

MEMORIAL DESCRITIVO E ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

PONTE CLASSE 45 – VÃO 21m.

**POVOADO DA RODA D'ÁGUA, SOBRE O RIO DO BRAÇO, ZONA RURAL,
MUNICÍPIO DE PRESIDENTE TANCREDO NEVES – BAHIA**

NOVEMBRO - 2022

SUMÁRIO

1. DESCRITIVO DA PONTE CLASSE 30 VÃO 21m.	03
2. FUNDAÇÕES EMPREGADAS	04
3. MEMÓRIA DE CÁLCULO DA ESTRUTURA EM MISTA: VIGAS METÁLICAS EM PERFIL LAMINADO E LAJE EM STEEL DECK	13
4. MEMÓRIA DE CÁLCULO DA MESO E INFRAESTRUTURA	43
5. BIBLIOGRAFIA	153
ANEXO I – ANOTAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA.	
ANEXO II – ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DE MATERIAIS E SERVIÇOS.	
ANEXO III – SONDAGEM A PERCUSSÃO.	
ANEXO IV – PEÇAS GRÁFICAS.	
ANEXO V – ORÇAMENTO ANALÍTICO, ORÇAMENTO SINTÉTICO E MEMÓRIA DE CÁLCULO DO QUANTITATIVO E COMPOSIÇÃO DE PREÇOS UNITÁRIOS	
ANEXO VI – CRONOGRAMA FÍSICO FINANCEIRO.	

1. DESCRITIVO DA PONTE CLASSE 40 VÃO 10m.

A ponte consta de larguras suficientes para passagem de veículo com trem tipo de 45 tf e pedestres.

A concepção da ponte está voltada para reduzir, ao máximo, os custos de implantação e manutenção (durabilidade) da estrutura ao longo de sua vida útil. Neste contexto, foi definida a fundação em estacas injetadas, mesoestrutura em concreto armado e laje de tabuleiro em concreto armado Fck 30 Mpa.

Esta solução ora apresentada consta de dois vãos isostáticos de 10 m de comprimento cada, que puderam ser vencidos devido ao emprego de estrutura mista de aço concreto armado, steel deck e vigas metálicas ao centro, pilar em concreto armado.

Foi previsto guarda corpos em aço galvanizado, por exigência do cliente, para dotar de segurança aos usuários pedestres.

O carregamento seguiu as instruções da NBR8681- Ações e segurança nas estruturas e a NBR7187- Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido, conforme figuras abaixo.

AÇÕES NA PONTE Trem Tipo Classe 45

Distância entre centros das rodas de m 2,0 cada eixo

Distância entre eixos m 3,0

Área de contato da roda m² 0,2bi

Comprimento de contato da roda m 0,2

Largura de contato b3 - roda traseira m 0,3

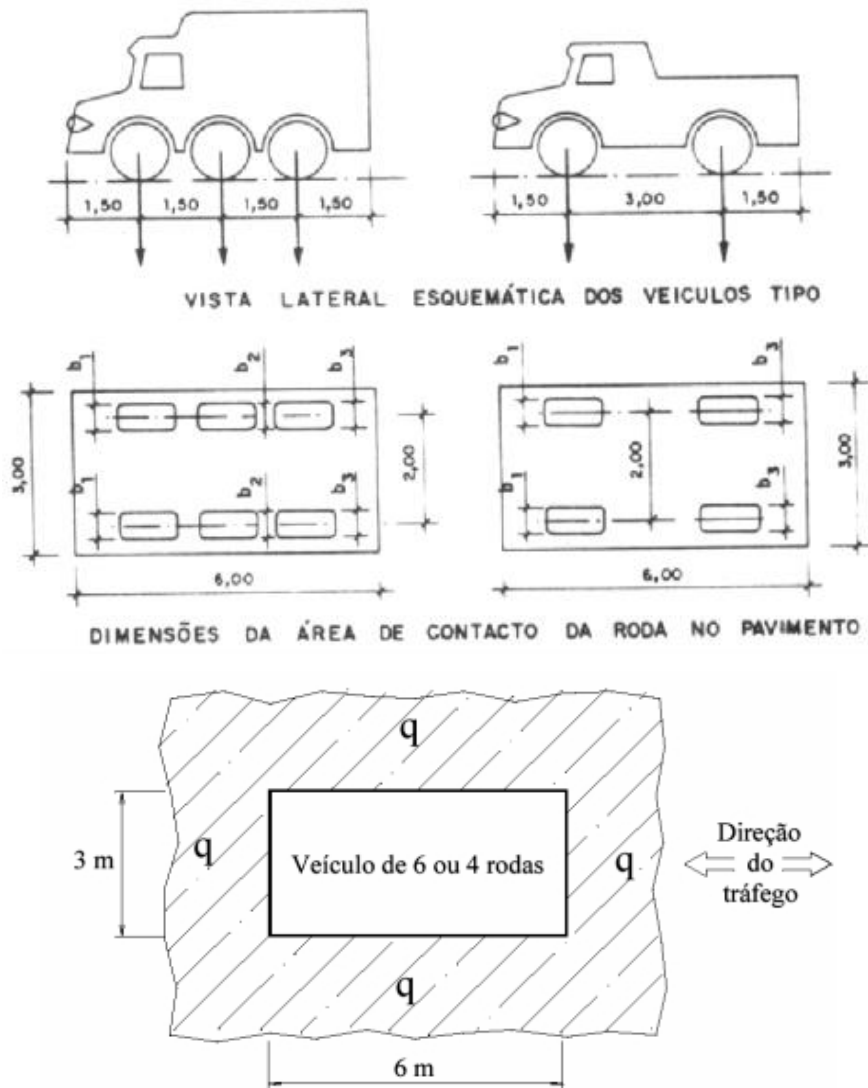
Largura de contato b1 - roda dianteira m 0,2

Peso de cada roda traseira kN 50

Peso de cada roda dianteira kN 50

Peso total do veículo kN 450

Quantidade de eixos Eixo 3



2. FUNDAÇÕES EMPREGADAS.

As estacas injetadas com circulação de lama adotadas foram recomendadas devido as especificidades do meio ambiente onde não se poderia tolerar o emprego de equipamentos bate-estacas pesados onde é terminantemente proibido o desprendimento de subprodutos como óleos e graxas no meio ambiente.

Suas principais utilizações são: fundações em locais de difícil acesso, fundação em terrenos com antigas fundações, reforço de fundações, fundações em locais próximos a

construções em estado precário ou com restrições de barulho, estabilização de encostas, estacas injetadas em substituição a parede diafragma, fundações de equipamentos industriais, estacas injetadas em rocha, fundações com elevadas cargas horizontais ou de tração.

Outras características relevantes foi a rapidez de execução devido a mobilidade do equipamento de escavação/injeção, resistência tanto a tração quanto a compressão.

Sua sequência de execução das fundações é composta por: Locação dos furos, implantação de camisa P.V.C DN 300mm com 8m de profundidade, perfuração dos furos (300mm) com a sonda rotativa e auxílio de lama bentonítica, Limpeza dos furos com circulação d'água, colocação das armaduras de aço, injeção e nata de cimento de maneira ascendente, escavação do bloco de coroamento.

O equipamento de perfuração utilizado consistiu de sonda rotativa, com haste acoplada a ponteira cortante, adequada a perfuração em solo. Para injeção foi utilizado conjunto moto-bomba a Diesel, de quatro cilindros, capacidade 100 kg/cm², além de mangueiras de alta pressão, tubos de injeção e revestimento e misturador manual da nata de cimento. Esses equipamentos são de pequeno porte, facilmente transportáveis e leves, com peso e dimensões individuais que não excedem a 500kg ou (2x1) metros.

A normatização brasileira específica sobre o assunto, a NBR 6122/88, "Projeto e execução de fundações", consagrou a designação genérica de estacas injetadas de pequeno diâmetro, derivada da norma alemã DIN 4128 " Small diameter injection piles (cast in place concrete piles and composite piles)", abril/83.

Fundações superficiais foram descartadas, conforme memória de cálculo apresentada devido ao seu elevado custo (dimensões quadradas de acima de 4,00m) além de recalque elevadíssimos e incompatíveis com a estrutura em estudo, o que incorreria em instabilidade a estrutura.

Com relação ao coeficiente de segurança, a norma NBR 6122 sugere a aplicação do fator de segurança 2 ao valor extrapolado ou determinado da carga de ruptura. Entretanto também permite a adoção de fatores menores se associado a resultados de provas de carga. Guimarães Filho sugere que se devam aplicar valores para o coeficiente de segurança variável entre 1,5 e 3,0, a depender da inclinação da curva do ensaio, ou seja,

quantidade de milímetro por tonelada força aplicada. Para este caso específico foi adotado o fator de segurança superior ao recomendado pela norma.

A execução de execução das estacas injetadas com circulação de lamas bentonítica consiste em:

1. A escavação deverá ser realizada com escavação mecanizada através de ferramenta de corte rotativa ou manual e avanço com circulação de lama de perfuração. A lama de perfuração pode ser produzida através da mistura de água com bentonita ou com a argila expansiva que ocorre na camada superficial do terreno de implantação da estrutura de segregação. O trado rotativo é acionado através de motor com eixo central e a lama de perfuração é injetada por meio de um conjunto motor-bomba. A lama de perfuração garante a estabilidade do furo da estaca até o seu preenchimento com nata de cimento e conclusão da estaca propriamente dita.

2. O preenchimento do furo com nata de cimento é executado através de introdução de tubo de injeção no fundo da perfuração e bombeamento da mistura cimento e água com bomba de injeção, devendo garantir que a ponta do tubo injeção. A argamassa introduzida no fundo da perfuração através do tubo de injeção sobe ocupando o espaço existente entre o tubo e a parede do furo até a superfície, expulsando dessa forma toda a lama existente dentro do furo. A injeção de cada furo é dada como concluída após o surgimento da nata na boca do furo.

Apesar do consumo de bentonita ser consideravelmente pequeno (40kg por dia diluídos em 5m² de água) e do processo de recirculação da lama há, inevitavelmente, vazamento deste material para o meio ambiente. Entretanto, deve-se enfatizar que é um material Não-Perigoso Não-Inerte, classificado pela NBR 10004:2004 como Classe IIA.

Bentonita é a designação dada uma mistura de argilas, de grãos muito finos constituindo, principalmente de argilas montmorillonitas (60 a 80%) e podendo conter outras argilas em maior ou menor proporção como as illita e caulinita além de quartzo, feldspatos, pirita ou calcita. São formadas, geralmente, por alteração de cinzas vulcânicas. Totalmente inorgânico e inerte.

Mais especificamente, estudos publicados por (OLIVEIRA, 2003) apontam resultados que revelam a presença dos seguintes elementos na Argila Bentonita: sílica (29,88%), alumínio (13,21%), ferro (8,83%), magnésio (2,15%), sódio (1,87%) e potássio

(1,34%), tratando-se de um argilo-mineral com características de expansibilidade semelhante a das montmorilonitas. Sua morfologia poderá ser observada nas figuras 01 e 02.

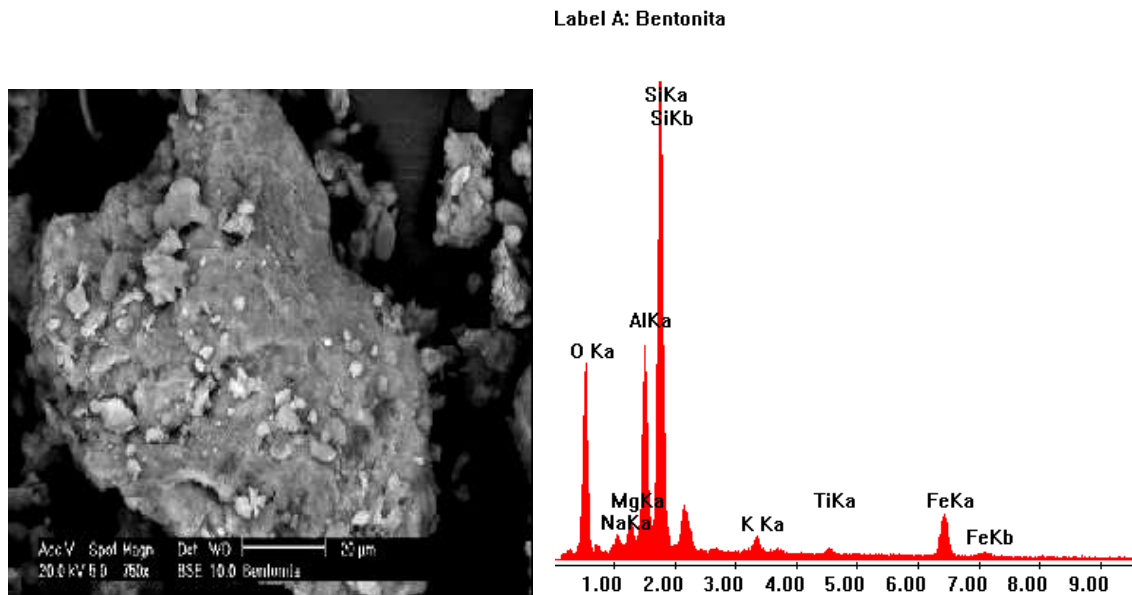


Figura 1 – Micrograma e EDX da bentonita comercial

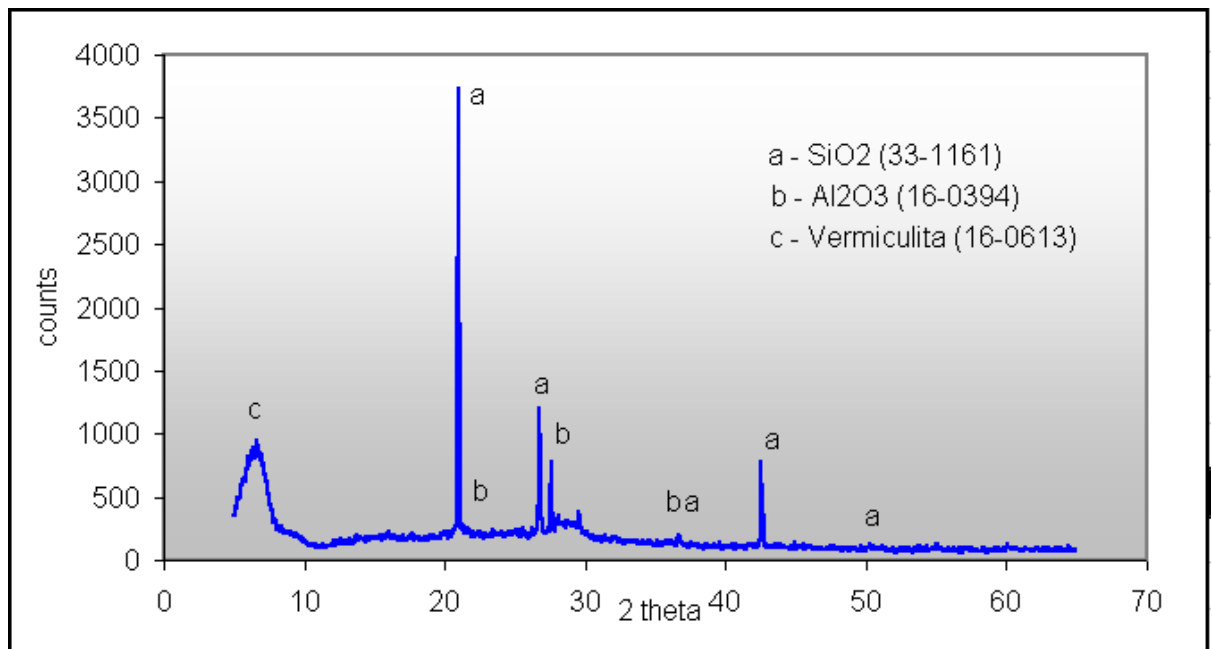


Figura 02 – Difratoograma da bentonita comercial

Souza (2003) menciona que a constituição química das argilas bentonitas é formada, basicamente, por SiO_2 , Al_2O_3 , correspondendo a 85% de sua composição, vale salientar que esse material possui baixos teores de sais solúveis em água, matéria orgânica e enxofre.

O uso das argilas bentonitas extrapola o campo da engenharia de fundações, o que pode ser verificado na pecuária, como alimentação animal para eliminação de toxinas de alimentos, na vinicultura, como clarificante proteico, na indústria farmacêutica dentre outras. Para execução de serviços estacas é de vital importância devido à sua alta porosidade e inércia química o que implica em não agressão ao meio ambiente.

Não obstante outras modalidades de fundação poderiam ser executadas no local, entretanto o deslocamento de maquinário pesado como bate estacas (contrapondo-se a rotativa manual empregada) e o desprendimento inevitável de óleos e graxa por estes incorreria em impacto ao meio ambiente de difícil processo de mitigação. A escolha da fundação proposta além de satisfazerem os quesitos de segurança requeridos foi baseada em critérios ambientais colocando de maneira secundária o fator custo do serviço em detrimento da manutenção do meio ambiente como um todo

O dimensionamento de um elemento de fundação em estaca, se dá pela verificação estrutural do fuste, e determinação de seu comprimento pela interação com o subsolo.

Analisando a bibliografia podemos citar alguns métodos de dimensionamento das microestacas, a citar leis de Cambefort, Banguelin e Venon, Massad, Método Décourt-Quaresma (1978), Método Aoki-Velloso (1975), Lizzi (1981) Décourt-Quaresma, FUNDESP Com Base no Ensaio de SPTT. Métodos para Avaliação da Capacidade de Microestacas, Dringenberg (1985), Aoki, N. Velloso e Costa Nunes.

Para a ponte em estudo preferimos dimensioná-la pela média dos valores encontrado pelas metodologias recomendada por Pedro Paulo – Costa Velos, Aoki – Velloso, Decourt – Quaresma, Alberto Henriques Teixeira e Urbano Rodrigues Alonso.

Salvo em casos específicos de estacas sem o confinamento do solo (quando há erosão do solo abaixo dos blocos de coroamento) ou quando essa resistência ao confinamento seja (casos de estacas de pequeno diâmetro em argila mole), a verificação de flambagem não é comumente feita nos projetos.

Segundo DÉCOURT (1996), no caso de estaca parcialmente imersa no solo pode-se supor que a flambagem esteja restrita ao comprimento crítico (LC), e usar a hipótese simplificadora de admitir que a estaca esteja engastada a uma profundidade da ordem da metade de LC.

No caso de estaca parcialmente imersa no solo e com topo livre, a carga crítica de flambagem (QF) é dada por:

$$Q_f = \pi^2 E I / 4 (L_o + L_e)^2$$

Em que:

QF = carga crítica de flambagem;

E = módulo de elasticidade da estaca;

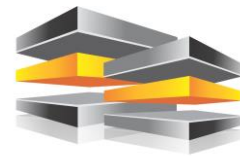
I = momento de inércia da seção transversal da estaca;

L_o = comprimento livre da estaca. L_o = 600cm

L_e = profundidade de engastamento = metade de LC; L_e = 200 cm,

Para as estacas em questão, considerando o comprimento livre da estaca L_e = 600,00 cm e a profundidade de engastamento, módulo de elasticidade da estaca E=280.000 kgf/cm⁴; L_e = 200 cm temos uma carga crítica de flambagem Q_f = 102.8013,03kg.

Assim a carga crítica de flambagem é muito menor que a carga da estaca o que garante que este elemento estrutural não irá flambar.



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

Planilha cálculo de estaca armada enterrada		01/12/2022 08:21	Edificação	Ponte 21m
Cliente/emp.	Município de Presidente Tancredo Neves, Ponte da Amizade	cidade	UF	BA
Profissional	Rycart Emmanoel Pinheiro da Silva CREA-BA: 32.406-D	Quadra	Lote	

Aço longitudinal
5 Ø 10,0 mm

Aço de estribos (ramo duplo)
Ø 5,0 mm C/ 12,3 cm

Selecione o tipo de fundação

1 Estaca escavada com uso de lama

Carga compressão

2 30,0 tf

Atrito lateral da fund

3 1,0 tf

Carga Tração

4 1,0 tf

Momento

5 1.000 Kg.m

Carga Horizontal

6 2,0 tf

Diâmetro seção circular

7 30,0 cm

Altura da fundação

8 8,0 m

fck

9 280 kg/cm²

Aço principal

10 10,0 mm CA 50

Aço dos estribos

11 5,0 mm CA 50

Cobrimento

12 3,0 cm

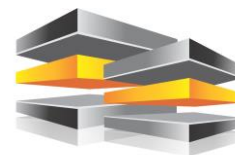
8- Altura da fundação

3- Atrito lateral na estaca

Resultados

As de compressão	0,00	cm²
As min de compressão	3,53	cm²
As de tração	0,52	cm²
As min de tração	0,33	cm²
As de momento	4,07	cm²
As min de momento	1,06	cm²
As cortante (estribos)	2,31	cm²
As min cortante	2,97	cm²
Volume de concreto	0,57	m³
Peso aço longitudinal	24,66	kg
Peso aço transversal	7,54	kg

da/db 0,8	ftk 23,8
Ac 706,86 cm²	NB 1,50
fcd 147,4	ψ 1,00
yc 1,9	Es 2100000
fyd 4200	m 0,03519
	p 0,16420



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

Planilha cálculo carga admissível estacas										01/12/2022 08:21		Edificação		Ponte Rural	
Cliente/emp.		Município de Presidente Tancredo Neves - Ponte da Amizade, 21m.								cidade		UF		Ba	
Profissional		Rycart Emmanoel Pinheiro da Silva CREA-BA: 32.406-D								Quadra		Lote			
Tipo de Estaca										☐ Premoldada (concreto ou aço) ☐ Franki ☐ Hélice Contínua ☐ Escavadas sem revestimentos ☐ Escavadas com revestimentos ou lama ☐ Hollow Auger ☒ Raiz					
Sondagem															
Cota (m)	Nº SPT	Argila Siltosa	Argila Arenosa	Siltos Argiloso	Siltos Arenoso	Areia Argilosa	Areia Siltosa	Areia	Areia com pedregulhos						
1	9	☐	☐	☒	☐	☐	☐	☐	☐						
2	7	☐	☐	☐	☐	☐	☒	☐	☐						
3	4	☐	☐	☐	☐	☐	☒	☐	☐						
4	7	☐	☒	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
5	4	☐	☐	☐	☐	☐	☒	☐	☐						
6	6	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐	☐						
7	7	☐	☐	☐	☐	☐	☒	☐	☐						
8	60	☐	☐	☐	☐	☐	☒	☐	☐						
9	60	☐	☐	☐	☐	☐	☒	☐	☐						
10	60	☐	☐	☐	☐	☐	☒	☐	☐						
11		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
12		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
13		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
14		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
15		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
16		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
17		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
18		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
19		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
20		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
21		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
22		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
23		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
24		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
25		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
26		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
27		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
28		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
29		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
30		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
31		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
32		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
33		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
34		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						
35		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐						

Comprimento total da estaca (m)

8,0 m

Diâmetro seção circular

300,0 mm

Volume base alargada (Franki) (L)

litros

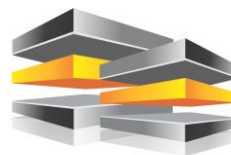
Tipo de carregamento "P.P.C.V"

Compressão

Resultado dos "processos"

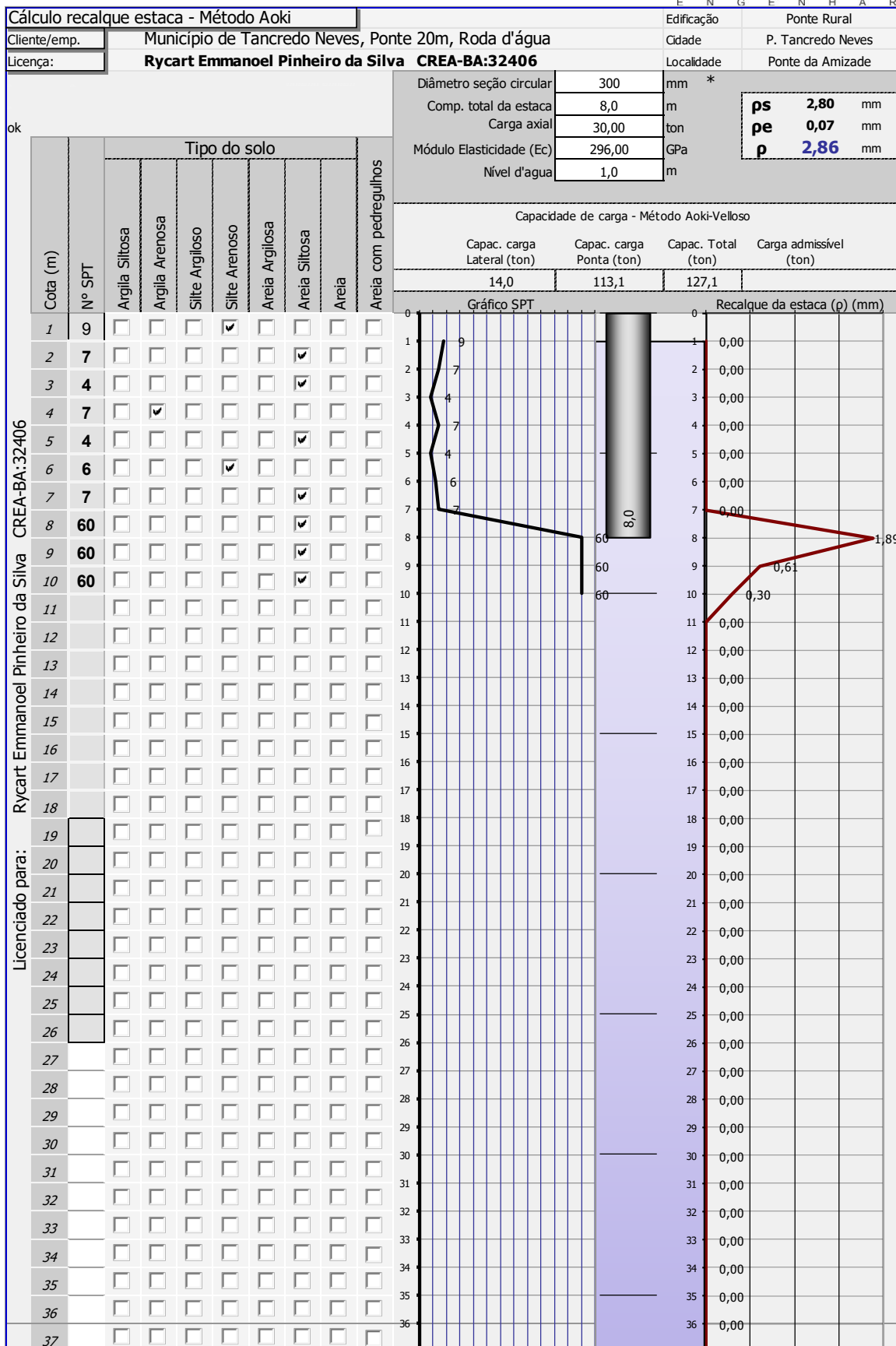
Carga admissível da estaca (t)

	Capacidade de carga total da estaca (t)	Capacidade de carga resistência de ponta (t)	Capacidade de carga atrito lateral (t)	
Pedro Paulo Costa Velloso	29,0	35,8	64,8	25,9
Aoki-Velloso	14,9	75,4	90,3	45,2
Decourt-Quaresma	29,2	44,1	73,3	33,5
Alberto Henriques Teixeira	24,9	5,4	30,3	15,2
Urbano Rodrigues Alonso	23,9	32,3	56,2	28,1
Média dos processos	24,4	38,6	63,0	29,6



PINHEIRO

E N G E N H A R I A



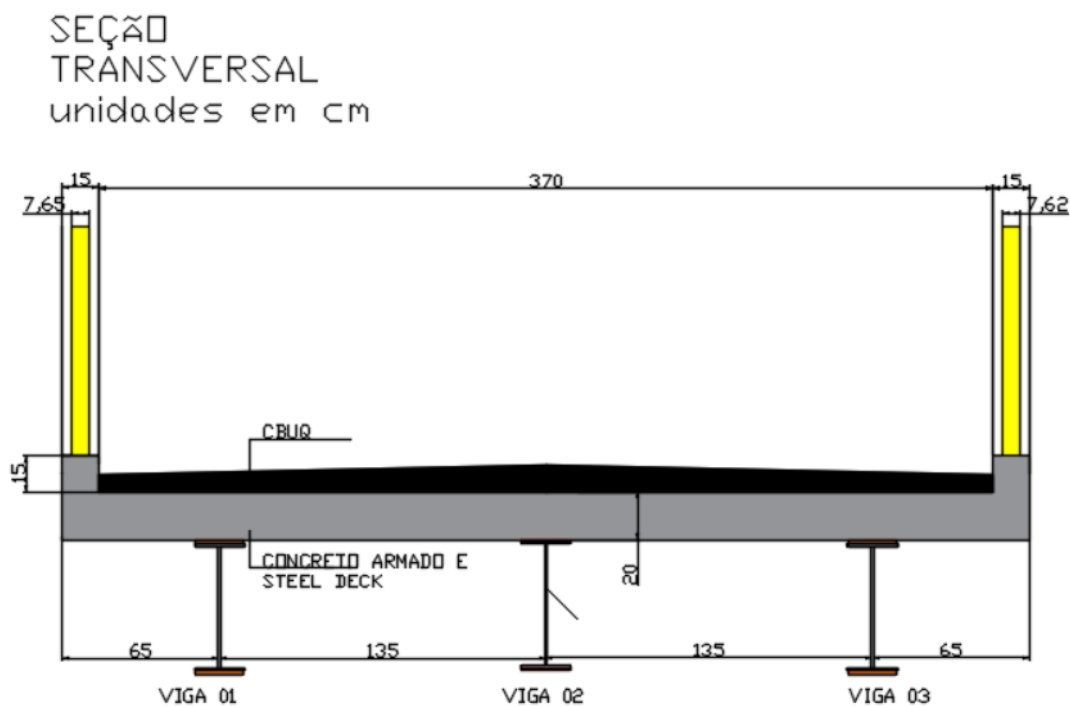
Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.

3. MEMÓRIA DE CÁLCULO DA ESTRUTURA EM MISTA: VIGAS METÁLICAS EM PERFIL LAMINADO E LAJE EM STEEL DECK.

PONTE 21 M

Seção considerada:

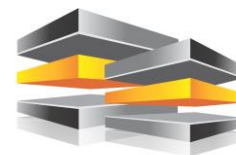


Definição de cargas

Cargas distribuídas na laje	Fórmula	Total (KN/m)
Peso próprio da laje	Area da seção * Densidade concreto armado = $0,2 \text{ m} * 4 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}^3 / 4$	5
Peso CBUQ	Altura média * largura * Densidade CBUQ = $[(0,11 \text{ m} + 0,07 \text{ m}) / 2] * 3,65 \text{ m} * 24 \text{ kN/m}^3$	2,16
Peso recapeamento	Valor normativo 2 kN/m^2	2
Peso total na pista de rolamento	Peso próprio laje + Peso CBUQ + Peso recapeamento	9,16
Peso total no passeio Sem revestimento asfáltico	Peso da laje	5

Cargas concentradas na laje	Fórmula	Total (KN/m)
Peso guarda corpo	Valor normatizado = 2,0 kN/m	2
Peso guarda roda em concreto	Área de concreto x densidade do concreto armado = 0,15 m x 0,15 m x 25 kN/m ³	0,5625
Peso total de carga concentrada na laje	Peso da guarda corpo + peso guarda roda	2,6 (Aproximadamente)

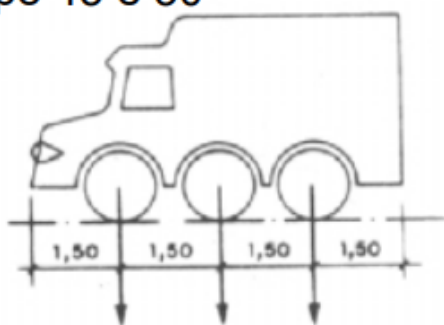
Carga móvel:



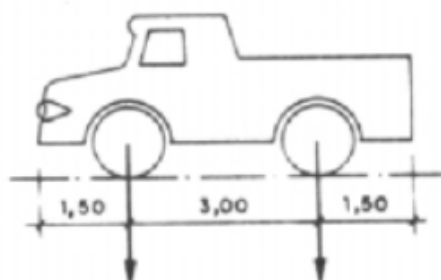
PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Classe da ponte	Veículo	Carga uniformemente distribuída	
	Peso total	q	q'
	(kN)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
45	450	5	3
30	300	5	3
12	120	4	3

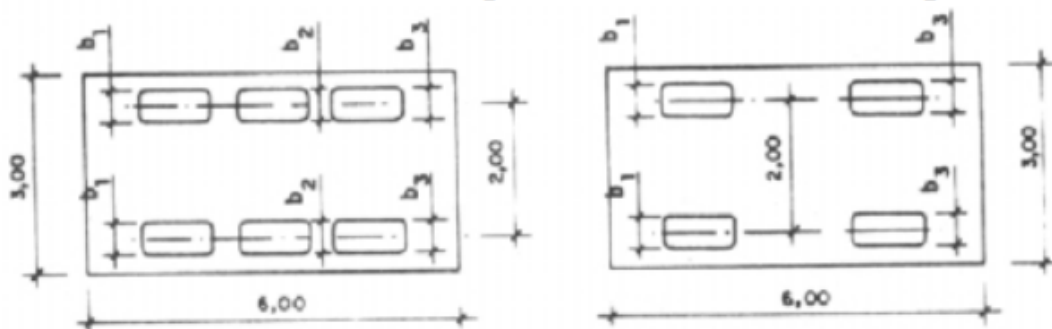
Tipo 45 e 30



Tipo 12



Vista lateral esquemática dos veículos tipo



Dimensões da área de contato das rodas no pavimento

Determinação das reações nas vigas longarinas:

Considerando TB45

Para definir as cargas nas vigas longarinas utilizou-se o software FTOOL:

Para a determinação das reações da laje na viga devido ao peso dos veículos adotou-se os coeficientes de impacto:

CNF (Coeficiente de número de faixas) = 1,0

CIV (Coeficiente de impacto vertical) = 1,35

CIA (Coeficiente de impacto adicional) = 1,25 (estrutura mista aço e concreto)

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.

Logo, o Coeficiente de impacto total foi de

$$CIT = CNF * CIV * CIA = 1 * 1,35 * 1,25 = 1,6875$$

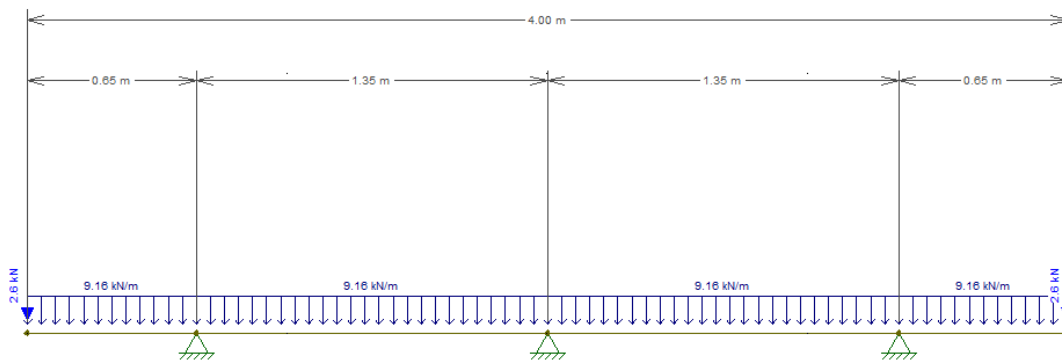
Carga concentrada = 75 kN

Carga concentrada majorada = $75 \text{ kN} * 1,68 = 126,0 \text{ kN}$

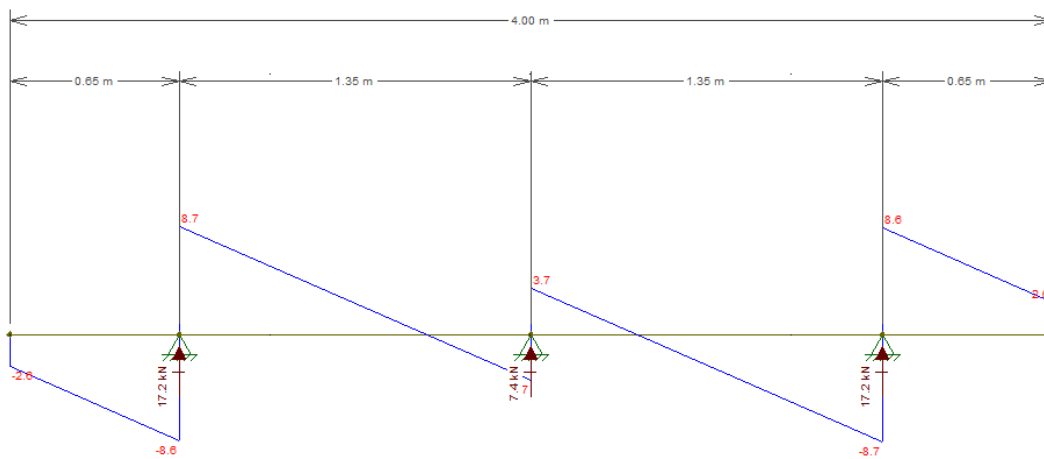
Carga distribuída = 5 kN/m^2

Carga distribuída majorada = $5 \text{ kN/m}^2 * 1,68 = 8,40 \text{ kN/m}^2$

CARGA PERMANENTE:



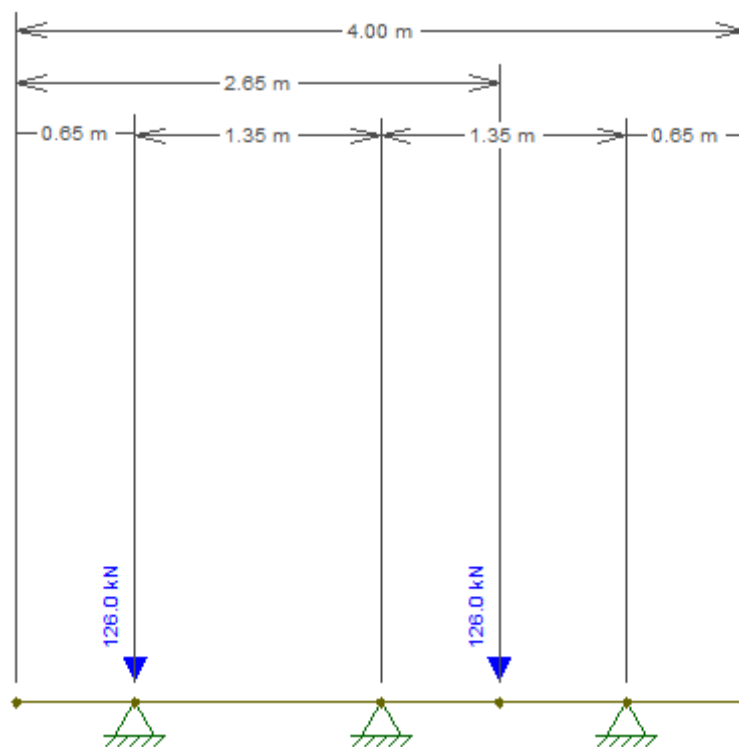
ESFORÇO CORTANTE



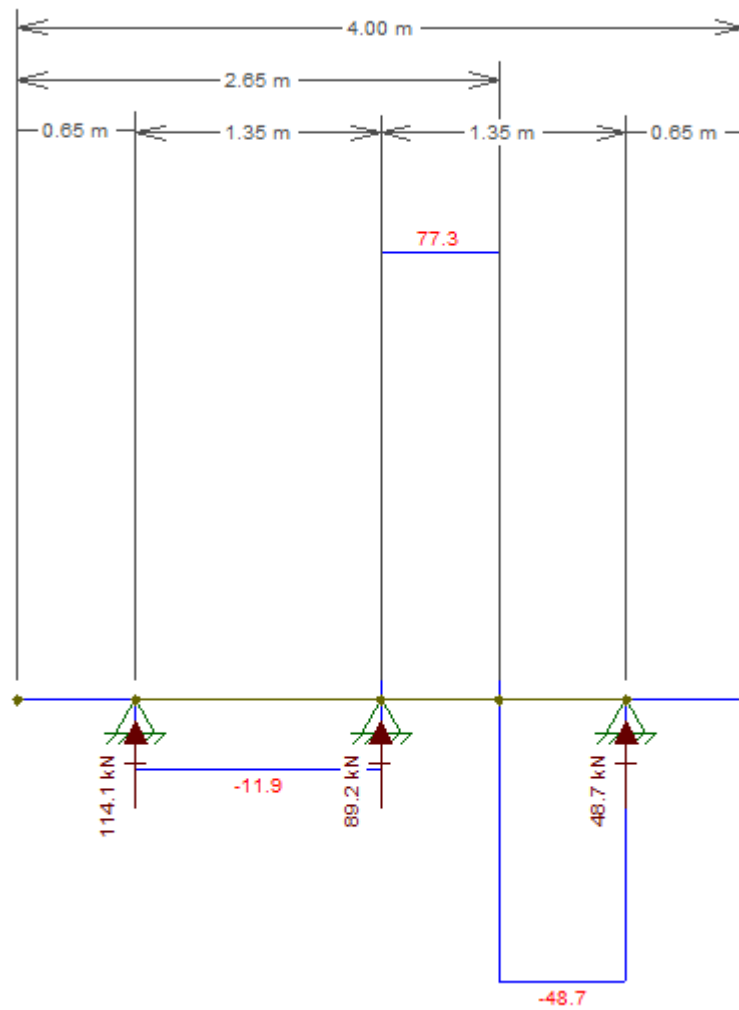
MOMENTO FLETOR



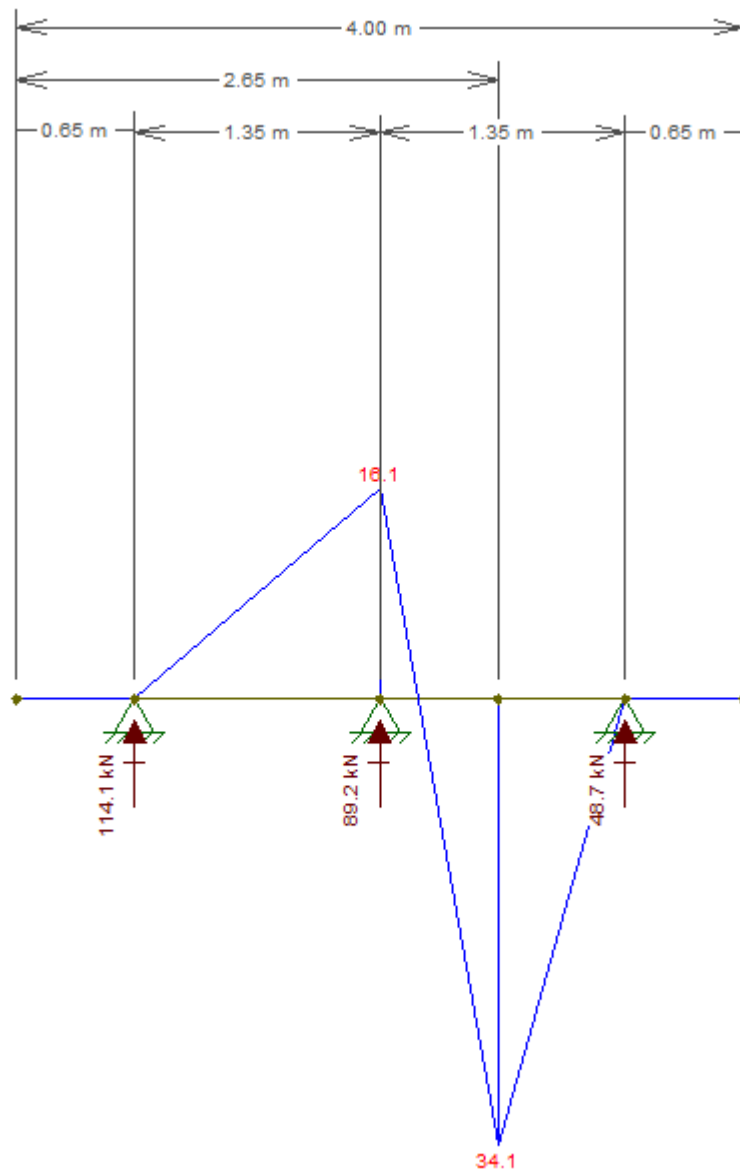
CARGA MÓVEL COM VEÍCULO TREM TIPO NA POSIÇÃO DESFAVORÁVEL



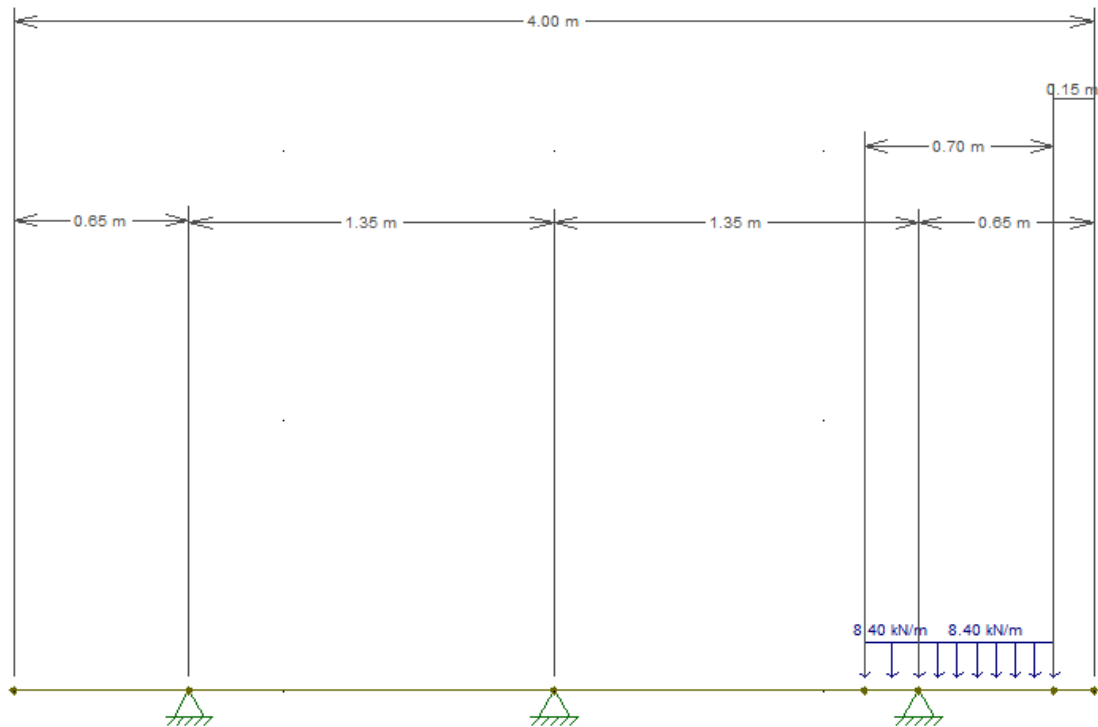
ESFORÇO CORTANTE



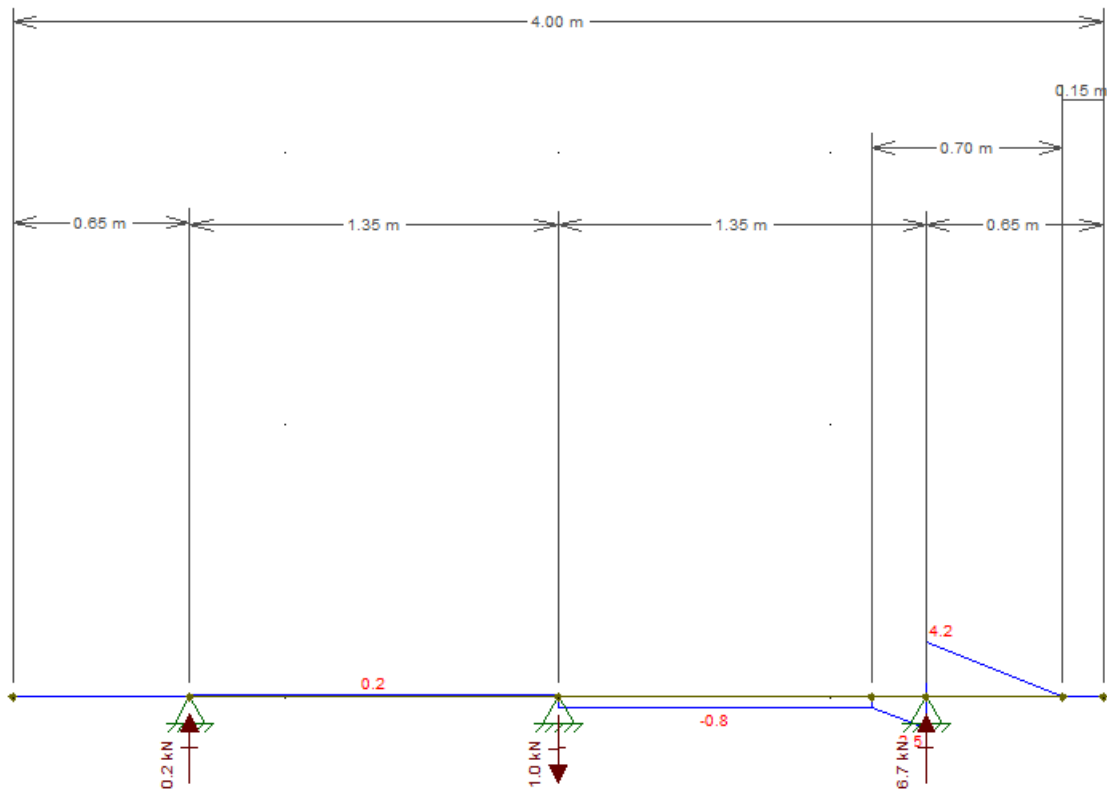
MOMENTO FLETOR



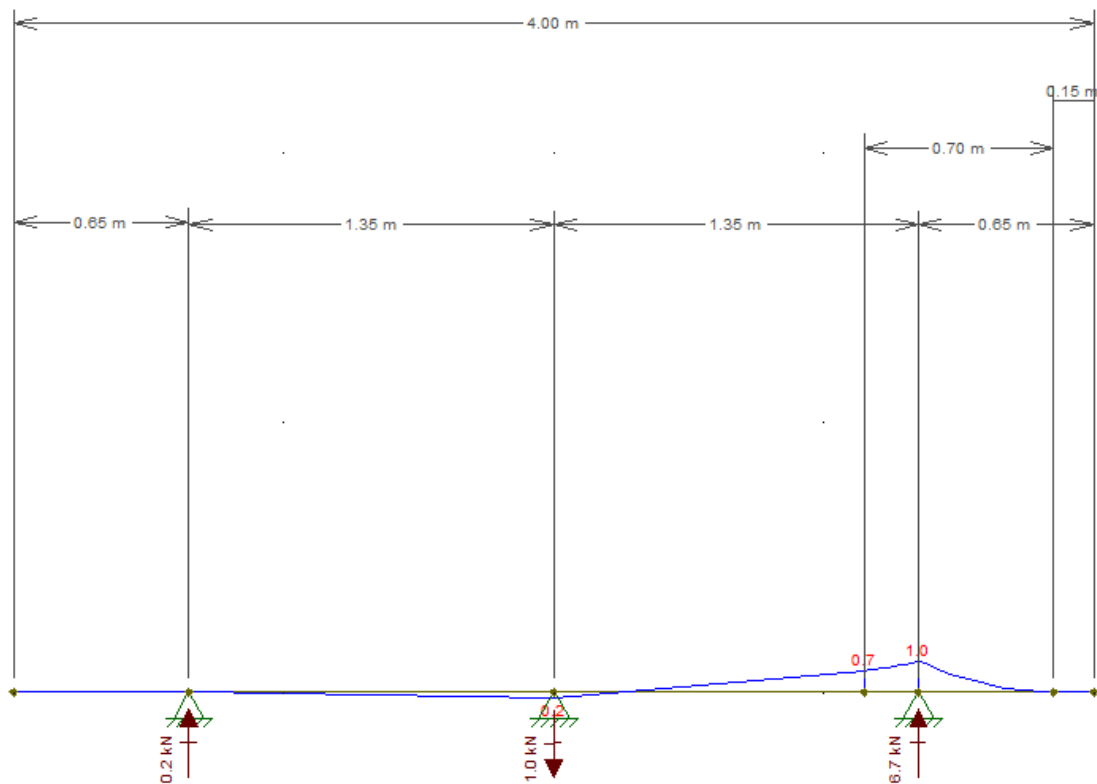
CARGA MÓVEL DISTRIBUÍDA AO REDOR DO VEÍCULO



