TRANSPETRO	**MEMÓRIA DE CÁLCULO**	Nº:	**MC-4200.02-6000-100-PTD-001**
	CLIENTE: TP/DOP/DTNNESE/UO-RJMG/ANGRA/OP		FOLHA: 1 de 29
	PROJETO: ABASTECIMENTO DE BUNKER - PÍER DE REBOCADORES		TPP-535-
	ÁREA: TERMINAL DA BAÍA DA ILHA GRANDE (TEBIG) - ASA		-
DIRETORIA DE ENGENHARIA E TECNOLOGIA	**TÍTULO:** BASES DE PROVADORES, SKIDS, PLATAFORMAS E FUNDAÇÕES		TP/DTEC/ENG/PPL/DPL/DP1
			INTERNO
			Versão do Software: Microsoft Word 2016

ÍNDICE DE REVISÕES

REV.	DESCRIÇÃO E/OU FOLHAS ATINGIDAS
0	Emissão original.
A	Emissão para atendimento ao cliente
B	Emissão para atendimento ao atestado de conformidade

	REV. 0	REV. A	REV. B	REV. C	REV. D	REV. E	REV. F	REV. G	REV. H
DATA	12/08/2023	03/10/2023	27/11/2023						
EXECUÇÃO	F0TH	F0TH	F0TH						
VERIFICAÇÃO	T2ZX	T2ZX	T2ZX						
APROVAÇÃO	TRL5	TRL5	T2FV						

AS INFORMAÇÕES DESTE DOCUMENTO SÃO PROPRIEDADE DA PETROBRAS, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE.
FORMULÁRIO PERTENCENTE À PETROBRAS N-0381 REV. L

SUMÁRIO

1. OBJETIVO 3
2. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA 5
3. NORMAS E BIBLIOGRAFIAS 5
4. CONCEPÇÃO DO PROJETO 7
4.1 CARREGAMENTOS 7
4.1.1 Bases dos Provadores 7
4.1.2 Bases dos Skids 7
4.1.3 Plataformas 7
4.2 MATERIAL 7
4.2.1 Bases dos Provadores e dos Skids 7
4.2.2 Plataformas 8
4.3 MODELAGEM 8
4.3.1 Bases dos Provadores e Skids 8
4.3.2 Plataformas 8
5. DIMENSIONAMENTO DAS BASES DOS PROVADORES E SKIDS 10
5.1 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO 10
5.2 COEFICIENTE DE RECALQUE DO SOLO 11
5.3 ESFORÇOS INTERNOS NA BASE DOS PROVADORES 12
5.4 ESFORÇOS INTERNOS NA BASE DOS SKIDS 13
5.5 SEÇÃO E ARMADURA DA BASE DOS PROVADORES 15
5.6 SEÇÃO E ARMADURA DA BASE DOS SKIDS 18
6. DIMENSIONAMENTO DAS PLATAFORMAS 20
6.1 PEÇAS PRINCIPAIS DE APOIO PARA PISO 20
6.1.1 Momento fletor solicitante 20
6.1.2 Esforço Cortante solicitante 21
6.1.3 Momento Fletor e Esforço Cortante resistente 21
6.2 PILARES 22
6.2.1 Esforço axial solicitante 23
6.3 FUNDAÇÕES 24
6.3.1 Área de aço da sapata 26
6.4 PLACAS DE BASES E CHUMBADORES 28
7. OBSERVAÇÕES FINAIS DO PROJETO 28

1. OBJETIVO

O objetivo deste documento é calcular e dimensionar as bases em concreto armado, além das peças em aço estrutural que constituirão as plataformas de conferência e medição para as estações de medição de tubulações de abastecimento, além das bases para os provadores e skids, para futuras operações de barcaças, no Píer de Rebocadores do terminal Alm. Maximiano da Fonseca (TEBIG), localizado em Angra dos Reis / RJ.



Figura 1 – Terminal da Petrobras TEBIG, Angra dos Reis

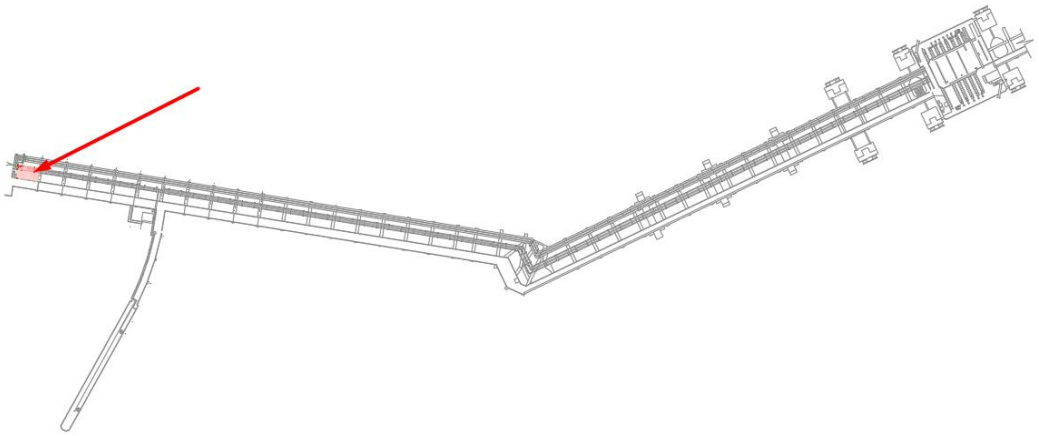


Figura 2 – Planta chave com localização da região das plataformas a serem instaladas do terminal da Petrobras TEBIG, Angra dos Reis



Figura 3 – Área de instalação de novas tubulações, novas medições e consequentemente novas plataformas de conferência e medição.

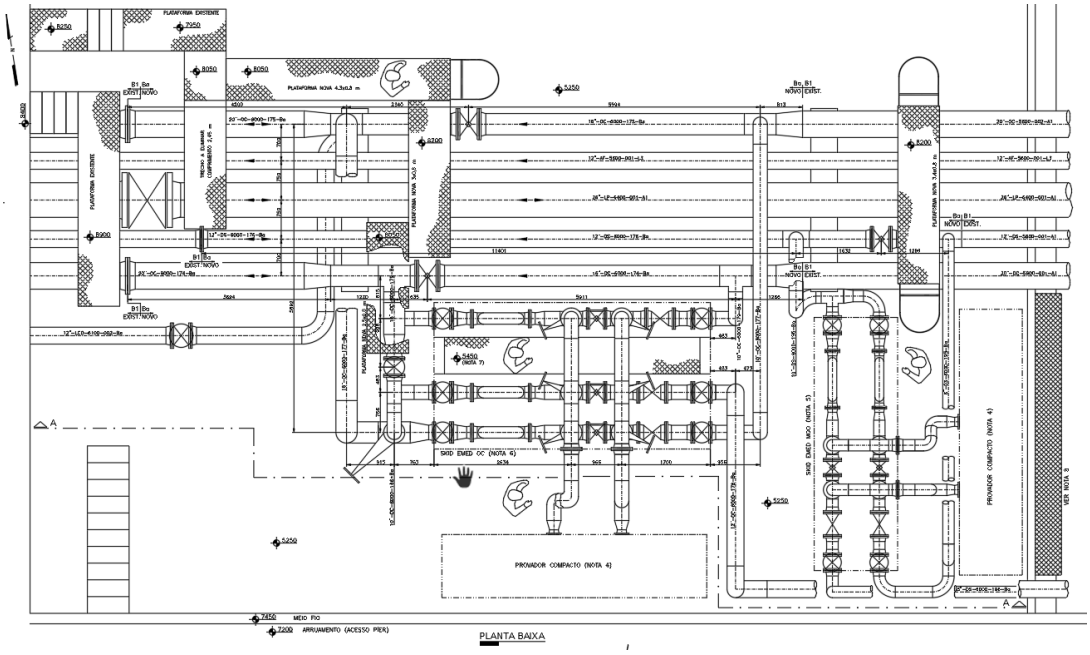


Figura 4 – Projeto de novas tubulações e futuras plataformas para conferência e medição – fonte: [1].

2. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Os seguintes documentos foram utilizados como referência para esta especificação técnica:

[1]	DE-4200.02-6000-140-PTD-001_R0	CARREGAMENTO DE BUNKER NO PÍER DE REBOCADORES
[2]	RL-4200.02-6500-114-EGV-002	SONDAGENS - PTR 4200.02-000.800 (ETE)
[3]	DE-4200.02-6611-131-PTI-061	PIER PARA REBOCADORES – 1ª PARTE – FORMAS
[4]	DE-4200.02-6611-131-PTI-066	PIER PARA REBOCADORES – 2ª PARTE – FORMAS

3. NORMAS E BIBLIOGRAFIAS

Este documento baseou-se na aplicação das seções e últimas revisões das normas brasileiras da ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

As seguintes normas técnicas da ABNT foram adotadas no desenvolvimento do estudo:

- NBR 8681 Ações e segurança nas estruturas – Procedimento
- NBR 8800 Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e de concreto de edifícios
- NBR 6120 Ações para o cálculo de estruturas de edificações
- NBR 6118 Projeto de estruturas em concreto
- NBR 6122 Projeto e execução de fundações
- NBR-6123 Forças devidas ao vento em edificações
- NBR-8681 Ações e Segurança nas Estruturas
- NBR 9882 Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais
- NBR 15708-2 Industria do petróleo e gás natural – Perfis pultrudados – guarda-corpo
- NBR 15708-3 Industria do petróleo e gás natural – Perfis pultrudados – pisos de grade
- NBR 15708-6 Industria do petróleo e gás natural – Perfis pultrudados – escada tipo marinheiro
- NR 29 Norma Regulamentadora de Segurança e Saúde no Trabalho Portuário

Também foram utilizadas como referência as Normas PETROBRAS, as mesmas seguem abaixo:

- N-0381 Formulários para Emissão de Documentos Técnicos de Engenharia
- N-0293 Fabricação e Montagem de Estruturas Metálicas
- N-1710 Codificação de Documentos Técnicos de Engenharia
- N-0134 Chumbadores para concreto
- N-2037 Pintura de Equipamentos Submersos em Água do Mar
- N-1812 Estruturas Oceânicas
- N-0279 Projeto de Estruturas de Aço
- N-1644 Construção de Fundações e Estruturas de Concreto Armado

4. CONCEPÇÃO DO PROJETO

A seguir segue-se todos os levantamentos necessários para o dimensionamento das bases dos provadores e das plataformas em aço.

4.1 CARREGAMENTOS

4.1.1 Bases dos Provadores

Os carregamentos atuantes na estrutura projetada seguem às informadas pelo fornecedor referência dos equipamentos, 4,2 KN/m², considerando-o cheio.

4.1.2 Bases dos Skids

Os carregamentos somados e atuantes dos componentes do Skid, na estrutura projetada, seguem às informadas pelo fornecedor referência dos equipamentos, 5,0 KN/m².

4.1.3 Plataformas

Os carregamentos atuantes na estrutura projetada seguem às premissas da norma N-0279, onde, em seu item 3.1.2.2., recomenda, como sobrecarga, 2,5 KN/m² para estrutura das plataformas e 5,0 KN/m² para os pisos das plataformas.

Ressalta-se que nesse projeto não será dimensionado o piso da plataforma, dessa forma fica a cargo do projeto executivo a escolha de piso que resista à carga distribuída, referente à uso, de 5,0 KN/m².

Serão considerados, além do carregamento de uso, o carregamento proveniente ao peso próprio, considerando um peso específico em 78,5 KN/m³, de acordo NBR 6120:2019.

4.2 MATERIAL

4.2.1 Bases dos Provadores e dos Skids

Seguindo a norma que prescreve o dimensionamento de estruturas de concreto armado, NBR 6118:2014 e fundações, NBR 6122:2022.

4.2.2 Plataformas

Para as estruturas de suporte e seguindo a norma que prescreve o dimensionamento de perfis metálicos, NBR 8800:2008, em seu anexo A, há classes de aços aceitos, dentre eles está o A-36 (fy = 250 MPa), o qual será utilizado, por sua característica comercial.

Por solicitação do cliente, foi requerida a substituição dos perfis metálicos por materiais pultrudados (PRFV). Pela ausência de informações técnicas em bibliografias relevantes e catálogos comerciais, será mantido o dimensionamento nessa memória utilizando-se de perfis metálicos subsidiando a escolha de perfis pultrudados que possuam as mesmas características físicas e mecânicas.

Para os guarda-corpos, pisos e escada marinheiro, esses deverão ser em material pultrudado PRFV, seguindo padrões da ABNT NBR 15708-2, 3 e 6, o que lhe conferem maior longevidade e resistência aos efeitos de intempéries.

4.3 MODELAGEM

4.3.1 Bases dos Provadores e Skids

De forma mais simplificada, os mesmos possuirão formato paralelepipédico.

4.3.2 Plataformas

- Piso

O piso da plataforma deve ser constituído em PRFV, seguindo recomendações da ABNT NBR 15708-3, resistente às cargas de uso, como já mencionado antes, além de ser drenante, ficando como recomendação o modelo em grade.

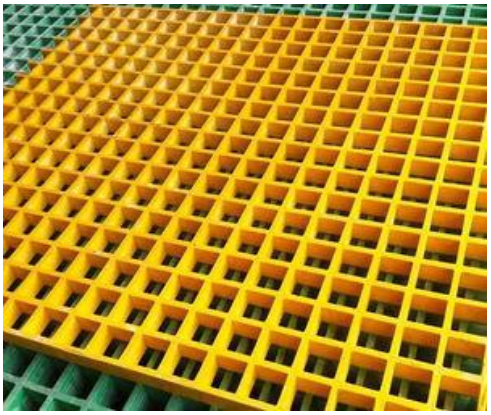


Figura 5 – Modelo de piso em grade de PRFV (recomendado).

- Peça de suporte

Modelo já usual, será utilizado elementos solitários como pilares. Entretanto para nova estrutura 04 a mesma será apoiada em laje de fundação, a mesma de base para o PROVADOR COMPACTO.

- Peça principal de apoio para piso

Modelo já usual, será utilizado perfis do tipo U (PRFV).

- Distribuição e Pontos de apoio

Abaixo é apresentado esquema isométrico da estrutura geral das plataformas com as suas respectivas denominações para melhor identificação.

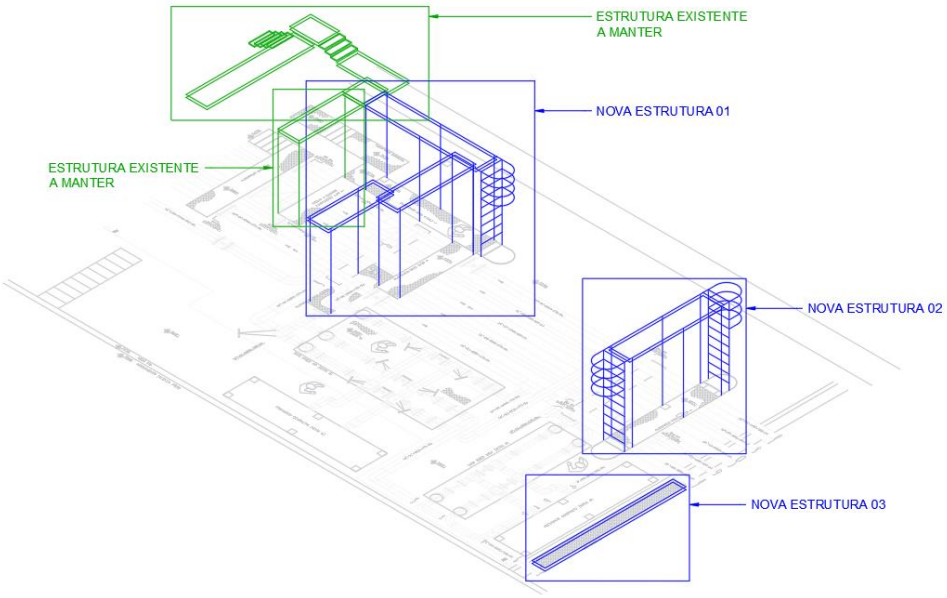


Figura 6 – Esquema isométrico das estruturas existentes a manter, a eliminar e a construir.

