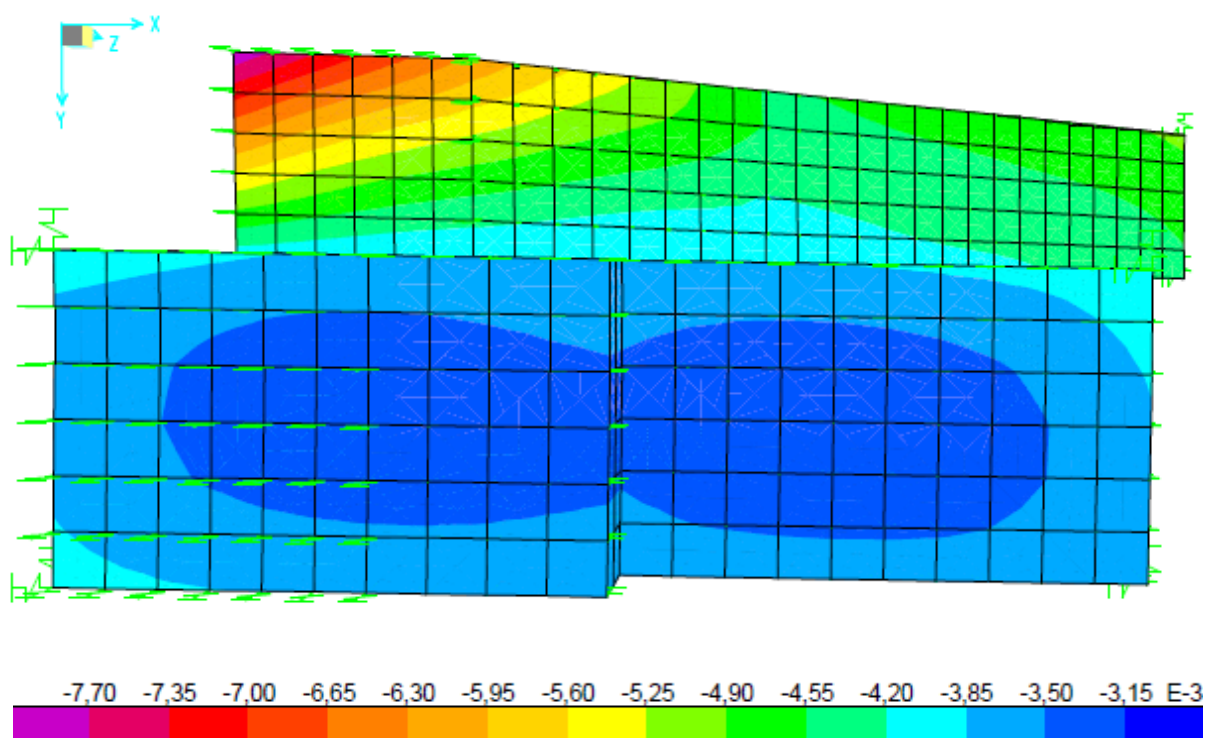


Figura 24 – Diagrama de deformação da laje de fundo (m).

A tabela a seguir apresenta os deslocamentos máximos.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
774	COMB21	Combination	-0,005084	-0,00017	-0,002756	0,00043	0,000023	-0,000188
774	COMB24	Combination	-0,005084	-0,00017	-0,002756	0,00043	0,000023	-0,000188
774	COMB27	Combination	-0,005084	-0,00017	-0,002756	0,00043	0,000023	-0,000188
774	COMB83	Combination	-0,005084	-0,00017	-0,002756	0,00043	0,000023	-0,000188
774	COMB84	Combination	-0,005084	-0,00017	-0,002756	0,00043	0,000023	-0,000188
774	COMB87	Combination	-0,005084	-0,00017	-0,002756	0,00043	0,000023	-0,000188

a) Verificação da tensão no solo será:

Conforme item Tabela 1 $k_v = 18.400,00 \text{ kN/m}^3$. Aplicando a lei de Hooke, a tensão no solo será o produto da deformação máxima com o coeficiente de recalque vertical, logo.

$$\sigma_{\text{solo}} = \delta x k_v = 0,002756 \times 18.400 = 50,71 \text{ kN/m}^2 = 0,51 \text{ kgf/cm}^2 \leq 0,80 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (ok)}$$

b) Verificação do deslizamento e tombamento

A verificação do tombamento e deslizamento será determinada conforme Montoya (1973). Para a verificação de estabilidade foram considerados os somatórios de forças horizontais e verticais de todas as combinações possíveis.

Verificação ao Deslizamento de Fundações Diretas

Pior Combinação para o Deslizamento =	COMB60	
F _x (Somatória de forças horizontais em x) =	-95,73	tf
F _y (Somatória de forças horizontais em y) =	41,03	tf
F _H Resultante de Forças Horizontais =	104,15	
F _z (Somatória de forças verticais) =	430,99	tf
φ (Ângulo de atrito interno do solo) =	30	°
$\Sigma N \times \operatorname{tg}(2\phi / 3) / F_H \geq$	1,51	Ok

Logo todas verificações de estabilidade foram atendidas as fundações serão do tipo direta.

4.2.2. Verificação da flutuabilidade

Conforme boletim de sondagem SP-04 o nível do lençol freático está a 5,68 m de profundidade. Conforme projeto hidráulico o pré-tratamento está a 4,62 m de profundidade. Como o lençol freático está abaixo não necessidade de verificar a flutuabilidade.

4.2.3. Esforços solicitantes

As figuras a seguir apresentam os esforços solicitantes.

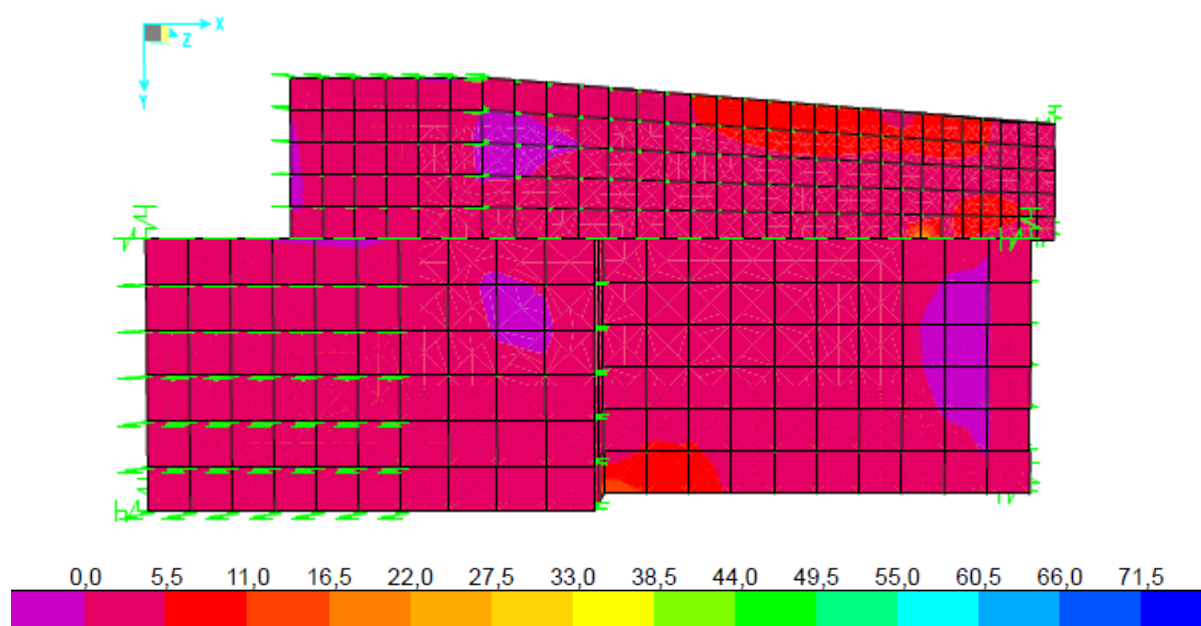


Figura 25 – Flexão laje de fundo M11+ (kN.m).

