



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Felipe Nascimento da Silva

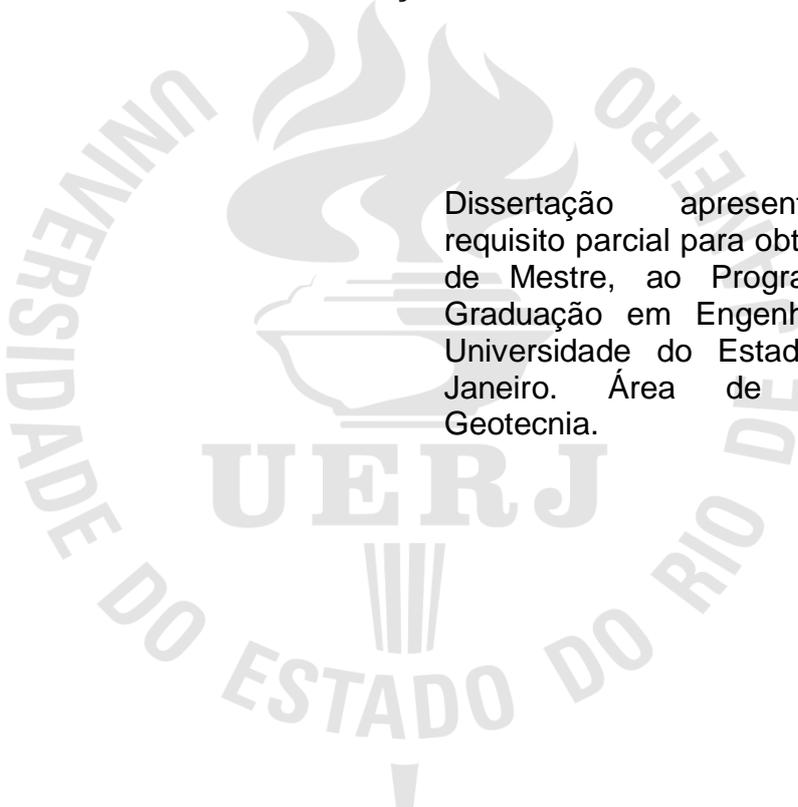
**Análise de Critérios de Dimensionamento de Carga em Dutos de
Concreto, Instalados em Vala, na Situação de Recobrimento Mínimo**

Rio de Janeiro

2014

Felipe Nascimento da Silva

**Análise de critérios de dimensionamento de carga em dutos de concreto
instalados em vala na situação de recobrimento mínimo**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadoras: Prof.^a Dr.^a Denise Maria Soares Gerscovich
Prof.^a Dr.^a Bernadete Ragoni Danziger

Rio de Janeiro

2014

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S586 Silva, Felipe Nascimento da.
Análise de critérios de dimensionamento de carga em dutos de concreto, instalados em vala, na situação de recobrimento mínimo / Felipe Nascimento da Silva. - 2014.
147 f.

Orientadores: Denise Maria Soares Gerscovich,
Bernadete Ragoni Danziger.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Engenharia - Tubulação - Dissertações. 3. Metodo dos elementos finitos -- Dissertações. 4. Geotecnia - Dissertações. I. Gerscovich, Denise Maria Soares. II. Danziger, Bernadete Ragoni. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 624:519.62

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Felipe Nascimento da Silva

**Análise de critérios de dimensionamento de carga em dutos de concreto
instalados em vala na situação de recobrimento mínimo**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 12 de dezembro de 2014.

Banca Examinadora:

Prof.^a Dr.^a Denise Maria Gerscovich (Orientador)
Doutor (DSc)/PUC - Rio – UERJ

Prof.^a Dr.^a Bernadete Ragoni Danziger (Orientador)
Doutor (DSc)/COPPE/UFRJ – UERJ

Prof.^o Fernando Saboya Albuquerque Jr.
Doutor (DSc)/PUC - Rio – UENF

Prof. Yuri Daniel Jatobá Costa
Doutor (DSc)/USP - São Carlos – UFRN

Rio de Janeiro

2014

DEDICATÓRIA

À minha família e amigos.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais pela vida, pelo apoio, carinho, suporte em estudos nas melhores escolas e universidade.

À minha querida e amada Luciana pelo apoio, carinho, cumplicidade e compreensão.

À minha orientadora Prof.^a Denise, pelo apoio, profissionalismo, dedicação e amizade que será estendida por toda a vida.

À minha orientadora Prof.^a Bernadete pela atenção, apoio e amizade que também se perpetuará.

Ao Prof.^o Marcus Pacheco pelo apoio nos momentos difíceis, com conselhos que ajudaram na minha recuperação e retomada dos estudos.

À Prof.^a Ana Cristina que também foi muito importante em me aconselhar e apoiar nos momentos difíceis.

Aos amigos de trabalho da Fundação Rio-Águas pelo apoio e idéias que contribuem para a população da cidade à ter mais qualidade em projetos e obras de drenagem.

Aos meus amigos de mestrado, pelo companheirismo e troca de idéias e informações.

À UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

“Os que se encantam com a prática sem a ciência
são como os timoneiros que entram no navio sem timão nem bússola,
nunca tendo certeza do seu destino.”

Leonardo da Vinci

RESUMO

SILVA, Felipe Nascimento da. *Análise de critérios de dimensionamento de carga em dutos de concreto instalados em vala na situação de recobrimento mínimo*. 147f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

Perante diversas situações da engenharia são utilizadas formulações empíricas de dimensionamento baseadas em dados de campo e experiência profissional que definem muito o caráter subjetivo da metodologia padrão de projeto. O presente trabalho de pesquisa aborda os diversos métodos de obtenção dos esforços gerados em dutos enterrados submetidos a cargas dinâmicas e estáticas e sua posterior reavaliação através de modelagem numérica com o programa Plaxis 3D. Os métodos analíticos não convencionais foram comparados com o método padrão de cálculo sendo que o mesmo demonstrou ter uma boa precisão mesmo sem considerar outros fatores importantes como a parcela de resistência devida à coesão do solo e sua deformabilidade. A modelagem numérica demonstrou o conservadorismo do método de Marston e o subdimensionamento do espraiamento em prisma devido aos efeitos locais ocasionados pela adoção do recobrimento mínimo e sobrecarga dinâmica elevada. Também se observou, através da modelagem 3D, que a utilização dos dois métodos clássicos favorecem a obtenção de resultados dentro da razoabilidade. Verificou-se também, como resultado desta pesquisa, que a proposta de um método clássico modificado permite uma melhor aproximação da carga que atinge o duto.

Palavras-chave: Dutos Enterrados; Recobrimento; Carga; Elementos Finitos; Métodos Analíticos; Modelo Computacional; Análise Geotécnica.

ABSTRACT

SILVA, Felipe Nascimento da. *Analysis of design criteria to determine load on concrete pipes installed in ditches at minimum coverage*. 147f. Thesis (MS in Civil Engineering) - Faculty of Engineering, State University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

In various engineering situations, empirical formulations of design, based on field data and professional experience which highly define the subjective nature of the standard design methodology, are used. This paper discusses the various methods of obtaining the stresses generated in buried pipelines, which are subjected to static and dynamic loads, and their subsequent re-evaluation by numerical modeling with Plaxis 3D program. The non-conventional analytical methods were compared with the standard method of calculation and it has demonstrated good accuracy even without considering other factors such as soil cohesion and deformability. The numerical modeling demonstrated the conservatism of the Marston method and subsiding of the prism spread due to local effects caused by the adoption of minimum coverage and high dynamic overload and due to how the use of two classical methods favor reasonable results. A classic modified method that would allow a closer approximation of the load was also proposed.

Keywords: Buried Pipelines; Coverage; Load; Finite Elements; Analytical Methods; Computational Model; Geotechnical analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Acréscimo de carga sobre o duto rígido enterrado em vala (CAMPINO, 2010).....	30
Figura 2 – Acréscimo de carga sobre o duto flexível (CAMPINO, 2010)	31
Figura 3 – Tipos de valas – tipo (a) vala simples, tipo (b) vala com degrau e tipo (c) vala com paredes inclinadas (CAMPINO, 2010)	32
Figura 4 – Instalação em aterro com projeção positiva- (a) incompleta, (b) completa (Adaptado: YOUNG e TROTT, 1984).....	33
Figura 5- Instalação em aterro com projeção negativa- (a) incompleta, (b) completa (Adaptado: YOUNG e TROTT, 1984).....	34
Figura 6 - Equilíbrio de forças (Adaptado: BULSON, 1985; apud FERREIRA, 2007)	35
Figura 7 - Equilíbrio das forças (ENGESSER, 1882; apud FERREIRA, 2007)	36
Figura 8 – Equilíbrio de forças (MARSTON)	37
Figura 9 - Coeficiente de carga (C_d).....	39
Figura 10 - Equilíbrio das forças (Adaptado: BUENO e COSTA, 2012).....	41
Figura 11- Pressão vertical versus altura de embutimento em plano horizontal sobre o duto para trem-tipo H-20: 2 rodas, pesando 72,6kN e área de contato de 45,7cm x 50,8cm, distantes entre si de 1,83m (DEBS, 2003)	43
Figura 12 – Esquemático Boussinesq (FERREIRA e PEREIRA, 2000, apud CAMPINO, 2010)	44
Figura 13 - Prisma de distribuição (DEBS, 2003)	45
Figura 14 – Distribuição de pressões sobre o duto - $t > d_e$. $\phi_o=35^\circ$ (DEBS, 2003)	46
Figura 15 – Comprimento efetivo $\phi_o=35^\circ$ (DEBS, 2003)	47
Figura 16– Distribuição de pressões sobre o duto - $t < d_e$. $\phi_o=35^\circ$ (DEBS, 2003)	48
Figura 17– Sobreposição de cargas $\phi_o =35^\circ$ (DEBS, 2003)	49
Figura 18 – Sobreposição de cargas com sobrecarga hipotética $\phi_o=35^\circ$ (DEBS, 2003).....	50
Figura 19 – Trem-tipo Classe 45 e 30 (DEBS,2003)	51
Figura 20 – Sobreposição de cargas (DEBS,2003)	51
Figura 21 – Esquema de ensaio de compressão diametral (NBR-8890)	54
Figura 22 –Bases Condenáveis (DEBS, 2003).....	56

Figura 23 - Bases Comuns (DEBS, 2003).....	57
Figura 24 - Bases de Primeira classe (DEBS, 2003)	57
Figura 25 – Bases de Concreto (DEBS, 2003)	57
Figura 26 –Circulo de Mohr (KRYNINE,1945, apud FERREIRA, 2007)	59
Figura 27 – Círculo de Mohr (HANDY,1985, apud BUENO e COSTA, 2012)	60
Figura 28- Modelo hiperbólico	63
Figura 29 – Variação do módulo tangente inicial com a tensão confiante	64
Figura 30– Geometria da vala padrão – superfície livre sem pavimentação.....	70
Figura 31-Comparação entre Marston e Janssen ($c' = 5$ kPa)	72
Figura 32- Comparação entre Marston e Engesser.....	73
Figura 33- Comparativo Marston x Alemão	74
Figura 34- Comparativo Marston x Alemão situação 02	76
Figura 35 - Comparativo Alemão x Marston	77
Figura 36 - Comparativo com concreto KPa.....	78
Figura 37– Comparativo Marston x Alemão	79
Figura 38 – Posicionamento da carga dinâmica.....	80
Figura 39– Comparativo Boussinesq x Prisma.....	81
Figura 40 – Nomenclatura utilizada para as regiões do duto.....	83
Figura 41 – Geometria do modelo para diâmetros de até 1,00m.....	84
Figura 42 – Geometria do modelo para diâmetros entre 1,00m até 2,00m.....	84
Figura 43 – Modelo de tubo de concreto: elemento de placa	85
Figura 44 – Malha de elementos finitos.....	86
Figura 45 – Malha de elementos finitos vista superior, medidas em metros	86
Figura 46 - Etapa 01 (Escavação da Vala).....	88
Figura 47– Etapa 02 (Execução da base)	89
Figura 48 - Etapa 03 (Solo lateral e ativação do duto).....	89
Figura 49 - Etapa 04 (Reaterro até a superfície)	89
Figura 50 - Etapa 05 (Aplicação das cargas do Trem-tipo)	90
Figura 51 –Comparativo do diagrama de momento da modelagem com ensaio de compressão	92
Figura 52 - Carga sobre o duto (estática): Resultado numérico X Solução analítica (Marston)	94
Figura 53–Carga sobre o duto: Resultado Numérico X Solução analítica (Marston + Prisma de Espreadimento).....	95

Figura 54–Tensões verticais corte longitudinal duto 0,60m	96
Figura 55 –Tensões verticais corte transversal duto 0,60m.....	96
Figura 56 – Variação dos fatores de equivalência (F_e)	98
Figura 57–Carga sobre o duto: Resultado numérico X Solução analítica (Marston + Prisma de Espriamento) sem espraçamento para $\frac{3}{4}$ de D_e e com $F_{e^*_{med}}=1,85$	99
Figura 58 – Carga sobre o duto: Resultado numérico X Solução analítica (Marston + Prisma de Espriamento) - variando o F_e^* para $D<0,60m$ e mantendo $F_{e^*_{med}}$ para $D>0,50m$	100
Figura 59–Carga sobre o duto: Resultado numérico X Solução analítica (Marston + Prisma de Espriamento) - variando o F_e^* para $D <1,80m$, $F_{e^*_{med}}$ para $D>0,50m$ e sem alterar o método de cálculo para $D>1,50m$	101
Figura 60–Comparativo carga modelo x carga de fissura	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Classificação quanto à rigidez (MARSTON, 1930)	26
Tabela 2 - Classificação quanto à rigidez relativa (GUMBEL et al, 1982).....	27
Tabela 3 - Principais tipos de dutos (YOUNG e TROTT, 1984).....	28
Tabela 4 – Valores de IS para diversos tipos de solo(BUENO e COSTA, 2012)	42
Tabela 5 – Valores de coeficiente de impacto para cada recobrimento (DEBS, 2003)	47
Tabela 6 – Característica dos Trens-tipo 45 e 30 (DEBS, 2003)	50
Tabela 7 – Carga máxima em dutos(NBR-8890).....	55
Tabela 8 – Profundidades mínimas (SANTOS e MONTENEGRO, 2008).....	68
Tabela 9 - Padrão ABTC com as características dos solos para projeto de Tubos ..	68
Tabela 10 – Valores típicos de E_s (BUENO, COSTA, 2012).....	69
Tabela 11 – Parâmetros dos solos para situação 01	74
Tabela 12 – Parâmetros dos solos para situação 02.....	75
Tabela 13 – Parâmetros dos solos para a situação 02.....	76
Tabela 14 – Especificações construtivas.....	82
Tabela 15 – Parâmetros do solo e duto.....	87
Tabela 16 – Rigidez axial e à flexão dos dutos	88
Tabela 17 - Comparativo do fator de equivalência do modelo.....	97
Tabela 18 - Comparativo Carga Modelo X Carga de Fissura	102
Tabela 19 – Proposta de Fator de Equivalência para $D < 1,50m$	104

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

DN	Diâmetro nominal
HDPE	Duto termoplástico em Polietileno de alta densidade
HS	Hardening Soil
MEF	Método dos elementos finitos
PA	Pluvial armado
PIR	Plano igual recalque
PEAD	Polietileno de alta densidade
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
u-PVC	Duto termoplástico em Polivinil Clorido

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Medida longitudinal do contato da roda
b	Medida transversal do contato da roda
b'	Largura hipotética de sobreposição
B ou B_v	Largura da vala
c'	Coesão
c	Distância transversal entre as rodas
C_d	Coeficiente de carga
D	Diâmetro interno
D_e	Diâmetro externo
d	Distância horizontal
E	Módulo de elasticidade ou deformabilidade
e	Espessura do duto
E_b	Espessura/altura da base
E_i	Módulo de elasticidade incremental
E_{ur}	Módulo de elasticidade de carregamento/descarregamento
E_p	Módulo de elasticidade do duto no estado plano de deformação
E_{si}	Módulo de deformabilidade do solo
E_s	Módulo de elasticidade do solo no estado plano de deformação
E_{50}	Módulo de elasticidade correspondente a 50% da tensão de ruptura
F	Carga de ensaio aplicada ao duto
f	Coeficiente de impacto
F_e	Fator de equivalência
F_e^*	Fator de equivalência para compatibilizar o resultado numérico que incorpora o confinamento do duto com o ensaio de compressão diametral
$F_{e^* med}$	Fator de equivalência médio
f_{ck}	Resistência do concreto
GC	Grau de compactação do solo
G	Módulo cisalhante
H	Profundidade
h	Altura de aterro
h_{ct}	Altura de sobreposição de dois eixos

h_{cl}	Altura de sobreposição de três rodas
h_s	Altura de solo
I	Momento de Inércia do duto
IS	Índice do solo
K_a ou k_r	Coefficiente de empuxo ativo
k_{kr}	Coefficiente de empuxo ativo por Krynine
k_{rhm}	Coefficiente de empuxo ativo por Handy
L	Fator de redistribuição de tensões em função da rigidez relativa
$L_{máx}$	Fator de redistribuição de tensões máxima
l_e	Comprimento efetivo
l_e'	Comprimento efetivo para dois eixos
M	Momento fletor
N	Força Normal
P_a	Pressão atmosférica
P_s	Carga concentrada na superfície
P_R	Pressão uniforme sobre o duto
q ou q'	Sobrecarga
Q	Carga distribuída das rodas
q_m	Carga por metro linear sobre o duto
Rec_{min}	Recobrimento mínimo
RR	Rigidez relativa do sistema Método Alemão
R_f	Razão de rigidez
R_f	Razão de ruptura
R_r	Rigidez relativa
R_p	Rigidez do material do duto
RM	Razão de deformabilidade
r_m	Raio médio do duto
s	Largura da sobreposição
S_v	Termo em função de RM
t	Distância de espraiamento perpendicular ao duto
t'	Largura hipotética do comprimento efetivo
V	Força cortante
z	Profundidade

X	Fator de Carga modificado
ε	Deformação do solo
ν ou ν_s	Coefficiente de Poisson do solo
σ_v	Tensão vertical
σ_h	Tensão horizontal
γ	Peso específico do solo de preenchimento da vala
ϕ ou ϕ'	Ângulo de atrito interno do solo
ϕ_0	Ângulo de espraçamento
Ψ	Ângulo de dilatância
δ	Ângulo de atrito solo-parede

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	19
Visão Geral do Tema	19
Objetivos	20
Estrutura da Dissertação.....	20
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
1.1 Características físicas dos Dutos	23
1.1.1 Materiais constituintes.....	23
1.1.1.1 Material cerâmico	23
1.1.1.2 Concreto armado	24
1.1.1.3 Ferro fundido.....	24
1.1.1.4 Polietileno de alta densidade (PEAD).....	25
1.1.2 Rigidez dos dutos.....	26
1.1.2.1 Dutos rígidos	29
1.1.2.2 Dutos flexíveis.....	30
1.2 Aspectos Executivos	31
1.2.1 Instalação em vala	31
1.2.2 Instalação em aterro.....	32
1.2.2.1 Projeção positiva.....	32
1.2.2.2 Projeção negativa.....	33
1.3 Estimativa de Cargas Atuantes em Dutos Enterrados	34
1.3.1 Métodos analíticos	34
1.3.1.1 Cargas originárias do peso próprio do solo	34
1.3.1.1.1 Método de Janssen (1895)	35
1.3.1.1.2 Método de Engesser (1882)	36
1.3.1.1.3 Método de Marston (1913)	37
1.3.1.1.4 Método alemão	40
1.3.1.2 Cargas vivas (“Live loads”) ou cargas dinâmicas	43
1.3.1.2.1 Boussinesq.....	44
1.3.1.2.2 Espriamento em prisma.....	45
1.3.1.3 Cargas especiais.....	53
1.3.1.4 Carga total	53

1.3.1.5 Coeficiente de empuxo.....	57
1.3.1.5.1 Coeficiente de empuxo de Rankine	58
1.3.1.5.2 Coeficiente de empuxo de Krynine	58
1.3.1.5.3 Coeficiente de empuxo de Handy.....	59
1.3.2 Métodos numéricos	61
1.3.2.1 Modelo Mohr-Coulomb	61
1.3.2.2 Modelo Hardening Soil	62
2 PARÂMETROS DE PROJETO.....	66
2.1 Cálculo do Recobrimento Mínimo	66
2.1.1 Geometria da vala.....	69
3 ESTUDOS PARAMÉTRICOS	71
3.1 Marston X Janssen	71
3.2 Marston X Engesser.....	72
3.3 Marston X Método Alemão	73
3.3.1 Caso 01 – Simulação de vala padrão (Solo Arenoso)	73
3.3.1.1 Situação 02 Solo Arenoso Influência da zona 02	75
3.3.2 Caso 02 – Solo local Argiloso.....	76
3.3.3 Influência módulo de elasticidade do duto,solo local arenoso	77
3.3.3.1 Módulo de elasticidade.....	77
3.3.3.2 Diminuição da rigidez	78
3.4 Boussinesq x Espreadamento em Prisma	79
4 ESTUDOS NUMÉRICOS	82
4.1 Modelo Numérico	82
4.1.1 Geometria da malha.....	83
4.1.2 Materiais	87
4.1.3 Etapas construtivas	88
4.2 Resultado das Análises Numéricas.....	90
4.2.1 Obtenção das cargas atuantes sobre o duto	90
4.2.2 Cargas devido ao peso próprio do solo	93
4.2.3 Comparativo entre as cargas equivalentes totais (estáticas e dinâmicas)	94
4.2.4 Proposta de novo fator de equivalência(F_e^*)	97
4.2.5 Verificação da suficiência estrutural	101
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	103
5.1 Introdução	103

5.2 Conclusões	103
5.3 Trabalhos futuros	104
REFERÊNCIAS	106
ANEXOS.....	110

INTRODUÇÃO

Visão Geral do Tema

Devido aos grandes investimentos em infraestrutura na cidade do Rio de Janeiro nos últimos anos, em razão dos grandes eventos que já ocorreram, bem como dos próximos previstos, as obras de drenagem se configuram como fonte importante de aporte de recursos dos órgãos governamentais. Em função das características do relevo da cidade, com áreas montanhosas de grande extensão, propiciando a diminuição do tempo de concentração da água da chuva e, conseqüentemente, aumento da vazão nos diversos cursos d'água, o cenário que se configura, em relação às bacias hidrográficas, favorece a ocorrência de enchentes.

O presente trabalho de pesquisa se concentra num estudo detalhado das avaliações teóricas, pelos métodos analíticos mais usuais, em relação ao recobrimento mínimo necessário para as galerias circulares de concreto com instalação em vala simples, bem como sua comparação com resultados obtidos da modelagem numérica por Elementos Finitos. As formulações teóricas que costumam ser utilizadas em projetos são norteadas por estudos pré-existentes da Fundação Rio Águas e experiências de campo. O emprego também de uma análise numérica, em conjunto com o estudo detalhado das formulações analíticas usuais, objetiva ampliar as ferramentas de análise, contribuindo para aprimorar a análise crítica do recobrimento mínimo, possibilitando uma melhor discussão deste tema e de soluções para as galerias circulares de concreto com instalação em vala simples.

Considerando que um dos principais fatores de influência da drenagem está relacionado com a sua instalação, um estudo sobre o método executivo a ser utilizado é de extrema importância. Todo o processo de instalação das galerias nas valas envolve uma série de aspectos que podem prejudicar o correto funcionamento das mesmas, conforme será verificado nesta pesquisa.

Com o intuito de avaliar a segurança das galerias em relação à carga que poderá ser admitida na superfície, tornam-se imprescindíveis: um adequado recobrimento, a escolha do tipo de solo de reaterro e sua correta compactação. O valor do recobrimento a ser utilizado no reaterro deverá ser o mínimo necessário, de forma a minimizar os custos de terraplenagem. Ao mesmo tempo, o recobrimento deverá ser suficiente para garantir a segurança das galerias quando da atuação das

cargas aplicadas na superfície. A determinação da resistência estrutural da galeria a ser utilizada deve contemplar estes dois aspectos fundamentais, do ponto de vista prático: economia e segurança.

Objetivos

Primeiramente será feita uma revisão bibliográfica acerca de galerias enterradas, focando na rigidez das mesmas. Ênfase será dada às diversas formas de instalação, tanto em vala como em aterro, e às diversas formas de análise das tensões desenvolvidas no solo circundante, tanto pelos métodos analíticos como numéricos. Espera-se assim, iniciar a formação de um forte embasamento teórico para as questões que serão abordadas posteriormente.

A seguir será realizada uma análise comparativa entre os diversos métodos analíticos usualmente utilizados na determinação do carregamento estático e dinâmico. Esta análise permitirá uma avaliação das qualidades e deficiências de cada método estudado em relação ao método padrão de dimensionamento.

A modelagem numérica será realizada para verificação dos métodos analíticos adotados com a análise do fator de equivalência e proposta de modificações no procedimento que melhor represente o comportamento do modelo e possíveis problemas de insuficiência estrutural das galerias.

A elaboração deste trabalho de pesquisa pretende contribuir para um melhor entendimento sobre a segurança da instrução normativa da Rio-Águas referente à instalação de galerias enterradas na cidade do Rio de Janeiro. Para a verificação da segurança do recobrimento mínimo, é necessária a elaboração de um estudo aprofundado abrangendo as condições mais usuais das características do solo circundante e respectivas características geométricas. A escolha da solução final, feita apenas pela consideração do menor custo, pode envolver a seleção de um cobrimento inadequado, reduzindo a vida útil da obra.

Estrutura da Dissertação

O presente capítulo é apenas de caráter introdutório, informando a relevância do tema, os objetivos e a estrutura da dissertação.

No capítulo 1 irá ser apresentado os vários tipos de materiais possíveis de se utilizar na fabricação das galerias e alguns dos fatores que influenciam a sua escolha. São descritos vários materiais, algumas características próprias e também vantagens e desvantagens desses materiais.

Para melhor entendimento do comportamento dos dutos será feita a classificação dos dutos em relação à rigidez conforme o grau de deformação relativa dos mesmos. São caracterizadas as três designações habitualmente atribuídas às galerias enterradas, nomeadamente dutos rígidos, dutos flexíveis e dutos semi-flexíveis.

Posteriormente será feita referência aos diferentes métodos de instalação dos dutos enterrados, apresentando alguns desenhos para uma melhor percepção dos tipos de instalação. Serão apresentadas as abordagens adotadas nos dois principais métodos de instalações, a instalação em vala e a instalação em aterro, e no caso do aterro, as opções por projeção positiva ou projeção negativa.

Será feita o detalhamento dos principais métodos analíticos utilizados para a obtenção de cargas sobre o duto. Estas cargas podem ser de duas origens: cargas estáticas, que são as cargas devidas ao peso próprio do solo, e cargas dinâmicas, correspondentes às cargas móveis que são aplicadas à superfície do terreno. Após o cálculo das cargas é necessário explicar os ensaios de determinação da resistência das galerias, que possibilitam a determinação do tipo e tamanho da galeria a utilizar. Nesta avaliação há que se verificar a influência das solicitações hidráulicas, uma vez que já é de conhecimento geral que as pequenas dimensões se mostram mais frágeis às solicitações externas (SANTOS e MONTENEGRO, 2008).

Serão apresentadas as diversas condições de instalação em vala que determinam os diferentes fatores de equivalência para as situações mais usuais.

No capítulo 2 serão discriminados os dados de projeto, como os parâmetros do solo, características geométricas da vala, e a formulação proposta para o recobrimento mínimo de forma a esclarecer que a maioria das considerações de projeto adotadas são baseadas nas observações empíricas de campo.

No capítulo 3 será feito o estudo paramétrico com base nos métodos analíticos mais conhecidos para a determinação de carga sobre o duto. Este estudo irá contemplar tanto as cargas permanentes, devidas ao peso próprio, quanto às cargas móveis, do trem-tipo. Serão apresentadas figuras e tabelas de forma a

representar, com maior clareza, as diferenças relativas de cada método, incluindo suas principais vantagens e desvantagens.

No capítulo 4 será apresentada uma solução numérica, com base num programa de elementos finitos (Plaxis 3D), objetivando simular as situações teóricas indicadas para a fixação do recobrimento mínimo para dutos instalados em vala. Esta análise numérica incluirá a apresentação dos resultados obtidos, a discussão destes resultados, com base na comparação com a aplicação dos métodos analíticos, procurando discutir as diferenças relativas, principalmente quanto ao carregamento atuante sobre o duto.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Características físicas dos Dutos

As características físicas podem ser classificadas em relação aos materiais constituintes e à rigidez relativa. Ambas as características devem ser analisadas pelo projetista de forma que o duto especificado atenda às diversas solicitações físico-químicas que estarão expostos conforme a sua utilização.

1.1.1 Materiais constituintes

Serão apresentados os materiais mais usuais que vêm sendo utilizados em obras de drenagem urbana.

1.1.1.1 Material cerâmico

No Brasil existem tubos cerâmicos instalados e em operação há mais de 100 anos nas cidades de São Paulo e Rio de Janeiro. Originalmente, os tubos cerâmicos apresentavam a forma cônica. Isso se devia ao fato de se acreditar que, com o aumento periódico da velocidade de escoamento, acarretando na formação de pequenos jatos, a forma cônica poderia possibilitar a redução da deposição de sedimentos e as chances de obstrução dos tubos (INCTAM, 2010).

A resistência à corrosão é a maior vantagem deste material. O sulfeto de hidrogênio é gerado em todos os esgotos, em graus variáveis. Através de uma série de reações químicas e biológicas, o gás sulfídrico é convertido em ácido sulfúrico. Por outro lado, o material cerâmico não possui boa resistência a ataques orgânicos diretos; a absorção de água pelas paredes, contendo sais orgânicos, proporciona a proliferação de micro-organismos. A alternância entre os estados seco e molhado causam ainda trincas no elemento devido à variação de umidade (CAMPINO, 2010).

Outra desvantagem do material cerâmico é a baixa resistência estrutural à compressão, aliada ao seu elevado peso específico, muito superior ao dos solos.

No Rio de Janeiro, galerias com material cerâmico não são atualmente recomendadas devido às desvantagens estruturais aqui citadas. Existem algumas galerias antigas que invariavelmente apresentam problemas e vem sendo substituídas; ressaltam-se as instaladas em áreas de material orgânico que favorecem a sua deterioração.

1.1.1.2 Concreto armado

As galerias de concreto são utilizadas como padrão nos sistemas de drenagem na cidade do Rio de Janeiro. Com o surgimento do cimento Portland, em 1845, houve o desenvolvimento das galerias de concreto e, em meados do século XX, surgiram várias novas técnicas que otimizavam o preenchimento do concreto nos moldes, possibilitando assim uma melhoria da qualidade e da resistência das galerias (CAMPINO, 2010).

No que diz respeito à resistência a ataques químicos, o concreto é resistente às substâncias que estão normalmente presentes nos esgotos domésticos, mas no caso da presença de outros químicos como sulfatos, ácidos ou sulfeto hidrogênio, o concreto não tem muita tolerância (YOUNG e TROTT, 1984 apud CAMPINO, 2010).

Em relação à face exterior das galerias, os ataques químicos devem-se à água reagindo com a parede ou através do contato com o solo, sendo esta última dependente das composições do solo onde as galerias estão instaladas.

A opção por galerias de concreto também é determinada pelo preço competitivo que é praticado no mercado.

Como desvantagens citam-se abaixo resistência ao impacto, na falta de proteção catódica na armadura, e uma certa permeabilidade hidráulica relativamente alta.

1.1.1.3 Ferro fundido

As galerias em ferro fundido podem ser encontradas tanto em redes de drenagem, como nas de gás. Para drenagem, as galerias de ferro fundido são utilizadas quando existe uma conformação geológica com terreno rochoso, em que

não se recomenda executar escavações; nestes casos, as galerias tornam-se aparentes.

As principais vantagens no uso de galerias de ferro fundido são a boa resistência mecânica, a impermeabilidade a gases e óleos, a simplicidade de equipamento de instalação e a disponibilidade de acessórios do mesmo material. (CAMPINO, 2010)

Como desvantagens, encontram-se o peso elevado do material, a possibilidade de corrosão por ácidos e o custo relativamente elevado do ferro fundido.

1.1.1.4 Polietileno de alta densidade (PEAD)

O PEAD é fabricado através da polimerização do etileno pelos processos de suspensão em solvente, solução e fase gasosa. Todas estas etapas se dão em reatores de baixa pressão, concedendo assim uma estrutura molecular regular, originando produtos finais com características superiores às de outros materiais plásticos. A produção ocorre com a extrusão do material a temperaturas elevadas, necessitando por isso, um controle especial da taxa de alimentação, temperatura e pressão, para que o material mantenha as propriedades uniformes (YOUNG e TROTT, 1984 apud CAMPINO, 2010).

As galerias de PEAD apresentam vantagens de aliar boa flexibilidade, altíssima resistência e baixo peso, além de resistir a produtos químicos, em geral, e vibrações.

O polietileno de alta densidade pode sofrer degradação por radiação solar, por calor, e por reações químicas, em contato com detergentes, solventes e hidrocarbonatos. Adicionalmente, há dificuldade de detecção de imperfeições que possam causar fugas por escoamento (GONÇALVES e MONTEIRO, 2002 apud CAMPINO, 2010).

A Prefeitura da cidade do Rio de Janeiro utiliza galerias de PEAD em situações específicas, que exigem flexibilidade aliada à resistência. Devido à progressiva queda do preço, seu uso tem-se intensificado, principalmente em empreendimentos residenciais, já que possuem a vantagem de serem extremamente

leves, promovendo um rápido assentamento, sem utilização de maquinário pesado para pequenos diâmetros.

1.1.2 Rigidez dos dutos

Ao realizar o dimensionamento estrutural do duto é necessário estabelecer as situações de carregamento interno e externo, o material do duto e as características do solo envolvente.

A classificação do duto está relacionada diretamente com a sua rigidez e o efeito que a mesma apresenta sobre o solo envolvente, gerando arqueamento positivo ou negativo.

Em dutos de concreto armado, as diferenças de rigidez entre o sistema solo-duto provocam um acréscimo de tensão no material mais rígido. Quanto mais rígido for o duto, maior será a tensão gerada (arqueamento negativo); em dutos flexíveis, ocorre o inverso (arqueamento positivo).

Identificar o contraste entre as rigidezes do sistema solo-duto é importante para prever o tipo de mecanismo mobilizado. Neste sentido, Marston (1930) propôs uma classificação baseada no tipo de material constituinte do duto, associada à deformação do eixo axial do duto (Tabela 1).

O valor limite da deformação axial para que o material do duto flexível não sofra danos é de 10%, sendo considerado flexível o duto onde a deformação axial varie de 3% a 10%.

Tabela 1- Classificação quanto à rigidez (MARSTON, 1930)

Classificação	Deformação (%)	Tipo de Material
Flexível	> 3,0	Metal Corrugado
Semirrígido	0,1 a 3,0	Ferro Fundido
Rígido	<0,1	Concreto e Cerâmica

Allgood e Takahashi (1972) e Gumbel et al. (1982) consideraram que a classificação deveria levar em conta o contraste entre a rigidez do duto e a do solo

circundante. Os autores definiram a rigidez do solo como sendo a relação entre o módulo de elasticidade do solo no estado plano de deformação e o coeficiente de Poisson, conforme a equação abaixo, e a rigidez do duto em função do módulo de elasticidade do duto no estado plano de deformação e suas propriedades geométricas dada pela equação seguinte:

$$R_f = \frac{E_s}{(1 - \nu_s)} \quad 1.1$$

$$R_p = \frac{E^* I}{D_e^3} \quad 1.2$$

Sendo:

E_s = Módulo de elasticidade do solo no estado plano de deformação;

ν_s = Coeficiente de Poisson do solo;

E^* = Módulo de elasticidade do duto no estado plano de deformação;

I = Momento de Inércia do duto por unidade de comprimento;

D_e = Diâmetro externo do duto

R_p = Rigidez à flexão do duto

R_f = Rigidez do solo no estado plano de deformações

A razão de rigidez é determinada pela razão entre a rigidez do solo e a rigidez do duto conforme equação 1.3. Gumbel et al (1982) estabeleceram faixas de valores de rigidez relativa para classificação dos dutos, conforme Tabela 2.

$$R_r = \frac{R_f}{R_p} \quad 1.3$$

Tabela 2 - Classificação quanto à rigidez relativa (GUMBEL et al, 1982)

Rigidez Relativa	Carga suportada pelo duto	Classificação
$R_r < 10$	> 90%	Rígido
$10 < R_r < 1000$	10% a 90%	Intermediário
$R_r > 1000$	< 10%	Flexível

A Tabela 3 discrimina os principais tipos de materiais, incluindo diâmetros nominais, tipo de aplicação e classificação quanto à rigidez para os dutos mais utilizados.

Tabela 3 - Principais tipos de dutos (YOUNG e TROTT, 1984)

Material	Diâmetro Nominal (mm)	Aplicação	Classificação
Cimento Amianto	100 a 2500	Gravidade	Rígido
	50 a 2500	Pressão	
Cerâmica	75 a 1000	Gravidade	Rígido
Concreto Simples	≥ 150	Gravidade	Rígido
Concreto Armado	150 a 3000	Gravidade	Rígido
Concreto Protendido	450 a 3000	Gravidade Pressão	Rígido
Fibra de Vidro	25 a 4000	Gravidade Pressão	Flexível
Ferro Dúctil	80 a 1600	Gravidade Pressão	Intermediário
Aço	60,3 a 2220	Gravidade Pressão	Flexível
u-PVC*	110 a 160	Gravidade Pressão	Flexível
	200 a 630		
	17 a 610		
HDPE**	-	Pressão	Flexível
Fibras Asfálticas	50 a 225	Pressão	Flexível
* Duto termoplástico em Polivinil Clorido			
** Duto termoplástico em Polietileno de alta densidade			

Na prática é usual, na classificação para dutos enterrados, introduzir as categorias de dutos semi-flexíveis ou semirrígidos. Dutos rígidos como os de concreto armado, quando apresentam diâmetros muito elevados e capazes de suportar um aumento de carga extra em virtude da sua flexibilidade, são classificados como dutos semi-flexíveis ou dutos semirrígidos (YOUNG e TROTT, 1984). Por outro lado, dutos flexíveis de diâmetro reduzido não possuem grande

flexibilidade, portanto são também nomeados como dutos semi-flexíveis ou semirrígidos.

A distribuição das tensões sobre os dutos conforme sua rigidez será ilustrada no próximo tópico, de forma a se consolidar o conceito de rigidez.

1.1.2.1 Dutos rígidos

Em dutos considerados rígidos, a carga máxima atuante não é capaz de causar deformação suficiente para provocar um aumento considerável da reação passiva por parte do solo onde o duto está instalado (YOUNG e TROTT, 1984). O valor da deformação máxima sem que ocorram fissuras prejudiciais ao seu desempenho é de 0,1% do diâmetro (NETO e RELVAS, 2003).

O duto rígido se comporta conforme a teoria da compressão anelar (esmagamento da parede), que considera todo o perímetro da seção resistindo às tensões geradas. O efeito da compressão anelar pode ser verificado aplicando-se uma carga vertical sobre o duto e verificando-se as tensões horizontais geradas no solo pelas paredes do duto.

Uma importante característica dos dutos rígidos são as considerações de cálculo dos diversos métodos analíticos, que consideram as sobrecargas e cargas devido ao peso próprio do solo atuando diretamente sobre o duto, devido à grande diferença de rigidez entre os materiais.

A Figura 1 ilustra a distribuição de acréscimo de carga transmitida ao duto rígido, enterrado em vala, onde se verifica que as maiores tensões ocorrem na região central. Nas laterais da vala há redução das tensões devido ao efeito do arqueamento negativo.

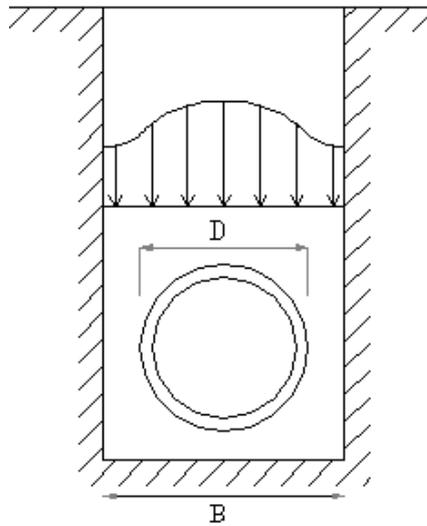


Figura 1 - Acréscimo de carga sobre o duto rígido enterrado em vala (CAMPINO, 2010)

1.1.2.2 Dutos flexíveis

Dutos flexíveis apresentam uma capacidade de mudança de geometria com a aplicação da carga. Sua seção, inicialmente circular, transforma-se em outra com formato oval. Esta alteração de geometria pode ser quantificada em termos de porcentagem de deformação do diâmetro do duto na direção vertical, sem que ocorra risco de colapso nas paredes do duto (YOUNG e TROTT, 1984).

Quando o solo circundante é mais rígido que o duto enterrado em vala, este recebe a maior parte do carregamento, reduzindo a parcela transmitida ao duto, como mostra a Figura 2:

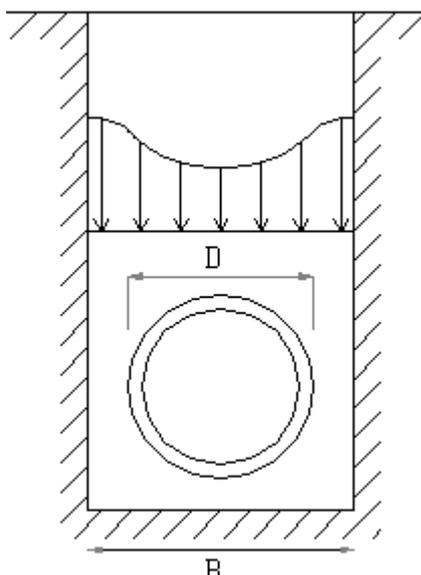


Figura 2 – Acréscimo de carga sobre o duto flexível (CAMPINO, 2010)

1.2 Aspectos Executivos

1.2.1 Instalação em vala

Um dos processos mais freqüentes utilizados na instalação de dutos enterrados é certamente o de instalação em vala, visto ser de fácil execução relativamente aos outros métodos. A metodologia consiste na abertura de um prisma com dimensões superiores ao diâmetro do duto a ser colocado de forma a facilitar a movimentação dos operários. Serão considerados três métodos distintos de instalação em vala como ilustrado na Figura 3.