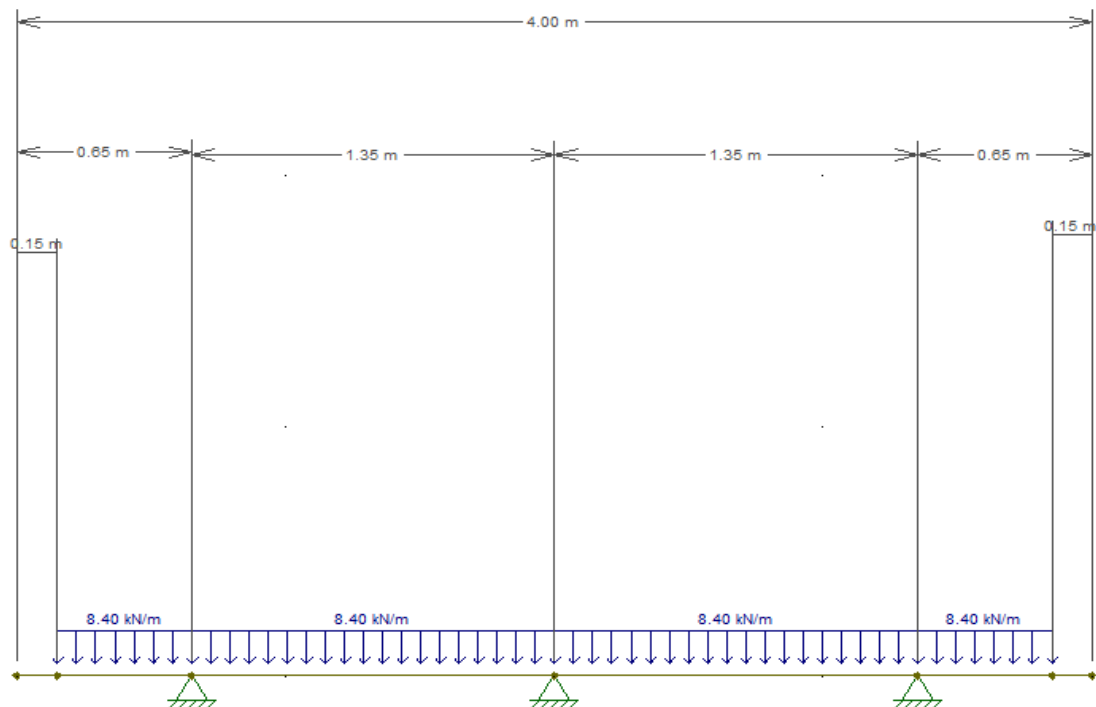
ESFORÇO CORTANTE



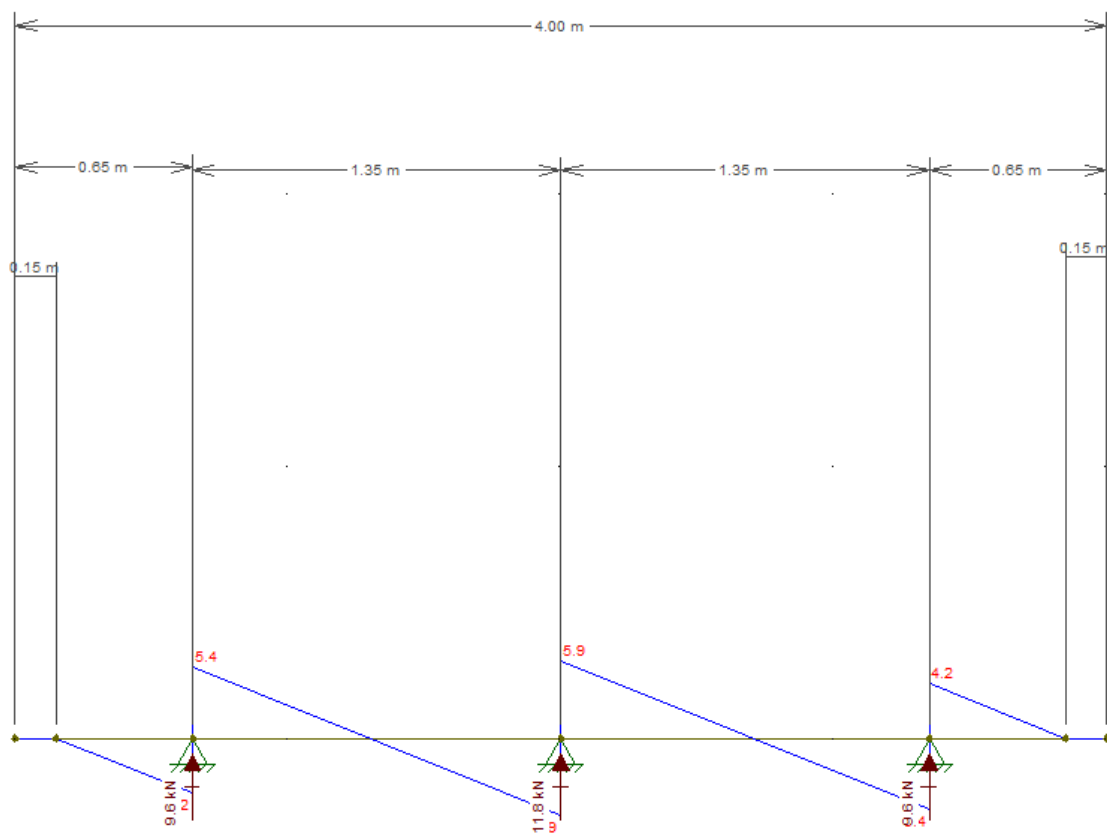
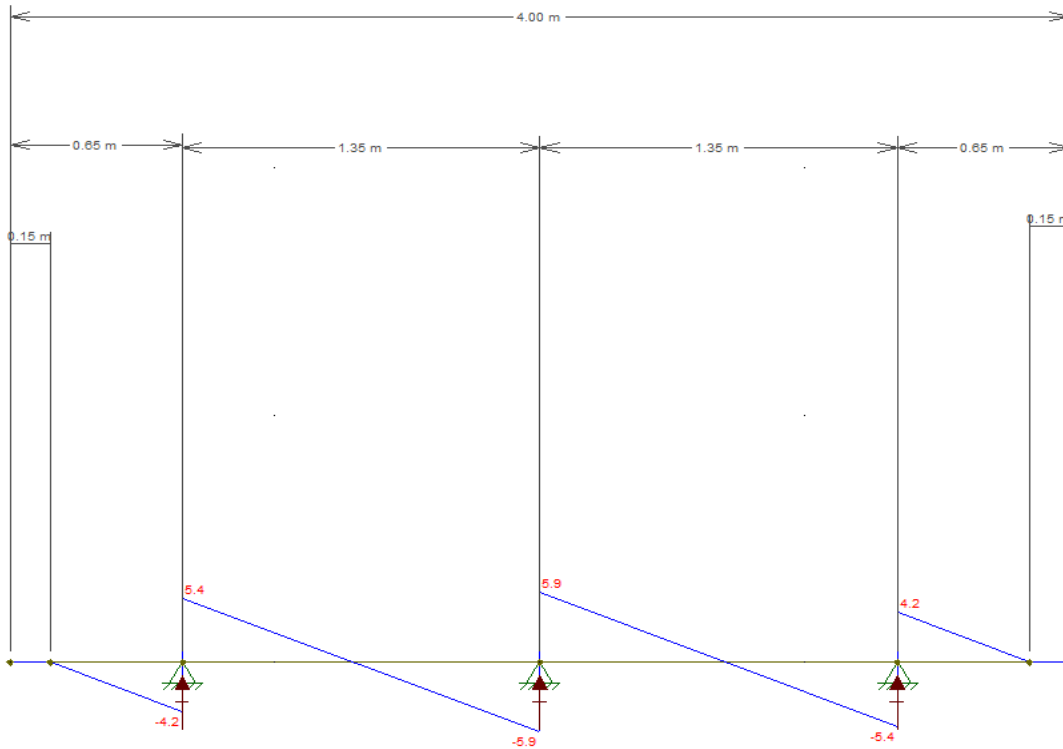
MOMENTO FLETOR

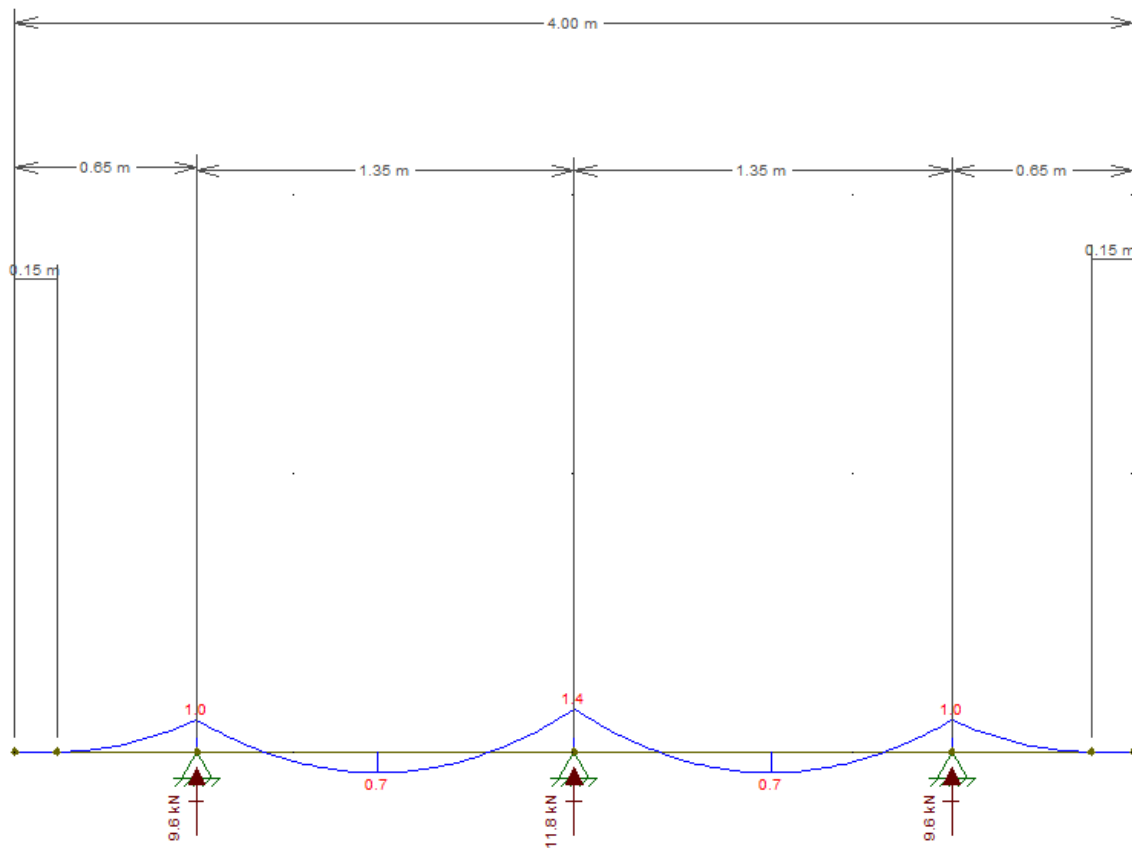


CARGA MÓVEL DISTRIBUÍDA ONDE NÃO HÁ TREM-TIPO



ESFORÇO CORTANTE





RESUMO DA CARGA NAS VIGAS

VIGA	CARGA PERMANENTE KN/m	CARGA MÓVEL CONCENTRADA KN	CARGA MÓVEL DISTRIBUÍDA AO LADO DO VEÍCULO KN/m	CARGA MÓVEL DISTRIBUÍDA EM TODA SEÇÃO DA PONTE KN/m
EXTREMIDADE V1=V3	17,2	114,1	6,7	9,6
V2	7,4	89,2	0	11,8

Cálculo do trem-tipo homogeneizado
NOVA CARGA CONCENTRADA:

$$V1 = V3 = 114,1 - \left((9,6 - 6,7) * \frac{6}{3} \right) = 108,3 \text{ KN}$$

$$V2 = 89,2 - \left((11,8 - 0) * \frac{6}{3} \right) = 65,60 \text{ KN}$$

CARGA TREM TIPO HOMOGENEIZADA

VIGA	CARGA PERMANENTE KN/m	CARGA MÓVEL CONCENTRADA KN	CARGA MÓVEL DISTRIBUÍDA AO LADO DO VEÍCULO KN/m	CARGA MÓVEL DISTRIBUÍDA EM TODA SEÇÃO DA PONTE KN/m
EXTREMIDADE V1=V3	17,2	114,1	9,6	9,6
V2	7,4	65,6	11,8	11,8

DIAGRAMA DE ESFORÇOS NAS VIGAS

VIGAS 1 E 3

DIAGRAMA DE CARGA PERMANENTE

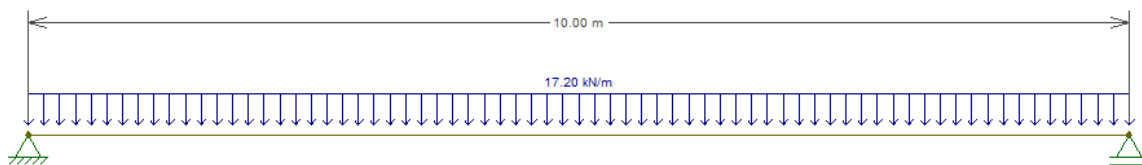


DIAGRAMA MOMENTO FLETOR

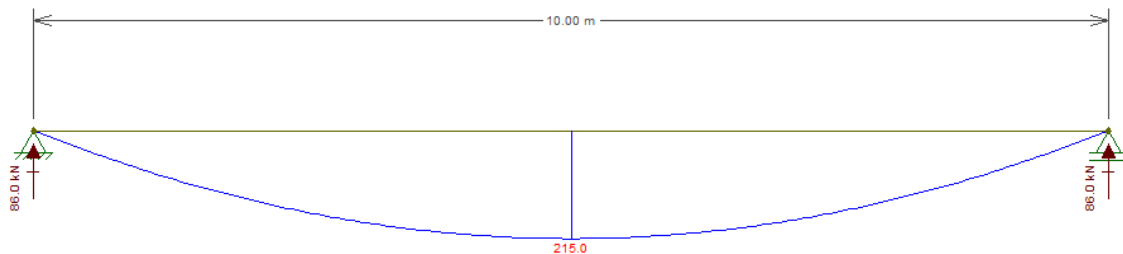


DIAGRAMA ESFORÇO CORTANTE

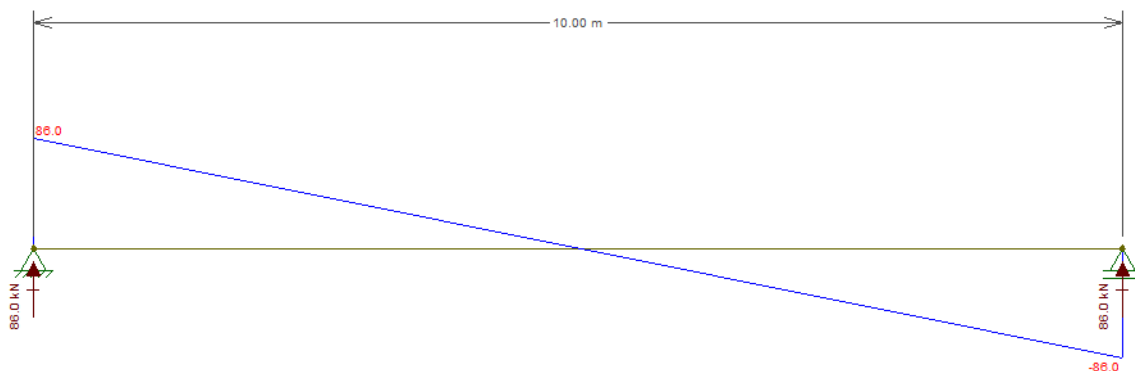


DIAGRAMA DE CARGA MÓVEL

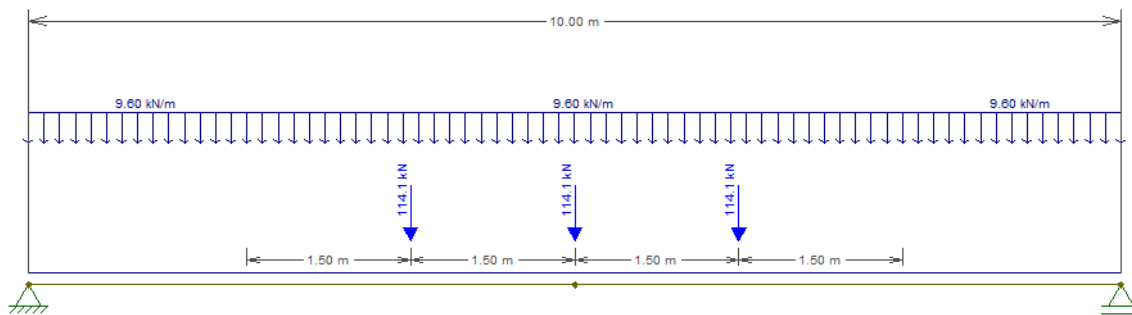


DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR

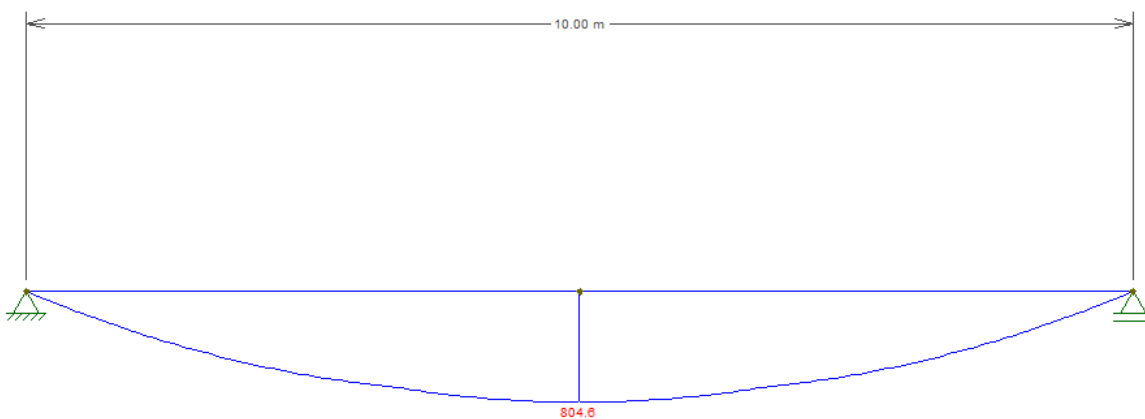
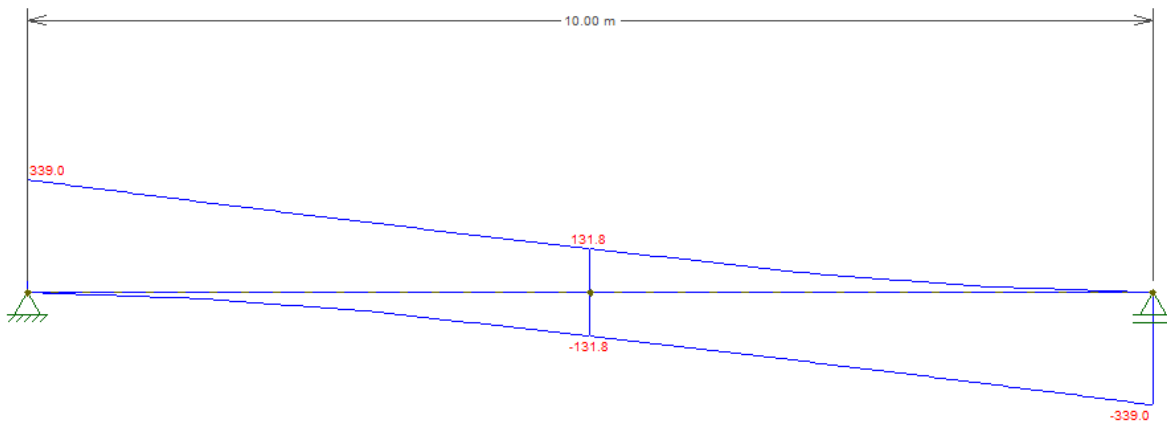


DIAGRAMA DE ESFORÇO CORTANTE



VIGA 2 DIAGRAMAS DE CARGA PERMANENTE

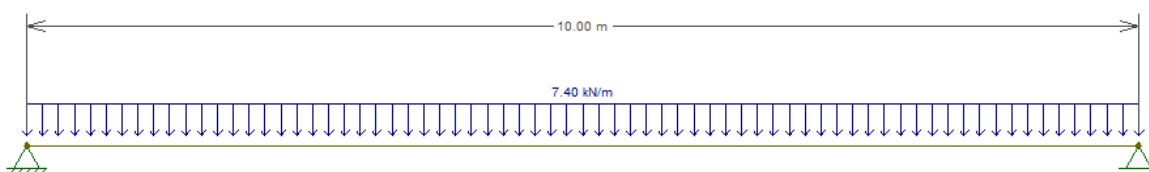


DIAGRAMA MOMENTO FLETOR

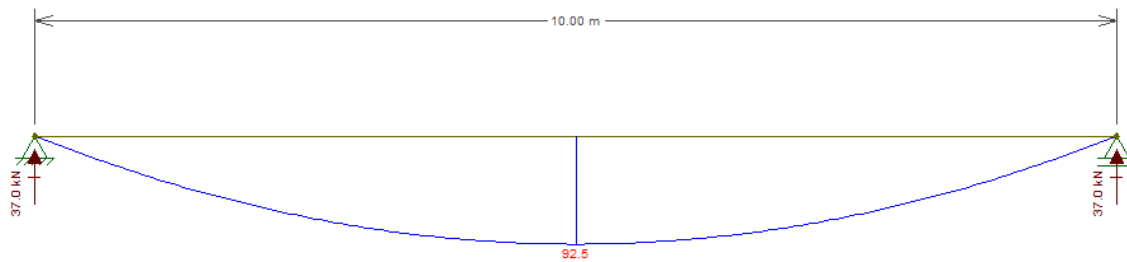
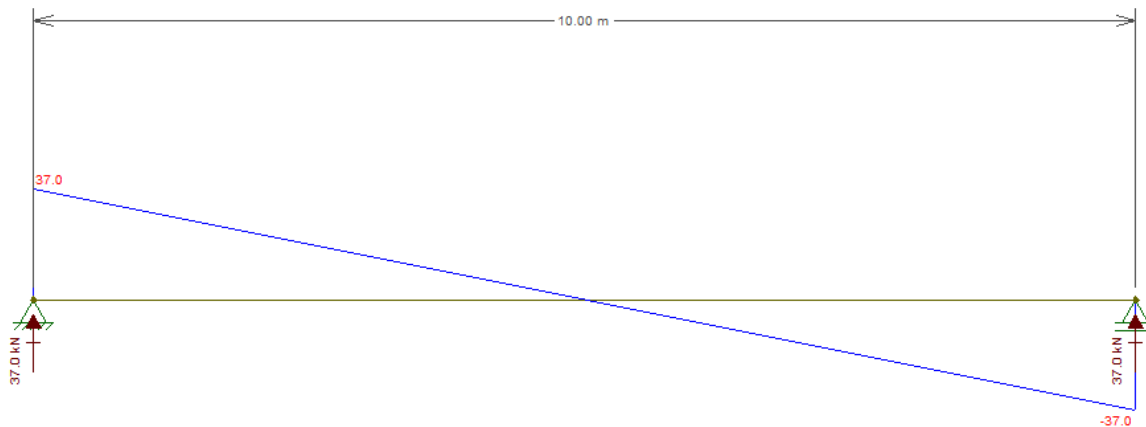


DIAGRAMA ESFORÇO CORTANTE



DIAGRAMAS DE CARGA MÓVEL

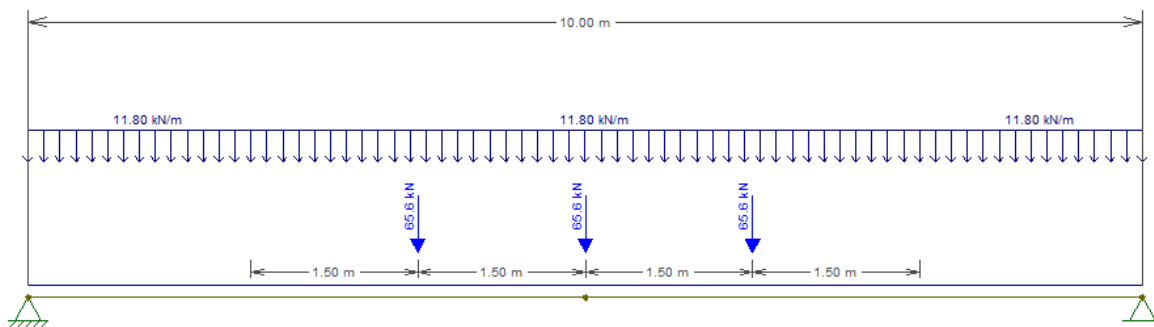


DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR

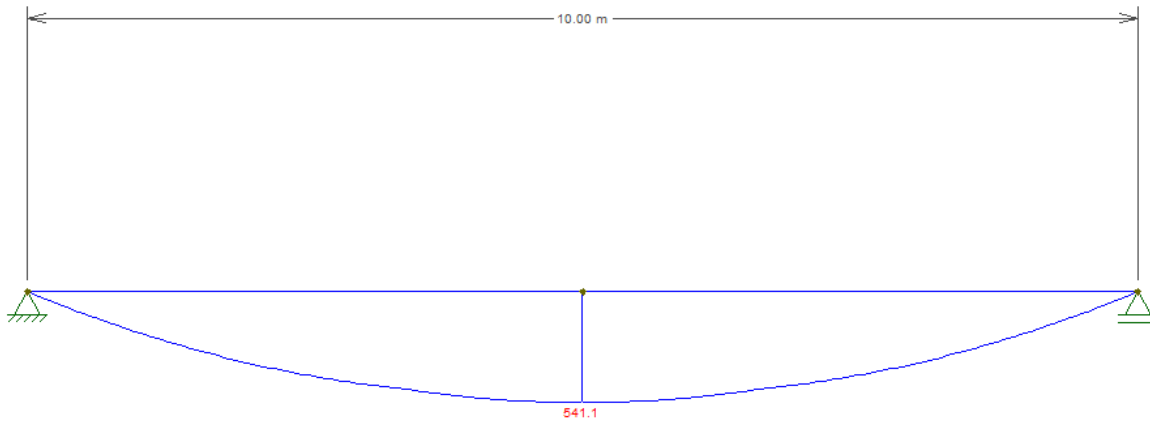
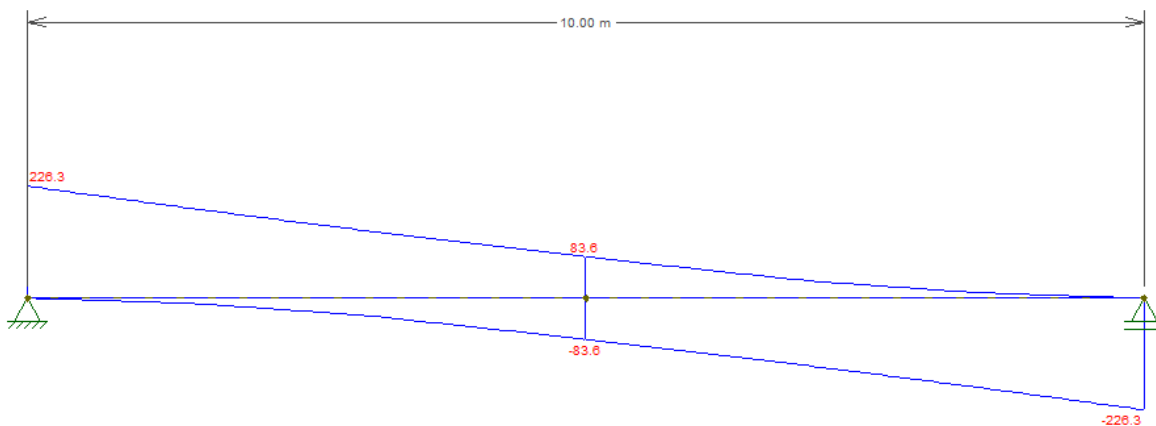


DIAGRAMA DE ESFORÇO CORTANTE



ESFORÇOS SOLICITANTES

VIGA	PERMANENTE		MÓVEL	
	Momento fletor (KN.m)	Esforço cortante (KN)	Momento fletor (KN.m)	Esforço cortante (KN)
V1 E V3	215	86	804,6	339
V2	92,5	37	541,1	226,3

COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Seção	M permanente	Mmovel	Mq-	1,3Mg+1,5Mq	1,3Mg+1,5Mq-	1,0Mg+1,5Mq	1,0Mg+1,5Mq-
centr al	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
V1 E V3	215	804,6	0	1486,4	279,5	1421,9	215
V2	92,5	541,1	0	931,9	120,25	904,15	92,5

O máximo momento fletor de cálculo nas vigas 1 e 3 é de 1486,4 KN.m.

O máximo momento fletor de cálculo na viga 2 é de 931,9 KN.m.

Combinação de ações:

Seção	V permanente	Vmovel	Vq-	1,3Vg+1,5Vq	1,3Vg+1,5Vq-	1,0vg+1,5Vq	1,0Vg+1,5Vq-
apoio	kN	KN	kN	kN	kN	kN	kN
V1 E V3	86	339	0	620,3	111,8	594,5	86
V2	37	226,3	0	387,55	48,1	376,45	37

O máximo esforço cortante de cálculo nas vigas 1 e 2 é de 620,3 KN.

O máximo esforço cortante de cálculo na viga 2 é de 387,55 KN.

DIMENSIONAMENTO DA VIGA METÁLICA

Tomando como base o perfil W 530 x 72 para o dimensionamento da ponte, com propriedades apresentada na tabela a seguir.

W530 X	PERFIL			Mas	Altur	Áre	Alma		Mesa		Eixo XX				Eixo YY				J			
	Kg/	(m)	(h)				A	(t0)	(h0)	(tf)	(bf)	Ix	Wx	(ix)	Zx	ly	Wy	(iy)				Zy
72																						
524																						
91,6																						
9,0																						
502																						
10,9																						
207																						
39969																						
1526																						
20,90																						
1756																						
1615																						
156																						
4,2																						
244,6																						
33,4																						
9,5																						
53,1																						

CÁLCULO DO MOMENTO PLÁSTICO (Z) MÍNIMO:

PARA VIGA 1 E 3

Mr = z.fy

Considerando aço AR350

PARA VIGA 2:

$$Z = 2 \cdot (35,2 \text{ cm}^2 \cdot 27 \text{ cm} + 22,563 \text{ cm}^2 \cdot 25,66 \text{ cm} + 22,599 \text{ cm}^3 \cdot 12,56 \text{ cm}) = 3626,42 \text{ cm}^4$$

OUTROS PARÂMETROS:

$$\text{Área} = 160,72 \text{ cm}^2$$

$$Y \text{ CENTROIDE} = 27,80 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = 90541,36 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 4453,85 \text{ cm}^4$$

$$\text{Raio de giração } x = 23,73 \text{ cm}$$

$$\text{Raio de giração } y = 5,26 \text{ cm}$$

VERIFICAÇÃO DE ESBELTEZ DA SEÇÃO:

VIGA 01 e 03 – REFORÇADA

$$\text{Mesa } b_f/2t_f = 30/(2,69 \cdot 2) = 5,57$$

Limite de esbeltez da mesa considerando aço AR350

$$\lambda_p = 9,1$$

$$\lambda_r = C \left(\frac{E}{\frac{0,7fy}{kc}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$C = 0,95 \text{ (perfil soldado)}$$

$$K_c = 4/((h_0/t_0)^{(1/2)})$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot ((200000/(0,7 \cdot 350/0,38)))^{1/2} = 17,61$$

Alma

$$h_0/t_0 = 55,8$$

Limite de esbeltez da alma considerando aço AR350 =

$$\lambda_p = 90$$

$$\lambda_r = 136$$

VERIFICAÇÃO DE ESBELTEZ DA SEÇÃO:

VIGA 02 – REFORÇADA

$$\text{Mesa } b_f/2t_f = 22/(2,69 \cdot 2) = 4,08$$

Limite de esbeltez da mesa considerando aço AR350

$$\lambda_p = 9,1$$

$$\lambda_r = C \left(\frac{E}{\frac{0,7fy}{kc}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$C = 0,95$ (perfil soldado)

$$K_c = 4 / ((h_0/t_0)^{1/2})$$

$$\lambda_r = 0,95 * ((200000 / (0,7 * 350 / 0,38)))^{1/2} = 17,61$$

Alma

$$h_0/t_0 = 55,8$$

Limite de esbeltez da alma considerando aço AR350 =

$$\lambda_p = 90$$

$$\lambda_r = 136$$

Sendo as seções da alma e mesa compactas, o momento fletor resistente corresponde ao momento de plastificação.

$$\text{Para Viga 1 e 3 } M_{pl} = f_y * z / \gamma_s = (35 * 4317,62 \text{ cm}^4) / 1,1 = 137.378,81 \text{ KN.cm}$$

$$\text{Para Viga 2 } M_{pl} = f_y * z / \gamma_s = (35 * 3626,42 \text{ cm}^4) / 1,1 = 115.386,090 \text{ KN.cm}$$

VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO DE CISALHAMENTO:

$$V_{pl} = 0,6 * A_w * f_y$$

VIGA 1 e 3

$$A_w = \frac{Vd}{0,6 * f_y} = \frac{620,3}{35 * 0,6} = 29,54 \text{ cm}^2$$

A área cisalhada no perfil escolhido é:

$$A = h * t_o = 55,6 \text{ cm} * 0,9 \text{ cm} = 50,04 \text{ cm}^2$$

Portanto, o perfil atende a solicitação de cisalhamento.

VIGA 2:

$$A_w = \frac{Vd}{0,6 * f_y} = \frac{387,55}{35 * 0,6} = 18,45 \text{ cm}^2$$

A área cisalhada no perfil escolhido é:

$$A = h * t_o = 55,6 \text{ cm} * 0,9 \text{ cm} = 50,04 \text{ cm}^2$$

Portanto, o perfil atende a solicitação de cisalhamento.

ANÁLISE DE FLECHA

Adotando-se o limite de flecha de $L/800$, sendo L o vão das vigas, temos o valor de 1,25 cm de limite de deformação.

VIGA 1 E 3

$$flecha = \left[\frac{\left(5 * q_m * \frac{L^4}{8} + P_m * (L - 3m) * (3 * L^2 - (L - 3m)^2) \right)}{48 * E_a * I} \right]$$

E = 20000 kN/cm²

I- Momento de inércia da viga = 108936,52 cm⁴

q_m = carga distribuída de projeto (carga móvel) = 0,96 tf/m

P_m = carga concentrada (carga móvel) = 11,4 tf

Flecha resultante = 0,29 cm (menor que L/800 = 1,25 cm), portanto atende ao limite máximo de deformação.

Flecha quanto a carga permanente:

x= 500 cm

$$flecha = \frac{(CP * X)}{24 * E_a * I} * (L^3 - 2L * x^2 + x^3)$$

CP- Carga permanente (Viga 1 e 3 = 0,172 KN/cm)

X- 500 cm.

E_a = 20000 KN/cm².

I= 108936,52 cm⁴

L=1000 cm

Flecha = 1,02 cm

Limite para flecha permanente é de L/350, sendo L o vão da viga, resulta em 2,86 cm. Logo, a viga atende a deformação limite.

VIGA 2:

Adotando-se o limite de flecha de L/800, sendo L o vão das vigas, temos o valor de 1,25 cm de limite de deformação.

$$flecha = \left[\frac{\left(5 * q_m * \frac{L^4}{8} + P_m * (L - 3m) * (3 * L^2 - (L - 3m)^2) \right)}{48 * E_a * I} \right]$$

E = 20000 kN/cm²

I- Momento de inércia da viga = 90541,36 cm⁴

q_m = carga distribuída de projeto (carga móvel) = 1,18 tf/m

P_m = carga concentrada (carga móvel) = 6,56 tf

Flecha resultante = 0,20 cm (menor que L/800 = 1,25 cm), portanto atende ao limite máximo de deformação.

Flecha quanto a carga permanente:
x= 500 cm

$$flecha = \frac{(CP * X)}{24 * Ea * I} * (L^3 - 2L * x^2 + x^3)$$

CP- Carga permanente (Viga 2 = 0,074 kN/cm)

X- 500 cm.

Ea = 20000 kN/cm².

I= 90541,36 cm⁴

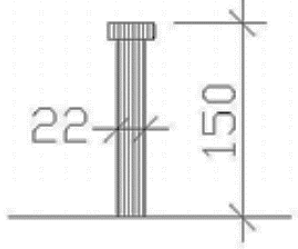
L=1000 cm

Flecha = 0,5321 cm

Limite para flecha permanente é de L/350, sendo L o vão da viga, resulta em 2,86 cm. Logo, a viga atende a deformação limite.

DIMENSIONAMENTO DE CONECTORES À LAJE

- TIPO STUD

	Altura: Hs = 15 cm Diâmetro ds = 2,2 cm Área As = 3,8 cm² Verificação Hs/ds = 6,82 > 4, ok	Resistência à fadiga (para 500.000 ciclos) $Zrs = \alpha \cdot ds^2$ $\alpha = 7,3 \frac{kN}{cm^2}$
Resistência última: $Ec = \frac{(4800 MPa)}{(\sqrt{1MPa})}$ $* (\sqrt{fck})$	$Ec = 2400 \frac{kN}{cm^2}$	$fck = 2,5 \frac{kN}{cm^2}$ $Sus = 0,5 * Asc * (\sqrt{fck * Ec}) = 147 \frac{kN}{Stud} < 41,5 \frac{kN}{cm^2} * Asc = 158 kN$

CÁLCULO DA DISTÂNCIA ENTRE CONECTORES:

Região de extremos

VIGA 01 E 03

Tomando como base a seção de apoio, sendo que a distância máxima entre conectores é de 60 cm.

$m0 = \frac{bc * tc}{n} * (d_2 + ec - YM_2)$ $= 817,5$	$Qcm(xo) = 339 * 1,5 = 508,5 \text{ kN}$ $IMI_{(2)} = 1.060.816,1 \text{ cm}^4$ $bc = 100 \text{ cm}$ $tc = 10 \text{ cm}$ $n = 8$ $d_2 = 55,6$ $ec = 15$ $YM_2 = 64,06$ $m0 = 817,5$
$Scr0 = \frac{Qcm(xo) * mo}{IMI_2} = 0,39 \text{ kN/cm}^2$	

Distância máxima entre conectores na seção 0

$d0s = \frac{1 * Zrs}{Sro \text{ cm}} \text{ cm} = 89 \text{ cm}$	Como 89 cm é maior que o valor de espaçamento máximo de 60 cm, adota-se 1 studs diâmetro de 22x150 mm a cada 60 cm
---	---

VIGA 02

Tomando como base a seção de apoio, sendo que a distância máxima entre conectores é de 60 cm.

$m0 = \frac{bc * tc}{n} * (d_2 + ec - YM_2)$ $= 736,25$	$Qcm(xo) = 150,5 * 1,5 = 225,75 \text{ kN}$ $IMI_{(2)} = 1.056.537,2 \text{ cm}^4$ $bc = 100 \text{ cm}$ $tc = 10 \text{ cm}$ $n = 8$ $d_2 = 55,6$ $ec = 15$ $YM_2 = 64,3281$ $m0 = 736,25$
$Scr0 = \frac{Qcm(xo) * mo}{IMI_2}$ $= 0,157 \text{ kN/cm}^2$	

Distância máxima entre conectores na seção 0

$d0s = \frac{1 * Zrs}{Sro \text{ cm}} \text{ cm} = 222 \text{ cm}$	Como 222 cm é maior que o valor de espaçamento máximo de 60 cm, adota-se 1 studs diâmetro de 22x150 mm a cada 60 cm
--	--

Sabendo que o vão da viga possui 10 m, pode-se adotar a distância entre dupla de conectores tipo STUD de 0,6 m.

Número total de conectores é igual a 17.

Verificação de distância mínima dos conectores:

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.

Resistência última do perfil de aço

$$Aço = A_{seção} \cdot F_y = 229,5 \text{ cm}^2 \cdot 35 \text{ kN/cm}^2 = 8032,5 \text{ kN}$$

Resistência última do concreto:

$$\text{Concreto} = 0,85 \cdot b_c \cdot t_c \cdot f_{ck} = 0,85 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 = 852 \text{ kN}$$

A resistência limitante é a do concreto.

$P = 852 \text{ kN}$;

S_{us} (Resistência última do conector tipo stud) = 147 kN

$$N_s \text{ min} = \frac{P}{0,85 \cdot S_{us}} = 6,8 \text{ studs}$$

São necessários 7 conectores tipo Stud no mínimo para garantir a segurança.

Foram adotados 18 conectores tipo Stud, diâmetro de 22x150 mm a cada 55 cm.

DIMENSIONAMENTO DAS LAJE STEEL DECK

O dimensionamento da laje em steel deck será feito com a verificação do momento resistente da seção e o momento solicitante. O momento resistente pode ser obtido pelas equações que dependem da posição da linha neutra.

Quando a linha neutra está acima da forma metálica:

$$M_{rd} = N_{pa}(dF - 0,5\alpha)$$

Sendo

N_{pa} : Força de tração em uma forma de aço;

$$N_{pa} = A_{F,ef} \cdot f_y F_d$$

$f_y F_d$: tensão de escoamento do aço da forma;

$A_{F,ef}$: área efetiva da forma de aço;

dF : distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da forma.

$$\alpha = \frac{N_{pa}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b}$$

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão;

b : largura unitária da laje igual a um metro;

Quando a linha neutra se encontra abaixo da forma metálica:

$$M_{rd} = N_{ef} \cdot y + M_{pr}$$

$$N_{cf} = 0,85 \cdot b \cdot t_c \cdot f_{cd}$$

t_c : altura da laje de concreto acima do topo da forma;

$$y = ht - 0,5t_c - ep + \frac{(ep - e)N_{cf}}{N_{pa}}$$

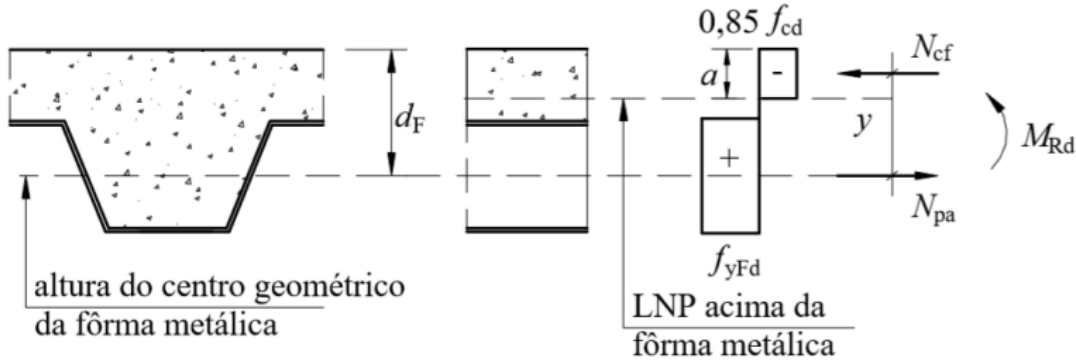
ht : altura total da laje, incluindo a espessura da forma;

e : distância do centro geométrico da área efetiva da forma a sua face inferior;

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \right) \leq M_{pa}$$

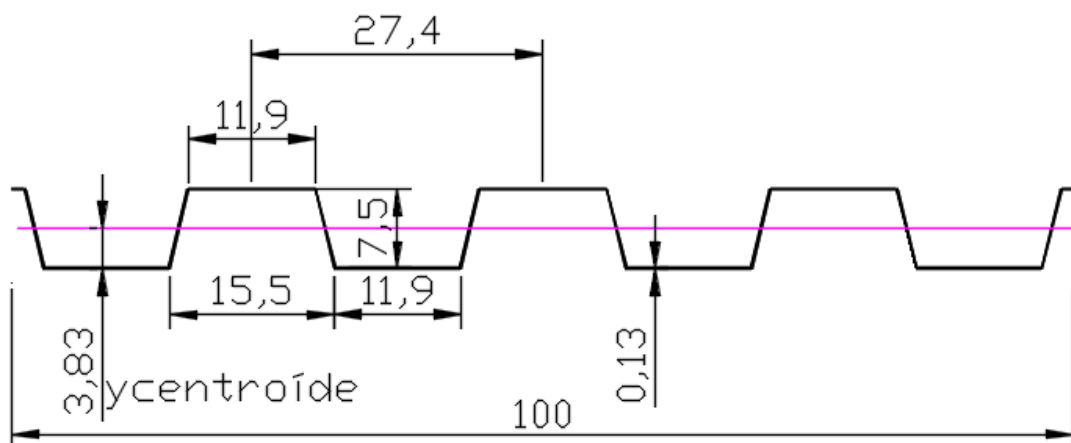
M_{pa} : momento de plastificação da forma de aço dividido pelo fator de minoração da resistência do aço ($\gamma_{a1} = 1,1$).