- Vínculos

A nível de projeto básico, adotou-se todos os vínculos (peça de apoio de piso)/(pilar) como rótulas, entretanto, com a finalidade de conferir estabilidade aos pórticos, adotou-se vinculação rígida para (pilar)/(ancoragem em base).

5. DIMENSIONAMENTO DAS BASES DOS PROVADORES E SKIDS

5.1 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

Por não haver sondagem na região da EMED, optou-se pela determinação da tensão admissível com base em sondagens já realizadas próximo dessa área.

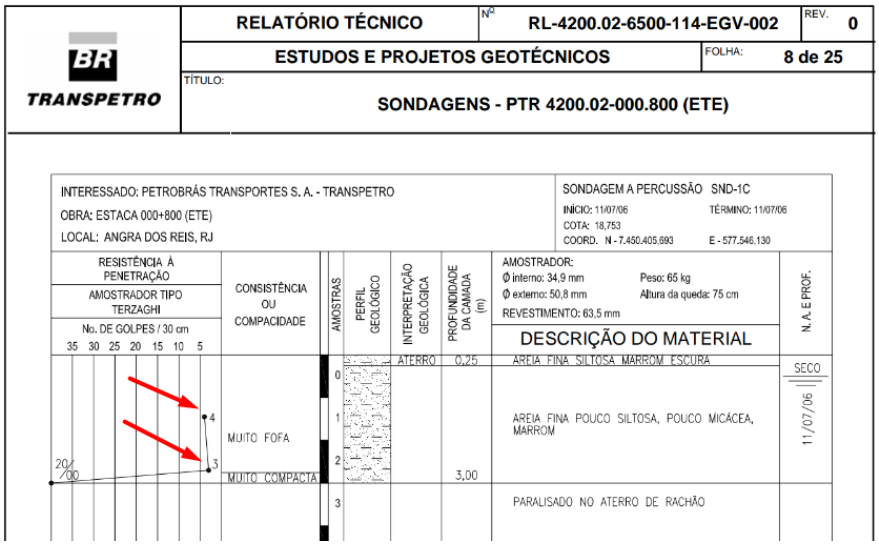


Figura 7 – Sondagem de região próxima à EMED – Fonte: [2]

A partir dos valores obtidos em sondagem:

Nspt = 3 golpes

σadm = Nspt/5

σadm = 3/5

σadm = 0,6 kgf/cm²

5.2 COEFICIENTE DE RECALQUE DO SOLO

Considerando uma tensão admissível de 0,6 kgf/cm², valor conservador a níveis de dimensionamento de fundações.

Tensão admissível (kgf/cm²)	Kv (kgf/cm³)	Tensão admissível (kgf/cm²)	Kv (kgf/cm³)
0,25	0,65	2,15	4,30
0,30	0,78	2,20	4,40
0,35	0,91	2,25	4,50
0,40	1,04	2,30	4,60
0,45	1,17	2,35	4,70
0,50	1,30	2,40	4,80
0,55	1,39	2,45	4,90
0,60	1,48	2,50	5,00

Figura 8 – Tabela de Morrison para correlação de tensão admissível com coeficientes de recalque.

Kv = 1,48 kgf/cm³ ou 1480 tf/m³

5.3 ESFORÇOS INTERNOS NA BASE DOS PROVADORES

Utilizou-se do conceito de fundação flexível, admitindo-se uma altura de fundação econômica, para o carregamento de peso próprio, considerou-se uma altura de fundação em 20cm, o que lhe confere 500 kgf/m².

Para obtenção dos esforços internos utilizou-se a ferramenta Ftool.

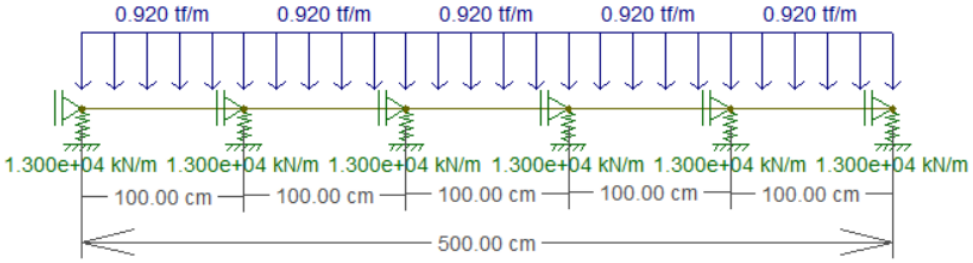


Figura 9 – Modelagem fundação dos provadores no Ftool.

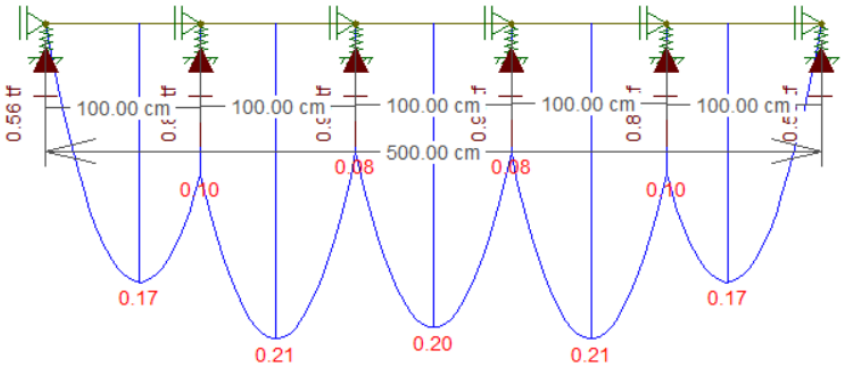


Figura 10 – Esforços de momento fletor.

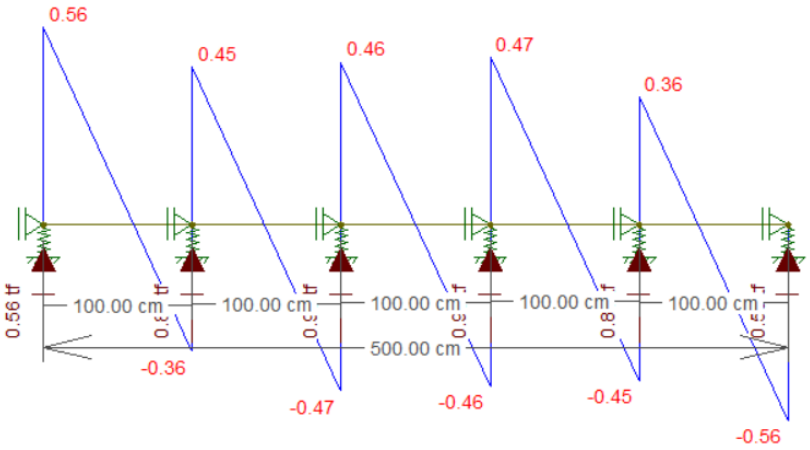


Figura 11 – Esforços cortantes.

Valores máximos:

Msk = 0,21 tfm

Vsk = 0,56 tf

5.4 ESFORÇOS INTERNOS NA BASE DOS SKIDS

Utilizou-se do conceito de fundação flexível, admitindo-se uma altura de fundação econômica, para o carregamento de peso próprio, considerou-se uma altura de fundação em 20cm, o que lhe confere 500 kgf/m².

Devido um dos Skids estar localizado muito próximo a um dos pilares da plataforma 01 (nova estrutura 01), será realizada uma fundação única para recebimento da carga superficial do skid mais as cargas pontuais demandadas pela plataforma (950 kg/ponto)

Para obtenção dos esforços internos utilizou-se a ferramenta Ftool.