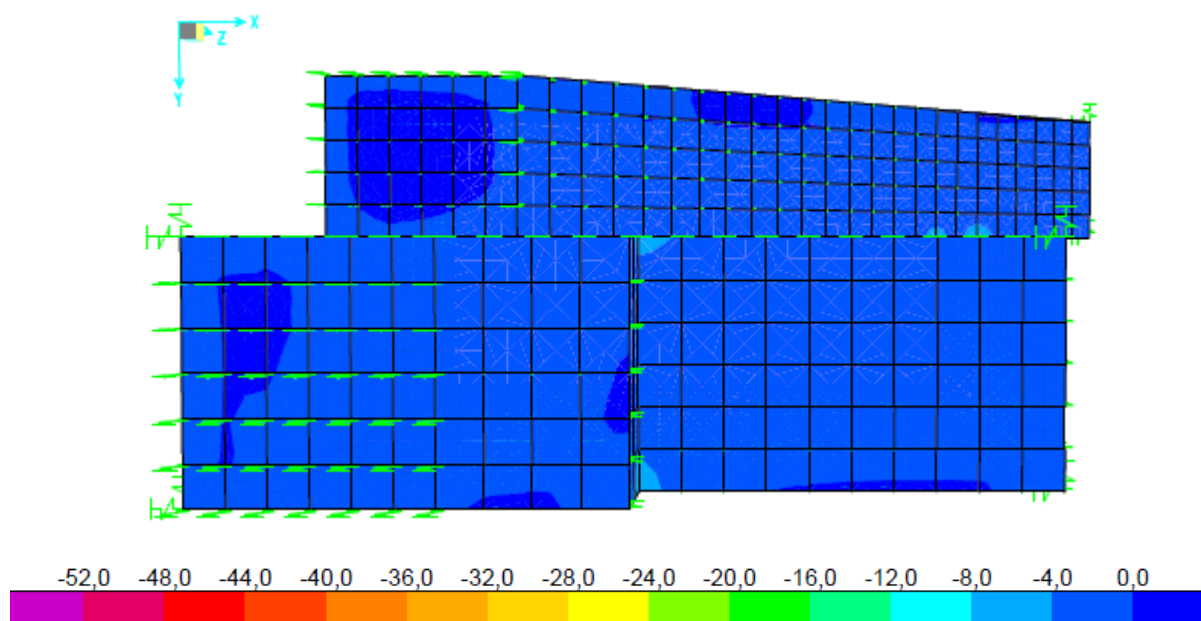


Figura 26 – Flexão laje de fundo M11- (kN.m).

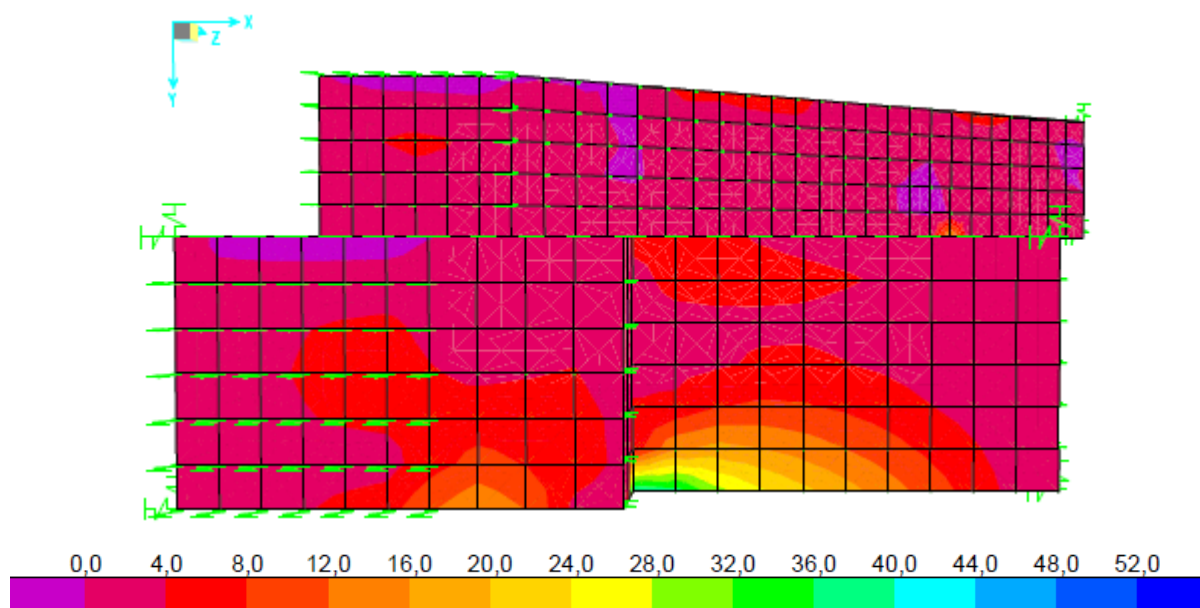


Figura 27 – Flexão laje de fundo M22+ (kN.m).

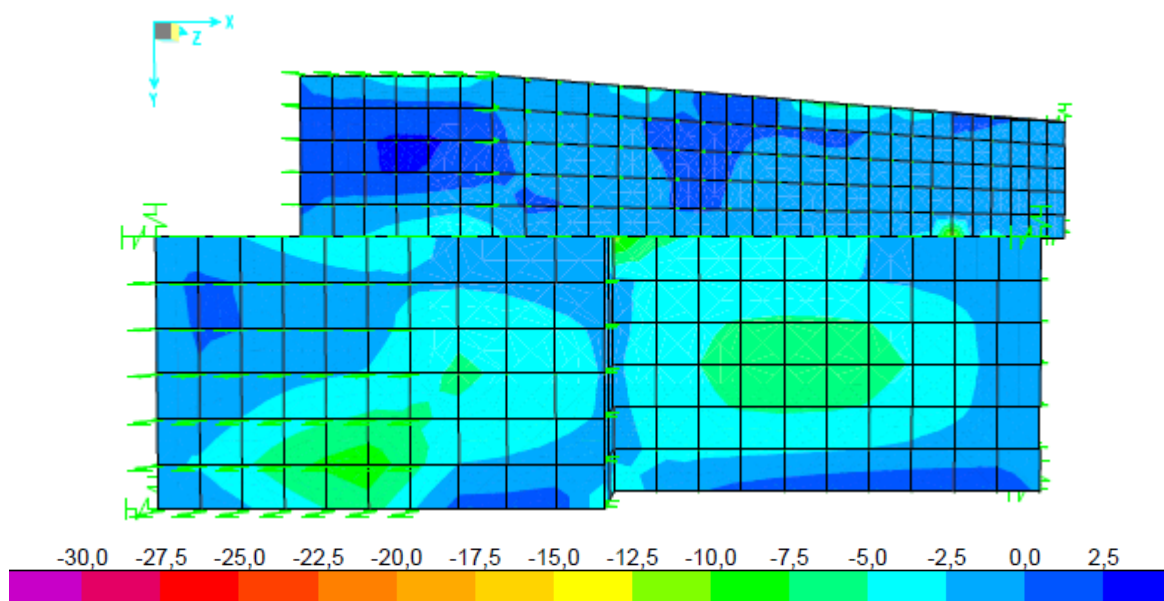


Figura 28 – Flexão laje de fundo M22- (kN.m).

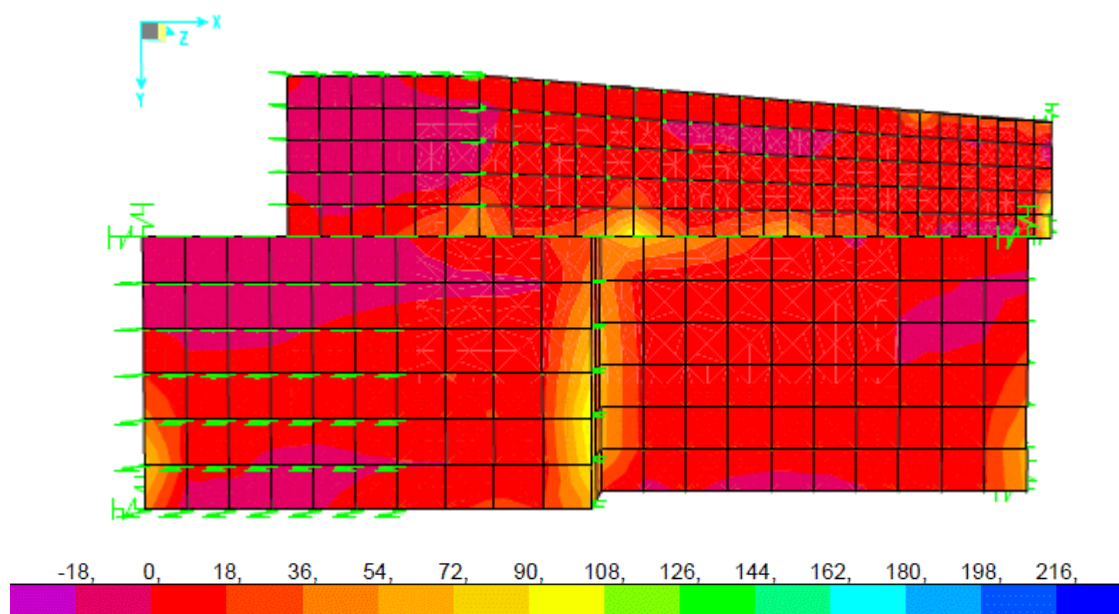


Figura 29 – Tração laje de fundo F11+ (kN).