Foi considerando que o momento resistente ocorre quando a linha neutra se encontra acima da forma metálica, logo a seção concreto + steel deck pode resistir até este limite. Sendo que o esforço excedente será suprido por armadura adicional.



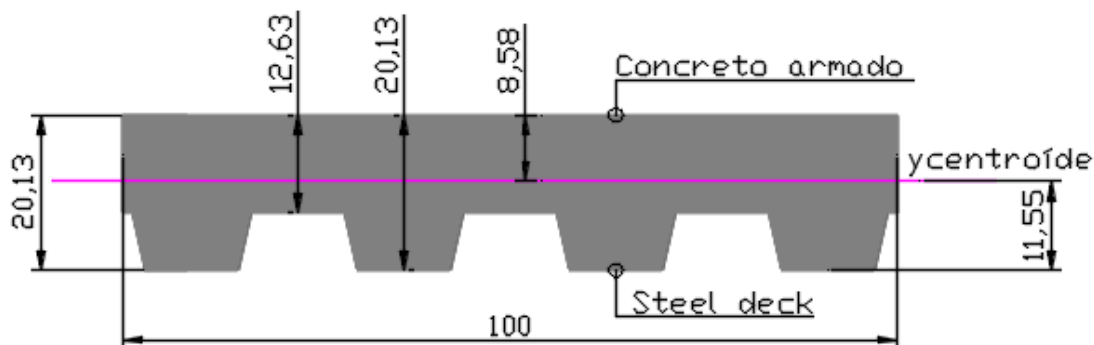
Dados do projeto

Seção do steel deck - 1,25 mm de espessura
unidades em cm



Propriedades da laje composta com steel deck

Seção da laje com steel deck
unidades em cm



Cálculos:

$$Npa = A_{f,ef} * f_y F_d = 18,413 \text{ cm}^2 * \frac{28 \text{ kN}}{1,1 \text{ cm}^2} = 468,7 \text{ KN}$$

$$a = \frac{Npa}{0,85 * f_{cd} * b} = \frac{468,7 \text{ KN}}{0,85 * \frac{2,5 \text{ KN}}{1,4 \text{ cm}^2} * 100 \text{ cm}} = 3,09 \text{ cm}$$

$$dF = \text{altura da seção mista} - y \text{ do centroíde} = 20,125 - 3,83 = 16,295 \text{ cm}$$

$$Mrd = Npa(dF - 0,5a) = 468,7 \text{ KN} * (16,295 \text{ cm} - 0,5 * 3,09 \text{ cm}) = 6913,325 \text{ KN.cm}$$

$$Mrd = 69,13 \text{ KN.m}$$

Portanto o limite do momento resistente da seção com steel deck é de 69,13 KN.m.

ANÁLISE DE MOMENTOS SOLICITANTES NAS LAJES DE ACORDO COM OS MODELOS DO FTOOL:

	Momento solicitante máximo (KN.M)		
LOCAL	Apoio V1	Apoio V2	Apoio V3
Carga permanente	-3,6	-0,3	-3,6
Carga móvel concentrada	0	-16,1	34,1 (entre V2 e V3 meio do vão)
Carga móvel distribuída	-1,0 (0,7 entre V1 e V2)	-1,4 (0,7 entre V2 e V3)	-1,0

Momento fletor máximo positivo = 34,1 KN.m

Momento fletor de cálculo = 34,1 * 1,4 = 47,74 KN.m

Momento fletor máximo negativo = -16,1 KN.m

Momento fletor de cálculo = -16,1 * 1,4 = -22,54 kN.m

MOMENTOS OBTIDOS PELA TABELA DE RUSCH:

Os momentos da laje são calculados com o auxílio da tabela Rush

Laje central:

$$\lambda = \frac{10}{1,35} = 7,4$$

Consultar tabela 27 : M_{xm}, M_{ym}, M_x;

Laje em balanço

$$\lambda = \frac{10}{0,65} = 15,4$$

Carga permanente

$$g_1 = \text{Asfalto} = [(0,11 + 0,07)/2] * 24 = 2,16 \text{ kN/m}^2$$

g2= recapeamento = 2 kN/m²
g3 = laje = 0,2*25 = 5,0 kN/m²
g total = 9,16 kN/m²

MOMENTO DEVIDO A CARGA PERMANENTE

$$M(g) = K * g * Lx^2$$

K= 0,0417 (tab.27 Rusch)

$$Mxm(g) = 0,0417 * 9,16 * 1,35^2 = 0,696 \text{ kN.m}$$

K=0,0069 (tab 27 Rusch)

$$Mym(g) = 0,0069 * 9,16 * 1,35^2 = 0,1151 \text{ kN.m}$$

K=-0,0833 (tab 27 Rusch)

$$Me(g) = -0,0833 * 9,16 * 1,35^2 = -1,39 \text{ kN.m}$$

MOMENTO DEVIDO A CARGA MÓVEL

$$t = \sqrt{LC \cdot CC} + elaje + easfmax + easfmin$$

$$t = \sqrt{0,5 \cdot 0,2} + 0,2 + 0,11 + 0,07 = 0,7$$

a (distância entre eixos do veículo) = 2,0 m

$$Lx/a = 1,35/2 = 0,675$$

$$t/a = 0,35$$

$$Ml=0,129$$

$$Mp = 0$$

$$Mp' = 0,0$$

$$Q = 126 \text{ kN}$$

$$Q = 8,4 \text{ kN/m}^2$$

NO MEIO DO VÃO

$$Mx, m(mov) = -Q * ML + q * (Mp + Mp')$$

$$Mx, m(mov) = 126 * 0,129 + 8,4 * (0 + 0,0) = 16,254 \text{ kN.m}$$

$$Lx/a = 1,35/2 = 0,675$$

$$t/a = 0,35$$

$$Ml=0,091$$

$$Mp = 0$$

$$Mp' = 0,01$$

$$Q = 126 \text{ kN}$$

$$Q = 8,4 \text{ kN/m}^2$$

$$My, m(mov) = -Q * ML + q * (Mp + Mp')$$

$$My, m(mov) = 126 * 0,091 + 8,4 * (0 + 0,01) = 11,55 \text{ kN.m}$$

NO ENGASTE:

$$Mx, Eng(mov) = -Q * ML + q * (Mp + Mp')$$

$$Ml=0,260$$

$$Mp = 0$$

$$Mp' = 0,01$$

$$M_{x, Eng(mov)} = -Q * ML + q * (Mp + Mp')$$

$$M_{x, Eng(mov)} = 126 * 0,26 + 8,4 * (0 + 0,01) = -32,844 \text{ KN.m}$$

LAJE EM BALANÇO CARGA PERMANENTE

$$Me, PPL = q_{ppl} * \frac{l^2}{2} = 5 * \frac{(0,65^2)}{2} = 1,06 \text{ KN/m}$$

$$Me, asf = q_{asd} * \frac{l^2}{2} = 4,16 * \frac{(0,5^2)}{2} = 0,52 \text{ KN/m}$$

$$Me, def = Q_{def} * l = 2,5 * 0,65 = 1,625 \text{ KN/m}$$

$$Me, movel = q * 0,5 = 2,5 * \frac{(0,5^2)}{2} = 0,3125 \text{ KN/m}$$

Carga permanente total = -3,205 KN.m

N laje		Mg Permanente	Mq Móvel	Mq* Sem c. mov.	1,3Mg+1,5Mq	1,0Mg+1,5Mq	1,0Mg+1,0Mq	Sem carga movel	fadiga
L1	Mxe	-1,39	-32,844	0	-51,073	-50,66	-34,234	-1,39	1
	Mxm	0,696	16,254	0	25,2858	25,08	16,95	0,696	1
	Mym	0,1151	11,55	0	17,47	17,44	11,665	0,1151	1
Lbalanço	mxe	3,205	0,3125	0	4,635	3,674	3,518	3,205	1

$$f = [(S1 - S2) / S1] (f_{yk} / \sigma_1) \geq 1,00$$

f: fadiga

S1: maior esforço em módulo na seção – M(kN.m), V(kN);

S2: menor esforço em módulo na seção – M(kN.m), V(kN) ;

f_{yk}: tensão de escoamento do aço – (50 kN/cm²);

σ₁= 36/ψ : momento fletor (36 kN/cm²);

σ₁= 28/ψ : esforço cortante (28 kN/cm²);

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.

ψ : coeficiente que depende da intensidade de tráfego.

Alta densidade: $\psi = 1,00$;

Baixa densidade: $\psi = 0,75$.

Obs: Quando houver alternância de sinal na seção, toma-se para:

- momento fletor: a metade do esforço S2;
- esforço cortante: o valor de S2 = 0.

Portanto, os momentos fletores máximos de cálculo serão

Mpositivo = 34,69 KN.m (ftool) = 34,69 * 1,4 = 48,56 KN.m

Mnegativo = -51,07 KN.m

Esforço cortante máximo de cálculo (KN)			
	V1	V2	V3
Carga permanente	17,2	7,4	17,2
Carga móvel concentrada	114	89,2	114,1
Carga móvel distribuída	9,6	11,8	9,6

Esforço cortante máximo = 114 KN * 1,4 = 159,6 KN

A análise do momento fletor de cálculo positivo permite concluir que o esforço resistente da seção concreto + steel deck atende a solicitação.

$$M_{rd} = 69,13 \text{ KN.m} > M_d = 48,56 \text{ KN.m}$$

No entanto, é preciso dimensionar a laje para resistir ao momento fletor de cálculo negativo de -51,07 kN.m. Este momento será resistido por armadura superior e concreto próximo ao steel deck.

Sabendo que momento fletor de cálculo negativo atua por metro da laje.

Considerando cada nervura como uma viga, temos que $d = 16,5 \text{ cm}$, base de 100 cm. Temos

$$K_{MD} = \frac{M_d}{b * (d)^2 * f_{cd}}$$

$$K_{MD} = \frac{51,07 \text{ KN} * 100 \text{ cm}}{100 \text{ cm} * (13,2 \text{ cm})^2 * 1,78 \text{ kN/cm}^2} = 0,105$$

$$K_x = 0,165 < 0,45 \text{ ok}$$

$$K_z = 0,934$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z * d * f_{yd}} = \frac{51,07 \text{ KN} * 100 \text{ cm}}{0,934 * 13,2 * \frac{50}{1,15} \text{ kN/cm}^2} = 9,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,52 \text{ cm}^2 * 1,0 = 9,52 \text{ cm}^2$$

1 barra de 12,5 mm ($A_s = 1,23 \text{ cm}^2$) = 8 barras 1 barra a c/ 12,5 cm
 Armadura de distribuição = 20% $A_s = 1,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ ou 4 barra de 8,0 mm cada 25 cm.

VERIFICAÇÃO DO CISALHAMENTO DA LAJE

Esforço cortante máximo = $114 \text{ KN} * 1,4 = 159,6 \text{ KN}$

CISALHAMENTO LONGITUDINAL

$$V_{c,d,Rd} = \frac{b * d_f * \{(m * A A f, ef / (b * L_s) + k\}}{Y_{sl}} = \left(\frac{1000 * 163,0 * \left(8 * \frac{1771}{1000 * 4000} + 0,8 \right)}{1,25} \right)$$

$$= 104,781 \text{ KN}$$

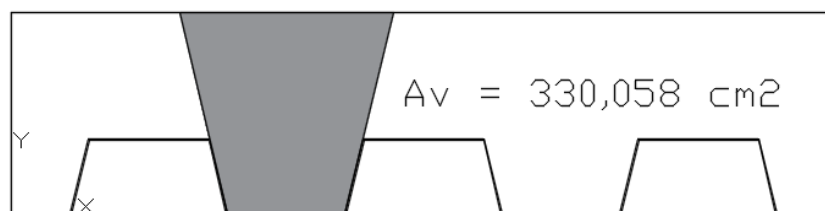
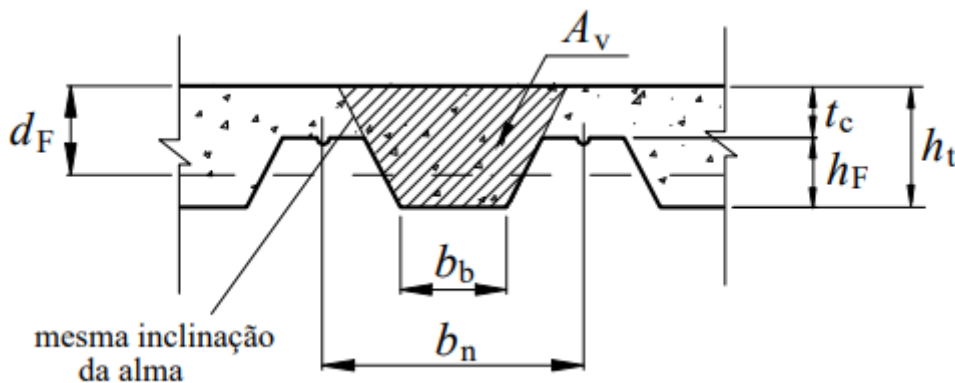
VERIFICAÇÃO CISALHAMENTO VERTICAL:

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} \leq V_{m\acute{a}x}$$

$V_{v,F,Rd}$ – força cortante vertical resistente de cálculo da forma de aço incorporada, expressam em N, relativa a 1000 mm de largura, determinada conforme a ABNT NBR 14762.

$V_{v,c,Rd}$ – força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, expressa em newton (N), relativa a 1000 mm, dado por:

$$V_{v,c,Rd} = \frac{1000. \tau_{Rd}. K_v. (1,2 + 40\rho) A_v}{b_n}$$



Adotando-se

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.
 Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.

$P = A_s/A_v < 0,02 =$ Portanto, adota-se 0,02.

$K_v = 1$

T_{rd} (para 25MPa) = 0,3206MPa

F_{ctd} (para 25MPa) = 1,2825 MPa

A_v = área resistente de concreto, em mm².

A_s - Área da armadura longitudinal de tração referente a A_v .

B_n – largura entre duas nervuras consecutivas, em mm, para o steel deck do projeto = 274 mm.

$$V_{v,c,Rd} = \frac{1000 * 0,3206 * 1 * (1,2 + 40 * 0,02) * 33005,8}{274} \\ = 77,238 \text{ kN relativo a 1 metro da laje}$$

$V_{v,F,Rd}$ – força cortante vertical resistente de cálculo da forma de aço incorporada, expressam em N, relativa a 1000 mm de largura, determinada conforme a ABNT NBR 14762.

FORÇA CORTANTE RESISTENTE DA FORMA:

h - Altura da alma = 75 mm

t espessura da alma = 1,25 mm

$h/t = 60$

$$\frac{h}{t} \leq 1,08 * \left(E * \frac{kv}{f_y} \right)^{0,5} = 1,08 * \left(200.000 * \frac{5}{280} \right)^{0,5} = 64,58$$

Logo

$$V_{Rd} = 0,6 f_y * \frac{ht}{Y} = 0,6 * 28 * 75 * \frac{125}{1,1} = 14,318 \text{ KN por alma}$$

Sabendo que 1 m possuem 8 almas, logo a força resistente por metro é igual a 14,318kN *8 = 114,544 KN.

V_{max} – Limite da força cortante, expresso em Newton (N), relativa a 1000 mm de largura dada por:

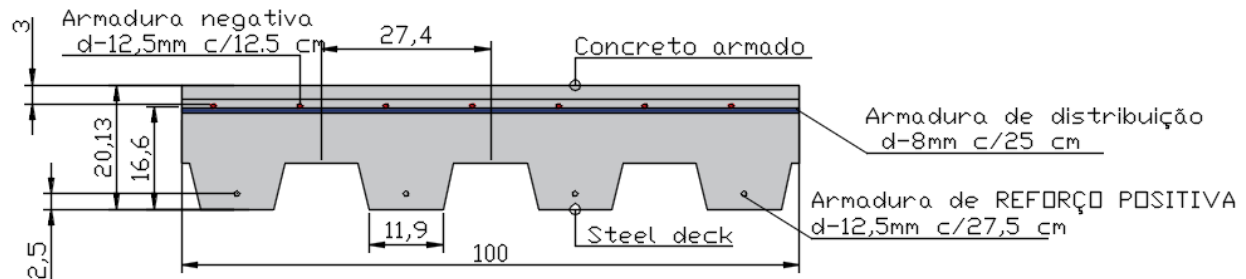
$$V_{m\acute{a}x} = \frac{1000.0,285. \left(25^{\frac{1}{2}} \right) 33005,8}{274} = 171,654 \text{ kN relativo a 1 metro da laje}$$

$$V_{v,Rd} = 77,238 \text{ kN} + 114,544 \text{ KN} = 191,782 \leq V_{m\acute{a}x} = 171,654 \text{ KN}$$

Portanto a força resistente é igual a $V_{m\acute{a}x} = 171,654 \text{ KN}$.

A força solicitante máxima em relação ao esforço cortante foi de 159,6 KN, portanto a seção de concreto e aço steel deck resiste a solicitação.

Seção da laje com steel deck
unidades em cm



CARGA TRANSFERIDA DAS VIGAS PARA OS PILARES

A carga nos pilares será obtida através de cada reação das vigas V1, V2 e V3, adicionando-se a carga relativa ao peso próprio desta com reforço dividido por dois apoios.

$$V1 \text{ e } V3 = (72 \text{ kgf} \cdot 10 \text{ m}) / 2 + 2 \cdot (0,30 \text{ m} \cdot 10 \text{ m} \cdot 125,44 \text{ kg}) / 2 = 736,32 \text{ kgf} = 7,37 \text{ KN}$$

$$V1 \text{ e } V3 = 7,37 \text{ KN} \cdot 1,3 = 9,58 \text{ KN}$$

$$V2 = 72 \text{ kgf} \cdot 10 \text{ m} / 2 + 2 \cdot (0,22 \text{ m} \cdot 10 \text{ m} \cdot 125,44 \text{ kgf/m}^2) / 2 = 636 \text{ kgf} = 6,36 \text{ KN}$$

$$V2 = 6,36 \text{ KN} \cdot 1,3 = 8,268 \text{ KN}$$

Cargas no apoio da viga 1 e 3 = 620,3 KN (Reação) + 9,58 KN (Peso Próprio x 1,3) = 630 KN

Cargas no apoio da viga 2 = 388 KN (Reação) + 8,268 KN (Peso próprio x 1,3) = 397 KN

4. MEMÓRIA DE CÁLCULO DA MESO E INFRAESTRUTURA

Memorial de cálculo	297
Resumo de resultados.....	58
Cargas verticais:.....	58
Deslocamento horizontal:	58
Coeficiente Gama-Z:	58
Análise de 2ª ordem:	58
Verificação da Estabilidade Global da Estrutura	59
Deslocamentos Horizontais Devido à Ação do Vento	63
Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta	64
Imperfeições geométricas globais	67
Relatório de Esforços na Fundação por Elementos	68
Pilares de Fundações	68
Legenda:	77
Quadro de Cargas dos Pilares	78
Pavimento Fundação.....	79
Resultado dos Blocos	79
Cálculo do Bloco B1	81
Cálculo das dimensões do bloco	81
Estimativa da carga solicitante	81
Verificação ao esmagamento da biela	82
(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante).....	82

Determinação do número de estacas	82
Estimativa dos esforços nas estacas	82
Dimensionamento da armadura.....	82
Método de cálculo: biela-tirante	83
Cálculo do Bloco B2	84
Cálculo das dimensões do bloco	84
Estimativa da carga solicitante	84
Verificação ao esmagamento da biela	85
(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)	85
Determinação do número de estacas	85
Estimativa dos esforços nas estacas	85
Dimensionamento da armadura.....	85
Método de cálculo: biela-tirante	86
Cálculo do Bloco B3	87
Cálculo das dimensões do bloco	87
Estimativa da carga solicitante	87
Verificação ao esmagamento da biela	88
(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)	88
Determinação do número de estacas	88
Estimativa dos esforços nas estacas	88
Dimensionamento da armadura.....	89
Método de cálculo: biela-tirante	89
Cálculo do Bloco B4	90

Cálculo das dimensões do bloco	90
Estimativa da carga solicitante	90
Verificação ao esmagamento da biela	91
(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)	91
Determinação do número de estacas	91
Estimativa dos esforços nas estacas	91
Dimensionamento da armadura	92
Método de cálculo: biela-tirante	92
Cálculo do Bloco B5	93
Cálculo das dimensões do bloco	93
Estimativa da carga solicitante	94
Verificação ao esmagamento da biela	94
(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)	94
Determinação do número de estacas	94
Estimativa dos esforços nas estacas	95
Dimensionamento da armadura	95
Método de cálculo: biela-tirante	95
Cálculo do Bloco B6	96
Cálculo das dimensões do bloco	96
Estimativa da carga solicitante	96
Verificação ao esmagamento da biela	97
(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)	97
Determinação do número de estacas	97
Estimativa dos esforços nas estacas	98

Dimensionamento da armadura.....	98
Método de cálculo: biela-tirante	98
Cálculo do Bloco B7	99
Cálculo das dimensões do bloco	99
Estimativa da carga solicitante	99
Verificação ao esmagamento da biela	100
(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)	100
Determinação do número de estacas	100
Estimativa dos esforços nas estacas	100
Dimensionamento da armadura.....	101
Método de cálculo: biela-tirante	101
Cálculo do Bloco B8	102
Cálculo das dimensões do bloco	102
Estimativa da carga solicitante	102
Verificação ao esmagamento da biela	103
(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)	103
Determinação do número de estacas	103
Estimativa dos esforços nas estacas	103
Dimensionamento da armadura.....	104
Método de cálculo: biela-tirante	104
Cálculo do Bloco B9	105
Cálculo das dimensões do bloco	105
Estimativa da carga solicitante	105

Verificação ao esmagamento da biela	106
(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)	106
Determinação do número de estacas	106
Estimativa dos esforços nas estacas	106
Dimensionamento da armadura.....	107
Método de cálculo: biela-tirante	107
Cálculo do Bloco B10	108
Cálculo das dimensões do bloco	108
Estimativa da carga solicitante	108
Verificação ao esmagamento da biela	109
(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)	109
Determinação do número de estacas	109
Estimativa dos esforços nas estacas	109
Dimensionamento da armadura.....	110
Método de cálculo: biela-tirante	110
Relatório de calculo dos tubulões	111
Dimensionamento da base	111
Resultados de dimensionamento.....	111
Estabilidade.....	111
Dimensionamento do fuste	111
Resultados dos Pilares	113
Cálculo do Pilar P1	115
Dimensionamento da armadura longitudinal.....	115
Seção crítica do pilar: TOPO	115

Dimensionamento da armadura transversal	116
Cálculo do Pilar P2	120
Dimensionamento da armadura longitudinal	120
Seção crítica do pilar: TOPO	120
Dimensionamento da armadura transversal	121
Cálculo do Pilar P3	125
Dimensionamento da armadura longitudinal	125
Seção crítica do pilar: CENTRO	125
Dimensionamento da armadura transversal	126
Cálculo do Pilar P4	130
Dimensionamento da armadura longitudinal	130
Seção crítica do pilar: CENTRO	130
Dimensionamento da armadura transversal	131
Cálculo do Pilar P5	135
Dimensionamento da armadura longitudinal	135
Seção crítica do pilar: CENTRO	135
Dimensionamento da armadura transversal	136
Cálculo do Pilar P6	140
Dimensionamento da armadura longitudinal	140
Seção crítica do pilar: CENTRO	140
Dimensionamento da armadura transversal	141
Cálculo do Pilar P7	145
Dimensionamento da armadura longitudinal	145

Seção crítica do pilar: CENTRO	145
Dimensionamento da armadura transversal	146
Cálculo do Pilar P8	150
Dimensionamento da armadura longitudinal.....	150
Seção crítica do pilar: CENTRO	150
Dimensionamento da armadura transversal	151
Cálculo do Pilar P9	155
Dimensionamento da armadura longitudinal.....	155
Seção crítica do pilar: TOPO	155
Dimensionamento da armadura transversal	156
Cálculo do Pilar P10	160
Dimensionamento da armadura longitudinal.....	160
Seção crítica do pilar: TOPO	160
Dimensionamento da armadura transversal	161
Cálculo dos Pilares.....	165
Vigas do pavimento Fundação	169
Resultados da Viga V1	170
Resultados da Viga V2	171
Resultados da Viga V3	172
Resultados da Viga V4	173
Resultados da Viga V5	174
Resultados da Viga V6	175
Cálculo da viga V1	176
Pavimento Fundação - Lance 1	176

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	176
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA.....	177
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	178
Verificação de esforços limites	178
Cálculo da viga V2	180
Pavimento Fundação - Lance 1	180
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	180
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA.....	181
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	182
Verificação de esforços limites	182
Cálculo da viga V3	184
Pavimento Fundação - Lance 1	184
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	184
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA.....	185
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	185
Verificação de esforços limites	186
Cálculo da viga V4	187
Pavimento Fundação - Lance 1	187
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	187
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA.....	188
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	188
Verificação de esforços limites	189
Cálculo da viga V5	190

Pavimento Fundação - Lance 1	190
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	190
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA	191
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	191
Verificação de esforços limites	192
Cálculo da viga V6	193
Pavimento Fundação - Lance 1	193
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	193
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA.....	194
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	194
Verificação de esforços limites	195
Diagramas: VIGA V1 - Fundação	196
Diagramas: VIGA V2 - Fundação	199
Diagramas: VIGA V3 - Fundação	202
Diagramas: VIGA V4 - Fundação	205
Diagramas: VIGA V5 - Fundação	208
Diagramas: VIGA V6 - Fundação	211
Pavimento Mesoestrutura.....	214
Resultados dos Pilares.....	214
Cálculo do Pilar P3	216
Dimensionamento da armadura longitudinal.....	216
Seção crítica do pilar: TOPO	216
Dimensionamento da armadura transversal	217
Cálculo do Pilar P4	221

Dimensionamento da armadura longitudinal.....	221
Seção crítica do pilar: TOPO	221
Dimensionamento da armadura transversal	222
Cálculo do Pilar P5	226
Dimensionamento da armadura longitudinal.....	226
Seção crítica do pilar: TOPO	226
Dimensionamento da armadura transversal	227
Cálculo do Pilar P6	231
Dimensionamento da armadura longitudinal.....	231
Seção crítica do pilar: TOPO	231
Dimensionamento da armadura transversal	232
Cálculo do Pilar P7	236
Dimensionamento da armadura longitudinal.....	236
Seção crítica do pilar: TOPO	236
Dimensionamento da armadura transversal	237
Cálculo do Pilar P8	241
Dimensionamento da armadura longitudinal.....	241
Seção crítica do pilar: TOPO	241
Dimensionamento da armadura transversal	242
Cálculo dos Pilares.....	246
Vigas do pavimento Mesoestrutura	249
Resultados da Viga V1	250
Resultados da Viga V2	251

Resultados da Viga V3	252
Resultados da Viga V4	253
Resultados da Viga V5	254
Resultados da Viga V6	255
Cálculo da viga V1	256
Pavimento Mesoestrutura - Lance 2	256
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	256
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA.....	257
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	258
Verificação de esforços limites	258
Cálculo da viga V2	260
Pavimento Mesoestrutura - Lance 2	260
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	260
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA.....	261
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	262
Verificação de esforços limites	262
Cálculo da viga V3	264
Pavimento Mesoestrutura - Lance 2	264
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	264
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA.....	265
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	266
Verificação de esforços limites	266
Cálculo da viga V4	268
Pavimento Mesoestrutura - Lance 2	268

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	268
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA.....	268
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	269
Verificação de esforços limites	269
Cálculo da viga V5	271
Pavimento Mesoestrutura - Lance 2	271
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	271
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA.....	271
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	272
Verificação de esforços limites	272
Cálculo da viga V6	274
Pavimento Mesoestrutura - Lance 2	274
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	274
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA.....	274
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	275
Verificação de esforços limites	275
Diagramas: VIGA V1 - Mesoestrutura	277
Diagramas: VIGA V2 - Mesoestrutura	280
Diagramas: VIGA V3 - Mesoestrutura	283
Diagramas: VIGA V4 - Mesoestrutura	286
Diagramas: VIGA V5 - Mesoestrutura	289
Diagramas: VIGA V6 - Mesoestrutura	292
Relatório das vigas genéricas.....	298

Aço estrutural	295
Dados das vigas genéricas do pavimento Mesoestrutura	295
Dados da viga G1	296
Dados da viga G2	296
Dados da viga G3	297

Resumo de resultados

Cargas verticais:

Peso próprio = 58.23 tf

Adicional = 762.71 tf

Total = 820.93 tf

Deslocamento horizontal:

Direção X = 0.03 cm (limite 0.44)

Direção Y = 0.01 cm (limite 0.44)

Coefficiente Gama-Z:

Direção X = 1.05 (limite 1.10)

Direção Y = 1.05 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:

Processo P-Delta

Deslocamentos no topo da edificação:

Vento X+: 0.11 »» 0.11 (+6.42%)

Vento X-: 0.11 »» 0.11 (+6.42%)

Vento Y+: 0.02 »» 0.02 (+7.50%)

Vento Y-: 0.02 »» 0.02 (+7.50%)

Desaprumo X+: 0.07 »» 0.08 (+6.69%)

Desaprumo X-: 0.07 »» 0.08 (+6.69%)

Desaprumo Y+: 0.08 »» 0.08 (+7.50%)

Desaprumo Y-: 0.08 »» 0.08 (+7.50%)

Verificação da Estabilidade Global da Estrutura

Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V1+1.4D1)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga horizontal (tf)		Desloc. horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Mesoestrutura	750	970.00	2.19	0.40	0.09	0.00
Fundação	150	173.48	0.52	0.09	0.00	0.00

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V3+1.4D3)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga horizontal (tf)		Desloc. horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Mesoestrutura	750	970.00	2.19	0.40	0.00	0.02
Fundação	150	173.48	0.52	0.09	0.00	0.00

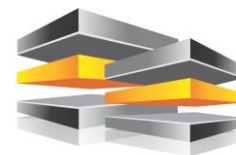
Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	17.18	3.12
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	0.87	0.16
Gama-Z	1.05	1.05

Valor limite: 1.10

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V1+1.4D1	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V2+1.4D2	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V3+1.4D3	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.



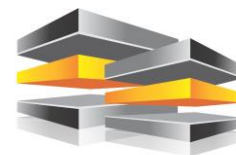
PINHEIRO

E N G E N H E I R O S

1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V4+1.4D4	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+0.84V1+1.4D1	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+0.84V2+1.4D2	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+0.84V3+1.4D3	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+0.84V4+1.4D4	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V1+0.84D1	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V1+1.4D1	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V2+0.84D2	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V2+1.4D2	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V3+0.84D3	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V3+1.4D3	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V4+0.84D4	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V4+1.4D4	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.1AS+1.4V1+0.84D1	28.63	5.20	1.45	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.1AS+1.4V2+0.84D2	28.63	5.20	1.45	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.1AS+1.4V3+0.84D3	28.63	5.20	0.00	0.27	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.1AS+1.4V4+0.84D4	28.63	5.20	0.00	0.27	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.4V1+0.84D1	28.63	5.20	1.45	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.4V2+0.84D2	28.63	5.20	1.45	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.4V3+0.84D3	28.63	5.20	0.00	0.27	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+1.4V4+0.84D4	28.63	5.20	0.00	0.27	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.1AS+0.84V1+0.84D1	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.1AS+0.84V1+1.4D1	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.1AS+0.84V2+0.84D2	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.1AS+0.84V2+1.4D2	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.1AS+0.84V3+0.84D3	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.1AS+0.84V3+1.4D3	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.1AS+0.84V4+0.84D4	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.1AS+0.84V4+1.4D4	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.1AS+1.4V1+0.84D1	28.63	5.20	1.45	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.1AS+1.4V2+0.84D2	28.63	5.20	1.45	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.1AS+1.4V3+0.84D3	28.63	5.20	0.00	0.27	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.1AS+1.4V4+0.84D4	28.63	5.20	0.00	0.27	1.00	1.05

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.



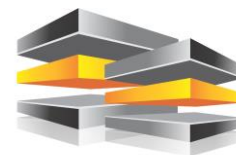
PINHEIRO

E N G E N H E I R O S

1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.1A+0.84V1+0.84D1	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.1A+0.84V2+0.84D2	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.1A+0.84V3+0.84D3	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.1A+0.84V4+0.84D4	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.1A+1.1AS+0.84V1+0.84D1	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.1A+1.1AS+0.84V2+0.84D2	17.18	3.12	0.87	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.1A+1.1AS+0.84V3+0.84D3	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.1A+1.1AS+0.84V4+0.84D4	17.18	3.12	0.00	0.16	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1+0.84D1	28.63	5.20	1.45	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2+0.84D2	28.63	5.20	1.45	0.00	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3+0.84D3	28.63	5.20	0.00	0.27	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4+0.84D4	28.63	5.20	0.00	0.27	1.00	1.05
G1+G2+S+0.84V1+1.4D1	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+0.84V2+1.4D2	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+0.84V3+1.4D3	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+0.84V4+1.4D4	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+0.84V1+1.4D1	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+0.84V2+1.4D2	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+0.84V3+1.4D3	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+0.84V4+1.4D4	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V1+0.84D1	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V1+1.4D1	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V2+0.84D2	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V2+1.4D2	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V3+0.84D3	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V3+1.4D3	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V4+0.84D4	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.1AS+0.84V4+1.4D4	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.1AS+1.4V1+0.84D1	28.63	5.20	1.04	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.1AS+1.4V2+0.84D2	28.63	5.20	1.04	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.1AS+1.4V3+0.84D3	28.63	5.20	0.00	0.19	1.00	1.04
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.1AS+1.4V4+0.84D4	28.63	5.20	0.00	0.19	1.00	1.04
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V1+0.84D1	28.63	5.20	1.04	0.00	1.04	1.00

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.



PINHEIRO

E N G E N H E I R O S

G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V2+0.84D2	28.63	5.20	1.04	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V3+0.84D3	28.63	5.20	0.00	0.19	1.00	1.04
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V4+0.84D4	28.63	5.20	0.00	0.19	1.00	1.04
G1+G2+S+1.1AS+0.84V1+0.84D1	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+1.1AS+0.84V1+1.4D1	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+1.1AS+0.84V2+0.84D2	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+1.1AS+0.84V2+1.4D2	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+1.1AS+0.84V3+0.84D3	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+1.1AS+0.84V3+1.4D3	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+1.1AS+0.84V4+0.84D4	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+1.1AS+0.84V4+1.4D4	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+1.1AS+1.4V1+0.84D1	28.63	5.20	1.04	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+1.1AS+1.4V2+0.84D2	28.63	5.20	1.04	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+1.1AS+1.4V3+0.84D3	28.63	5.20	0.00	0.19	1.00	1.04
G1+G2+S+1.1AS+1.4V4+0.84D4	28.63	5.20	0.00	0.19	1.00	1.04
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V1+0.84D1	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V2+0.84D2	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V3+0.84D3	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V4+0.84D4	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+1.1AS+0.84V1+0.84D1	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+1.1AS+0.84V2+0.84D2	17.18	3.12	0.62	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+1.1AS+0.84V3+0.84D3	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+1.1AS+0.84V4+0.84D4	17.18	3.12	0.00	0.11	1.00	1.04
G1+G2+S+1.4V1+0.84D1	28.63	5.20	1.04	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4V2+0.84D2	28.63	5.20	1.04	0.00	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4V3+0.84D3	28.63	5.20	0.00	0.19	1.00	1.04
G1+G2+S+1.4V4+0.84D4	28.63	5.20	0.00	0.19	1.00	1.04

Deslocamentos Horizontais Devido à Ação do Vento

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	750.00			
Deslocamento limite (cm)	0.44			
Deslocamento característico (cm)	0.11	-0.11	0.02	-0.02
gf2	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0.03	-0.03	0.01	-0.01

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento combinações frequentes (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
Mesoestrutura	600.00	0.03	-0.03	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.01	-0.01	0.71
Fundação	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18

Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta

Vento X+								
Pavimento	Deslocamentos horizontais médios (cm)				Esforço aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Mesoeestrutura	0.11	0.00	0.11	0.00	2.60	0.00	2.79	0.00
Fundação	0.00	0.00	0.00	0.00	0.61	0.00	0.47	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 6.42%

Vento X-								
Pavimento	Deslocamentos horizontais médios (cm)				Esforço aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Mesoeestrutura	-0.11	0.00	-0.11	0.00	-2.60	0.00	-2.79	0.00
Fundação	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.61	0.00	-0.47	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 6.42%

Vento Y+								
Pavimento	Deslocamentos horizontais médios (cm)				Esforço aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Mesoeestrutura	0.00	0.02	0.00	0.02	0.00	0.47	0.00	0.51
Fundação	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11	0.00	0.09

Variação no deslocamento do topo da edificação: 7.50%

Vento Y-								
Pavimento	Deslocamentos horizontais médios (cm)				Esforço aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Mesoestrutura	0.00	-0.02	0.00	-0.02	0.00	-0.47	0.00	-0.51
Fundação	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.11	0.00	-0.09

Variação no deslocamento do topo da edificação: 7.50%

Desaprumo X+								
Pavimento	Deslocamentos horizontais médios (cm)				Esforço aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Mesoestrutura	0.07	0.00	0.08	0.00	1.90	0.00	2.04	0.00
Fundação	0.00	0.00	0.00	0.00	0.35	0.00	0.24	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 6.69%

Desaprumo X-								
Pavimento	Deslocamentos horizontais médios (cm)				Esforço aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Mesoestrutura	-0.07	0.00	-0.08	0.00	-1.90	0.00	-2.04	0.00
Fundação	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.35	0.00	-0.24	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 6.69%

Desaprumo Y+								
Pavimento	Deslocamentos horizontais médios (cm)				Esforço aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Mesoestrutura	0.00	0.08	0.00	0.08	0.00	1.90	0.00	2.07
Fundação	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.35	0.00	0.26

Variação no deslocamento do topo da edificação: 7.50%

Desaprumo Y-								
Pavimento	Deslocamentos horizontais médios (cm)				Esforço aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Mesoeestrutura	0.00	-0.08	0.00	-0.08	0.00	-1.90	0.00	-2.07
Fundação	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.35	0.00	-0.26

Variação no deslocamento do topo da edificação: 7.50%

Imperfeições geométricas globais

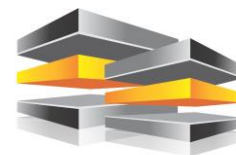
Parâmetros	Direção X	Direção Y
Altura total da edificação (cm)	750.00	
Nº de pilares contínuos	6	
Combinação vertical	G1+G2+A+Q	
Gama-Z	1.05	1.05
Tipo de estrutura	Estruturas usuais	
Ângulo adotado	1/359	1/359

Pavimento	Carga vertical (tf)	Carga aplicada (tf)		Deslocamento (cm)	
		X	Y	X	Y
Mesoestrutura	695.50	1.94	1.94	0.07	0.08
Fundação	125.43	0.35	0.35	0.00	0.00

Relatório de Esforços na Fundação por Elementos

Pilares de Fundações

Fundação B1						
COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	1.91	0.00	0.00	-0.17	0.23	0.00
Adicional (G2)	10.91	0.00	0.00	-0.97	1.27	0.00
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	0.00	0.00	0.00	0.07	-0.01	0.00
Vento X- (V2)	0.00	0.00	0.00	-0.07	0.01	0.00
Vento Y+ (V3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
Vento Y- (V4)	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00
Desaprumo X+ (D1)	0.00	0.00	0.00	0.04	-0.01	0.00
Desaprumo X- (D2)	0.00	0.00	0.00	-0.04	0.01	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.05	0.00
Desaprumo Y- (D4)	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.05	0.00
G1+G2	12.82	0.00	0.00	-1.14	1.49	0.00
G1+G2+0.6V1+D1	12.81	0.00	0.00	-1.06	1.48	0.00
G1+G2+0.6V2+D2	12.82	0.00	0.00	-1.22	1.50	0.00
G1+G2+0.6V3+D3	12.82	0.00	0.00	-1.15	1.54	0.00
G1+G2+0.6V4+D4	12.81	0.00	0.00	-1.13	1.44	0.00
G1+G2+D1	12.81	0.00	0.00	-1.10	1.48	0.00
G1+G2+D2	12.82	0.00	0.00	-1.18	1.50	0.00
G1+G2+D3	12.82	0.00	0.00	-1.15	1.54	0.00
G1+G2+D4	12.81	0.00	0.00	-1.13	1.44	0.00
G1+G2+V1+0.6D1	12.81	0.00	0.00	-1.05	1.48	0.00
G1+G2+V2+0.6D2	12.82	0.00	0.00	-1.23	1.50	0.00



PINHEIRO
E N G E N H A R I A

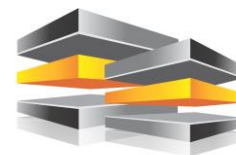
G1+G2+V3+0.6D3	12.82	0.00	0.00	-1.15	1.53	0.00
G1+G2+V4+0.6D4	12.81	0.00	0.00	-1.14	1.45	0.00

Fundação B2						
COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	1.91	0.00	0.00	0.17	0.23	0.00
Adicional (G2)	10.91	0.00	0.00	0.97	1.27	0.00
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	0.00	0.00	0.00	0.07	0.01	0.00
Vento X- (V2)	0.00	0.00	0.00	-0.07	-0.01	0.00
Vento Y+ (V3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
Vento Y- (V4)	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00
Desaprumo X+ (D1)	0.00	0.00	0.00	0.04	0.01	0.00
Desaprumo X- (D2)	0.00	0.00	0.00	-0.04	-0.01	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	0.00	0.00	0.01	0.05	0.00
Desaprumo Y- (D4)	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.05	0.00
G1+G2	12.82	0.00	0.00	1.14	1.49	0.00
G1+G2+0.6V1+D1	12.82	0.00	0.00	1.22	1.50	0.00
G1+G2+0.6V2+D2	12.81	0.00	0.00	1.06	1.48	0.00
G1+G2+0.6V3+D3	12.82	0.00	0.00	1.15	1.54	0.00
G1+G2+0.6V4+D4	12.81	0.00	0.00	1.13	1.44	0.00
G1+G2+D1	12.82	0.00	0.00	1.18	1.50	0.00
G1+G2+D2	12.81	0.00	0.00	1.10	1.49	0.00
G1+G2+D3	12.82	0.00	0.00	1.15	1.54	0.00
G1+G2+D4	12.81	0.00	0.00	1.13	1.45	0.00
G1+G2+V1+0.6D1	12.82	0.00	0.00	1.23	1.50	0.00
G1+G2+V2+0.6D2	12.81	0.00	0.00	1.05	1.48	0.00
G1+G2+V3+0.6D3	12.82	0.00	0.00	1.15	1.53	0.00
G1+G2+V4+0.6D4	12.81	0.00	0.00	1.14	1.45	0.00

Fundação B3						
COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	8.06	-351.88	-519.45	0.91	-0.09	-27.73
Adicional (G2)	97.76	-432.37	-2673.40	5.54	-1.27	-155.33
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	-1.85	-12.33	289.97	0.48	0.02	0.91
Vento X- (V2)	1.85	12.33	-289.97	-0.48	-0.02	-0.91
Vento Y+ (V3)	0.01	-150.87	1.49	0.00	0.04	-0.25
Vento Y- (V4)	-0.01	150.87	-1.49	0.00	-0.04	0.25
Desaprumo X+ (D1)	-1.05	-5.77	167.89	0.29	0.01	0.52
Desaprumo X- (D2)	1.05	5.77	-167.89	-0.29	-0.01	-0.52
Desaprumo Y+ (D3)	0.05	-615.40	5.63	0.00	0.18	-1.05
Desaprumo Y- (D4)	-0.05	615.40	-5.63	0.00	-0.18	1.05
G1+G2	105.83	-784.24	-3192.85	6.45	-1.36	-183.06
G1+G2+0.6V1+D1	103.67	-797.41	-2850.98	7.04	-1.34	-181.99
G1+G2+0.6V2+D2	107.99	-771.07	-3534.72	5.87	-1.38	-184.13
G1+G2+0.6V3+D3	105.89	-1490.17	-3186.32	6.45	-1.16	-184.26
G1+G2+0.6V4+D4	105.77	-78.32	-3199.37	6.45	-1.56	-181.86
G1+G2+D1	104.78	-790.02	-3024.96	6.75	-1.35	-182.54
G1+G2+D2	106.88	-778.47	-3360.74	6.16	-1.37	-183.59
G1+G2+D3	105.88	-1399.65	-3187.21	6.45	-1.18	-184.11
G1+G2+D4	105.77	-168.84	-3198.48	6.45	-1.54	-182.01
G1+G2+V1+0.6D1	103.35	-800.04	-2802.14	7.11	-1.34	-181.84
G1+G2+V2+0.6D2	108.31	-768.45	-3583.55	5.79	-1.38	-184.29
G1+G2+V3+0.6D3	105.88	-1304.35	-3187.98	6.45	-1.21	-183.94
G1+G2+V4+0.6D4	105.78	-264.14	-3197.72	6.45	-1.51	-182.18

Fundação B4

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.
Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.



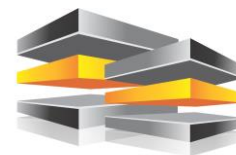
PINHEIRO
E N G E N H A R I A

COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	8.06	-351.89	519.39	-0.91	-0.09	27.73
Adicional (G2)	97.76	-432.44	2673.10	-5.54	-1.27	155.34
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	1.85	12.33	289.97	0.48	-0.02	0.91
Vento X- (V2)	-1.85	-12.33	-289.97	-0.48	0.02	-0.91
Vento Y+ (V3)	0.01	-150.87	-1.49	0.00	0.04	0.25
Vento Y- (V4)	-0.01	150.87	1.49	0.00	-0.04	-0.25
Desaprumo X+ (D1)	1.05	5.77	167.89	0.29	-0.01	0.52
Desaprumo X- (D2)	-1.05	-5.77	-167.89	-0.29	0.01	-0.52
Desaprumo Y+ (D3)	0.05	-615.40	-5.63	0.00	0.18	1.05
Desaprumo Y- (D4)	-0.05	615.40	5.63	0.00	-0.18	-1.05
G1+G2	105.83	-784.32	3192.49	-6.45	-1.36	183.07
G1+G2+0.6V1+D1	107.99	-771.15	3534.36	-5.87	-1.38	184.14
G1+G2+0.6V2+D2	103.66	-797.49	2850.62	-7.04	-1.34	182.00
G1+G2+0.6V3+D3	105.89	-1490.24	3185.96	-6.45	-1.16	184.27
G1+G2+0.6V4+D4	105.76	-78.41	3199.02	-6.45	-1.56	181.87
G1+G2+D1	106.88	-778.55	3360.38	-6.16	-1.37	183.59
G1+G2+D2	104.77	-790.10	3024.60	-6.75	-1.35	182.55
G1+G2+D3	105.88	-1399.72	3186.86	-6.45	-1.18	184.12
G1+G2+D4	105.77	-168.93	3198.12	-6.45	-1.54	182.02
G1+G2+V1+0.6D1	108.31	-768.53	3583.19	-5.79	-1.38	184.30
G1+G2+V2+0.6D2	103.34	-800.12	2801.79	-7.11	-1.34	181.85
G1+G2+V3+0.6D3	105.87	-1304.43	3187.62	-6.45	-1.21	183.95
G1+G2+V4+0.6D4	105.78	-264.22	3197.36	-6.45	-1.51	182.19

Fundação B5						
COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.