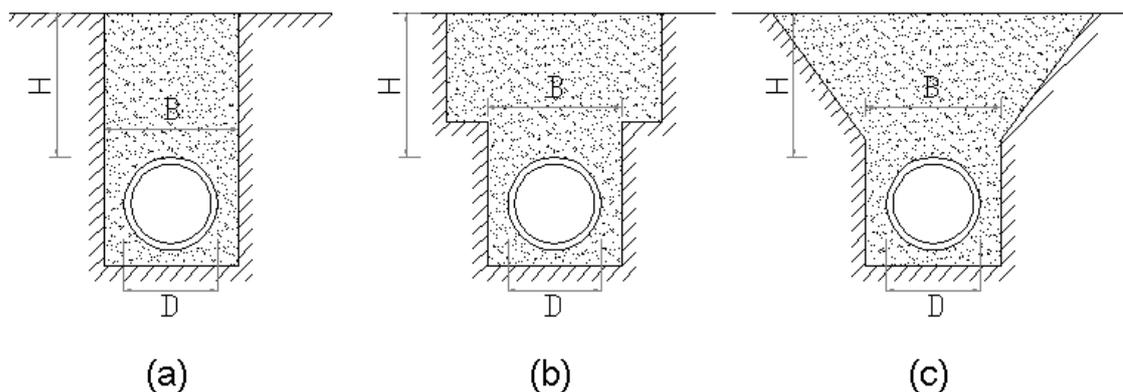


Figura 3 – Tipos de valas – tipo (a) vala simples, tipo (b) vala com degrau e tipo (c) vala com paredes inclinadas (CAMPINO, 2010)

1.2.2 Instalação em aterro

1.2.2.1 Projeção positiva

Denomina-se instalação de projeção positiva quando o duto é assentado na superfície do terreno natural e recoberto por aterro. Esta instalação apenas obriga a uma pequena abertura no terreno, com a intenção de garantir que o duto seja fixado, como ilustrado na Figura 4.

Dependendo da espessura do aterro, acrescenta-se à classificação a denominação de projeção completa ou incompleta. Quando se estabelece um plano a partir do qual a presença do duto não interfere com os recalques do aterro, a projeção é denominada incompleta (Figura 4a). Caso contrário (Figura 4b), a distância entre o duto e o plano de igual recalque (PIR) ultrapassa a espessura do aterro e a projeção é denominada completa.

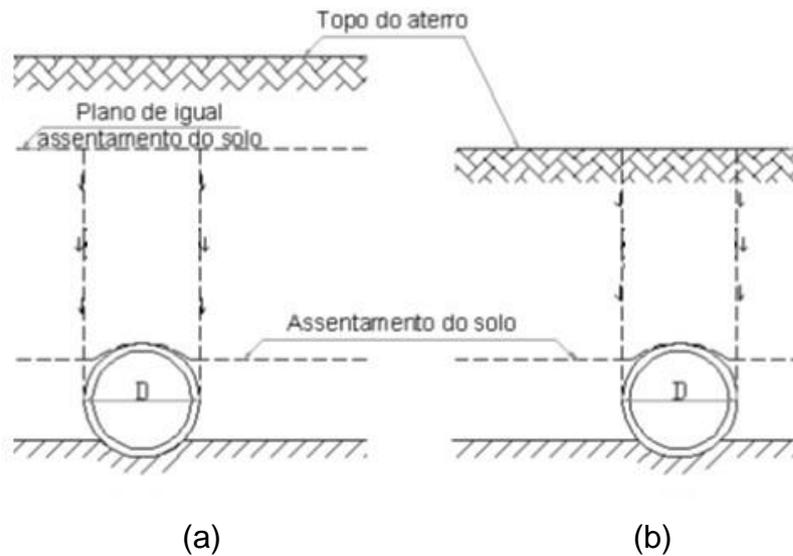


Figura 4 – Instalação em aterro com projeção positiva- (a) incompleta, (b) completa (Adaptado: YOUNG e TROTT, 1984)

A definição de projeção positiva se mantém quando a cota do terreno natural se mantém inferior à cota do centro do duto.

1.2.2.2 Projeção negativa

A instalação em projeção negativa difere da anterior pela existência de uma trincheira escavada abaixo da base do aterro, conforme mostra a Figura 5. Nestas condições, a profundidade da trincheira terá de ser superior ao diâmetro do duto, de modo que exista um nível acima da cota superior do duto constituído por solo natural.

Também em projeção negativa se encontra a distinção entre a projeção completa (Figura 5b) e projeção incompleta (Figura 5a), definidas pelas mesmas razões apresentadas na projeção positiva.

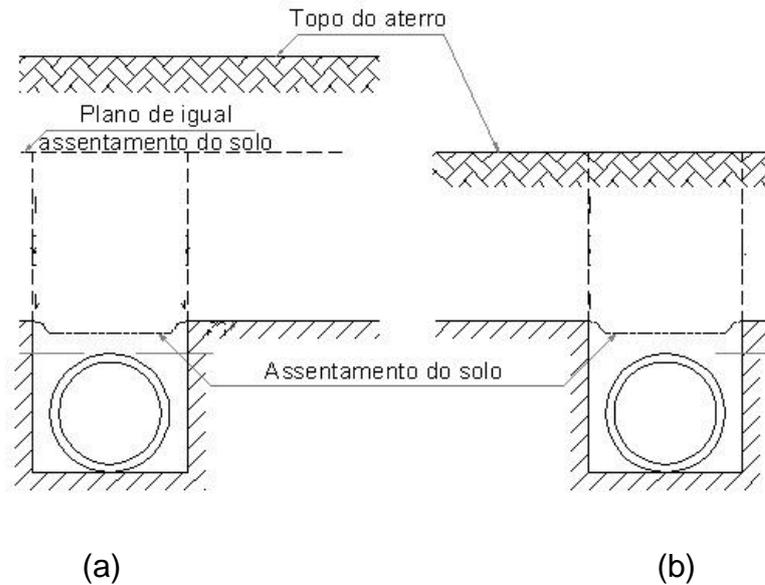


Figura 5- Instalação em aterro com projeção negativa- (a) incompleta, (b) completa (Adaptado: YOUNG e TROTT, 1984)

1.3 Estimativa de Cargas Atuantes em Dutos Enterrados

1.3.1 Métodos analíticos

O cálculo da carga atuante em dutos enterrados pode ser realizado por meio de métodos analíticos e numéricos. Serão apresentados, a seguir, os diversos métodos analíticos para cálculo das cargas estáticas e dinâmicas, elucidando os pontos mais relevantes de cada método.

1.3.1.1 Cargas originárias do peso próprio do solo

Os dutos rígidos, como as galerias de concreto, apresentam uma deformação muito pequena e, portanto, não mobilizam o suporte passivo disponível do solo lateral.

Os dutos flexíveis, por outro lado, obtêm sua capacidade de suporte a partir da interação com o solo adjacente. Quando submetido à carga, o duto flete e mobiliza o suporte passivo do solo lateral. Ao mesmo tempo, a deflexão alivia a carga no topo do duto causando o efeito de arqueamento positivo.

Os métodos analíticos, mais utilizados na prática para fins de dimensionamento (Marston, Alemão, Janssen e Engesser), desprezam a interação solo-duto e também não fornecem informações quanto às deformações resultantes do processo construtivo.

1.3.1.1.1 Método de Janssen (1895)

Com o objetivo de calcular as cargas atuantes em silos preenchidos com material granular, Janssen (1895) formulou o primeiro modelo analítico para o fenômeno do arqueamento. A proposta de Janssen assume que a tensão vertical mobilizada pela coluna de material granular é alterada pela resistência ao cisalhamento mobilizada na interface entre o material em questão e a parede do silo.

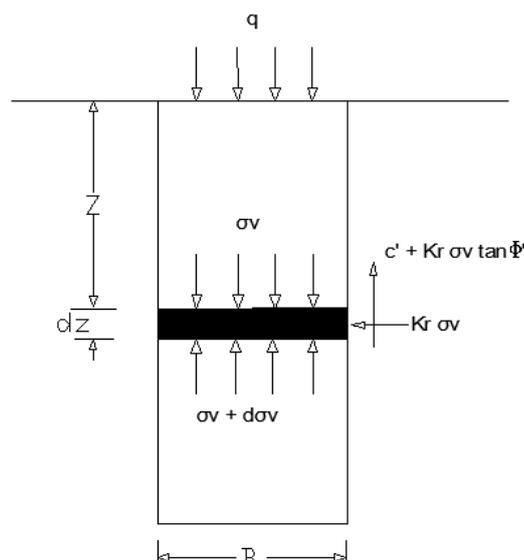


Figura 6 - Equilíbrio de forças (Adaptado: BULSON, 1985; apud FERREIRA, 2007)

A equação para determinação da tensão a uma determinada profundidade foi definida como:

$$\sigma_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{2c'}{B} \right)}{2k_r \tan \phi'} \left[1 - e^{(-2k_r \tan \phi' \frac{z}{B})} \right] + q e^{(-2k_r \tan \phi' \frac{z}{B})} \quad 1.4$$

Onde γ é o peso específico do solo de preenchimento da vala, B a largura da vala e c' e ϕ' os parâmetros de resistência do solo de preenchimento da vala, z a

profundidade, q a sobrecarga e k_p o coeficiente de empuxo do solo na parede da vala. Geralmente este valor é considerado como o coeficiente de empuxo ativo de Rankine.

É possível notar que a equação é voltada somente para calcular as tensões geradas dentro do silo e portanto não considera carga sobre o duto devendo a expressão ser multiplicada pela largura da vala B conforme Marston propõe posteriormente.

1.3.1.1.2 Método de Engesser (1882)

Mesmo antes de Janssen, Engesser (1882) havia desenvolvido um método analítico para a previsão da carga resultante do efeito do arqueamento considerando o equilíbrio dos esforços agindo sobre um elemento infinitesimal com forma de arco parabólico.

Dado que a distribuição de tensões em um plano horizontal é variável (arqueamento positivo ou negativo), para que as tensões fossem constantes seria necessário referenciá-las a uma superfície não plana. Como mostra a Figura 7, Engesser considerou uma parábola, cujo ângulo com a horizontal é igual ao ângulo de atrito do solo ($\theta = \phi'$).

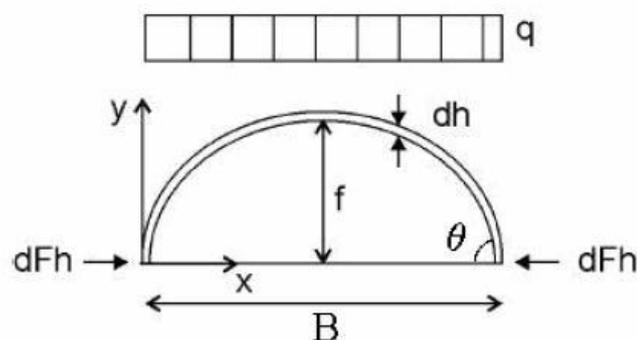


Figura 7 - Equilíbrio das forças (ENGESSER,1882; apud FERRIERA, 2007)

Desprezando a coesão do solo, a equação para determinação da carga a uma determinada profundidade foi definida como:

$$P = \gamma B^2 \left[\frac{HK_a}{2H \tan \phi' + BK_a} + \frac{\tan \phi'}{6} \right] \quad 1.5$$

Onde γ é o peso específico do solo de preenchimento da vala, b a largura da vala, ϕ' o ângulo de atrito do solo de preenchimento da vala, H o recobrimento e K_a o coeficiente de empuxo ativo de Rankine.

Verifica-se que a estrutura geral da equação é parecida com Janssen, diferenciando a parcela relativa ao coeficiente de carga e a multiplicação pela largura da vala que fornece os valores em termos de carga (KN/m).

1.3.1.1.3 Método de Marston (1913)

Para o cálculo das cargas atuantes em condições de vala, Marston e colaboradores (1913) utilizaram a análise de um elemento horizontal infinitesimal de solo, localizado a uma determinada profundidade em relação ao topo (Figura 8).

Foram adotados os conceitos de arqueamento introduzidos por Janssen (1985) e após o trabalho de Spangler (1950), o método também passou a ser conhecido como sendo método de Marston-Spangler que englobaria também a questão dos dutos flexíveis.

Assumindo que o ângulo de atrito e a densidade do solo são constantes ao longo de toda a trincheira, a força de atrito nas duas paredes laterais da vala de escavação é proporcional à força normal do solo nas paredes da vala, a qual dependerá do coeficiente de empuxo ativo, definido pela teoria de Rankine.

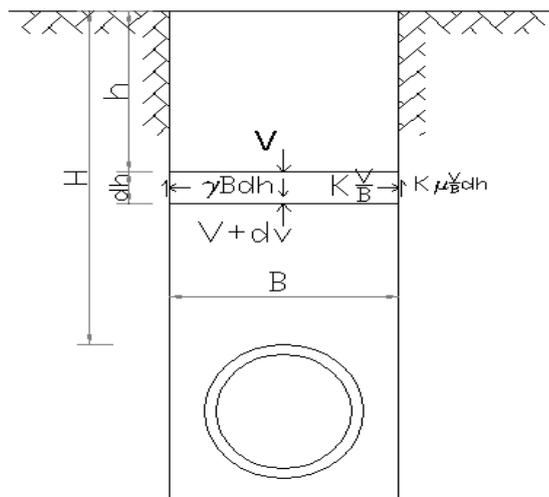


Figura 8 – Equilíbrio de forças (MARSTON)

A equação para determinação da carga sobre o duto ficou definida como:

$$P = \gamma \cdot B^2 \cdot C_d \quad 1.6$$

Onde γ é o peso específico do material de preenchimento da vala, B a largura da vala e C_d o coeficiente de carga dado por:

$$C_d = \frac{1 - e^{-\left(2k_a \cdot \tan\phi' \frac{H}{B}\right)}}{2 \cdot k_a \cdot \tan\phi'} \quad 1.7$$

Onde H é a profundidade de embutimento, k_a o coeficiente de empuxo ativo de Rankine e ϕ' o ângulo de atrito do solo na trincheira

Observa-se a semelhança com relação à equação de Janssen sendo apontadas como diferenças: i) inexistência das parcelas de resistência devido à coesão e devido à sobrecarga. ii) adoção do coeficiente de empuxo ativo de Rankine.

Fórmula para a tensão na geratriz superior do duto em KN/m² (dividir a carga pela largura da vala):

$$\sigma_v = C_d \gamma B \quad 1.8$$

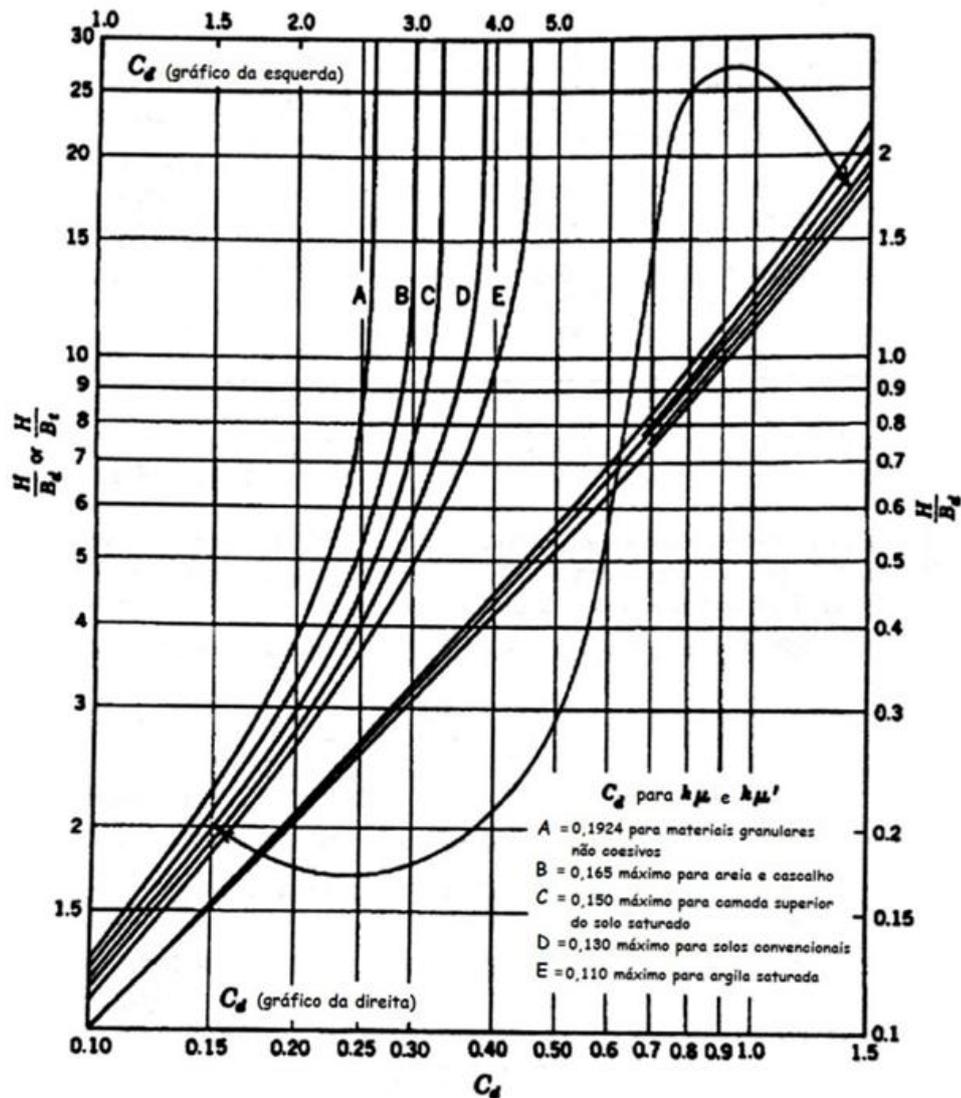


Figura 9 - Coeficiente de carga (C_d)

O método de Marston é adotado pela Fundação Rio-Águas e é, talvez, o mais utilizado pelos projetistas de infraestrutura, devido à sua facilidade de aplicação. Há entretanto que ressaltar que o método envolve uma série de incorreções (BUENO e COSTA, 2012):

- i) A adoção do coeficiente de empuxo ativo de Rankine para estimativa da tensão horizontal, na previsão da resistência mobilizada na parede da vala.

O coeficiente k_a é definido pela razão entre tensões principais, o que implicaria na não existência de tensão cisalhante na parede. Existem propostas mais adequadas para previsão do coeficiente de empuxo (KYRINE, 1945 apud BUENO e COSTA, 2012 e HANDY, 1985)

- ii) Marston considera o desenvolvimento das forças trativas em planos verticais bem definidos, portanto este método não seria aplicável em configurações de vala com paredes inclinadas e em situações de dutos sob aterros, já que devido à compactação dos mesmos, superfícies inclinadas podem ocorrer.
- iii) Considerar o atrito entre o solo da vala e o solo local constante ao longo do prisma também é uma limitação do método já que os deslocamentos da massa de solo variam ao longo da profundidade e, conseqüentemente, o coeficiente de atrito sem considerar a compactação e amolgamento do solo do prisma, que também podem provocar alterações no ângulo de atrito do solo.
- iv) Considerar a tensão vertical calculada atuando uniformemente ao longo de toda a extensão do diâmetro externo do duto não representa a situação real de ensaios que evidenciam uma variação muito ampla em relação às paredes do duto com o seu maior valor na geratriz superior do duto levando a resultados consideravelmente superiores de carga sobre o duto.
- v) O fato de não considerar a coesão do solo para situações de terreno predominantemente arenoso parece ser adequada, entretanto para solos que apresentam uma coesão significativa pode ocorrer uma exacerbação da carga já que o solo de reaterro irá possuir uma coesão próxima do solo natural local.

1.3.1.1.4 Método alemão

O método alemão foi introduzido na literatura inglesa por Jeyapalan e Hamida (1988), e permite o cálculo das tensões verticais para dutos em vala e aterros tanto com saliência positiva quanto negativa.

O método permite considerar diversas zonas de solo ao redor do duto com parâmetros próprios para cada solo, conforme mostra a Figura 10, e segue os princípios básicos das soluções de Marston e Janssen.

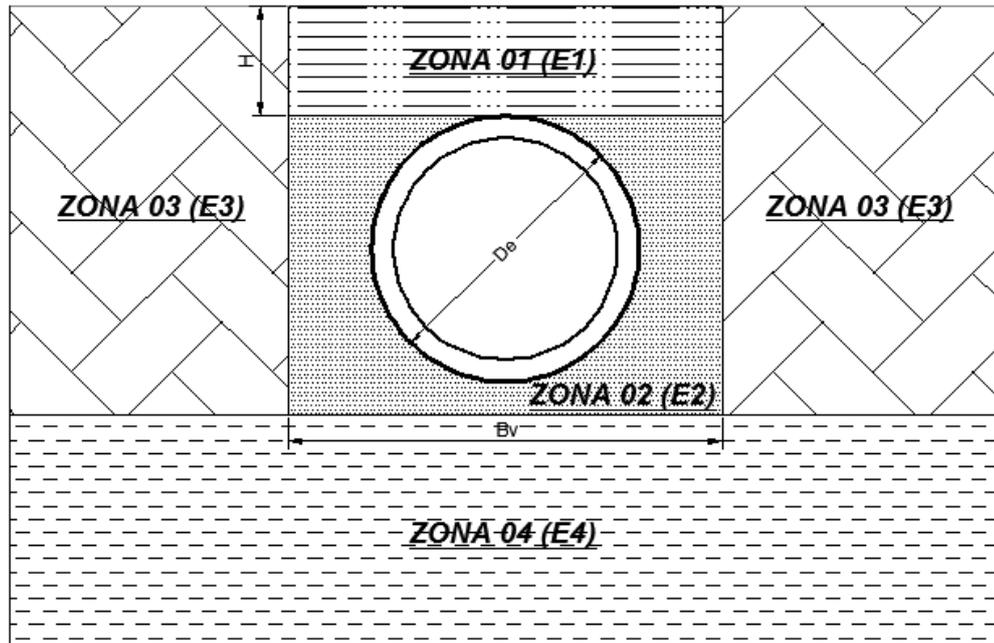


Figura 10 - Equilíbrio das forças (Adaptado: BUENO e COSTA, 2012)

A equação para determinação da tensão vertical sobre o duto ficou definida como:

$$\sigma_v = \gamma \cdot B \cdot L \cdot C_d \quad 1.9$$

Onde γ é o peso específico do material de preenchimento da vala, B a largura da vala L o fator de redistribuição de tensões em função da rigidez relativa, RR a Rigidez Relativa do Sistema, X o Fator de Carga modificado, R_p a Rigidez do material do duto e E_{si} o Módulo de deformabilidade do solo, dados por:

$$L = \frac{[L_{m\acute{a}x} \cdot X \cdot RR + 1,33 \cdot S_v (L_{m\acute{a}x} - 1)]}{[RR + 2,33 \cdot S_v (L_{m\acute{a}x} - 1)]} \quad 1.10$$

Em que:

$$S_v = (2RM)/(4RM - 1) \quad 1.11$$

Se $RR > 100$ $L = L_{m\acute{a}x}$ (fator de redistribuição é o máximo de cálculo):

$$L_{m\acute{a}x} = 1 + \frac{RM \left(\frac{H}{D_e} \right)}{4 + 2,4 \frac{E_1}{E_4} + \left(0,55 + 1,8 \cdot \frac{E_1}{E_4} \right) \frac{H}{D_e}} \quad 1.12$$

$$RM = (E_1)/(E_2) \quad 1.13$$

$$RR = \frac{R_p}{0,11 \cdot E_2} \quad 1.14$$

$$X = C_d \frac{B_v}{H} \quad 1.15$$

$$R_p = \frac{X E_p e^3}{12 r_m^3} \quad 1.16$$

$$E_{si} = \frac{2,74 \cdot 10^{4 \cdot \exp(0,188 GC)}}{IS} \text{ (kPa)} \quad 1.17$$

É importante salientar que os fatores de redistribuição de tensões (L) e ($L_{\text{máx}}$) são baseados em formulações empíricas de observação de campo e conceitos gerais de deformabilidade. Para a determinação da carga sobre o duto é necessária a multiplicação por B .

O índice do solo (IS) é uma variável que depende do tipo de solo e pode ser determinado através da Tabela 4 conforme o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

Tabela 4 – Valores de IS para diversos tipos de solo (BUENO e COSTA, 2012)

Tipo de Solo	Grupo do SUCS	IS
Solos granulares	GW e SW	1
Solos levemente coesivos e siltes	GM e SM	2
Misturas de solos coesivos	GC e SC	3
Solos Coesivos	CL	4

O método alemão segue o mesmo princípio básico de Marston, com a introdução do fator de minoração L para a rigidez relativa dos sistemas solo x solo e solo x duto. $L_{\text{máx}}$ representa o fator de redistribuição máximo para o sistema solo-duto quando a rigidez relativa do sistema é maior que 100.

1.3.1.2 Cargas vivas (“Live loads”) ou cargas dinâmicas

Cargas vivas geradas por trafico de veículos são estáticas ou quase estáticas e, dependendo da profundidade de embutimento do duto, produzem esforços adicionais no duto.

A Figura 12 mostra a influência do trem-tipo de um caminhão de 200kN (H-20), na carga transmitida ao duto, em função do seu embutimento. Observa-se que a influência da sobrecarga passa por um mínimo quando a espessura de solo sobre o duto é de da ordem 1,22m (~4pés). Nesta figura, as cargas vivas são majoradas em 50% (Fator de Impacto) para incorporar os efeitos dinâmicos do trafego de veículos.

De fato, o controle dos efeitos de sobrecarga elevada (tráfego de veículos pesados, construções, etc.) é feito através da definição no projeto de um valor mínimo de embutimento.

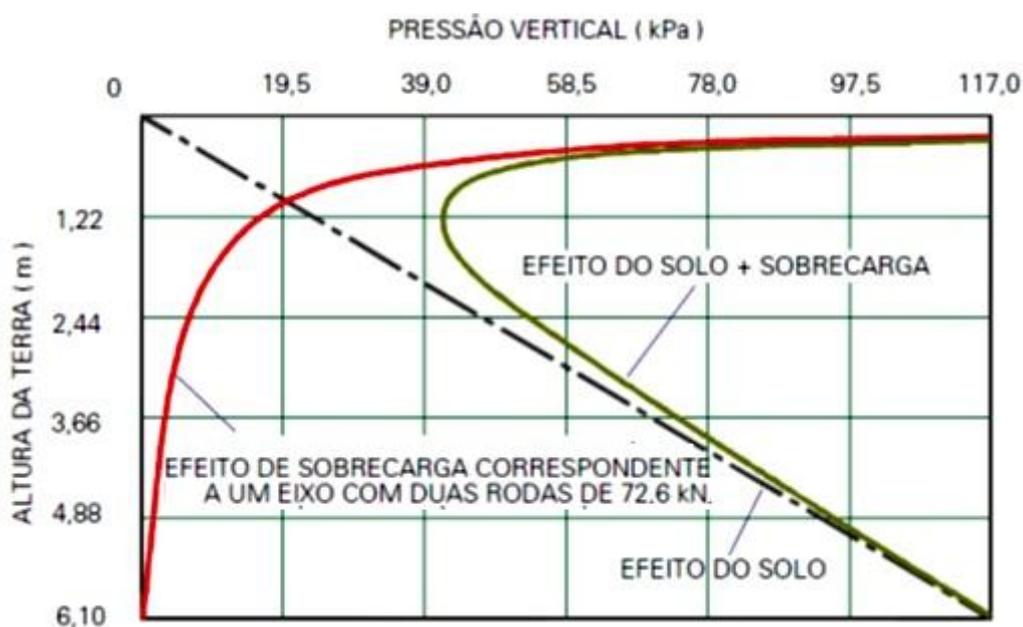


Figura 11- Pressão vertical versus altura de embutimento em plano horizontal sobre o duto para trem-tipo H-20: 2 rodas, pesando 72,6kN e área de contato de 45,7cm x 50,8cm, distantes entre si de 1,83m (DEBS, 2003)

1.3.1.2.1 Boussinesq

O primeiro método sugerido para cálculo dos acréscimos de tensão gerados por sobrecarga é o de Boussinesq. A solução de Boussinesq assume o solo homogêneo linear e elástico e fornece resultados satisfatórios quando não há diferenças significativas entre a natureza dos materiais. (MOSER, 1976).

Como esquematizado na Figura 12, Boussinesq considera que cargas concentradas na superfície (P_s), posicionadas a uma dada distância (d), transmitem, ao duto de diâmetro conhecido (D_e) e a uma dada profundidade (h), uma tensão uniforme (P_R), definida pela equação:

$$P_R = \frac{3P_s}{2\pi h^2 \left[1 + \left(\frac{d}{h}\right)^2\right]^{2,5}} \quad 1.18$$

onde:

P_R = tensão uniforme sobre o duto (kPa);

P_s = carga concentrada aplicada à superfície, (kN);

h = altura de aterro, a partir da geratriz superior do duto, (m);

d = distância horizontal entre o ponto de aplicação da carga concentrada e o centro geométrico do duto, (m).

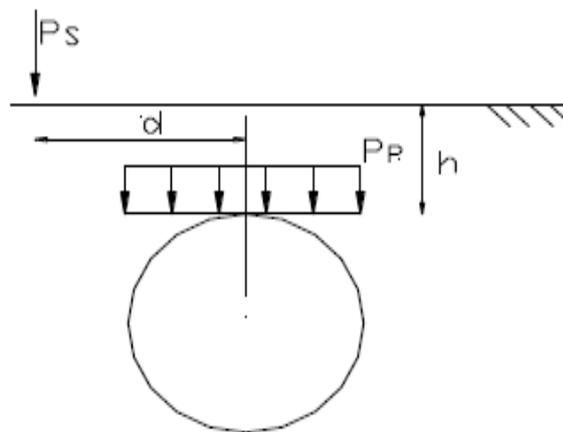


Figura 12 – Esquemático Boussinesq (FERREIRA e PEREIRA, 2000, apud CAMPINO, 2010)

1.3.1.2.2 Espraiamento em prisma

As soluções da teoria da elasticidade (Boussinesq e Newmark) não são recomendadas para o caso de dutos. Danos no duto podem ocorrer, mesmo quando o recobrimento mínimo é respeitado, já que a sobrecarga pode gerar uma ruptura superficial e a distribuição de tensões se dá na forma de uma pirâmide (sobrecarga retangular - pneu) ou cone (sobrecarga circular).

A configuração do espraiamento depende de diversos fatores que incluem os parâmetros do solo, a relação recobrimento com o diâmetro e a configuração do veículo trem tipo. Por simplificação, considera-se que a sobrecarga aplicada na superfície propaga-se no solo em formato de prisma, como mostra a Figura 13. O ângulo que os planos de cisalhamento fazem com a vertical (ϕ_0) é estimado como sendo igual a $45^\circ - \phi'/2$, sendo ϕ' o ângulo de atrito do solo. ϕ_0 varia tipicamente entre 30° a 45° .

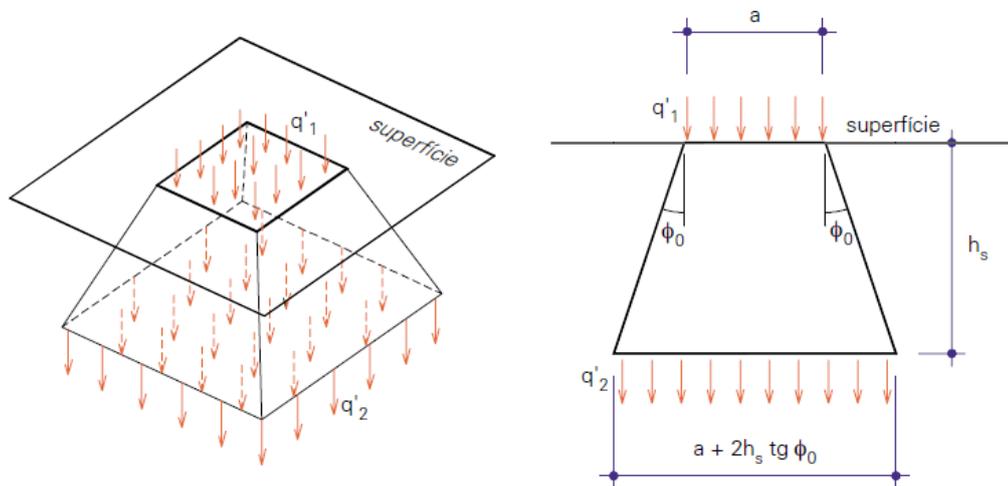


Figura 13 - Prisma de distribuição (DEBS, 2003)

Dependendo da profundidade e diâmetro do duto, a área de espraiamento pode ultrapassar o diâmetro externo do duto. Como mostrado na Figura 14, a largura do prisma, perpendicular ao duto, fica definida $t = b + 1,4h_s(\phi_0=35^\circ)$, superando o diâmetro externo do duto (D_e). Com isso, a tensão que uma força Q , distribuída na superfície em um retângulo de lados a e b , exerce sobre o duto a uma profundidade h_s , fica definida como:

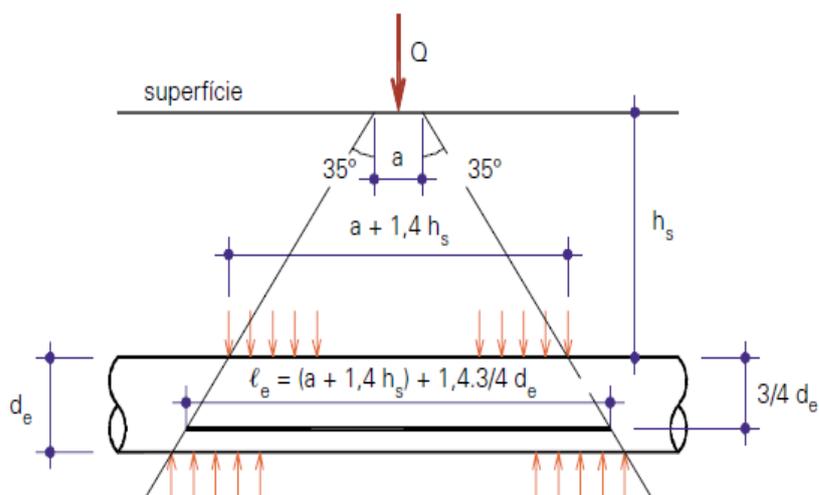


Figura 15 – Comprimento efetivo $\phi_0=35^\circ$ (DEBS, 2003)

As cargas vivas devem ser majoradas por um coeficiente de impacto (f) para incorporar o efeito dinâmico, que gera uma sobrecarga num curto intervalo de tempo. Como mostrado na Tabela 5, este coeficiente varia em função da profundidade de embutimento.

Tabela 5 – Valores de coeficiente de impacto para cada recobrimento (DEBS, 2003)

Altura de embutimento h_s (m)	Coeficiente de impacto (ϕ')
até 0,30	1,30
0,30 a 0,6	1,20
0,6 a 0,9	1,10
maior 0,9	1,00

Em resumo, a expressão geral para o cálculo da carga sobre o tubo por unidade de comprimento, incluindo a consideração do efeito dinâmico, é dada por:

$$q_m = \frac{fQ}{(b + 1,4h_s)} \frac{d_e}{l_e} \quad 1.22$$

Caso o diâmetro externo no duto seja superior à largura do prisma (Figura 16), o efeito da sobrecarga incide totalmente sobre o duto. Neste caso a resultante é:

$$q_m = \frac{fQ}{l_e}$$

1.23

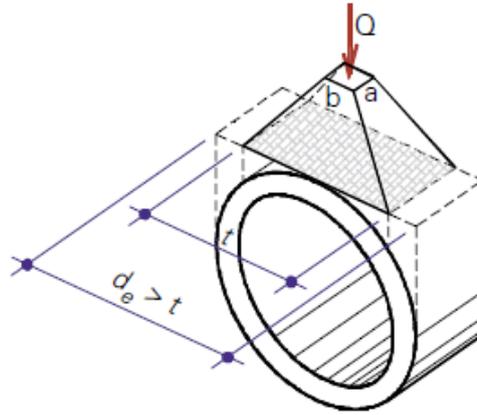


Figura 16– Distribuição de pressões sobre o duto - $t < d_e$. $\phi_o=35^\circ$ (DEBS, 2003)

Quando mais de uma carga atua na superfície, pode ocorrer a superposição de efeitos, primeiramente será considerada que as cargas são simétricas em relação ao eixo do duto (Figura 17). Considerando a distância entre cargas (c), haverá uma sobreposição a partir da profundidade h_{cl} , dada por:

$$h_{cl} = \frac{c}{1,4}$$

1.24

Assim sendo, se a profundidade de embutimento for superior à h_{cl} , a largura da sobreposição será:

$$s = 1,4(h_s - h_{cl})$$

1.25

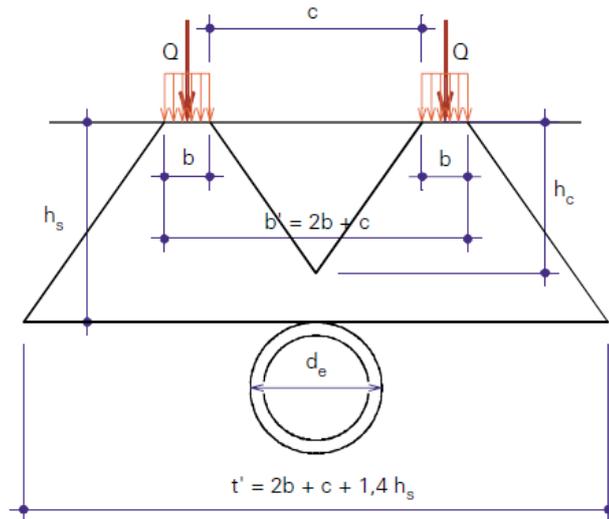


Figura 18 – Sobreposição de cargas com sobrecarga hipotética $\phi_0=35^\circ$ (DEBS, 2003)

No Brasil, as cargas para o projeto de pontes são regulamentadas pela NBR-7188, que divide as pontes rodoviárias em Classe 45, Classe 30 e Classe 12. Os critérios presentes nesta norma podem ser estendidos para a consideração de sobrecargas rodoviárias em projetos de dutos enterrados. A Tabela 6 mostra as características dos Trem-tipo mais usuais.

Tabela 6 – Característica dos Trens-tipo 45 e 30 (DEBS, 2003)

Trem-tipo	Unidades	Tipo 45	Tipo 30
Quantidade de eixos	Eixo	3	3
Peso total do veículo	kN	450	300
Peso de cada roda	kN	75	50
Área de contato da roda (1)	m ²	0,20 x 0,50	0,20 x 0,40
Distância entre eixos	M	1,50	1,50
Distância entre centros das rodas de cada eixo	M	2,00	2,00

(1) A dimensão 0,20m da área de contato é perpendicular à direção do tráfego do veículo.

Diferentemente das condições anteriores que descrevem as cargas simétricas em relação ao eixo do duto, a configuração mais desfavorável prevê o trem-tipo (Figura 19) com o eixo das rodas coincidindo com o eixo do duto resultando em

sobreposição de cargas para determinado comprimento efetivo ℓ_e' e determinado recobrimento h_s como ilustrado na Figura 20.