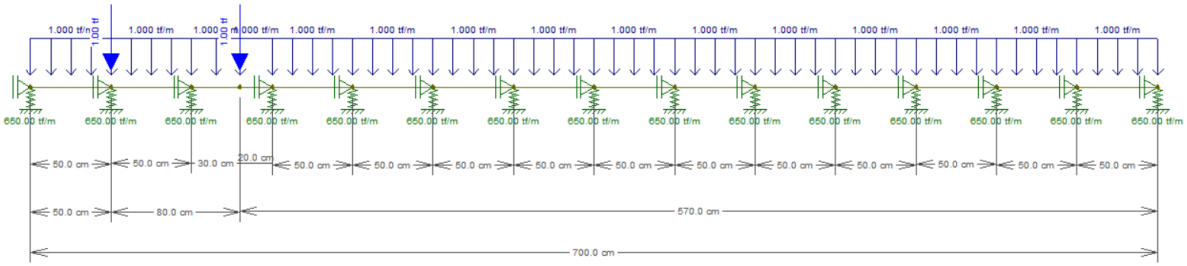


Figura 12 – Modelagem fundação dos skids no Ftool.

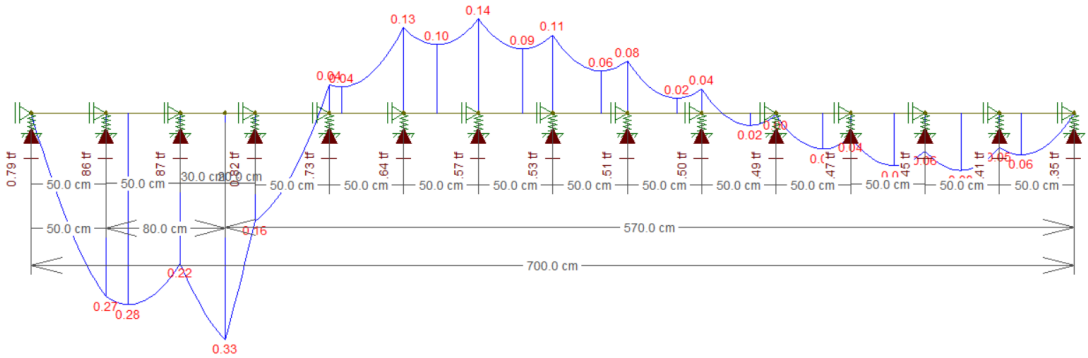


Figura 13 – Esforços de momento fletor.

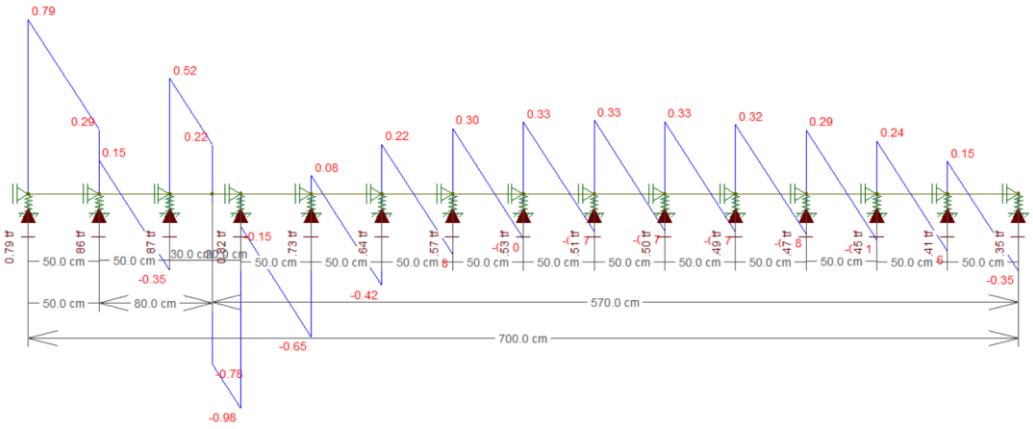


Figura 14 – Esforços cortantes.

Valores máximos:

Msk+ = 0,33 tfm

Msk- = 0,14 tfm

Vsk = 0,98 tf

5.5 SEÇÃO E ARMADURA DA BASE DOS PROVADORES

Por meio de planilha eletrônica.

Cálculo da armadura longitudinal

Md	3	KNm
h	0,15	m
cnom	45	mm
long	6,3	mm
concreto	30	MPa
aço	500	MPa
RESOLUÇÃO		
d	0,09555	m
Md	3	KNm
fcd	21428,6	KN/m2
fyd	43,48	KN/cm2
KMD	0,016	
kz	0,988	VER TABELA
As	0,73	cm2
As,mín	2,25	cm2
As,adot	2,25	cm2

→ Ø 6,30 mm c/ 13

TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SEÇÃO RETANGULAR COM DIAGRAMA RETANGULAR DE ACORDO COM A NBR-6118

KMD	Kx	Kz	εc	εs	Ks CA25	Ks CA50	Ks CA60	DOMÍNIO
0,000	0,000	1,000	0,00	10,00	21,74	43,48	52,17	
0,005	0,007	0,997	0,07	10,00	21,68	43,35	52,02	
0,010	0,015	0,994	0,15	10,00	21,61	43,22	51,86	
0,015	0,022	0,991	0,23	10,00	21,55	43,09	51,71	
0,020	0,030	0,988	0,31	10,00	21,48	42,96	51,55	
0,025	0,037	0,985	0,39	10,00	21,42	42,83	51,39	
0,030	0,045	0,982	0,47	10,00	21,35	42,70	51,23	
0,035	0,053	0,979	0,55	10,00	21,28	42,57	51,07	
0,040	0,060	0,976	0,64	10,00	21,22	42,43	50,91	
0,045	0,068	0,973	0,73	10,00	21,15	42,30	50,75	
0,050	0,076	0,970	0,82	10,00	21,08	42,16	50,59	
0,055	0,084	0,967	0,91	10,00	21,01	42,02	50,42	
0,060	0,092	0,963	1,01	10,00	20,94	41,89	50,26	
0,065	0,100	0,960	1,11	10,00	20,87	41,75	50,09	50 / CA60

Figura 15 – Cálculo da armadura longitudinal.

CONFERÊNCIA DA CORTANTE

dados da seção		
h	15	cm
long	10	mm
cnom	45	mm
d	9,555	cm
propriedade dos mater		
fck	30	MPa
fcd	21,43	MPa
αv1	0,5	
TRd	0,3620585	
k	1,50445	
ρ1	0,0023548	

$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$

$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\ k\ (1{,}2 + 40\rho_1)]\ b_w\ d$

$\tau_{Rd} = \frac{0{,}0525}{\gamma_c}\sqrt[3]{f_{ck}^2}$ ⟨f_{ck} em MPa⟩

Vsd 0,8 tf

Vrd1	6,736 tf	OK
Vrd2	46,069 tf	OK

Figura 16 – Conferência da cortante.

Armadura a ser adotada → Ø 6,3mm c/ 13cm nas duas direções (Região inferior).

- Cálculo da armadura negativa para plataforma 04

Considerou-se tais carregamentos:

Plataforma = 100 kgf/m

Uso da Plataforma = 250 kgf/m

Provador = 420 kgf/m

Laje = 500 kgf/m

Estando dispostas da seguinte forma:

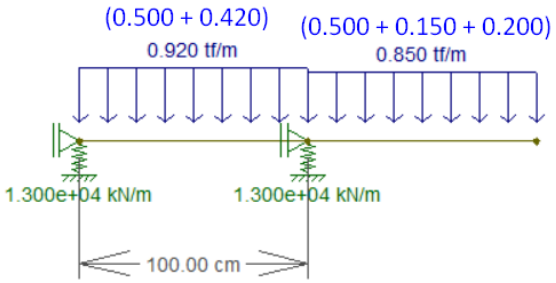


Figura 17 – Modelagem fundação dos provadores no Ftool.