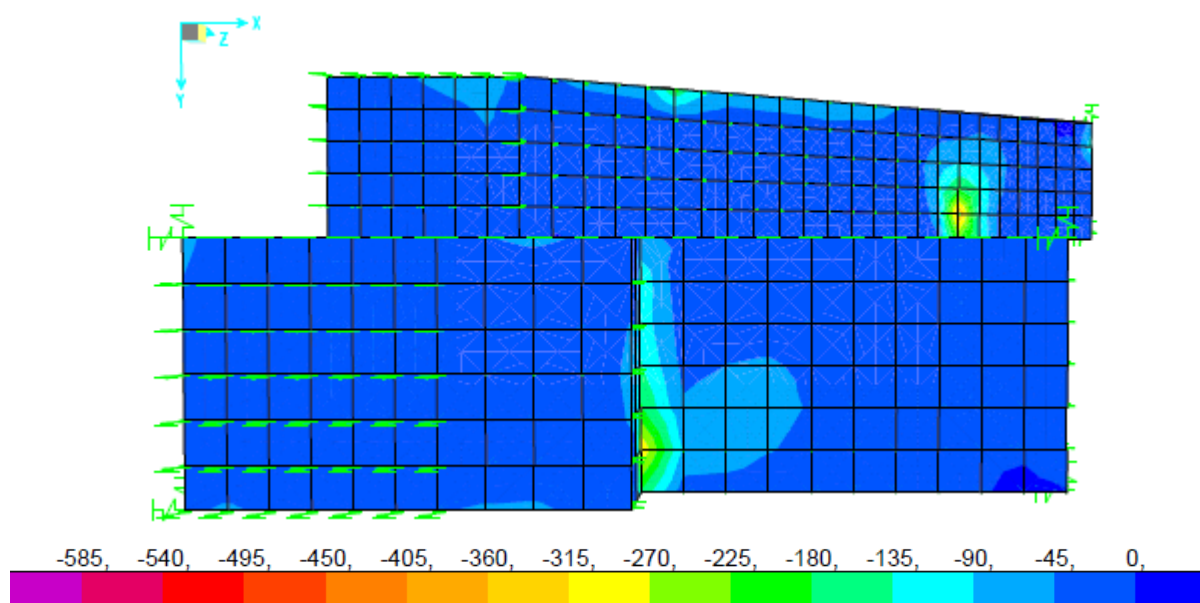


Figura 30 – Tração laje de fundo F11- (kN).

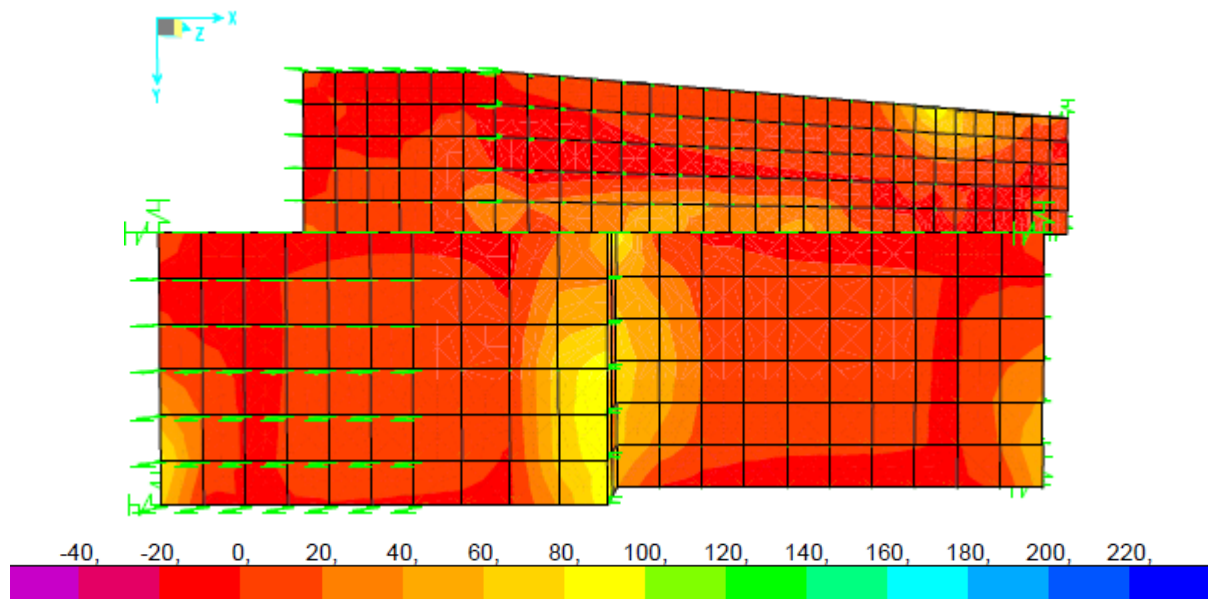


Figura 31 – Tração laje de fundo F22+ (kN).

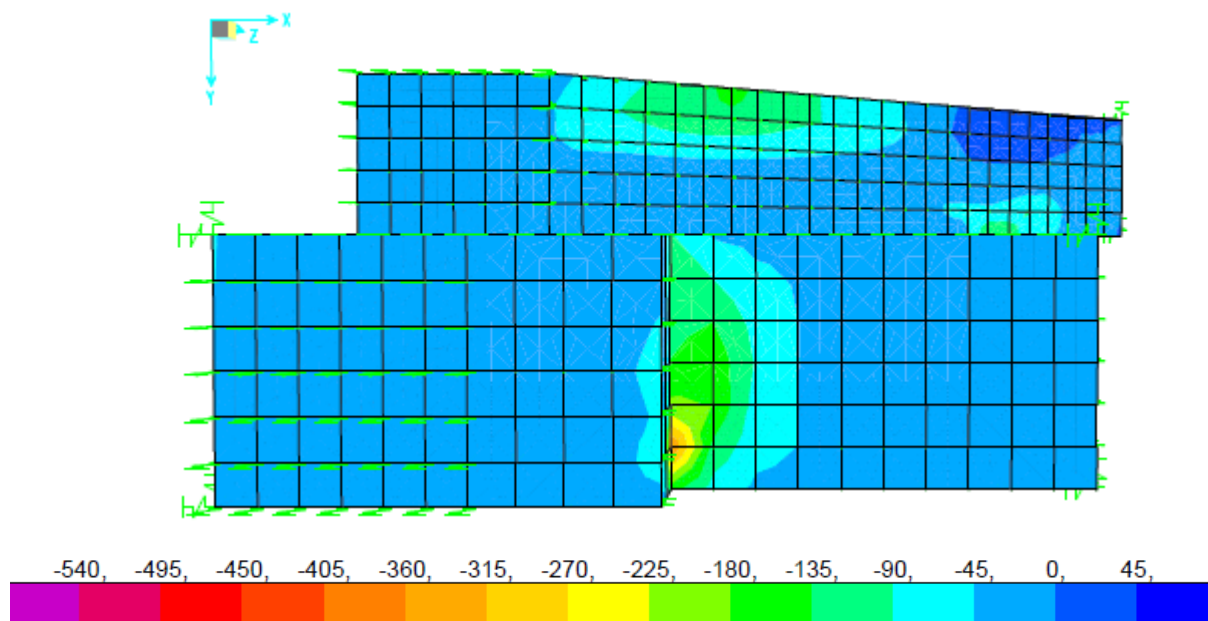


Figura 32 – Tração laje de fundo F22- (kN).

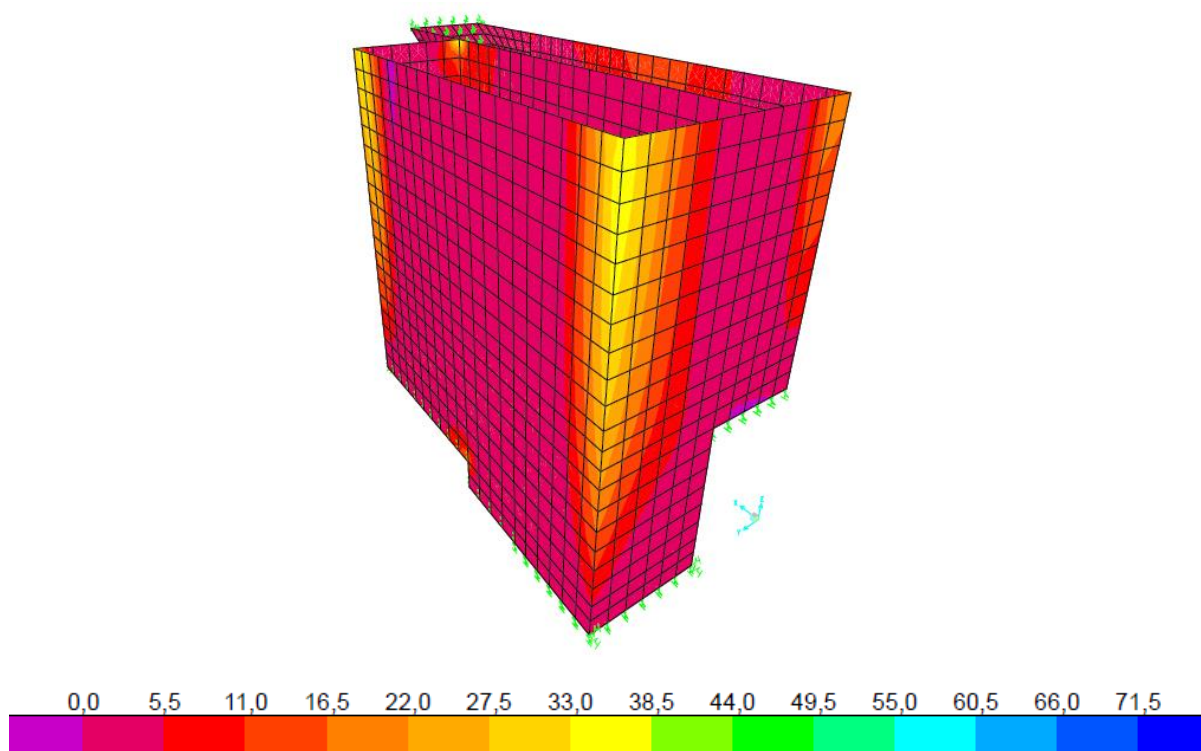


Figura 33 – Flexão paredes M11+ (kN.m).