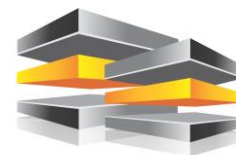
PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Peso próprio (G1)	9.16	0.00	-43.59	-0.04	0.00	0.00
Adicional (G2)	164.02	0.00	1005.03	0.97	0.00	0.00
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	-1.55	0.00	934.80	0.51	0.00	0.00
Vento X- (V2)	1.55	0.00	-934.80	-0.51	0.00	0.00
Vento Y+ (V3)	0.00	-962.80	0.00	0.00	0.18	0.00
Vento Y- (V4)	0.00	962.80	0.00	0.00	-0.18	0.00
Desaprumo X+ (D1)	-1.64	0.00	984.01	0.48	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	1.64	0.00	-984.01	-0.48	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	-3898.66	0.00	0.00	0.70	-0.01
Desaprumo Y- (D4)	0.00	3898.66	0.00	0.00	-0.70	0.01
G1+G2	173.18	0.00	961.43	0.93	0.00	0.00
G1+G2+0.6V1+D1	170.61	0.00	2506.32	1.71	0.00	0.00
G1+G2+0.6V2+D2	175.75	0.00	-583.45	0.15	0.00	0.00
G1+G2+0.6V3+D3	173.18	-4476.34	961.43	0.93	0.81	-0.01
G1+G2+0.6V4+D4	173.18	4476.34	961.43	0.93	-0.81	0.01
G1+G2+D1	171.54	0.00	1945.44	1.40	0.00	0.00
G1+G2+D2	174.82	0.00	-22.57	0.45	0.00	0.00
G1+G2+D3	173.18	-3898.66	961.43	0.93	0.70	-0.01
G1+G2+D4	173.18	3898.66	961.43	0.93	-0.70	0.01
G1+G2+V1+0.6D1	170.64	0.00	2486.64	1.72	0.00	0.00
G1+G2+V2+0.6D2	175.72	0.00	-563.77	0.14	0.00	0.00
G1+G2+V3+0.6D3	173.18	-3301.99	961.43	0.93	0.60	-0.01
G1+G2+V4+0.6D4	173.18	3301.99	961.43	0.93	-0.60	0.01

Fundação B6						
COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	9.16	0.00	43.59	0.04	0.00	0.00
Adicional (G2)	164.01	0.00	-1005.03	-0.97	0.00	0.00

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.



PINHEIRO
E N G E N H A R I A

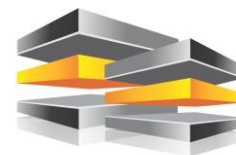
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	1.55	0.00	934.80	0.51	0.00	0.00
Vento X- (V2)	-1.55	0.00	-934.80	-0.51	0.00	0.00
Vento Y+ (V3)	0.00	-962.80	0.00	0.00	0.18	0.00
Vento Y- (V4)	0.00	962.80	0.00	0.00	-0.18	0.00
Desaprumo X+ (D1)	1.64	0.00	984.01	0.48	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	-1.64	0.00	-984.01	-0.48	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	-3898.64	0.00	0.00	0.70	0.01
Desaprumo Y- (D4)	0.00	3898.64	0.00	0.00	-0.70	-0.01
G1+G2	173.18	0.00	-961.44	-0.93	0.00	0.00
G1+G2+0.6V1+D1	175.75	0.00	583.45	-0.15	0.00	0.00
G1+G2+0.6V2+D2	170.60	0.00	-2506.33	-1.71	0.00	0.00
G1+G2+0.6V3+D3	173.18	-4476.31	-961.44	-0.93	0.81	0.01
G1+G2+0.6V4+D4	173.18	4476.31	-961.44	-0.93	-0.81	-0.01
G1+G2+D1	174.82	0.00	22.57	-0.45	0.00	0.00
G1+G2+D2	171.54	0.00	-1945.45	-1.40	0.00	0.00
G1+G2+D3	173.18	-3898.64	-961.44	-0.93	0.70	0.01
G1+G2+D4	173.18	3898.64	-961.44	-0.93	-0.70	-0.01
G1+G2+V1+0.6D1	175.72	0.00	563.76	-0.14	0.00	0.00
G1+G2+V2+0.6D2	170.64	0.00	-2486.65	-1.72	0.00	0.00
G1+G2+V3+0.6D3	173.18	-3301.98	-961.44	-0.93	0.60	0.01
G1+G2+V4+0.6D4	173.18	3301.98	-961.44	-0.93	-0.60	-0.01

Fundação B7						
COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	8.06	351.88	-519.45	0.91	0.09	27.73
Adicional (G2)	97.76	432.37	-2673.40	5.54	1.27	155.33
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.
Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.

Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	-1.85	12.33	289.97	0.48	-0.02	-0.91
Vento X- (V2)	1.85	-12.33	-289.97	-0.48	0.02	0.91
Vento Y+ (V3)	-0.01	-150.87	-1.49	0.00	0.04	-0.25
Vento Y- (V4)	0.01	150.87	1.49	0.00	-0.04	0.25
Desaprumo X+ (D1)	-1.05	5.77	167.89	0.29	-0.01	-0.52
Desaprumo X- (D2)	1.05	-5.77	-167.89	-0.29	0.01	0.52
Desaprumo Y+ (D3)	-0.05	-615.40	-5.63	0.00	0.18	-1.05
Desaprumo Y- (D4)	0.05	615.40	5.63	0.00	-0.18	1.05
G1+G2	105.83	784.24	-3192.85	6.45	1.36	183.06
G1+G2+0.6V1+D1	103.67	797.41	-2850.98	7.04	1.34	181.99
G1+G2+0.6V2+D2	107.99	771.07	-3534.72	5.87	1.38	184.13
G1+G2+0.6V3+D3	105.77	78.32	-3199.37	6.45	1.56	181.86
G1+G2+0.6V4+D4	105.89	1490.17	-3186.32	6.45	1.16	184.26
G1+G2+D1	104.78	790.02	-3024.96	6.75	1.35	182.54
G1+G2+D2	106.88	778.47	-3360.74	6.16	1.37	183.59
G1+G2+D3	105.77	168.84	-3198.48	6.45	1.54	182.01
G1+G2+D4	105.88	1399.65	-3187.21	6.45	1.18	184.11
G1+G2+V1+0.6D1	103.35	800.04	-2802.14	7.11	1.34	181.84
G1+G2+V2+0.6D2	108.31	768.45	-3583.55	5.79	1.38	184.29
G1+G2+V3+0.6D3	105.78	264.14	-3197.72	6.45	1.51	182.18
G1+G2+V4+0.6D4	105.88	1304.35	-3187.98	6.45	1.21	183.94

Fundação B8						
COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	8.06	351.89	519.39	-0.91	0.09	-27.73
Adicional (G2)	97.76	432.44	2673.10	-5.54	1.27	-155.34
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

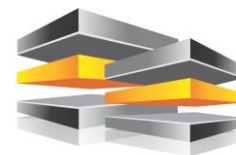


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Vento X+ (V1)	1.85	-12.33	289.97	0.48	0.02	-0.91
Vento X- (V2)	-1.85	12.33	-289.97	-0.48	-0.02	0.91
Vento Y+ (V3)	-0.01	-150.87	1.49	0.00	0.04	0.25
Vento Y- (V4)	0.01	150.87	-1.49	0.00	-0.04	-0.25
Desaprumo X+ (D1)	1.05	-5.77	167.89	0.29	0.01	-0.52
Desaprumo X- (D2)	-1.05	5.77	-167.89	-0.29	-0.01	0.52
Desaprumo Y+ (D3)	-0.05	-615.40	5.63	0.00	0.18	1.05
Desaprumo Y- (D4)	0.05	615.40	-5.63	0.00	-0.18	-1.05
G1+G2	105.83	784.32	3192.49	-6.45	1.36	-183.07
G1+G2+0.6V1+D1	107.99	771.15	3534.36	-5.87	1.38	-184.14
G1+G2+0.6V2+D2	103.66	797.49	2850.62	-7.04	1.34	-182.00
G1+G2+0.6V3+D3	105.76	78.41	3199.02	-6.45	1.56	-181.87
G1+G2+0.6V4+D4	105.89	1490.24	3185.96	-6.45	1.16	-184.27
G1+G2+D1	106.88	778.55	3360.38	-6.16	1.37	-183.59
G1+G2+D2	104.77	790.10	3024.60	-6.75	1.35	-182.55
G1+G2+D3	105.77	168.93	3198.12	-6.45	1.54	-182.02
G1+G2+D4	105.88	1399.72	3186.86	-6.45	1.18	-184.12
G1+G2+V1+0.6D1	108.31	768.53	3583.19	-5.79	1.38	-184.30
G1+G2+V2+0.6D2	103.34	800.12	2801.79	-7.11	1.34	-181.85
G1+G2+V3+0.6D3	105.78	264.22	3197.36	-6.45	1.51	-182.19
G1+G2+V4+0.6D4	105.87	1304.43	3187.62	-6.45	1.21	-183.95

Fundação B9						
COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	1.91	0.00	0.00	-0.17	-0.23	0.00
Adicional (G2)	10.91	0.00	0.00	-0.97	-1.27	0.00
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	0.00	0.00	0.00	0.07	0.01	0.00
Vento X- (V2)	0.00	0.00	0.00	-0.07	-0.01	0.00

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.
Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.



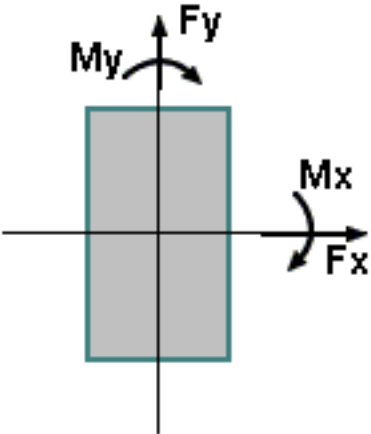
PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Vento Y+ (V3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
Vento Y- (V4)	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00
Desaprumo X+ (D1)	0.00	0.00	0.00	0.04	0.01	0.00
Desaprumo X- (D2)	0.00	0.00	0.00	-0.04	-0.01	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	0.00	0.00	0.01	0.05	0.00
Desaprumo Y- (D4)	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.05	0.00
G1+G2	12.82	0.00	0.00	-1.14	-1.49	0.00
G1+G2+0.6V1+D1	12.81	0.00	0.00	-1.06	-1.48	0.00
G1+G2+0.6V2+D2	12.82	0.00	0.00	-1.22	-1.50	0.00
G1+G2+0.6V3+D3	12.81	0.00	0.00	-1.13	-1.44	0.00
G1+G2+0.6V4+D4	12.82	0.00	0.00	-1.15	-1.54	0.00
G1+G2+D1	12.81	0.00	0.00	-1.10	-1.48	0.00
G1+G2+D2	12.82	0.00	0.00	-1.18	-1.50	0.00
G1+G2+D3	12.81	0.00	0.00	-1.13	-1.44	0.00
G1+G2+D4	12.82	0.00	0.00	-1.15	-1.54	0.00
G1+G2+V1+0.6D1	12.81	0.00	0.00	-1.05	-1.48	0.00
G1+G2+V2+0.6D2	12.82	0.00	0.00	-1.23	-1.50	0.00
G1+G2+V3+0.6D3	12.81	0.00	0.00	-1.14	-1.45	0.00
G1+G2+V4+0.6D4	12.82	0.00	0.00	-1.15	-1.53	0.00

Fundação B10						
COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	1.91	0.00	0.00	0.17	-0.23	0.00
Adicional (G2)	10.91	0.00	0.00	0.97	-1.27	0.00
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	0.00	0.00	0.00	0.07	-0.01	0.00
Vento X- (V2)	0.00	0.00	0.00	-0.07	0.01	0.00
Vento Y+ (V3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
Vento Y- (V4)	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00

Desaprumo X+ (D1)	0.00	0.00	0.00	0.04	-0.01	0.00
Desaprumo X- (D2)	0.00	0.00	0.00	-0.04	0.01	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.05	0.00
Desaprumo Y- (D4)	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.05	0.00
G1+G2	12.82	0.00	0.00	1.14	-1.49	0.00
G1+G2+0.6V1+D1	12.82	0.00	0.00	1.22	-1.50	0.00
G1+G2+0.6V2+D2	12.81	0.00	0.00	1.06	-1.48	0.00
G1+G2+0.6V3+D3	12.81	0.00	0.00	1.13	-1.44	0.00
G1+G2+0.6V4+D4	12.82	0.00	0.00	1.15	-1.54	0.00
G1+G2+D1	12.82	0.00	0.00	1.18	-1.50	0.00
G1+G2+D2	12.81	0.00	0.00	1.10	-1.49	0.00
G1+G2+D3	12.81	0.00	0.00	1.13	-1.45	0.00
G1+G2+D4	12.82	0.00	0.00	1.15	-1.54	0.00
G1+G2+V1+0.6D1	12.82	0.00	0.00	1.23	-1.50	0.00
G1+G2+V2+0.6D2	12.81	0.00	0.00	1.05	-1.48	0.00
G1+G2+V3+0.6D3	12.81	0.00	0.00	1.14	-1.45	0.00
G1+G2+V4+0.6D4	12.82	0.00	0.00	1.15	-1.53	0.00

Legenda:

	- Caso: indica o caso de carregamento no qual serão apresentados os esforços atuantes; - Elemento: nome da fundação; - N: esforço axial na fundação; - Mx: momento fletor na base do pilar, atuante em torno do eixo X global; - My: momento fletor na base do pilar, atuante em torno do eixo Y global; - Fx: esforço cortante na base do pilar, atuante no plano paralelo à direção X global; - Fy: esforço cortante na base do pilar, atuante no plano paralelo à direção Y global; - Mt: momento de torção atuante.
---	--

Quadro de Cargas dos Pilares

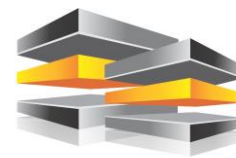
Pilares	Fundação		Mesoestrutura	
	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg
P1	12.82	0.00		
P2	12.82	0.00		
P3	108.31	0.00	89.37	0.00
P4	108.31	0.00	89.37	0.00
P5	175.75	0.00	175.53	0.00
P6	175.75	0.00	175.53	0.00
P7	108.31	0.00	89.37	0.00
P8	108.31	0.00	89.37	0.00
P9	12.82	0.00		
P10	12.82	0.00		

Pavimento Fundação

Resultado dos Blocos

Fundação	fck = 250.00 kgf/cm ²	E = 241500 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

Dados						Resultados				
Bloco s	ne Estac a	LB (cm) LH	NTota l (tf)	MB (kgf.m) MH	FB (tf) FH	hb (cm)	As1 (cm ²) Armadura s As2	As3 (cm ²) Armadura s As4	As5 (cm ²) Armadura s As6	As7 (cm ²) Armadura s
B1	2 C30	150.0 0 60.00	12.82	0.00 0.00	0.2 1 1.9 3	55.00	3.14 4 ø 10.0	0.59 3 ø 5.0 0.39 2 ø 5.0	0.79 4 ø 5.0	0.39 ø 5.0 c/10
B2	2 C30	150.0 0 60.00	12.82	0.00 0.00	0.2 5 1.9 3	55.00	3.14 4 ø 10.0	0.59 3 ø 5.0 0.39 2 ø 5.0	0.79 4 ø 5.0	0.39 ø 5.0 c/10
B3	4 C30	150.0 0 150.0 0	108.3 1	- 1490.1 7 - 3583.5 5	1.5 6 7.1 1	65.00	10.05 5 ø 16.0	1.51 3 ø 8.0	2.16 11 ø 5.0 2.16 11 ø 5.0	2.59 ø 5.0 c/9
B4	4 C30	150.0 0 150.0 0	108.3 1	1490.2 4 - 3583.1 9	1.5 6 7.1 1	65.00	10.05 5 ø 16.0	1.51 3 ø 8.0	2.16 11 ø 5.0 2.16 11 ø 5.0	2.59 ø 5.0 c/9
B5	7 C30	249.2 8 215.8 8	175.7 5	2506.3 2 - 4476.3 4	1.7 2 0.8 1	100.0 0	10.05 5 ø 16.0	1.56 5 ø 6.3	2.36 12 ø 5.0 2.16 11 ø 5.0	2.16 ø 5.0 c/18
B6	7 C30	249.2 8	175.7 5	- 2506.3 3	1.7 2	100.0 0	10.05 5 ø 16.0	1.56 5 ø 6.3	2.36 12 ø 5.0	2.18 ø 5.0 c/17



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

		215.8 8		4476.3 1	0.8 1				2.16 11 ø 5.0	
B7	4 C30	150.0 0 150.0 0	108.3 1	- 1490.1 7 3583.5 5	1.5 6 7.1 1	65.00	10.05 5 ø 16.0	1.51 3 ø 8.0	2.16 11 ø 5.0 2.16 11 ø 5.0	2.59 ø 5.0 c/9
B8	4 C30	150.0 0 150.0 0	108.3 1	1490.2 4 3583.1 9	1.5 6 7.1 1	65.00	10.05 5 ø 16.0	1.51 3 ø 8.0	2.16 11 ø 5.0 2.16 11 ø 5.0	2.59 ø 5.0 c/9
B9	2 C30	150.0 0 60.00	12.82	0.00 0.00	0.2 1 1.9 3	55.00	3.14 4 ø 10.0	0.59 3 ø 5.0 0.39 2 ø 5.0	0.79 4 ø 5.0	0.39 ø 5.0 c/10
B10	2 C30	150.0 0 60.00	12.82	0.00 0.00	0.2 5 1.9 3	55.00	3.14 4 ø 10.0	0.59 3 ø 5.0 0.39 2 ø 5.0	0.79 4 ø 5.0	0.39 ø 5.0 c/10

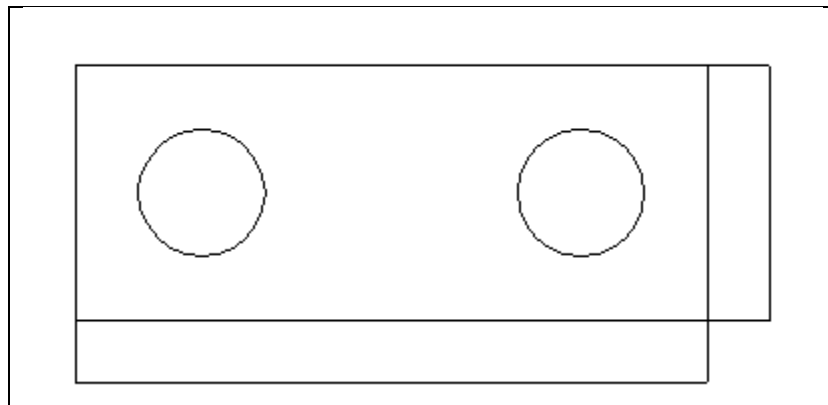
As1:	Armatura principal na direção X	As2:	Armatura principal na direção Y
As3:	Estribo horizontal	As4:	Estribo vertical
As5:	Armatura superior na direção X	As6:	Armatura superior na direção Y
As7:	Armatura de distribuição		

Cálculo do Bloco B1

**Pavimento Fundação -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 4.50 cm	$E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$
	Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	2.31 m^2
Volume concreto	0.47 m^3

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
1.18	12.82	0.14	14.15

Verificação ao esmagamento da biela

(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm ²)	61.43	27.16
Tensão admissível (kgf/cm ²)	250.00	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	13.29	13.28	583	1.94
2	2	150x60	55	1.18	7.07	6.93	290	0.97
Limites					30.00	-1.50	1000	2.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E1-1	6.97	6.93	290	0.97
E1-2	7.07	7.02	290	0.97

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

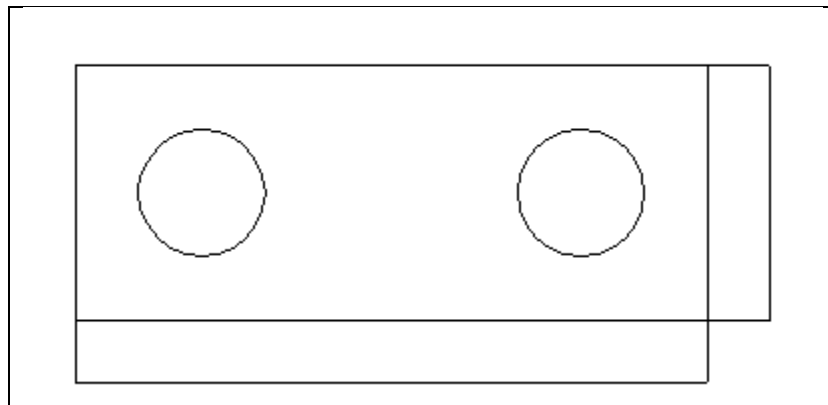
	Tensão (tf)	As (cm ²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	6.85	2.52	4 ø 10.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.86	0.31	3 ø 5.0
Estribo vertical	0.86	0.31	2 ø 5.0
Armadura superior na direção X	-	0.50	4 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	1.71	0.39	ø 5.0 c/10

Cálculo do Bloco B2

**Pavimento Fundação -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 4.50 cm	$E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$
	Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	2.31 m^2
Volume concreto	0.47 m^3

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
1.18	12.82	0.17	14.17

Verificação ao esmagamento da biela

(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	61.53	27.20
Tensão admissível (kgf/cm²)	250.00	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	13.29	13.28	583	1.94
2	2	150x60	55	1.18	7.09	6.92	289	0.97
Limites					30.00	-1.50	1000	2.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E2-1	6.96	6.92	289	0.97
E2-2	7.09	7.03	289	0.97

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

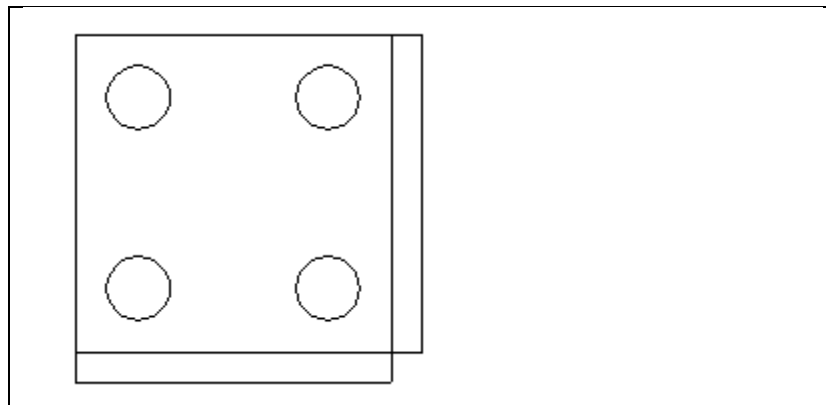
	Tensão (tf)	As (cm ²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	6.86	2.52	4 ø 10.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.86	0.32	3 ø 5.0
Estribo vertical	0.86	0.32	2 ø 5.0
Armadura superior na direção X	-	0.50	4 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	1.72	0.39	ø 5.0 c/10

Cálculo do Bloco B3

**Pavimento Fundação -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 4 RET	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 4.50 cm	$E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$
	Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	50.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	65.00	LH	150.00
Esp. B / Esp. H	90.00 / 90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	3.90 m ²
Volume concreto	1.42 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
3.55	108.31	4.53	116.39

Verificação ao esmagamento da biela

(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm ²)	212.43	112.70
Tensão admissível (kgf/cm ²)	375.00	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	108.78	103.81	2178	7.24
2	2	150x60	80	1.75	55.12	52.40	377	3.62
3 TRI	3	159x138	75	2.68	37.79	34.87	0	2.41
3 LIN	3	240x60	120	4.24	37.78	35.64	1200	2.41
4 RET	4	150x150	65	3.55	28.99	26.24	0	1.81
Limites					30.00	-1.50	1000	2.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E3-1	28.99	27.08	0	1.81
E3-2	27.45	26.55	0	1.81
E3-3	28.67	26.71	0	1.81
E3-4	27.07	26.24	0	1.81

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

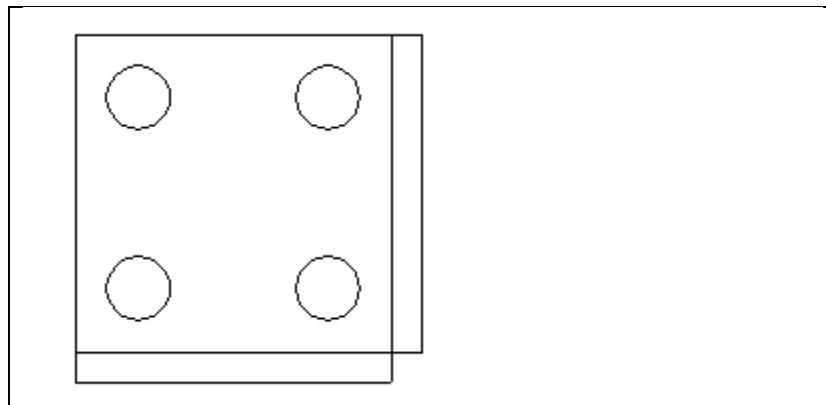
	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	28.55	10.37	5 ø 16.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	3.57	1.30	3 ø 8.0
Estribo vertical	-	-	-
Armadura superior na direção X	-	2.07	11 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	2.07	11 ø 5.0
Armadura distribuição	7.14	2.59	ø 5.0 c/9

Cálculo do Bloco B4

**Pavimento Fundação -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 4 RET	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 4.50 cm	$E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$
	Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	50.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	65.00	LH	150.00
Esp. B / Esp. H	90.00 / 90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	3.90 m ²
Volume concreto	1.42 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
3.55	108.31	4.53	116.39

Verificação ao esmagamento da biela

(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm ²)	212.42	112.69
Tensão admissível (kgf/cm ²)	375.00	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	108.78	103.81	2177	7.24
2	2	150x60	80	1.75	55.11	52.40	377	3.62
3 TRI	3	159x138	75	2.68	37.79	34.87	0	2.41
3 LIN	3	240x60	120	4.24	37.78	35.64	1200	2.41
4 RET	4	150x150	65	3.55	28.99	26.24	0	1.81
Limites					30.00	-1.50	1000	2.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E4-1	27.45	26.55	0	1.81
E4-2	28.99	27.08	0	1.81
E4-3	27.07	26.24	0	1.81
E4-4	28.67	26.71	0	1.81

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

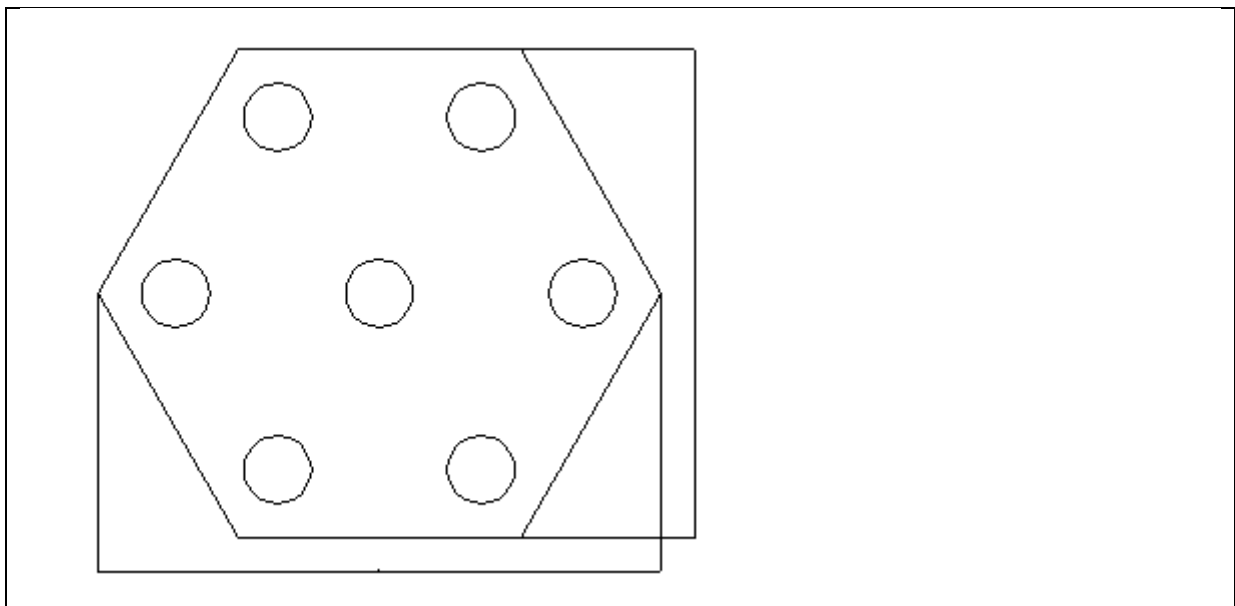
	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	28.55	10.37	5 ø 16.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	3.57	1.30	3 ø 8.0
Estribo vertical	-	-	-
Armadura superior na direção X	-	2.07	11 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	2.07	11 ø 5.0
Armadura distribuição	7.14	2.59	ø 5.0 c/9

Cálculo do Bloco B5

**Pavimento Fundação -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 7 HEX	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 4.50 cm	$E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$
	Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	85.00	LB	249.28
Seção	30.00	Total	100.00	LH	215.88
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	7.48 m ²
Volume concreto	3.96 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
9.90	175.75	13.52	199.18

Verificação ao esmagamento da biela

(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm ²)	177.67	107.72
Tensão admissível (kgf/cm ²)	375.00	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	100x100	80	1.97	177.73	172.58	4931	1.72
2	2	190x100	90	4.22	91.05	83.78	2421	0.86
3 TRI	3	207x180	135	7.95	64.73	56.02	0	0.57
3 LIN	3	280x100	180	12.52	63.72	58.37	1857	0.57
4 RET	4	150x150	90	4.96	47.99	41.08	0	0.43
5 RET	5	187x187	110	9.51	39.12	33.96	0	0.34
5 TRA	5	297x159	150	13.78	40.36	34.42	0	0.34
5 PEN	5	216x206	115	8.70	39.01	33.74	0	0.34
6 RET	6	240x150	90	7.94	32.36	28.01	0	0.29
6 HEX	6	249x216	110	10.94	32.58	28.79	0	0.29
7 TRA	7	387x152	145	17.83	29.42	25.16	0	0.25
7 RET	7	315x187	135	15.24	29.20	24.64	0	0.25
7 HEX	7	249x216	100	9.90	28.01	24.30	0	0.25
Limites					30.00	-1.50	1000	2.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E5-1	27.46	24.30	0	0.25
E5-2	28.01	24.85	0	0.25
E5-3	26.71	24.51	0	0.25
E5-4	26.52	25.79	0	0.25
E5-5	27.06	26.34	0	0.25
E5-6	27.46	24.30	0	0.25
E5-7	28.01	24.85	0	0.25

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

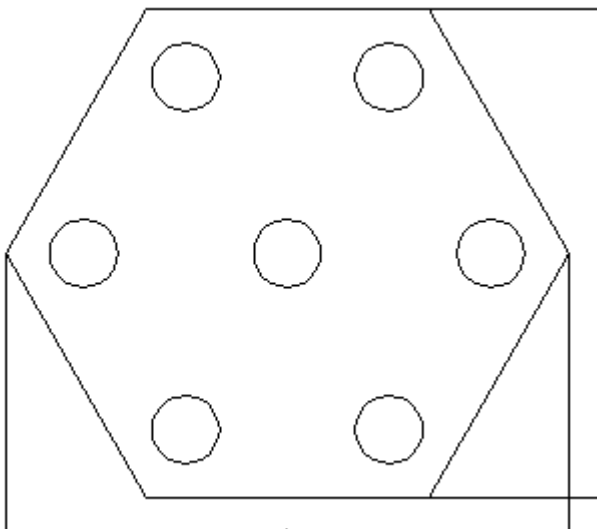
	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	25.82	8.62	5 ø 16.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	3.23	1.08	5 ø 6.3
Estribo vertical	-	-	-
Armadura superior na direção X	-	1.72	12 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	1.72	11 ø 5.0
Armadura distribuição	6.46	2.16	ø 5.0 c/18

Cálculo do Bloco B6

**Pavimento Fundação -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 7 HEX	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 4.50 cm	$E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$
	Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	85.00	LB	249.28
Seção	30.00	Total	100.00	LH	215.88
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	7.48 m ²
Volume concreto	3.96 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
9.90	175.75	15.53	201.18

Verificação ao esmagamento da biela

(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	177.67	107.72
Tensão admissível (kgf/cm²)	375.00	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	100x100	80	1.97	177.73	172.58	4931	1.72
2	2	190x100	90	4.22	91.05	83.77	2421	0.86
3 TRI	3	207x180	135	7.95	64.73	56.02	0	0.57
3 LIN	3	280x100	180	12.52	63.72	58.37	1857	0.57
4 RET	4	150x150	90	4.96	47.99	41.08	0	0.43
5 RET	5	187x187	110	9.51	39.12	33.96	0	0.34
5 TRA	5	297x159	150	13.78	40.36	34.42	0	0.34
5 PEN	5	216x206	115	8.70	39.01	33.74	0	0.34
6 RET	6	240x150	90	7.94	32.36	28.01	0	0.29
6 HEX	6	249x216	110	10.94	32.58	28.79	0	0.29

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.

7 TRA	7	387x152	145	17.83	29.42	25.16	0	0.25
7 RET	7	315x187	135	15.24	29.20	24.64	0	0.25
7 HEX	7	249x216	100	9.90	28.01	24.30	0	0.25
Limites					30.00	-1.50	1000	2.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E6-1	28.01	24.85	0	0.25
E6-2	27.46	24.30	0	0.25
E6-3	27.06	26.34	0	0.25
E6-4	26.52	25.79	0	0.25
E6-5	26.71	24.51	0	0.25
E6-6	28.01	24.85	0	0.25
E6-7	27.46	24.30	0	0.25

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

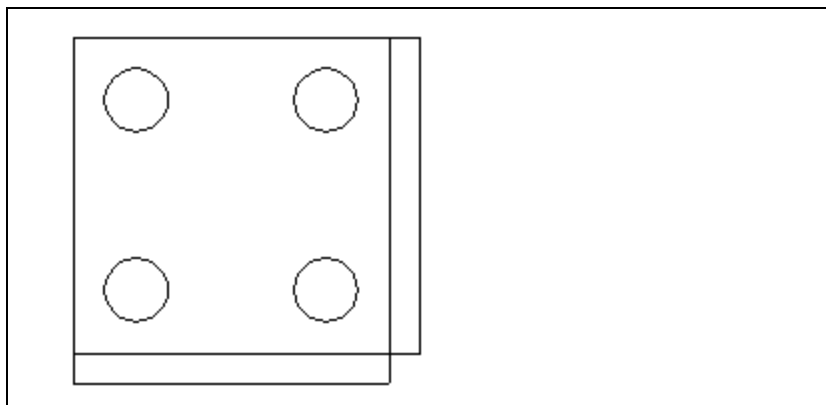
	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	26.08	8.70	5 ø 16.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	3.26	1.09	5 ø 6.3
Estribo vertical	-	-	-
Armadura superior na direção X	-	1.74	12 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	1.74	11 ø 5.0
Armadura distribuição	6.52	2.18	ø 5.0 c/17

Cálculo do Bloco B7

**Pavimento Fundação -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 4 RET	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 4.50 cm	$E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$
	Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	50.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	65.00	LH	150.00
Esp. B / Esp. H	90.00 / 90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	3.90 m ²
Volume concreto	1.42 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
3.55	108.31	4.53	116.39

Verificação ao esmagamento da biela

(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	212.43	112.70
Tensão admissível (kgf/cm²)	375.00	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	108.78	103.81	2178	7.24
2	2	150x60	80	1.75	55.12	52.40	377	3.62
3 TRI	3	159x138	75	2.68	38.25	34.83	0	2.41
3 LIN	3	240x60	120	4.24	37.78	35.64	1200	2.41
4 RET	4	150x150	65	3.55	28.99	26.24	0	1.81
Limites					30.00	-1.50	1000	2.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E7-1	28.67	26.71	0	1.81
E7-2	27.07	26.24	0	1.81
E7-3	28.99	27.08	0	1.81
E7-4	27.45	26.55	0	1.81

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

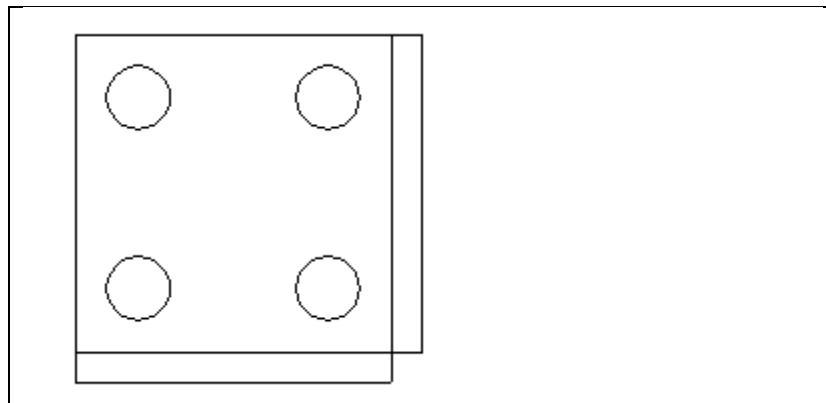
	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	28.55	10.37	5 ø 16.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	3.57	1.30	3 ø 8.0
Estribo vertical	-	-	-
Armadura superior na direção X	-	2.07	11 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	2.07	11 ø 5.0
Armadura distribuição	7.14	2.59	ø 5.0 c/9

Cálculo do Bloco B8

**Pavimento Fundação -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 4 RET	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 4.50 cm	$E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$
	Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	50.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	65.00	LH	150.00
Esp. B / Esp. H	90.00 / 90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	3.90 m ²
Volume concreto	1.42 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
3.55	108.31	4.53	116.39

Verificação ao esmagamento da biela

(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm ²)	212.42	112.69
Tensão admissível (kgf/cm ²)	375.00	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	108.78	103.81	2177	7.24
2	2	150x60	80	1.75	55.11	52.40	377	3.62
3 TRI	3	159x138	75	2.68	38.25	34.83	0	2.41
3 LIN	3	240x60	120	4.24	37.78	35.64	1200	2.41
4 RET	4	150x150	65	3.55	28.99	26.24	0	1.81
Limites					30.00	-1.50	1000	2.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E8-1	27.07	26.24	0	1.81
E8-2	28.67	26.71	0	1.81
E8-3	27.45	26.55	0	1.81
E8-4	28.99	27.08	0	1.81

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

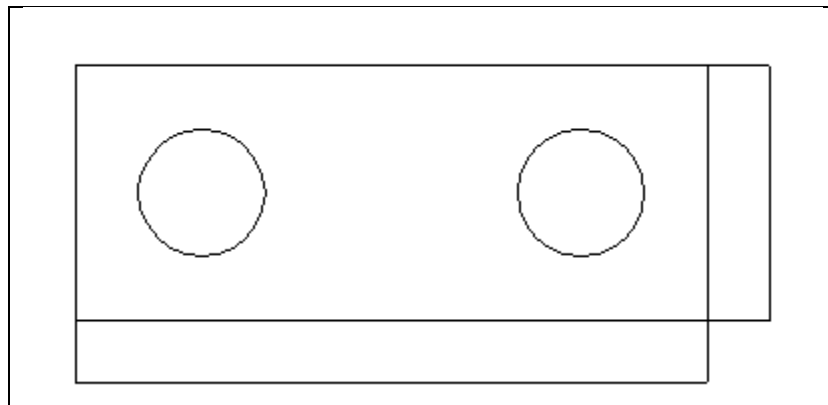
	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	28.55	10.37	5 ø 16.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	3.57	1.30	3 ø 8.0
Estribo vertical	-	-	-
Armadura superior na direção X	-	2.07	11 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	2.07	11 ø 5.0
Armadura distribuição	7.14	2.59	ø 5.0 c/9

Cálculo do Bloco B9

**Pavimento Fundação -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 4.50 cm	$E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$
	Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	2.31 m^2
Volume concreto	0.47 m^3

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
1.18	12.82	0.14	14.15

Verificação ao esmagamento da biela

(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm ²)	61.43	27.16
Tensão admissível (kgf/cm ²)	250.00	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	13.29	13.28	583	1.94
2	2	150x60	55	1.18	7.07	6.93	290	0.97
Limites					30.00	-1.50	1000	2.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E9-1	7.07	7.02	290	0.97
E9-2	6.97	6.93	290	0.97

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

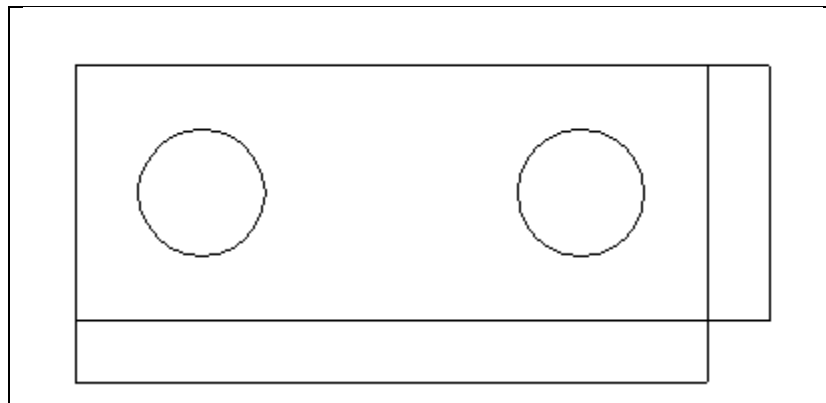
	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	6.85	2.52	4 ø 10.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.86	0.31	3 ø 5.0
Estribo vertical	0.86	0.31	2 ø 5.0
Armadura superior na direção X	-	0.50	4 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	1.71	0.39	ø 5.0 c/10

Cálculo do Bloco B10

**Pavimento Fundação -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 4.50 cm	$E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$
	Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	2.31 m^2
Volume concreto	0.47 m^3

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
1.18	12.82	0.17	14.17

Verificação ao esmagamento da biela

(Válida somente para os blocos calculados pelo método biela-tirante)

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	61.53	27.20
Tensão admissível (kgf/cm²)	250.00	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	13.29	13.28	583	1.94
2	2	150x60	55	1.18	7.09	6.92	289	0.97
Limites					30.00	-1.50	1000	2.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E10-1	7.09	7.03	289	0.97

E10-2	6.96	6.92	289	0.97
-------	------	------	-----	------

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	6.86	2.52	4 ø 10.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.86	0.32	3 ø 5.0
Estribo vertical	0.86	0.32	2 ø 5.0
Armadura superior na direção X	-	0.50	4 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	1.72	0.39	ø 5.0 c/10

Relatório de calculo dos tubulões

Fundação	fck = 250.00 kgf/cm ²	E = 241500 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

Dimensionamento da base

Resultados de dimensionamento

Nome	Dados						Resultados			
	Esforços			Solo			Dimensões (cm)		Armadura	
	MB MH (kgf.m)	FB FH (tf)	Carga Carga total (tf)	Padm	E Solo (kgf/m ³) Coesão (kgf/cm ²)	Ângulo atrito (graus)	B H	H0 H1	AsB inf AsB sup	AsH inf AsH sup

Estabilidade

Nome	Esforços			Pressões(kgf/cm ²)		Estabilidade				Dimensionamento	
	MB MH (kgf.m)	F B F H (tf)	Carga Carga total (tf)	Padm	Psolo Sig1 Sig2 Sig3 Sig4	Tombamento		Deslizamento	Arrancamento	Dir. B Md As (cm ² /m) A's (cm ² /m)	Dir. H Md As (cm ² /m) A's (cm ² /m)
						Dir. B Msd Mrd Cond. (1.5)	Dir. H Msd Mrd Cond. (1.5)				

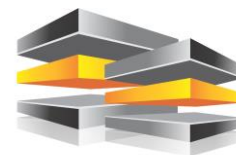
Dimensionamento do fuste

Nome	Seção (cm)	Esforços		Verificação concreto simples				Resultados		
		Nd Vd (tf)	Msd Mtd (kgf.m)	SigCd SigCrd (kgf/cm ²) Cond.	SigTd SigTrd (kgf/cm ²) Cond.	CisWd CisWrd (kgf/cm ²) Cond.	Cota limite (cm)	Msd Mrd (kgf.m) Cond.	As fuste	Estribo Fretagem Cota (cm)

Resultados dos Pilares

Fundação	fck = 250.00 kgf/cm ²	E = 241500 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 2.50 cm	

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vínc lih vínc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:25	25.00 X 25.00	0.00 40.00	10.00 RR 20.00 EL	17.76 12.79	268 0	30 0	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.5 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	1.38 2.77
P2 1:25	25.00 X 25.00	0.00 40.00	20.00 EL 10.00 RR	17.76 12.79	35 0	267 0	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.5 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	2.77 1.38
P3 1:25	30.00 X 50.00	0.00 50.00	15.00 RR 615.00 RR	150.83 102.30	6167 4965	2293 2051	2.45 2 ø 12.5 4.91 4 ø 12.5 0.7 8 ø 12.5	ø 5.0 c/15	1.73 42.56
P4 1:25	30.00 X 50.00	0.00 50.00	15.00 RR 615.00 RR	150.83 102.29	6166 4965	2293 2051	2.45 2 ø 12.5 4.91 4 ø 12.5 0.7 8 ø 12.5	ø 5.0 c/15	1.73 42.56
P5 1:25	30.00 X	0.00 85.00	320.00 RR	245.14 169.35	2790 3513	5925 6267	2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/15	36.91 21.80



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

	100.00		630.00 RR				6.14 5 ø 12.5 0.4 10 ø 12.5		
P6 1:25	30.00 X 100.00	0.00 85.00	320.00 RR 630.00 RR	245.14 169.35	2791 3513	5925 6267	2.45 2 ø 12.5 6.14 5 ø 12.5 0.4 10 ø 12.5	ø 5.0 c/15	36.91 21.80
P7 1:25	30.00 X 50.00	0.00 50.00	15.00 RR 615.00 RR	150.83 102.30	6167 4965	2293 2051	2.45 2 ø 12.5 4.91 4 ø 12.5 0.7 8 ø 12.5	ø 5.0 c/15	1.73 42.56
P8 1:25	30.00 X 50.00	0.00 50.00	15.00 RR 615.00 RR	150.83 102.29	6166 4965	2293 2051	2.45 2 ø 12.5 4.91 4 ø 12.5 0.7 8 ø 12.5	ø 5.0 c/15	1.73 42.56
P9 1:25	25.00 X 25.00	0.00 40.00	10.00 RR 20.00 EL	17.76 12.79	268 0	30 0	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.5 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	1.38 2.77
P10 1:25	25.00 X 25.00	0.00 40.00	20.00 EL 10.00 RR	17.76 12.79	35 0	267 0	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.5 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	2.77 1.38

Cálculo do Pilar P1

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 25.00 cm h = 25.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.33

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 10.00 cm Esbeltez = 1.38	Msdtopo = 268 kgf.m Msdbase = 0 kgf.m	Ndmax = 17.76 tf Ndmin = 12.79 tf ni = 0.16
H	Vínculo = EL li = 20.00 cm Esbeltez = 2.77	Msdtopo = 30 kgf.m Msdbase = 0 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B		Madtopo = 132	Td = 0 kgf.m	2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2
	Msdtopo = 268	Madcentro = 239		2 ø 10.0	Msd(x) = 268 kgf.m
	Msdcentro = 161	Madbase = 400	Asl = 0.00 cm ²	4ø10.0	Msd(y) = 400 kgf.m
	Msdbase = 0	M2d = 0 Mcd = 0		3.14 cm ²	Mrd(x) = 1341 kgf.m Mrd(y) = 2002 kgf.m

H	Msdtopo = 30 Msdcentro = 30 Msdbase = 0	Madtopo = 369 Madcentro = 369 Madbase = 400 M2d = 1 Mcd = 0		0.5 %	Mrd/Msd=5.01
---	---	---	--	-------	--------------