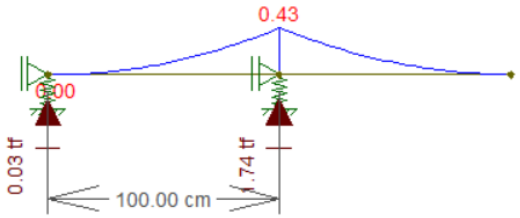


Figura 18 – Esforço de momento fletor negativo.

Cálculo da armadura longitudinal negativa

Md	6	KNm
h	0,15	m
cnom	45	mm
long	8	mm
concreto	30	MPa
aço	500	MPa
RESOLUÇÃO		
d	0,093	m
Md	6	KNm
fcd	21428,6	KN/m2
fyd	43,48	KN/cm2
KMD	0,033	
kz	0,979	VER TABELA
As	1,52	cm2
As,mín	2,25	cm2
As,adot	2,25	cm2

→ Ø 8,00 mm c/ 20

TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SEÇÃO RETANGULAR COM DIAGRAMA RETANGULAR DE ACORDO COM A NBR-6118

KMD	Kx	Kz	ε_c	ε_s	Ks CA25	Ks CA50	Ks CA60	DOMÍNIO
0,000	0,000	1,000	0,00	10,00	21,74	43,48	52,17	
0,005	0,007	0,997	0,07	10,00	21,68	43,35	52,02	
0,010	0,015	0,994	0,15	10,00	21,61	43,22	51,86	
0,015	0,022	0,991	0,23	10,00	21,55	43,09	51,71	
0,020	0,030	0,988	0,31	10,00	21,48	42,96	51,55	
0,025	0,037	0,985	0,39	10,00	21,42	42,83	51,39	
0,030	0,045	0,982	0,47	10,00	21,35	42,70	51,23	
0,035	0,053	0,979	0,55	10,00	21,28	42,57	51,07	
0,040	0,060	0,976	0,64	10,00	21,22	42,43	50,91	
0,045	0,068	0,973	0,73	10,00	21,15	42,30	50,75	
0,050	0,076	0,970	0,82	10,00	21,08	42,16	50,59	
0,055	0,084	0,967	0,91	10,00	21,01	42,02	50,42	
0,060	0,092	0,963	1,01	10,00	20,94	41,89	50,26	
0,065	0,100	0,960	1,11	10,00	20,87	41,75	50,09	
0,070	0,108	0,957	1,21	10,00	20,80	41,61	49,93	
0,075	0,116	0,954	1,31	10,00	20,73	41,47	49,76	
0,080	0,124	0,950	1,41	10,00	20,66	41,33	49,59	

Figura 19 – Cálculo da armadura negativa.

Armadura a ser adotada → Ø 8,0mm c/ 20cm na direção do balanço (Região superior).

- Avaliação de tombamento

Numa situação mais conservadora, admitiu-se a base sem a montagem do provador, porém com os carregamentos da plataforma, uso da plataforma e uma carga pontual na extremidade em balanço de 200 kgf. Ficando da seguinte forma:

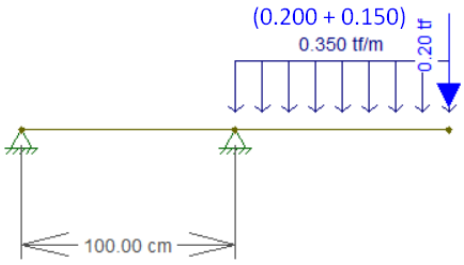


Figura 20 – Modelagem fundação dos provadores, para efeito de tombamento, no Ftool.

Desprezou-se o carregamento da laje, pois não contribui para o momento resistente e nem influencia para o momento solicitante.

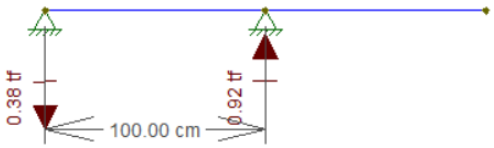


Figura 21 – Reações para efeito de tombamento.

Com tais informações fica a recomendação da inserção de elementos que tenha a função de contrapor a força de tombamento. Como efeito de segurança, aplicou-se fator de segurança de 1,5.

Carga a ser inserida = 0,38 * 1,5 = 0,57 tf

O elemento a ser inserido será uma viga no bordo apoiado, oposto ao bordo do balanço, admitindo-se 40cm de largura, será necessária altura de:

0,57 = 2,5 * 0,40 * h

h = 0,57 m = 57 cm ≈ 60 cm

5.6 SEÇÃO E ARMADURA DA BASE DOS SKIDS

Por meio de planilha eletrônica.

Cálcula da armadura longitudinal

Mk	3,3	KNm
h	0,15	m
cnom	45	mm
long	6,3	mm
concreto	30	MPa
aço	500	MPa
RESOLUÇÃO		
d	0,09555	m
Md	4,62	KNm
fcd	21428,6	KN/m2
fyd	43,48	KN/cm2
KMD	0,024	
kz	0,988	VER TABELA
As	1,13	cm2
As,mín	2,25	cm2
As,adot	2,25	cm2

TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SEÇÃO RETANGULAR COM DIAGRAMA RETANGULAR DE ACORDO COM A NBR-6118

KMD	Kx	Kz	εc	εs	Ks CA25	Ks CA50	Ks CA60	DOMÍNIO
0,000	0,000	1,000	0,00	10,00	21,74	43,48	52,17	
0,005	0,007	0,997	0,07	10,00	21,68	43,35	52,02	
0,010	0,015	0,994	0,15	10,00	21,61	43,22	51,86	
0,015	0,022	0,991	0,23	10,00	21,55	43,09	51,71	
0,020	0,030	0,988	0,31	10,00	21,48	42,96	51,55	
0,025	0,037	0,985	0,39	10,00	21,42	42,83	51,39	
0,030	0,045	0,982	0,47	10,00	21,35	42,70	51,23	
0,035	0,053	0,979	0,55	10,00	21,28	42,57	51,07	
0,040	0,060	0,976	0,64	10,00	21,22	42,43	50,91	
0,045	0,068	0,973	0,73	10,00	21,15	42,30	50,75	
0,050	0,076	0,970	0,82	10,00	21,08	42,16	50,59	
0,055	0,084	0,967	0,91	10,00	21,01	42,02	50,42	
0,060	0,092	0,963	1,01	10,00	20,94	41,89	50,26	
0,065	0,100	0,960	1,11	10,00	20,87	41,75	50,09	

50 / CA60

Ø 6,30 mm c/ 13

Figura 22 – Cálculo da armadura longitudinal.

CONFERÊNCIA DA CORTANTE

dados da seção			$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$
h	15	cm	
long	10	mm	
cnom	45	mm	$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\ k\ (1{,}2 + 40\rho_1)]\ b_w\ d$
d	9,555	cm	
propriedade dos mater			
fck	30	MPa	$\tau_{Rd} = \frac{0{,}0525}{\gamma_c}\sqrt[3]{f_{ck}^2}$ (f_{ck} em MPa)
fcd	21,43	MPa	
αv1	0,5		
TRd	0,3620585		Vsd 1,4 tf
k	1,50445		
ρ1	0,0023548		
Vrd1	6,736 tf		OK
Vrd2	46,069 tf		OK

Figura 23 – Conferência da cortante.