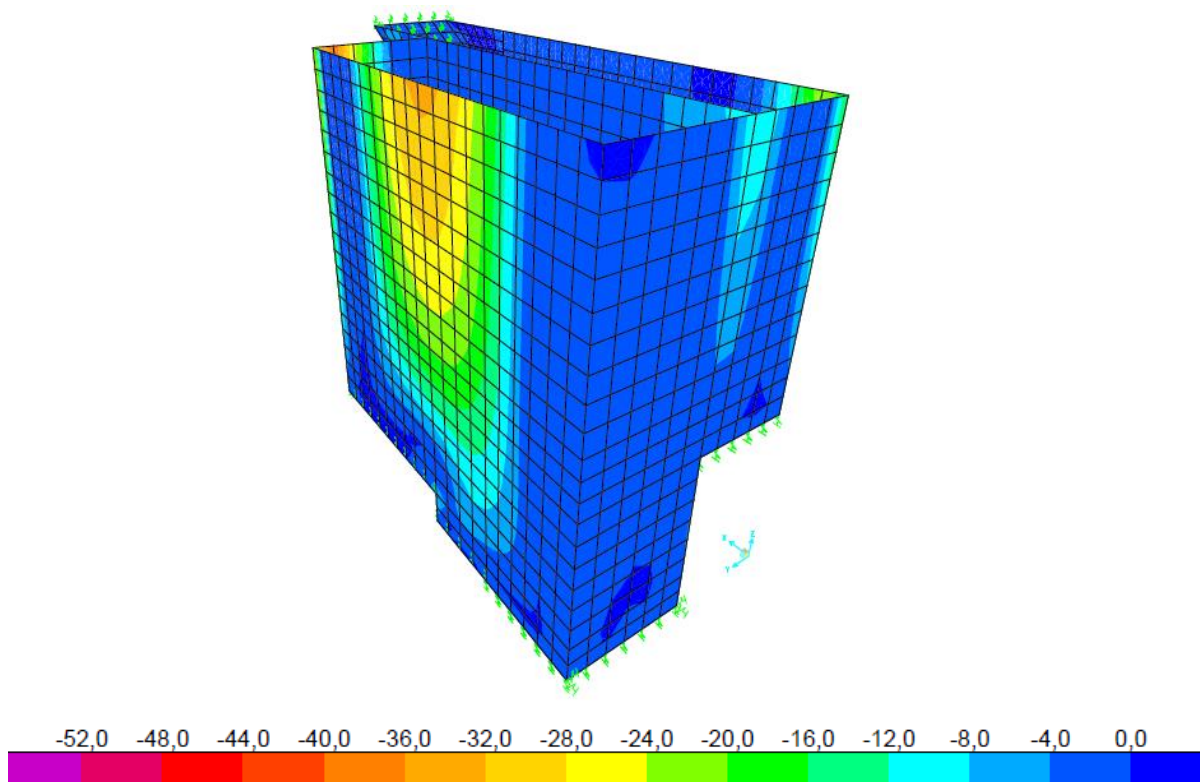


Figura 34 – Flexão paredes M11- (kN.m).

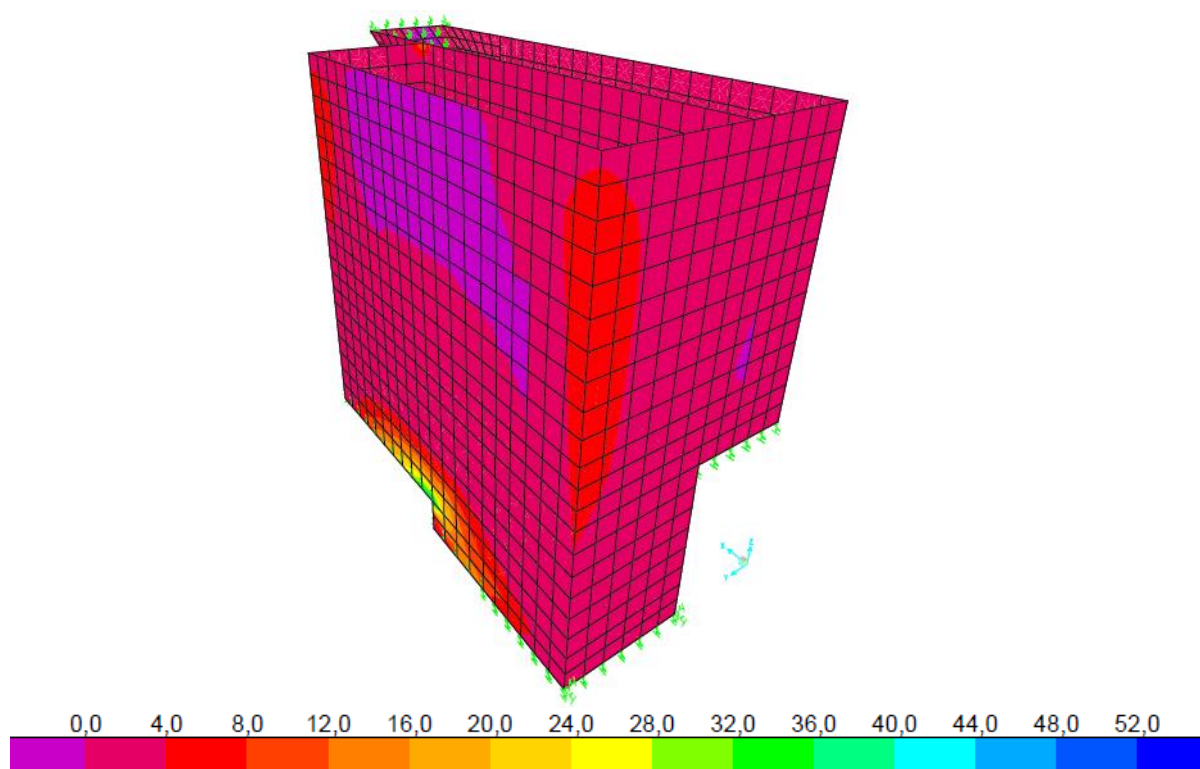


Figura 35 – Flexão paredes M22+ (kN.m).

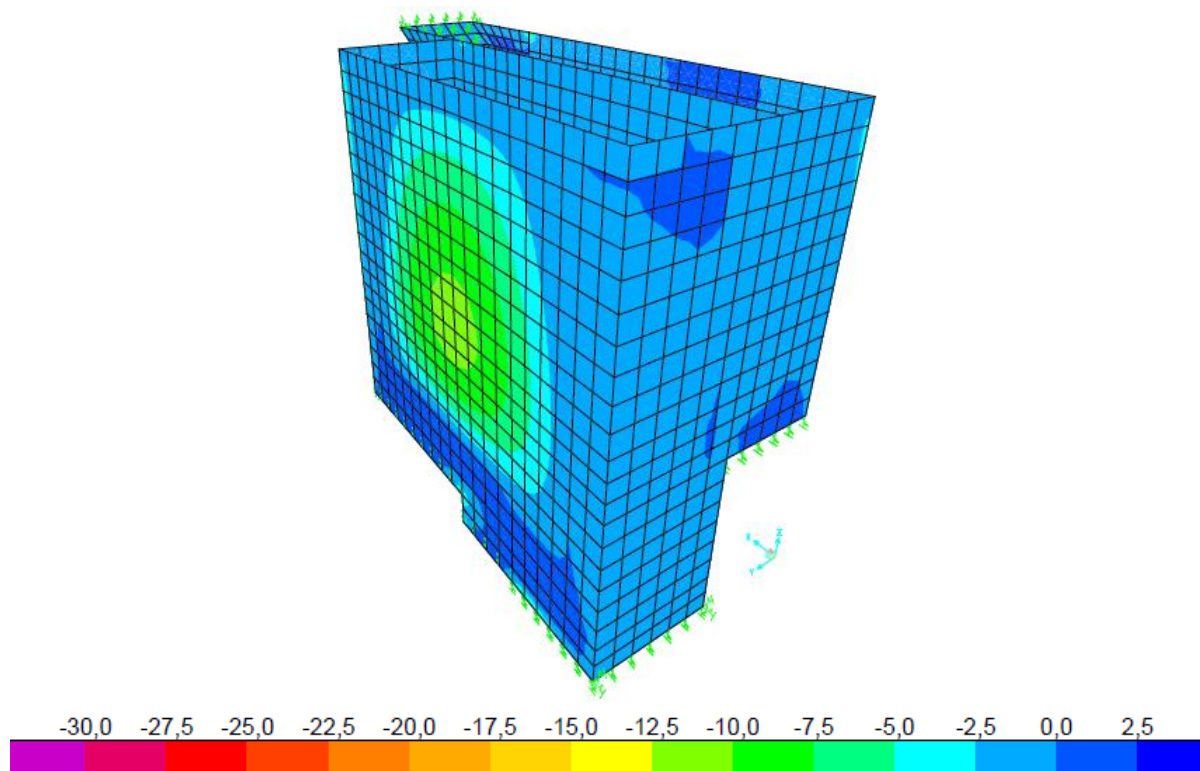


Figura 36 – Flexão paredes M22- (kN.m).