Dimensionamento da armadura transversal

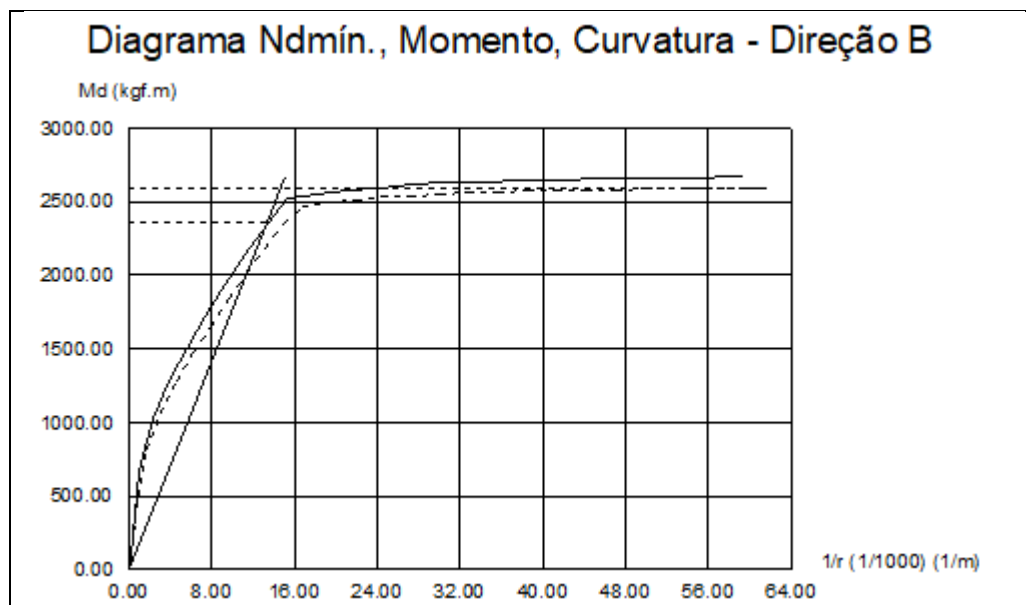
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.68 tf VBd base = 2.68 tf VHd topo = 0.30 tf VHd base = 0.30 tf	Td = 0 kgf.m

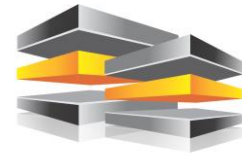
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.68 tf VRd2 = 23.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1627 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11$
H	Vd = 0.30 tf VRd2 = 23.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1627 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 21.50 cm Vc0 = 4.14 tf k = 2.00 Vc = 8.27 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 21.50 cm Vc0 = 4.14 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

	k = 2.00		
	Vc = 8.27 tf		

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 6.25 cm Ae = 324.00 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.02 cm²/m ø 5.0 c/12





PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

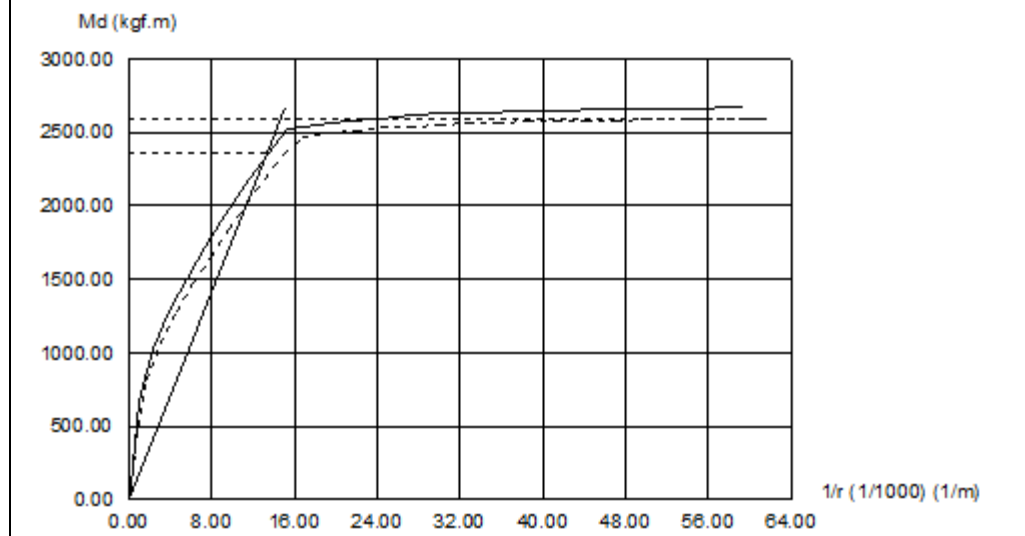
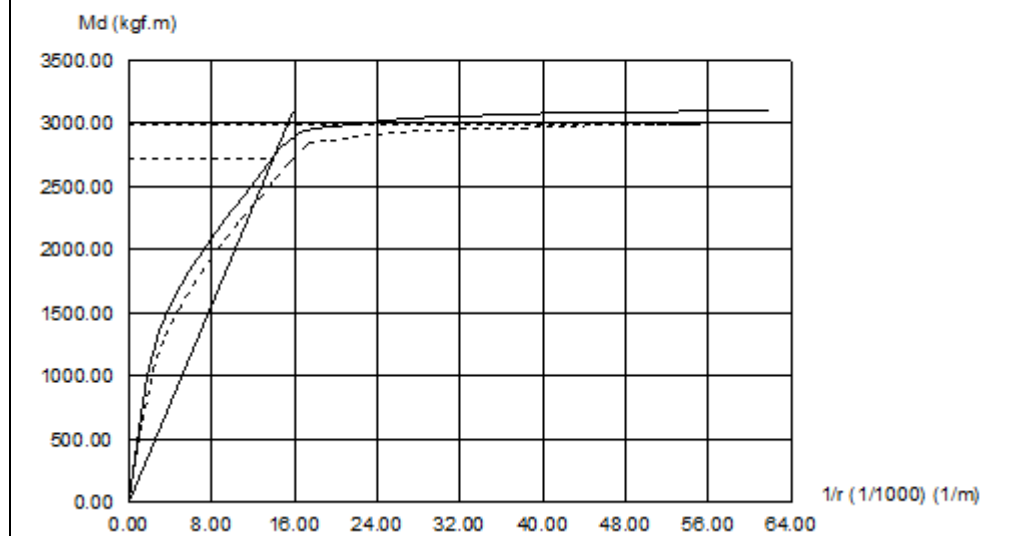
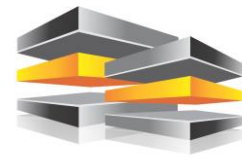
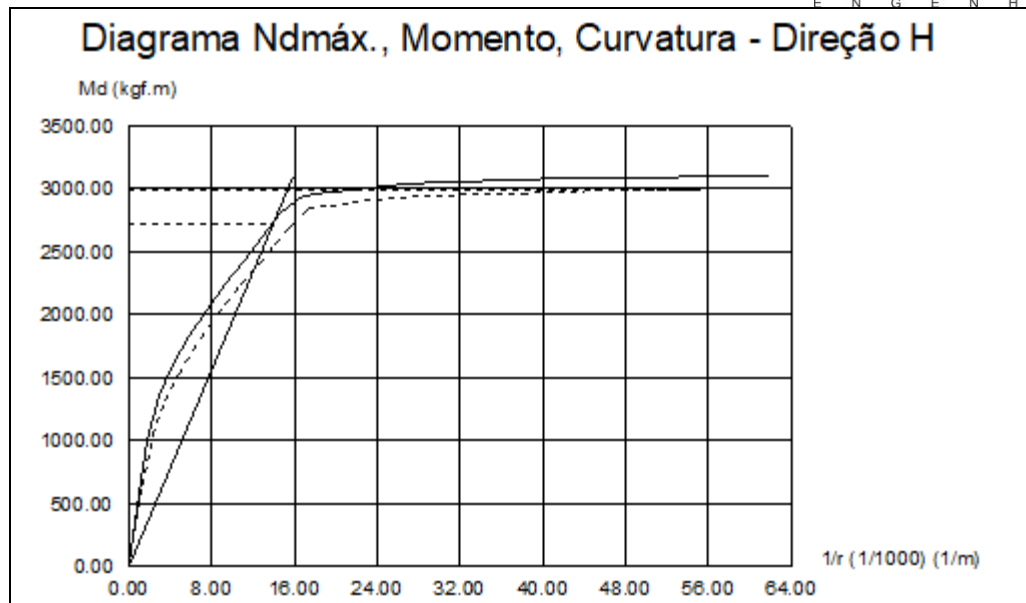


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P2

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 25.00 cm h = 25.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.33

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL li = 20.00 cm Esbeltez = 2.77	Msdtopo = 35 kgf.m Msdbase = 0 kgf.m	Ndmax = 17.76 tf Ndmin = 12.79 tf ni = 0.16
H	Vínculo = RR li = 10.00 cm Esbeltez = 1.38	Msdtopo = 267 kgf.m Msdbase = 0 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 35 Msdcentro = 35 Msdbase = 0	Madtopo = 365 Madcentro = 365 Madbase = 400 M2d = 1 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ²	1.3G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msd(x) = 400 kgf.m Msd(y) = 267 kgf.m Mrd(x) = 2004 kgf.m Mrd(y) = 1340 kgf.m

H	Msdtopo = 267 Msdcentro = 160 Msdbase = 0	Madtopo = 132 Madcentro = 239 Madbase = 400 M2d = 0 Mcd = 0		0.5 %	Mrd/Msd=5.01
---	---	---	--	-------	--------------

Dimensionamento da armadura transversal

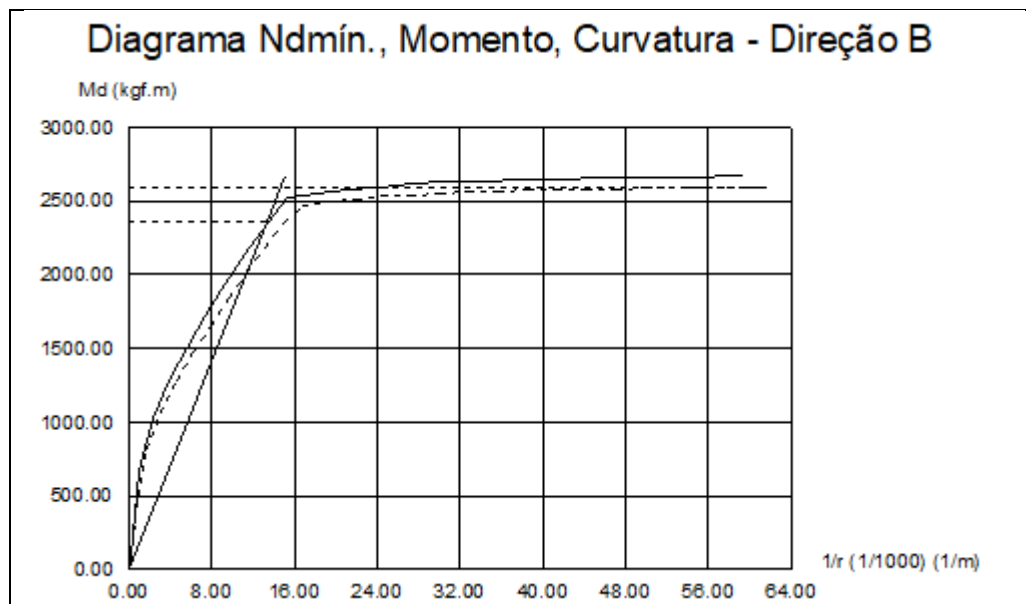
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.35 tf VBd base = 0.35 tf VHd topo = 2.67 tf VHd base = 2.67 tf	Td = 0 kgf.m

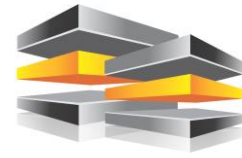
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.35 tf VRd2 = 23.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1627 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01$
H	Vd = 2.67 tf VRd2 = 23.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1627 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 21.50 cm Vc0 = 4.14 tf k = 2.00 Vc = 8.27 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 21.50 cm	Vmin = 0.00 tf	Vsw = 0.00 tf

	Vc0 = 4.14 tf k = 2.00 Vc = 8.27 tf	Aswmin = 0.00 cm ² /m	Asw = 0.00 cm ² /m
--	---	-------------------------------------	-------------------------------

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 6.25 cm Ae = 324.00 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.02 cm ² /m ø 5.0 c/12





PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

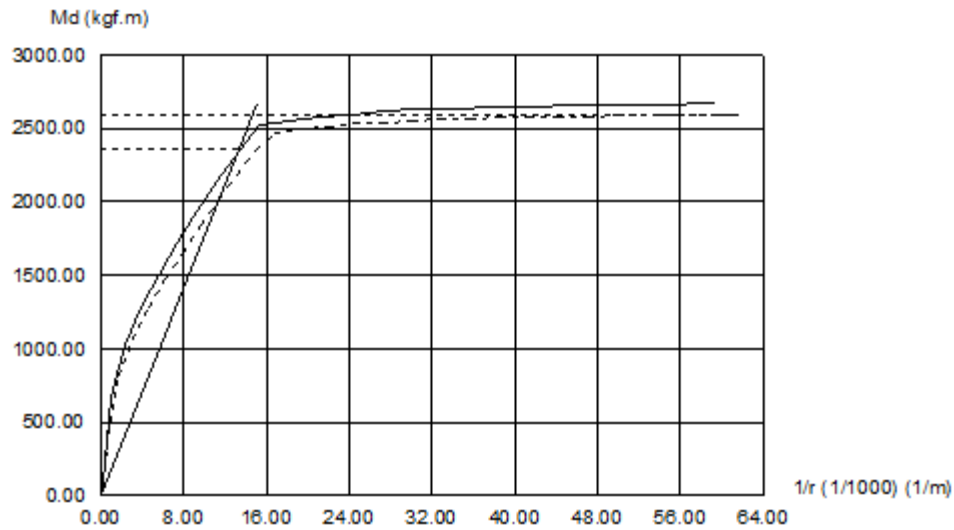
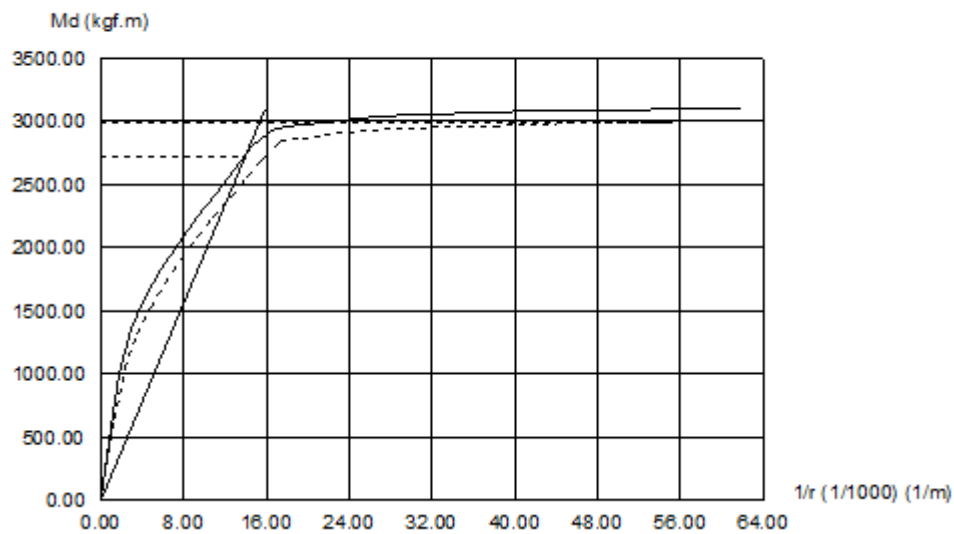
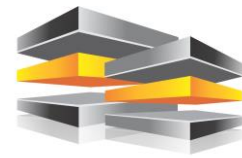
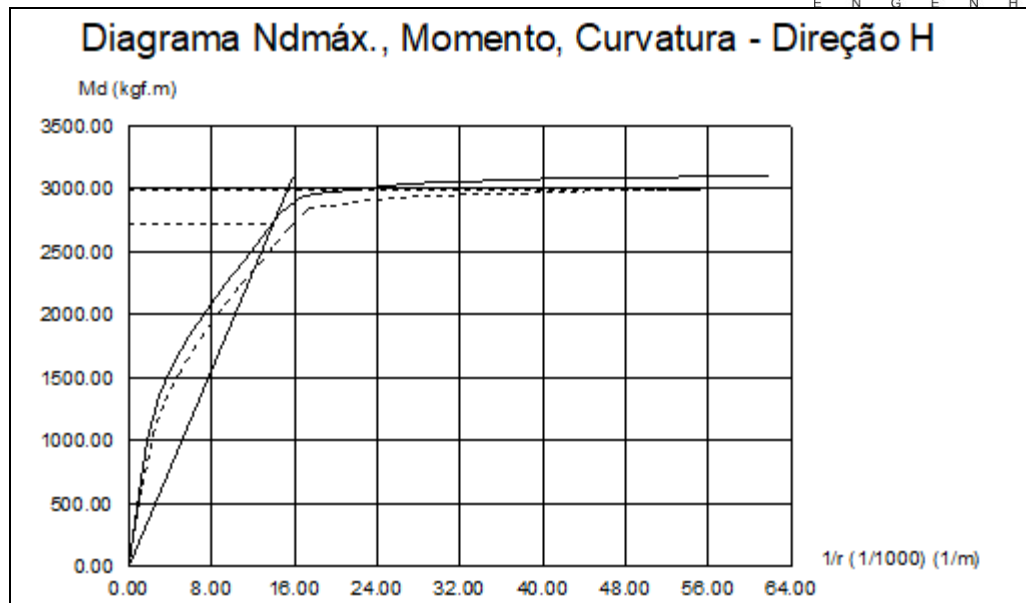


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P3

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 50.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.23

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 15.00 cm Esbeltez = 1.73	Msdtopo = 6167 kgf.m Msdbase = 4965 kgf.m	Ndmax = 150.83 tf Ndmin = 102.30 tf ni = 0.56
H	Vínculo = RR li = 615.00 cm Esbeltez = 42.56	Msdtopo = 2293 kgf.m Msdbase = 2051 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B		Madtopo = 0	Td = 255 kgf.m	2 Ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2
	Msdtopo = 6167	Madcentro = 0		4 Ø 12.5	Msd(x) = 5686 kgf.m
	Msdcentro = 5686	Madbase = 0	Asl = 0.43 cm ²	8Ø12.5	Msd(y) = 10148 kgf.m
	Msdbase = 4965	M2d = 5 Mcd = 2		9.82 cm ²	Mrd(x) = 5759 kgf.m Mrd(y) = 10278 kgf.m

H	Msdtopo = 1330 Msdcentro = 1214 Msdbase = 1041	Madtopo = 3195 Madcentro = 3311 Madbase = 3484 M2d = 5366 Mcd = 257		0.7 %	Mrd/Msd=1.01
---	--	---	--	-------	--------------

Dimensionamento da armadura transversal

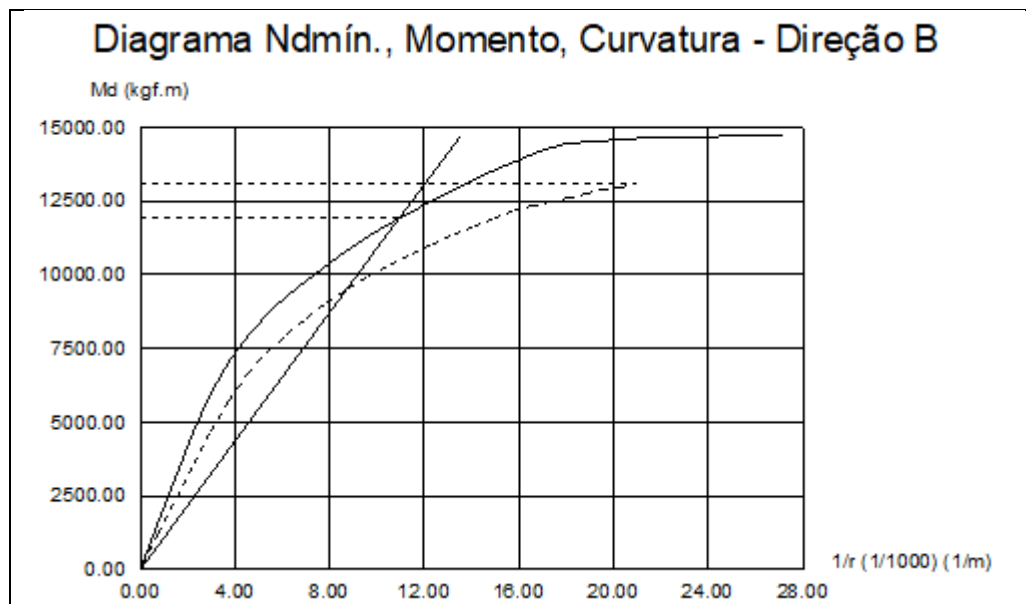
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 9.87 tf VBd base = 9.87 tf VHd topo = 2.18 tf VHd base = 2.18 tf	Td = 255 kgf.m

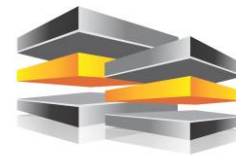
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 9.87 tf VRd2 = 57.22 tf	Td = 255 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21$
H	Vd = 2.18 tf VRd2 = 60.37 tf	Td = 255 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 26.38 cm Vc0 = 10.15 tf k = 2.00 Vc = 20.30 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 46.38 cm	Vmin = 0.00 tf	Vsw = 0.00 tf

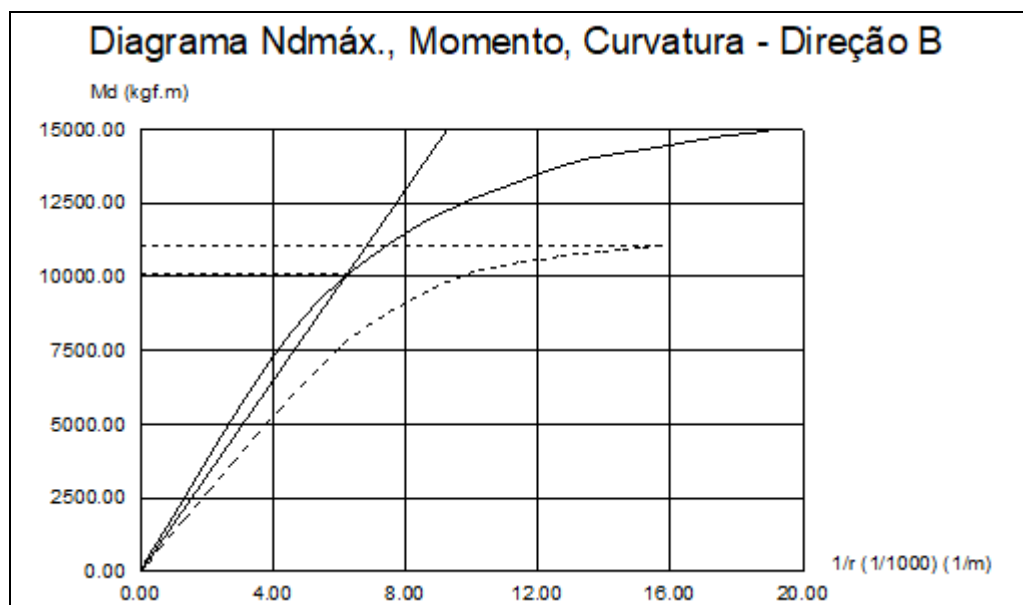
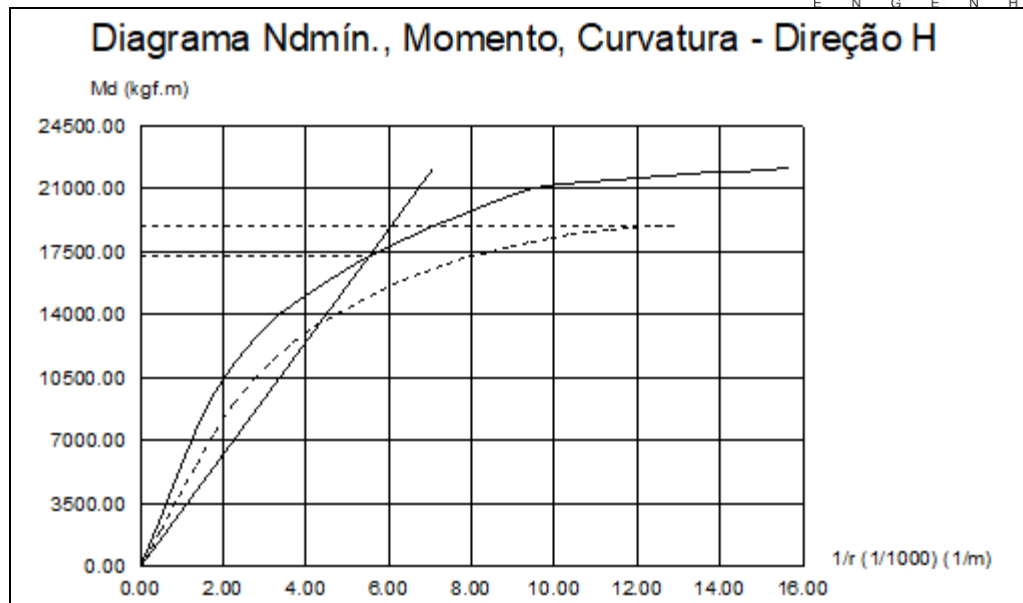
	Vc0 = 10.71 tf k = 2.00 Vc = 21.41 tf	Aswmin = 0.00 cm ² /m	Asw = 0.00 cm ² /m
--	---	-------------------------------------	-------------------------------

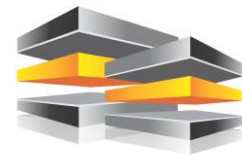
Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 9.38 cm Ae = 837.89 cm ²	A90 = 0.35 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.70 cm ² /m ø 5.0 c/15



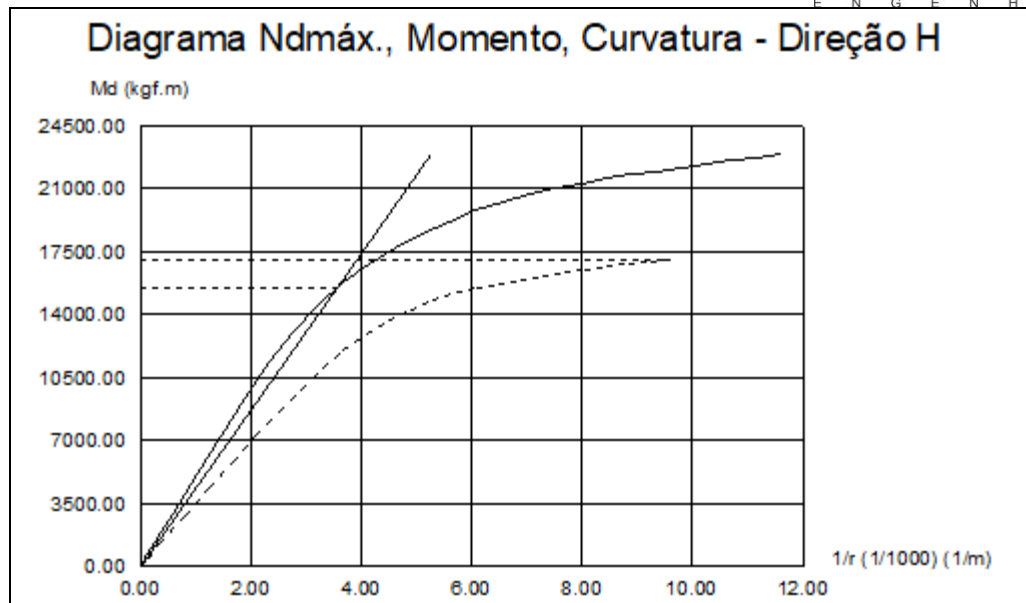


PINHEIRO
E N G E N H A R I A





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P4

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 50.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.23

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 15.00 cm Esbeltez = 1.73	Msdtopo = 6166 kgf.m Msdbase = 4965 kgf.m	Ndmax = 150.83 tf Ndmin = 102.29 tf ni = 0.56
H	Vínculo = RR li = 615.00 cm Esbeltez = 42.56	Msdtopo = 2293 kgf.m Msdbase = 2051 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B		Madtopo = 0	Td = 255 kgf.m	2 Ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1
	Msdtopo = 6166	Madcentro = 0		4 Ø 12.5	Msd(x) = 5686 kgf.m
	Msdcentro = 5686	Madbase = 0	Asl = 0.43 cm ²	8Ø12.5	Msd(y) = 10148 kgf.m
	Msdbase = 4965	M2d = 5 Mcd = 2		9.82 cm ²	Mrd(x) = 5759 kgf.m Mrd(y) = 10279 kgf.m

H	Msdtopo = 1330 Msdcentro = 1214 Msdbase = 1041	Madtopo = 3195 Madcentro = 3311 Madbase = 3484 M2d = 5366 Mcd = 257		0.7 %	Mrd/Msd=1.01
---	--	---	--	-------	--------------

Dimensionamento da armadura transversal

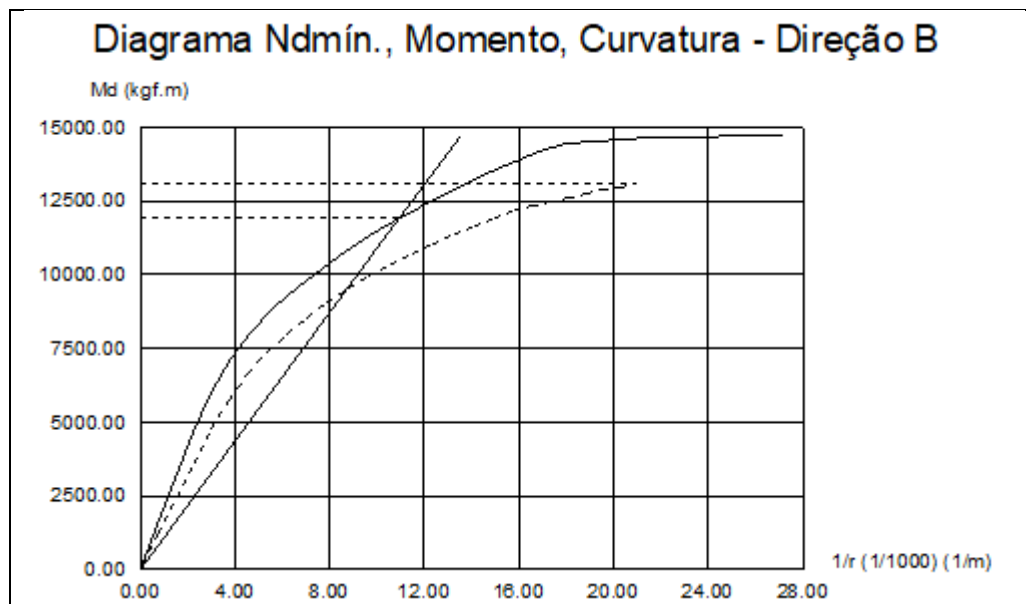
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 9.87 tf VBd base = 9.87 tf VHd topo = 2.18 tf VHd base = 2.18 tf	Td = 255 kgf.m

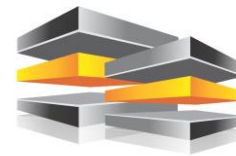
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 9.87 tf VRd2 = 57.22 tf	Td = 255 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21$
H	Vd = 2.18 tf VRd2 = 60.37 tf	Td = 255 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 26.38 cm Vc0 = 10.15 tf k = 2.00 Vc = 20.30 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 46.38 cm	Vmin = 0.00 tf	Vsw = 0.00 tf

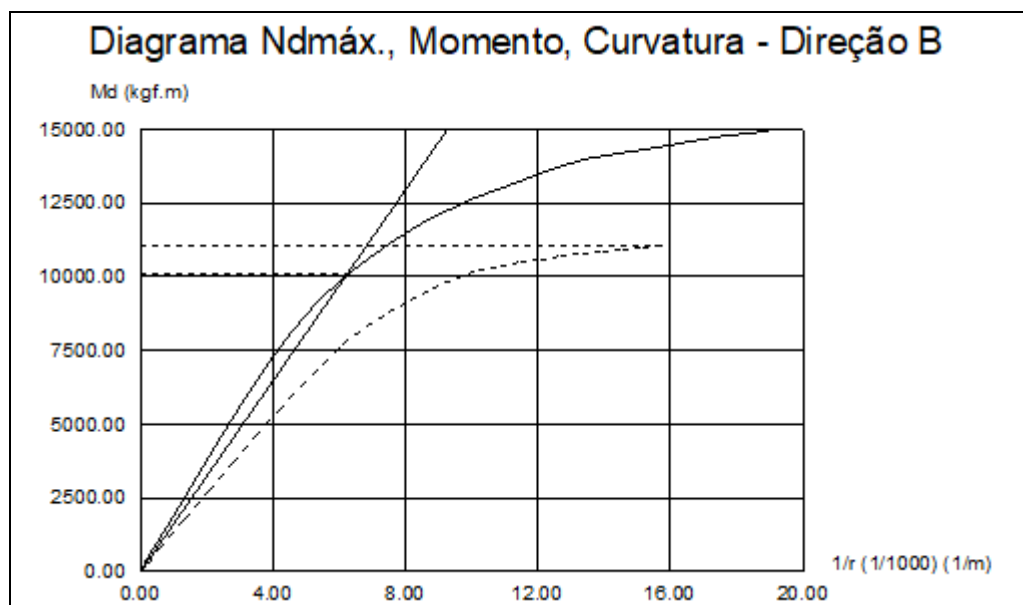
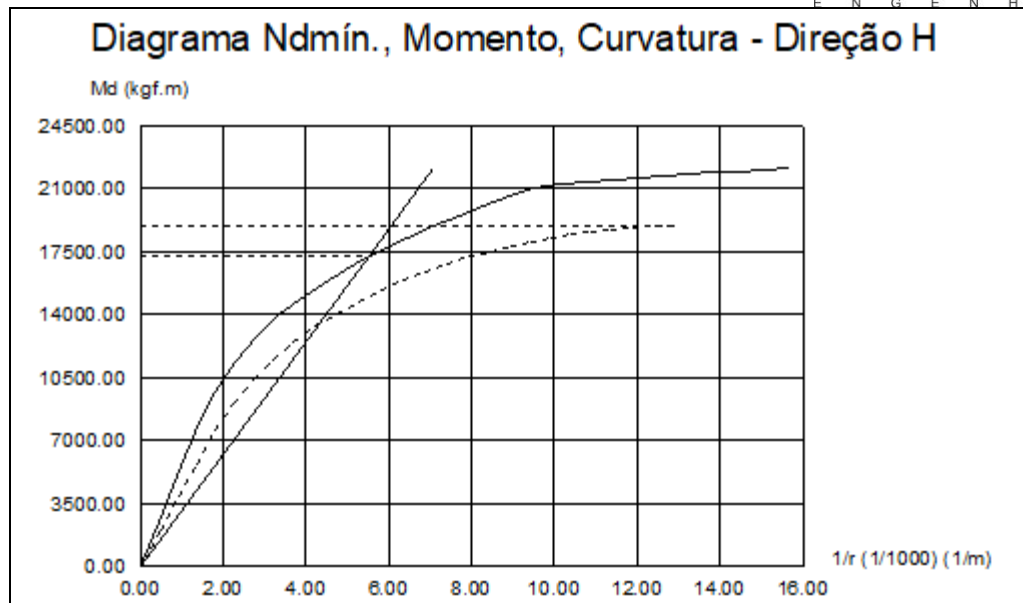
	Vc0 = 10.71 tf k = 2.00 Vc = 21.41 tf	Aswmin = 0.00 cm ² /m	Asw = 0.00 cm ² /m
--	---	----------------------------------	-------------------------------

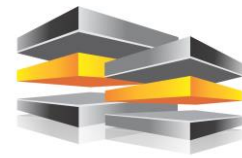
Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 9.38 cm Ae = 837.89 cm ²	A90 = 0.35 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.70 cm ² /m ø 5.0 c/15



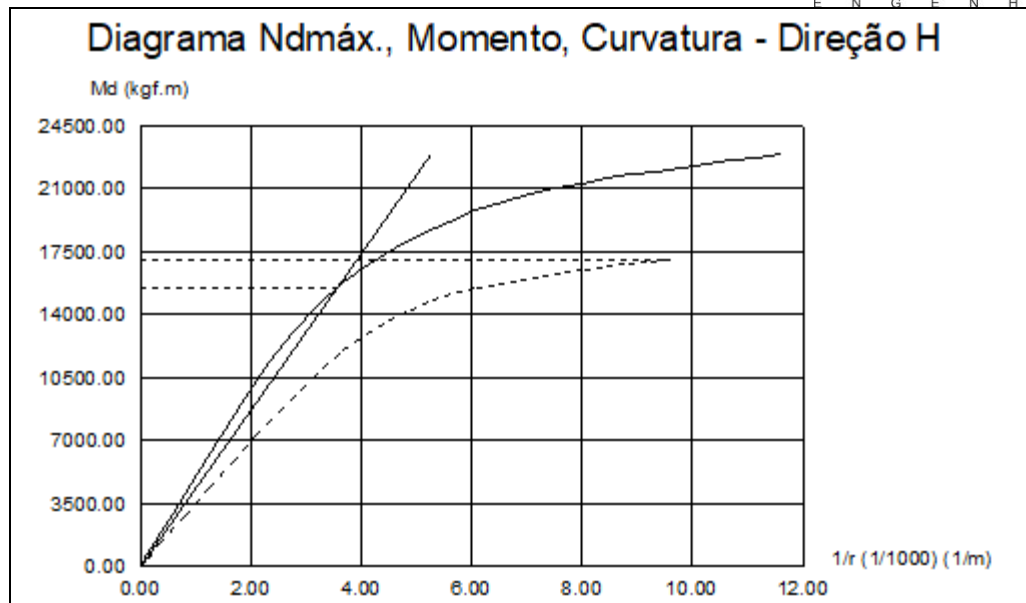


PINHEIRO
E N G E N H A R I A





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P5

Pavimento Fundação - Lance 1

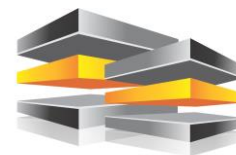
Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 100.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.17

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 320.00 cm Esbeltez = 36.91	Msdtopo = 2790 kgf.m Msdbase = 3513 kgf.m	Ndmax = 245.14 tf Ndmin = 169.35 tf ni = 0.46
H	Vínculo = RR li = 630.00 cm Esbeltez = 21.80	Msdtopo = 5925 kgf.m Msdbase = 6267 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 960 Msdcentro = 1194 Msdbase = 1350	Madtopo = 4837 Madcentro = 4603 Madbase = 4447 M2d = 4122	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 12.5 5 ø 12.5 10ø12.5	1.3G1+1.4G2+0.84V3+1.4D3 Msdx) = 10075 kgf.m Msdy) = 6130 kgf.m Mrdx) = 19294 kgf.m



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

		Mcd = 156		12.27 cm ²	Mrd(y) = 11740 kgf.m
H	Msdtopo = 5925 Msdcentro = 6130 Msdbase = 6267	Madtopo = 4944 Madcentro = 4739 Madbase = 4602 M2d = 4793 Mcd = 236		0.4 %	Mrd/Msd=1.92

Dimensionamento da armadura transversal

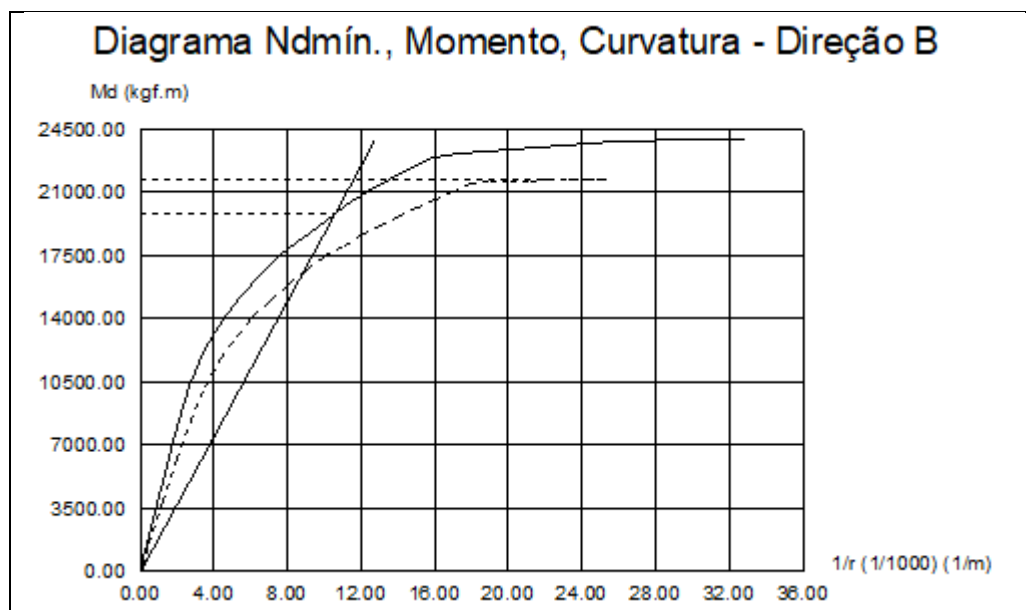
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.41 tf VBd base = 2.41 tf VHd topo = 1.13 tf VHd base = 1.13 tf	Td = 0 kgf.m

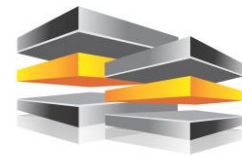
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.41 tf VRd2 = 114.45 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 15142 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 1.13 tf VRd2 = 125.46 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 15142 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 26.38 cm Vc0 = 20.30 tf k = 2.00 Vc = 40.59 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

H	$d = 96.38 \text{ cm}$ $V_{c0} = 22.25 \text{ tf}$ $k = 2.00$ $V_c = 44.50 \text{ tf}$	$V_{min} = 0.00 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$V_{sw} = 0.00 \text{ tf}$ $Asw = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
---	---	---	--

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
$h_e = 11.54 \text{ cm}$ $A_e = 1633.14 \text{ cm}^2$	$A_{90} = 0.00 \text{ cm}^2$	$Z_r = 0.00 \text{ tf}$ $Z_s = 0.00 \text{ tf}$	$Z_r = 0.00 \text{ tf}$ $Z_s = 0.00 \text{ tf}$	$Asw = 0.06 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\phi 5.0 \text{ c/15}$





PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

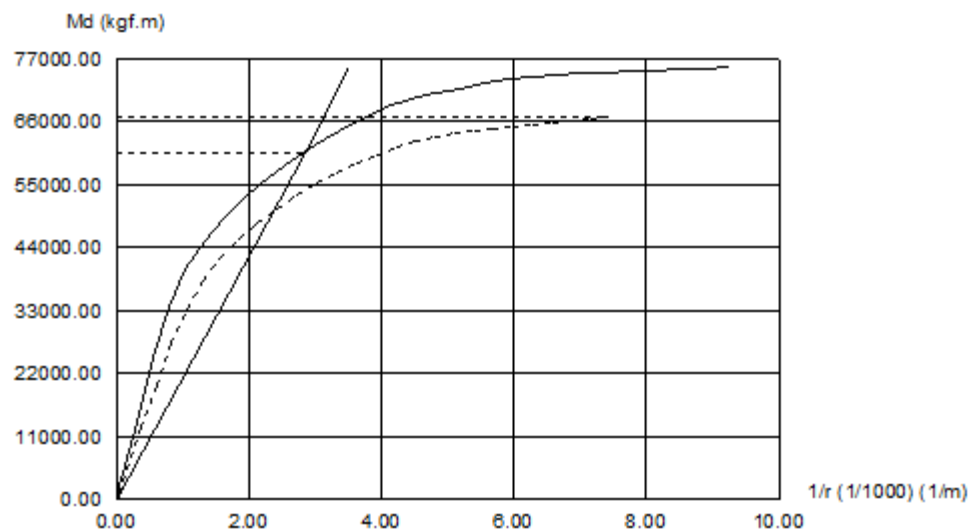
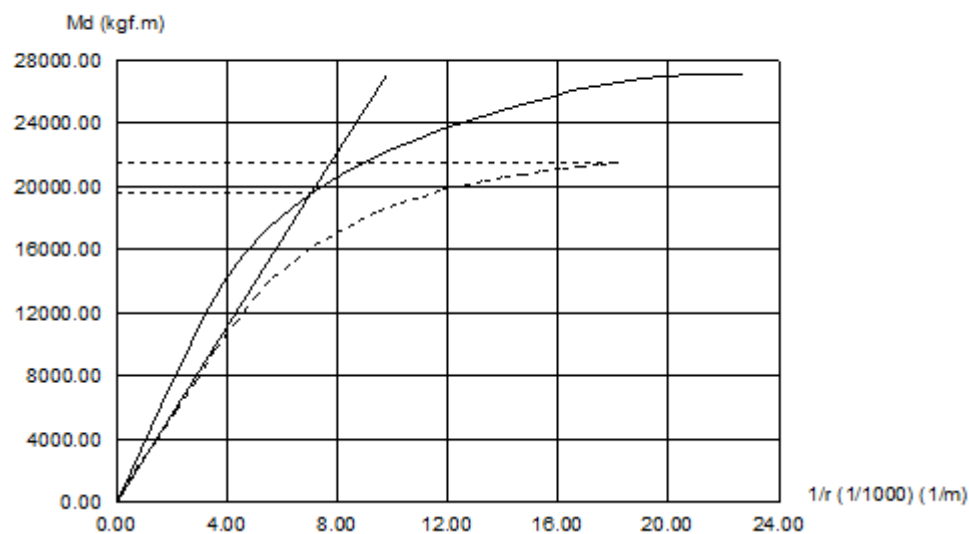
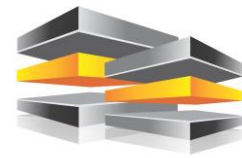
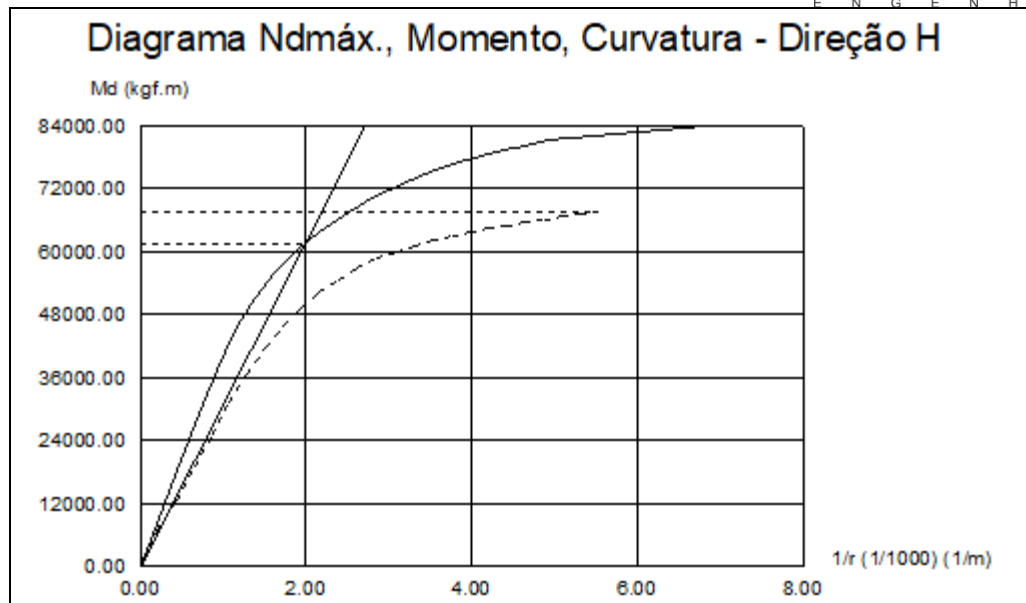


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P6

Pavimento Fundação - Lance 1

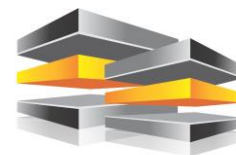
Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 100.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.17

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 320.00 cm Esbeltez = 36.91	Msdtopo = 2791 kgf.m Msdbase = 3513 kgf.m	Ndmax = 245.14 tf Ndmin = 169.35 tf ni = 0.46
H	Vínculo = RR li = 630.00 cm Esbeltez = 21.80	Msdtopo = 5925 kgf.m Msdbase = 6267 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 960 Msdcentro = 1194 Msdbase = 1350	Madtopo = 4837 Madcentro = 4603 Madbase = 4446 M2d = 4122	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 12.5 5 ø 12.5 10ø12.5	1.3G1+1.4G2+0.84V3+1.4D3 Msd(x) = 10075 kgf.m Msd(y) = 6130 kgf.m Mrd(x) = 19294 kgf.m