Cálcula da armadura longitudinal negativa

Mk	1,4	KNm
h	0,15	m
cnom	45	mm
long	8	mm
concreto	30	MPa
aço	500	MPa
RESOLUÇÃO		
d	0,093	m
Md	1,96	KNm
fcd	21428,6	KN/m2
fyd	43,48	KN/cm2
KMD	0,011	
kz	0,991	VER TABELA
As	0,49	cm2
As,mín	2,25	cm2
As,adot	2,25	cm2 → Ø 8,00 mm c/ 20

TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SEÇÃO RETANGULAR COM DIAGRAMA RETANGULAR DE ACORDO COM A NBR-6118

KMD	Kx	Kz	ε_c	ε_s	Ks CA25	Ks CA50	Ks CA60	DOMÍNIO
0,000	0,000	1,000	0,00	10,00	21,74	43,48	52,17	
0,005	0,007	0,997	0,07	10,00	21,68	43,35	52,02	
0,010	0,015	0,994	0,15	10,00	21,61	43,22	51,86	
0,015	0,022	0,991	0,23	10,00	21,55	43,09	51,71	
0,020	0,030	0,988	0,31	10,00	21,48	42,96	51,55	
0,025	0,037	0,985	0,39	10,00	21,42	42,83	51,39	
0,030	0,045	0,982	0,47	10,00	21,35	42,70	51,23	
0,035	0,053	0,979	0,55	10,00	21,28	42,57	51,07	
0,040	0,060	0,976	0,64	10,00	21,22	42,43	50,91	
0,045	0,068	0,973	0,73	10,00	21,15	42,30	50,75	
0,050	0,076	0,970	0,82	10,00	21,08	42,16	50,59	
0,055	0,084	0,967	0,91	10,00	21,01	42,02	50,42	
0,060	0,092	0,963	1,01	10,00	20,94	41,89	50,26	
0,065	0,100	0,960	1,11	10,00	20,87	41,75	50,09	
0,070	0,108	0,957	1,21	10,00	20,80	41,61	49,93	
0,075	0,116	0,954	1,31	10,00	20,73	41,47	49,76	
0,080	0,124	0,950	1,41	10,00	20,66	41,33	49,59	
0,085	0,132	0,947	1,52	10,00	20,59	41,18	49,42	

Figura 24 – Cálculo da armadura negativa.

Armadura a ser adotada → Ø 6,3mm c/ 13cm nas duas direções (Região inferior).

Armadura a ser adotada → Ø 8,0mm c/ 20cm na direção do balanço (Região superior).

6. DIMENSIONAMENTO DAS PLATAFORMAS

6.1 PEÇAS PRINCIPAIS DE APOIO PARA PISO

Foi avaliado, dentre as novas estruturas, aquela que trouxesse mais esforços de momento fletor e cortante, para que a seção resistente fosse adotada para todas as demais estruturas, afim de mitigar erros executivos.

6.1.1 Momento fletor solicitante

Avaliando-se toda nova estrutura, a que possui maiores esforços de momento fletor, encontra-se na Estrutura 01:

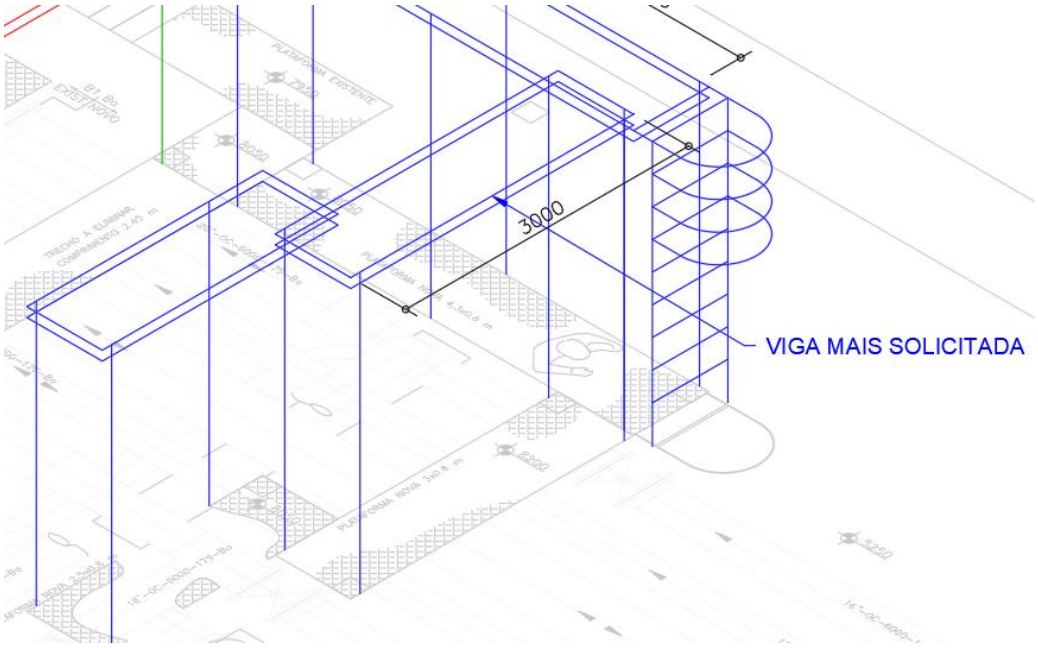


Figura 25 – Viga mais solicitada ao momento fletor, na estrutura 01.

- Carregamentos adotados em linha de perfil

Piso = 30 kgf/m² (PP) * 0,80 m (largura da plataforma) / 2 = 12 kgf/m

Uso = 250 kgf/m² (Sobrecarga) * 0,80 m (largura da plataforma) / 2 = 100 kgf/m

Guarda-corpo = 100 kgf/m (PP)

Perfil = 30 kgf/m² (PP)

- Combinação dos carregamentos

(Piso + Guarda-corpo + Perfil) * 1,25 + Uso * 1,5

(12+100+30)*1,25 + 100*1,5 = **327,5 kgf/m**

- Diagrama de Momento fletor

Utilizou-se a ferramenta Ftool para determinação.

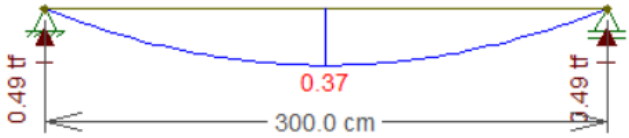


Figura 26 – Diagrama de momento fletor.

Msd = 0,37 tfm

6.1.2 Esforço Cortante solicitante

Avaliando-se toda nova estrutura, a mesma peça anterior também é a que possui maior esforço cortante. Dessa forma, os carregamentos são os mesmos.

- Diagrama de Esforço Cortante

Utilizou-se a ferramenta Ftool para determinação.

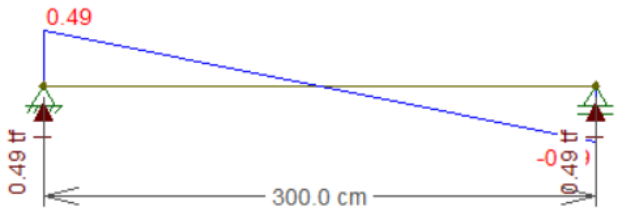
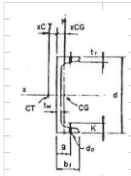


Figura 27 – Diagrama de esforço cortante.

Vsd = 0,49 tf

6.1.3 Momento Fletor e Esforço Cortante resistente

Atendendo às indicações da ABNT NBR 8800:2008.



Perfil	Massa Linear (kg/m)	Área (cm2)	Dimensões									Eixo X-X				Eixo Y-Y				Esbeltez local	
			d (mm)	tw (mm)	bf (mm)	tf (mm)	xCG (mm)	xCT (mm)	k (mm)	g (mm)	dp (mm)	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx (cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	bf/dp	h/tw
U 102 X 7,95	7,95	10,1	101,6	4,6	40,1	7,5	11,6	15,0	17,0	25,0	12,7	159,5	31,4	3,97	34,5	13,1	3,32	1,14	0,0	3,2	14,7

E	21000,0	KN/cm2
fy	25,0	KN/cm2
L	55,0	cm
K	1,0	
Mxsd	0,37	tfm

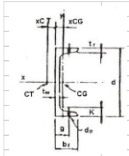
FLA		
λ	14,7	
λp	109,0	
Mpl	8,6	KNm
Mrd	0,8	tfm

FLT		
λ	48,3	
λp	51,0	
Mpl	8,6	KNm
Mrd	0,8	tfm

FLM		
λ	3,2	
λp	11,0	
Mpl	8,6	KNm
Mrd	0,8	tfm

OK

Figura 28 – Planilha eletrônica com cálculo do momento resistente.