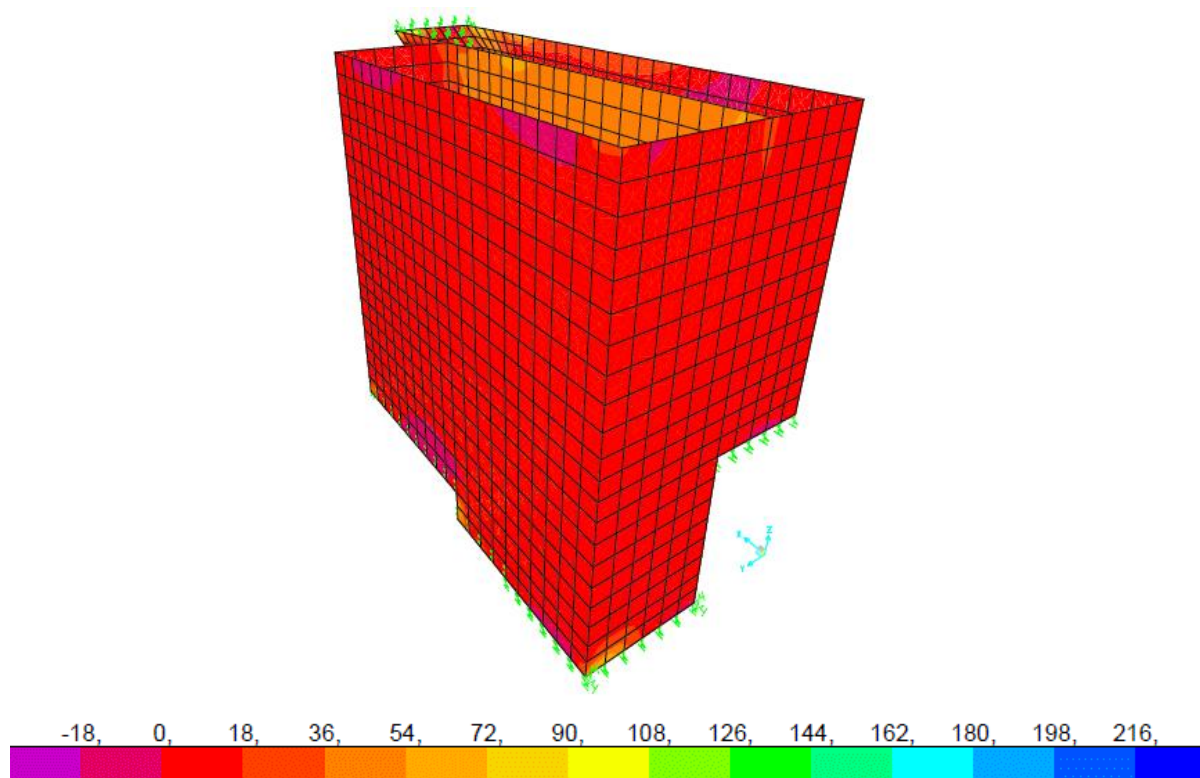


Figura 37 – Tração paredes F11+ (kN).

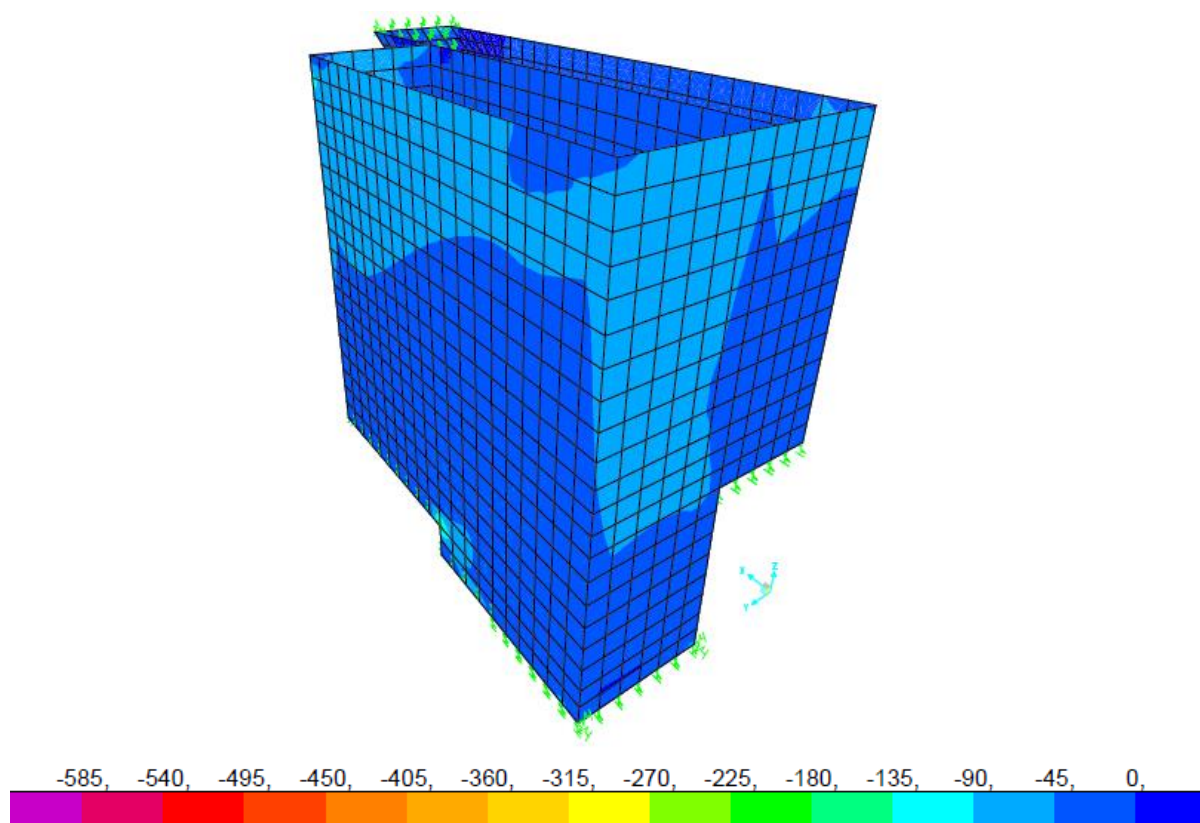


Figura 38 – Tração paredes F11- (kN).