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

		Mcd = 156		12.27 cm ²	Mrd(y) = 11740 kgf.m
H	Msdtopo = 5925 Msdcentro = 6130 Msdbase = 6267	Madtopo = 4944 Madcentro = 4739 Madbase = 4602 M2d = 4793 Mcd = 236		0.4 %	Mrd/Msd=1.92

Dimensionamento da armadura transversal

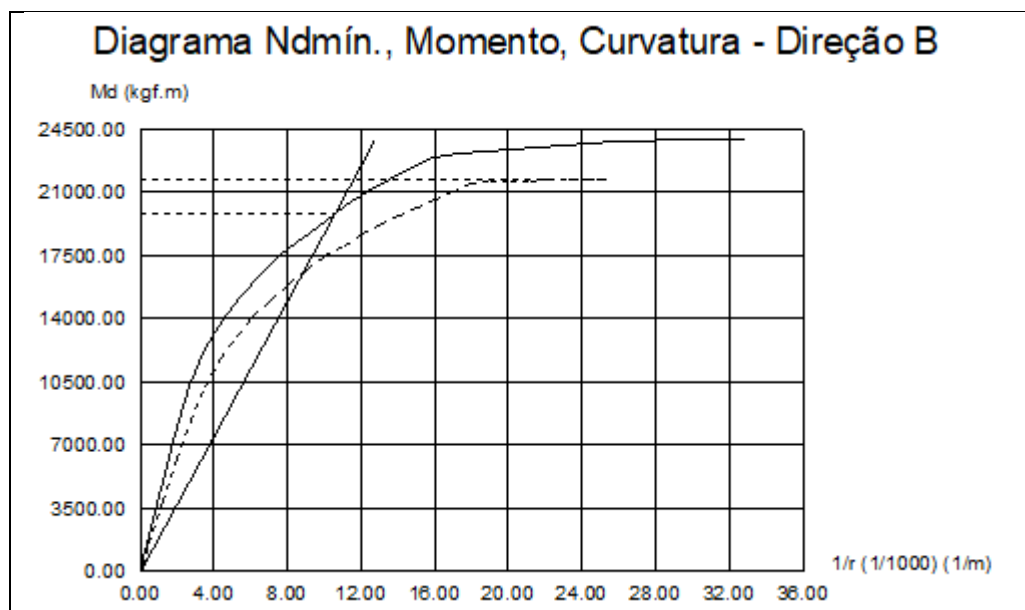
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.41 tf VBd base = 2.41 tf VHd topo = 1.13 tf VHd base = 1.13 tf	Td = 0 kgf.m

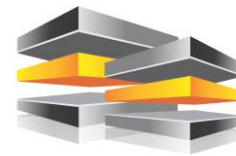
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.41 tf VRd2 = 114.45 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 15142 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 1.13 tf VRd2 = 125.46 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 15142 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 26.38 cm Vc0 = 20.30 tf k = 2.00 Vc = 40.59 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

H	$d = 96.38 \text{ cm}$ $V_{c0} = 22.25 \text{ tf}$ $k = 2.00$ $V_c = 44.50 \text{ tf}$	$V_{min} = 0.00 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$V_{sw} = 0.00 \text{ tf}$ $Asw = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
---	---	---	--

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
$h_e = 11.54 \text{ cm}$ $A_e = 1633.14 \text{ cm}^2$	$A_{90} = 0.00 \text{ cm}^2$	$Z_r = 0.00 \text{ tf}$ $Z_s = 0.00 \text{ tf}$	$Z_r = 0.00 \text{ tf}$ $Z_s = 0.00 \text{ tf}$	$Asw = 0.06 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\varnothing 5.0 \text{ c}/15$





PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

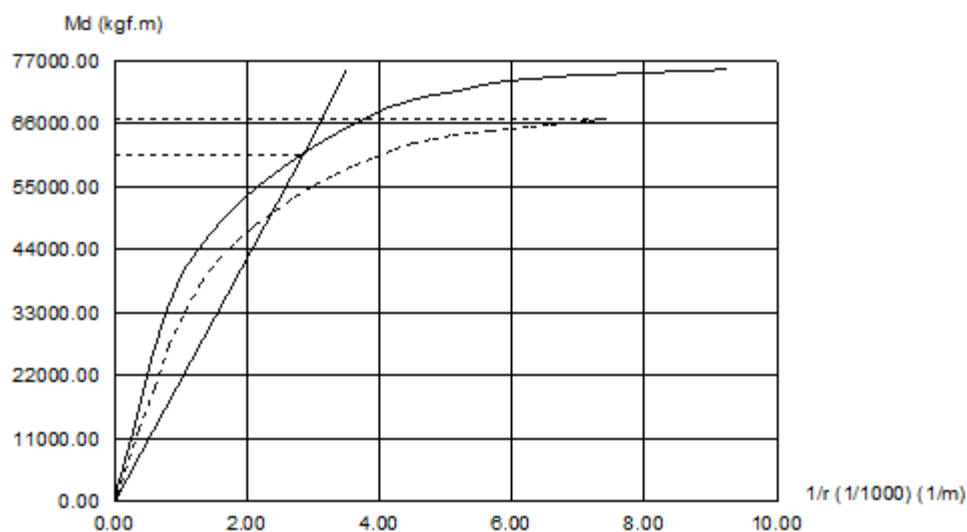
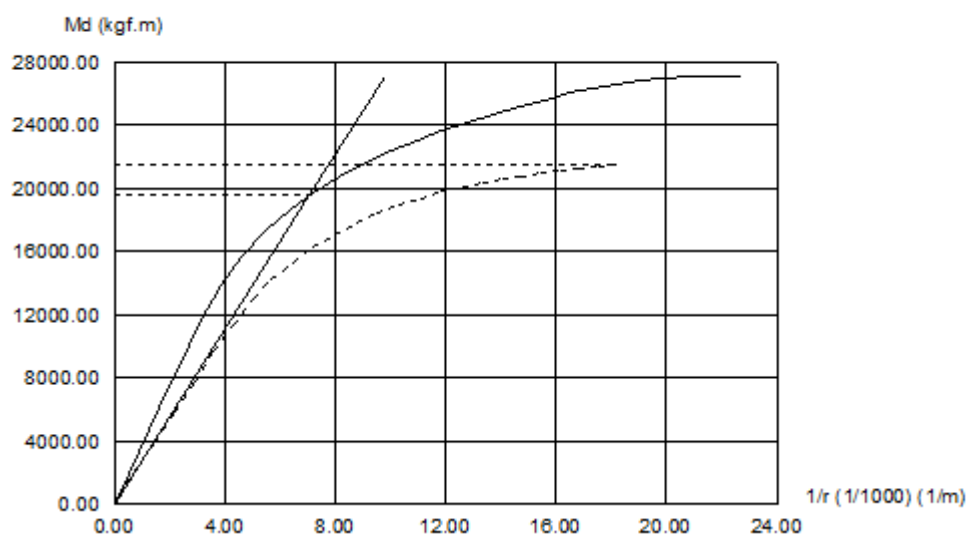
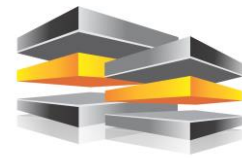
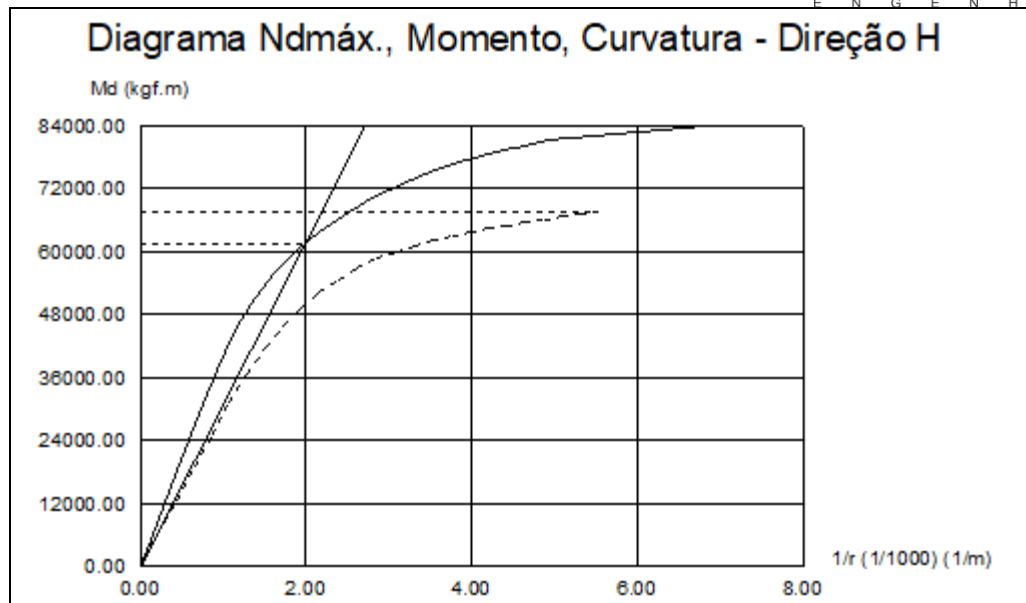


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P7

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 50.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.23

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 15.00 cm Esbeltez = 1.73	Msdtopo = 6167 kgf.m Msdbase = 4965 kgf.m	Ndmax = 150.83 tf Ndmin = 102.30 tf ni = 0.56
H	Vínculo = RR li = 615.00 cm Esbeltez = 42.56	Msdtopo = 2293 kgf.m Msdbase = 2051 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B		Madtopo = 0	Td = 255 kgf.m	2 Ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2
	Msdtopo = 6167	Madcentro = 0		4 Ø 12.5	Msd(x) = 5686 kgf.m
	Msdcentro = 5686	Madbase = 0	Asl = 0.43 cm ²	8Ø12.5	Msd(y) = 10148 kgf.m
	Msdbase = 4965	M2d = 5 Mcd = 2		9.82 cm ²	Mrd(x) = 5759 kgf.m Mrd(y) = 10278 kgf.m

H	Msdtopo = 1330 Msdcentro = 1214 Msdbase = 1041	Madtopo = 3195 Madcentro = 3311 Madbase = 3484 M2d = 5366 Mcd = 257		0.7 %	Mrd/Msd=1.01
---	--	---	--	-------	--------------

Dimensionamento da armadura transversal

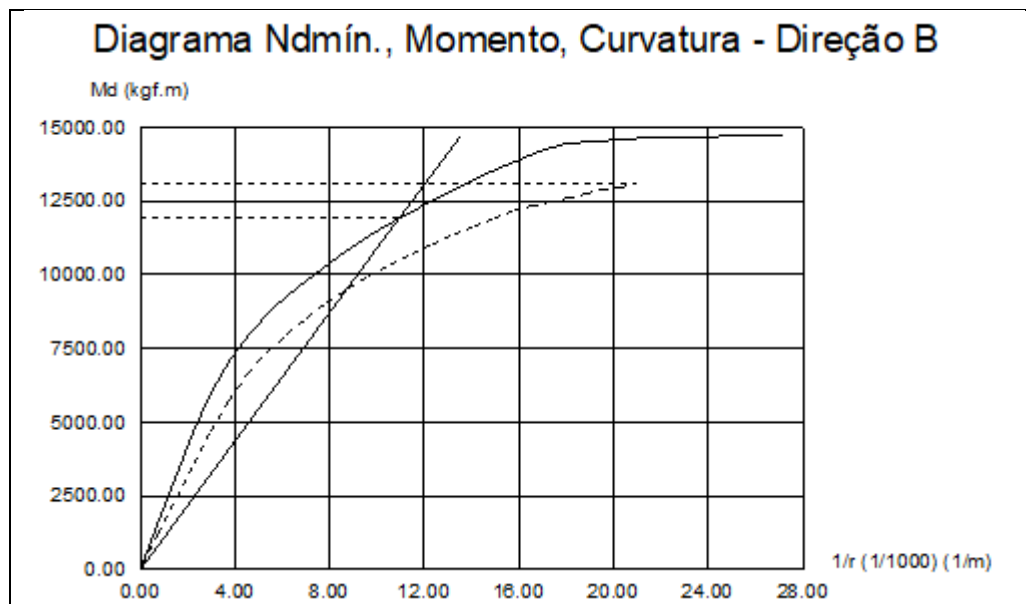
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 9.87 tf VBd base = 9.87 tf VHd topo = 2.18 tf VHd base = 2.18 tf	Td = 255 kgf.m

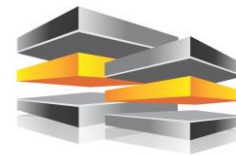
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 9.87 tf VRd2 = 57.22 tf	Td = 255 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21$
H	Vd = 2.18 tf VRd2 = 60.37 tf	Td = 255 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 26.38 cm Vc0 = 10.15 tf k = 2.00 Vc = 20.30 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 46.38 cm	Vmin = 0.00 tf	Vsw = 0.00 tf

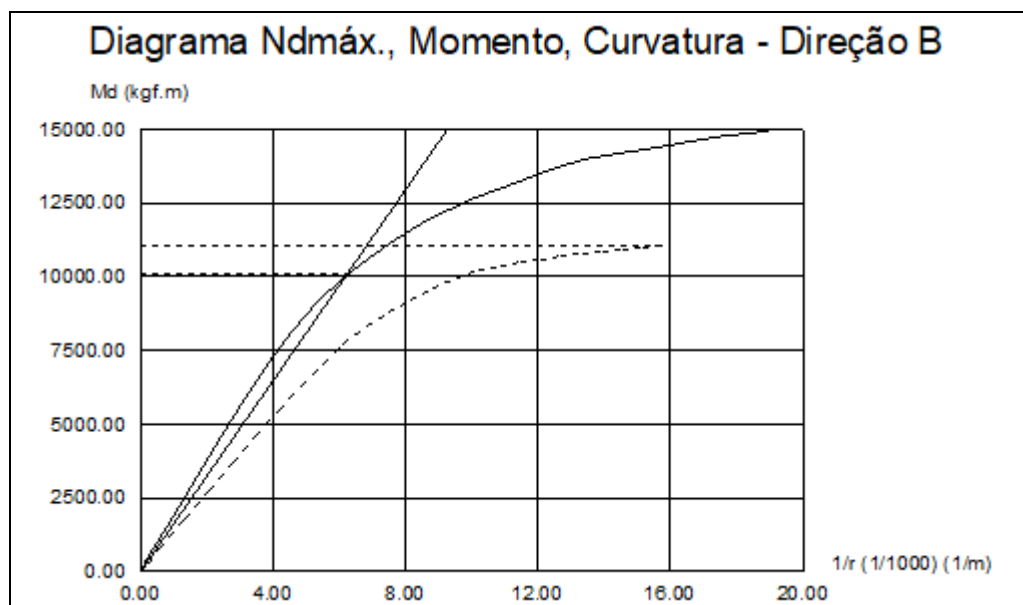
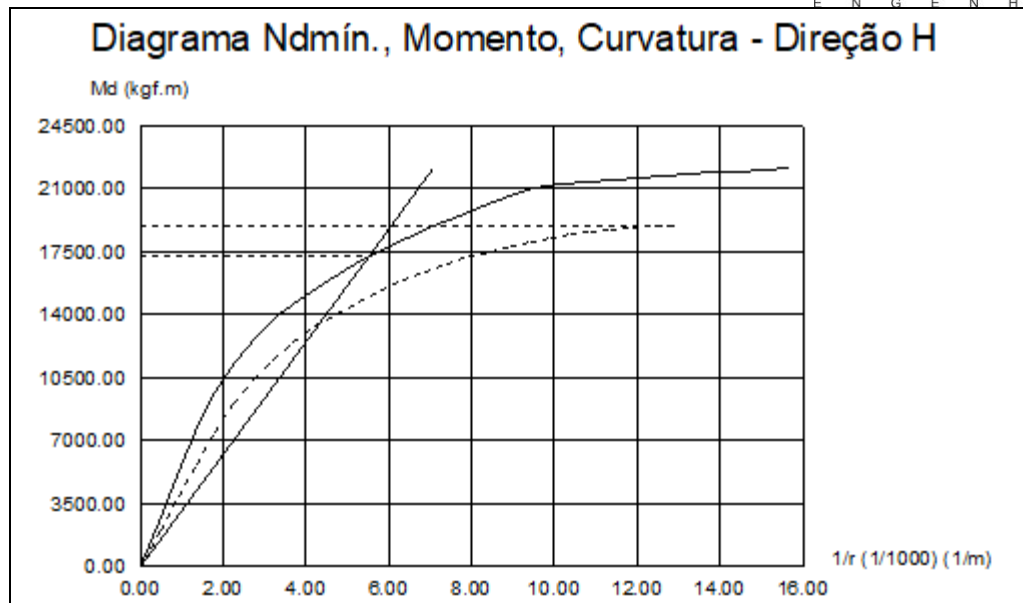
	Vc0 = 10.71 tf k = 2.00 Vc = 21.41 tf	Aswmin = 0.00 cm ² /m	Asw = 0.00 cm ² /m
--	---	-------------------------------------	-------------------------------

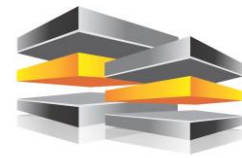
Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 9.38 cm Ae = 837.89 cm ²	A90 = 0.35 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.70 cm ² /m ø 5.0 c/15



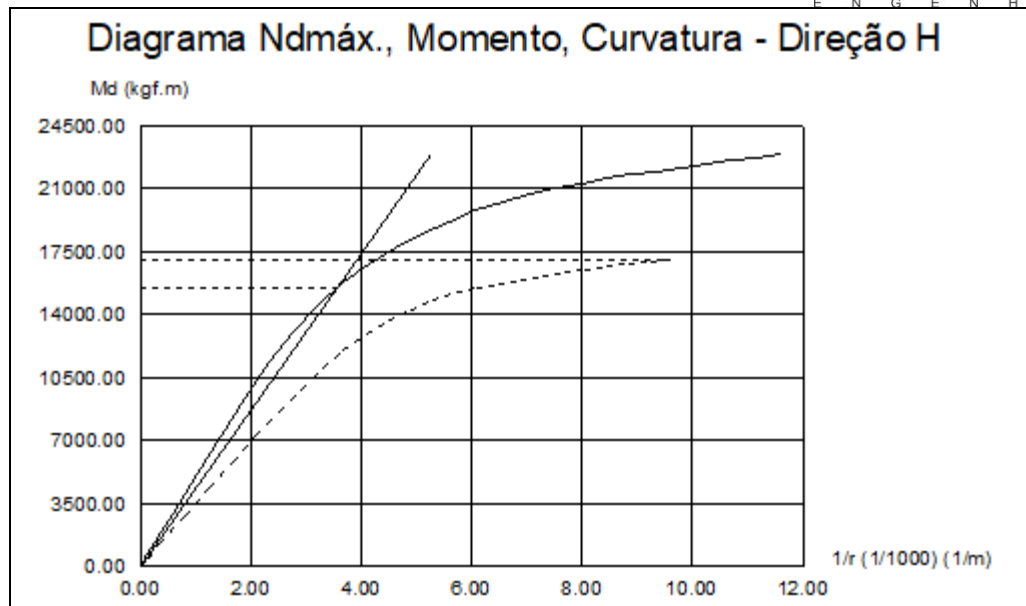


PINHEIRO
E N G E N H A R I A





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P8

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 50.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.23

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 15.00 cm Esbeltez = 1.73	Msdtopo = 6166 kgf.m Msdbase = 4965 kgf.m	Ndmax = 150.83 tf Ndmin = 102.29 tf ni = 0.56
H	Vínculo = RR li = 615.00 cm Esbeltez = 42.56	Msdtopo = 2293 kgf.m Msdbase = 2051 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B		Madtopo = 0	Td = 255 kgf.m	2 Ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1
	Msdtopo = 6166	Madcentro = 0		4 Ø 12.5	Msd(x) = 5686 kgf.m
	Msdcentro = 5686	Madbase = 0	Asl = 0.43 cm ²	8Ø12.5	Msd(y) = 10148 kgf.m
	Msdbase = 4965	M2d = 5 Mcd = 2		9.82 cm ²	Mrd(x) = 5759 kgf.m Mrd(y) = 10279 kgf.m

H	Msdtopo = 1330 Msdcentro = 1214 Msdbase = 1041	Madtopo = 3195 Madcentro = 3311 Madbase = 3484 M2d = 5366 Mcd = 257		0.7 %	Mrd/Msd=1.01
---	--	---	--	-------	--------------

Dimensionamento da armadura transversal

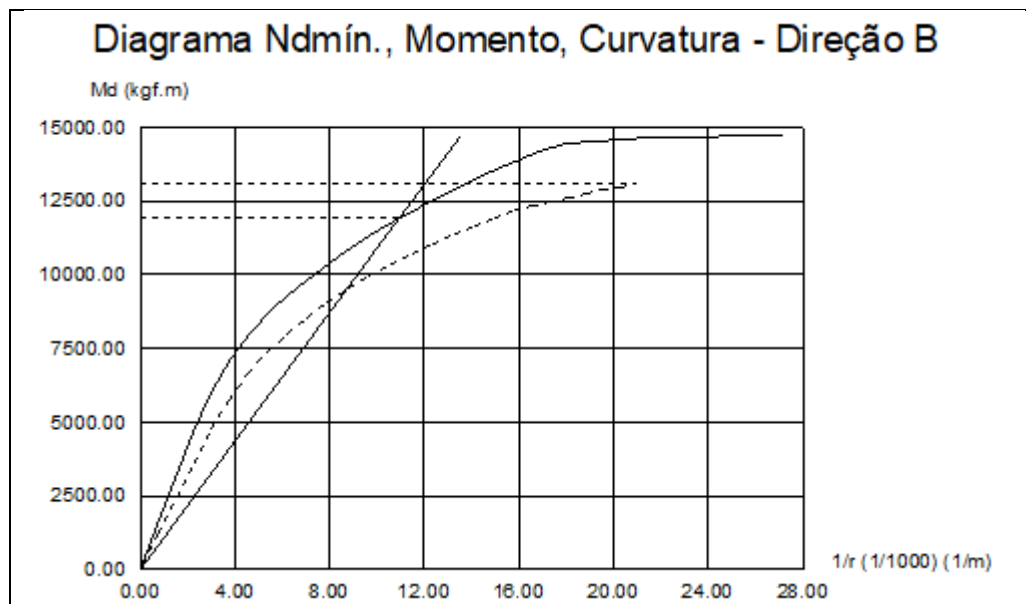
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 9.87 tf VBd base = 9.87 tf VHd topo = 2.18 tf VHd base = 2.18 tf	Td = 255 kgf.m

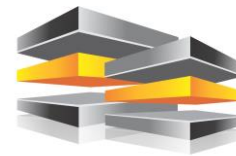
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 9.87 tf VRd2 = 57.22 tf	Td = 255 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21$
H	Vd = 2.18 tf VRd2 = 60.37 tf	Td = 255 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 26.38 cm Vc0 = 10.15 tf k = 2.00 Vc = 20.30 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 46.38 cm	Vmin = 0.00 tf	Vsw = 0.00 tf

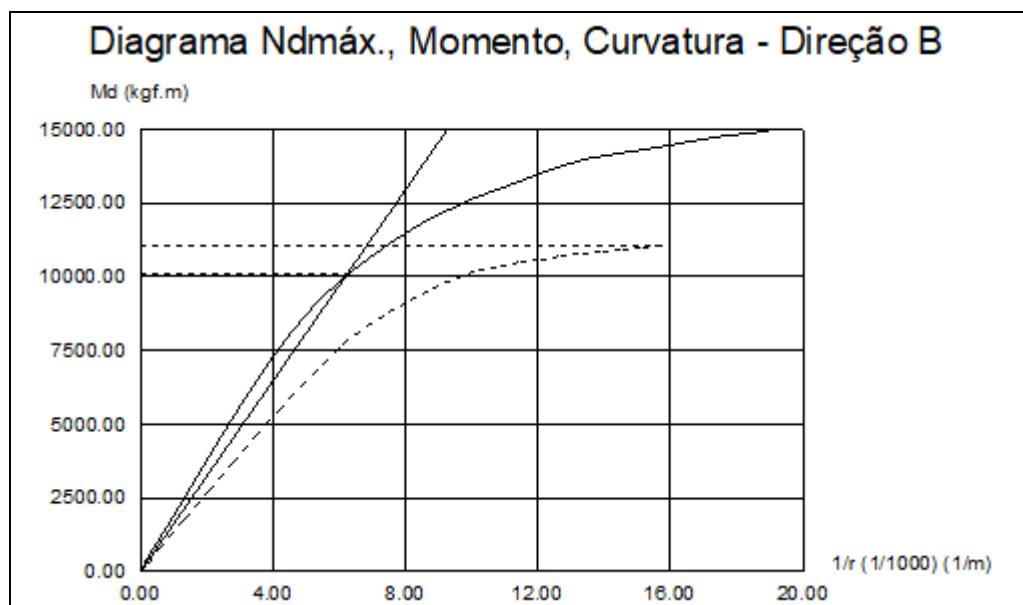
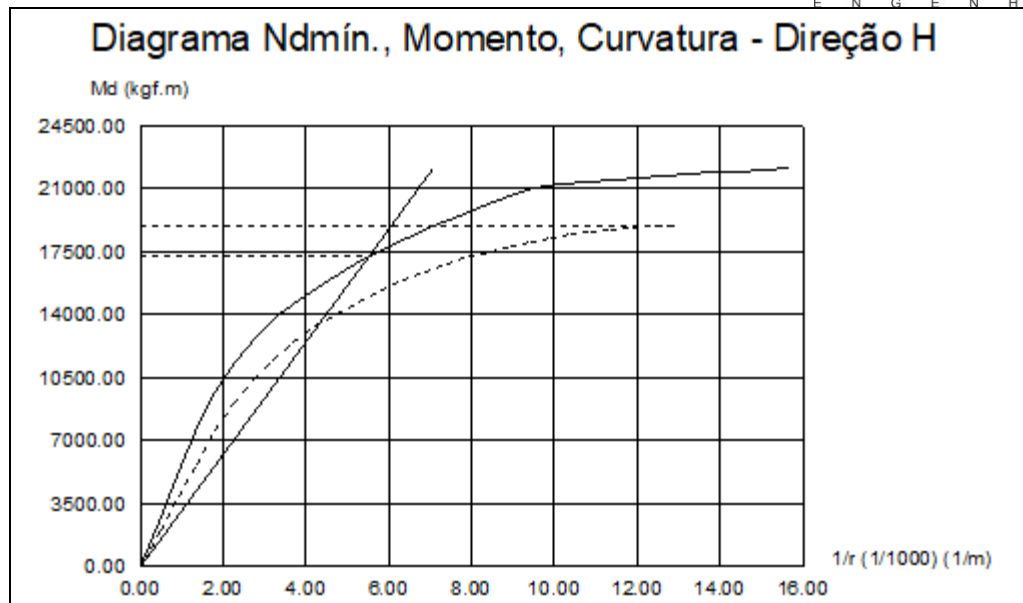
	Vc0 = 10.71 tf k = 2.00 Vc = 21.41 tf	Aswmin = 0.00 cm ² /m	Asw = 0.00 cm ² /m
--	---	-------------------------------------	-------------------------------

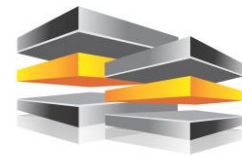
Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 9.38 cm Ae = 837.89 cm ²	A90 = 0.35 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.70 cm ² /m ø 5.0 c/15



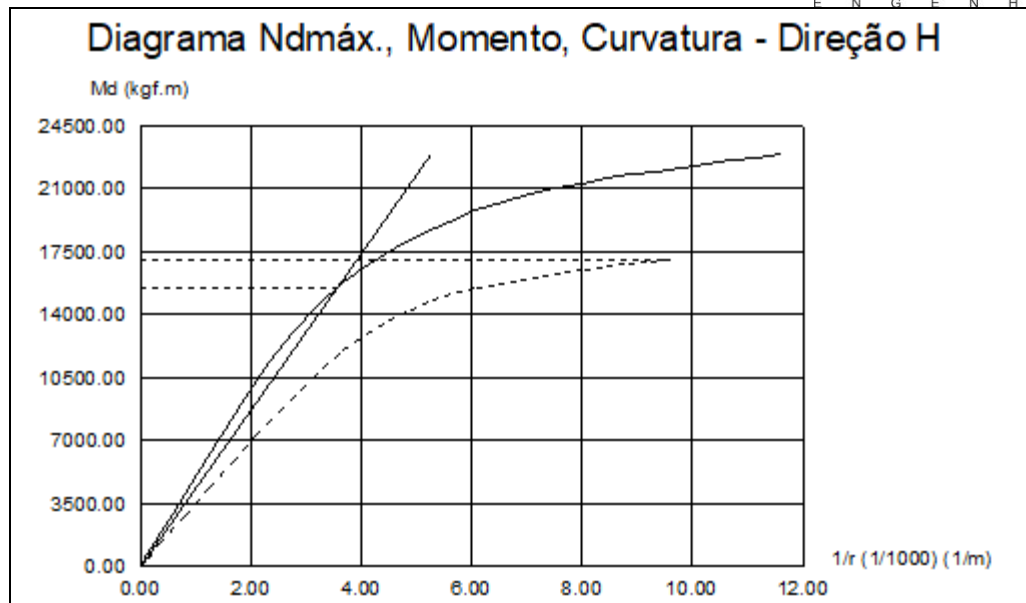


PINHEIRO
E N G E N H A R I A





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P9

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 25.00 cm h = 25.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.33

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 10.00 cm Esbeltez = 1.38	Msdtopo = 268 kgf.m Msdbase = 0 kgf.m	Ndmax = 17.76 tf Ndmin = 12.79 tf ni = 0.16
H	Vínculo = EL li = 20.00 cm Esbeltez = 2.77	Msdtopo = 30 kgf.m Msdbase = 0 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B		Madtopo = 132	Td = 0 kgf.m	2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2
	Msdtopo = 268	Madcentro = 239		2 ø 10.0	Msd(x) = 268 kgf.m
	Msdcentro = 161	Madbase = 400	Asl = 0.00 cm ²	4ø10.0	Msd(y) = 400 kgf.m
	Msdbase = 0	M2d = 0 Mcd = 0		3.14 cm ²	Mrd(x) = 1341 kgf.m Mrd(y) = 2002 kgf.m

H	Msdtopo = 30 Msdcentro = 30 Msdbase = 0	Madtopo = 369 Madcentro = 369 Madbase = 400 M2d = 1 Mcd = 0		0.5 %	Mrd/Msd=5.01
---	---	---	--	-------	--------------

Dimensionamento da armadura transversal

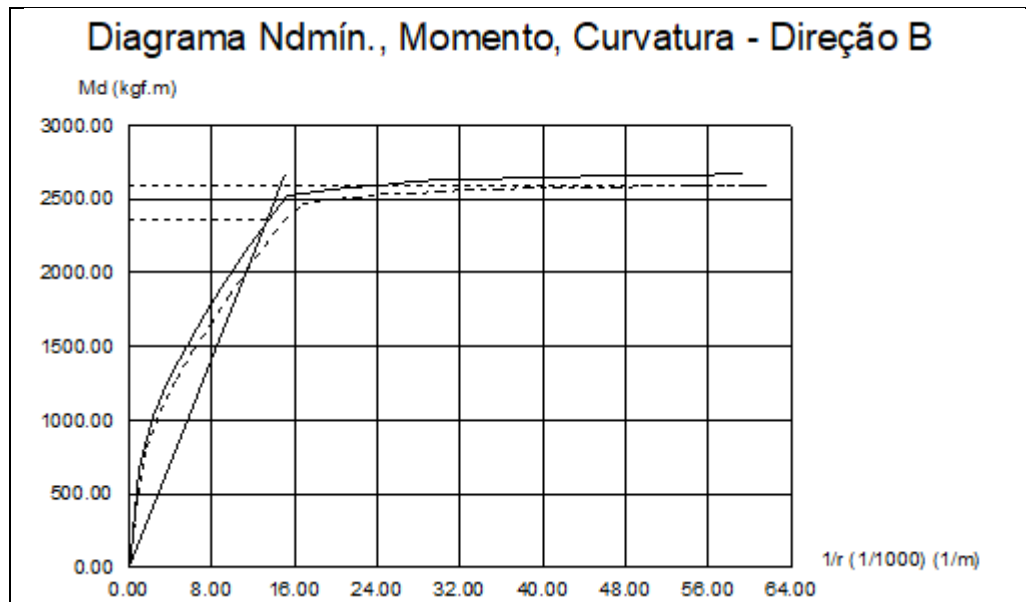
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.68 tf VBd base = 2.68 tf VHd topo = 0.30 tf VHd base = 0.30 tf	Td = 0 kgf.m

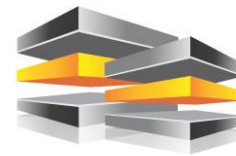
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.68 tf VRd2 = 23.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1627 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11$
H	Vd = 0.30 tf VRd2 = 23.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1627 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 21.50 cm Vc0 = 4.14 tf k = 2.00 Vc = 8.27 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 21.50 cm	Vmin = 0.00 tf	Vsw = 0.00 tf

	Vc0 = 4.14 tf k = 2.00 Vc = 8.27 tf	Aswmin = 0.00 cm ² /m	Asw = 0.00 cm ² /m
--	---	-------------------------------------	-------------------------------

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 6.25 cm Ae = 324.00 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.02 cm ² /m ø 5.0 c/12





PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

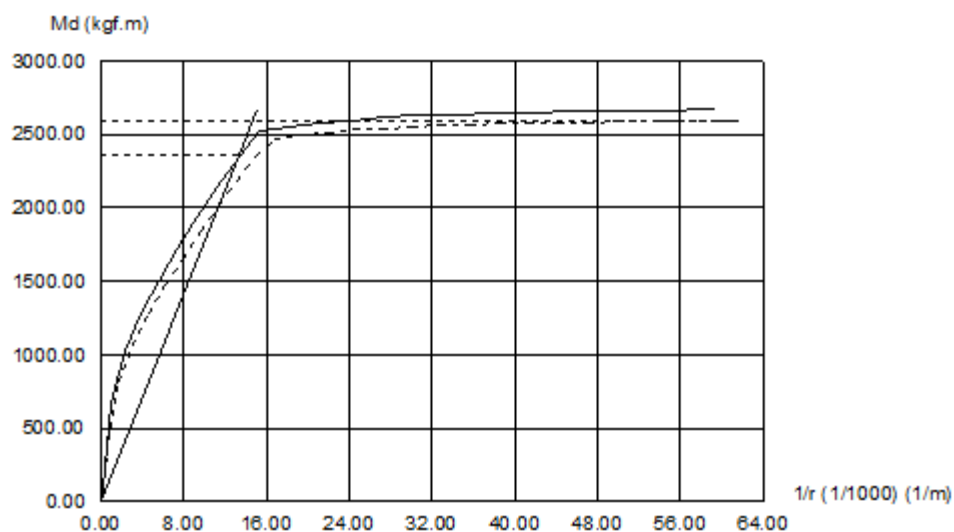
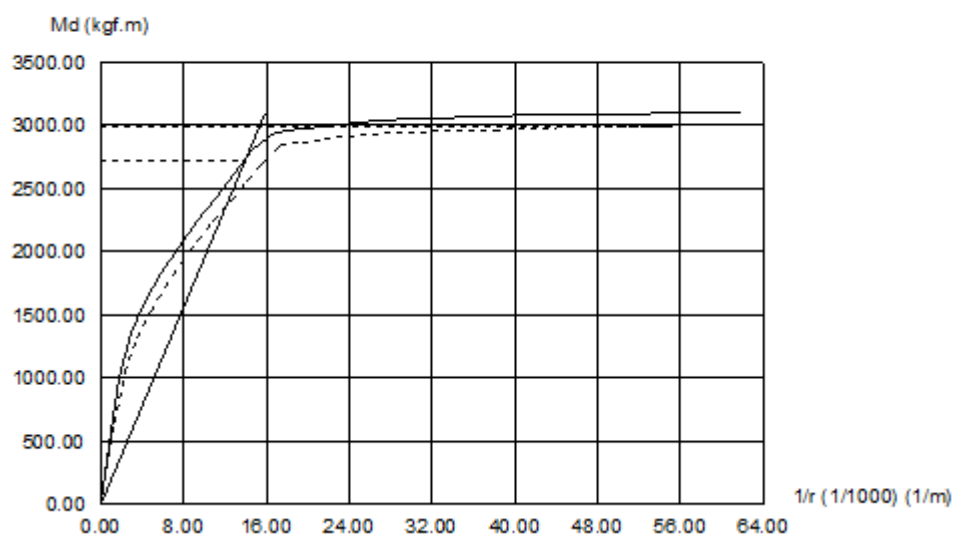
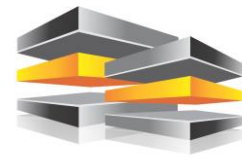
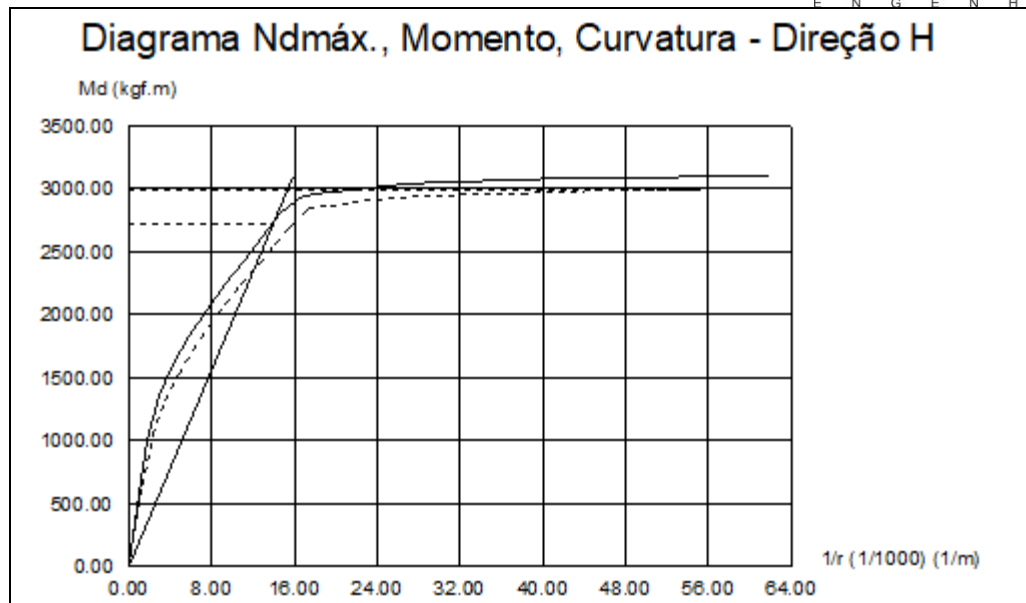


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P10

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 25.00 cm h = 25.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.33

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL li = 20.00 cm Esbeltez = 2.77	Msdtopo = 35 kgf.m Msdbase = 0 kgf.m	Ndmax = 17.76 tf Ndmin = 12.79 tf ni = 0.16
H	Vínculo = RR li = 10.00 cm Esbeltez = 1.38	Msdtopo = 267 kgf.m Msdbase = 0 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B		Madtopo = 365	Td = 0 kgf.m	2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1
	Msdtopo = 35	Madcentro = 365		2 ø 10.0	Msd(x) = 400 kgf.m
	Msdcentro = 35	Madbase = 400	Asl = 0.00 cm ²	4ø10.0	Msd(y) = 267 kgf.m
	Msdbase = 0	M2d = 1 Mcd = 0		3.14 cm ²	Mrd(x) = 2004 kgf.m Mrd(y) = 1340 kgf.m

H	Msdtopo = 267 Msdcentro = 160 Msdbase = 0	Madtopo = 132 Madcentro = 239 Madbase = 400 M2d = 0 Mcd = 0		0.5 %	Mrd/Msd=5.01
---	---	---	--	-------	--------------

Dimensionamento da armadura transversal

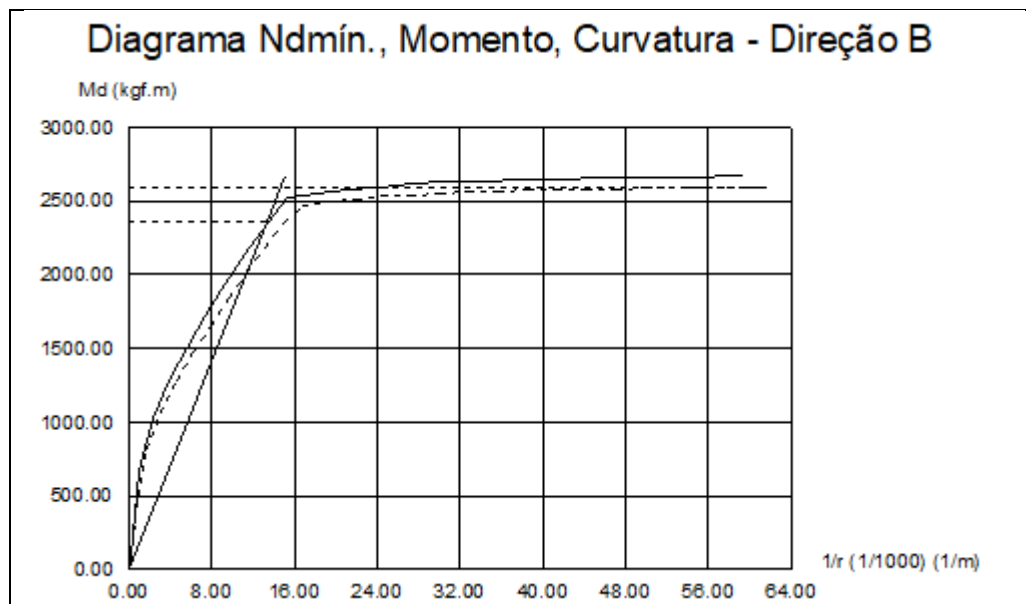
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.35 tf VBd base = 0.35 tf VHd topo = 2.67 tf VHd base = 2.67 tf	Td = 0 kgf.m

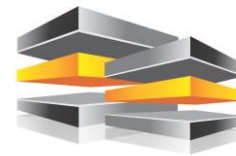
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.35 tf VRd2 = 23.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1627 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01$
H	Vd = 2.67 tf VRd2 = 23.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1627 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 21.50 cm Vc0 = 4.14 tf k = 2.00 Vc = 8.27 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 21.50 cm	Vmin = 0.00 tf	Vsw = 0.00 tf

	Vc0 = 4.14 tf k = 2.00 Vc = 8.27 tf	Aswmin = 0.00 cm ² /m	Asw = 0.00 cm ² /m
--	---	-------------------------------------	-------------------------------

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 6.25 cm Ae = 324.00 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.02 cm ² /m ø 5.0 c/12





PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

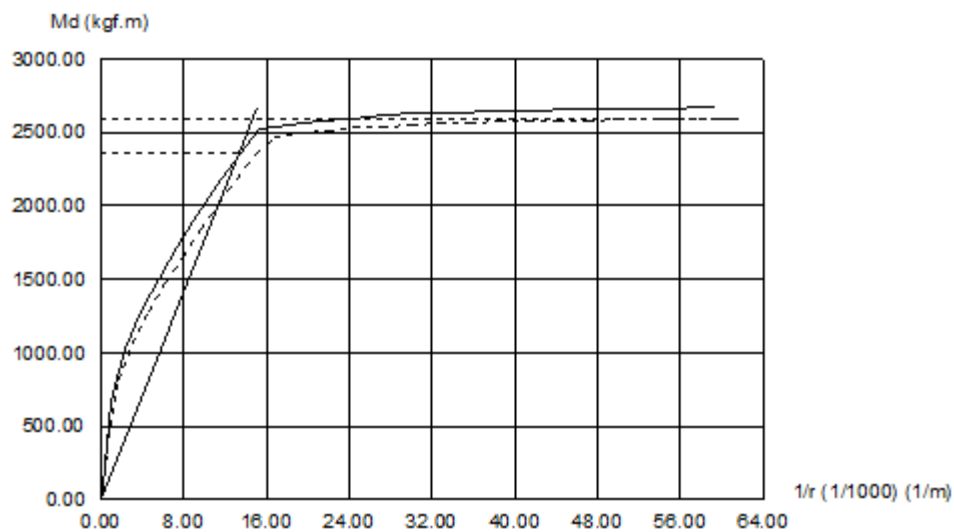
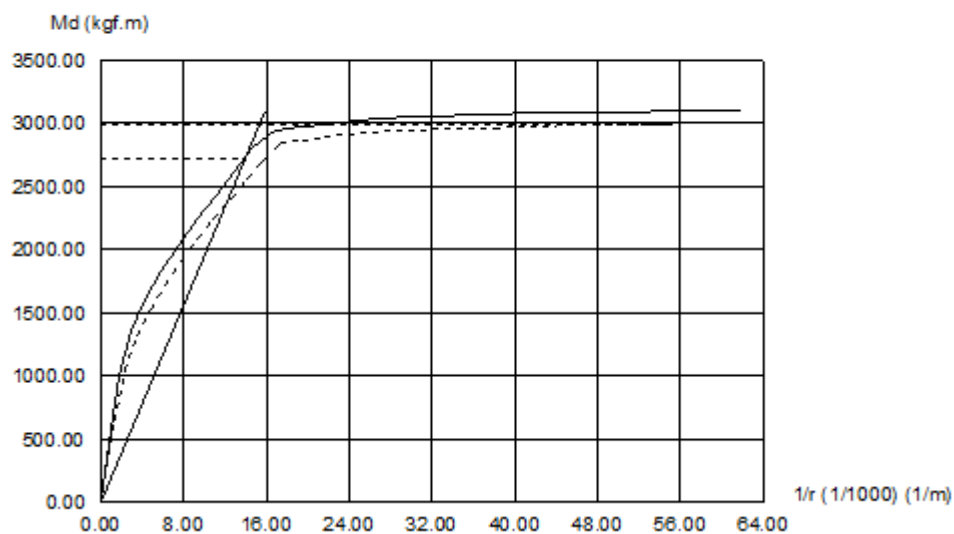
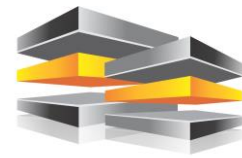
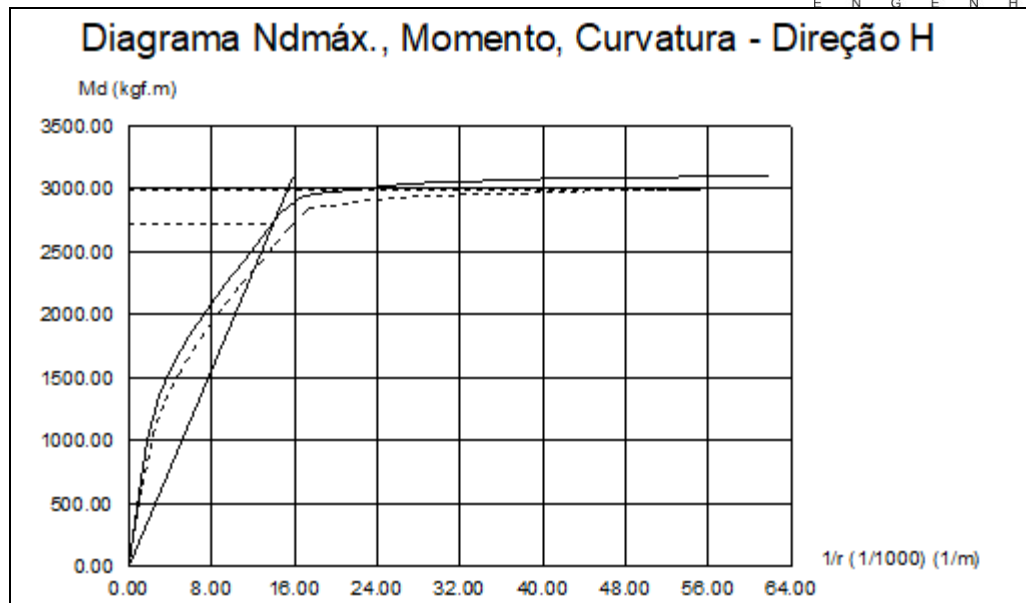


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B





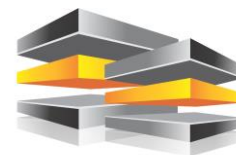
PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo dos Pilares

Fundação	fck = 250.00 kgf/cm ²	E = 241500 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 2.50 cm	

Dados			Resultados					
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B lih vínc esb H (cm)	Nd máx Nd mín (tf) ni Zr	MBd topo MBd base MHd topo MHd base (kgf.m)	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	Madtopo Madcentro Madbase MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)	Processo de cálculo	As b(cm ²) As h % armad
P1	25.00 X 25.00	10.00 RR 1.38 20.00 EL 2.77	17.76 12.79 0.16 0.00 0.00	268 0 30 0	268 161 0 30 30 0	132 239 400 0 0 1 0	Msd(x) = 268 kgf.m Msd(y) = 400 kgf.m Mrd(x) = 1341 kgf.m Mrd(y) = 2002 kgf.m Mrd/Msd=5.01	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.5
P2	25.00 X 25.00	20.00 EL 2.77 10.00 RR 1.38	17.76 12.79 0.16 0.00 0.00	35 0 267 0	35 35 0 267 160 0	365 365 400 1 0 0 0	Msd(x) = 400 kgf.m Msd(y) = 267 kgf.m Mrd(x) = 2004 kgf.m Mrd(y) = 1340 kgf.m Mrd/Msd=5.01	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.5

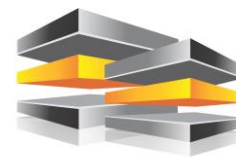


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

P3	30.00 X 50.00	15.00 RR 1.73 615.00 RR 42.56	150.83 102.30 0.56 0.00 0.00	6167 4965 2293 2051	6167 5686 4965 1330 1214 1041	0 0 0 5 2 5366 257	Msd(x) = 5686 kgf.m Msd(y) = 10148 kgf.m Mrd(x) = 5759 kgf.m Mrd(y) = 10278 kgf.m Mrd/Msd=1.01	2.45 2 ø 12.5 4.91 4 ø 12.5 0.7
P4	30.00 X 50.00	15.00 RR 1.73 615.00 RR 42.56	150.83 102.29 0.56 0.00 0.00	6166 4965 2293 2051	6166 5686 4965 1330 1214 1041	0 0 0 5 2 5366 257	Msd(x) = 5686 kgf.m Msd(y) = 10148 kgf.m Mrd(x) = 5759 kgf.m Mrd(y) = 10279 kgf.m Mrd/Msd=1.01	2.45 2 ø 12.5 4.91 4 ø 12.5 0.7
P5	30.00 X 100.00	320.00 RR 36.91 630.00 RR 21.80	245.14 169.35 0.46 0.00 0.00	2790 3513 5925 6267	960 1194 1350 5925 6130 6267	4837 4603 4447 4122 156 4793 236	Msd(x) = 10075 kgf.m Msd(y) = 6130 kgf.m Mrd(x) = 19294 kgf.m Mrd(y) = 11740 kgf.m Mrd/Msd=1.92	2.45 2 ø 12.5 6.14 5 ø 12.5 0.4
P6	30.00 X 100.00	320.00 RR 36.91 630.00 RR	245.14 169.35 0.46 0.00 0.00	2791 3513 5925 6267	960 1194 1350 5925 6130	4837 4603 4446 4122 156 4793	Msd(x) = 10075 kgf.m Msd(y) = 6130 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 6.14 5 ø 12.5 0.4

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.