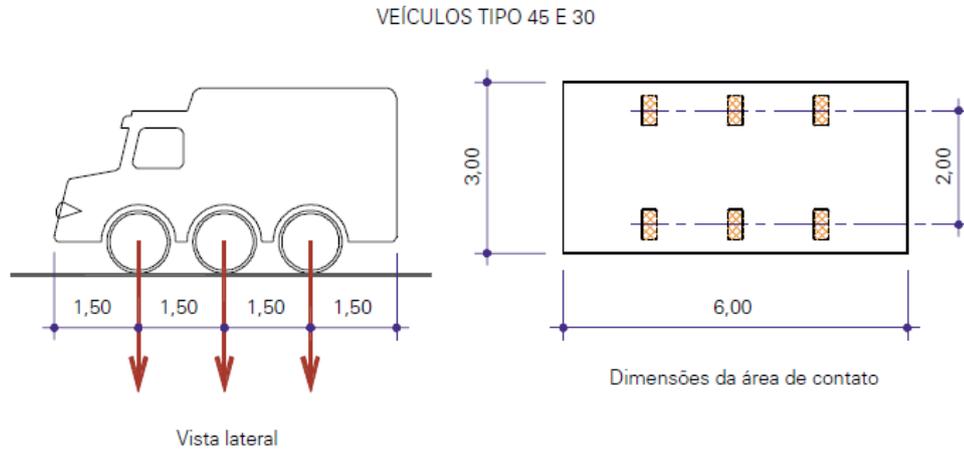


Figura 19 – Trem-tipo Classe 45 e 30 (DEBS,2003)

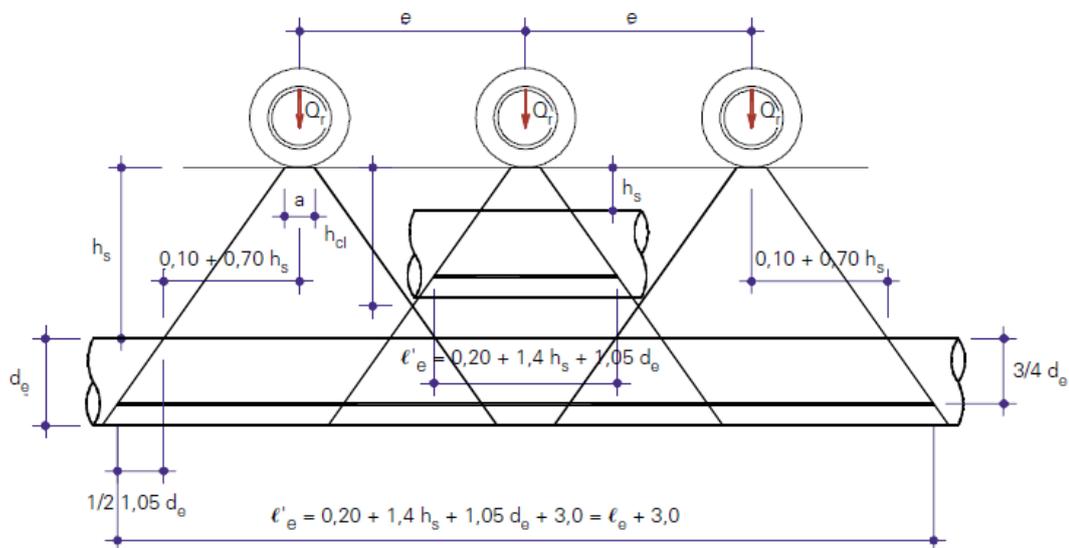


Figura 20 – Sobreposição de cargas (DEBS,2003)

Para o caso mais crítico, com o veículo trafegando na mesma direção do eixo do duto (superposição paralela) o efeito de sobreposição da carga das 3 rodas ocorre a uma profundidade (h_{cl}) dada por

$$h_{cl} = \frac{(e - a)}{1,4} \quad 1.28$$

E para uma superposição perpendicular ao eixo do duto seria considerada a altura de solo h_{cl} descrita abaixo:

$$h_{ct} = \frac{c}{1,4} \quad 1.29$$

Onde c é a distancia entre 2 forças distribuídas no mesmo eixo. Na Figura 19, essa distancia é de 2m.

Com base nessas considerações, serão listadas as 4 situações possíveis:

- a) $h_s < h_{ct}$ e $h_s < h_{cl}$ considera-se apenas o efeito de uma roda com a força Q
- b) $h_s < h_{ct}$ e $h_s > h_{cl}$ considera-se apenas o efeito de três rodas com força total de 3Q
- c) $h_s > h_{ct}$ e $h_s > h_{cl}$ considera-se o efeito das seis rodas com a força total de 6Q
- d) $h_s > h_{ct}$ e $h_s < h_{cl}$ considera-se o efeito de um eixo com 2 rodas e força total de 2Q

No caso do veiculo-tipo Classe 45, ocorre uma superposição do efeito de duas rodas de um mesmo eixo a partir de uma altura de terra de $h_{ct} = (2,0 - 0,5)/1,4 = 1,07m$ e uma superposição do efeito de mais de um eixo a partir de altura $h_{cl} = (1,5 - 0,2)/1,4 = 0,93m$.

Assim, para o veículo-tipo Classe 45 ($Q_r = 75kN$), tem-se as seguintes situações:

$$\text{Para } \dots h_s < h_{cl} \dots q_m = \frac{fQ d_e}{t l'_e} \quad 1.30$$

$$\text{Para } \dots h_{cl} < h_s < h_{ct} \dots q_m = \frac{f3Q d_e}{t l'_e} \quad 1.31$$

$$\text{Para } \dots h_s > h_{ct} \dots q_m = \frac{f6Q d_e}{t' l'_e} \quad 1.32$$

Onde:

$$l'_e = 0,2m + 1,4h_s + 1,05d_e \quad 1.33$$

$$t = 0,5m + 1,4h_s \quad 1.34$$

$$l'_e = 0,2m + 1,4h_s + 1,05d_e + 3,0m = 3,2m + 1,4h_s + 1,05d_e \quad 1.35$$

$$t' = 1,0m + 1,5m + 1,4h_s = 2,5m + 1,4h_s \quad 1.36$$

1.3.1.3 Cargas especiais

Na maioria das vezes os dutos enterrados trabalham em temperaturas iguais à temperatura do solo local, como as galerias de drenagem, não propiciando uma dilatação térmica que induza cargas significativas sobre o duto. Entretanto, nos casos em que o material transportado se encontra com temperatura elevada ou reduzida, ocorre uma geração de tensões conforme ocorre a dilatação ou contração do duto, que é impedida pelo solo local. Nestes casos é aconselhado uma análise mais detalhada (MOSER, 1976)

Em regiões submetidas a baixas temperaturas ocorre o surgimento de tensões no solo devido ao congelamento de camadas de gelo devido à expansão do gelo.

Em regiões sobre influência de falha geológica, um abrupto deslocamento de solo associado a um terremoto pode ser crítico para uma linha de dutos. Existem certos solos que tendem a liquefazer durante uma atividade sísmica e os dutos podem perder a sua fundação e tender a afundar gerando tensões em toda a linha. Dutos flexíveis tendem a sofrer menos danos durante um terremoto, face à sua flexibilidade, principalmente de suas juntas, que ajudam o duto a se adaptar aos movimentos gerados. No território brasileiro, por ser muito rara a ocorrência de sismos, não é feita análise específica de sismo no dimensionamento do duto.

Certos tipos de solos, principalmente argila betonítica, se expandem e contraem intensamente em função das condições de umidade. A expansão do solo pode aumentar as tensões sobre o solo, assim como causaria aumento nas tensões a expansão do gelo. Tensões elevadas podem ocorrer se o solo expansivo estiver confinado em superfícies rígidas como alteração rochosa.

1.3.1.4 Carga total

De acordo com Marston e Spangler, todo tubo deve ser projetado para suportar uma situação prevista em um ensaio padrão, para uma força máxima de fissuração e ruptura obtida nos ensaios de compressão diametral, minorada pelo fator de equivalência de vala, que converte os valores obtidos em resultados mais próximos da situação real.

De acordo com a força a ser resistida no ensaio de compressão diametral, a NBR 8890 (ABNT, 2008) enquadra os tubos em classes de resistência. Esta norma fixa também os requisitos e métodos de ensaio para a aceitação de tubos circulares de concreto simples e armado, destinados à condução de águas pluviais e esgotos sanitários. O dimensionamento estrutural dos tubos deve utilizar os esforços solicitantes conforme o ensaio padronizado de compressão diametral recomendado pela referida norma.

Conforme NBR 8890 (ABNT, 2008) os tubos deverão ser assentes sobre sarrafos retos de madeira, dispostos conforme apresentado na Figura 21. Os comprimentos dos sarrafos devem ser superiores ao comprimento útil dos tubos, devendo estar afastados entre si de um décimo do diâmetro nominal do tubo. Na geratriz superior dos tubos deve ser disposta uma vigota de madeira para distribuir a força de ensaio ao longo do comprimento útil do tubo.

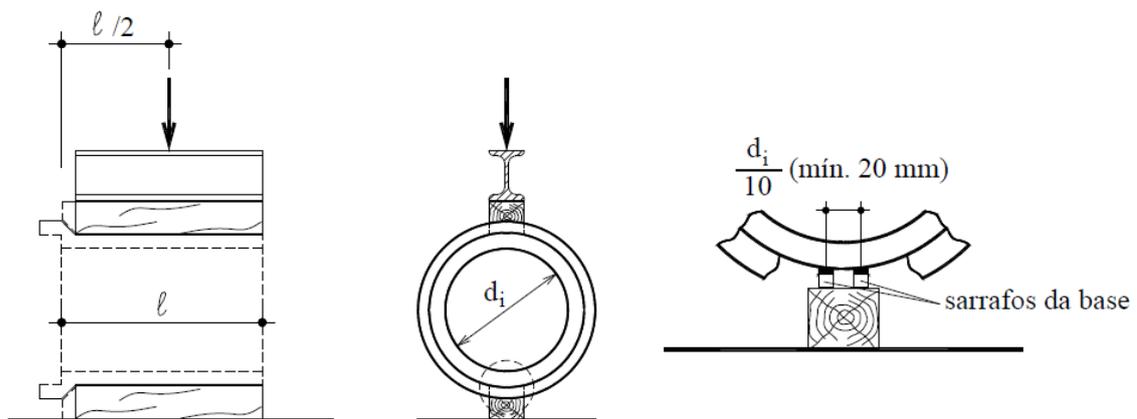


Figura 21 – Esquema de ensaio de compressão diametral (NBR-8890)

Para adequar as diferenças entre o berço do ensaio e o tipo solo de assentamento, a carga teórica total é calculada através da soma das solicitações estáticas e dinâmicas divididas por um fator de equivalência de vala conforme a fórmula abaixo:

$$Q_{\text{cálculo}} = \frac{Q_{\text{estáticas}} + Q_{\text{dinâmicas}}}{f_e} \quad 1.38$$

Os fatores de equivalência correspondem à relação entre o máximo momento fletor na base do tubo e o máximo momento fletor do ensaio de compressão diametral. Com isso, dividindo-se a carga total pelo fator de equivalência, obtém-se o valor de carga a ser obtido em ensaio. As cargas máximas obtidas no ensaio de compressão diametral se encontram na Tabela 7.

Tabela 7 – Carga máxima em dutos(NBR-8890)

DN	Carga mín. fissura			Carga mín. ruptura		
	kN/m			kN/m		
Classe	PA1	PA2	PA3	PA1	PA2	PA3
300	12	18	27	18	27	41
400	16	24	36	24	36	54
500	20	30	45	30	45	68
600	24	36	54	36	54	81
700	28	42	63	42	63	95
800	32	48	72	48	72	108
900	36	54	81	54	81	122
1000	40	60	90	60	90	135
1100	44	66	99	66	99	149
1200	48	72	108	72	108	162
1500	60	90	135	90	135	203
1800	70	105	158	105	158	237
2000	80	120	180	120	180	270

Os fatores de equivalência (F_e) dependem diretamente do método construtivo da vala, particularmente com relação à região de apoio do duto. Com isso, são caracterizados 4 tipos de assentamento:

- a) Bases condenáveis (Classe D) - sem preparação - $F_e=1,1$

Os dutos são assentados sem muitos cuidados (Figura 22), não executando uma preparação do solo, e também, em casos onde não se realiza uma boa compactação do material granular ao redor do duto.

- b) Bases comuns (Classe C) - $F_e=1,5$

Os dutos são posicionados no fundo das valas, sobre o solo natural (Figura 23), com a execução de uma pequena abertura no terreno de largura mínima igual à metade do diâmetro do duto, de forma ao duto se encaixar

perfeitamente no fundo, deve ser realizado o enchimento da vala com material granular até pelo menos 15cm acima do topo do duto.

c) Bases de primeira classe (Classe B) - $F_e=1,9$

Situações onde os elementos são colocados sobre uma abertura semelhante à da classe anterior mas com um mínimo de 0,6 do diâmetro (Figura 24). O solo utilizado para cobrir o duto até ao seu topo deverá ser de granulação fina com uma boa compactação, permitindo assim uma acomodação melhorada. Deverá ainda existir uma camada de 30 cm a partir do topo do elemento composta por materiais granulares, e espessuras máximas de 15 cm para as camadas compactadas acima do material granular.

d) Bases de concreto (Classe A) - $F_e=2,25$ (concreto simples) a 3,4 (concreto armado)

Casos onde as bases dos dutos são assentados em berço de concreto (Figura 25), com $f_{ck} \geq 14$ MPa e com espessura mínima de um quarto do valor do diâmetro do elemento. Nestas situações, devido às diferenças na qualidade do concreto e à possível existência de armaduras no berço, é freqüente se recomendar dois valores para o fator a aplicar, com concreto simples o F_e é de 2,25, e para concreto armado o F_e é de 3,4. (CAMPINO, 2010).

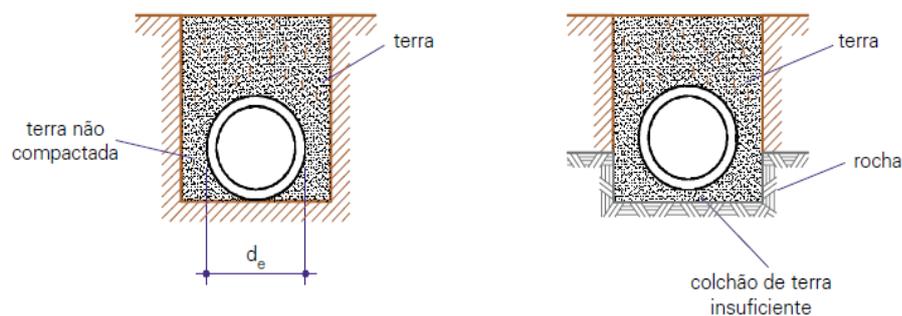


Figura 22 – Bases Condenáveis (DEBS, 2003)

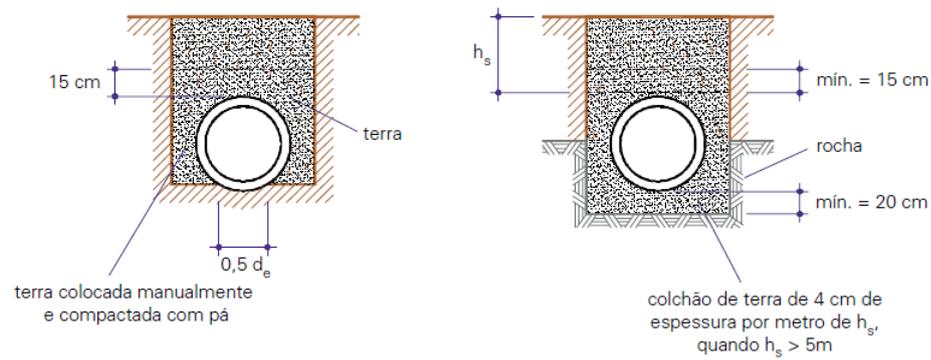


Figura 23 - Bases Comuns (DEBS, 2003)

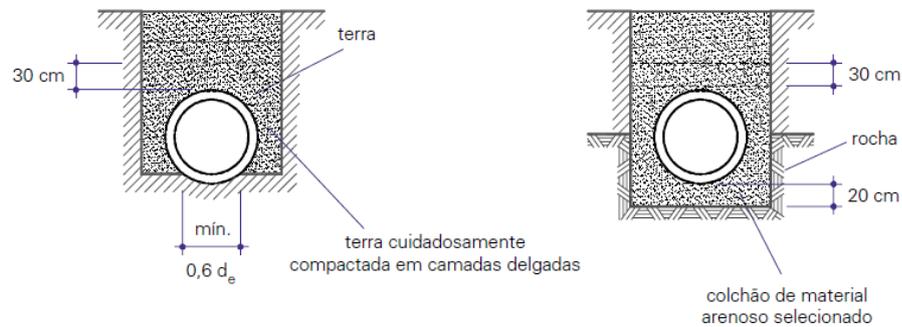


Figura 24 - Bases de Primeira classe (DEBS, 2003)

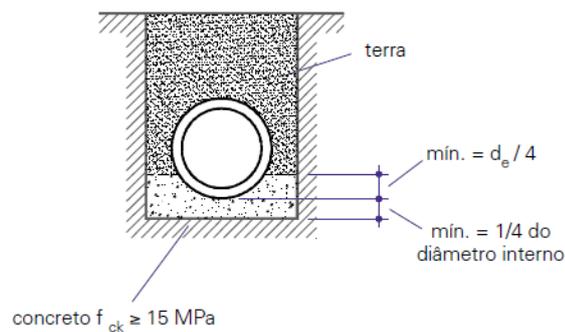


Figura 25 - Bases de Concreto (DEBS, 2003)

1.3.1.5 Coeficiente de empuxo

A determinação do coeficiente de empuxo é muito importante para definir as tensões geradas sobre o duto, considerando o efeito das tensões cisalhantes geradas no prisma de solo que provocam a rotação das tensões principais, gerando diferenças na relação entre as tensões verticais e horizontais.

1.3.1.5.1 Coeficiente de empuxo de Rankine

A análise de Rankine apoia-se nas equações de equilíbrio interno do maciço. Estas equações são definidas para um elemento infinitesimal do meio e estendida a toda massa plastificada através de integração. Este teorema defende, em primeiro lugar, o equilíbrio entre os campos de tensão externos e internos que se estabelecem sobre a cunha plastificada. As tensões externas são motivadas por solicitações aplicadas na superfície do terreno ou pela ação do peso próprio da cunha.

O coeficiente de empuxo ativo de Rankine (Eq. 1.39) é o coeficiente padrão utilizado para obtenção da carga sobre os dutos enterrados, entretanto não é considerada a rotação das tensões principais devido às tensões cisalhantes que ocorrem nos planos verticais ao longo do solo de reaterro na vala.

$$k_a = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \quad 1.39$$

O coeficiente de empuxo de Rankine é o mais utilizado na prática, por fornecer valores mais conservadores de carga sobre o duto, se comparado aos outros métodos, e pela sua familiaridade na análise geotécnica.

1.3.1.5.2 Coeficiente de empuxo de Krynine

Krynine (1945) observou que a ruptura ocorre por cisalhamento ao longo do plano vertical, logo, as tensões atuantes nas paredes da vala não são as tensões principais. O autor sugere que seja considerada a razão entre as tensões horizontais e verticais que atuam neste plano de ruptura. Conhecendo o estado de tensões de um elemento do solo de reaterro em contato com a parede da vala, é possível definir (Eq. 1.39), por meio do círculo de Mohr, as tensões horizontais na parede da vala (Figura 26). Nesta figura, o ponto B corresponde à ruptura no plano vertical. Com isso o ponto P representa o Polo e o ponto A, as tensões atuantes no plano horizontal.

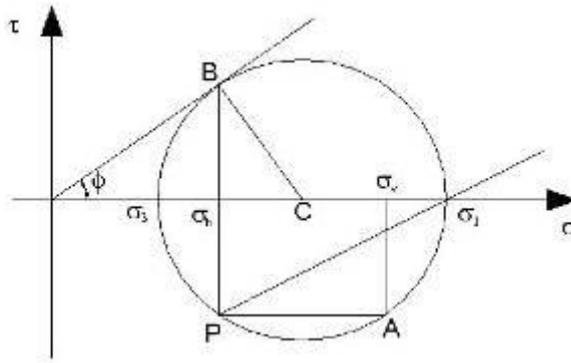


Figura 26 –Circulo de Mohr (KRYNINE,1945, apud FERREIRA, 2007)

Como:

$$OC = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \quad 1.39$$

Através do triângulo OCB pode-se escrever a seguinte equação:

$$R = OC \sin \phi' \quad 1.40$$

Levando-se em conta a relação $(\sigma_1 + \sigma_3) = (\sigma_h + \sigma_v)$ tem-se:

$$R = \frac{(\sigma_h + \sigma_v)}{2} \sin \phi' \quad 1.41$$

Considerando ainda que:

$$(\sigma_v - \sigma_h) = 2R \sin \phi' \quad 1.42$$

É possível escrever a seguinte equação:

$$(\sigma_v - \sigma_h) = (\sigma_v + \sigma_h) \sin^2 \phi' \quad 1.43$$

E o valor de K é obtido da seguinte forma:

$$k_{kr} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1 - \sin^2 \phi'}{1 + \sin^2 \phi'} \quad 1.44$$

1.3.1.5.3 Coeficiente de empuxo de Handy

Um novo tratamento ao coeficiente de empuxo foi dado por Handy (1985), que considerou que, ao longo da largura da vala, as tensões principais sofrem uma rotação contínua de forma que as tensões principais menores seguem uma trajetória

de rotação descrita por um arco em catenária. As tensões verticais e horizontais apenas são principais (máximas e mínimas) no centro da vala. Handy percebeu que a transferência de forças nas laterais do arco teria um comportamento diferente em relação ao adotado no modelo clássico, onde as tensões horizontais e verticais coincidem com as tensões principais (Figura 27). Desta forma, Handy propôs, através da mecânica dos materiais, um novo coeficiente para a transferência de carga na extremidade do arco para os prismas de solo adjacentes (Eq.1.45), que contribuiriam para a forma de catenária do arco do solo.

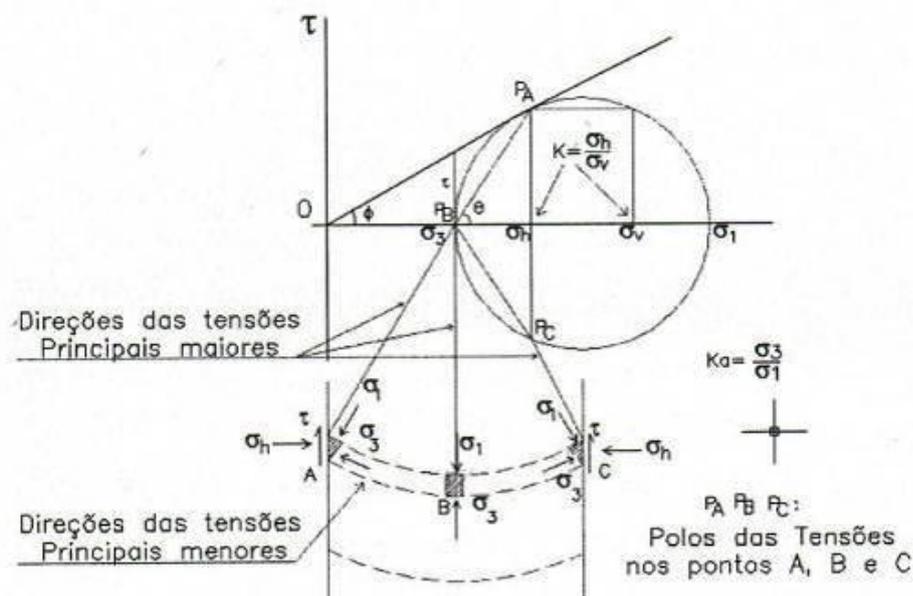


Figura 27 – Círculo de Mohr (HANDY,1985, apud BUENO e COSTA, 2012)

$$k_{kr} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\cos^2\theta + K_a \sin^2\theta}{\sin^2\theta + K_a \cos^2\theta} \quad 1.45$$

A fórmula de Handy (1985) considera que se as paredes da vala forem lisas, $\theta=90^\circ$ e a equação se iguala à de Rankine. Se as paredes forem rugosas, $\theta=45^\circ + \phi/2$ e a equação se iguala à de Krynine.

Handy também considera que o coeficiente de empuxo não é constante ao longo da largura da vala, pois a tensão vertical próxima às paredes da vala é menor que no centro da mesma, sendo mais aconselhável a adoção de um valor médio para as tensões efetivas verticais tornando a equação na forma abaixo:

$$k_{rhm} = \frac{\sigma_h}{\sigma_{vm}} = 1,06(\cos^2\theta + K_a \sin^2\theta) \quad 1.46$$

1.3.2 Métodos numéricos

A modelagem numérica é uma ferramenta importante para solução de problemas geotécnicos, tais como capacidade de carga, estabilidade de taludes e escavações. O aperfeiçoamento das ferramentas computacionais tem levado a um desenvolvimento significativo dos programas de análise geotécnica baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF). Em vista disso, muitos modelos avançados, capazes de simular o comportamento de materiais elasto-plásticos como as argilas e as areias, inclusive sob a ótica tridimensional, têm sido realizados.

Os métodos numéricos têm sido amplamente utilizados para suprir as deficiências dos métodos analíticos. Dentre as várias vantagens do uso dos métodos numéricos citam-se a possibilidade de reprodução do processo construtivo, de introdução de modelos constitutivos mais representativos do comportamento tensão x deformação e de análise da influência da rigidez do duto nas tensões mobilizadas (GERSCOVICH ET AL, 2008; RIBEIRO e GERSCOVICH, 2010).

O modelo utilizado no presente é o Hardening Soil que é um modelo baseado no modelo de Mohr Coulomb, que considera as deformações e tensões a partir da ruptura do modelo de Mohr Coulomb, como um comportamento elasto-plástico do solo, mas contemplando uma configuração aproximadamente hiperbólica.

1.3.2.1 Modelo Mohr-Coulomb

O modelo Mohr-Coulomb admite comportamento elástico linear perfeitamente plástico. Os parâmetros básicos do solo requeridos nesse modelo são o ângulo de atrito (ϕ'), a coesão (c'), o ângulo de dilatação (ψ), o módulo cisalhante (G) ou o módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν). Todos os parâmetros podem ser determinados em ensaio triaxial convencional

Serão apresentados, a seguir alguns aspectos relevantes para definição de alguns dos parâmetros básicos do modelo:

i) Módulo de deformabilidade (E)

O módulo de deformabilidade normalmente utilizado é o módulo secante (E_{50}) o qual deve ser compatível com o nível de tensão global do problema.

ii) Coeficiente de Poisson (ν)

Na ausência de ensaio triaxial real, para areias, é recomendado utilizar valor de ν entre 0,25 e 0,4. A experiência tem mostrado pouca influência deste parâmetro nos resultados.

iii) Coesão (c)

O manual de referência do PLAXIS menciona que algumas opções não são executadas corretamente se a coesão é dada como nula. Isto ocorre principalmente quando se trata de baixos níveis de tensão. Dessa forma, recomenda-se, independentemente do tipo de solo, a adoção de um valor pequeno de coesão, permitindo que os procedimentos não lineares sejam mais eficazes.

O PLAXIS também permite especificar uma tensão de *cut-off* de modo a possibilitar a ocorrência de tração no solo.

1.3.2.2 Modelo Hardening Soil

Enquanto que o modelo de Mohr-Coulomb admite uma relação linear, esse modelo parte do princípio de que o comportamento da tensão x deformação, sob determinada tensão confinante (ensaio triaxial drenado), possa ser aproximado por hipérboles.

O modelo Hardening Soil baseia-se no modelo Duncan e Chang (1970), classificado na categoria de elástico e não linear, com a adição da teoria da plasticidade. O modelo incorpora as seguintes características:

- Rigidez variando em função dos níveis de tensão;
- Relação hiperbólica entre deformação e tensão desviadora;

- Distinção entre carregamento desviador primário e descarregamento/recarregamento;
- Critério de ruptura de acordo com o modelo Mohr-Coulomb.

O modelo Duncan e Chang (1970) assume que as curvas tensão VS deformação, sob determinada tensão confinante σ_3 , podem ser aproximadas razoavelmente por hipérboles (Figura 28), matematicamente descritas pela seguinte equação:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad 1.47$$

Onde E_i é o módulo de Young inicial e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ a assíntota da curva, associada à resistência do solo. Se a equação da hipérbole é transformada (Figura 28b), obtém-se uma relação linear, dada por:

$$\frac{\varepsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{1}{E_i} + \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \varepsilon \quad 1.48$$

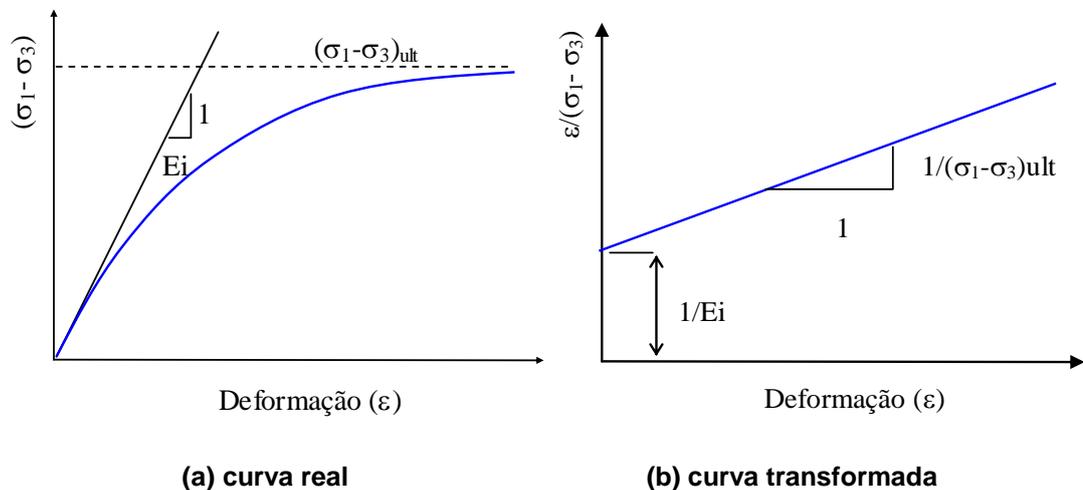


Figura 28- Modelo hiperbólico

A variação de E_i com a tensão confinante (σ_3) é representada por equação sugerida por JANBU (1963) apud PLAXIS 3D (2011):

$$E_i = K Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad 1.49$$

Onde: K e n são parâmetros adimensionais e P_a a pressão atmosférica (=101,3 kPa). A função da pressão atmosférica é possibilitar a transformação de unidades; já que os valores de K e n independem da unidade adotada. A variação de E_i com a tensão confinante (σ_3) está representada graficamente na Figura 29.

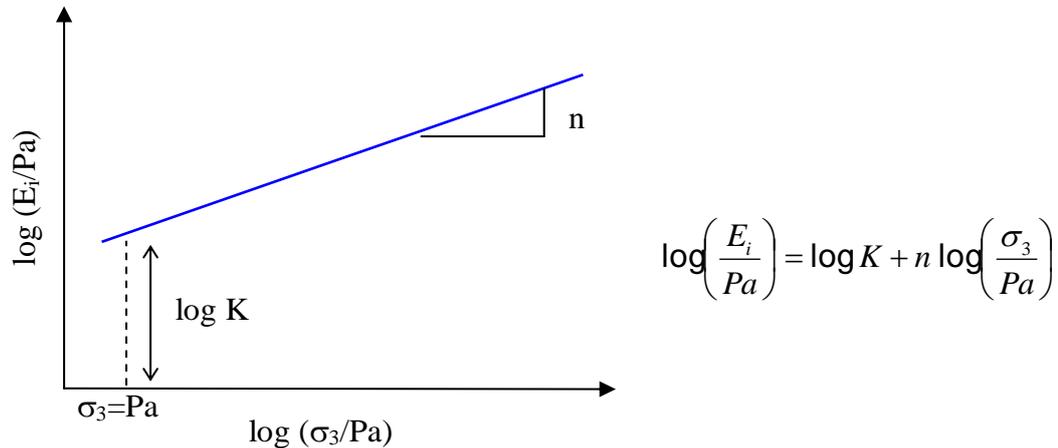


Figura 29 – Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante

Já a variação de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ com a tensão confinante σ_3 é feita relacionando-se $(\sigma_1 - \sigma)_{ult}$ com a resistência do solo, dada pela diferença $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad 1.50$$

Onde R_f é denominado razão de ruptura. Na prática, R_f varia dependendo do ensaio considerado, sendo recomendado adotar valor médio. Em geral, o valor de R_f situa-se entre 0,7 e 0,95.

Assim sendo, além dos parâmetros definidos no modelo Mohr-Coulomb, o modelo Hardening Soil incorpora três novos parâmetros descritos a seguir.

i) Módulo de Rigidez de Referência, E_{ur}^{ref}

O E_{ur}^{ref} é definido como módulo de descarregamento/re-carregamento, que no programa é assumido igual ao módulo tangente inicial. O manual do PLAXIS recomenda usar $E_{ur}^{ref} \approx 3E_{50}^{ref}$.

ii) Parâmetro n

Para a maioria dos solos, n varia entre 0 e 1. O manual do PLAXIS (que adota outra nomenclatura, m) sugere o uso de $n = 0,5$ para areias.

iii) Razão de Ruptura, R_f

A razão de ruptura R_f é a razão entre o valor de ruptura e o valor assintótico da tensão desviadora. A configuração do programa assume $R_f = 0,9$.

iv) Ângulo de Dilatância (ψ)

A dilatância é fenômeno que corresponde à mudança de volume de uma massa de solo devido às tensões e deformações cisalhantes.

2 PARÂMETROS DE PROJETO

As galerias circulares de concreto possuem uma resistência estrutural definida conforme a classe do duto: PA-1, PA-2 e PA-3, cuja nomenclatura significa Pluvial Armado. As galerias ou dutos são submetidos a cargas devido ao peso próprio do solo e a ações dinâmicas. As situações de campo exigem que as galerias sejam posicionadas muito próximas à superfície, objetivando um menor custo de escavação. Adicionalmente, seu posicionamento deve considerar as distâncias necessárias para que sua declividade esteja de acordo com a cota do corpo receptor.

Na prática, é muito comum encontrar situações em que a cota da lâmina d'água do deságüe é elevada, devido a problemas de obstrução ou mau dimensionamento, gerando insuficiência hidráulica. Em regiões muito planas, devido à baixa declividade, também provocam um aumento da lâmina d'água.

Serão apresentadas, a seguir, as condições de configuração de vala para as situações que exigem um recobrimento mínimo da galeria com base nas instruções técnicas da Fundação Rio-Águas e da ABTC.

2.1 Cálculo do Recobrimento Mínimo

A Fundação Rio-Águas estabelece como critério técnico para projetos de redes de águas pluviais, o recobrimento mínimo para tubos de concreto classe PA -1 dado por:

$$Rec_{mín} = 0,40m + D/2 \quad 2.1$$

Onde:

D = diâmetro interno do tubo calculado para o trecho.

O recobrimento mínimo é definido como a altura de solo desde a superfície livre até a geratriz superior interna do tubo; em outras palavras, desconta-se a espessura do duto.

A equação é baseada em experiência acumulada e apresenta boa aceitação perante os engenheiros de drenagem. Entretanto, devido à sua elaboração implícita, foram elaborados mais estudos sobre carregamento e suficiência estrutural que

permitiram entender melhor a interação solo-duto para as situações de recobrimento mínimo. Dentre as considerações presentes em (MONTENEGRO e SANTOS, 2008), observou-se que, muitas vezes, é necessário reduzir o recobrimento, nos casos onde as condições de contorno já estão estabelecidas, tais como: deságüe em rede existente, rios ou valas, interferências com outras redes de concessionárias e substituição de trechos de redes antigas. Nesses casos, preconiza-se a utilização de lajes de reforço, como elemento de segurança contra danos (fissuras e/ou ruptura) que possam ocorrer nos tubos de concreto, devido às solicitações de carregamento acima das admissíveis (carga mínima de fissuração e carga mínima de ruptura obtida no ensaio de compressão diametral). Adicionalmente, para as galerias de pequeno diâmetro (abaixo de 0,6m), foram detectados problemas relativos à suficiência estrutural, para as situações de recobrimento mínimo, quando submetidas às sobrecargas rodoviárias Tipo 45. O relatório aponta para a necessidade de avaliações mais específicas, para entender o real comportamento do duto e quais as considerações construtivas, como a boa compactação do solo, de forma a permitir uma certa margem de segurança para as galerias de pequeno diâmetro.

Nos projetos públicos e particulares de drenagem utilizando tubos circulares Classes PA-2 e PA-3, deverá ser especificado o método executivo para o reassentamento dos tubos de concreto circular, de modo que atenda ao Fator de Equivalência= 1,7. (MONTENEGRO e SANTOS, 2008).

A Tabela 8 apresenta a altura de solo (hs), definida desde a superfície livre até a geratriz superior externa e a profundidade mínima definida desde a superfície livre até a geratriz inferior interna do duto a serem utilizadas nos projetos de drenagem.

Tabela 8 – Profundidades mínimas (SANTOS e MONTENEGRO, 2008)

Concreto classe PA-1	D (m)	Profundidade mínima (m)	Altura de solo h_s (m)
	0,30	0,850	0,505
	0,40	1,000	0,555
	0,50	1,150	0,600
	0,60	1,300	0,640
	0,70	1,450	0,680
	0,80	1,600	0,720
	0,90	1,750	0,760
	1,00	1,900	0,800
	1,20	2,200	0,880
	1,50	2,650	1,000
	1,80	3,100	1,120
	2,00	3,400	1,200

Dentre os parâmetros de projeto, a Fundação Rio-Águas utiliza os valores mostrados na Tabela 9, para representação do solo da vala e do seu entorno. Ainda nesta tabela apresenta-se o valor do ângulo de atrito na interface δ da parede da vala associada à cada um dos materiais.

Tabela 9 - Padrão ABTC com as características dos solos para projeto de Tubos

TIPO	SOLO	$k\mu = k\mu'$	δ	γ (KN/m ³)
1,00	MATERIAL SEM COESÃO	0,19	35°	19,00
2,00	AREIA E PEDREGULHO	0,17	40°	17,60
3,00	SOLO SATURADO	0,15	15°	19,20
4,00	ARGILA	0,13	12°	19,20
5,00	ARGILA SATURADA	0,11	10°	21,00

Nota: $k\mu' = k_a \tan \delta$ e $k\mu = k_a \tan \phi$, onde ϕ é o ângulo de atrito do solo e δ o ângulo de atrito solo-parede estimado.

Os valores típicos de E_s foram tomados para os diferentes tipos de solos conforme a Tabela 10 abaixo:

Tabela 10 – Valores típicos de E_s (BUENO, COSTA, 2012)

Material	Módulo de deformabilidade (E_s) (Mpa)
Areia fofa	10 – 25
Areia med. Compacta	25 – 50
Areia compacta	50 – 80
Argila mole	5 – 20
Argila média	20 – 50
Argila rija	50 – 100

2.1.1 Geometria da vala

A geometria da vala pode ser bastante variável, dependendo não só do diâmetro do tubo, mas também dos equipamentos disponíveis e experiência local.

Serão apresentadas a seguir as especificações técnicas atualmente adotadas pela Fundação Instituto das Águas do Município do Rio de Janeiro (Rio-Águas), órgão ligado à Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro que trata das questões de drenagem urbana do município do Rio de Janeiro.

Para a largura total da vala, além do diâmetro do duto, é acrescida de 0,3m nas laterais para permitir a movimentação de pessoas e equipamento de compactação, conforme a Figura 30. O duto é assente em uma camada de areia de espessura equivalente 20% do diâmetro do duto (D), sendo, no mínimo, igual a 0,1m. Abaixo da camada arenosa, há uma outra de 0,2m de espessura, composta por pedregulho. O recobrimento do duto é variável e será tratado posteriormente.

No solo envoltório ao duto que compreende a extensão de todo seu diâmetro externo, o material granular (areia ou pó de pedra) é compactado através de adensamento hidráulico e, acima do duto, prevê-se um reaterro com material de boa qualidade, que geralmente provém do próprio solo local. A espessura do duto é geralmente adotada pelos fabricantes como sendo de 0,1D.

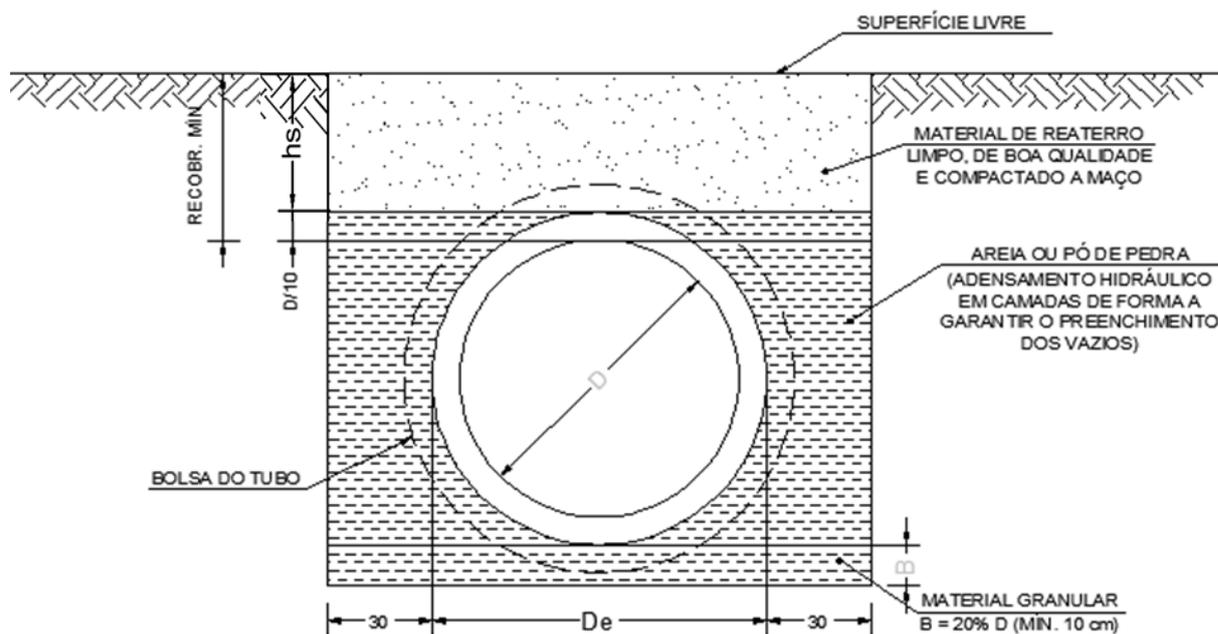


Figura 30– Geometria da vala padrão – superfície livre sem pavimentação

A configuração mostrada na Figura 30 corresponde à ideal. Na prática, muitas vezes ocorrem situações que não atendem às condicionantes de projeto, obrigando os projetistas a tomar medidas compensatórias como, por exemplo, a utilização de lajes de reforço ou material mais resistente para a base e o solo circundante.

Cabe ressaltar que a correta compactação do solo na vala é fundamental para provocar o arqueamento ativo, reduzindo os esforços transmitidos ao duto.

Dentre as várias situações que são deparadas em campo, é comum a ocorrência de solo muito heterogêneo com entulho o que torna complexa a escolha do tipo de solo ideal a ser utilizado.