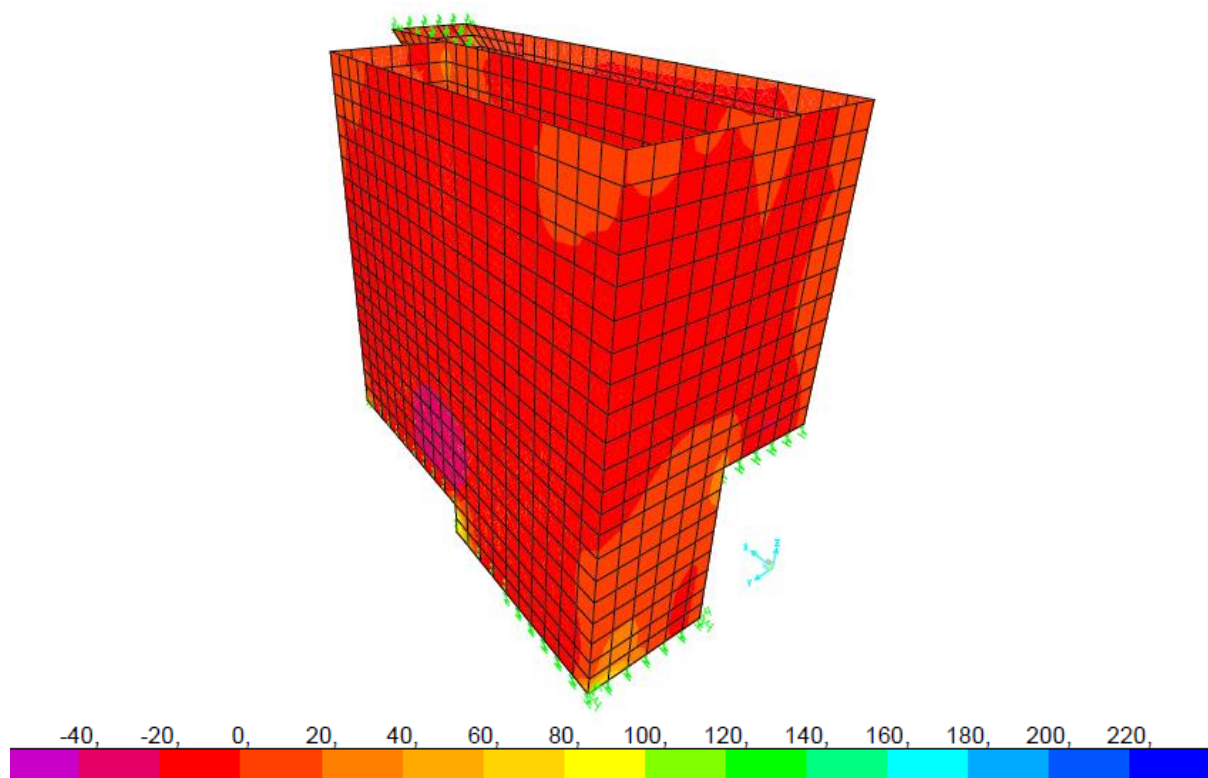


Figura 39 – Tração paredes F22+ (kN).

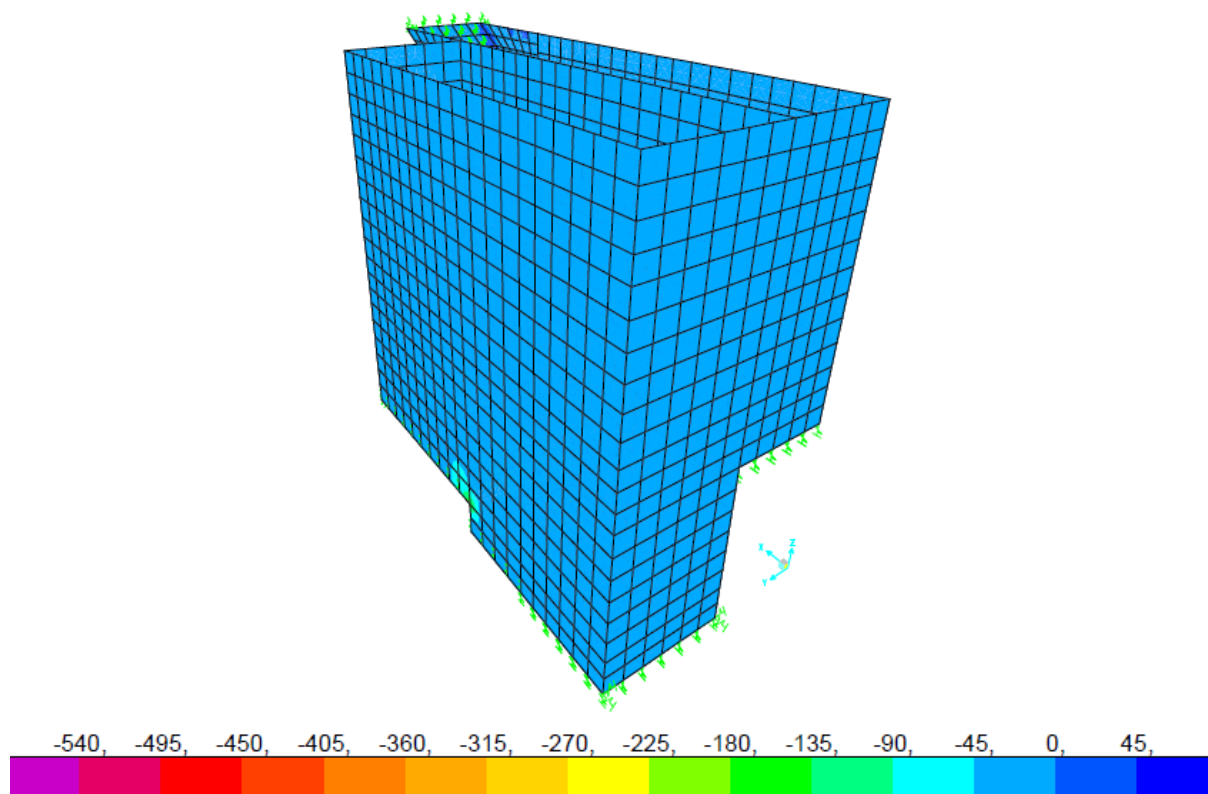


Figura 40 – Tração paredes F22- (kN).

Tabela 4 – Resumo de esforços solicitantes máximos pré-tratamento.

Estrutura	Seção (cm)	Flexão (kNm)				Tração (kN)			
		M11-	M11+	M22-	M22+	F11-	F11+	F22-	F22+
LF20	20	1,70	12,51	8,08	16,41	72,22	52,64	75,00	56,32
PAR20	20	31,99	36,09	10,74	35,32	34,11	36,73	30,25	24,23
			10,68		10,54				
PAR20 ESCADA	20	9,21	12,22	8,31	7,42	42,88	22,34	11,32	5,31

4.3. Dimensionamento das armaduras

4.3.1. Laje de fundo h=20cm

Cliente: CESAN - GANEM						Área: EEEB TAPERA - PRÉ-TRATAMENTO - LF20							
f _{ck} (Mpa)= 30		d' (cm)= 5		Coeficiente de Minoração Res Aço γ _c = 1,15									
w _{k lim} = 0,150 mm		Espaçamento máximo = 20 cm		Coeficiente de Minoração Res Concreto γ _c = 1,4									
Coeficiente de Majoração das Cargas γ _f = 1,4													
Identif.	Direção	h (cm)	d (cm)	M _k (Kgf*m)	T _k (Kgf)	f _{y,k} (KN/cm²)	As' (cm²)	As (cm²)	As _{fiss} (cm²)	V _{final} (mm)	ø (mm)	esp. (cm)	Detalham.
LF20	M11-	20	15	170	7222	50	0,00	1,53	3,16	0,026	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
LF20	M11+	20	15	1251	5264	50	0,00	3,59	3,59	0,108	8	14,0	ø 8,0 c/ 12,5
LF20	M22-	20	15	808	7500	50	0,00	2,97	3,16	0,096	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
LF20	M22+	20	15	1641	5632	50	0,00	4,53	4,53	0,110	8	11,1	ø 8,0 c/ 10,0
-	-	20	15	1	1	50	0,00	0,00	3,16	0,000	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0

$$As_{min} = 0,150\%bh = 0,15\% \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/m$$

Armadura adotada em X/Y ø8,0 c/10 = 5,00 cm²/m > As_{min} (ok)

4.3.2. Parede e=20cm

Cliente: CESAN - GANEM						Área: EEEB TAPERA - PRÉ-TRATAMENTO - PAR20							
f _{ck} (Mpa)= 30		d'(cm)= 5		Coeficiente de Minoração Res Aço γ _c = 1,15									
w _{k lim} = 0,150 mm		Espaçamento máximo = 20 cm		Coeficiente de Minoração Res Concreto γ _c = 1,4									
Coeficiente de Majoração das Cargas γ _f = 1,4													
Identif.	Direção	h (cm)	d (cm)	M _k (Kgf*m)	T _k (Kgf)	f _{yk} (KN/cm²)	As' (cm²)	As (cm²)	As _{fiss} (cm²)	W _{final} (mm)	ø (mm)	esp. (cm)	Detalham.
PAR20	M11-	20	15	3199	4288	50	0,00	7,98	9,47	0,140	12,5	13,0	ø 12,5 c/ 12,5
PAR20	M11+	20	15	1068	5264	50	0,00	3,18	3,18	0,111	8	15,8	ø 8,0 c/ 15,0
PAR20	M22-	20	15	1054	7500	50	0,00	3,51	3,51	0,135	8	14,3	ø 8,0 c/ 12,5
PAR20	M22+	20	15	3411	5632	50	0,00	8,71	10,35	0,132	12,5	11,9	ø 12,5 c/ 10,0
Engaste	M11	20	15	3609	7222	50	0,00	9,46	11,23	0,126	12,5	10,9	ø 12,5 c/ 10,0