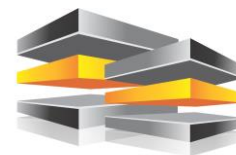
PINHEIRO

E N G E N H A R I A

		21.80			6267	236	Mrd(x) = 19294 kgf.m Mrd(y) = 11740 kgf.m Mrd/Msd=1.92	
P7	30.00 X 50.00	15.00 RR 1.73 615.00 RR 42.56	150.83 102.30 0.56 0.00 0.00	6167 4965 2293 2051	6167 5686 4965 1330 1214 1041	0 0 0 5 2 5366 257	Msd(x) = 5686 kgf.m Msd(y) = 10148 kgf.m Mrd(x) = 5759 kgf.m Mrd(y) = 10278 kgf.m Mrd/Msd=1.01	2.45 2 ø 12.5 4.91 4 ø 12.5 0.7
P8	30.00 X 50.00	15.00 RR 1.73 615.00 RR 42.56	150.83 102.29 0.56 0.00 0.00	6166 4965 2293 2051	6166 5686 4965 1330 1214 1041	0 0 0 5 2 5366 257	Msd(x) = 5686 kgf.m Msd(y) = 10148 kgf.m Mrd(x) = 5759 kgf.m Mrd(y) = 10279 kgf.m Mrd/Msd=1.01	2.45 2 ø 12.5 4.91 4 ø 12.5 0.7
P9	25.00 X 25.00	10.00 RR 1.38 20.00 EL 2.77	17.76 12.79 0.16 0.00 0.00	268 0 30 0	268 161 0 30 30 0	132 239 400 0 0 1 0	Msd(x) = 268 kgf.m Msd(y) = 400 kgf.m Mrd(x) = 1341 kgf.m Mrd(y) = 2002 kgf.m Mrd/Msd=5.01	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.5
P10	25.00 X 25.00	20.00 EL 2.77 10.00 RR	17.76 12.79 0.16	35 0 267	35 35 0	365 365 400 1	Msd(x) = 400 kgf.m Msd(y) = 267 kgf.m	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

		1.38	0.00	0	267	0	Mrd(x) = 2004 kgf.m	
			0.00		160	0		0.5
					0	0	Mrd(y) = 1340 kgf.m Mrd/Msd=5.01	

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento Fundação

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	0.11	5 ø 12.5	7 ø 16.0	-720.89	5 ø 12.5	7 ø 16.0	
	0.11	7 ø 16.0		-14664.88	7 ø 16.0		
	0.11	5 ø 12.5		-14663.48	7 ø 16.0		
				-721.00	5 ø 12.5		
V2	0.11	5 ø 12.5	7 ø 16.0	-720.89	5 ø 12.5	7 ø 16.0	
	0.11	7 ø 16.0		-14664.88	7 ø 16.0		
	0.11	5 ø 12.5		-14663.48	7 ø 16.0		
				-721.00	5 ø 12.5		
V3	8872.22	4 ø 12.5		-1302.42	5 ø 10.0		Aviso 38
	0.11	5 ø 10.0		-3193.86	5 ø 10.0		
V4	8872.37	4 ø 12.5		-1302.66	5 ø 10.0		Aviso 38
	0.11	5 ø 10.0		-3193.93	5 ø 10.0		
V5	0.11	5 ø 10.0		-3193.93	5 ø 10.0		Aviso 38
	8872.37	4 ø 12.5		-1302.66	5 ø 10.0		
V6	0.11	5 ø 10.0		-3193.86	5 ø 10.0		Aviso 38
	8872.22	4 ø 12.5		-1302.42	5 ø 10.0		

Resultados da Viga V1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
	59.27			5 ø 12.5 5.25					0.00	
1	55.06	50.00 x 70.00	5 ø 12.5 5.25			ø 5.0 c/ 16		2x5 ø 10.0	0.00	0.05
P3	30.00		7 ø 16.0 13.42	7 ø 16.0 13.42					0.06	
2	240.01	50.00 x 70.00	7 ø 16.0 13.42	7 ø 16.0 13.42		ø 5.0 c/ 16		2x5 ø 10.0	0.00	0.00
P4	30.00		7 ø 16.0 13.42	7 ø 16.0 13.42					0.06	
3	55.05	50.00 x 70.00	5 ø 12.5 5.25			ø 5.0 c/ 16		2x5 ø 10.0	0.00	0.05
	59.27			5 ø 12.5 5.25					0.00	

Resultados da Viga V2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
	59.27			5 ø 12.5 5.25					0.00	
1	55.06	50.00 x 70.00	5 ø 12.5 5.25			ø 5.0 c/ 16		2x5 ø 10.0	0.00	0.05
P7	30.00		7 ø 16.0 13.42	7 ø 16.0 13.42					0.06	
2	240.01	50.00 x 70.00	7 ø 16.0 13.42	7 ø 16.0 13.42		ø 5.0 c/ 16		2x5 ø 10.0	0.00	0.00
P8	30.00		7 ø 16.0 13.42	7 ø 16.0 13.42					0.06	
3	55.05	50.00 x 70.00	5 ø 12.5 5.25			ø 5.0 c/ 16		2x5 ø 10.0	0.00	0.05
	59.27			5 ø 12.5 5.25					0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
V1	50.00			5 ø 10.0 3.75					0.01	
1	347.11	50.00 x 50.00	4 ø 12.5 4.48			ø 5.0 c/ 16			0.22	0.19
P1	25.00			5 ø 10.0 3.75					0.03	
2	87.50	50.00 x 50.00	5 ø 10.0 3.75			ø 5.0 c/ 16			0.00	0.00
									0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
V1	50.00			5 ø 10.0 3.75					0.01	
1	347.11	50.00 x 50.00	4 ø 12.5 4.48			ø 5.0 c/ 16			0.22	0.19
P2	25.00			5 ø 10.0 3.75					0.03	
2	87.50	50.00 x 50.00	5 ø 10.0 3.75			ø 5.0 c/ 16			0.00	0.00
									0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
									0.00	
1	87.50	50.00 x 50.00	5 ø 10.0 3.75			ø 5.0 c/ 16			0.00	0.00
P10	25.00			5 ø 10.0 3.75					0.03	
2	347.11	50.00 x 50.00	4 ø 12.5 4.48			ø 5.0 c/ 16			0.22	0.19
V2	50.00			5 ø 10.0 3.75					0.01	

Resultados da Viga V6

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
									0.00	
1	87.50	50.00 x 50.00	5 ø 10.0 3.75			ø 5.0 c/ 16			0.00	0.00
P9	25.00			5 ø 10.0 3.75					0.03	
2	347.11	50.00 x 50.00	4 ø 12.5 4.48			ø 5.0 c/ 16			0.22	0.19
V2	50.00			5 ø 10.0 3.75					0.01	

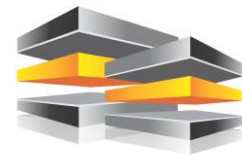
Cálculo da viga V1

Pavimento Fundação - Lance 1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final	Armadura de pele
1 1-1	retangular bw = 50.00 cm h = 70.00 cm	Md = 10893 kgf.m As = 3.81 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.18 cm		Fd = 1.59 tf situação: GE Meq = 508 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.10 cm		As = 5.25 cm ² (5ø12.5 - 6.14 cm ²) d = 66.88 cm % armad. = 0.18 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 3.50 cm ² Esp Max = 17.00 cm 2x5ø10.0 (3.93 cm ²)
2 2-2	retangular bw = 50.00 cm h = 70.00 cm	Md = 10893 kgf.m As = 3.82 cm ² A's = 0.00 cm ²			Fd = 7.58 tf situação: PE Meq = 2403 kgf.m As = 13.42 cm ²	As = 13.42 cm ² (7ø16.0 - 14.07 cm ²) d = 66.70 cm	Taxa = 0.10% As pele = 3.50 cm ² Esp Max = 17.00 cm



PINHEIRO
E N G E N H A R I A

		yLN = 2.19 cm			A's = 13.42 cm ² yLN = 0.00 cm	% armad. = 0.40 13.42 cm ² (7ø16.0 - 14.07 cm ²) M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm	2x5ø10.0 (3.93 cm ²)
3 3-3	retangular bw = 50.00 cm h = 70.00 cm	Md = 10893 kgf.m As = 3.81 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.18 cm		Fd = 1.59 tf situação: GE Meq = 508 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.10 cm		As = 5.25 cm ² (5ø12.5 - 6.14 cm ²) d = 66.88 cm % armad. = 0.18 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 3.50 cm ² Esp Max = 17.00 cm 2x5ø10.0 (3.93 cm ²)

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 10893 kgf.m As = 3.81 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.18 cm	Fd = 1.59 tf situação: GE Meq = 508 kgf.m As = 0.06 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm		As = 5.25 cm ² (5ø12.5 - 6.14 cm ²) d = 66.88 cm % armad. = 0.18 M = 519 kgf.m

				fiss = 0.00 mm
2	Md = 14665 kgf.m As = 5.17 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.96 cm	Fd = 1.59 tf situação: GE Meq = 505 kgf.m As = 4.99 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 3.07 cm	Fd = 7.58 tf situação: GE Meq = 2403 kgf.m As = 13.42 cm² A's = 13.42 cm² yLN = 2.47 cm	As = 13.42 cm² (7ø16.0 - 14.07 cm²) d = 66.70 cm % armad. = 0.40 7ø16.0 - 14.07 cm²) M = 10592 kgf.m fiss = 0.06 mm
3	Md = 14663 kgf.m As = 5.17 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.96 cm	Fd = 1.59 tf situação: GE Meq = 505 kgf.m As = 4.99 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 3.07 cm	Fd = 7.58 tf situação: GE Meq = 2403 kgf.m As = 13.42 cm² A's = 13.42 cm² yLN = 2.47 cm	As = 13.42 cm² (7ø16.0 - 14.07 cm²) d = 66.70 cm % armad. = 0.40 7ø16.0 - 14.07 cm²) M = 10591 kgf.m fiss = 0.06 mm
4	Md = 10893 kgf.m As = 3.81 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.18 cm	Fd = 1.59 tf situação: GE Meq = 508 kgf.m As = 0.06 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.24 cm		As = 5.25 cm² (5ø12.5 - 6.14 cm²) d = 66.88 cm % armad. = 0.18 M = 519 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 17.07 tf VRd2 = 145.09 tf	Td = 1091 kgf.m TRd2 = 23000 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.17
2 2-2	Vd = 9.06 tf VRd2 = 144.72 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 23000 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
3 3-3	Vd = 17.07 tf VRd2 = 145.09 tf	Td = 1091 kgf.m TRd2 = 23000 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.17

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 66.88 cm Vc0 = 25.73 tf k = 2.00		Vmin = 13.52 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			
2 2-2	d = 66.70 cm Vc0 = 25.66 tf k = 1.00		Vmin = 13.49 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			
3 3-3	d = 66.88 cm Vc0 = 25.73 tf k = 2.00		Vmin = 13.52 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			

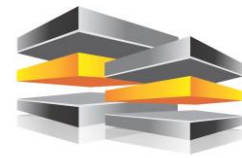
Cálculo da viga V2

Pavimento Fundação - Lance 1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final	Armadura de pele
1 1-1	retangular bw = 50.00 cm h = 70.00 cm	Md = 10893 kgf.m As = 3.81 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.18 cm		Fd = 1.59 tf situação: GE Meq = 508 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.10 cm		As = 5.25 cm ² (5ø12.5 - 6.14 cm ²) d = 66.88 cm % armad. = 0.18 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 3.50 cm ² Esp Max = 17.00 cm 2x5ø10.0 (3.93 cm ²)
2 2-2	retangular bw = 50.00 cm h = 70.00 cm	Md = 10893 kgf.m As = 3.82 cm ² A's = 0.00 cm ²			Fd = 7.58 tf situação: PE Meq = 2403 kgf.m As = 13.42 cm ²	As = 13.42 cm ² (7ø16.0 - 14.07 cm ²) d = 66.70 cm	Taxa = 0.10% As pele = 3.50 cm ² Esp Max = 17.00 cm



PINHEIRO
E N G E N H A R I A

		yLN = 2.19 cm			A's = 13.42 cm ² yLN = 0.00 cm	% armad. = 0.40 13.42 cm ² (7ø16.0 - 14.07 cm ²) M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm	2x5ø10.0 (3.93 cm ²)
3 3-3	retangular bw = 50.00 cm h = 70.00 cm	Md = 10893 kgf.m As = 3.81 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.18 cm		Fd = 1.59 tf situação: GE Meq = 508 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.10 cm		As = 5.25 cm ² (5ø12.5 - 6.14 cm ²) d = 66.88 cm % armad. = 0.18 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 3.50 cm ² Esp Max = 17.00 cm 2x5ø10.0 (3.93 cm ²)

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 10893 kgf.m As = 3.81 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.18 cm	Fd = 1.59 tf situação: GE Meq = 508 kgf.m As = 0.06 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm		As = 5.25 cm ² (5ø12.5 - 6.14 cm ²) d = 66.88 cm % armad. = 0.18 M = 519 kgf.m

				fiss = 0.00 mm
2	Md = 14665 kgf.m As = 5.17 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.96 cm	Fd = 1.59 tf situação: GE Meq = 505 kgf.m As = 4.99 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 3.07 cm	Fd = 7.58 tf situação: GE Meq = 2403 kgf.m As = 13.42 cm² A's = 13.42 cm² yLN = 2.47 cm	As = 13.42 cm² (7ø16.0 - 14.07 cm²) d = 66.70 cm % armad. = 0.40 7ø16.0 - 14.07 cm²) M = 10592 kgf.m fiss = 0.06 mm
3	Md = 14663 kgf.m As = 5.17 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.96 cm	Fd = 1.59 tf situação: GE Meq = 505 kgf.m As = 4.99 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 3.07 cm	Fd = 7.58 tf situação: GE Meq = 2403 kgf.m As = 13.42 cm² A's = 13.42 cm² yLN = 2.47 cm	As = 13.42 cm² (7ø16.0 - 14.07 cm²) d = 66.70 cm % armad. = 0.40 7ø16.0 - 14.07 cm²) M = 10591 kgf.m fiss = 0.06 mm
4	Md = 10893 kgf.m As = 3.81 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.18 cm	Fd = 1.59 tf situação: GE Meq = 508 kgf.m As = 0.06 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.24 cm		As = 5.25 cm² (5ø12.5 - 6.14 cm²) d = 66.88 cm % armad. = 0.18 M = 519 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 17.07 tf VRd2 = 145.09 tf	Td = 1091 kgf.m TRd2 = 23000 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.17
2 2-2	Vd = 9.06 tf VRd2 = 144.72 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 23000 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
3 3-3	Vd = 17.07 tf VRd2 = 145.09 tf	Td = 1091 kgf.m TRd2 = 23000 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.17

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 66.88 cm Vc0 = 25.73 tf k = 2.00		Vmin = 13.52 tf Aswmin = 5.13 cm² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			
2 2-2	d = 66.70 cm Vc0 = 25.66 tf k = 1.00		Vmin = 13.49 tf Aswmin = 5.13 cm² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			
3 3-3	d = 66.88 cm Vc0 = 25.73 tf k = 2.00		Vmin = 13.52 tf Aswmin = 5.13 cm² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			

Cálculo da viga V3

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 8872 kgf.m As = 4.48 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.56 cm		Fd = 2.61 tf situação: GE Meq = 571 kgf.m As = 4.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.73 cm		As = 4.48 cm ² (4Ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 46.88 cm % armad. = 0.20 M = 6405 kgf.m fiss = 0.22 mm
2 2-2	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm				As = 3.75 cm ² (5Ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 0 kgf.m

						fiss = 0.00 mm
--	--	--	--	--	--	----------------

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm	Fd = 2.61 tf situação: GE Meq = 575 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.53 cm		As = 3.75 cm ² (5Ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 938 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm	Fd = 2.61 tf situação: GE Meq = 575 kgf.m As = 1.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.07 cm		As = 3.75 cm ² (5Ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 2304 kgf.m fiss = 0.03 mm
3	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 11.88 tf VRd2 = 101.70 tf	Td = 33 kgf.m TRd2 = 14125 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12
2 2-2	Vd = 5.85 tf VRd2 = 101.97 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 14125 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	d = 46.88 cm Vc0 = 18.03 tf k = 1.02		Vmin = 9.48 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			
2 2-2	d = 47.00 cm Vc0 = 18.08 tf k = 1.00		Vmin = 9.50 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			

Cálculo da viga V4

Pavimento Fundação - Lance 1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 8872 kgf.m As = 4.48 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.56 cm		Fd = 2.61 tf situação: GE Meq = 571 kgf.m As = 4.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.73 cm		As = 4.48 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 46.88 cm % armad. = 0.20 M = 6405 kgf.m fiss = 0.22 mm
2 2-2	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm				As = 3.75 cm ² (5ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 0 kgf.m

						fiss = 0.00 mm
--	--	--	--	--	--	----------------

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm	Fd = 2.61 tf situação: GE Meq = 575 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.53 cm		As = 3.75 cm ² (5Ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 938 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm	Fd = 2.61 tf situação: GE Meq = 575 kgf.m As = 1.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.07 cm		As = 3.75 cm ² (5Ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 2304 kgf.m fiss = 0.03 mm
3	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 11.88 tf VRd2 = 101.70 tf	Td = 33 kgf.m TRd2 = 14125 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12
2 2-2	Vd = 5.85 tf VRd2 = 101.97 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 14125 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 46.88 cm Vc0 = 18.03 tf k = 1.02		Vmin = 9.48 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			
2 2-2	d = 47.00 cm Vc0 = 18.08 tf k = 1.00		Vmin = 9.50 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			

Cálculo da viga V5

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm				As = 3.75 cm ² (5Ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 8872 kgf.m As = 4.48 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.56 cm		Fd = 2.61 tf situação: GE Meq = 571 kgf.m As = 4.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.73 cm		As = 4.48 cm ² (4Ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 46.88 cm % armad. = 0.20 M = 6405 kgf.m

						fiss = 0.22 mm
--	--	--	--	--	--	----------------

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm	Fd = 2.61 tf situação: GE Meq = 575 kgf.m As = 1.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.07 cm		As = 3.75 cm ² (5Ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 2304 kgf.m fiss = 0.03 mm
3	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm	Fd = 2.61 tf situação: GE Meq = 575 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.53 cm		As = 3.75 cm ² (5Ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 938 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 5.85 tf VRd2 = 101.97 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 14125 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-2	Vd = 11.88 tf VRd2 = 101.70 tf	Td = 33 kgf.m TRd2 = 14125 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	d = 47.00 cm Vc0 = 18.08 tf k = 1.00		Vmin = 9.50 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			
2 2-2	d = 46.88 cm Vc0 = 18.03 tf k = 1.02		Vmin = 9.48 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			

Cálculo da viga V6

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm				As = 3.75 cm ² (5Ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 8872 kgf.m As = 4.48 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.56 cm		Fd = 2.61 tf situação: GE Meq = 571 kgf.m As = 4.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.73 cm		As = 4.48 cm ² (4Ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 46.88 cm % armad. = 0.20 M = 6405 kgf.m fiss = 0.22 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm	Fd = 2.61 tf situação: GE Meq = 575 kgf.m As = 1.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.07 cm		As = 3.75 cm ² (5Ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 2304 kgf.m fiss = 0.03 mm
3	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm	Fd = 2.61 tf situação: GE Meq = 575 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.53 cm		As = 3.75 cm ² (5Ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 938 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

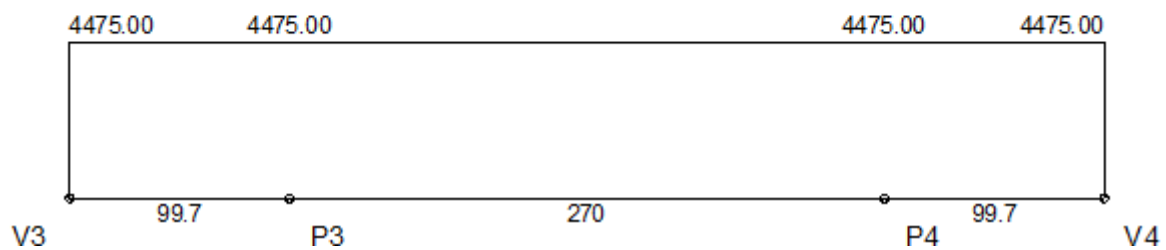
Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 5.85 tf VRd2 = 101.97 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 14125 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-2	Vd = 11.88 tf VRd2 = 101.70 tf	Td = 33 kgf.m TRd2 = 14125 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

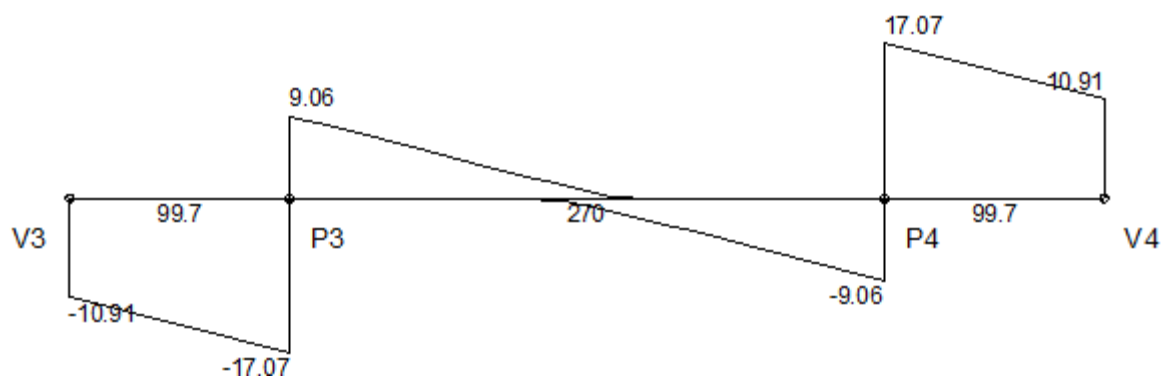
Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 47.00 cm Vc0 = 18.08 tf k = 1.00		Vmin = 9.50 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			
2 2-2	d = 46.88 cm Vc0 = 18.03 tf k = 1.02		Vmin = 9.48 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			

Diagramas: VIGA V1 - Fundação

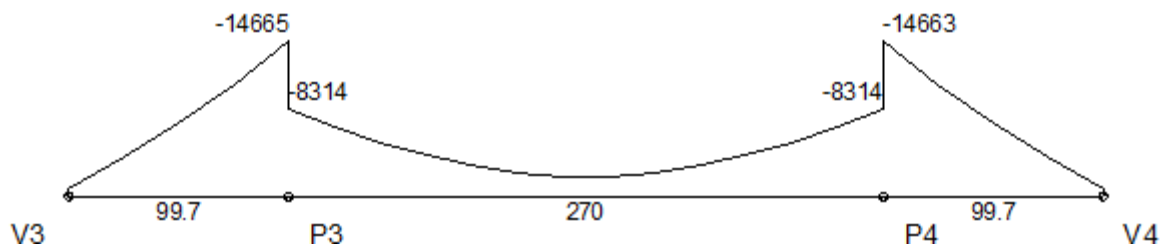
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



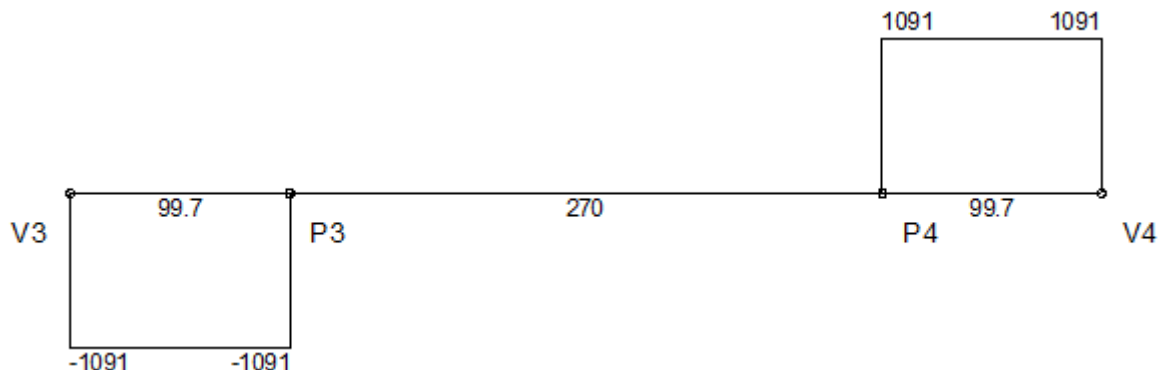
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

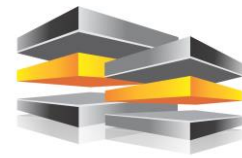


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]



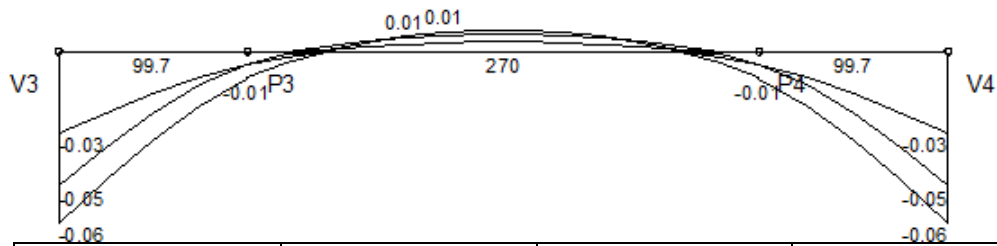


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

—	Flecha elástica
----	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)

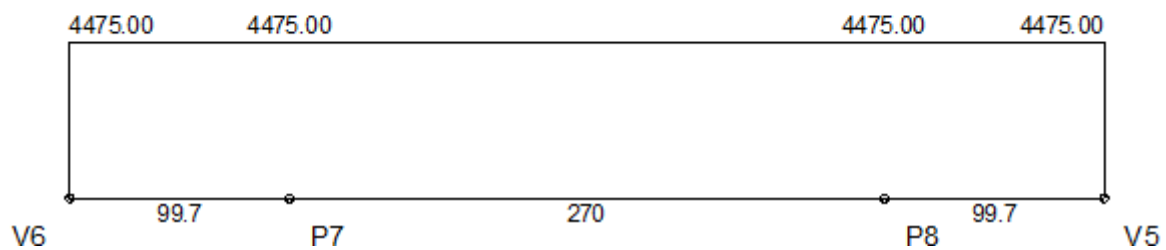


Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha elástica	-0.05	0	-0.01	0	-0.05	99.7
Flecha imediata	-0.03	0	0.00	0	-0.03	99.7
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	0	0.00	0	-0.03	99.7
Flecha diferida	-0.03	0	0.00	0	-0.03	99.7
Flecha total	-0.06	0	-0.01	0	-0.06	99.7

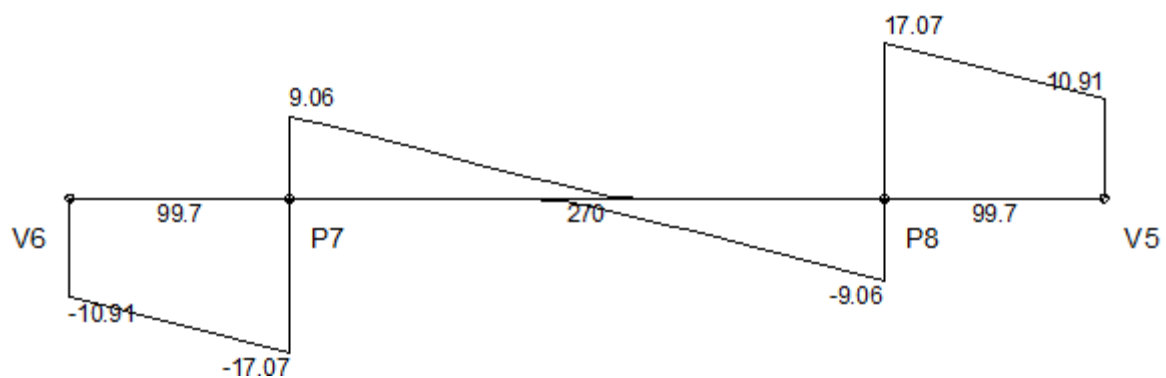
Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	142.92	142.92	142.92	142.92	142.92	142.92	142.92	142.92	142.92
Inércia fissurada (m4 E-4)	18.88	18.88	39.78	39.78	39.96	39.78	39.78	18.88	18.88
Momento de fissuração (kgf.m)	15710	15710	15710	15710	15710	15710	15710	15710	15710
Momento em serviço (kgf.m)	-246	0	-10215	-10215	0	-10213	-10213	0	-246
Comprimento do sub-trecho (cm)	49.84	0.00	49.84	135.00	0.00	135.00	49.84	0.00	49.84
Inércia equivalente (m4 E-4)	142.92			142.92			142.92		
Multiplicador flecha total	2.13			2.03			2.13		

Diagramas: VIGA V2 - Fundação

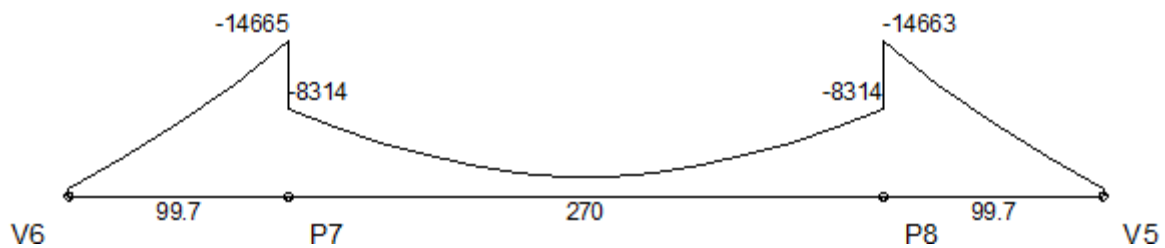
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



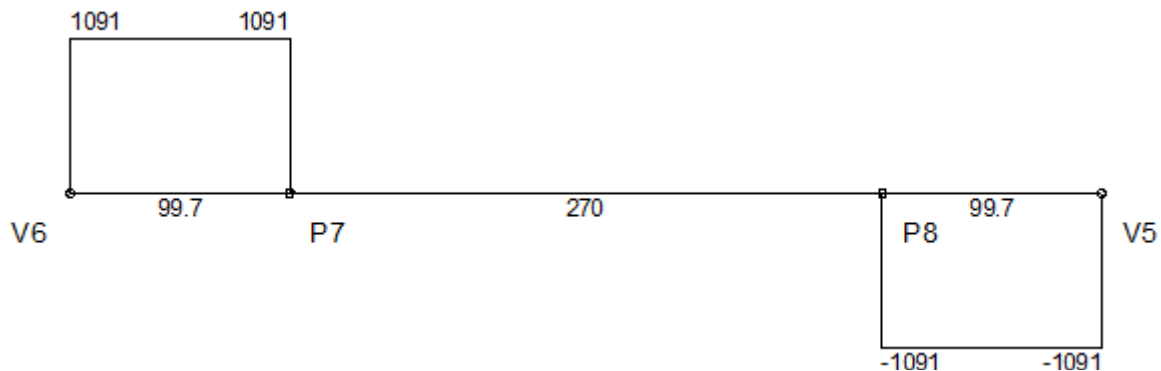
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

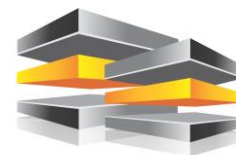


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]



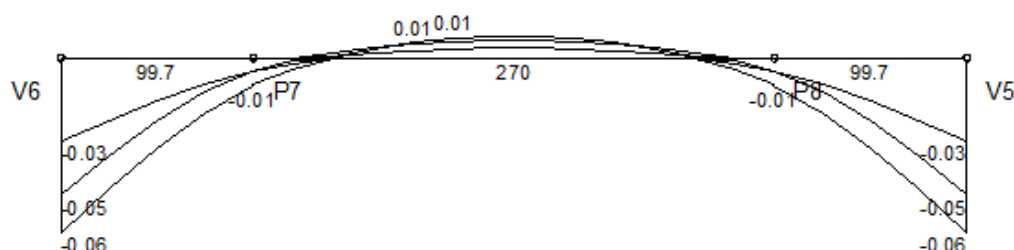


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

—	Flecha elástica
----	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)

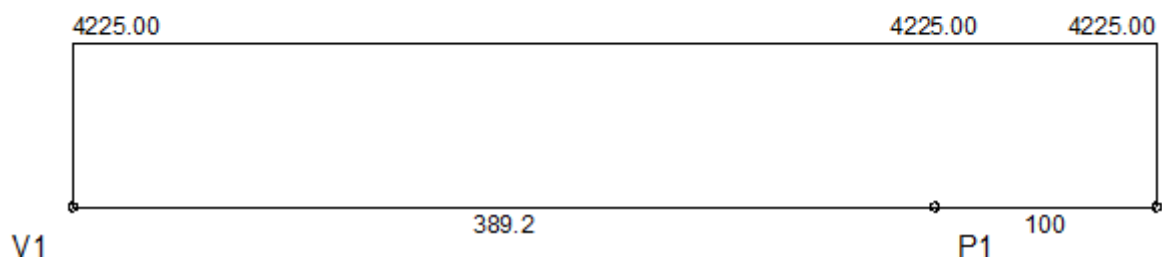


Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha elástica	-0.05	0	-0.01	0	-0.05	99.7
Flecha imediata	-0.03	0	0.00	0	-0.03	99.7
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	0	0.00	0	-0.03	99.7
Flecha diferida	-0.03	0	0.00	0	-0.03	99.7
Flecha total	-0.06	0	-0.01	0	-0.06	99.7

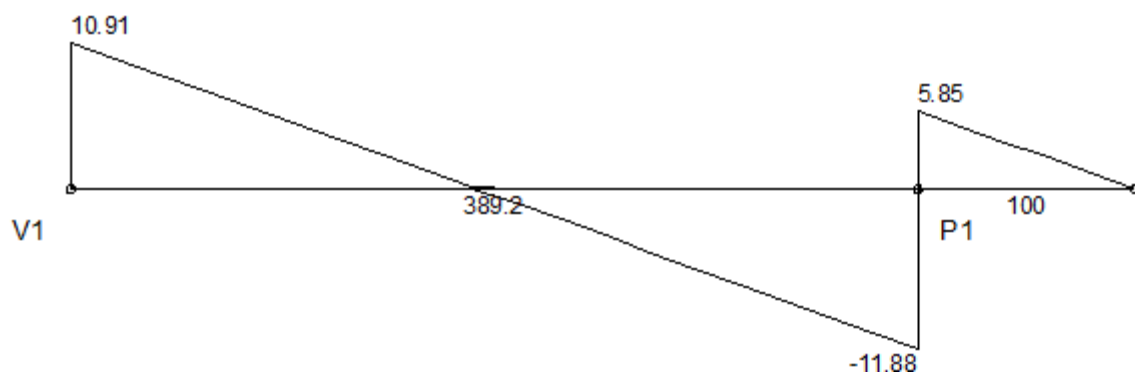
Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m ⁴ E-4)	142.92	142.92	142.92	142.92	142.92	142.92	142.92	142.92	142.92
Inércia fissurada (m ⁴ E-4)	18.88	18.88	39.78	39.78	39.96	39.78	39.78	18.88	18.88
Momento de fissuração (kgf.m)	15710	15710	15710	15710	15710	15710	15710	15710	15710
Momento em serviço (kgf.m)	-246	0	-10215	-10215	0	-10213	-10213	0	-246
Comprimento do sub-trecho (cm)	49.84	0.00	49.84	135.00	0.00	135.00	49.84	0.00	49.84
Inércia equivalente (m ⁴ E-4)	142.92			142.92			142.92		
Multiplicador flecha total	2.13			2.03			2.13		

Diagramas: VIGA V3 - Fundação

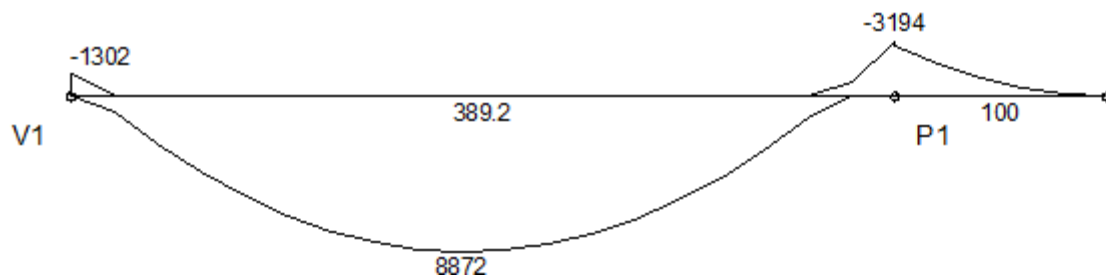
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



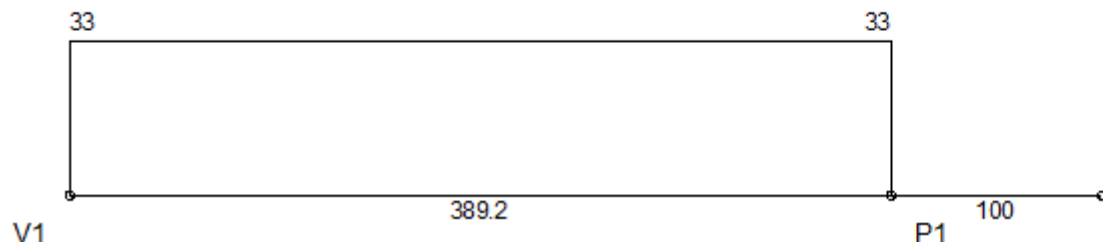
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

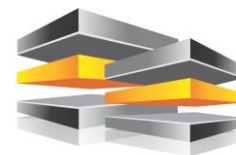


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]



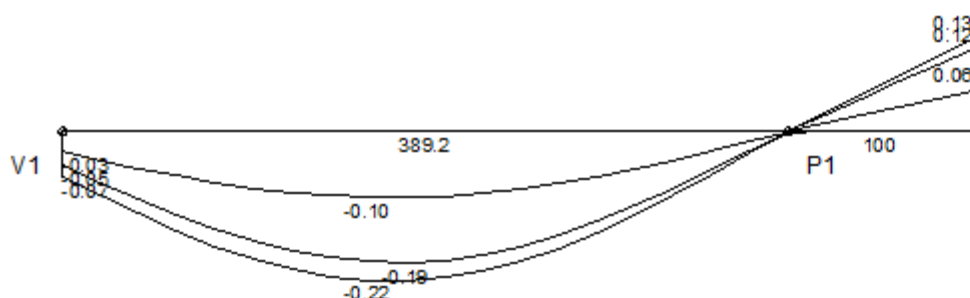


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

—	Flecha elástica
---	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)

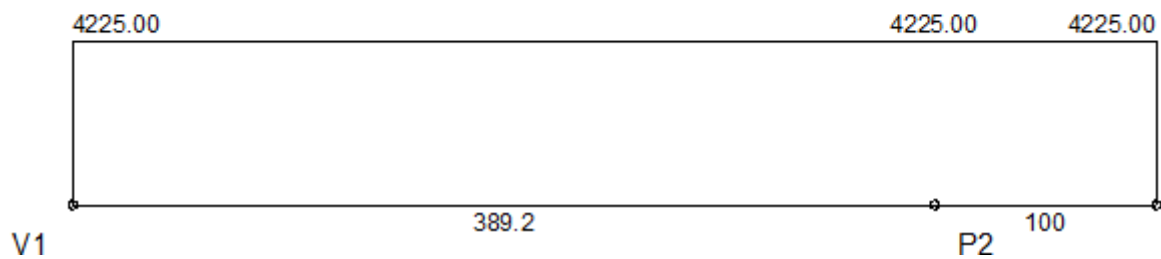


Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha elástica	-0.19	184.4	-0.12	100
Flecha imediata	-0.10	163.9	-0.06	100
Flecha imediata (recalculada)	-0.10	163.9	-0.06	100
Flecha diferida	-0.12	163.9	-0.07	100
Flecha total	-0.22	163.9	-0.13	100

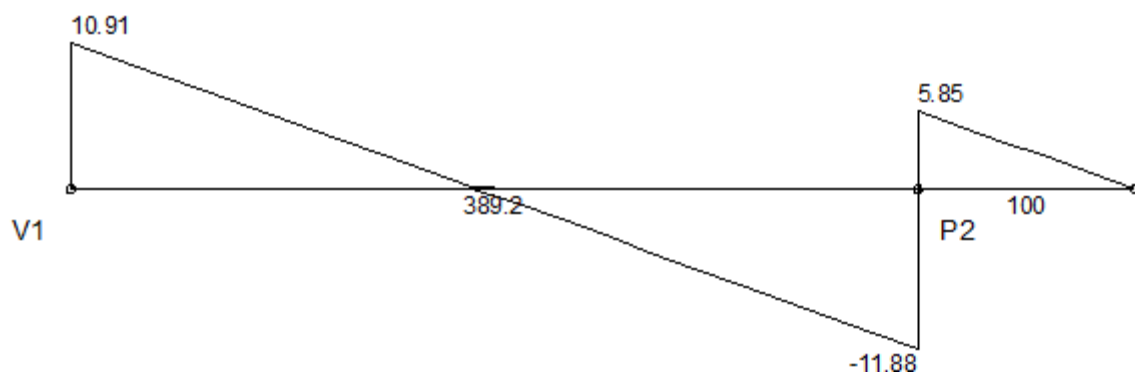
Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	52.08	52.08	52.08	52.08	52.08	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	6.03	7.30	6.03	6.03	6.03	-
Momento de fissuração (kgf.m)	8016	8016	8016	8016	8016	-
Momento em serviço (kgf.m)	-444	6699	-2209	-2209	0	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	6.06	355.64	27.54	100.00	0.00	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	52.08			52.08		
Multiplicador flecha total	2.25			2.25		

Diagramas: VIGA V4 - Fundação

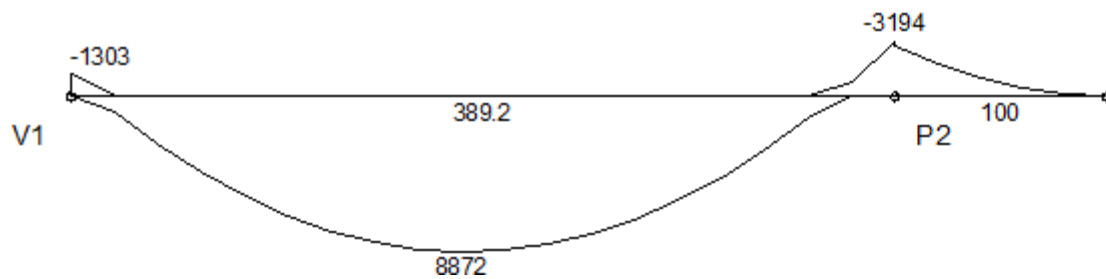
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



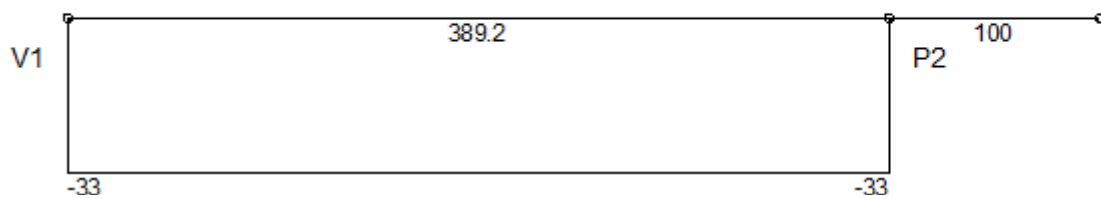
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

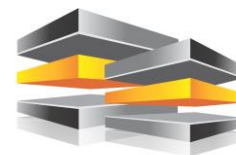


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]



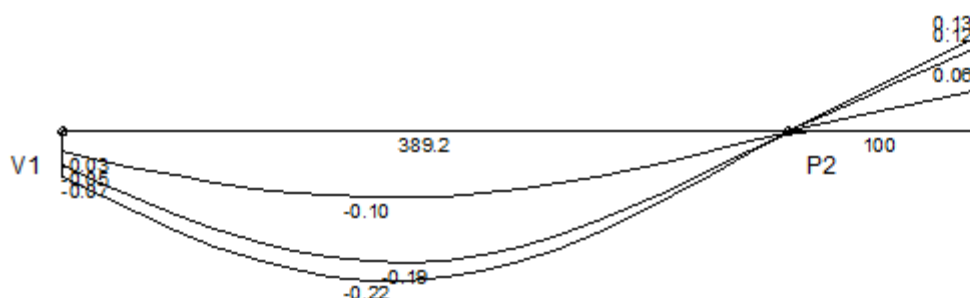


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

—	Flecha elástica
---	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)