3 ESTUDOS PARAMÉTRICOS

Será realizada uma análise paramétrica comparativa entre o Método de Marston, mais adotado na prática, e os demais métodos analíticos para estimativa da carga devida ao peso próprio do solo para as configurações de recobrimento mínimo do duto, seguindo os preceitos descritos no capítulo anterior, de forma a elucidar a real confiabilidade dos métodos existentes e sua margem de aplicação.

A metodologia para a realização da análise foi realizada em função de planilhas existentes utilizadas em MONTENEGRO e SANTOS, (2008), que considerava apenas o método tradicional com o cálculo das cargas estáticas por Marston e as cargas dinâmicas pelo espraiamento em prisma que foi aprimorada para os demais métodos analíticos. Desta forma, foi possível realizar a análise do duto e realizar ajustes necessários com muita rapidez devido ao link entre as fórmulas das planilhas.

A análise comparativa para a carga estática foi realizada variando o diâmetro do duto e, conseqüentemente, o recobrimento mínimo e a espessura da base, como mostra a Figura 30. Não será utilizado o fator de equivalência nas análises comparativas.

3.1 Marston X Janssen

A Tabela 11 mostra os resultados para os diversos diâmetros das galerias: O equilíbrio de forças proposto por Marston e Janssen para o elemento infinitesimal de solo acima do tubo são praticamente idênticos, tendo Janssen apenas incluído a parcela de resistência ao cisalhamento devido à coesão do solo e propondo o resultado em tensão vertical (kPa) sem a concentração da carga sobre o duto. Neste estudo adotou-se uma coesão mínima de 5 kPa.

Marston simplificou a equação proposta por Janssen desprezando a parcela da coesão e concentrando toda a carga do prisma do solo acima do duto em sua geratriz superior. Para efeito comparativo em termos de carga, foi considerado todo o peso do prisma do solo acima da geratriz superior concentrado no topo do duto para o método de Janssen.

Os resultados mostrados na Figura 31, como esperado demonstram o mesmo comportamento para ambos os métodos já que a diferença entre eles está na inclusão ou não de c' .

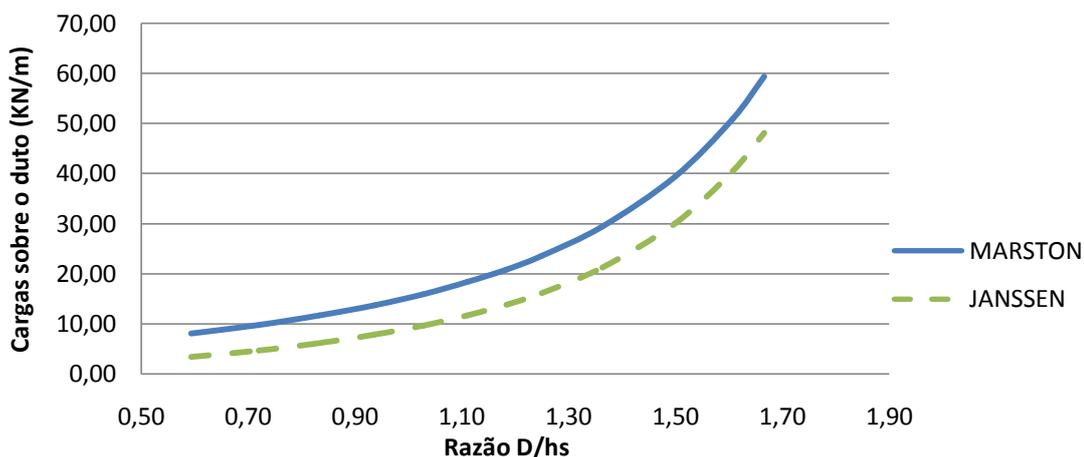


Figura 31-Comparação entre Marston e Janssen ($c' = 5$ kPa)

3.2 Marston X Engesser

A **Figura 32** mostra a comparação entre os métodos de Marston e Engesser para os diversos diâmetros de galerias. Os dois métodos apresentam como única diferença a forma do elemento infinitesimal (em formato de arco parabólico o do método de Engesser). Esta diferença de forma permite uma melhor representação das tensões geradas pelo prisma de solo que são menores nas regiões laterais e maiores no centro da vala, devido às tensões cisalhantes nas interfaces. Os gráficos mostram uma ligeira redução da carga em relação à Marston, traduzindo o efeito da melhor distribuição das tensões com a forma de arco parabólico.

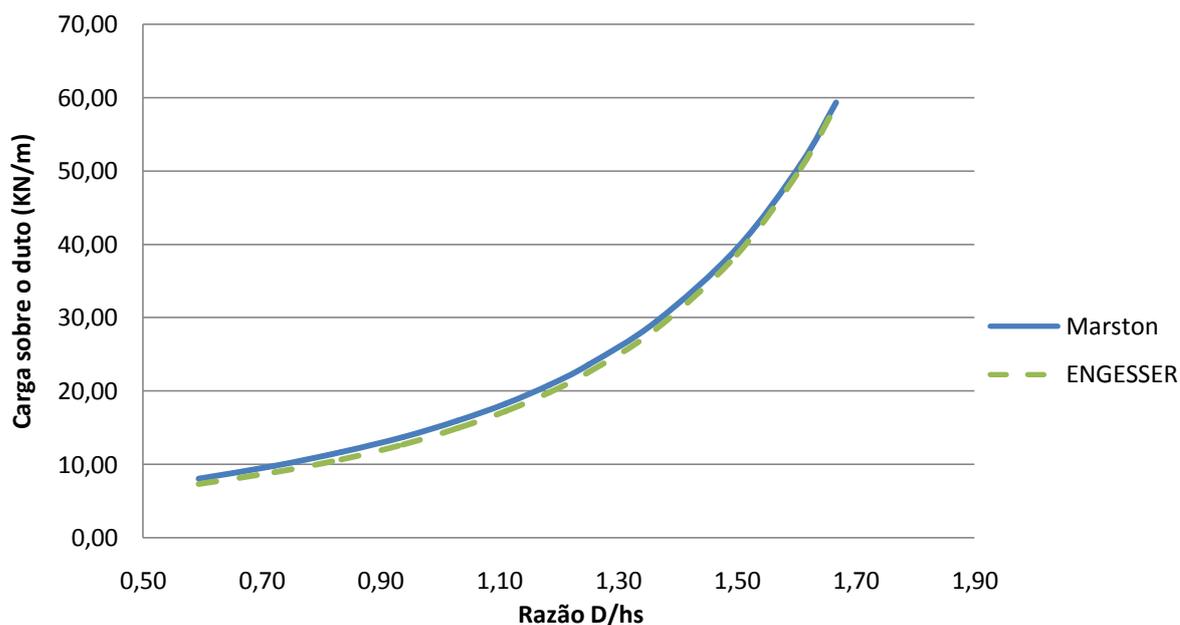


Figura 32- Comparação entre Marston e Engesser

3.3 Marston X Método Alemão

Diferentemente de Marston, que considera o prisma de solo indeformável, o Método Alemão leva em consideração a deformação do solo para calcular as tensões sobre o duto. Portanto, haverá acréscimo ou alívio de tensões sobre o duto, dependendo do tipo de solo e do grau de compactação.

Para ilustrar este efeito, foram realizadas diversas análises variando as relações entre os módulos de deformabilidade das diferentes regiões (Figura 10) e o tipo de solo.

3.3.1 Caso 01 – Simulação de vala padrão (Solo Arenoso)

O objetivo desta análise é verificar a carga atuante sobre o duto através do Método Alemão com a configuração padrão de vala admitindo uma maior compactação do solo circundante ao duto devido à compactação hidráulica recomendada. Os parâmetros utilizados encontram-se discriminados na Tabela 11 o módulo de elasticidade do duto será de 30,00 GPa.

Tabela 11 – Parâmetros dos solos para situação 01

PARÂMETROS	ZONA 01	ZONA 02	ZONA 03	ZONA 04
IS	2,00	1,00	2,00	2,00
$K\mu$	0,165	0,190	0,165	0,165
GC	0,8	0,9	0,8	0,8
γ (KN/m ³)	17,6	19,0	17,6	17,6

Em que IS, $K\mu$, GC e γ representam respectivamente o índice do solo, produto entre o coeficiente de empuxo e o coeficiente de atrito, grau de compactação e peso específico do solo.

Os resultados obtidos para a configuração padrão da vala são discriminados conforme Figura 33.

É possível verificar que existe uma boa aproximação entre os métodos, com o método de Marston sendo ligeiramente mais conservador em relação ao método Alemão, com uma diferença percentual aproximadamente na ordem de 8,70%.

O resultado expressa a redistribuição de tensões face à rigidez relativa do sistema, que provoca uma redução da carga sobre o duto.

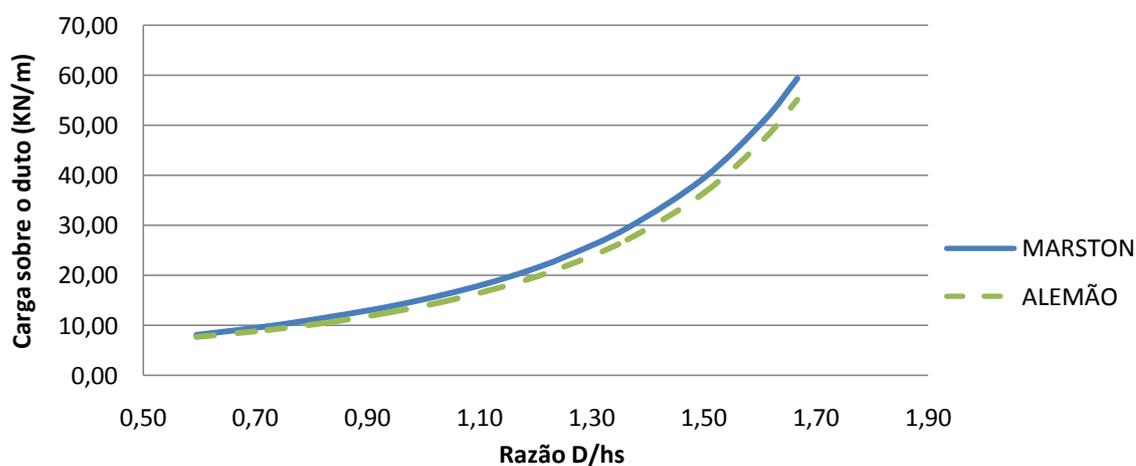


Figura 33- Comparativo Marston x Alemão

3.3.1.1 Situação 02 Solo Arenoso Influência da zona 02

Como é de conhecimento pelos projetistas, a zona 02 possui grande influência sobre a redistribuição de tensões verticais. O procedimento atual irá avaliar o grau de influência da zona 02, reduzindo o seu grau de compactação, como descrito na Tabela 12. O módulo de elasticidade do duto será mantido em 30,00 GPa.

Tabela 12 – Parâmetros dos solos para situação 02

PARÂMETROS	ZONA 01	ZONA 02	ZONA 03	ZONA 04
IS	2,00	1,00	2,00	2,00
$K\mu$	0,165	0,190	0,165	0,165
GC	0,8	0,2	0,8	0,8
γ (KN/m ³)	17,6	19,0	17,6	17,6

Em que IS, $K\mu$, GC e γ representam, respectivamente, o índice do solo, produto entre o coeficiente de empuxo e o coeficiente de atrito, grau de compactação e peso próprio do solo.

Os resultados obtidos com a diminuição do grau de compactação da zona 02 estão discriminados na Figura 34.

Com a redução da influência da zona 02 na redistribuição de cargas pelo menor grau de compactação da mesma, obteve-se uma aproximação entre os métodos, levando a resultados praticamente idênticos. Este comportamento, de certa forma, já era esperado, uma vez que o método de Marston não considera o efeito da zona 02 absorvendo parte da carga sobre o duto.

O estudo também demonstra a importância dos aspectos construtivos, em se realizar a boa compactação da zona 02 que participa, ativamente, na absorção das cargas incidentes ao duto.

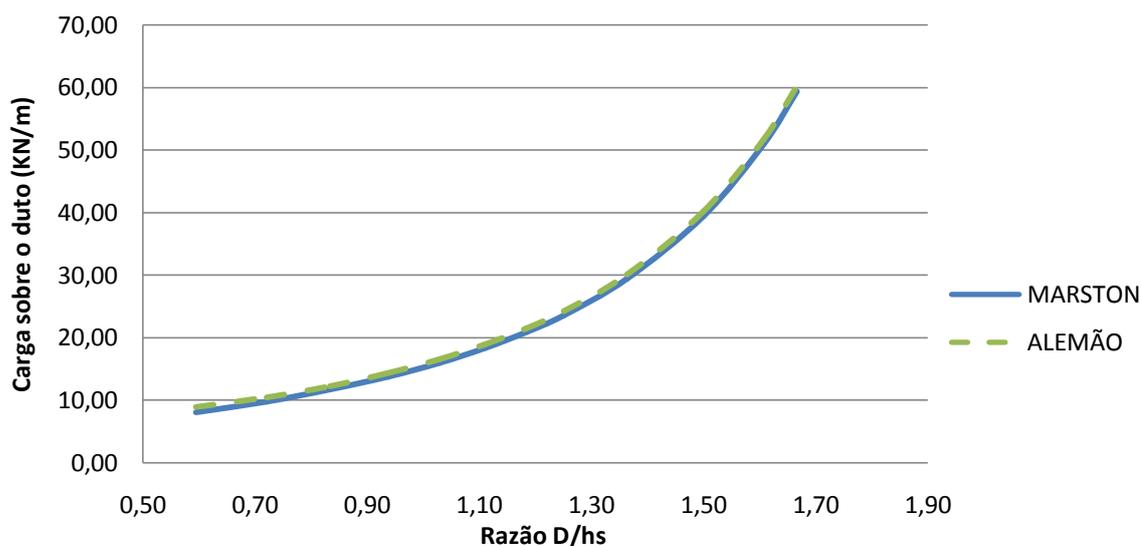


Figura 34- Comparativo Marston x Alemão situação 02

3.3.2 Caso 02 – Solo local Argiloso

Este estudo teve como objetivo verificar os esforços gerados pela redução dos parâmetros de resistência e aumento da deformabilidade do solo nas zonas 01, 03 e 04, considerando argila saturada. Na zona 02 será mantido o solo não coesivo, conforme a Tabela 13. O módulo de elasticidade do duto será mantido em 30,00 GPa.

Tabela 13 – Parâmetros dos solos para a situação 02

PARÂMETROS	ZONA 01	ZONA 02	ZONA 03	ZONA 04
IS	4,00	1,00	4,00	4,00
$K\mu$	0,11	0,19	0,11	0,11
GC	0,80	0,90	0,80	0,80
γ (KN/m ³)	21,00	19,0	21,00	21,00

IS, $K\mu$, GC e γ representam, respectivamente, o índice do solo, produto entre o coeficiente de empuxo e o coeficiente de atrito, grau de compactação e peso próprio do solo.

Os resultados com os novos parâmetros propostos são discriminados conforme a Figura 35.

É possível verificar que os resultados são equivalentes para os dois métodos, levando a concluir que o método alemão não considera a redistribuição das tensões muito favoravelmente quando o solo possui pouca resistência, de forma que a divisão de parte da carga para o solo da zona 02 não é muito efetiva.

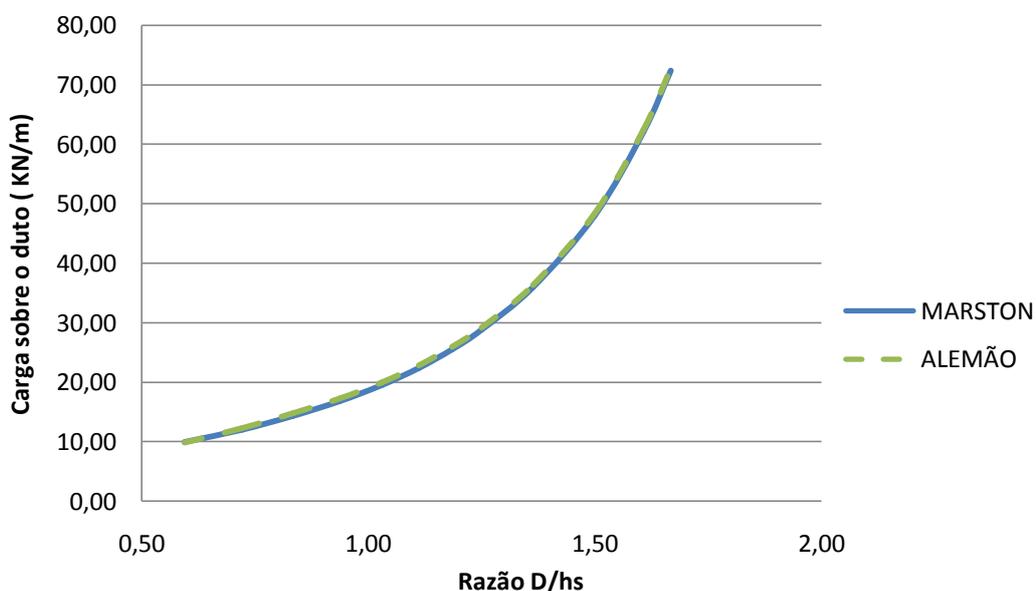


Figura 35 - Comparativo Alemão x Marston

3.3.3 Influência módulo de elasticidade do duto, solo local arenoso

3.3.3.1 Módulo de elasticidade

Será feita uma grande alteração da rigidez para a situação padrão, de vala em solo arenoso, utilizando os mesmos parâmetros da Tabela 11, só que desta vez alterando o módulo de elasticidade do duto de 30GPa (concreto) para 210GPa (aço).

Com o aumento do módulo de elasticidade do duto, verificou-se um acréscimo do carregamento sobre o mesmo. Este acréscimo já era esperado devido ao efeito

de mobilização do arqueamento negativo do solo, com a menor deformação do duto. Entretanto, como só foi modificado o módulo de elasticidade do material do duto, mantendo a sua espessura, os resultados gerados foram muito superiores à realidade, em se tratando de dutos de aço que possuem espessuras bem menores.

Pelo fato de o concreto já possuir uma elevada rigidez, este parâmetro não possui muita influência pra dutos de concreto.

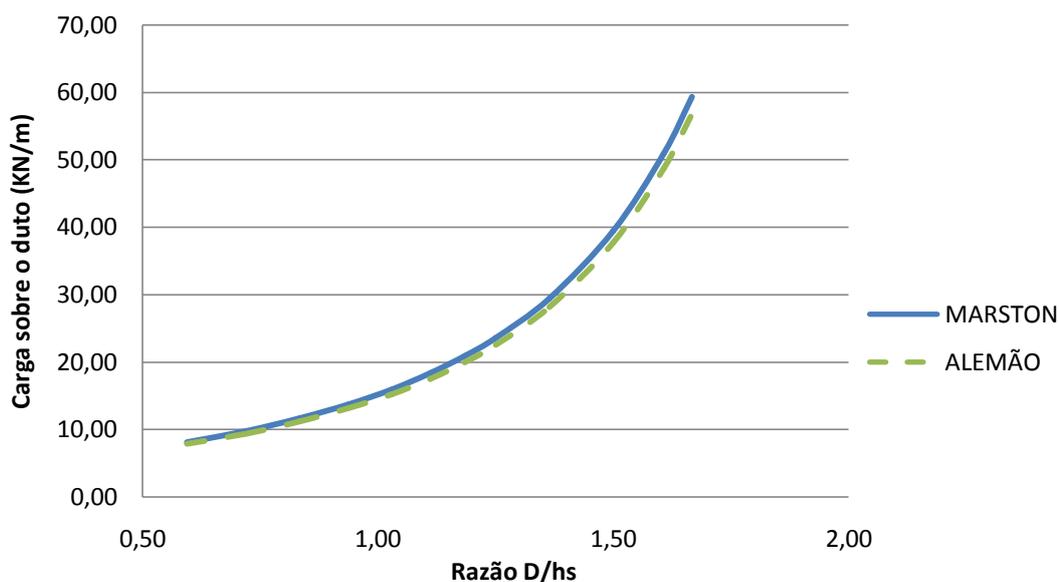


Figura 36 - Comparativo com concreto KPa

3.3.3.2 Diminuição da rigidez

Será considerada uma diminuição da rigidez para o material do duto como PEAD, alterando o módulo de elasticidade de 30,00 GPa para 1,20 GPa, e avaliando os resultados. Os parâmetros do solo estão discriminados na Tabela 11.

É possível avaliar que com a mobilização do arqueamento positivo pela deformação do duto, ocorre uma significativa redução da carga incidente sobre o duto, da ordem de 50% para o Método Alemão em relação ao método de Marston.

O método alemão indica a sua praticidade de aplicação para diversas situações de rigidez do solo e do duto, demonstrando ser uma ferramenta muito importante para obtenção do carregamento sobre o duto.

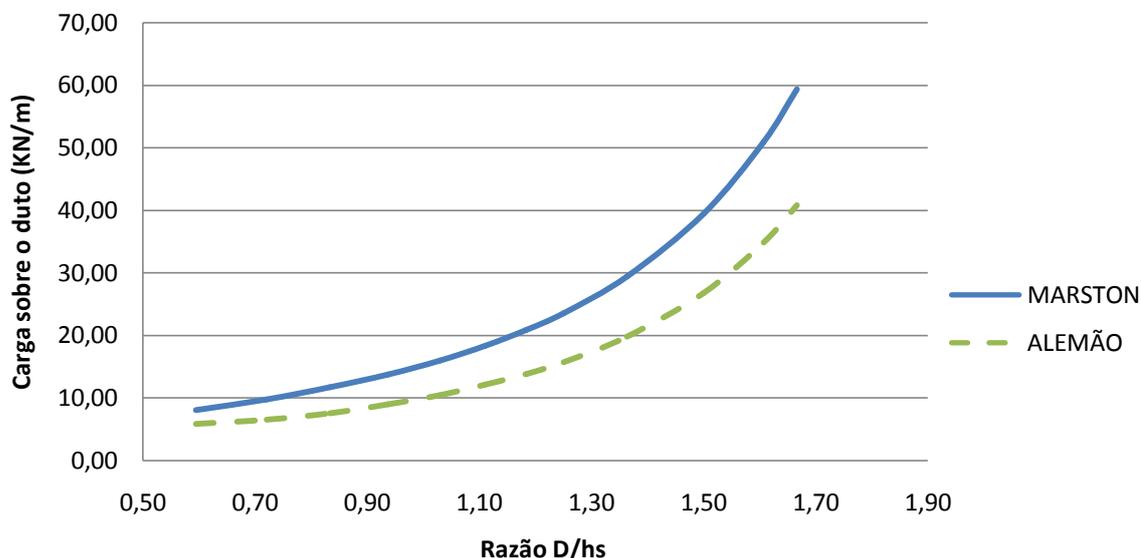


Figura 37– Comparativo Marston x Alemão

3.4 Boussinesq x Espreadimento em Prisma

Serão abordados os principais métodos de cálculo da carga dinâmica para dutos enterrados e analisadas as suas diferenças. A configuração de posicionamento das cargas é mostrada na Figura 38.

Por se tratar de um estudo paramétrico, o objetivo será calcular a carga resultante na geratriz superior do duto, não sendo considerados para ambos os métodos, o coeficiente de impacto, o fator de equivalência de vala e o espreadimento da resultante das pressões do topo do duto para os comprimentos efetivos (l_e), (l_e') e (t') (Figura 20), esta simplificação levará a valores de carga elevados.

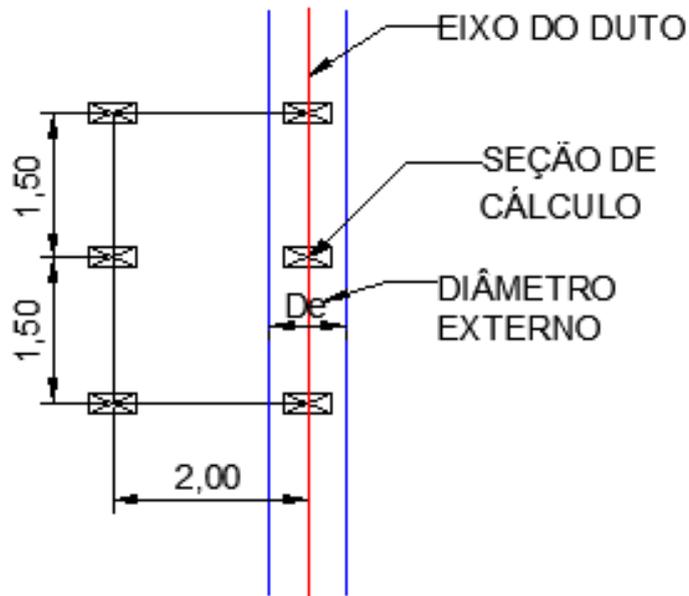


Figura 38 – Posicionamento da carga dinâmica

Neste estudo serão desconsiderados os efeitos minoradores tais como o coeficiente de impacto e o fator de equivalência. Os resultados com a configuração proposta são discriminados conforme a Figura 39.

É possível avaliar que o método de Boussinesq apresenta resultados mais conservadores que o método de espraçamento em prisma para os diâmetros de até 1,50m. Este comportamento já era esperado, pelo fato de as isóbaras das cargas centralizadas no eixo apresentarem seus valores de pico na geratriz superior e, assim, a distribuição desta tensão ao longo de todo o diâmetro externo do duto leva a valores muito elevados.

A partir do diâmetro de 1,50m, a sobreposição das tensões do espraçamento em prisma leva a resultados superiores ao de Boussinesq, pelo fato de as isóbaras apresentarem valores muito baixos em relação aos eixos opostos do trem-tipo.

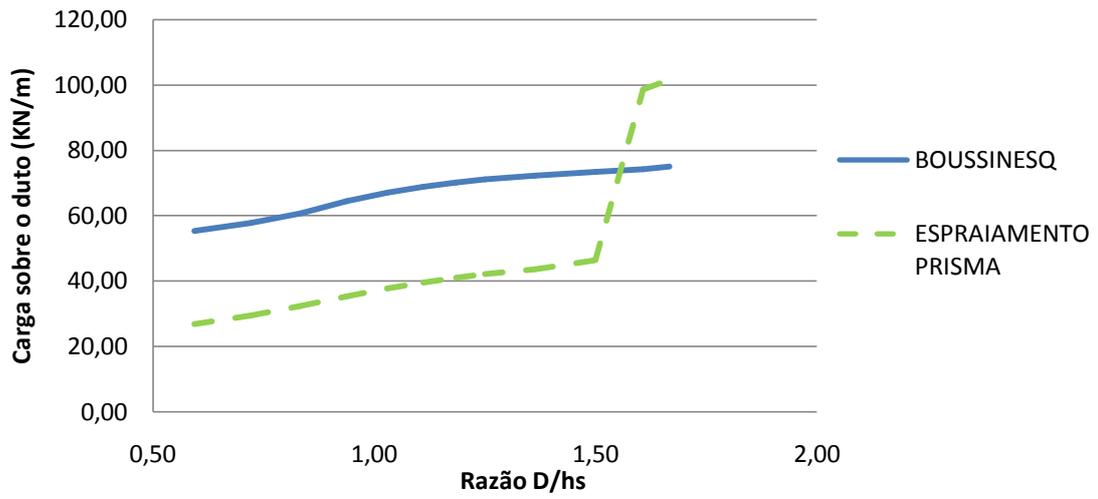


Figura 39– Comparativo Boussinesq x Prisma

4 ESTUDOS NUMÉRICOS

4.1 Modelo Numérico

Com o intuito de comparar os resultados obtidos analiticamente com os obtidos numericamente foram realizadas as modelagens numéricas dos diâmetros de galerias pluviais usualmente fabricadas.

A Tabela 14 apresenta os diâmetros das galerias utilizadas com as devidas espessuras de parede e as medidas de recobrimento, largura da vala e altura de base, em cada tubo.

Tabela 14 – Especificações construtivas

D (m)	E (m)	h_s (m)	B (m)	E_b (m)
0,30	0,05	0,51	0,99	0,10
0,40	0,05	0,56	1,09	0,10
0,50	0,05	0,60	1,20	0,10
0,60	0,06	0,64	1,32	0,12
0,70	0,07	0,68	1,44	0,14
0,80	0,08	0,72	1,56	0,16
0,90	0,09	0,76	1,68	0,18
1,00	0,10	0,80	1,80	0,20
1,20	0,12	0,88	2,04	0,24
1,50	0,15	1,00	2,40	0,30
1,80	0,18	1,12	2,76	0,36
2,00	0,20	1,20	3,00	0,40

Em que (D) é o diâmetro interno, (e) a espessura do tubo, (h_s) altura de solo, (B) a largura da vala e (E_b) a espessura da base.

A ferramenta utilizada para simulação numérica dos ensaios foi o programa PLAXIS 3D, versão 2011.

A Figura 40 apresenta a nomenclatura mais utilizada para as regiões do duto.

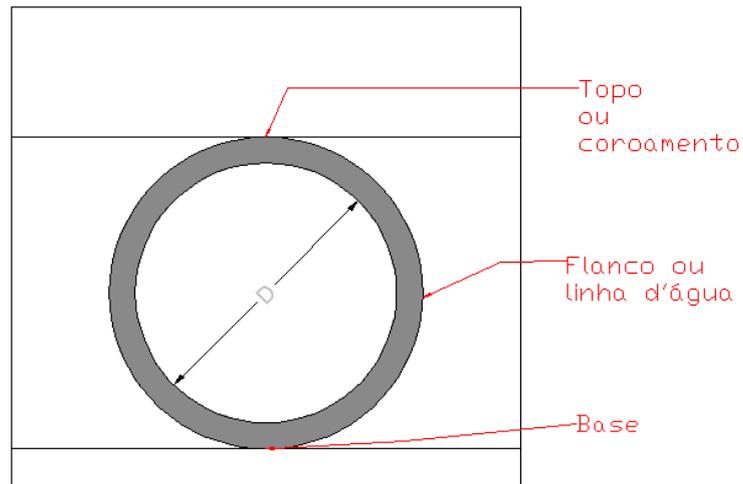


Figura 40 – Nomenclatura utilizada para as regiões do duto

4.1.1 Geometria da malha

Na definição da geometria da malha foram utilizadas as dimensões de contorno padronizadas para diâmetros abaixo e acima de 1,00m, de forma a respeitar o limite de $3b$ definido em estudo paramétrico em Ferreira et al (2006), Ferreira et al (2007) e Gerscovich et al (2008) resultando em 2 modelos distintos. As condições de contorno foram estabelecidas de modo que, nas paredes laterais, o deslocamento horizontal fosse restringido e o vertical liberado. Na base do modelo, o deslocamento vertical e horizontal foram restringidos. As geometrias dos modelos são mostradas na Figura 41 e Figura 42, as medidas estão em metros.

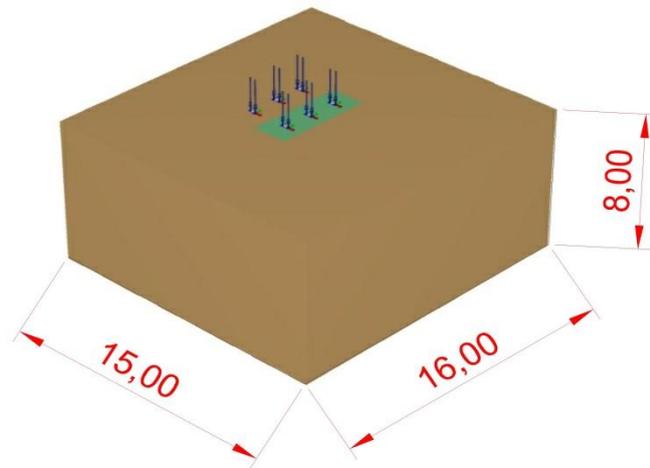


Figura 41 – Geometria do modelo para diâmetros de até 1,00m

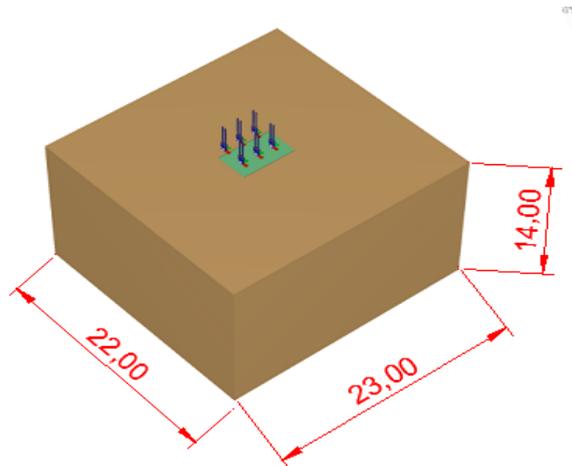


Figura 42 – Geometria do modelo para diâmetros entre 1,00m até 2,00m

O PLAXIS 3D permite a seleção de diferentes modelos para os materiais envolvidos. Para o tubo de concreto, utilizou-se um elemento de placa cilíndrico de comportamento linear-elástico, mostrado na Figura 43. Para os modelos utilizou-se uma malha de elementos finitos de densidade média para os dutos de diâmetro até 1,00m e malha fina para os dutos de até 2,00m, discretizando os locais onde foram aplicados elementos de superfície e de placa (Figura 44 e Figura 45).

As configurações da largura da vala, altura da base e recobrimento foram definidas conforme a Figura 30. O comprimento total da vala ficou padronizado em

5,00m, de forma que o comprimento do tubo se estendesse 1,00m a mais para cada extremidade em relação ao trem-tipo.

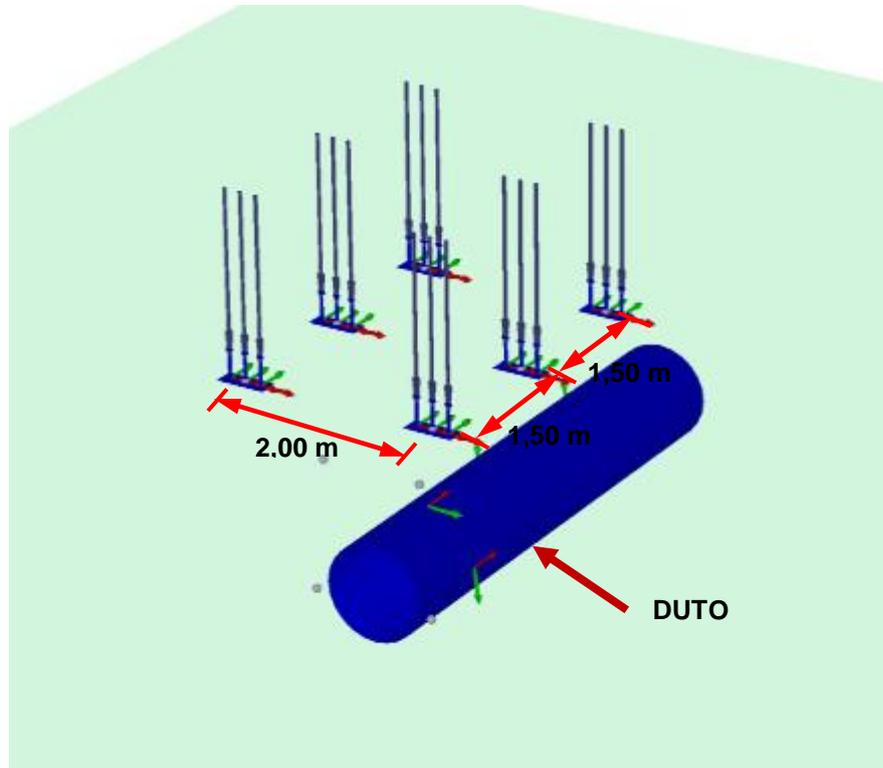


Figura 43 – Modelo de tubo de concreto: elemento de placa

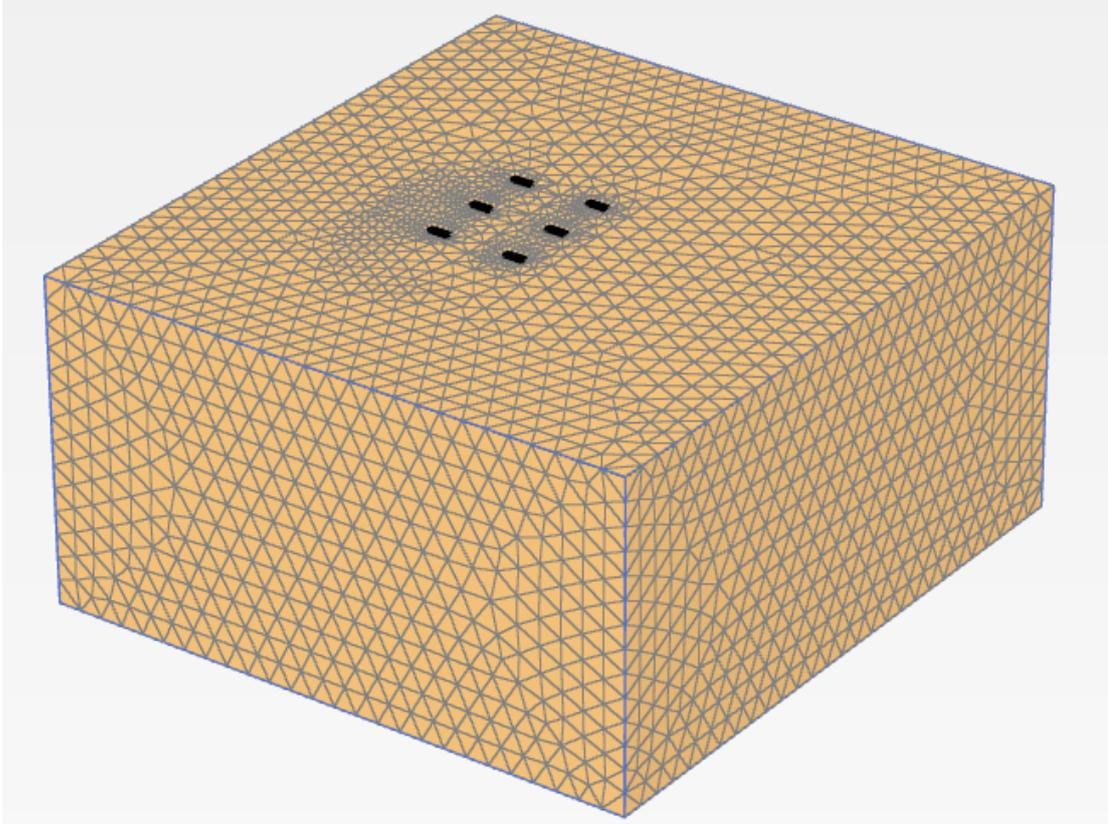


Figura 44 – Malha de elementos finitos

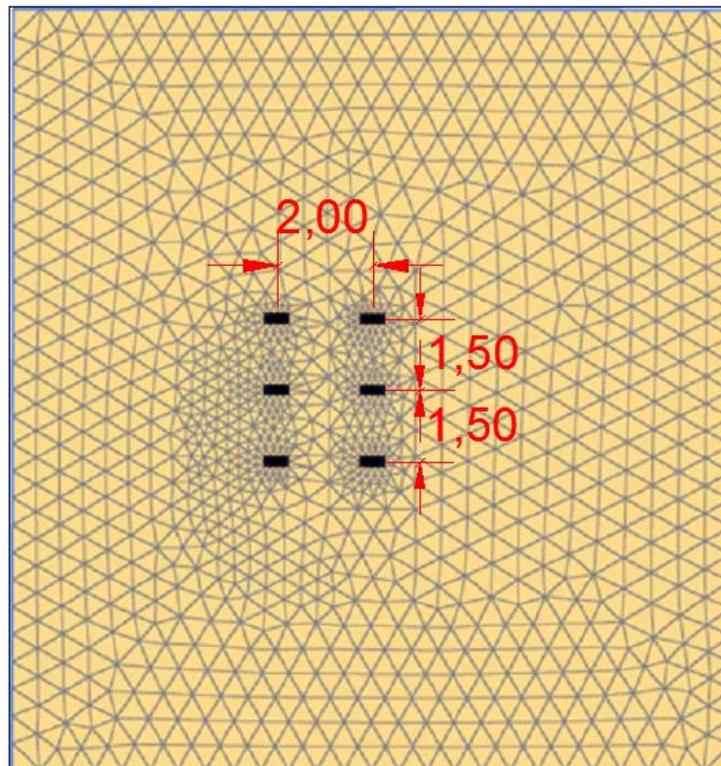


Figura 45 – Malha de elementos finitos vista superior, medidas em metros

4.1.2 Materiais

Os parâmetros dos solos utilizados foram tomados com base na Tabela 9 e o módulo de deformabilidade foi tomado conforme a Tabela 10.

Adotou-se o modelo Hardening Soil (HS), que permite a variação do módulo de deformabilidade com o nível de tensão, além da incorporação dos efeitos da trajetória de tensão. No modelo HS são necessários 3 parâmetros adicionais, cujos valores foram estabelecidos seguindo a recomendação do manual do PLAXIS, o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) é calculado pela fórmula de Jaky ($K_0=1-\text{sen}\phi$).

A Tabela 15 resume os parâmetros inicialmente adotados para o solo e duto e a Tabela 16 apresenta a rigidez axial e à flexão dos dutos.