$$A_{smin} = 0,150\%bh = 0,15\% \times 25 \times 100 = 3,75\ cm^2/m$$

Armadura adotada

$$X\ \varnothing 12,5\ c/10 = 12,50\ cm^2/m > A_{smin}\ (ok)$$

$$Y\ \varnothing 10,0\ c/10 = 8,00\ cm^2/m > A_{smin}\ (ok)$$

$$Yengaste\ \varnothing 12,5\ c/10 = 12,50\ cm^2/m > A_{smin}\ (ok)$$

4.3.3. Paredes escada e=20cm

Cliente: CESAN - GANEM						Área: EEEB TAPERA - PRÉ-TRATAMENTO - PAR20 ESC							
f _{ck} (Mpa)= 30		d' (cm)= 5		Coeficiente de Minoração Res Aço γ _c = 1,15									
w _{k lim} = 0,150 mm		Espaçamento máximo = 20 cm		Coeficiente de Minoração Res Concreto γ _c = 1,4									
Coeficiente de Majoração das Cargas γ _f = 1,4													
Identif.	Direção	h (cm)	d (cm)	M _k (Kgf*m)	T _k (Kgf)	f _{yk} (KN/cm²)	As' (cm²)	As (cm²)	As _{fiss} (cm²)	W _{final} (mm)	ø (mm)	esp. (cm)	Detalham.
PAR20	M11-	20	15	921	4288	50	0,00	2,70	3,16	0,080	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
PAR20	M11+	20	15	1222	2234	50	0,00	3,04	3,16	0,101	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
PAR20	M22-	20	15	831	1132	50	0,00	1,99	3,16	0,043	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
PAR20	M22+	20	15	742	531	50	0,00	1,70	3,16	0,032	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0
-	-	20	15	1	1	50	0,00	0,00	3,16	0,000	8	15,9	ø 8,0 c/ 15,0

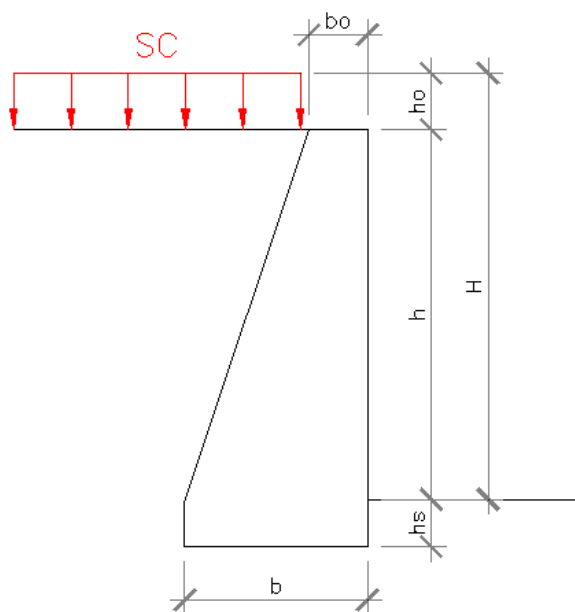
$$A_{smin} = 0,150\%bh = 0,15\% \times 25 \times 100 = 3,75\ cm^2/m$$

$$Armadura\ adotada\ em\ X/Y\ \varnothing 8,0\ c/10 = 5,00\ cm^2/m > A_{smin}\ (ok)$$

5. DIMENSIONAMENTO – ESTRUTURAS DE CONTENÇÕES

5.1. Muro de concreto ciclópico MCC-01

5.1.1. Determinação das dimensões



As dimensões do muro serão determinadas através de equações empíricas da literatura

Sendo $h = 90 \text{ cm}$

$$b_0 = 0,14h = 0,14 \times 90 = 12,6 \text{ cm}$$

Adotar $b_0 = 20 \text{ cm}$

$$b = b_0 + \frac{h}{3} = 20 + \frac{90}{3} = 50,0 \text{ cm}$$

Adotar $b = 50 \text{ cm}$

Adotar $h_s = 50 \text{ cm}$

5.1.2. Verificação da estabilidade

Verificação da Estabilidade do Conjunto

a) Cálculo do Empuxo

- Coeficiente de empuxo

$$K = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^2}{2} \right) = tg^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0,333$$

- Altura de solo equivalente a sobrecarga $SC = 20,00 \text{ kN/m}^2$

$$q = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \rightarrow h_0 = \frac{q}{\gamma_m} = \frac{20}{18} = 1,11 \text{ m}$$

- Altura total

$$H = h + h_0 \rightarrow H = 0,90 + 1,11 = 2,01 \text{ m}$$

- Grandeza do empuxo

$$E = \frac{1}{2} K \gamma_t (H^2 - h_0^2) = 0,5 \times 0,333 \times 18,0 (2,01^2 - 1,11^2)$$

$$E = 8,43 \text{ kN/m}$$

- Direção

$$\delta = \theta_1 + \varphi_1 = 0 \rightarrow \text{direção horizontal}$$

- Ponto de aplicação

$$y = \frac{h}{3} x \left(\frac{2h_0 + H}{h_0 + H} \right) = \frac{0,90}{3} x \left(\frac{2 \times 1,11 + 2,01}{1,11 + 2,01} \right) = 0,41 \text{ m}$$

- Componentes

$$E_v = E \sin \delta = 0$$

$$E_h = E \cos \delta = E = 8,43 \text{ kN/m}$$

- Braços

$$y' = y + h_s = 0,41 + 0,50 = 0,91 \text{ m}$$

b) Cargas e Respectivos Braços

- Muro

$$G_M = \frac{1}{2} h \gamma_c (b_0 + b) = \frac{1}{2} \times 0,80 \times 22,0 \times (0,20 + 0,50) = 6,16 \text{ kN/m}$$

Ponto de aplicação:

$$x_M = \frac{b_0^2 + b b_0 + b^2}{3(b + b_0)} = \frac{0,20^2 + 0,50 \times 0,20 + 0,50^2}{3 \times (0,50 + 0,20)} = 0,19 \text{ m}$$

Braço:

$$g_M = b - x_M = 0,50 - 0,19 = 0,31 \text{ m}$$

- Sapata

$$G_S = h_s \gamma_c b = 0,50 \times 22,0 \times 0,50 = 5,50 \text{ kN/m}$$

Braço:

$$g_S = \frac{b}{2} = \frac{0,50}{2} = 0,25 \text{ m}$$

- Solo sobre o muro

$$G_T = A_T \gamma_t = \frac{1}{2} (0,50 - 0,20) \times 0,90 \times 18,0 = 2,43 \text{ kN/m}$$

Braço:

$$g_T = \frac{1}{3} (b - b_0) = \frac{1}{3} (0,50 - 0,20) = 0,10 \text{ m}$$

c) Momentos

$$M_i = G_M g_M + G_S g_S + G_T g_T = 6,16 \times 0,19 + 5,50 \times 0,25 + 2,43 \times 0,10 = 2,79 \text{ kNm}$$

$$M_e = E \cdot y' = -8,43 \times 0,91 = -7,67 \text{ kNm}$$

$$M = M_i - M_e = 10,46 \text{ kNm}$$

d) Posição do centro de pressão

$$u = \frac{M}{N} = \frac{10,46}{6,16 + 5,50 + 2,43} = 0,74 \text{ m}$$

e) Excentricidade

$$e = \frac{b}{2} - u = \frac{0,50}{2} - 0,74 = -0,49 \text{ m}$$

5.2. Muro de concreto armado MCA-01

A seguir, será apresentado o dimensionamento do muro de contenção em concreto armado.

DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO EM BALANÇO - NBR 6118:2014

RESUMO DE VERIFICAÇÕES

M_{est}/M_{inst}	3,83	✓	M_{est}/M_{inst}
F_{est}/F_{inst}	1,64	✓	F_{est}/F_{inst}
e_{tot}/L	0,045	✓	e_{tot}/L
p_1/σ_{lim}	0,43	✓	p_1/σ_{lim}
$x_{par}/x_{lim,par}$	0,33	✓	$x_{par}/x_{lim,par}$
$x_{sap}/x_{lim,sap}$	0,11	✓	$x_{sap}/x_{lim,sap}$

CONCRETO

f_{ck}	30	MPa	
γ_c	1,4		
f_{cd}	2,143	kN/cm ²	f_{ck}/γ_c
λ	0,800		$SE(f_{ck} \leq 50; 0,8; 0,8 - (f_{ck} - 50)/400)$
η	0,850		$SE(f_{ck} \leq 50; 0,85; 0,85(1 - (f_{ck} - 50)/200))$
f_{ctm}	2,896	MPa	$SE(f_{ck} \leq 50; 0,3f_{ck}^{2/3}; 2,12 \cdot LN(1 + 0,11f_{ck}))$

AÇO

f_{yk}	500	MPa	
γ_s	1,15		
f_{yd}	43,48	kN/cm ²	f_{yk}/γ_s

SEÇÃO TRANSVERSAL DO MURO

H	181	cm	
L_{est}	110		0,6H
L	160	cm	
$e_{par,est}$	15		H/20
e_{par}	15	cm	
$e_{sap,est}$	20		L/10
e_{sap}	20	cm	
r_{est}	40		0,25L
r	40	cm	
t	105	cm	$L - r - e_{par}$
L_1	47,5		$r + e_{par}/2$
L_2	112,5		$t + e_{par}/2$