Perfil	Massa Linear (kg/m)	Área (cm2)	Dimensões									Eixo X-X				Eixo Y-Y				Esbeltez local	
			d (mm)	tw (mm)	bf (mm)	tf (mm)	xCG (mm)	xCT (mm)	k (mm)	g (mm)	dp (mm)	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx (cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	bf/dp	h/tw
U 102 X 7,95	7,95	10,1	101,6	4,6	40,1	7,5	11,6	15,0	17,0	25,0	12,7	159,5	31,4	3,97	34,5	13,1	3,32	1,14	0,0	3,2	14,7

E	21000,0	KN/cm2
fy	25,0	KN/cm2
L	55,0	cm
Kv	5,0	
Vxsd	0,49	tf

FLA		
λ	14,7	
λp	71,3	
Vpl	4,7	tf
Vrd	4,2	tf

OK

Figura 29 – Planilha eletrônica com cálculo do cortante resistente.

Perfil adotado: U 102 x 7,95

6.2 PILARES

Foi avaliado, dentre as novas estruturas, aquela que trouxesse mais esforços axiais de compressão, para que a seção resistente fosse adotada para todas as demais estruturas, afim de mitigar erros executivos.

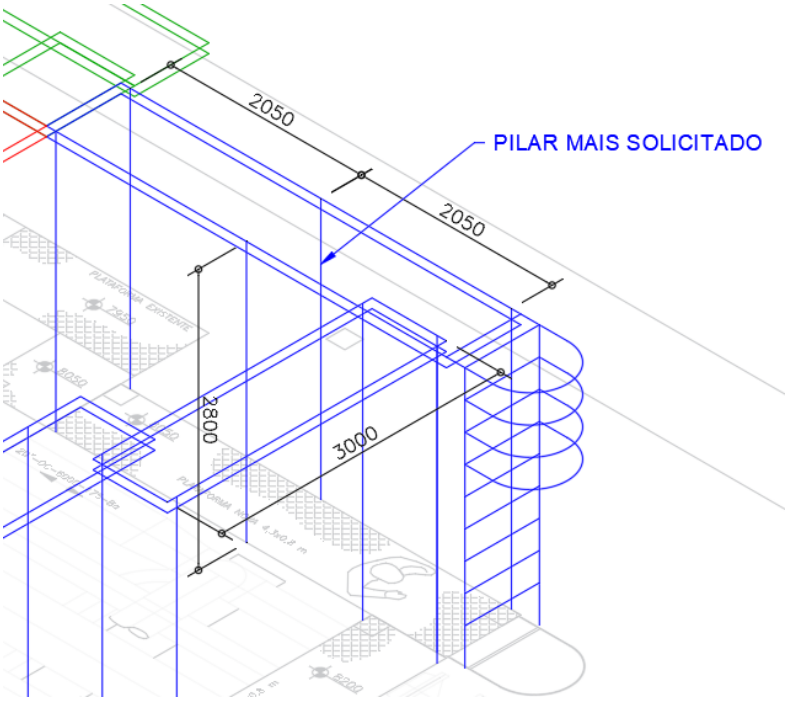


Figura 30 – Pilar mais solicitado ao carregamento axial de compressão, na estrutura 01.

6.2.1 Esforço axial solicitante

Utilizando-se do mesmo carregamento distribuído de **327,5 kgf/m,** encontra-se a reação no pilar central.

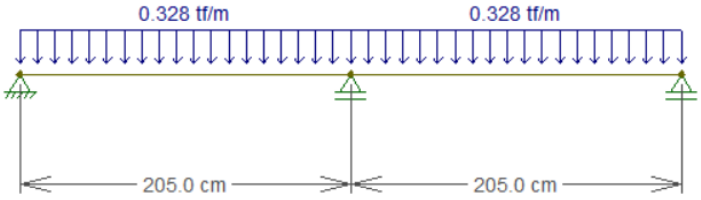


Figura 31 – Viga com representação de carregamento.

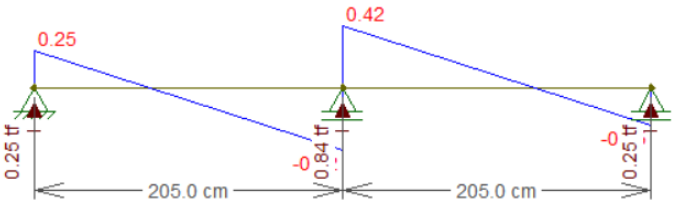


Figura 32 – Reação de viga em pilar central com valor de 0,84 tf.

Admitindo-se 30 kgf/m para o perfil dos pilares, somando-se à reação da viga, tem-se como carga de compressão total:

(30 * 2,8)*1,25 + 840 = **945 kgf ou 0,95 tf.**

DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS COMPRIMIDAS

1º Passo: Selecione um perfil e o tipo de aço

Perfil:	W 150 x 22,5 (H)	Ag = 29	cm²	tw = 5,8	mm	h0 = 139	mm	Iy = 387	cm4
		rx = 6,51	cm	tf = 6,6	mm	bf = 152	mm	J = 4,75	cm4
		ry = 3,65	cm	h = 152	mm	Ix = 1229	cm4	Cw = 20417	cm6
Aço:	A36	fy = 250	MPa						
		E = 200	GPa						

2º Passo: Indique as condições de contorno do perfil

Comprimento destravado:	Lx = 280	cm	Coef. de flambagem:	Kx = 2,0
	Ly = 280	cm		Ky = 2,0
	Lz = 280	cm		Kz = 1,0

3º Passo: Cálculo da esbeltez da peça "λ"

λx = 86,02	≤ 200	OK!
λy = 153,42	≤ 200	OK!

4º Passo: Cálculo do fator de redução local "Q"

Selecione o grupo para os elementos AA:	Grupo: 2	b/t: 23,97	≤	(b/t)lim: 42,14	→	Qa = 1,00	Q = 1,00
Selecione o grupo para os elementos AL:	Grupo: 4	b/t: 11,52	≤	(b/t)lim: 15,84	→	Qs = 1,00	

5º Passo: Cálculo da força axial de flambagem elástica "Ne"

(Flambagem por flexão)	Nex = 773,58	kN
	Ney = 243,59	kN
(Flambagem por torção)	Nez = 1579,46	kN

6º Passo: Cálculo do índice de esbeltez reduzido "λ0"

λ0 = 1,73

7º Passo: Cálculo do fator de redução global "χ"

χ = 0,29

8º Passo: Cálculo da força normal de compressão de cálculo "Nc,Rd"

γa1:	1,10	Nc,Rd = 19,42	tf

Figura 33 – Planilha eletrônica com cálculo de carga de compressão resistente.

Perfil adotado: W 150 x 22,5 (H).

6.3 FUNDAÇÕES

Adotou-se fundações singulares e do tipo rasa para toda a estrutura.

A carga para cálculo adotada ficou como a já encontrada como carregamento de reação no cálculo dos pilares.

Carga adotada por linha de pilar: 0,95 tf ou 950 kgf

Como as dimensões mínimas de sapatas são de 60cm, e pela plataforma, em sua menor largura, possuir 70cm, será admitida fundações associadas.
Como determinação do maior lado, será admitido o dobro da distância entre as linhas de pilares, 160cm. Como forma de manter esses elementos rígidos, será admitida a altura em 1/3 do maior lado, 53,333 cm, aproximando para 55 cm. Como lado menor será admitido a dimensão mínima normativa, 60 cm.

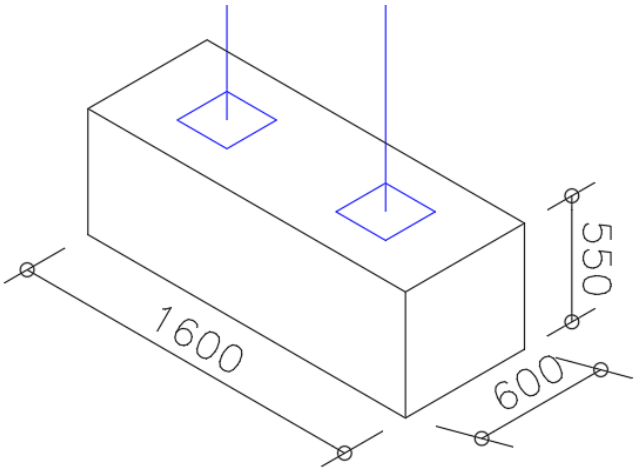


Figura 34 – Dimensões finais da sapata associada.