Tabela 15 – Parâmetros do solo e duto

PARÂMETROS	Base e envoltório	Reaterro	Solo local	Duto
Peso Próprio (γ)	19,00 KN/m ³	17,60 KN/m ³	17,60 KN/m ³	25,00 KN/m ³
Ângulo de atrito (ϕ)	40°	35°	35°	
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3	0,3	0,3	0,2
Coesão (c')	0,00 KPa	15,00 KPa	15,00 KPa	
Módulo de deformabilidade (E_{50})	80,00 MPa	60,00 MPa	70,00 MPa	30,00 GPa
Módulo de deformabilidade (E_{ur})	180,00MPa	150,00MPa	155,00MPa	
Ângulo de dilatância (ψ)	8	4	4	
Razão de Ruptura (R_f)	0,9	0,9	0,9	
Fator (m)	0,5	0,5	0,5	
Coefficiente de Empuxo no Repouso(K_0)	0,36	0,43	0,43	

Tabela 16 – Rigidez axial e à flexão dos dutos

VALORES DE RIGIDEZ AXIAL E À FLEXÃO DOS DUTOS		
D(m)	EA(GN/m)	EI(MNxm ² /m)
0,30	0,02	0,23
0,40	0,05	0,23
0,50	0,10	0,31
0,60	0,20	0,54
0,70	0,38	0,86
0,80	0,65	1,28
0,90	1,04	1,82
1,00	1,58	2,50
1,20	3,28	4,32
1,50	8,00	8,44
1,80	16,59	14,58
2,00	25,28	20,00

4.1.3 Etapas construtivas

A simulação numérica foi realizada com base no processo construtivo de assentamento do tubo conforme as figuras numeradas de Figura 46 à Figura 50.

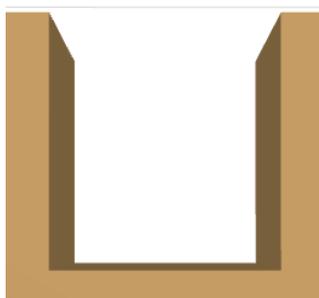


Figura 46 - Etapa 01 (Escavação da Vala)

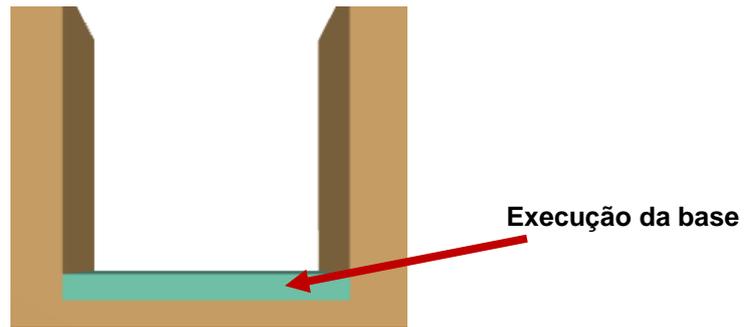


Figura 47– Etapa 02 (Execução da base)

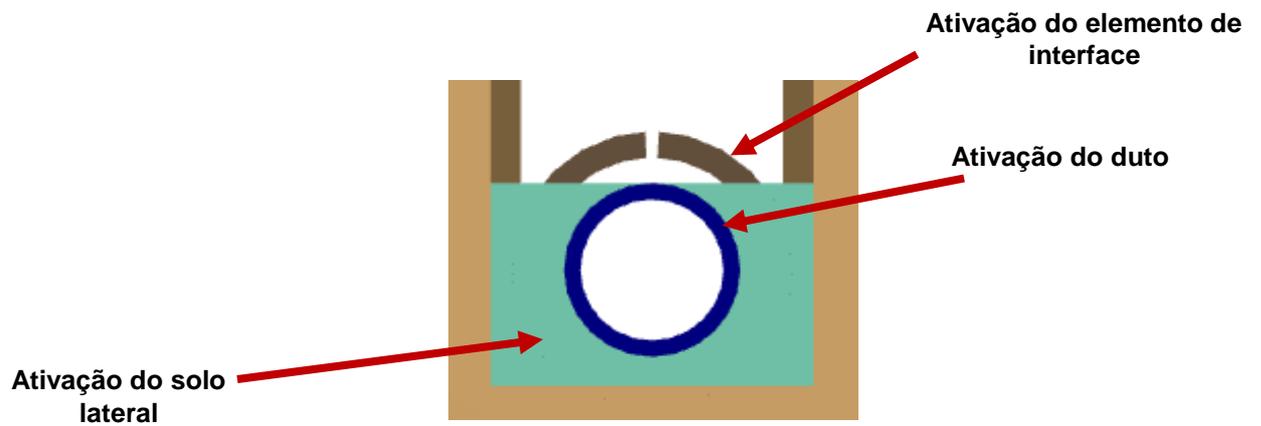


Figura 48 - Etapa 03 (Solo lateral e ativação do duto)

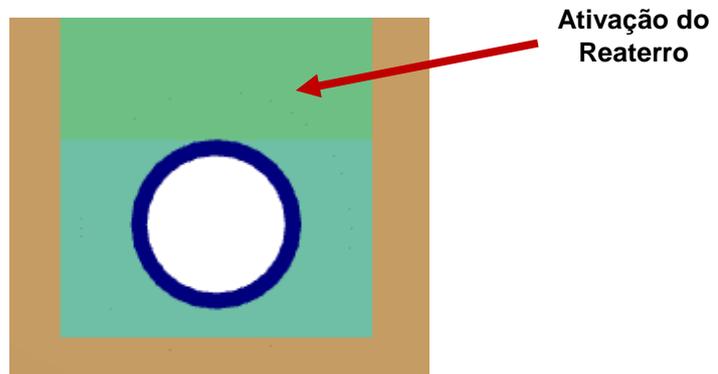


Figura 49 - Etapa 04 (Reaterro até a superfície)

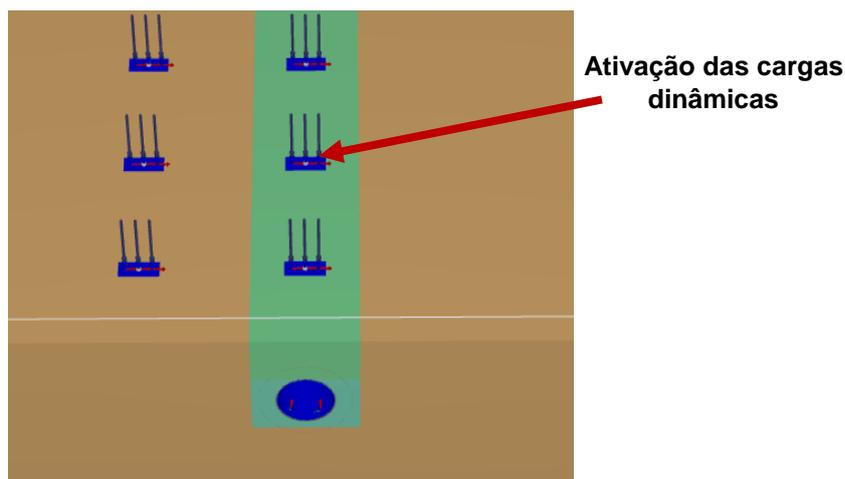


Figura 50 - Etapa 05 (Aplicação das cargas do Trem-tipo)

4.2 Resultado das Análises Numéricas

Este capítulo apresenta os resultados obtidos através do PLAXIS 3D e os compara com os resultados obtidos através dos métodos analíticos. Os resultados são mostrados por meio de carga sobre o duto VS D/Hs. O objetivo deste estudo comparativo é tentar fornecer uma avaliação razoável da confiabilidade do método clássico de dimensionamento com as condições ideais de instalação em vala.

É importante salientar que devido à complexa interação solo e o duto e à limitação do programa em fornecer a carga vertical sobre as paredes do duto, é necessária uma abordagem simplificada de obtenção da carga, levando em consideração os momentos fletores resultantes no duto.

4.2.1 Obtenção das cargas atuantes sobre o duto

A concepção de projetos de dutos enterrados em valas baseia-se na estimativa das cargas verticais atuantes sobre o duto. O valor desta carga é determinante nos momentos gerados nas laterais do duto (flanco), os quais determinam seu dimensionamento estrutural, pois muitas das rupturas observadas no campo se devem aos momentos excessivos.

No caso da modelagem numérica, as cargas podem ser obtidas através da integração das tensões verticais em um plano, acima da geratriz superior do duto, ao longo do seu diâmetro.

A prática atual de dimensionamento estrutural do duto, compara a carga vertical com a carga máxima obtida em ensaio de compressão diametral, o qual é realizado sem confinamento. Assim sendo, a estimativa da carga atuante através da simulação numérica incorpora efeitos de confinamento, os quais são desprezados na abordagem tradicional de projeto. Para conciliar essas diferenças, será proposto um novo fator de equivalência (F_e^*).

Como indicado na equação 1.37, a prática de projeto já estabelece um fator de equivalência para adequar as diferenças entre a situação real e o ensaio de compressão diametral (diferenças entre o berço do ensaio e o tipo solo de assentamento). Tais fatores dependem diretamente do método construtivo, particularmente em relação à região de apoio do duto. A princípio não se consideram as diferenças relativas ao confinamento do duto.

Comparando a deformação do duto, obtida numericamente, com os momentos gerados pelo ensaio de compressão diametral, mostrado na Figura 51, é possível verificar que o efeito da carga concentrada no topo e na base do duto, geram momentos localizados elevados. São também observados os seguintes pontos:

- a) O ponto de inversão do diagrama de momentos, embora apresente um posicionamento coerente com a simulação numérica é apenas uma aproximação, não considerando a deformação do duto que, embora pequena, pode induzir a variações no diagrama.
- b) A rotação do diagrama de momento fletor, a medida que o efeito de sobreposição das cargas do trem-tipo se intensifica, pode gerar alterações do posicionamento da carga resultante, podendo gerar assimetria do diagrama. Como este efeito ocorre somente para dutos de maior diâmetro, que apresentam resistência elevada, e também pelo fato de o momento máximo acompanhar esta rotação é possível aceitar sua margem de erro nos dutos maiores.

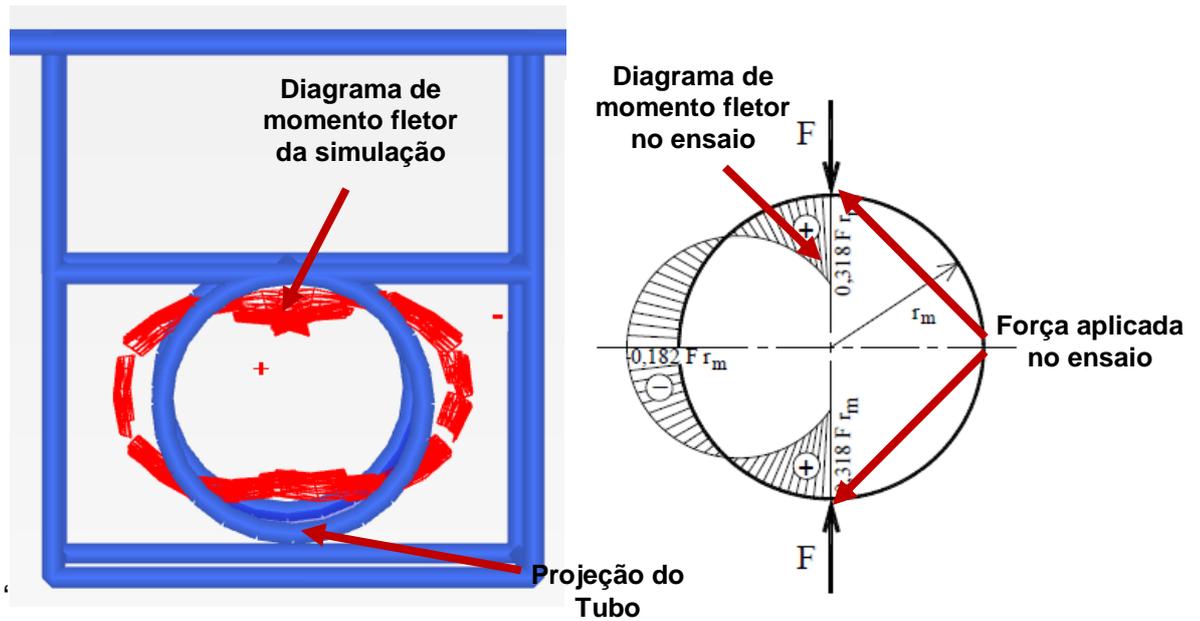


Figura 51 – Comparativo do diagrama de momento da modelagem com ensaio de compressão

SILVA, J. L. da (2011) apresenta as equações 4.1 e 4.2 para determinação de momento fletor no flanco e coroamento respectivamente.

$$\text{Momento Flanco} = 0,318F r_m \quad 4.1$$

$$\text{Momento Coroamento} = -0,182F r_m \quad 4.2$$

Para definir este Fator de Equivalência (F_e^*) foram analisadas de forma independentes situações de carga gerada pelo peso próprio, carga devido a efeitos dinâmicos gerados pelo trem-tipo. Por fim foi realizado estudo comparativo somando-se todos os efeitos.

4.2.2 Cargas devido ao peso próprio do solo

A Figura 52 compara o resultado obtido pelo método de Marston e pela simulação numérica. Para o modelo numérico a carga sobre o duto foi obtida utilizando-se a equação 4.1, sem introduzir qualquer fator de correção. Já os resultados obtidos através do método de Marston incorporaram o coeficiente de equivalência tradicionalmente adotado em projeto, tendo sido considerado o valor correspondente à vala como classe C ($F_e = 1,50$).

Os resultados (Figura 52) indicam que os valores de carga obtidos pela modelagem numérica são sempre inferiores aos de Marston. Com o aumento do diâmetro do duto, as diferenças vão se acentuando em decorrência da elevação dos níveis de tensão aplicado ao duto. Este resultado ressalta a já conhecida natureza conservadora do método de Marston. A diferença percentual variou entre 4% e 37% o que indica valores com boa confiabilidade.

Os resultados da modelagem numérica sugerem a adoção de uma função exponencial para a previsão da carga total sobre o duto, dada por:

$$carga (kN/m) = 1,2053e^{1,8917(D/h_s)}r \quad 4.3$$

Sendo o coeficiente de correlação dado por $r^2 = 0,939$.

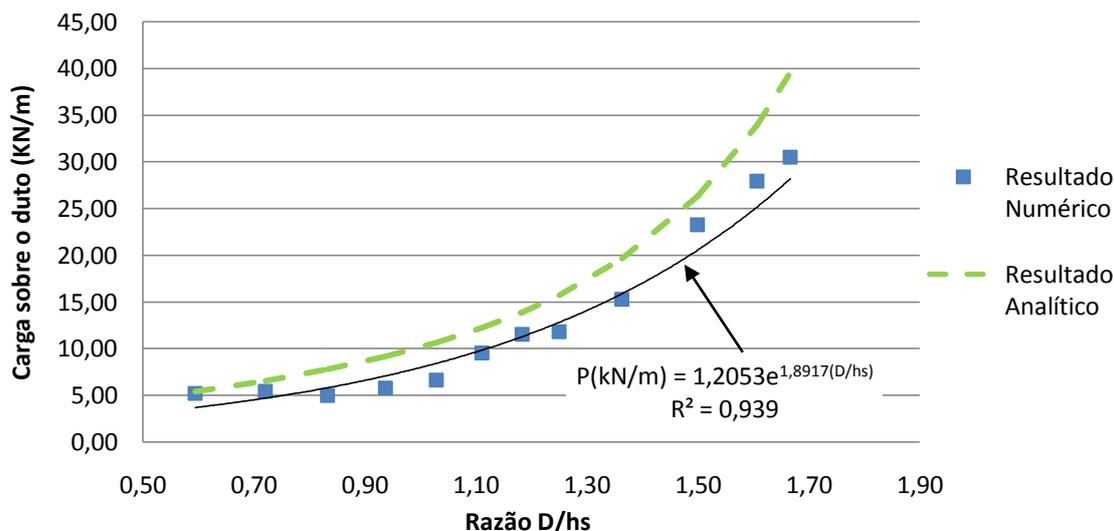


Figura 52 - Carga sobre o duto (estática): Resultado numérico X Solução analítica (Marston)

4.2.3 Comparativo entre as cargas equivalentes totais (estáticas e dinâmicas)

A Figura 53 compara os resultados entre a modelagem numérica e cargas totais. Mais uma vez, para o modelo numérico, a carga sobre o duto foi obtida utilizando-se a equação 4.1, sem introduzir qualquer fator de correção. Já os resultados obtidos através do método de Marston incorporaram o coeficiente de equivalência tradicionalmente adotado em projeto, tendo sido considerado o valor correspondente à vala como classe C ($F_e = 1,50$). Para efeitos comparativos, não foi considerado o coeficiente de impacto na solução analítica.

Ao contrário do observado quando só atuava peso próprio (Figura 52) houve uma boa concordância entre os resultados da modelagem e previsão analítica, sendo a maior diferença foi observada para os dutos de menor diâmetro. Acredita-se haver então uma compensação de efeitos quando se introduziram as cargas dinâmicas.

Neste caso, os resultados da modelagem numérica foram melhor reproduzidos por uma função polinomial, dada por:

$$\text{carga (kN/m)} = 52\left(\frac{D}{h_s}\right)^2 - 94,77\left(\frac{D}{h_s}\right) + 70,03r \quad 4,4$$

Sendo o coeficiente de correlação dado por $r^2 = 0,997$.

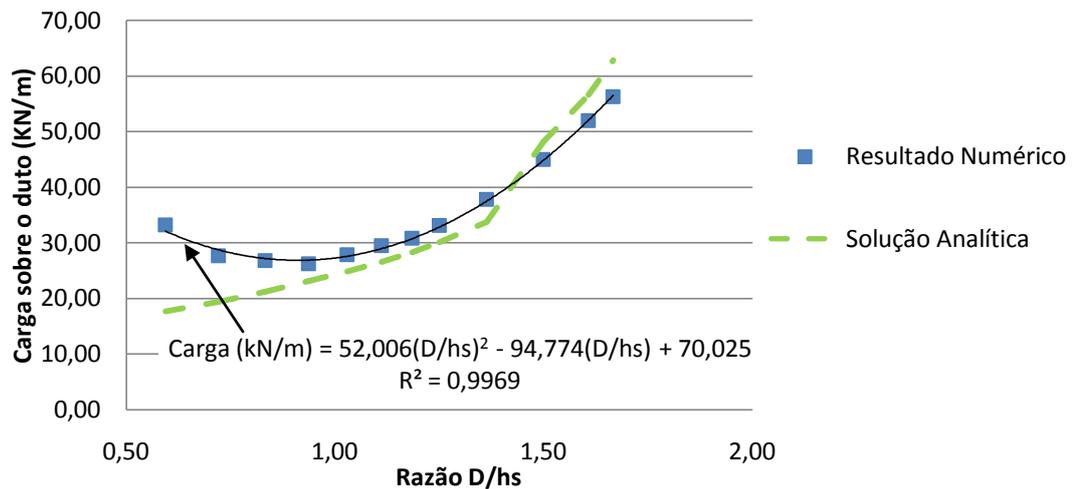


Figura 53–Carga sobre o duto: Resultado Numérico X Solução analítica (Marston + Prisma de Espreadimento)

Uma das vantagens da simulação numérica é que se permite avaliar estados de tensão gerados por ações antrópicas. A Figura 54 mostra o padrão de tensões verticais sobre o duto de 0,60 m de diâmetro. Observa-se claramente o efeito de superposição da carga proveniente do trem-tipo. Numa seção transversal (Figura 55) face às diferenças de rigidez entre solos no interior e fora da vala além da presença do elemento estrutural geram um contraste significativo das tensões ao longo da parede da vala.

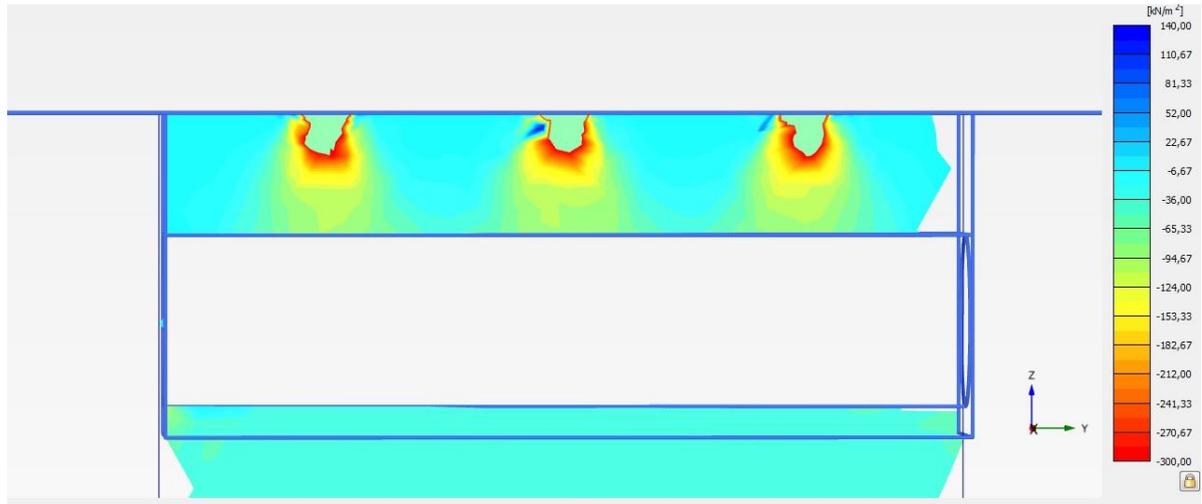


Figura 54–Tensões verticais corte longitudinal duto 0,60m

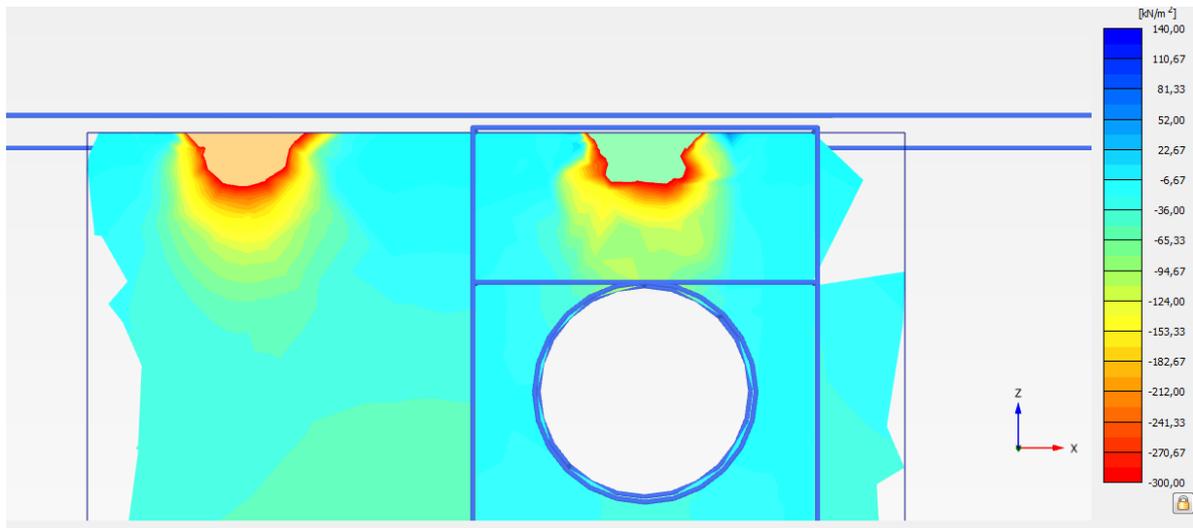


Figura 55 – Tensões verticais corte transversal duto 0,60m

Os resultados obtidos (Figura 52 e Figura 53) levam a concluir que a consideração do fator de equivalência de carga de 1,5 para as cargas estáticas (aplicado na equação de Marston) se ajustou satisfatoriamente com o resultado numérico (Figura 52). Com a introdução das ações dinâmicas, os diâmetros menores e intermediários tiveram as cargas subestimadas, se comparadas com os resultados numéricos (Figura 53) Neste caso, o ideal seria utilizar um fator de equivalência adequado para as cargas dinâmicas e estáticas, de forma a uniformizar a curva de carga analítica com a curva de carga numérica.

4.2.4 Proposta de novo fator de equivalência (F_e^*)

O fator de equivalência entre a simulação numérica e o ensaio de compressão diametral foi determinado através das seguintes etapas:

- 1) Determinação do momento no flanco previsto na simulação numérica.
- 2) Estimativa da carga vertical à partir da integração do diagrama de tensões verticais, fornecido pela simulação numérica, ao longo de uma linha horizontal, sobre a geratriz superior do duto, limitado ao seu diâmetro externo.
- 3) Cálculo da carga vertical equivalente a partir do momento obtido no flanco segundo a equação 4.1.
- 4) Determinação da razão entre as cargas previstas pelo programa e a calculada a partir dos momentos.

Os resultados obtidos estão mostrados na Tabela 17. Para o método comparativo, foram tomados os momentos fletores máximos no flanco e respectivas cargas equivalentes.

Tabela 17 - Comparativo do fator de equivalência do modelo

D(m)	Carga de Integração (Plaxis) (KN/m)	Momento no Flanco (KNm/m)	Carga equivalente (KN/m)	Fator Equivalência Obtido (F_e)
0,30	57,76	1,041	33,16	1,74
0,40	46,53	1,12	27,66	1,26
0,50	88,61	1,34	26,77	1,89
0,60	55,00	1,57	26,21	2,10
0,70	58,00	1,95	27,84	2,08
0,80	76,00	2,36	29,42	2,58
0,90	63,46	2,77	30,74	2,06
1,00	67,63	3,32	33,12	2,04
1,20	56,72	4,54	37,80	1,50
1,50	73,43	6,75	44,92	1,63
1,80	92,02	9,36	51,93	1,77
2,00	100,77	11,26	56,26	1,79

A Figura 56 representa a variação dos fatores de equivalência (F_e) em relação à razão D/hs, cuja média, para efeitos práticos, ficou na ordem de 1,85.

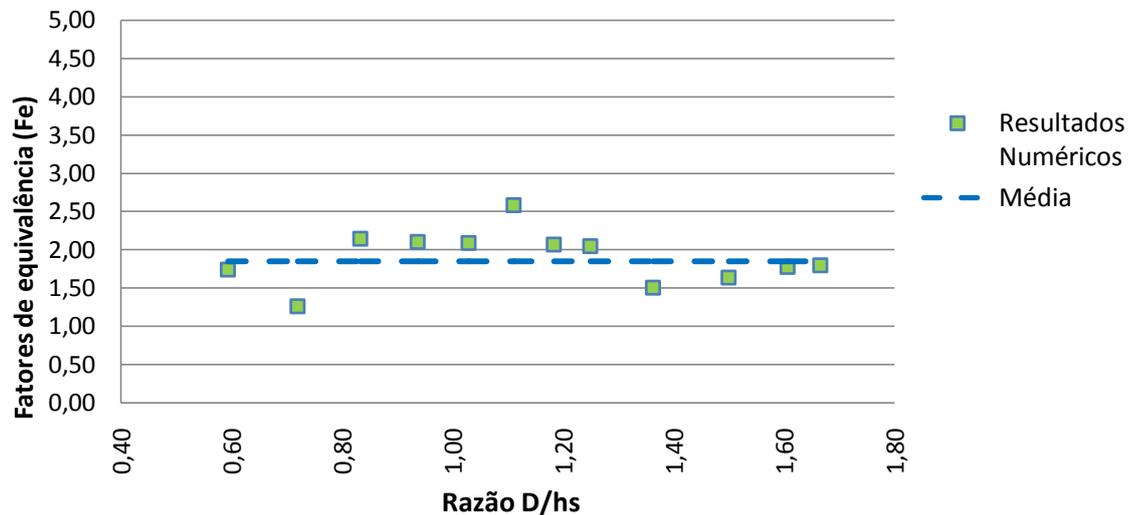


Figura 56 – Variação dos fatores de equivalência (F_e)

É possível observar que o fator de equivalência é maior nos diâmetros intermediários, de 0,60m à 1,00m, razões de 0,94 à 1,25 respectivamente, evidenciando a boa redistribuição da carga ao redor do duto e mobilização do solo lateral.

Para verificar a confiabilidade do fator de equivalência médio proposto (F_{e^*med}), foi realizado o cálculo das cargas atuantes sobre o duto considerando o método clássico de Marston, considerando o prisma de espraiamento e desprezando os efeitos de minoração le , le' e t' (Figura 19). Este procedimento foi feito de modo a obter a carga total sobre a geratriz superior do duto. Os resultados, mostrados na Figura 57, indicam que $F_{e^*med}=1,85$ se ajustou satisfatoriamente para os diâmetros intermediários, com ligeiro conservadorismo. Por outro lado, para os diâmetros abaixo de 0,60m, devido aos efeitos locais da carga sobre o coroamento do duto, os valores permaneceram sendo subestimados pelo método analítico (Marston + Prisma).

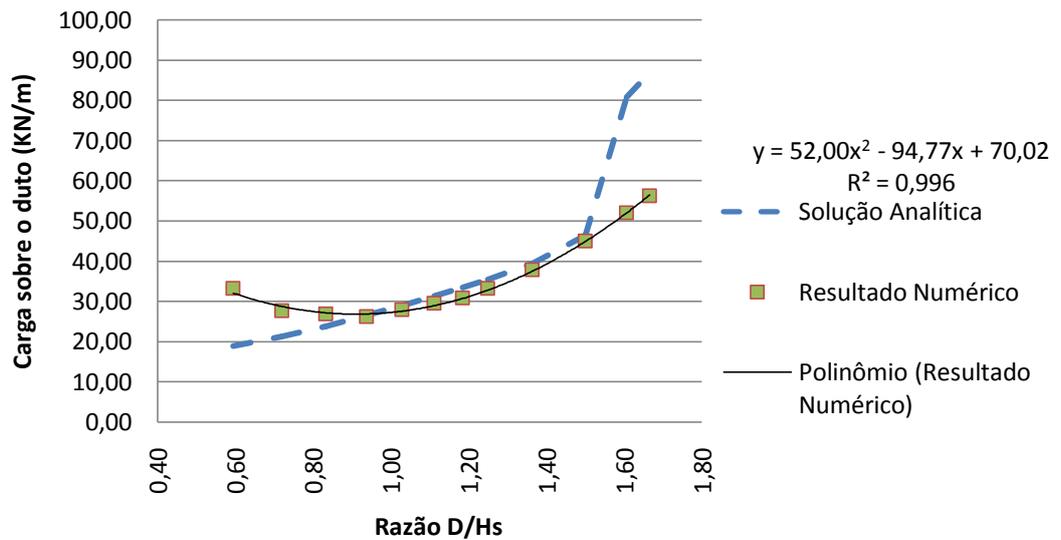


Figura 57–Carga sobre o duto: Resultado numérico X Solução analítica (Marston + Prisma de Espraiamento) sem espraiamento para $\frac{3}{4}$ de D_e e com $F_{e^*med}=1,85$

Para suprir os efeitos locais, foram estimados, por tentativas, para os diâmetros 0,30m, 0,40m e 0,50m, os fatores de equivalência (F_{e^*}) que melhor representassem os efeitos locais das cargas pontuais sobre os dutos. Foram obtidos fatores de equivalência iguais a 1,0, 1,4 e 1,6 respectivamente. A Figura 58 mostra que ajuste tornou-se satisfatório para os dutos menores.

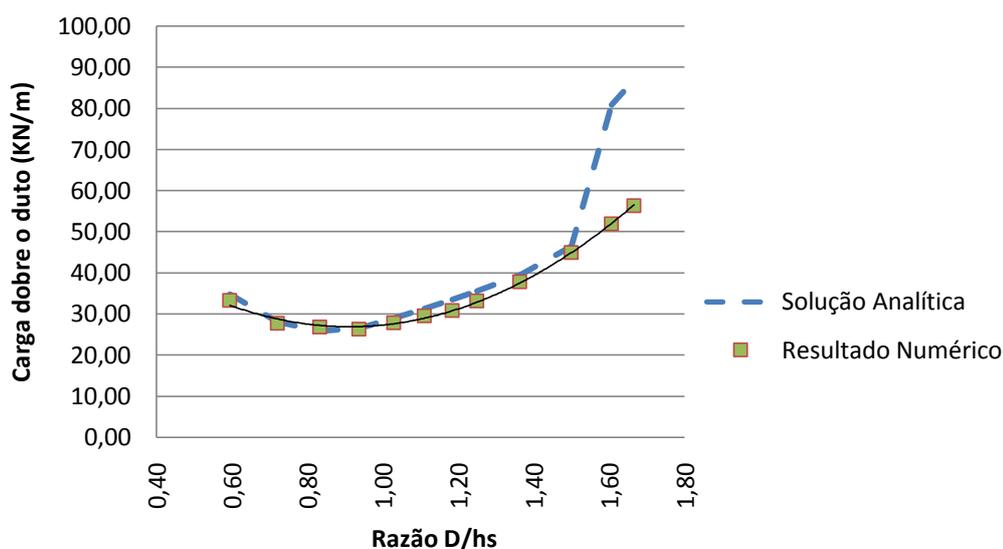


Figura 58 – Carga sobre o duto: Resultado numérico X Solução analítica (Marston + Prisma de Espraimento) - variando o F_e^* para $D < 0,60m$ e mantendo F_{e^*med} para $D > 0,50m$

Para os dutos com diâmetro superiores à 1,50m, a metodologia clássica com os fatores de minoração e sobreposição de cargas se apresenta como a mais adequada não necessitando de uma proposta de ajuste.

Finalmente, após todas as considerações anteriores, foi possível obter a metodologia mais adequada para a obtenção da carga total sobre, o duto através do método clássico, com as seguintes alterações:

- Não considerar o espraimento da carga até $\frac{3}{4}$ do diâmetro externo, e conseqüentemente, seus fatores de minoração le , le' e t' para os dutos com diâmetro até 1,80m.
- Fator de equivalência variável (F_e^*) para os diâmetros 0,30m, 0,40m e 0,50m, com valores aproximados de 1,0, 1,4 e 1,6, respectivamente, e fator constante de 1,85 (F_{e^*med}) para os demais.
- Os diâmetros de 1,80m e 2,00m, com fator de equivalência de 1,5 e os fatores de minoração le , le' e t' (sem alteração da forma convencional de cálculo).

A Figura 59 apresenta os valores plotados com todas as considerações descritas.

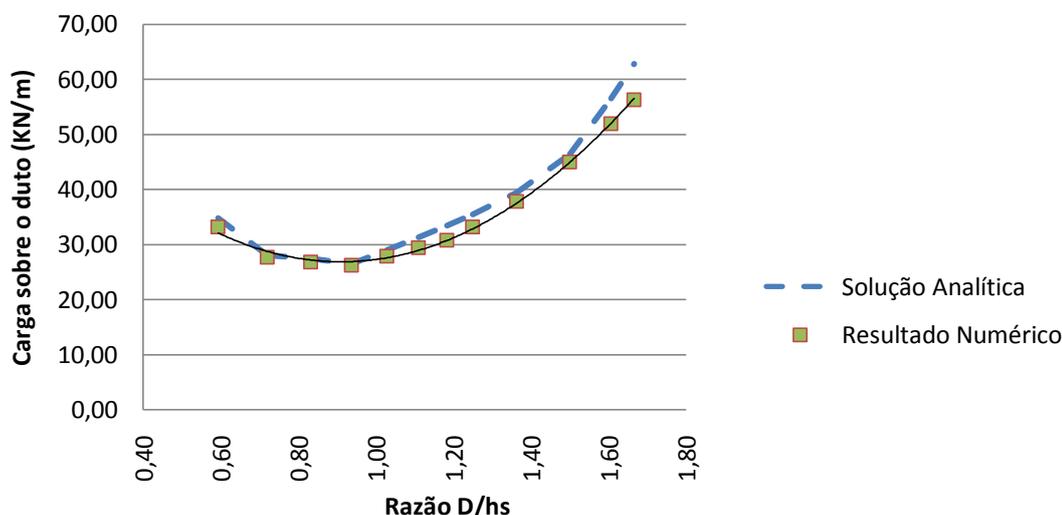


Figura 59—Carga sobre o duto: Resultado numérico X Solução analítica (Marston + Prisma de Espraçamento) - variando o F_e^* para $D < 1,80m$, $F_{e^*_{med}}$ para $D > 0,50m$ e sem alterar o método de cálculo para $D > 1,50m$

4.2.5 Verificação da suficiência estrutural

A verificação da suficiência estrutural pode ser feita comparando-se a carga equivalente, obtida da simulação numérica, com a carga mínima de fissuração, para cada diâmetro. Com isso, identificam-se os diâmetros de duto em pior situação de suficiência estrutural.

É importante salientar que todos os estudos comparativos realizados até o presente não consideram o coeficiente de impacto para o cálculo da carga, pelo fato da simulação numérica não contemplar este efeito. Entretanto, para avaliação da segurança, é desejado haver a estimativa do acréscimo de carga pelo efeito citado.

A Figura 60 compara os valores de carga de fissuração, fornecidos pela norma ABNT 8890, a com a carga estimada numericamente. Neste estudo, a carga dinâmica foi multiplicada pelo coeficiente de impacto, definido Tabela 5. Os resultados, também mostrados individualmente na Tabela 18, demonstram haver insuficiência estrutural para os diâmetros inferiores a 0,80m. Cabe ressaltar que o

diâmetro de 0,70m, que é considerado suficiente pelo método clássico, esta incluído no grupo classificado como insuficiente.

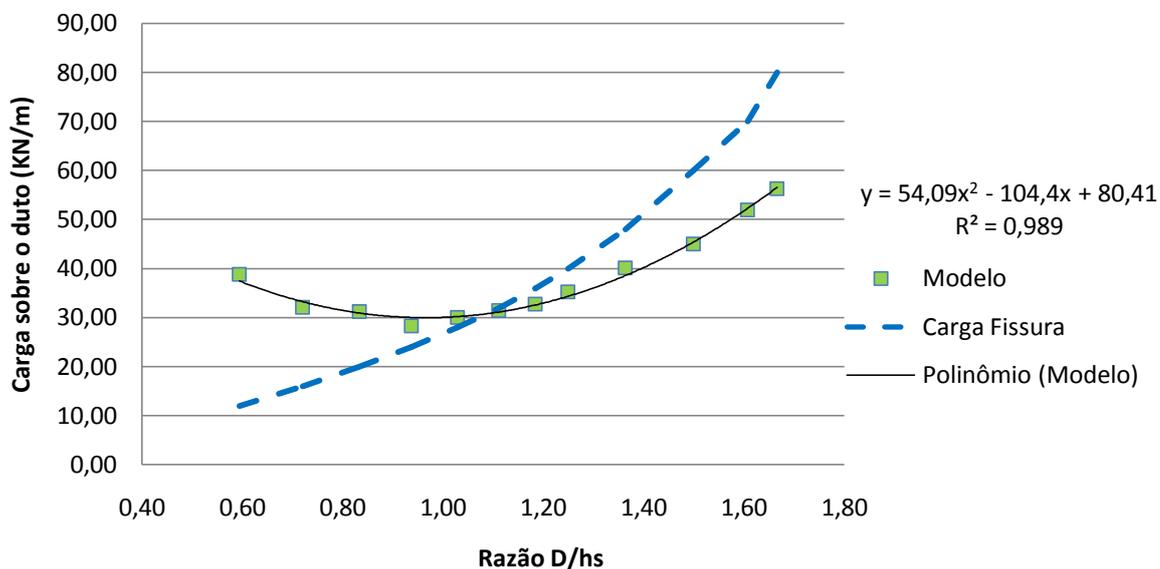


Figura 60–Comparativo carga modelo x carga de fissura

Tabela 18 - Comparativo Carga Modelo X Carga de Fissura

Diâmetro (m)	Modelo (KN/m)	Carga Fissura	Diferença (%)
0,30	38,76	12,00	69,04%
0,40	32,11	16,00	50,17%
0,50	31,14	20,00	35,78%
0,60	28,26	24,00	15,06%
0,70	29,97	28,00	6,56%
0,80	31,41	32,00	-1,88%
0,90	32,66	36,00	-10,22%
1,00	35,25	40,00	-13,48%
1,20	40,06	48,00	-19,82%
1,50	44,92	60,00	-33,57%
1,80	51,93	70,00	-34,81%
2,00	56,26	80,00	-42,19%

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Introdução

O trabalho de pesquisa desenvolvido possibilitou um estudo amplo sobre o comportamento de dutos submetidos ao recobrimento mínimo, evidenciando as diversas peculiaridades de cada método analítico, bem como suas aplicações e análises comparativas.

5.2 Conclusões

- i). Os resultados da simulação numérica demonstraram que o Método Alemão foi mais preciso que o Método de Marston para determinação dos esforços de peso próprio do solo no duto. Embora as diferenças para dutos rígidos sejam muito pequenas, em torno de 10%, o Método Alemão permite diversas configurações de rigidez do solo envolvente e do solo local, além do próprio duto.
- ii). A metodologia clássica de cálculo por Debs (2003) apresentou resultados muito próximos à simulação numérica, embora com esforços menores. Para situações de recobrimento muito baixo, com diâmetros inferiores à 0,60m, o método se mostrou insuficiente por desconsiderar os efeitos locais no topo do duto.
- iii). A comparação entre as soluções analítica e numérica permitiu avaliar com clareza as vantagens e desvantagens dos métodos mais usuais de dimensionamento e o comportamento da interação do solo-duto, tanto na configuração dos momentos gerados como na disposição da carga sobre o duto (efeitos de superposição). Também se observou os problemas de efeito local e subdimensionamento para os dutos de menor diâmetro. A análise comparativa permitiu a elaboração de uma metodologia modificada de cálculo para os dutos submetidos a condições de recobrimento mínimo instalados em valas.
- iv). A insuficiência estrutural evidenciada na simulação foi observada para os dutos de diâmetros inferiores a 0,80m. Entretanto, devido às

situações reais de campo, existem diversos fatores que podem reduzir ou alterar a configuração do espraio das cargas para uma situação mais favorável. Contudo, para situações de obras em andamento, com pavimento inacabado, as considerações sobre insuficiência estrutural devem ser consideradas.