PROPRIEDADES DO SOLO

γ_{sol}	18	kN/m ³	
σ_{lim}	120	kPa	
c	15	kN/m ²	
ϕ	30	graus	
k_a	0,333		$TAN^2(45-\phi/2)$
k_p	3,000		$TAN^2(45+\phi/2)$
μ_{atr}	0,364		$TAN(2\phi/3)$

SOBRECARGA NO TERRENO

q_{sol}	20,0	kN/m ²	
-----------	------	-------------------	--

FORÇAS HORIZONTAIS NO MURO

E_{sol}	9,8	kN/m	$k_a \gamma_{sol} H^2/2$
E_{sob}	12,1	kN/m	$k_a q_{sob} H$

FORÇAS VERTICAIS NO MURO

V_{par}	6,0	kN/m	$25e_{par}(H-e_{sap})$
V_{sap}	8,0	kN/m	$25Le_{sap}$
V_{sol}	30,4	kN/m	$\gamma_{sol} t(H-e_{sap})$
V_{sob}	21,0	kN/m	$q_{sob} t$

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO MURO

VERIFICAÇÃO DO TOMBAMENTO

M_{est}	64,6	kNm/m	$V_{par}L_1 + V_{sap}L/2 + V_{sol}(L-t/2) + V_{sob}(L-t/2)$
M_{ins}	16,9	kNm/m	$E_{sol}H/3 + E_{sob}H/2$
M_{est}/M_{inst}	3,83	✓	M_{est}/M_{inst}

VERIFICAÇÃO DO DESLIZAMENTO

H_{den}	0	cm	
E_{den}	0,0	kN/m	$k_p \gamma_{sol} H_{den}^2/2$
F_{est}	35,8	kN/m	$\mu_{atr}(V_{par} + V_{sap} + V_{sol} + V_{sob}) + cL/2 + E_{den}$
F_{ins}	21,9	kN/m	$E_{sol} + E_{sob}$
F_{est}/F_{inst}	1,64	✓	F_{est}/F_{inst}

VERIFICAÇÃO DAS PRESSÕES NO SOLO

V_{tot}	65,5	kN/m	$V_{par} + V_{sap} + V_{sol} + V_{sob}$
M_{tot}	4,7	kNm/m	$M_{inst} - M_{est} + V_{tot}L/2$
e_{tot}	0,071	m	
e_{tot}/L	0,045	✓	e_{tot}/L
p_1	51,9	kPa	$V_{tot}/L + 6M_{tot}/L^2$
p_2	30,0	kPa	$V_{tot}/L - 6M_{tot}/L^2$
p_3	45,4	kPa	$p_2 + (p_1 - p_2)L_2/L$
p_1/σ_{lim}	0,43	✓	p_1/σ_{lim}

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO NA PAREDE E NA SAPATA

$M_{d,par}$	20,5	kNm/m	$1,4(E_{sol}(H/3 - e_{sap}/2) + E_{sob}(H/2 - e_{sap}/2))$
$M_{d,pon}$	7,1	kNm/m	$1,4((p_3 + p_1)/2(p_3 + 2p_1)/(3(p_3 + p_1)))L_1^2 - (V_{sap}L_1/L)L_1/2$
$M_{d,tai}$	16,5	kNm/m	$1,4((V_{sap}L_2/L)L_2/2 + (V_{sol} + V_{sob})(t/2 + e_{par}/2) - (p_2 + p_3)/2(2p_2 + p_3)/(3(p_2 + p_3)))L_2^2$

DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

d"	5,0	cm	
d _{par}	10,0	cm	e _{par} -d"
d _{sap}	15,0	cm	e _{sap} -d"
X _{lim,par}	4,50	cm	SE(f _{ck} ≤ 50; 0,45; 0,35)d _{par}
X _{lim,sap}	6,75	cm	SE(f _{ck} ≤ 50; 0,45; 0,35)d _{sap}
X _{par}	1,50	cm	(d _{par} /λ)RAIZ(1-2M _{d,par} /(100d _{par} ² ηf _{cd}))
X _{pon}	0,33	cm	(d _{pon} /λ)RAIZ(1-2M _{d,pon} /(100d _{pon} ² ηf _{cd}))
X _{tal}	0,77	cm	(d _{tal} /λ)RAIZ(1-2M _{d,tal} /(100d _{tal} ² ηf _{cd}))
X _{par} /X _{lim,par}	0,33	✓	X _{par} /X _{lim,par}
X _{sap} /X _{lim,sap}	0,11	✓	MÁXIMO(X _{pon} ; X _{tal})/X _{lim,sap}
A _{smin,par}	2,25		MÁXIMO(0,15%; 0,25f _{ctm} /f _{yk})100e _{par}
A _{smin,sap}	3		MÁXIMO(0,15%; 0,25f _{ctm} /f _{yk})100e _{sap}
A _{s,par}	5,02	cm ² /m	MÁXIMO(A _{smin,par} ; 100λX _{par} ηf _{cd} /f _{yd})
A _{s,pon}	3	cm ² /m	MÁXIMO(A _{smin,sap} ; 100λX _{pon} ηf _{cd} /f _{yd})
A _{s,tal}	3,00	cm ² /m	MÁXIMO(A _{smin,sap} ; 100λX _{tal} ηf _{cd} /f _{yd})

$$A_{smin} = 0,150\%bh = 0,15\% \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura adotada:

Face tracionada da parede em Y Ø10,0 c/10 = 8,00 cm²/m > A_{smin} (ok)

Face comprimida da parede em Y Ø6,3 c/10 = 3,15 cm²/m > A_{smin} (ok)

Face tracionada da sapata em X Ø8,0 c/10 = 5,00 cm²/m > A_{smin} (ok)

CONTRATO 174/2015
AS 053/2021

MUNICÍPIO DE VENDA NOVA DO IMIGRANTE

**SISTEMA DE ESGOTAMENTO
SANITÁRIO DE VENDA NOVA DO
IMIGRANTE - BAIROS TAPERÁ E
SOSSAI E COMPLEMENTO DE REDE
NA SEDE**

VOLUME V – PROJETO ESTRUTURAL

TOMO B – DESENHOS



GANEM
Engenharia Ltda

Avenida AB, nº 518, 1º andar, bairro Manoel P
Fones: (27) 3337-0072 / 881

DEZEMBRO/2021

APRESENTAÇÃO

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito do contrato nº 174/2015, celebrado entre a **GANEM Engenharia EPP Ltda.** e a **Companhia Espírito Santense de Saneamento (CESAN)**.

A **GANEM Engenharia EPP Ltda.** apresenta a seguir o projeto estrutural do sistema de esgotamento sanitário dos Bairros Tapera e Sossai, localizados no município de Venda Nova do Imigrante.

O projeto completo do sistema de esgotamento dos Bairros Tapera e Sossai está apresentado conforme descrito abaixo:

- Volume I – Topografia:
 - Tomo A – Caderneta topográfica (B-067-000-90-1-CT-0001);
 - Tomo B – Desenhos.
- Volume II – Projeto Hidráulico:
 - Tomo A – Memorial Descritivo e de Cálculo (A-067-000-90-5-MD-0004);
 - Tomo B – Desenhos (SES Tapera e Sossai)
 - Tomo C – Desenhos (Complemento de rede).
- Volume III – Projeto Terraplenagem:
 - Tomo A – Memorial Descritivo de Cálculo (A-067-000-91-1-MD-0001);
 - Tomo B – Desenhos.
- Volume IV – Projeto Elétrico:
 - Tomo A – Memorial de Cálculo (A-067-000-91-6-MC-0002);
 - Tomo B – Desenhos.
- Volume V – Projeto Estrutural:
 - Tomo A – Memorial de Cálculo (A-067-000-91-4-MC-0002);
 - Tomo B – Desenhos.
- Volume VI – Orçamento (A-067-000-90-0-OR-0004):
 - Planilha Orçamentária (A-067-000-90-0-PL-0002).

Seguem listados abaixo os desenhos produzidos neste projeto estrutural e apresentado no Tomo B (Tapera e Sossai) desse volume:

Número da CESAN		Referência do Desenho
01	A-067-000-91-4-XX-0028	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Contenções - Locação, Forma e Armação
02	A-067-000-91-4-XX-0029	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Locação das Estruturas e Poço de Sucção - Forma
03	A-067-000-91-4-XX-0030	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Poço de Sucção e Biofiltro - Forma e Armação
04	A-067-000-91-4-XX-0031	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - PV de Entrada - Forma e Armação
05	A-067-000-91-4-XX-0032	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Pré-Tratamento - Forma e Armação
06	A-067-000-91-4-XX-0033	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Pré-Tratamento e Bueiro - Forma e Armação
07	A-067-000-91-4-XX-0034	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Pré-Tratamento - Armação
08	A-067-000-91-4-XX-0035	Ses Venda Nova Do Imigrante - Tapera E Sossai – EEEB - Projeto Estrutural - EEEB 03 – Tapera - Caixa de Descarga e Abrigo Painel - Forma e Armação

.

DESENHOS