Confere-se com a carga de reação, a tensão no solo:

$\sigma adm = (PP,sap + N) / S,sap$

Onde:
σadm = Tensão admissível
PP,sap = peso próprio da sapata = 1,6 * 0,6 * 0,55 * 2500 = 1320 kgf
N = Carga de reação = 2 * 950 = 1900 kgf
S,sap = Área da Sapata = 160 * 60 = 9600 cm²

σadm = (1320 + 1900) / 9600

σadm = 0,34 kgf/cm²

6.3.1 Área de aço da sapata

Utilizando-se de planilha eletrônica.

DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS ISOLADAS

I	**Lançamento das Cargas, Geometria e Resistência dos materiais**					
	Cargas			**Materiais**		
	Esforço Normal	3220	Kgf	Resistência Caracteristica a compressão do Concreto (fcK)	25	Mpa
	Tensão Admissível do Solo (σadm)	0,4	Kgf/cm2	Resistência a tração do aço (fyk)	5000	Kgf/cm2
	Dimensões da seção do Pilar					
	Seção Lado "a" (lado maior)	25	cm	Área da seção do Pilar	625	cm2
	Seção Lado "b" (lado menor)	25	cm			
	Da base da sapata ao centro geométrico da camada (d')			5	cm	
II	**Redução das resistências dos materiais**					
	Coeficiente de segurança do concreto	1,4				
	Coeficiente de segurança do aço	1,15				
	Resistência de cálculo do concreto	178,57	Kgf/cm2			
	Resistência de cálculo do aço	4347,83	Kgf/cm2			
III	**Majoração das Cargas**					
	Coeficiente de majoração para esforço normal	1,1				
	Esforço Normal de cálculo	3542	Kgf			
IV	**Área da Base da Sapata**					
	Área da Base da Sapata	8855,00	cm2			
IV	**Dimensionamento Geométrico da base da Sapata**					
	Base da Sapata Lado "A"	94,10	cm			
	Base da Sapata Lado "A" Arredondado	160,00	cm			
	Base da Sapata Lado "B"	94,10	cm			
	Base da Sapata Lado "B" Arredondado	60,00	cm			
V	**Dimensionamento Geométrico da altura da Sapata**					
	Altura (d) da sapata	53,33	cm			
	Altura (d) da sapata arredondado	55	cm			
	Altura (h) da sapata	55	cm			
VI	**Dimensionamento Estrutural - Forças em X e Y**					
	Força normal Fx	987,95	Kgf			
	Força Normal Fy	256,14	Kgf			
VII	**Dimensionamento Estrutural - Área de aço em X e Y**					
	Área de aço em AsX	0,32	cm2			
	Área de aço em AsY	0,082475909	cm2			

Figura 35 – Dimensionamento de armadura necessária da sapata.

VIII Taxa linear de área de aço e quantidade de aço por bitola

Taxa linear de área de aço em X	0,20	cm2/m
Taxa linear de área de aço em Y	0,14	cm2/m
Escolha a bitola para X (Φ)	8	mm
Espaçamento do ferro em X	253,0	cm
Quantidade de ferro em X	2,00	
Escolha a bitola para Y (Φ)	8	mm
Espaçamento do ferro em Y	365,9	cm
Quantidade de ferro em Y	2,00	

IX Detalhamento da Sapata em X e Y

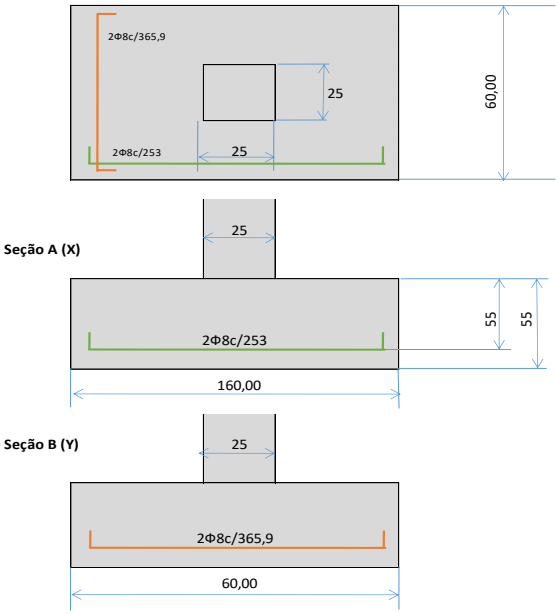


Figura 36 – Dimensionamento de armadura necessária da sapata (continuação).

Sabendo que a armadura mínima é de:

As,A = 0,0015 * Lado A * dA

As,A = 0,0015 * 160 * 50

As,A = 12,0 cm² = 7,5 cm²/m → **Ø 10,0 c/ 10cm**

As,B = 0,0015 * Lado B * dB

As,B = 0,0015 * 60 * 50

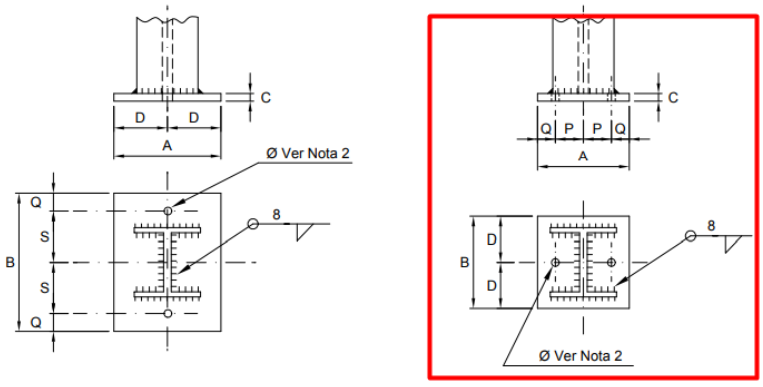
As,B = 4,5 cm² = 7,5 cm²/m → **Ø 10,0 c/ 10cm**

Dessa forma, adota-se a armadura mínima.

6.4 PLACAS DE BASES E CHUMBADORES

Seguiu-se as recomendações normativas da N-0279, em sua figura A16, onde correlaciona-se a dimensão do perfil às dimensões mínimas das chapas e disposição dos chumbadores, além de diâmetro mínimo.

Dado os carregamentos de reação obtidos nos itens anteriores e sabendo que o perfil possui 150mm de altura, então 6", admite-se uma hipótese de chumbador duplo sob efeito de menor capacidade de rigidez.



Tipo	I	Chapa base						
		A	B	C	D	P	Q	S
1	6"	380	380	3/4"	–	140	50	140
2	8"	380	430	3/4"	–	140	50	165
3	10"	380	480	1"	–	140	50	190
4	6"	360	360	1"	–	130	50	130
5	8"	400	400	1"	–	150	50	150
6	6"	260	360	3/4"	130	–	50	130
7	8"	300	400	3/4"	150	–	50	150
8	6"	250	250	1/2"	125	75	50	–
9	8"	300	300	1/2"	150	100	50	–

NOTA 1 Dimensões em milímetros, salvo indicação em contrário.
NOTA 2 Os furos das chapas base devem ter Ø do chumbador maior do que 6 mm.

Figura 37 – Possíveis detalhamentos de bases com uso de perfis I – fonte: N-0279.

Assim, as chapas terão suas dimensões em 250x250x12 e seus chumbadores do tipo M20.

7. OBSERVAÇÕES FINAIS DO PROJETO

Para o projeto aqui avaliado, não foi levado em conta a avaliação de estabilidade global da estrutura. Dessa forma fica a recomendação, a nível executivo, de tal avaliação.

Acerca dos dados do solo aqui adotados, seguiu-se uma linha conservadora, sendo assim sendo suma necessidade à extração das propriedades reais deste.