- v). O método clássico modificado proposto apresenta um resultado muito confiável para as condições de recobrimento mínimo. Isso se deve ao fato de não considerar a dispersão da carga para $\frac{3}{4}$ do D_e para os diâmetros inferiores à 1,80m. Utilizando do fator de equivalência médio ($F_{e^*_{med}}=1,80$) obtido pela integração das tensões verticais sobre D_e para $0,50m < D < 1,80m$ e o fator de equivalência variado (F_{e^*}) para $D < 0,60m$ resulta num comportamento mais adequado para a curva de carregamento. Para os diâmetros maiores que 1,50m, o fator de equivalência convencional de 1,50 juntamente com os fatores de minoração (l_e , l_e' e t'), permaneceu como a melhor metodologia de cálculo não necessitando de uma proposta de ajuste.

Tabela 19 – Proposta de Fator de Equivalência para $D < 1,80m$ não considerando a minoração da carga

Diâmetro (m)	F_{e^*}
0,3	1,00
0,4	1,40
0,5	1,60
$0,5 < D < 1,8$	1,80

5.3 Trabalhos futuros

- i) Realizar o estudo comparativo para situações de aterro tanto em projeção negativa quanto positiva.
- ii) Prever a modelagem numérica para situações reais de campo que muitas vezes diferem da configuração padrão.
- iii) Estudar, através de simulação numérica, propostas de soluções para a insuficiência estrutural dos dutos de pequeno diâmetro, como, por

exemplo, a utilização de geotêxtil, de forma a padronizar as condições de projeto.

- iv) Prever uma modelagem com pavimentação na superfície e avaliar dispersão da sobrecarga do trem-tipo.
- v) Analisar a situação de campo com uma configuração de saída de ramal de ralo que, teoricamente, provocaria um aumento das tensões verticais devido à presença da caixa de ralo.
- vi) Prever a execução de ensaios experimentais de campo, com uso de instrumentação, para avaliação do desempenho nas situações de recobrimento mínimo.

REFERÊNCIAS

- AASHTO, (1960). American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standart Specifications for Highway Bridges*. Washington, D. C.
- ACPA, (2011). American Concrete Pipe Association. *Concrete Pipe Design Manual*. USA
- ABNT NBR 8890, (2008). *Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e métodos de ensaios*.
- ALLGOOD, R., eTAKAHASHI, S. (1972). *Balanced design and finite element analysis of culverts*. Highway Research Record, n. 413
- BUENO, B. (1987). *The behavior of thin walled pipes in trenches*. Tese (Ph.D.) - University of Leeds. U.K.
- BUENO, B., &COSTA, Y. (2012). *Dutos enterrados: aspectos geotécnicos*. São Paulo: 2. ed., Oficina de Textos.
- CAMPINO, J. J. (2010) *Dimensionamento de Conduitas Enterradas*. Universidade Técnica de Lisboa.
- COSTA, Y. D. (2005). *Modelagem Física de Conduitos Enterrados Sujeitos a Perda de Apoio ou Elevação Localizada*. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.
- DEBS, M. K. (2003) *Projeto Estrutural de Tubos Circulares de Concreto Armado*, Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (I.B.T.S.), Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC), Brasil.
- DUNCAN, J. (1979). *Behavior and design of long span metal culverts*. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Mar, pp. 402-403.
- DUNCAN, J., &CHANG, C. (1970). *Nonlinear analysis of stress and strain on soils*. *Journal of Soil Mechanics and Foundation*, ASCE, v. 96, n. SM5, pp. 1629-1653.

ENGESSER, F. (1882). *Ueber den Erddruck gegen innere Stützwände (Tunnelwände)*. Deutsche Bauzeitung, n. 16, pp. 91-93.

FERREIRA, A. M. (2007). *Estudo Numérico do Comportamento Mecânico de Conduitos Enterrados*. Trabalho de conclusão de curso - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

FERREIRA, A. M., GERSCOVICH, D. M., & SIEIRA, A. C. (2006). *Análise numérica do comportamento mecânico de dutos enterrados*. 2º Simpósio de Jovens Engenheiros Geotécnicos GEO-JOVEM. Nova Friburgo, Rio de Janeiro.

FERREIRA, A. M., GERSCOVICH, D. S., & SIEIRA, A. C. (2007). *Estudo do comportamento mecânico de dutos enterrados*. In: XXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, (p. 298). Porto.

GONÇALVES, L. & MONTEIRO, A. (2002) – *“Requisitos e Especificações Técnicas para a Elaboração de projectos para o Grupo Águas de Portugal, SGPS – Águas Residuais. Dados Tubagens, AdP”*, Lisboa.

GERSCOVICH, D. S., SIEIRA, A. C., & FERREIRA, A. M. (2008). *Numerical simulation of the mechanical behavior of buried pipes in trench*. In: 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics. XII IACMAG. Goa, India.

GUMBEL, J., O'REILLY, M., LAKE, L., & CARDER, D. (1982). *The development of a new design method for buried flexible pipes*. Europipe '82. Proceedings. Basel.

INCTAM. (2010). *Tubo Cerâmico Especificações Técnicas Extraído de fontes do NCPI - National Clay Pipe Institute e adaptado à realidade à brasileira*.

JANSSEN, H. A. (s.d.). *Versuche über Getreidedruck in Silozellen*. Z. D. Vereins deutscher Ingenieure, v.39, p. 1045 .

JEYAPALAN, J., & HAMIDA, H. (1988). *Comparison of German to Marston design methods*. Journal of Transportation Engineering, v. 114, n. 4, pp. 420-434.

MARSTON, A. (1930). *The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments*. Bulletin 96, Iowa Engineering Experiment Station. Ames, Iowa.

MARSTON, A., & ANDERSON, A. O. (1913). *The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe*. Bulletin 31, Iowa Engineering Experiment Station.

MCNULTY, J. (1965). *An experimental study of arching in sand*. Ph.D. Thesis in Civil Engineering. University of Illinois.

MONTENEGRO, M. S. & SANTOS, W. J. (2008). *Estudo sobre recobrimentos mínimos para tubos de concreto em drenagem urbana*.

MOSER, A. P. (1976). *Buried Pipe Design*. 2ª edição: McGraw-Hill.

NETO, P. J. C. & RELVAS, F. J. (2003). *Avaliação Comparativa de Desempenho entre Tubos Rígidos e Flexíveis para Utilização em Obras de Drenagem de Águas Pluviais*, Boletim Técnico ABTC / ABCP, São Carlos, Brasil.

PLAXIS 3D (2011). *Manual*.

PLÁCIDO, R. R. (2006). *Uso de geocomposto como camada indutora para redução das tensões sobre estrutura enterrada*. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.

RIO-AGUÁS, FUNDAÇÃO (2010) - *Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana*. Rio de Janeiro, RJ

RIBEIRO, D. S., & GERSCOVICH, D. M. (2010). *Simulação numérica do comportamento de Dutos enterrados*. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Gramado, Rio Grande do Sul.

SANTICHAIANANT, K. (2002). *Centrifuge modeling and analysis of active trapdoor in sand*. Ph.D. Thesis. Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering. University of Colorado at Boulder.

SANTOS, S. N., GERSCOVICH, D. M., & DANZIGER, B. R. (2012). *Previsão da carga transmitida a dutos enterrados utilizando métodos analíticos e numéricos*. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Porto de Galinhas, Anais. Pernambuco, COBRAMSEG, 2012.

SILVA, J. L. da (2011) *Análise de tubos circulares de concreto armado para o ensaio de compressão diametral om base na teoria de confiabilidade*.Dissertação de doutorado . Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.

TERZAGHI, K. (1936). *Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door, Proceedings*. First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, (pp. 307-311). Cambridge, Massachusetts.

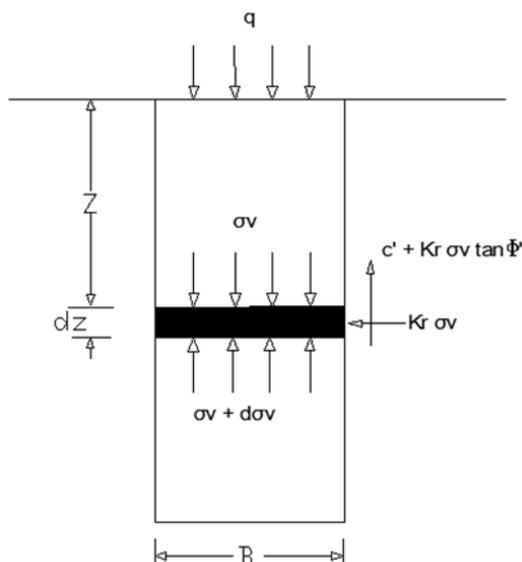
TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley and Sons.

TROTT, J., TAYLOR, R., & SYMONS, I. (1984). *Tests to validate centrifuge modelling of flexible pipes*. Ground Engineering, sept., p. 17-28.

YOUNG, O., & TROTT, J. (1984). *Buried rigid pipes - structural design of pipelines*. Elsevier.

ANEXOS

A1 – Dedução de Janssen/Marston por Bueno e costa, 2012



Resolvendo-se o equilíbrio vertical do elemento, obtém-se:

$$B \gamma dz = B(\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2(c + k_r \sigma_v \operatorname{tg} \delta) dz$$

em que: \$c\$ = coesão; \$\delta\$ = ângulo de atrito na interface do elemento; \$k_r\$ = razão entre as tensões vertical e horizontal; \$\gamma\$ = peso específico do solo.

Considerando \$\delta\$ igual ao ângulo de atrito interno do solo (\$\phi'\$), a equação a cima pode ser rearranjada da seguinte forma:

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \left[\gamma - \frac{2c}{B} \right] - \frac{2k_r \operatorname{tg} \phi'}{B} \sigma_v$$

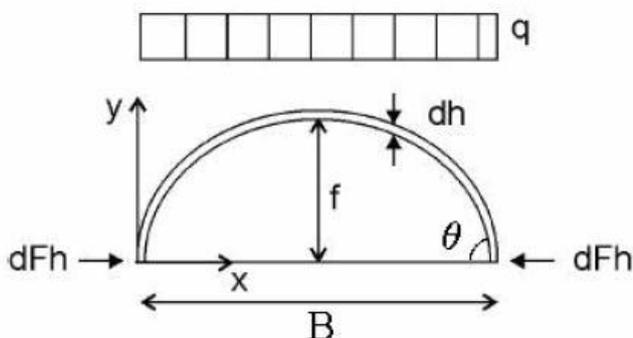
Integrando-se a equação a cima e admitindo-se como condições de contorno que \$\sigma_v = 0\$ quando \$z = 0\$, a tensão vertical sobre o elemento será dada por:

$$\sigma_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{2c}{B} \right)}{2k_r \operatorname{tg} \phi'} \left[1 - \exp \left(-k_r \operatorname{tg} \phi' \frac{2z}{B} \right) \right]$$

Se uma carga uniformemente distribuída \$q\$ atua sobre a superfície do terreno, para computar o acréscimo de tensão vertical decorrente dessa ação, deve-se somar à equação a cima, uma parcela adicional igual ao produto da carga \$q\$ pelo termo exponencial, obtendo-se:

$$\sigma_v = \frac{B \cdot \left(\gamma - \frac{2c}{B} \right)}{2k_r \operatorname{tg} \phi'} \left[1 - \exp \left(-k_r \operatorname{tg} \phi' \frac{2z}{B} \right) \right] + q \cdot \exp \left(-k_r \operatorname{tg} \phi' \frac{2z}{B} \right)$$

A2 – Dedução de Engesser por Bueno e Costa, 2012



Com espessura dh e largura B , assume-se um formato parabólico para o arco, com um ângulo $\theta = \phi'$ com a horizontal. Para essa geometria, o peso do solo (W) por unidade de comprimento abaixo do arco é dado por:

$$W = \frac{\gamma B^2 \cot \phi'}{6}$$

em que γ = peso específico do solo.

O carregamento uniforme no arco estrutural (q) é estimado por Engesser pela equação abaixo, em que a tensão vertical redistribuída para as laterais do arco é admitida como a tensão de camor livre (γH) subtraída da tensão vertical normal (σ_{vr}) atuante na estrutura.

$$q = dh \left(\gamma - \frac{\sigma_{vr}}{H} \right)$$

Para um arco parabólico com vão igual a B formando um ângulo θ com a horizontal, o esforço lateral dF_h decorrente do carregamento uniforme q será:

$$dF_h = \frac{qB}{2tg\phi'}$$

A tensão horizontal na base do arco (σ_{hr}) será:

$$\sigma_{hr} = \frac{dF_h}{dh} = \frac{B}{2tg\phi'} \left(\gamma - \frac{\sigma_{vr}}{H} \right)$$

Admitindo-se σ_{hr} constante ao longo de B , σ_{vr} é obtido como $K_r \cdot \sigma_{hr}$. Considerando $K_r = K_a$, o coeficiente de empuxo de Rankine, σ_{vr} , será igual a:

$$\sigma_{vr} = \frac{HB_y K_a}{2H \cot \phi' + BK_a}$$

A tensão vertical efetiva (σ_v) atuante na estrutura será, então:

$$\sigma_v = \left(\frac{W}{B}\right) + \sigma_{vr}$$

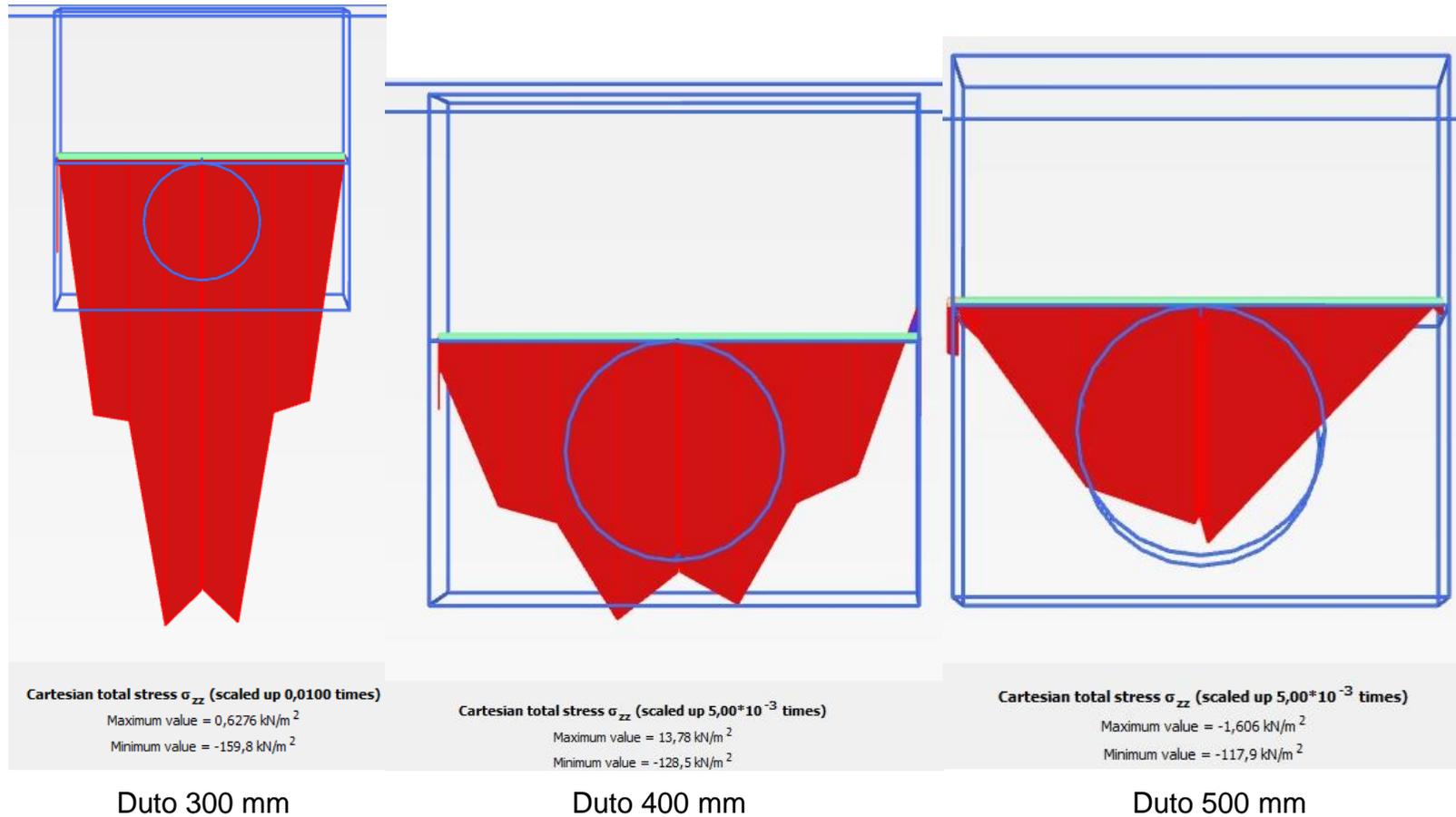
Portanto, chega-se a:

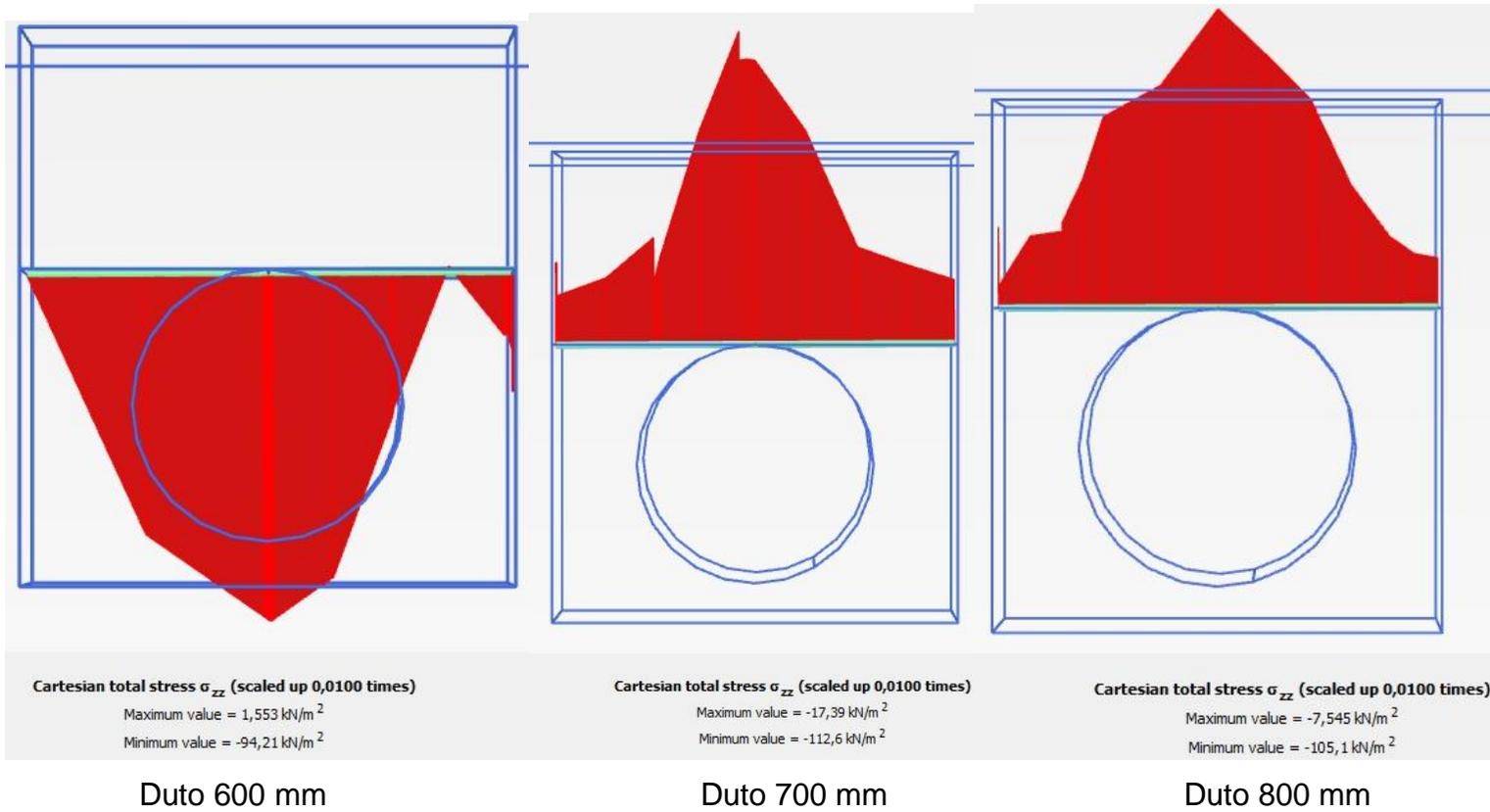
$$\sigma_v = B\gamma \left[\frac{HK_a}{2Htg\phi' + BK_a} + \frac{tg\phi'}{6} \right]$$

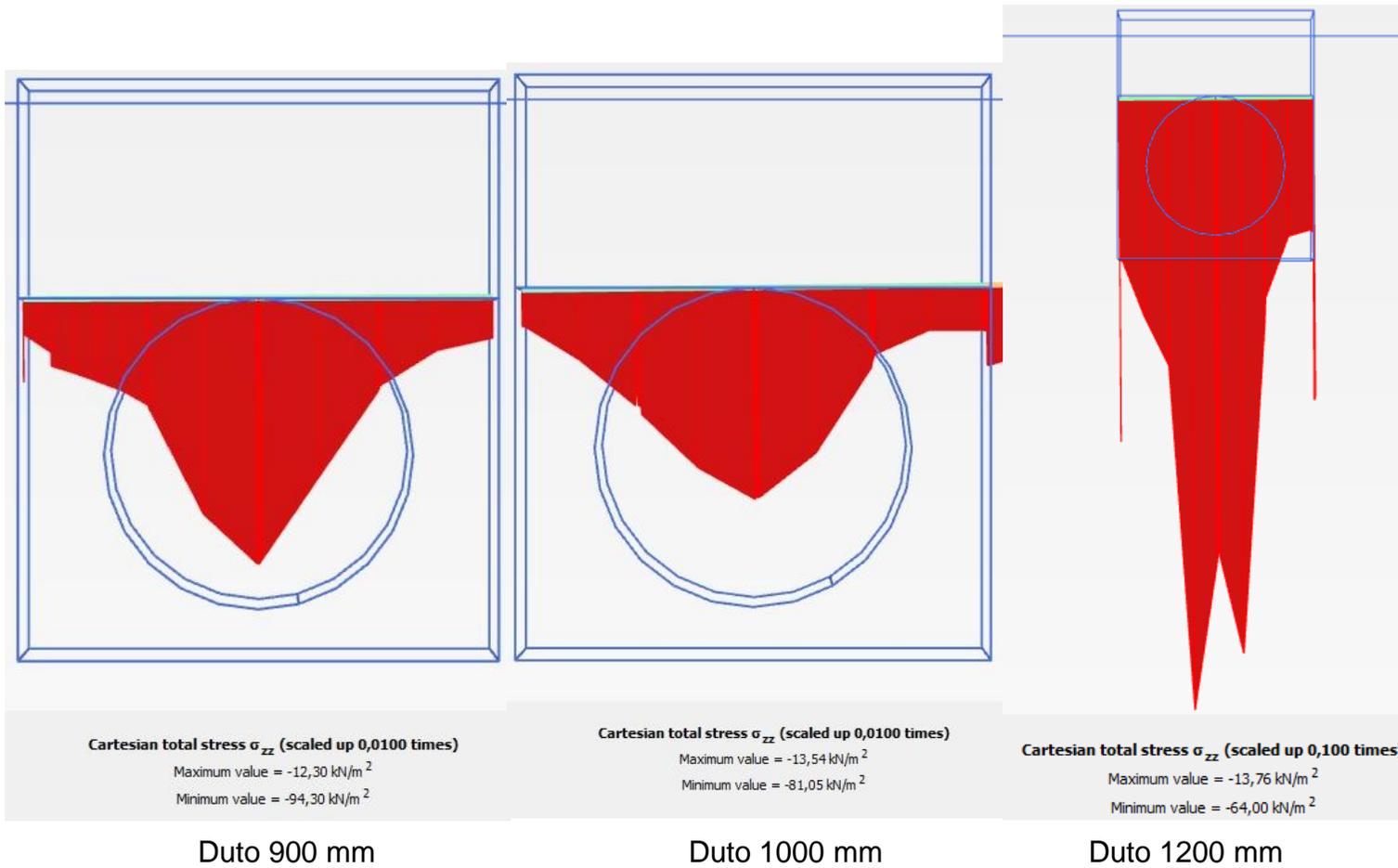
A3 – Tabela com as coordenadas dos pontos de momento fletor máximo obtidas pelo PLAXIS 3D.

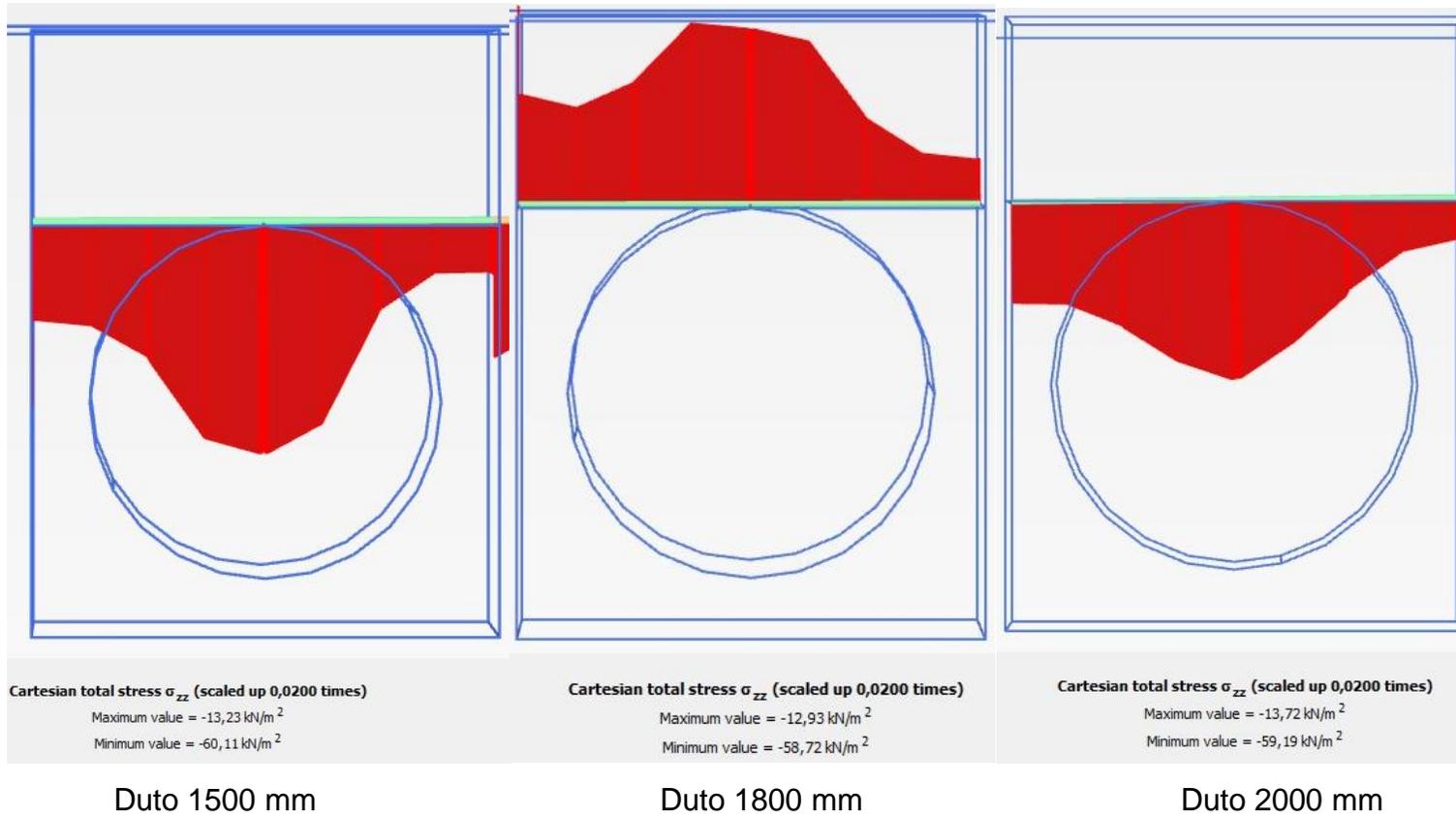
	Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	Z [m]	Coord. Z flanch duct	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	Q_12 [kN/m]	Q_23 [kN/m]	Q_13 [kN/m]	M_11 [kNm/m]	M_22 [kNm/m]	M_12 [kNm/m]
0,30	Plate 7-268	18166,00	5,00	4,19	3,89	3,95	3,90	-14,50	-26,68	6,51	0,49	-1,58	-0,23	-1,04	0,00
0,40	Plate 8-491	57124,00	1,00	3,76	2,50	3,81	3,80	3,73	-20,06	-1,06	2,03	-0,59	-0,25	-1,12	-0,01
0,50	Plate 7-305	50936,00	5,00	4,30	1,25	3,70	3,70	11,92	-8,14	5,03	1,00	-4,84	-0,32	-1,34	0,01
0,60	Plate 7-296	37362,00	3,00	4,36	2,50	3,60	3,60	8,81	-15,50	0,00	1,08	-0,65	-0,34	-1,57	-0,01
0,70	Plate 7-296	40163,00	3,00	4,41	2,50	3,61	3,50	-8,06	-11,13	0,77	-5,67	-4,42	-0,40	-1,95	0,01
0,80	Plate 7-300	40670,00	1,00	4,48	2,50	3,40	3,40	10,56	-0,69	-4,84	0,26	3,11	-0,52	-2,36	-0,01
0,90	Plate 7-297	41543,00	1,00	4,54	2,50	3,30	3,30	8,64	-4,53	-6,72	-0,48	2,78	-0,60	-2,77	0,00
1,00	Plate 7-296	36102,00	3,00	4,58	2,50	3,36	3,20	-4,04	-6,62	1,73	-6,44	-5,07	-0,67	-3,31	0,03
1,20	Plate 7-243	43799,00	1,00	4,70	3,13	3,19	3,00	-3,02	-5,08	-13,98	1,34	-6,70	-0,94	-4,54	-0,03
1,50	Plate 8-298	49904,00	1,00	3,10	0,00	2,70	2,70	-16,38	-50,82	-10,95	2,62	-11,69	-0,65	-6,74	-0,48
1,80	Plate 8-371	11106,00	5,00	2,96	2,50	2,12	2,40	-5,88	-73,05	-19,09	-7,30	-0,92	-1,91	-9,36	0,04
2,00	Plate 11-480	4392,00	1,00	2,80	3,13	2,20	2,20	-11,59	-37,11	4,84	-2,36	-9,77	-2,31	-11,26	0,24

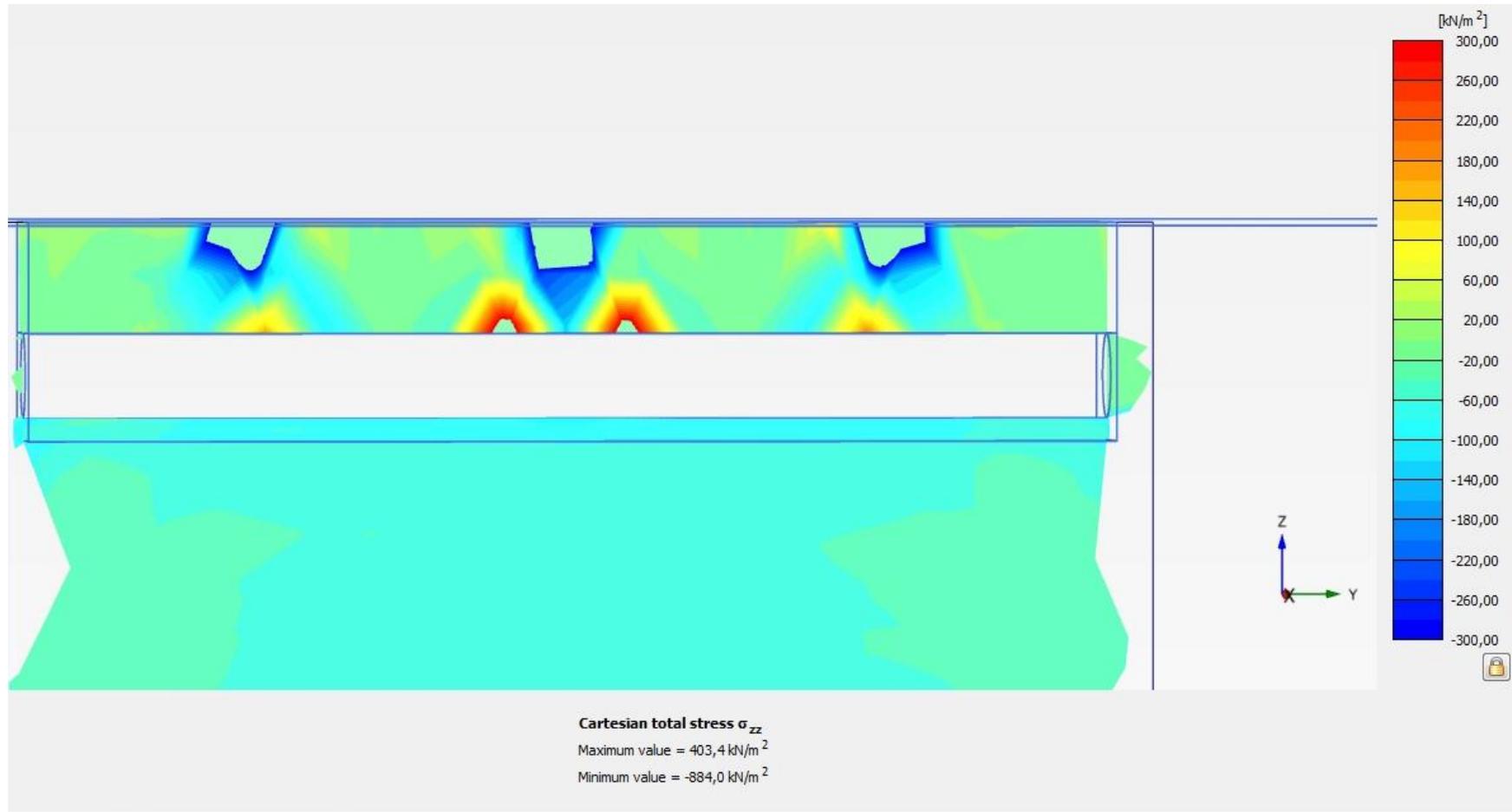
A4 – Diagrama de tensões verticais sobre a geratriz superior do duto



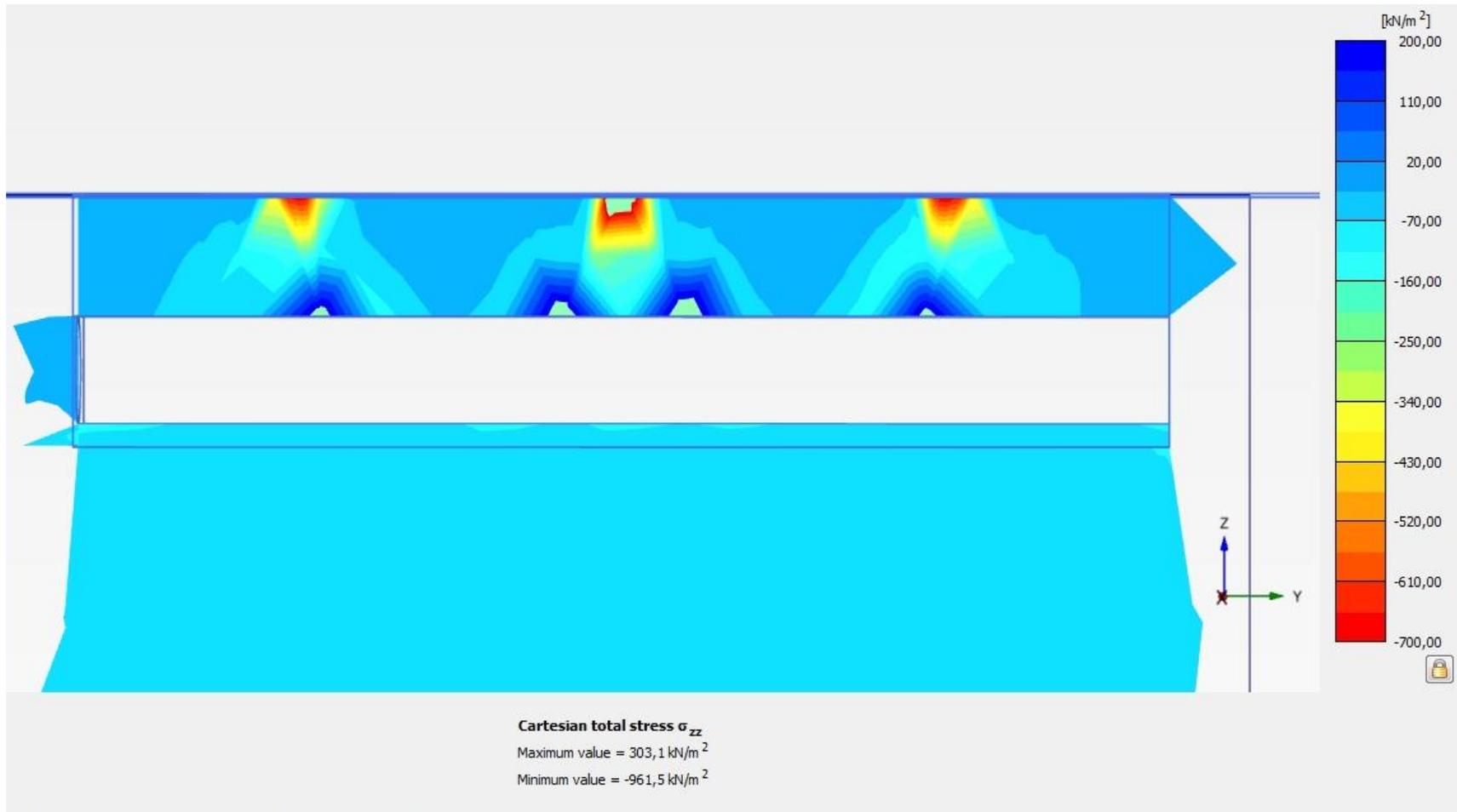




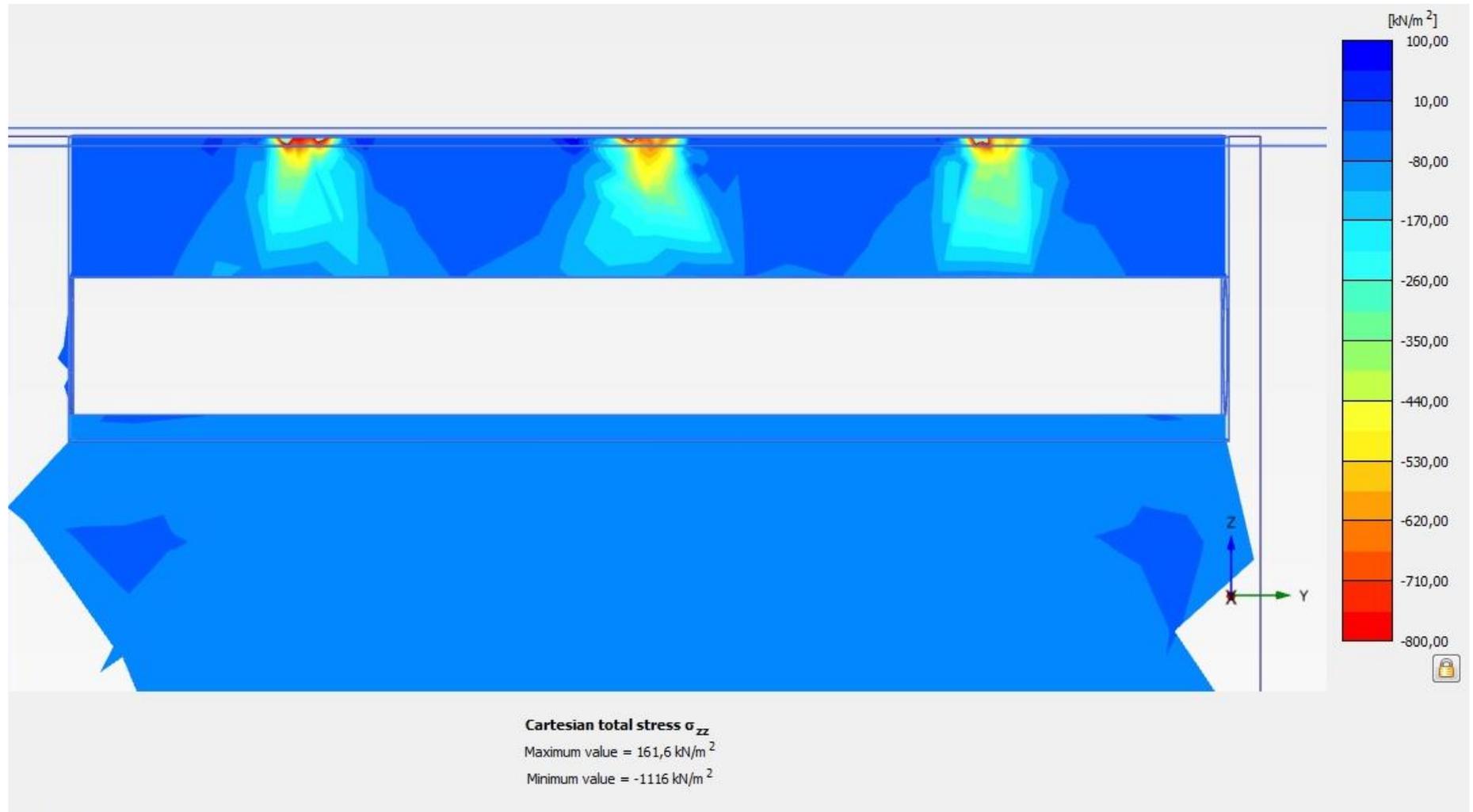


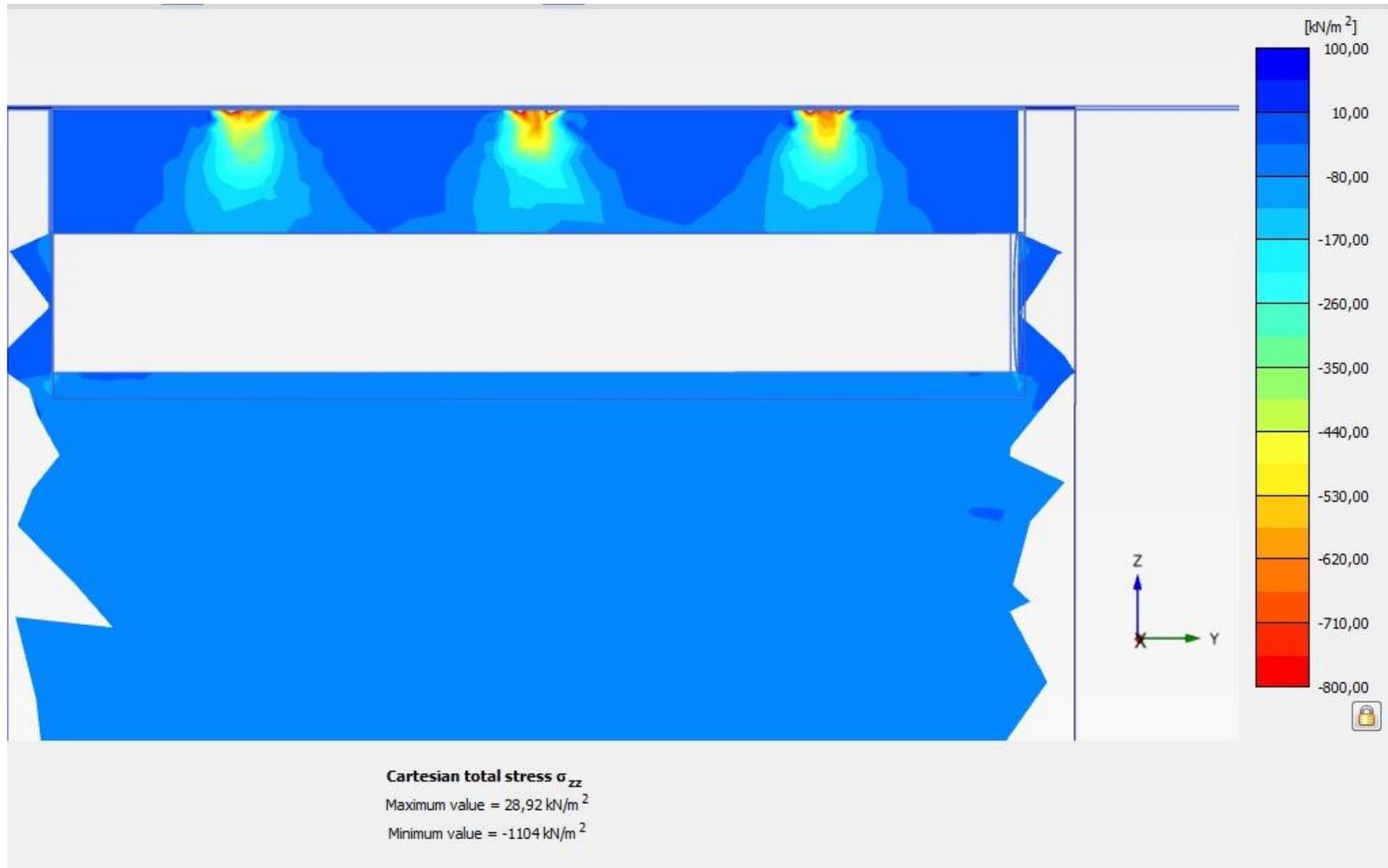
A5 – Tensão vertical sobre o duto longitudinalmente ao eixo do duto

Duto 300 mm

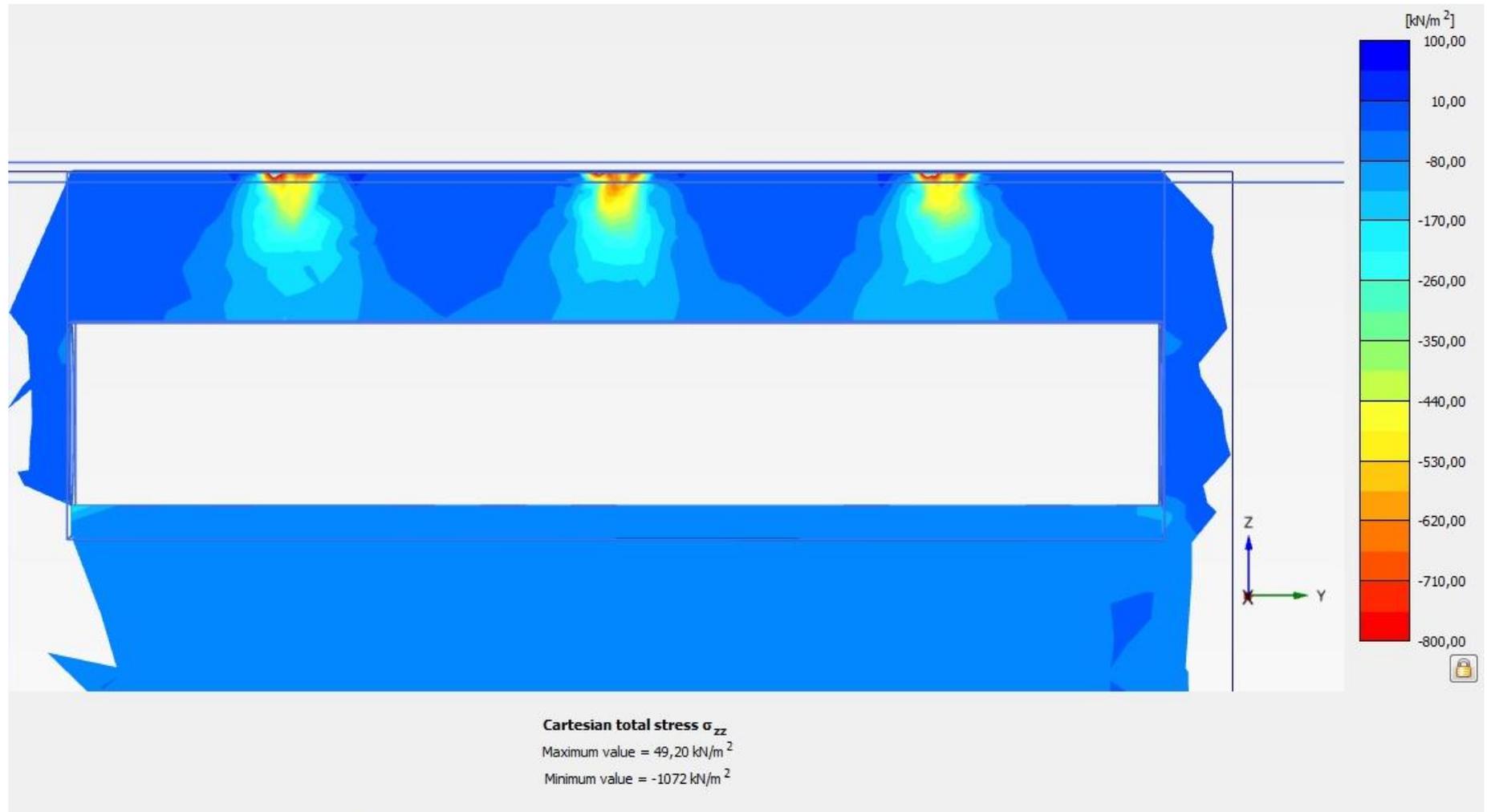


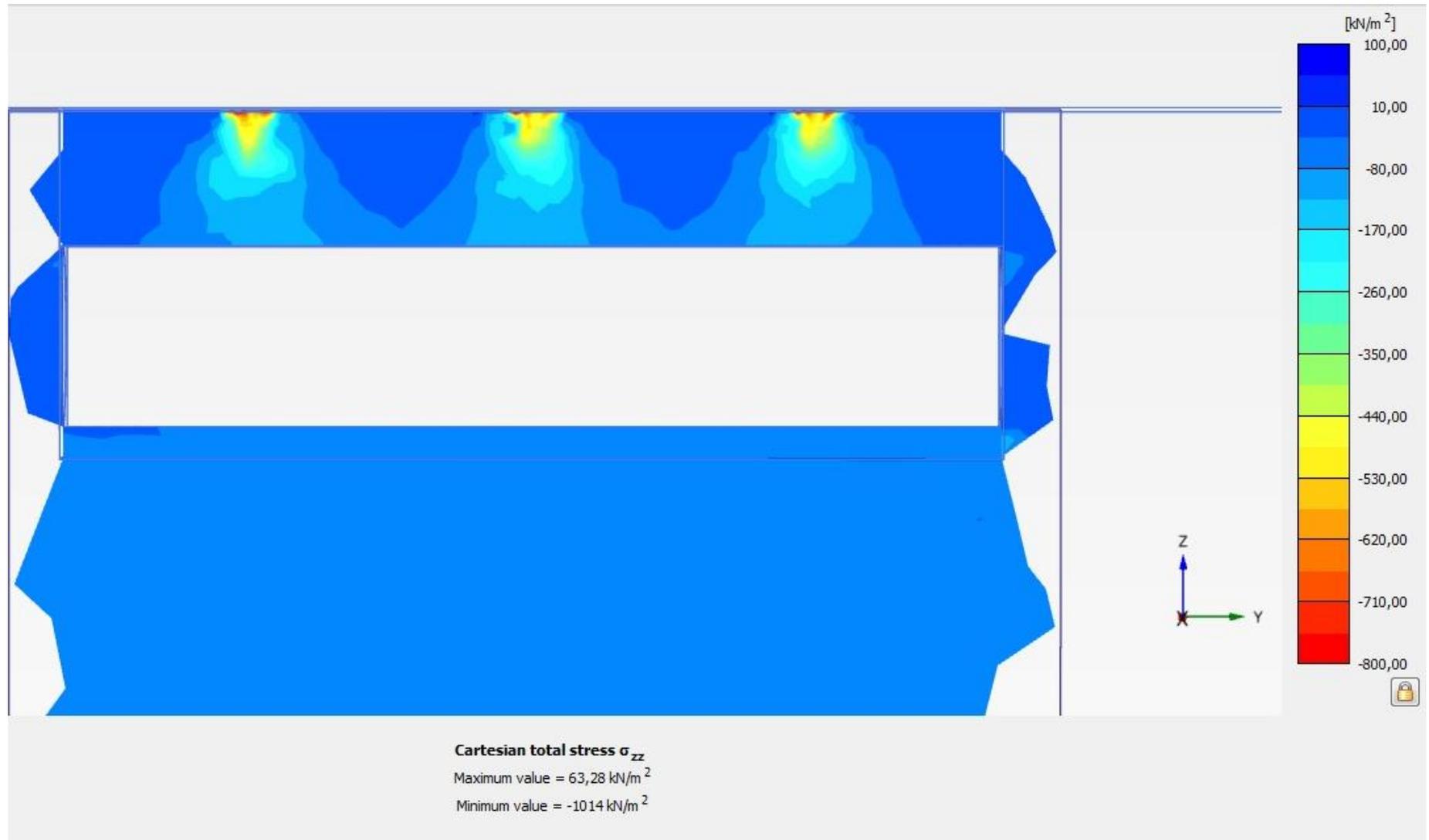
Duto 400 mm



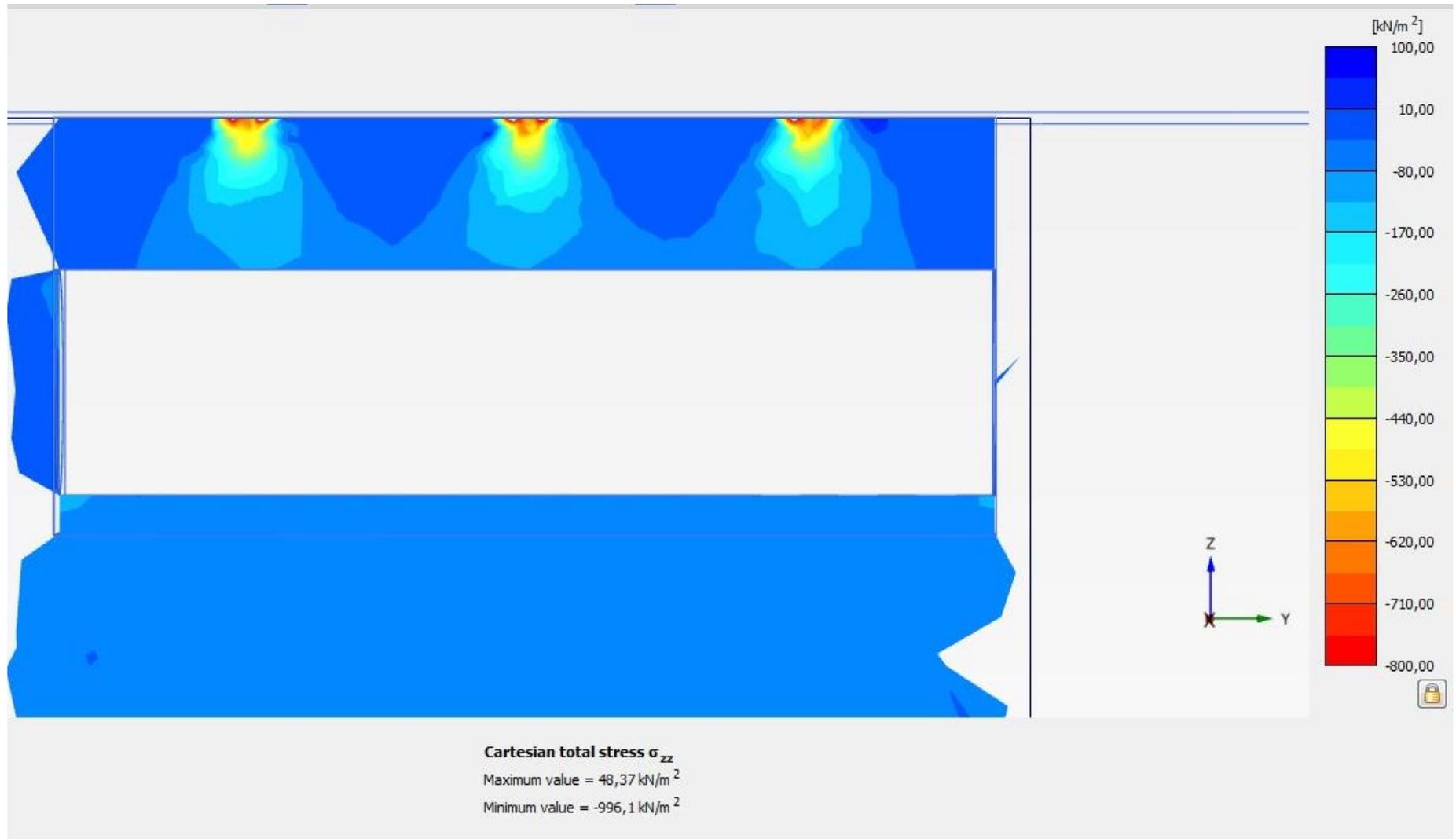


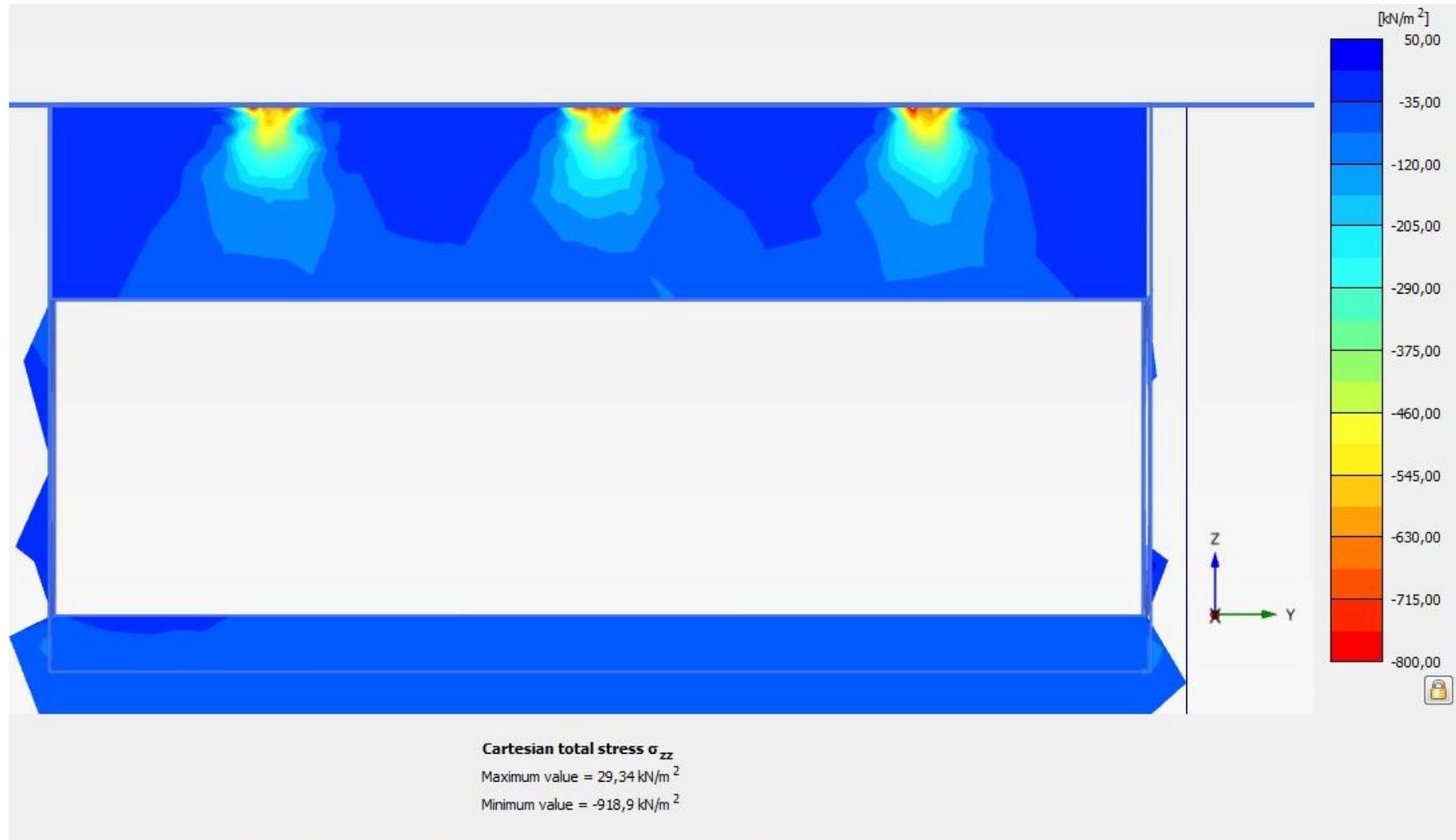
Duto 600 mm



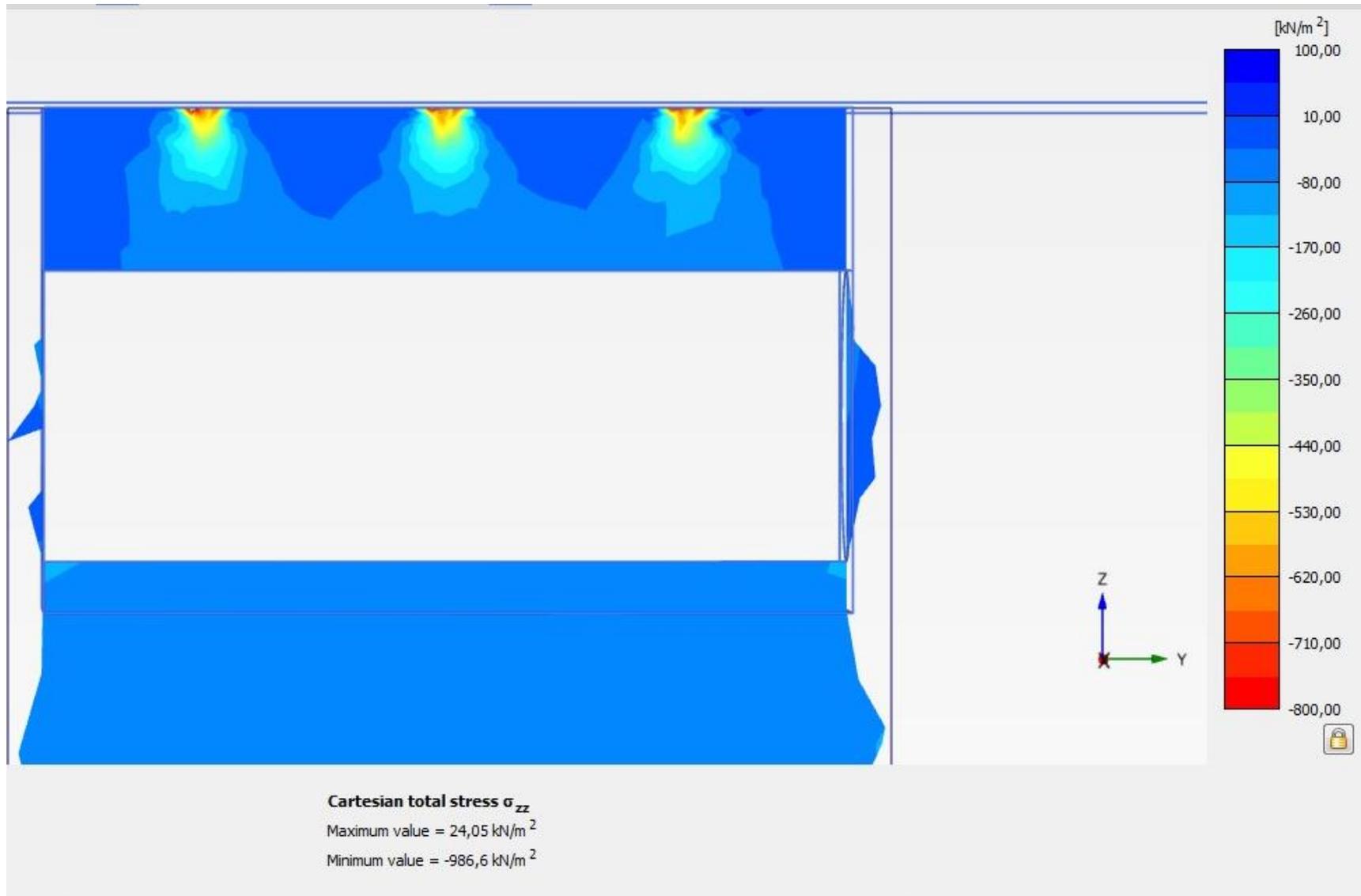




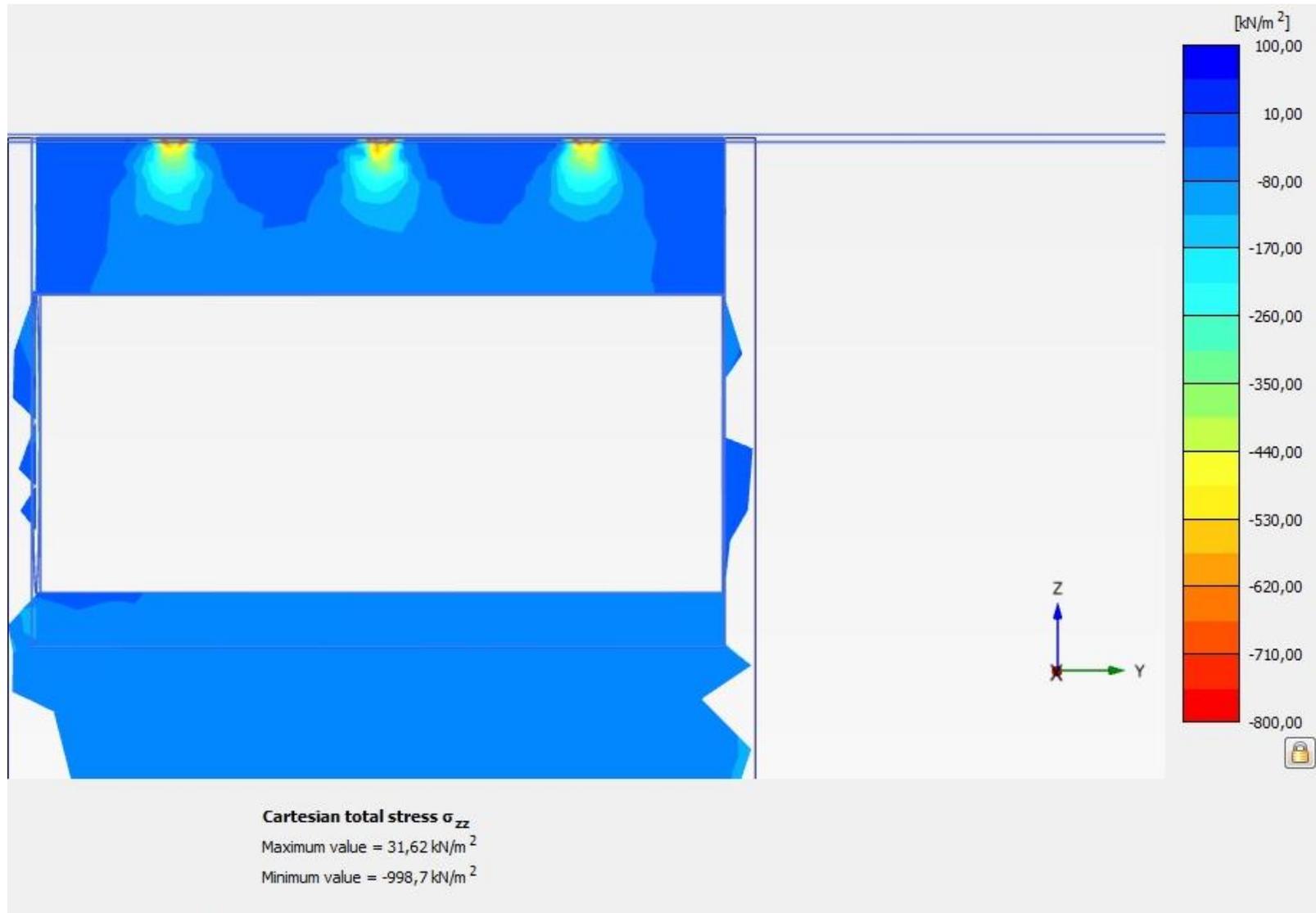




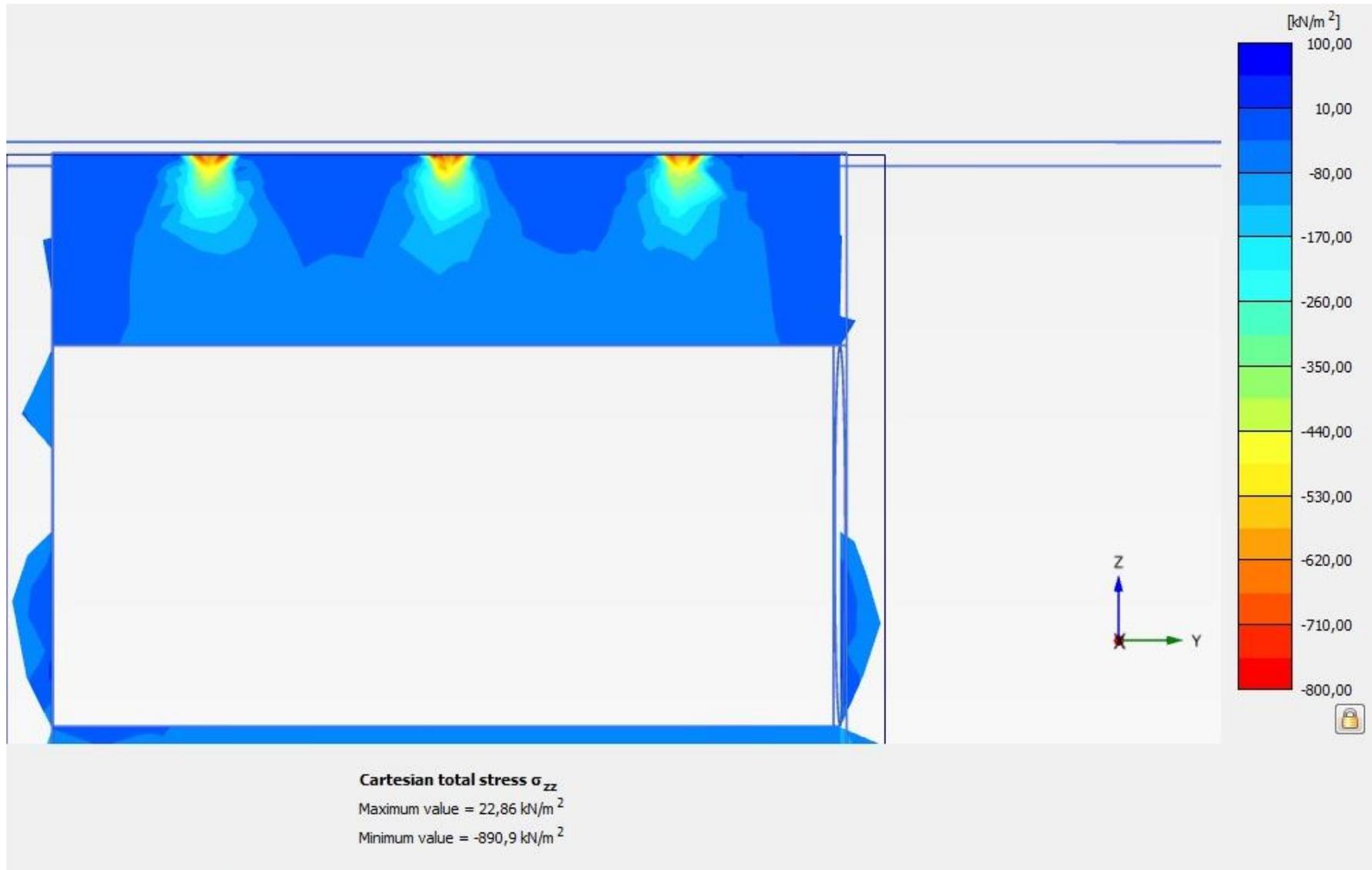
Duto 1200 mm

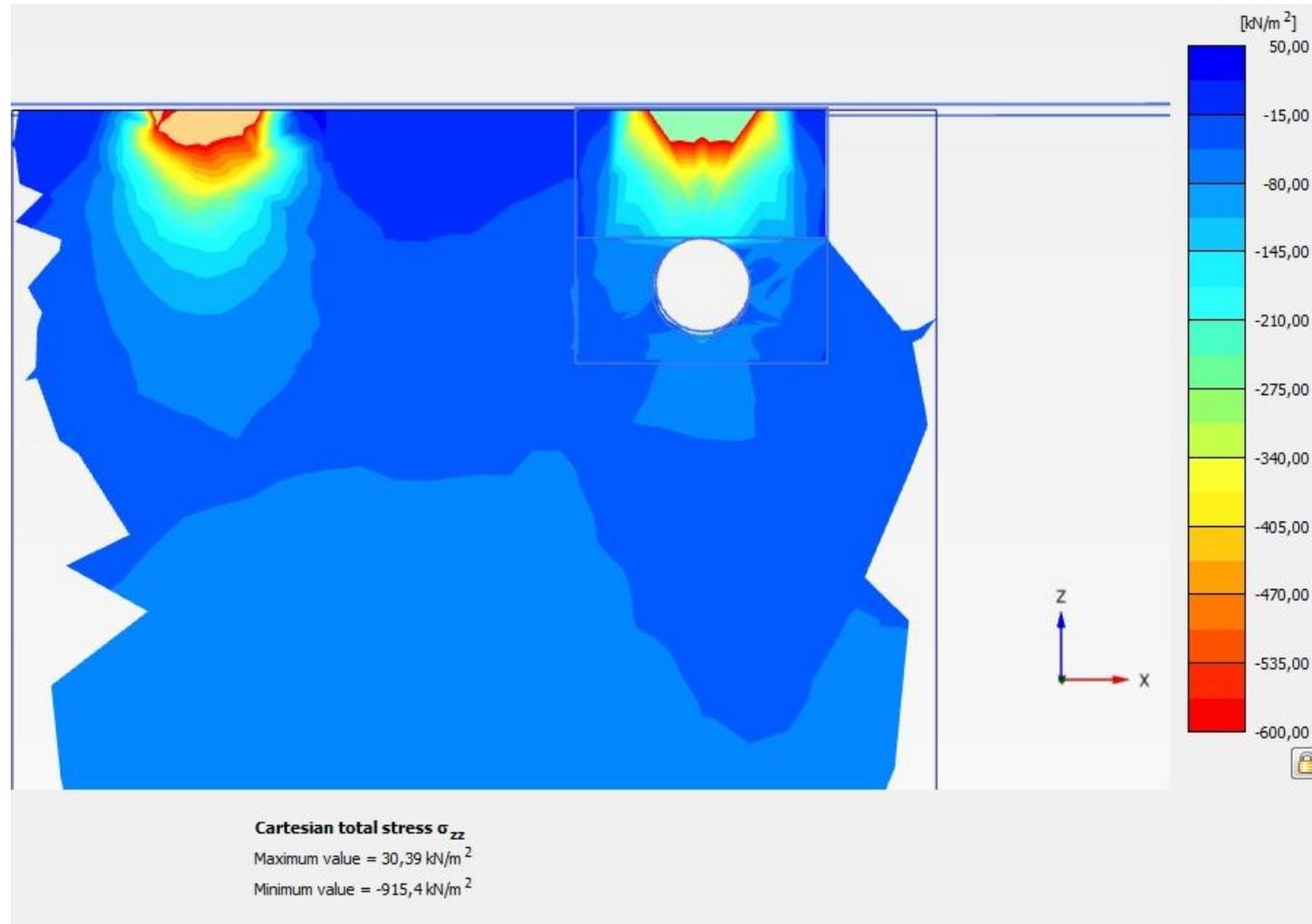


Duto 1500 mm

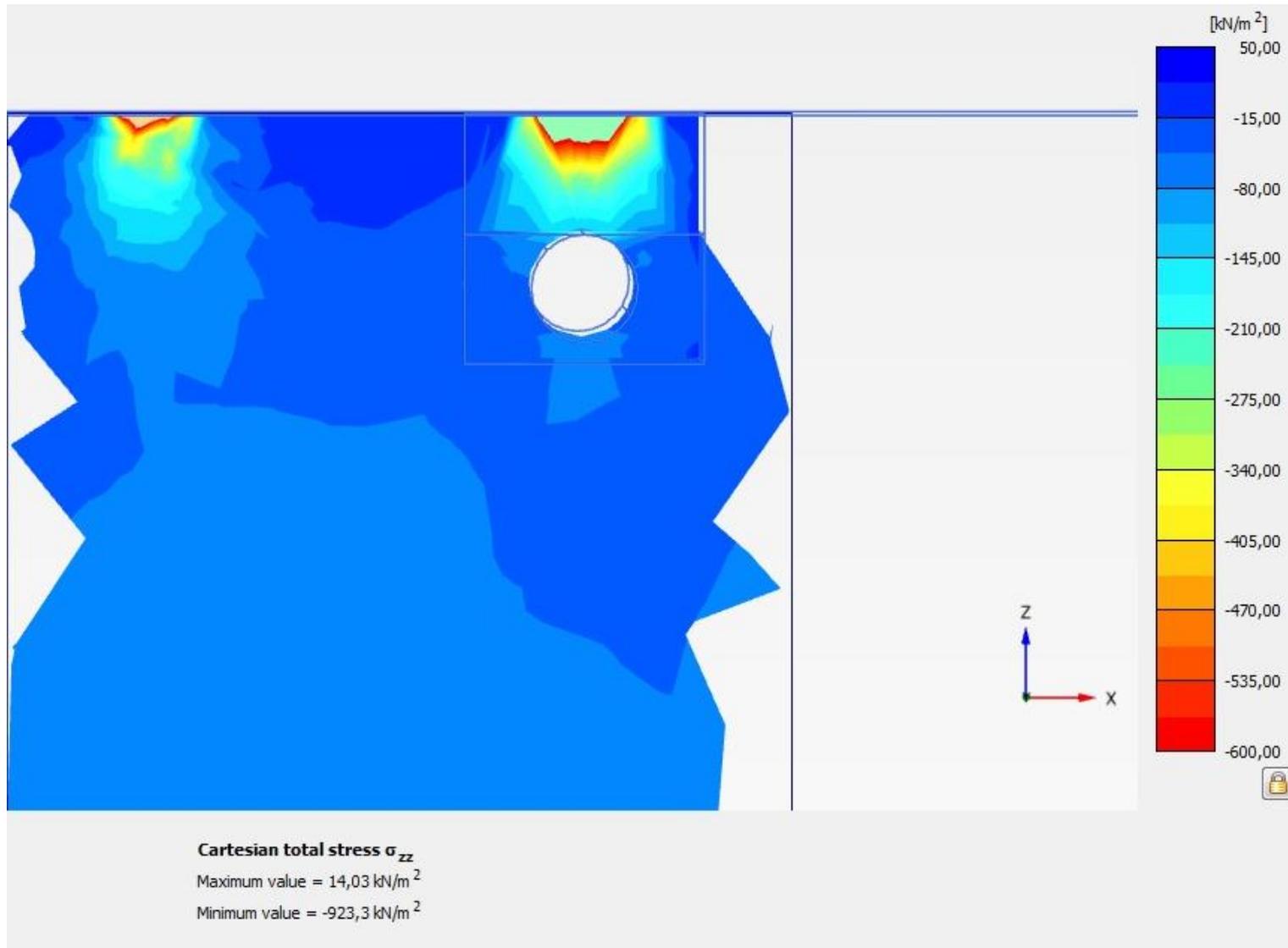


Duto 1800 mm

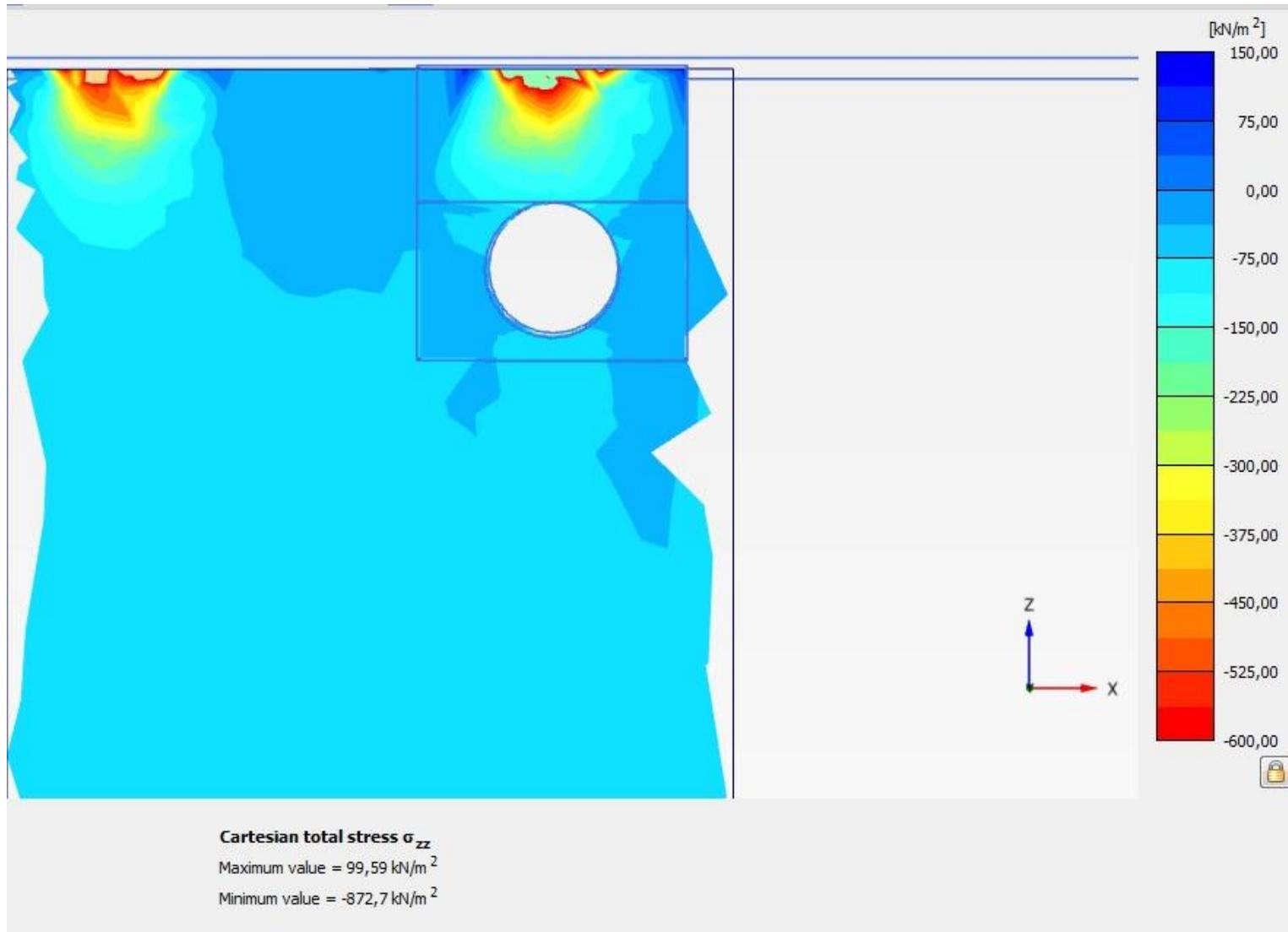


A6 – Tensão vertical sobre o duto transversalmente ao eixo do duto

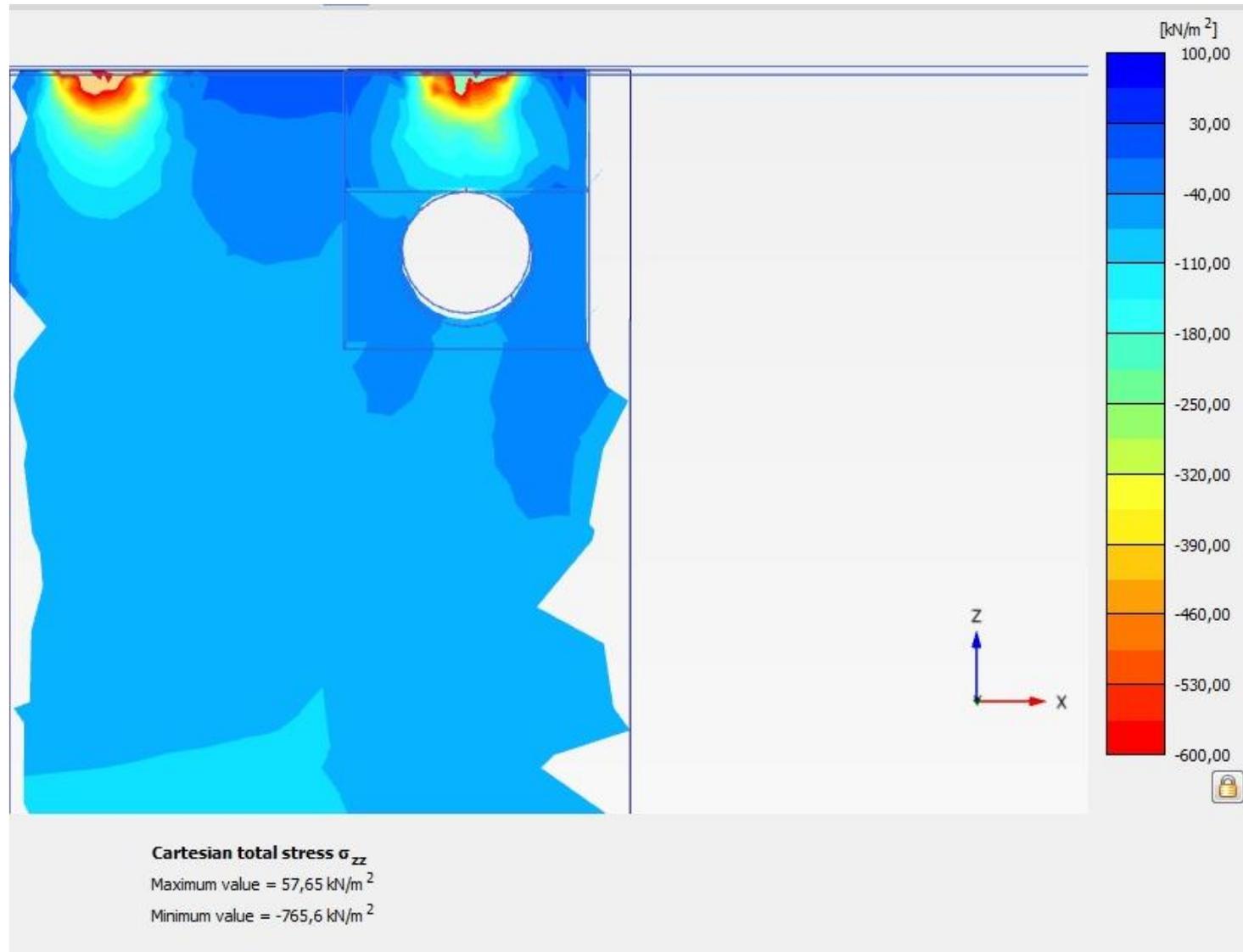
Duto 300 mm

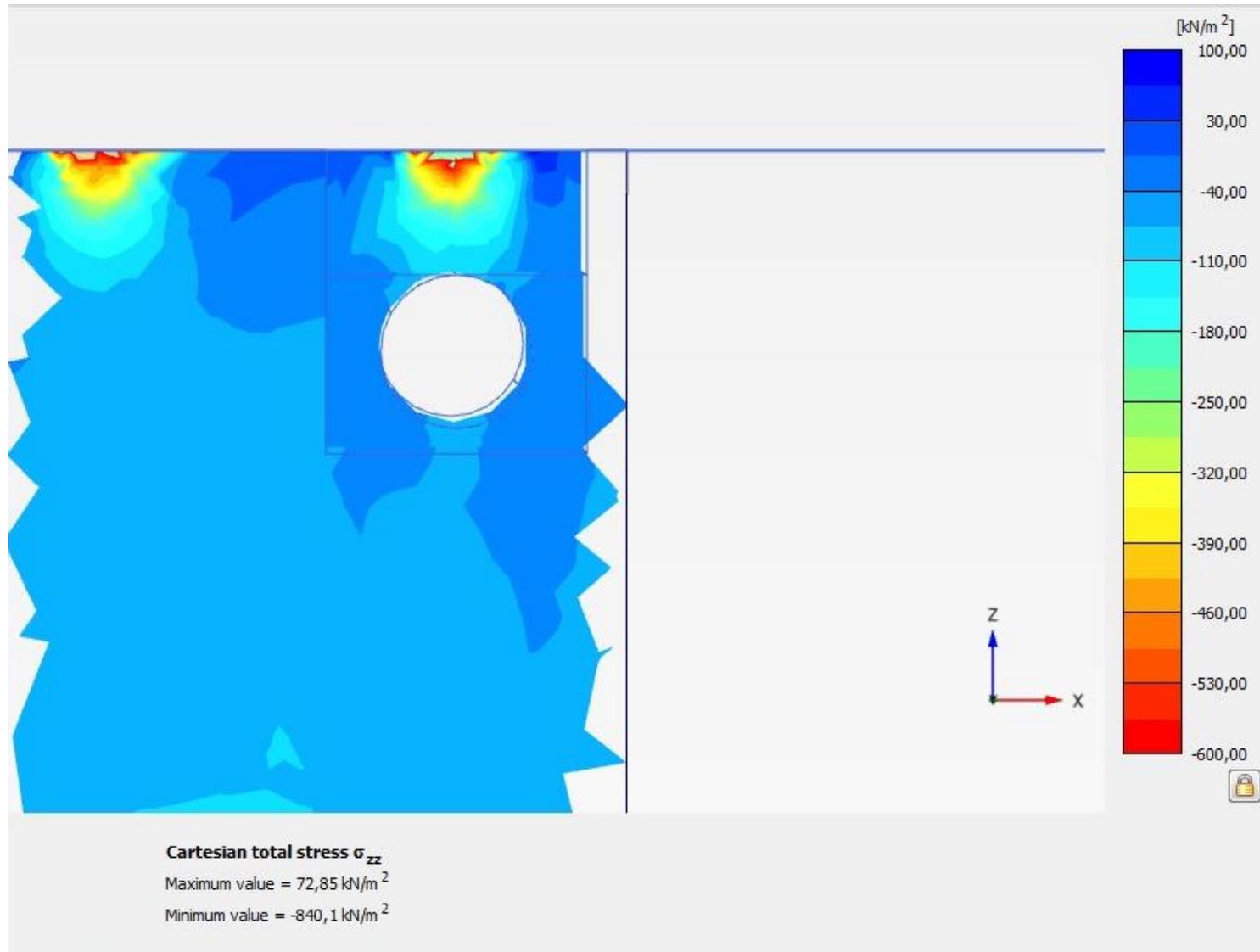


Duto 400 mm

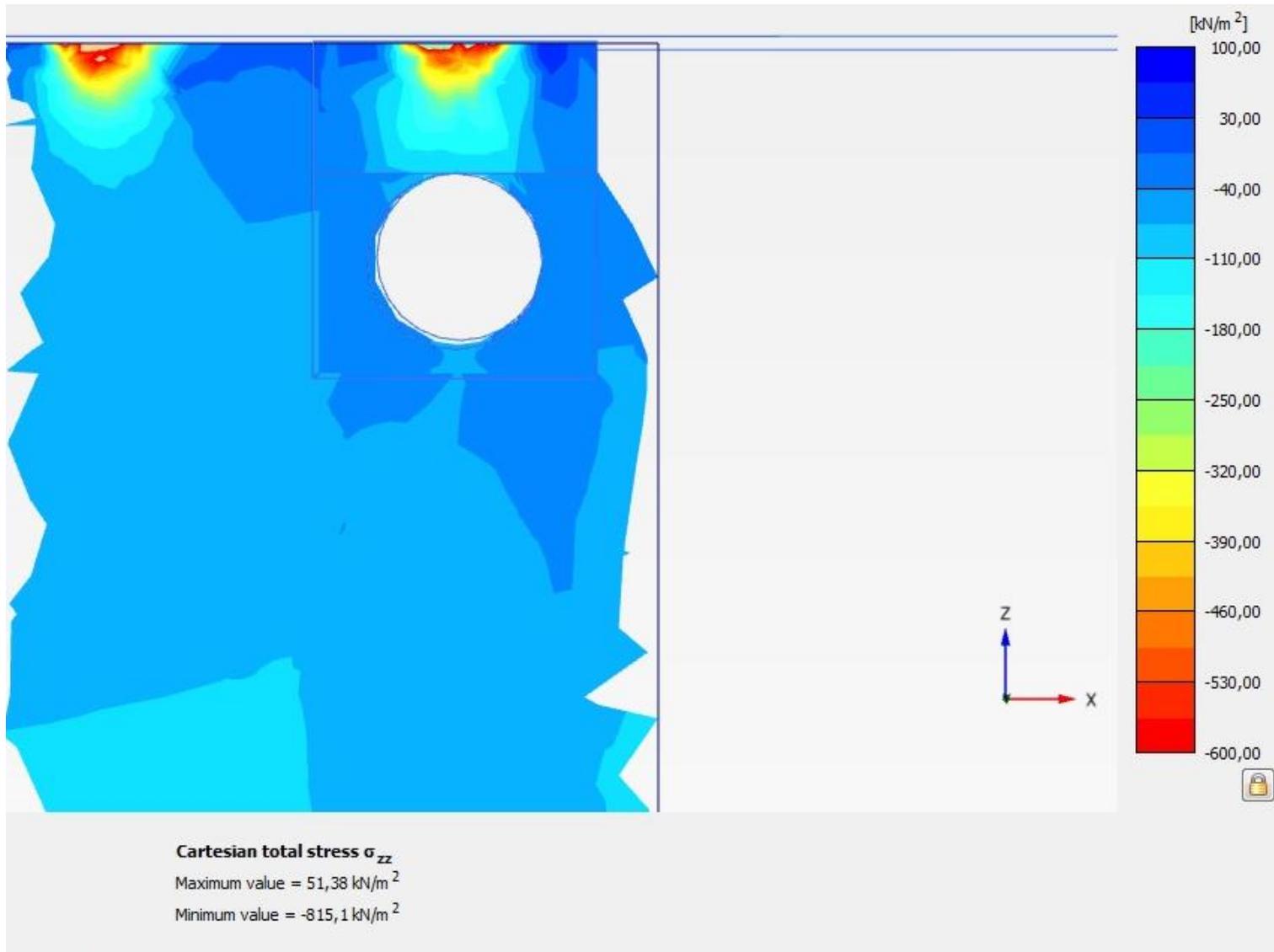


Duto 500 mm

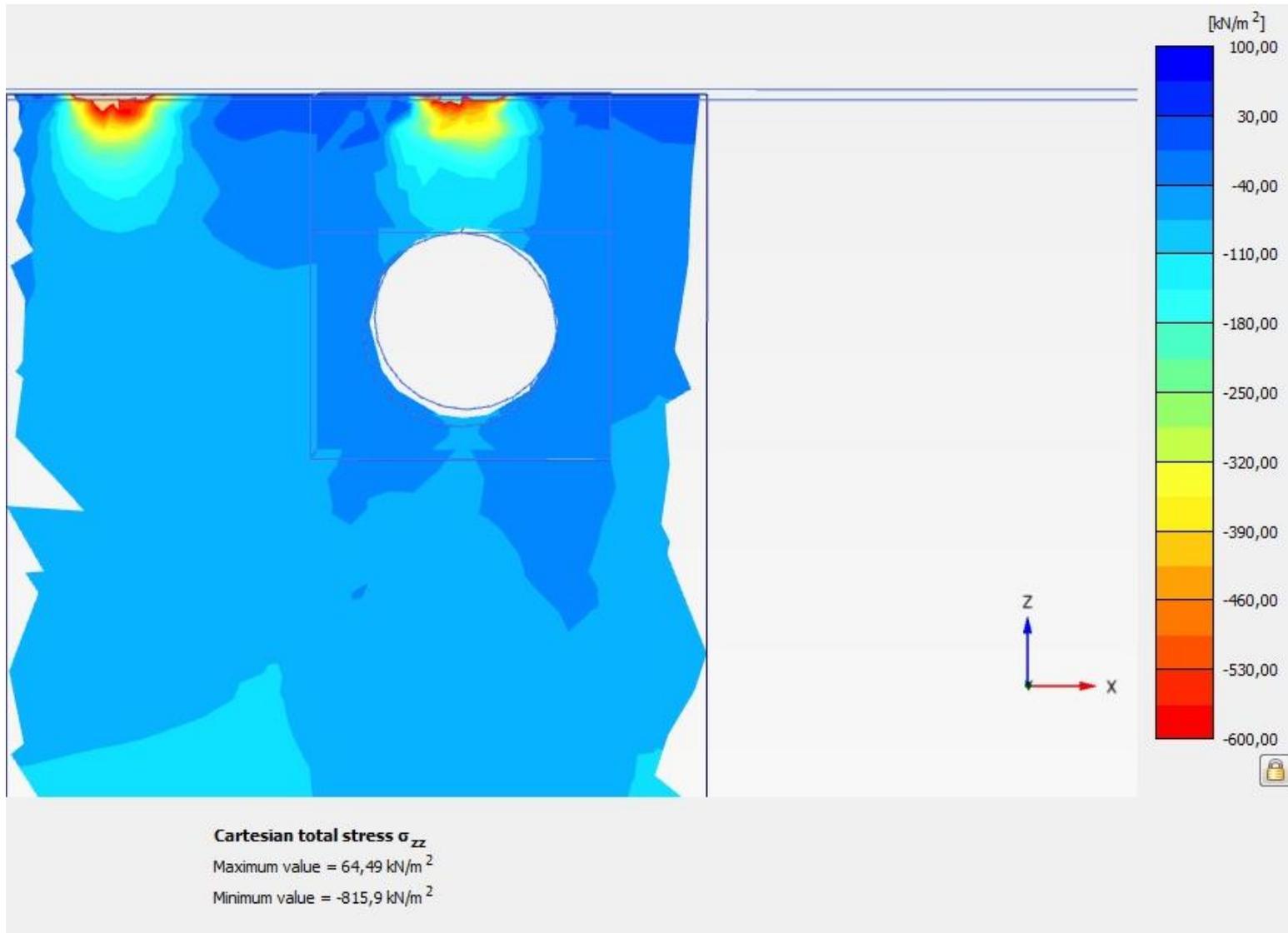




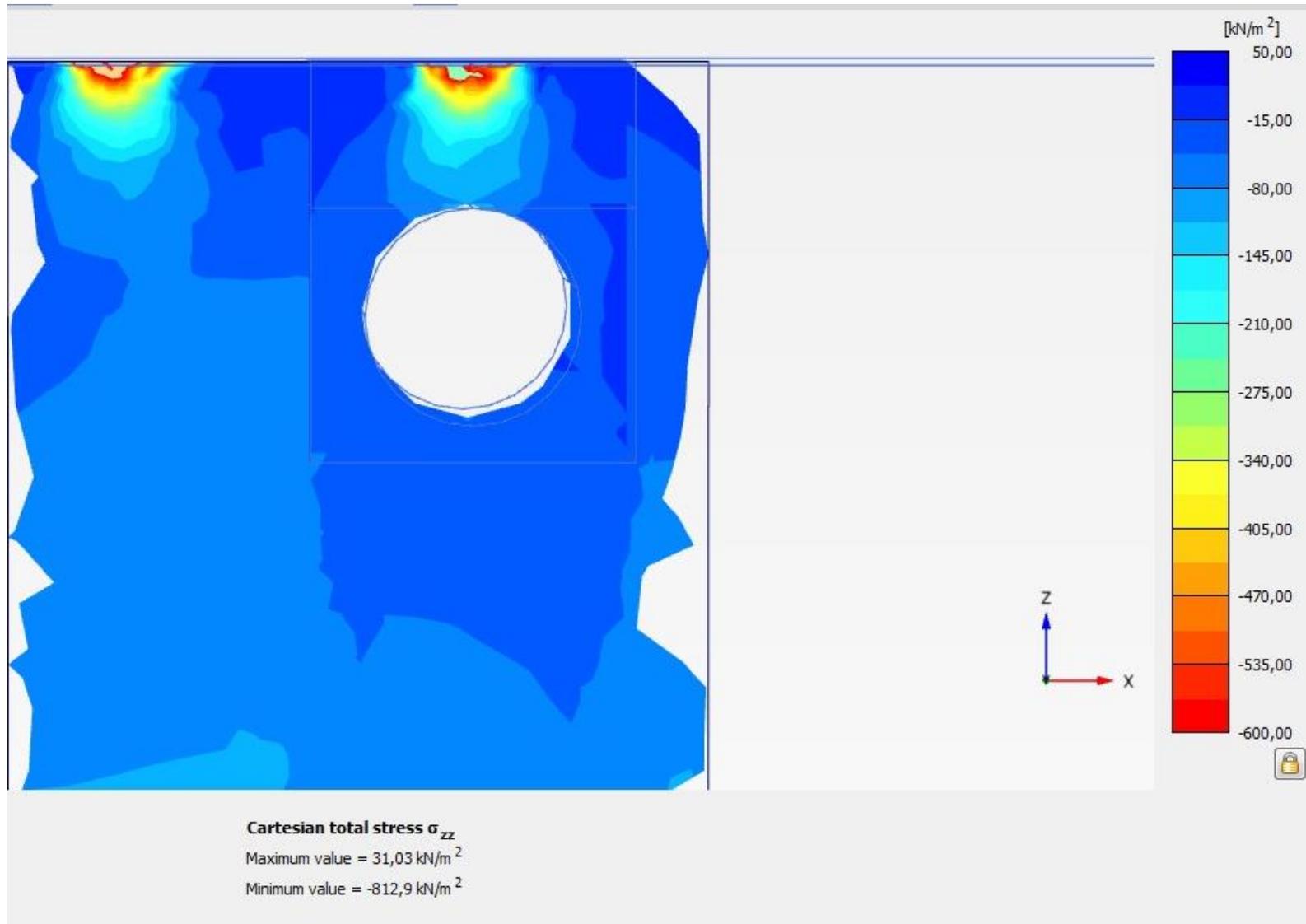
Duto 700 mm



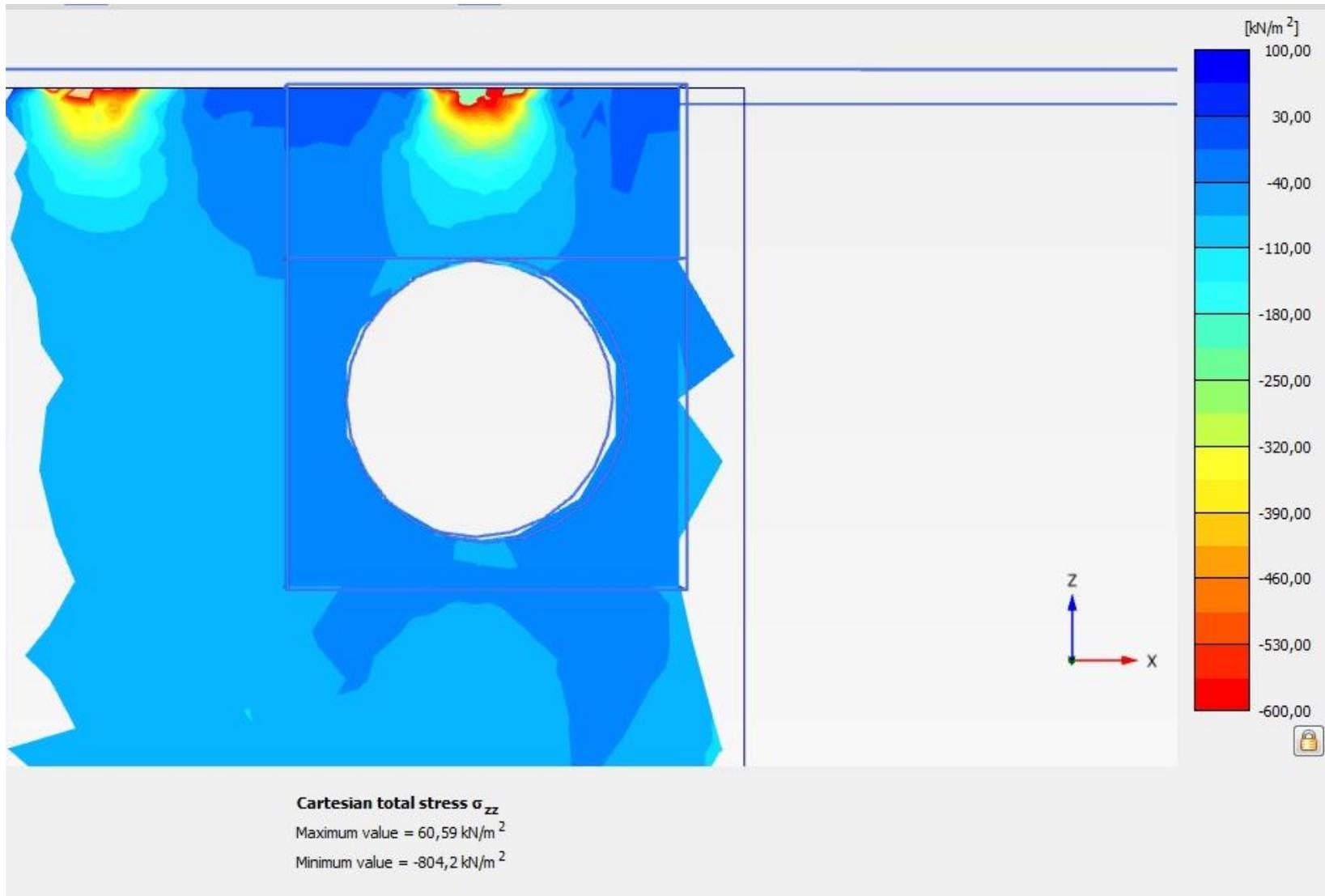
Duto 800 mm



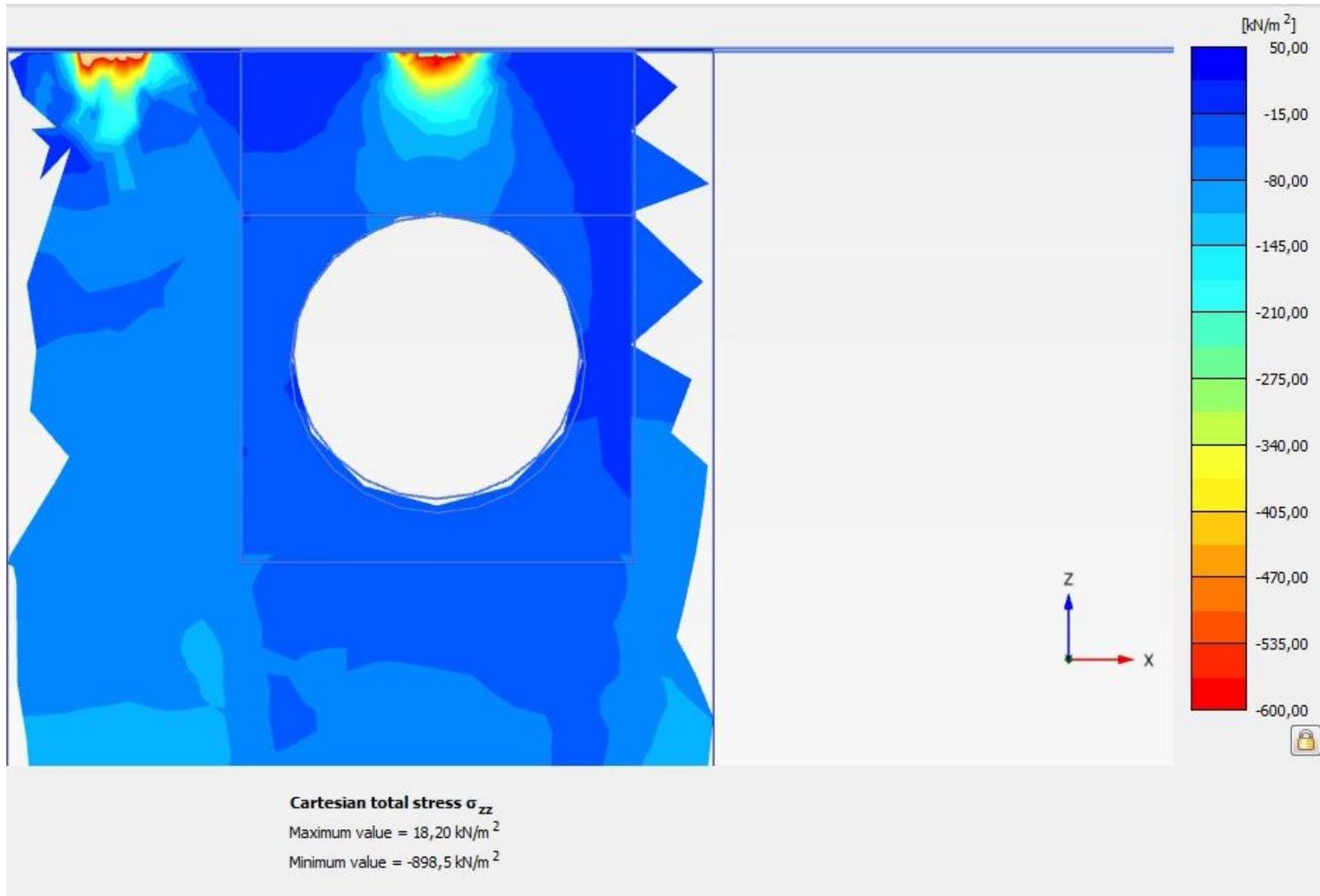
Duto 900 mm



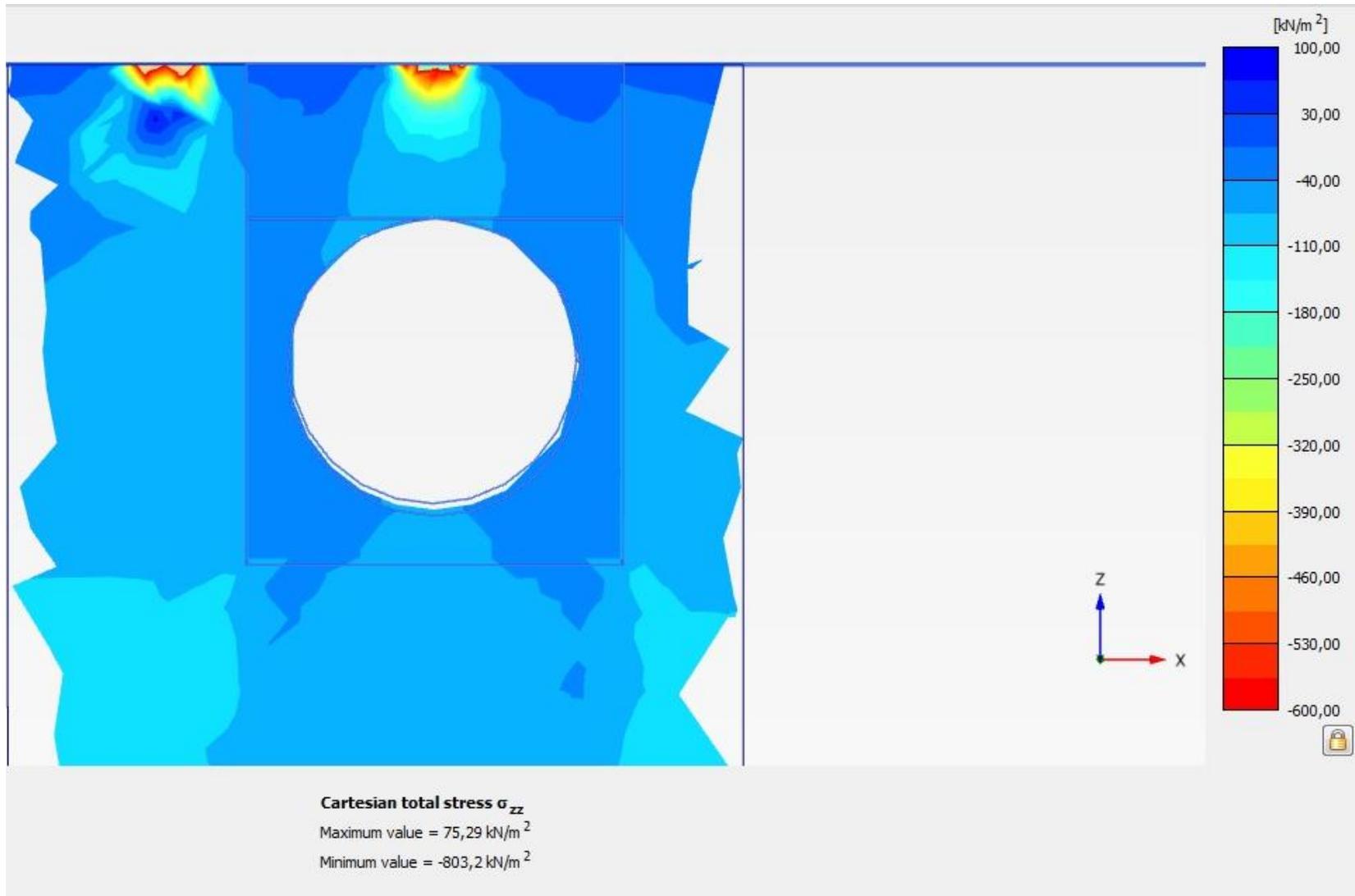
Duto 1000 mm



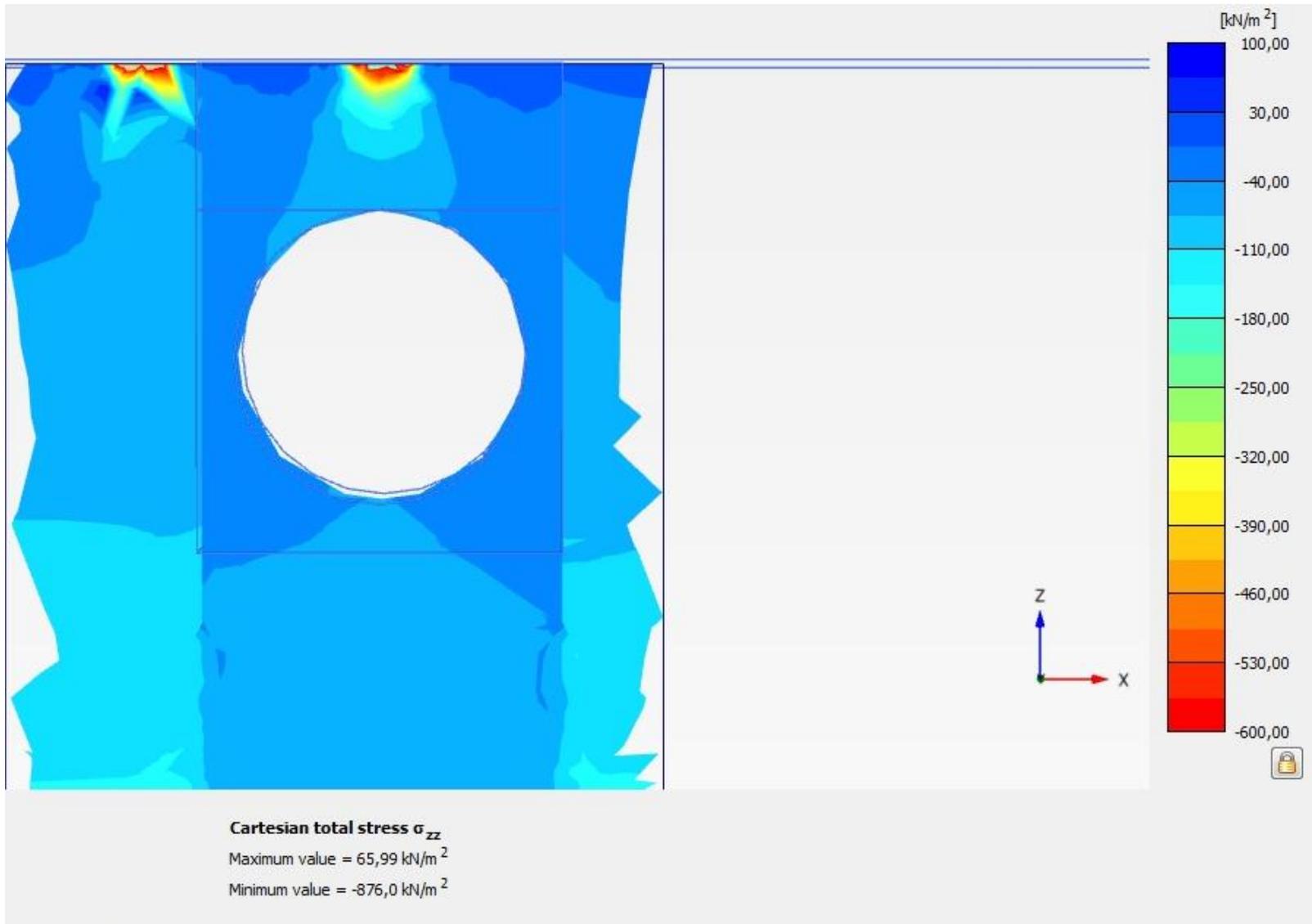
Duto 1200 mm



Duto 1500 mm



Duto 1800 mm



Duto 2000 mm

A7 – Tabelas comparativas

Comparativo entre o método de Marston e o de Janssen (PP SOLO)

D (m)	MARSTON (KN/m)	JANSSEN (KN/m)	DIFERENÇA	
			KN/m	%
0,30	8,10	3,45	4,65	-134,70%
0,40	9,80	4,69	5,11	-108,88%
0,50	11,68	6,15	5,53	-89,93%
0,60	13,74	7,83	5,91	-75,57%
0,70	15,96	9,66	6,30	-65,17%
0,80	18,34	11,66	6,68	-57,29%
0,90	20,87	13,81	7,06	-51,10%
1,00	23,57	16,13	7,44	-46,12%
1,20	29,45	21,25	8,20	-38,60%
1,50	39,46	30,12	9,34	-31,02%
1,80	50,92	40,44	10,48	-25,92%
2,00	59,36	48,11	11,24	-23,36

Comparação entre Marston e Engesser

D (m)	MARSTON (KN/m)	ENGESSER (KN/m)	DIFERENÇA	
			KN/m	%
0,30	8,10	7,37	0,73	-9,86%
0,40	9,80	8,93	0,87	-9,79%
0,50	11,68	10,71	0,97	-9,07%
0,60	13,74	12,74	1,00	-7,87%
0,70	15,96	14,94	1,02	-6,85%
0,80	18,34	17,30	1,03	-5,97%
0,90	20,87	19,84	1,03	-5,21%
1,00	23,57	22,55	1,03	-4,55%
1,20	29,45	28,47	0,98	-3,43%
1,50	39,46	38,63	0,83	-2,16%
1,80	50,92	50,32	0,60	-1,20%
2,00	59,36	58,96	0,40	-0,68%

Comparativo Marston x Alemão

Caso 01 (Solo Arenoso)

D (m)	MARSTON (KN/m)	ALEMÃO (KN/m)	DIFERENÇA	
			KN/m	%
0,30	8,10	7,66	0,43	-5,66%
0,40	9,80	9,03	0,77	-8,58%
0,50	11,68	10,61	1,07	-10,07%
0,60	13,74	12,53	1,21	-9,69%
0,70	15,96	14,59	1,37	-9,39%
0,80	18,34	16,80	1,53	-9,13%
0,90	20,87	19,17	1,71	-8,92%
1,00	23,57	21,68	1,89	-8,73%
1,20	29,45	27,16	2,29	-8,44%
1,50	39,46	36,51	2,96	-8,11%
1,80	50,92	47,21	3,71	-7,86%
2,00	59,36	55,09	4,26	-7,74%

Caso 01 – influência da zona 02 (Solo Arenoso)

D (m)	MARSTON (KN/m)	ALEMÃO (KN/m)	DIFERENÇA	
			KN/m	%
0,30	8,10	8,92	-0,82	9,21%
0,40	9,80	10,49	-0,69	6,56%
0,50	11,68	12,27	-0,58	4,77%
0,60	13,74	14,32	-0,58	4,08%
0,70	15,96	16,55	-0,59	3,57%
0,80	18,34	18,94	-0,60	3,17%
0,90	20,87	21,49	-0,61	2,85%
1,00	23,57	24,20	-0,63	2,59%
1,20	29,45	30,11	-0,66	2,20%
1,50	39,46	40,19	-0,73	1,81%
1,80	50,92	51,72	-0,80	1,54%
2,00	59,36	60,21	-0,85	1,41%

Caso 02 (Solo Argiloso)

D (m)	MARSTON (KN/m)	ALEMÃO (KN/m)	DIFERENÇA	
			KN/m	%
0,30	9,93	9,90	0,03	-0,35%
0,40	12,02	12,26	-0,24	1,96%
0,50	14,32	14,80	-0,48	3,25%
0,60	16,83	17,28	-0,45	2,63%
0,70	19,53	19,97	-0,44	2,18%
0,80	22,43	22,85	-0,42	1,84%
0,90	25,52	25,93	-0,41	1,58%
1,00	28,81	29,21	-0,40	1,37%
1,20	35,97	36,35	-0,39	1,07%
1,80	62,10	62,46	-0,36	0,57%
2,00	72,37	72,71	-0,34	0,47%

Influência da Rigidez

Aumento da Rigidez

D (m)	MARSTON (KN/m)	ALEMÃO (KN/m)	DIFERENÇA	
			KN/m	%
0,30	8,10	7,84	0,26	-3,30%
0,40	9,80	9,41	0,39	-4,16%
0,50	11,68	11,16	0,52	-4,64%
0,60	13,74	13,12	0,62	-4,69%
0,70	15,96	15,24	0,72	-4,71%
0,80	18,34	17,51	0,82	-4,71%
0,90	20,87	19,94	0,94	-4,70%
1,00	23,57	22,52	1,06	-4,69%
1,20	29,45	28,14	1,31	-4,65%
1,50	39,46	37,73	1,73	-4,59%
1,80	50,92	48,71	2,21	-4,54%
2,00	59,36	56,79	2,56	-4,51%

Diminuição da Rigidez

D (m)	MARSTON (KN/m)	ALEMÃO (KN/m)	DIFERENÇA	
			KN/m	%
0,30	8,10	5,83	2,27	-38,97%
0,40	9,80	6,49	3,31	-50,90%
0,50	11,68	7,56	4,12	-54,55%
0,60	13,74	8,97	4,77	-53,26%
0,70	15,96	10,49	5,47	-52,17%
0,80	18,34	12,12	6,21	-51,23%
0,90	20,87	13,88	7,00	-50,42%
1,00	23,57	15,75	7,83	-49,70%
1,20	29,45	19,83	9,62	-48,51%
1,50	39,46	26,82	12,65	-47,15%
1,80	50,92	34,85	16,07	-46,12%
2,00	59,36	40,77	18,58	-45,57%

Comparativo Boussinesq x Prisma

D (m)	BOUSSINESQ	ESPRAIAMENTO PRISMA	DIFERENÇA	
			KN/m	%
0,30	55,21	26,72	28,49	51,60%
0,40	57,67	29,46	28,22	48,93%
0,50	60,73	32,29	28,44	46,83%
0,60	64,40	35,29	29,11	45,20%
0,70	67,00	37,66	29,34	43,79%
0,80	68,84	39,52	29,32	42,59%
0,90	70,14	40,97	29,17	41,59%
1,00	71,07	42,09	28,98	40,78%
1,20	72,25	43,54	28,71	39,73%
1,50	73,29	46,34	26,96	36,78%
1,80	74,24	98,58	-24,33	-32,78%
2,00	75,00	101,52	-26,51	-35,35%

Cargas devido ao peso próprio do solo

Cargas medidas e cargas

D (m)	MARSTON (KN/m)	MODELO (KN/m)	DIFERENÇA (%)
0,30	5,40	5,16	-4,42%
0,40	6,53	5,41	-17,23%
0,50	7,79	4,94	-36,63%
0,60	9,16	5,73	-37,47%
0,70	10,64	6,61	-37,89%
0,80	12,22	9,54	-21,96%
0,90	13,92	11,49	-17,45%
1,00	15,72	11,79	-24,99%
1,20	19,63	15,25	-22,32%
1,50	26,31	23,26	-11,58%
1,80	33,95	27,93	-17,73%
2,00	39,57	30,50	-22,92%

Comparativo carga total com F_e médio

D (m)	MARSTON + PRISMA	MODELO (KN/m)	DIFERENÇA (%)
0,30	18,82	33,16	43,24%
0,40	21,22	27,66	23,28%
0,50	23,77	26,77	11,22%
0,60	26,50	26,21	-1,14%
0,70	28,98	27,84	-4,10%
0,80	31,28	29,42	-6,31%
0,90	33,43	30,74	-8,77%
1,00	35,49	33,12	-7,17%
1,20	39,46	37,80	-4,37%
1,50	46,38	44,92	-3,25%
1,80	80,81	51,93	-55,62%
2,00	86,96	56,26	-54,56%