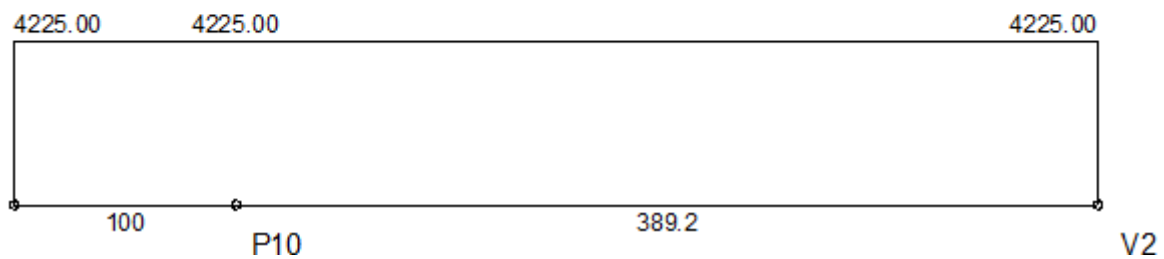


Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha elástica	-0.19	184.4	-0.12	100
Flecha imediata	-0.10	163.9	-0.06	100
Flecha imediata (recalculada)	-0.10	163.9	-0.06	100
Flecha diferida	-0.12	163.9	-0.07	100
Flecha total	-0.22	163.9	-0.13	100

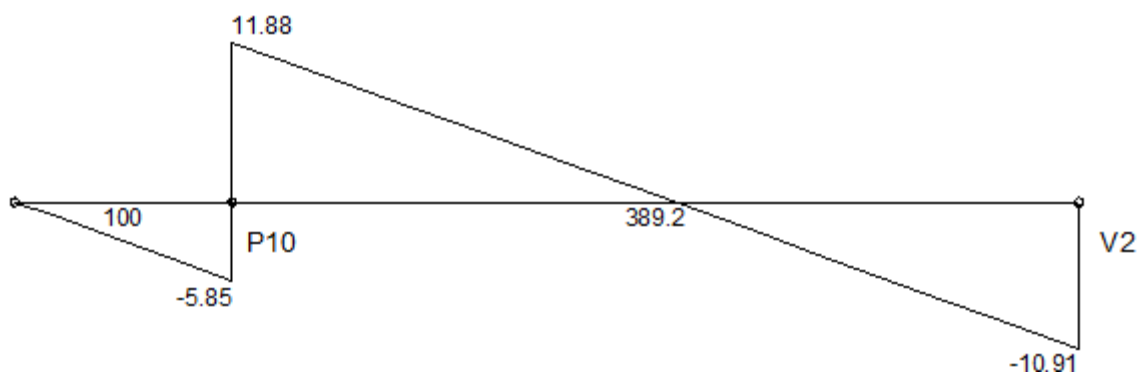
Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	52.08	52.08	52.08	52.08	52.08	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	6.03	7.30	6.03	6.03	6.03	-
Momento de fissuração (kgf.m)	8016	8016	8016	8016	8016	-
Momento em serviço (kgf.m)	-444	6699	-2209	-2209	0	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	6.06	355.65	27.54	100.00	0.00	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	52.08			52.08		
Multiplicador flecha total	2.25			2.25		

Diagramas: VIGA V5 - Fundação

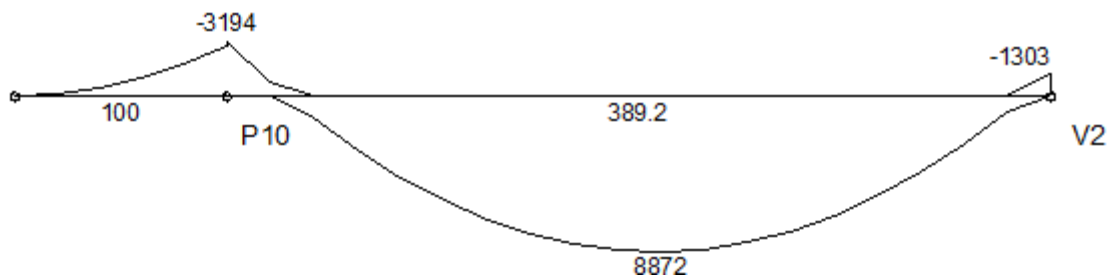
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



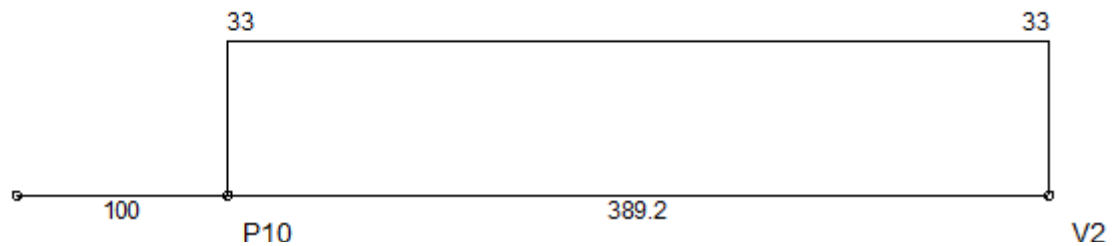
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



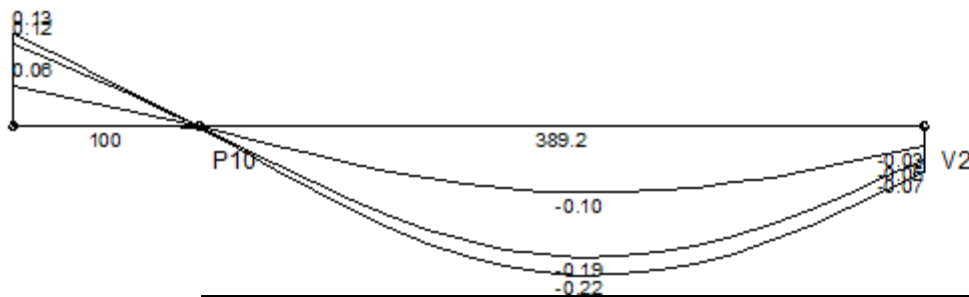
MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]



DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

—	Flecha elástica
----	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)

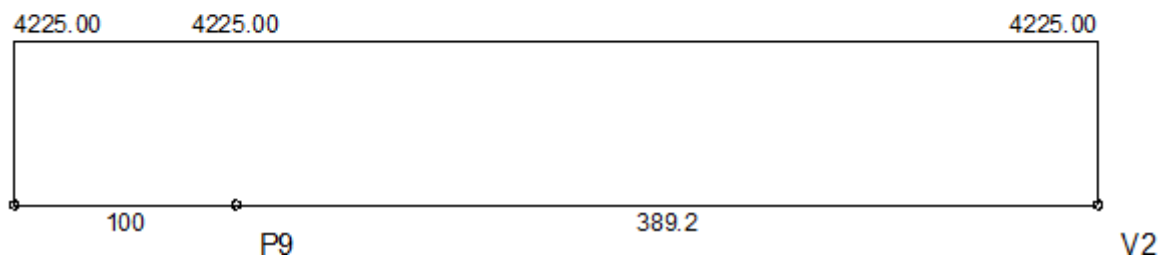


Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha elástica	-0.12	0	-0.19	204.9
Flecha imediata	-0.06	0	-0.10	204.9
Flecha imediata (recalculada)	-0.06	0	-0.10	204.9
Flecha diferida	-0.07	0	-0.12	204.9
Flecha total	-0.13	0	-0.22	204.9

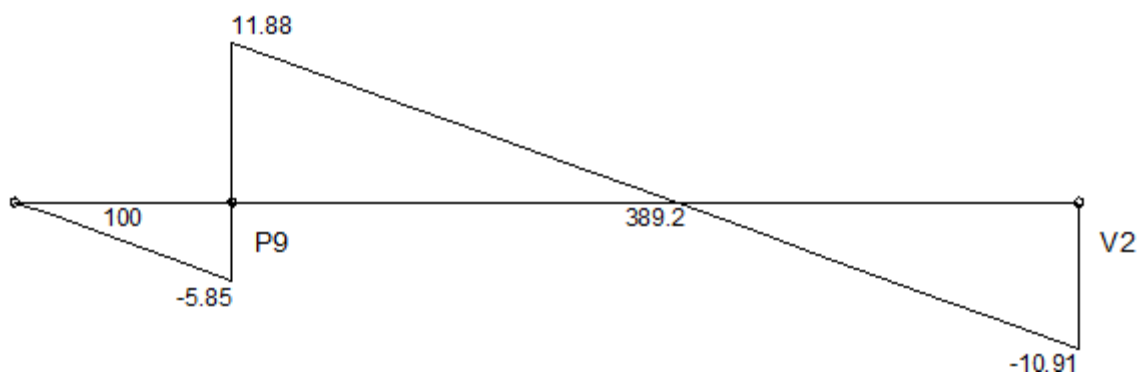
Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	52.08	52.08	52.08	52.08	52.08
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	6.03	6.03	6.03	7.30	6.03
Momento de fissuração (kgf.m)	-	8016	8016	8016	8016	8016
Momento em serviço (kgf.m)	-	0	-2209	-2209	6699	-444
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	0.00	100.00	27.54	355.65	6.06
Inércia equivalente (m4 E-4)	52.08			52.08		
Multiplicador flecha total	2.25			2.25		

Diagramas: VIGA V6 - Fundação

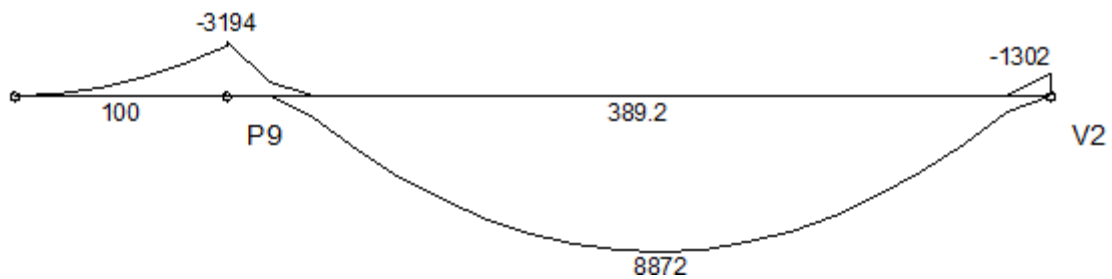
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



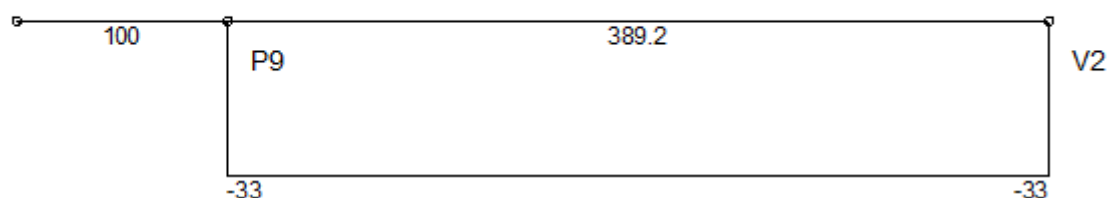
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

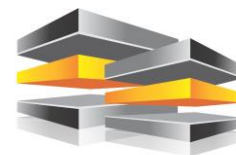


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]



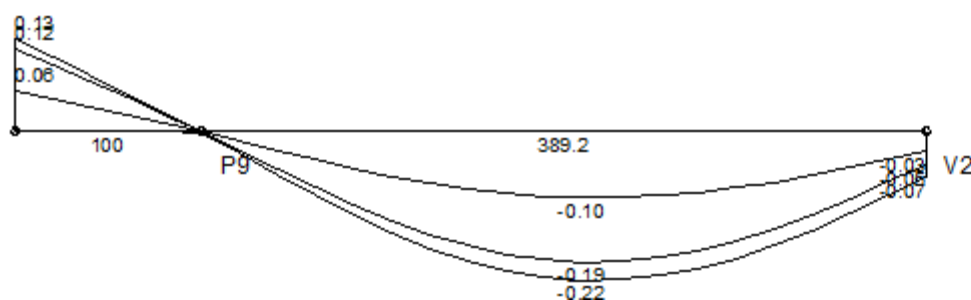


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

—	Flecha elástica
- - -	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)



Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha elástica	-0.12	0	-0.19	204.9
Flecha imediata	-0.06	0	-0.10	204.9
Flecha imediata (recalculada)	-0.06	0	-0.10	204.9
Flecha diferida	-0.07	0	-0.12	204.9
Flecha total	-0.13	0	-0.22	204.9

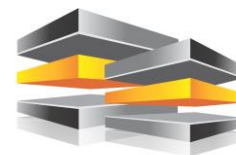
Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	52.08	52.08	52.08	52.08	52.08
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	6.03	6.03	6.03	7.30	6.03
Momento de fissuração (kgf.m)	-	8016	8016	8016	8016	8016
Momento em serviço (kgf.m)	-	0	-2209	-2209	6699	-444
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	0.00	100.00	27.54	355.64	6.06
Inércia equivalente (m4 E-4)	52.08			52.08		
Multiplicador flecha total	2.25			2.25		

Pavimento Mesoestrutura

Resultados dos Pilares

Mesoestrutura	fck = 250.00 kgf/cm ²	E = 241500 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 2		cobr = 2.50 cm	

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vínc lih vínc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P3 1:25	30.00	600.00	310.00 RR	124.64	9283	1220	2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/12	35.75 42.56
	X	600.00	615.00 RR	83.29	2927	1232	3.68 3 ø 12.5		
	50.00						0.5 6 ø 12.5		
P4 1:25	30.00	600.00	310.00 RR	124.64	9282	1220	2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/12	35.75 42.56
	X	600.00	615.00 RR	83.28	2927	1232	3.68 3 ø 12.5		
	50.00						0.5 6 ø 12.5		
P5 1:25	30.00	600.00	320.00 RR	244.85	17289	1107	2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/12	36.91 21.80
	X	600.00	630.00 RR	166.16	2790	5925	6.14 5 ø 12.5		
	100.00						0.4 10 ø 12.5		
P6 1:25	30.00	600.00	320.00 RR	244.84	17289	1107	2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/12	36.91 21.80
	X	600.00	630.00 RR	166.16	2791	5925	6.14 5 ø 12.5		
	100.00						0.4 10 ø 12.5		



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

P7 1:25	30.00	600.00	310.00 RR	124.64	9283	1220	2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/12	35.75 42.56
	X	600.00	615.00 RR	83.29	2927	1232	3.68 3 ø 12.5		
	50.00						0.5 6 ø 12.5		
P8 1:25	30.00	600.00	310.00 RR	124.64	9282	1220	2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/12	35.75 42.56
	X	600.00	615.00 RR	83.28	2927	1232	3.68 3 ø 12.5		
	50.00						0.5 6 ø 12.5		

Cálculo do Pilar P3

Pavimento Mesoestrutura - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 50.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.23

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 310.00 cm Esbeltez = 35.75	Msdtopo = 9283 kgf.m Msdbase = 2927 kgf.m	Ndmax = 124.64 tf Ndmin = 83.29 tf ni = 0.47
H	Vínculo = RR li = 615.00 cm Esbeltez = 42.56	Msdtopo = 1220 kgf.m Msdbase = 1232 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B		Madtopo = 0	Td = 13 kgf.m	2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2
	Msdtopo = 9283	Madcentro = 0		3 ø 12.5	Msd(x) = 9283 kgf.m
	Msdcentro = 5634	Madbase = 2830	Asl = 0.02 cm ²	6ø12.5	Msd(y) = 3612 kgf.m
	Msdbase = 161	M2d = 1996 Mcd = 800		7.36 cm ²	Mrd(x) = 9731 kgf.m Mrd(y) = 3786 kgf.m

H	Msdtopo = 740 Msdcentro = 334 Msdbase = 274	Madtopo = 2872 Madcentro = 3405 Madbase = 3465 M2d = 4714 Mcd = 306		0.5 %	Mrd/Msd=1.05
---	---	---	--	-------	--------------

Dimensionamento da armadura transversal

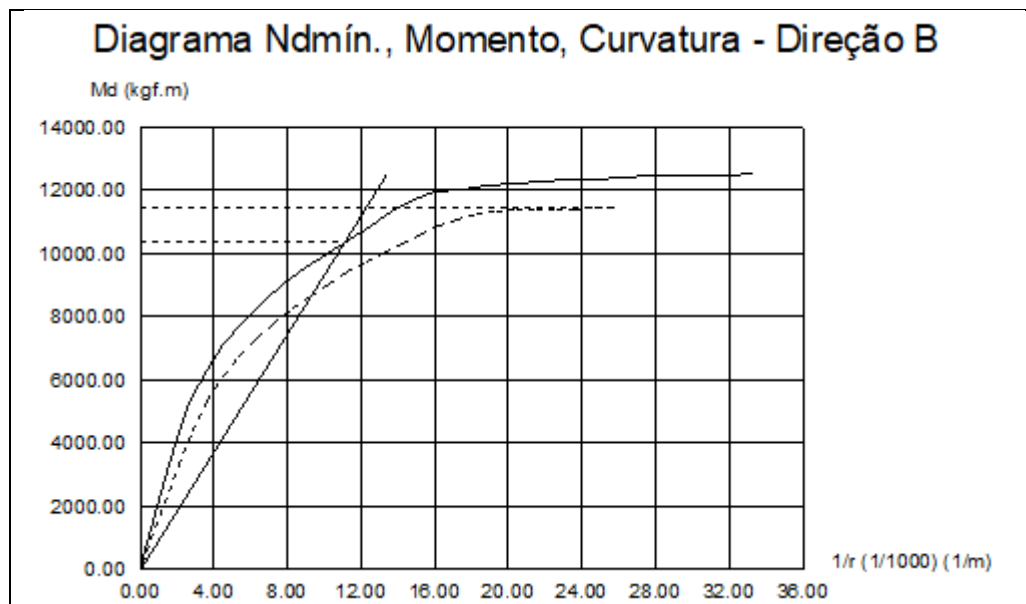
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 4.39 tf VBd base = 4.39 tf VHd topo = 0.39 tf VHd base = 0.39 tf	Td = 13 kgf.m

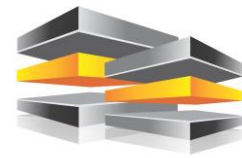
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 4.39 tf VRd2 = 57.22 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08$
H	Vd = 0.39 tf VRd2 = 60.37 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 26.38 cm Vc0 = 10.15 tf k = 1.73 Vc = 17.52 tf	Vmin = 3.18 tf Aswmin = 3.08 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 46.38 cm	Vmin = 5.59 tf	Vsw = 0.00 tf

	Vc0 = 10.71 tf k = 2.00 Vc = 21.41 tf	Aswmin = 3.08 cm ² /m	Asw = 0.00 cm ² /m
--	---	----------------------------------	-------------------------------

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 9.38 cm Ae = 837.89 cm ²	A90 = 0.02 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.08 cm ² /m ø 5.0 c/12





PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

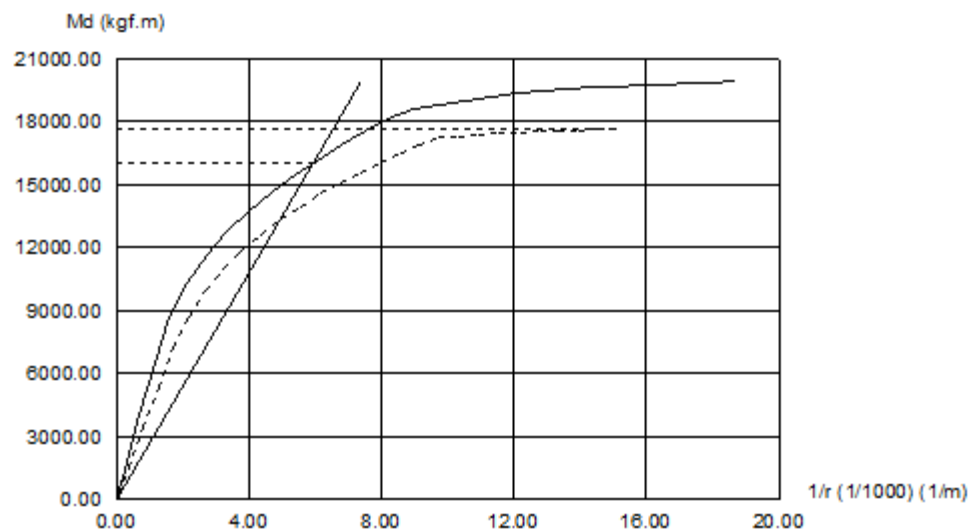
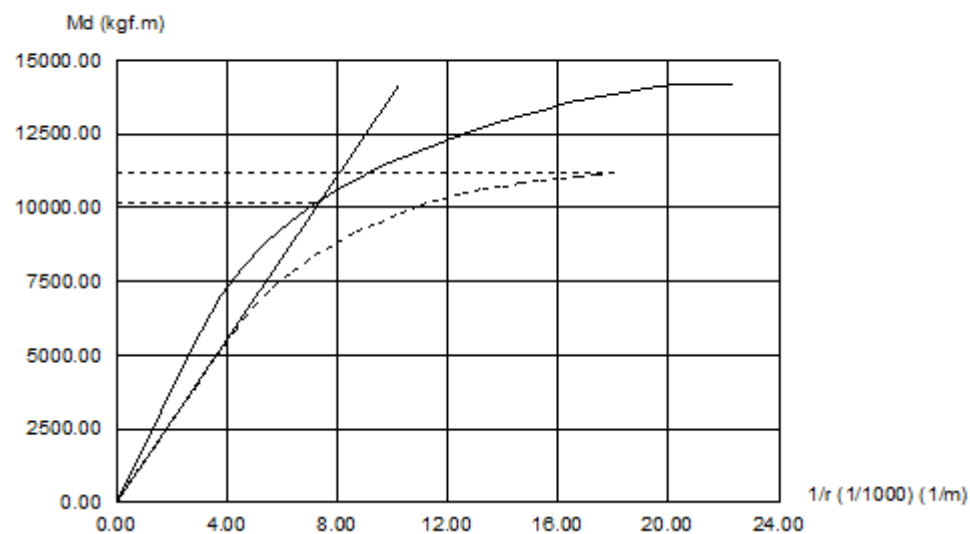
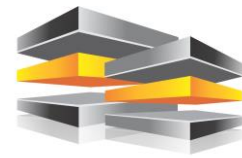
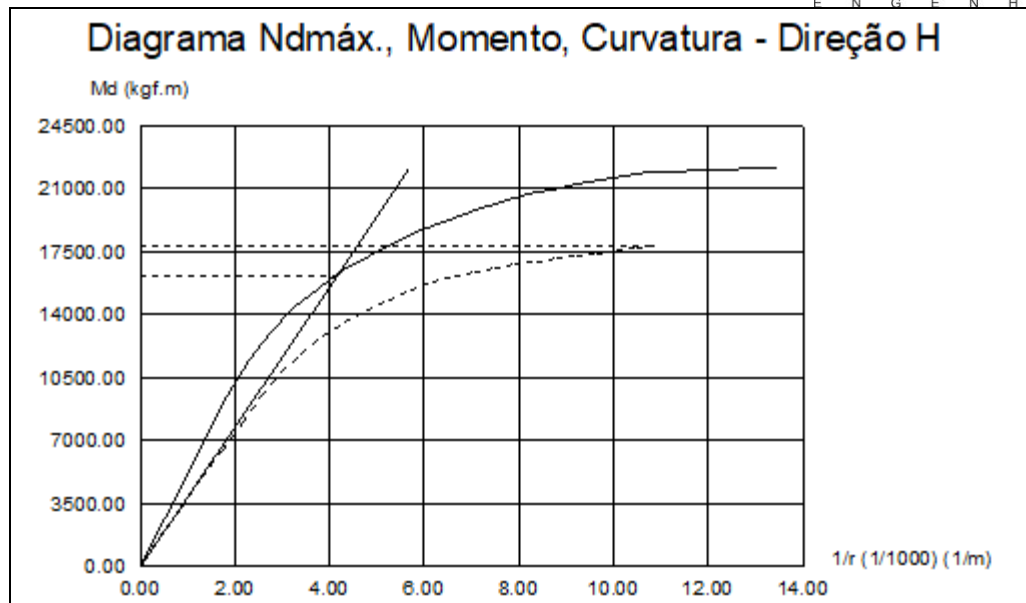


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P4

Pavimento Mesoestrutura - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 50.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.23

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 310.00 cm Esbeltez = 35.75	Msdtopo = 9282 kgf.m Msdbase = 2927 kgf.m	Ndmax = 124.64 tf Ndmin = 83.28 tf ni = 0.47
H	Vínculo = RR li = 615.00 cm Esbeltez = 42.56	Msdtopo = 1220 kgf.m Msdbase = 1232 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B		Madtopo = 0		2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1
	Msdtopo = 9282	Madcentro = 0	Td = 13 kgf.m	3 ø 12.5	Msd(x) = 9282 kgf.m
	Msdcentro = 5634	Madbase = 2830			Msd(y) = 3612 kgf.m
	Msdbase = 161	M2d = 1996	Asl = 0.02 cm ²	6ø12.5	Mrd(x) = 9731 kgf.m
		Mcd = 800		7.36 cm ²	Mrd(y) = 3786 kgf.m

H	Msdtopo = 740 Msdcentro = 334 Msdbase = 274	Madtopo = 2872 Madcentro = 3405 Madbase = 3465 M2d = 4714 Mcd = 306		0.5 %	Mrd/Msd=1.05
---	---	---	--	-------	--------------

Dimensionamento da armadura transversal

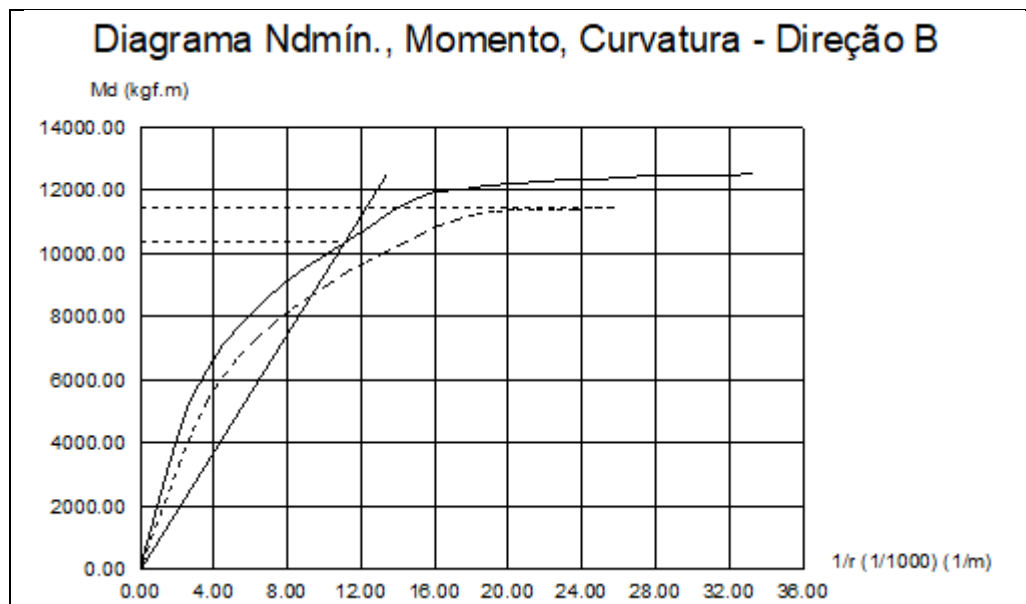
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 4.39 tf VBd base = 4.39 tf VHd topo = 0.39 tf VHd base = 0.39 tf	Td = 13 kgf.m

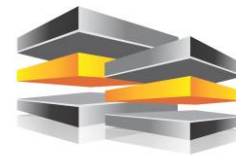
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 4.39 tf VRd2 = 57.22 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08$
H	Vd = 0.39 tf VRd2 = 60.37 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 26.38 cm Vc0 = 10.15 tf k = 1.73 Vc = 17.52 tf	Vmin = 3.18 tf Aswmin = 3.08 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 46.38 cm	Vmin = 5.59 tf	Vsw = 0.00 tf

	Vc0 = 10.71 tf k = 2.00 Vc = 21.41 tf	Aswmin = 3.08 cm ² /m	Asw = 0.00 cm ² /m
--	---	----------------------------------	-------------------------------

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 9.38 cm Ae = 837.89 cm ²	A90 = 0.02 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.08 cm ² /m ø 5.0 c/12





PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

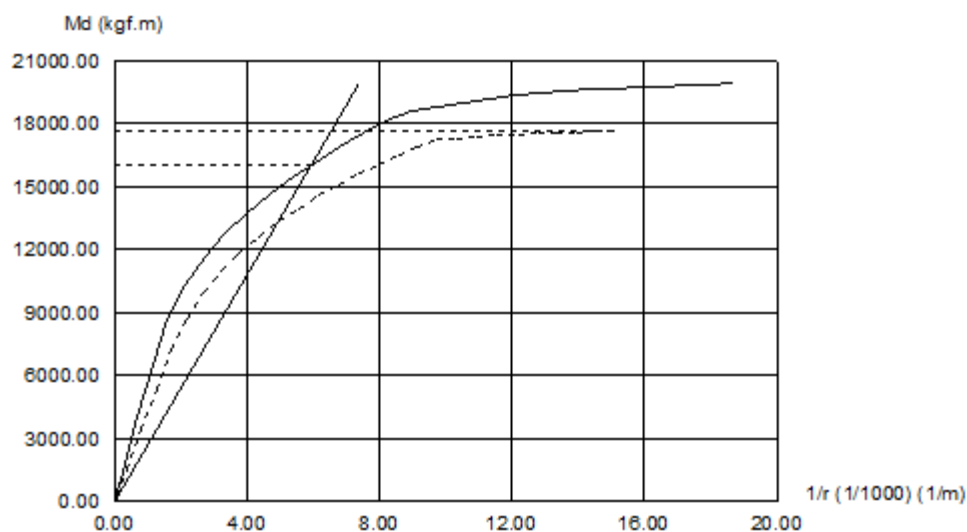
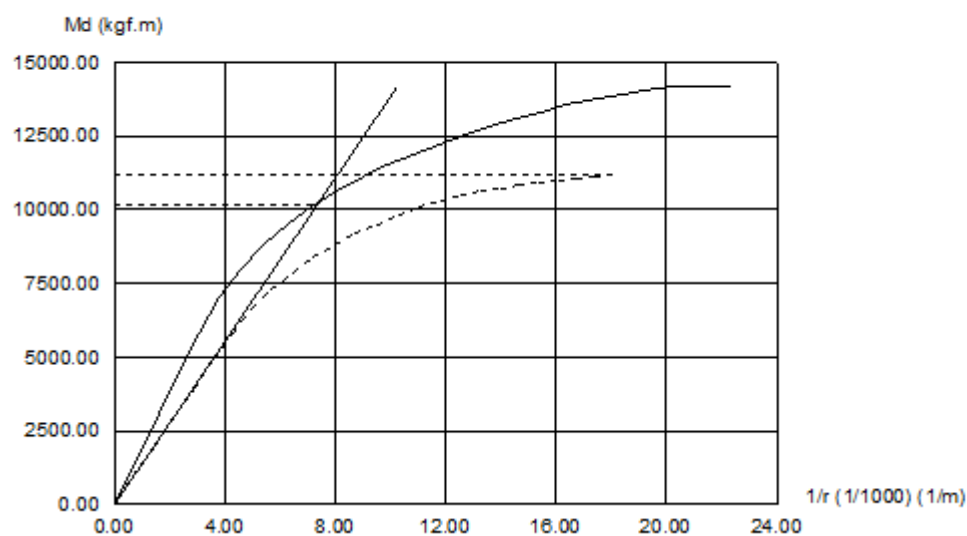
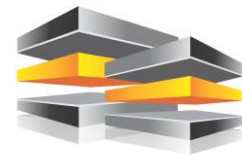
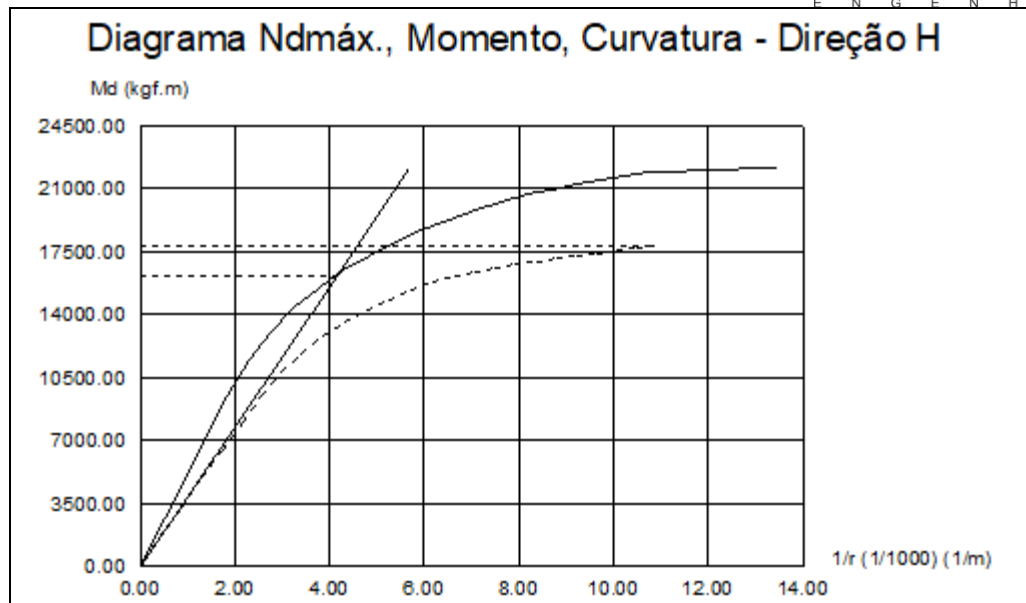


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P5

Pavimento Mesoestrutura - Lance 2

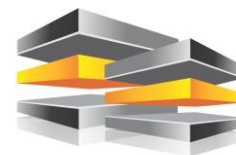
Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 100.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.17

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 320.00 cm Esbeltez = 36.91	Msdtopo = 17289 kgf.m Msdbase = 2790 kgf.m	Ndmax = 244.85 tf Ndmin = 166.16 tf ni = 0.46
H	Vínculo = RR li = 630.00 cm Esbeltez = 21.80	Msdtopo = 1107 kgf.m Msdbase = 5925 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 17289 Msdcentro = 10025 Msdbase = 871	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 5006 M2d = 4179	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 12.5 5 ø 12.5 10ø12.5	1.3G1+1.4G2+0.84V2+1.4D2 Msd(x) = 17289 kgf.m Msd(y) = 10745 kgf.m Mrd(x) = 19244 kgf.m



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

		Mcd = 1505		12.27 cm ²	Mrd(y) = 11960 kgf.m
H	Msdtopo = 0 Msdcentro = 0 Msdbase = 0	Madtopo = 10745 Madcentro = 11018 Madbase = 11018 M2d = 4859 Mcd = 114		0.4 %	Mrd/Msd=1.11

Dimensionamento da armadura transversal

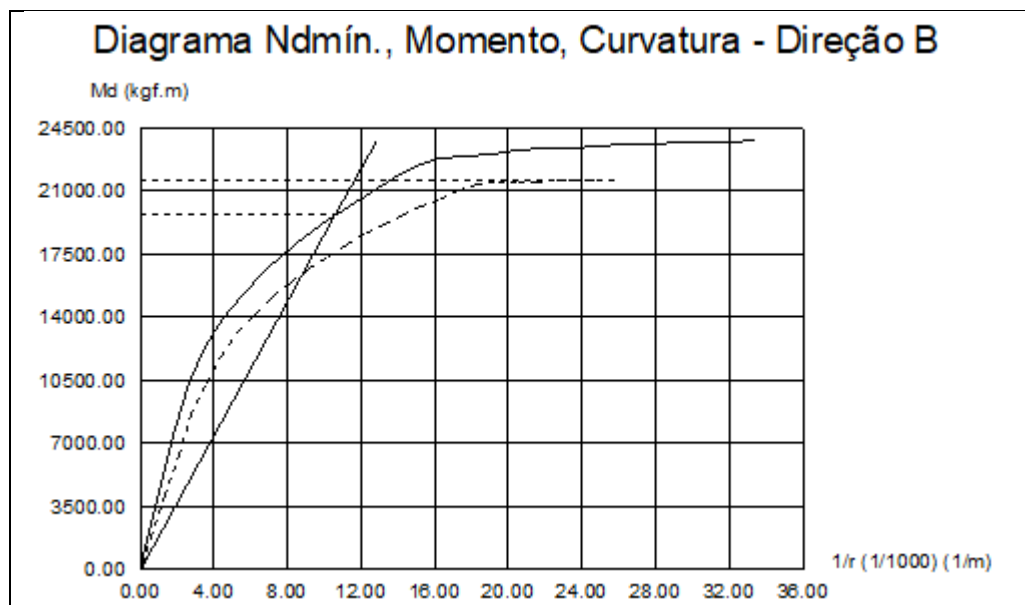
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 7.69 tf VBd base = 7.69 tf VHd topo = 1.12 tf VHd base = 1.12 tf	Td = 0 kgf.m

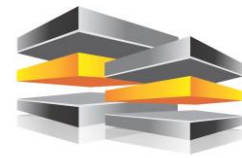
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 7.69 tf VRd2 = 114.45 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 15142 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 1.12 tf VRd2 = 125.46 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 15142 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 26.38 cm Vc0 = 20.30 tf k = 1.74	Vmin = 3.18 tf Aswmin = 3.08 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

	Vc = 35.22 tf		
H	d = 96.38 cm Vc0 = 22.25 tf k = 2.00 Vc = 44.50 tf	Vmin = 11.61 tf Aswmin = 3.08 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 11.54 cm Ae = 1633.14 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.08 cm ² /m ø 5.0 c/12





PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

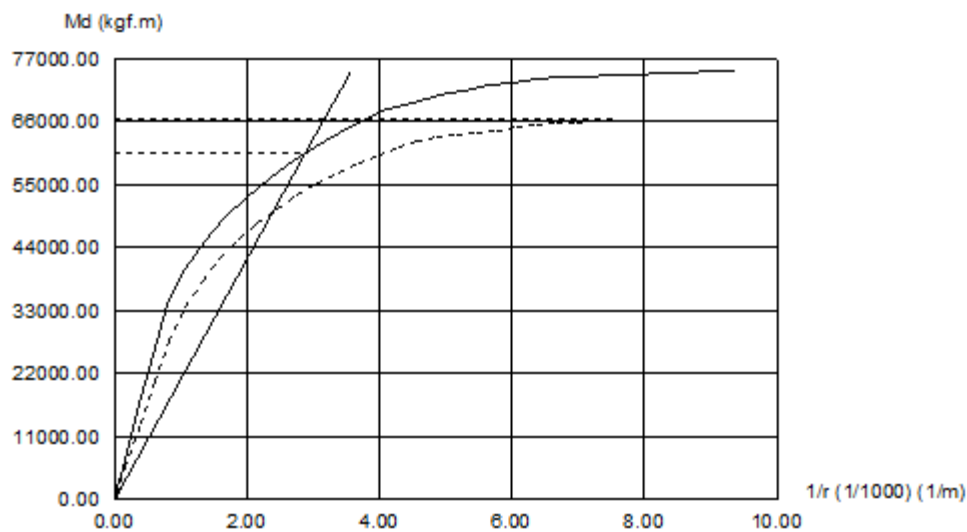
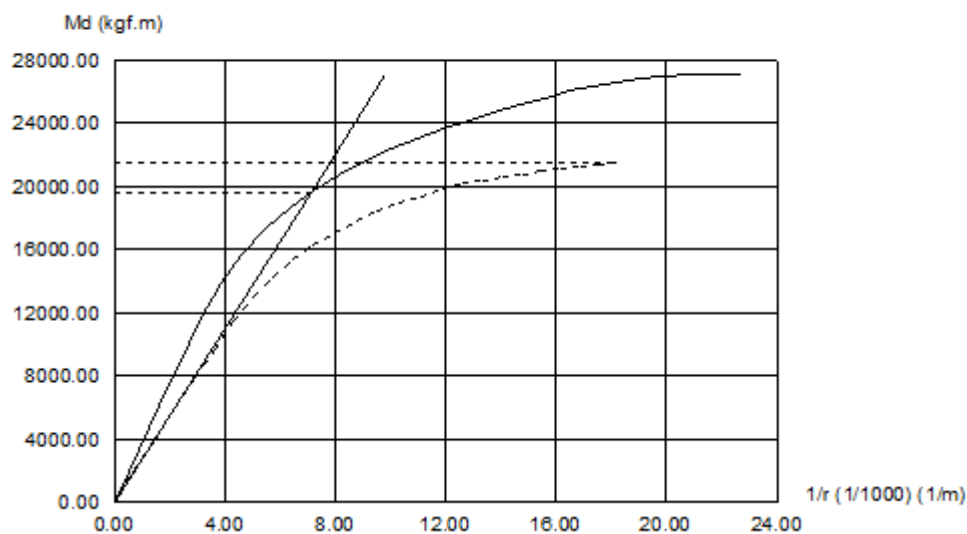
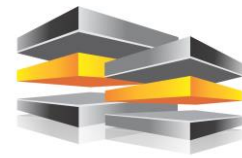
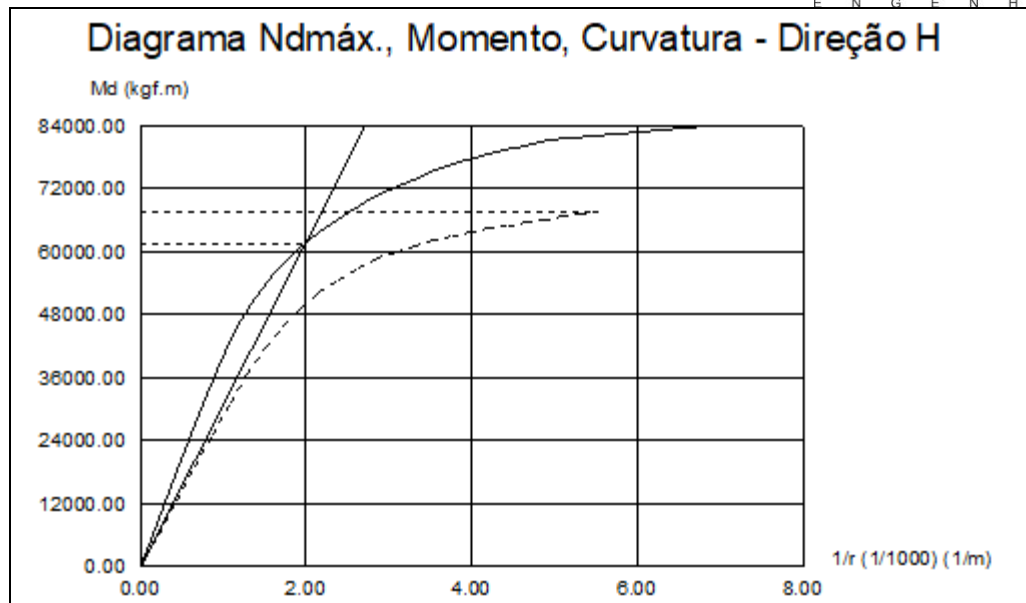


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P6

Pavimento Mesoestrutura - Lance 2

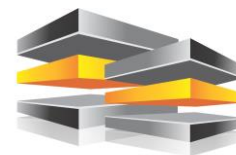
Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 100.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.17

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 320.00 cm Esbeltez = 36.91	Msdtopo = 17289 kgf.m Msdbase = 2791 kgf.m	Ndmax = 244.84 tf Ndmin = 166.16 tf ni = 0.46
H	Vínculo = RR li = 630.00 cm Esbeltez = 21.80	Msdtopo = 1107 kgf.m Msdbase = 5925 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 17289 Msdcentro = 10025 Msdbase = 871	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 5006 M2d = 4179	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 12.5 5 ø 12.5 10ø12.5	1.3G1+1.4G2+0.84V1+1.4D1 Msd(x) = 17289 kgf.m Msd(y) = 10744 kgf.m Mrd(x) = 19244 kgf.m



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

		Mcd = 1505		12.27 cm ²	Mrd(y) = 11960 kgf.m
H	Msdtopo = 0 Msdcentro = 0 Msdbase = 0	Madtopo = 10744 Madcentro = 11018 Madbase = 11018 M2d = 4859 Mcd = 114		0.4 %	Mrd/Msd=1.11

Dimensionamento da armadura transversal

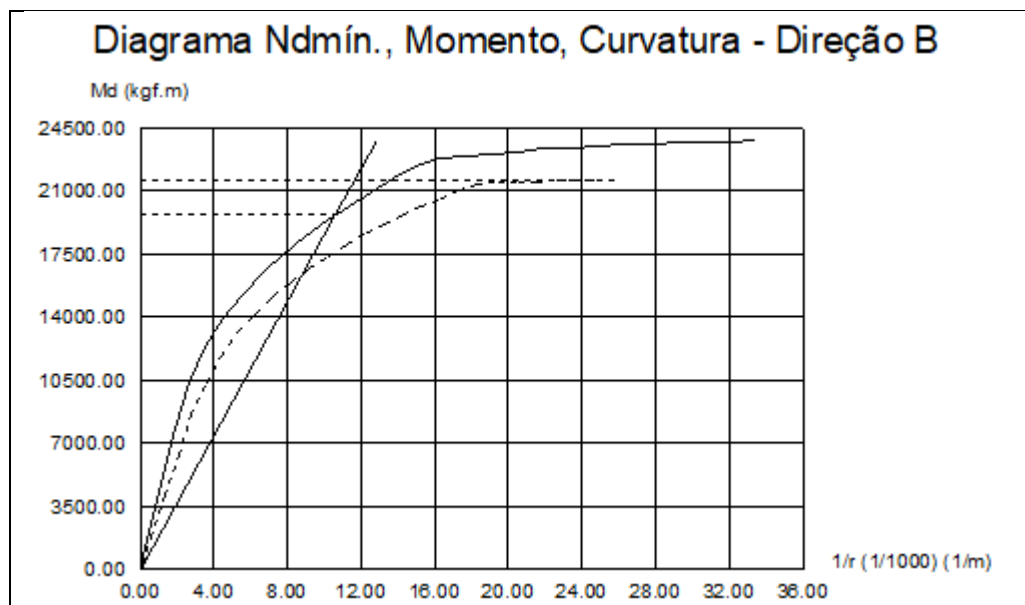
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 7.69 tf VBd base = 7.69 tf VHd topo = 1.12 tf VHd base = 1.12 tf	Td = 0 kgf.m

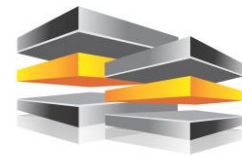
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 7.69 tf VRd2 = 114.45 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 15142 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 1.12 tf VRd2 = 125.46 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 15142 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 26.38 cm Vc0 = 20.30 tf k = 1.74	Vmin = 3.18 tf Aswmin = 3.08 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

	Vc = 35.22 tf		
H	d = 96.38 cm Vc0 = 22.25 tf k = 2.00 Vc = 44.50 tf	Vmin = 11.61 tf Aswmin = 3.08 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 11.54 cm Ae = 1633.14 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.08 cm ² /m ø 5.0 c/12





PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

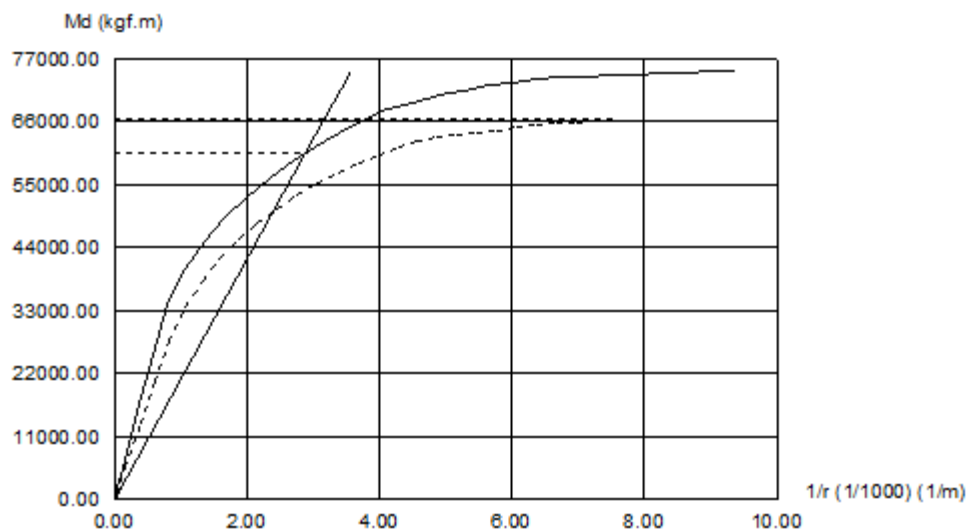
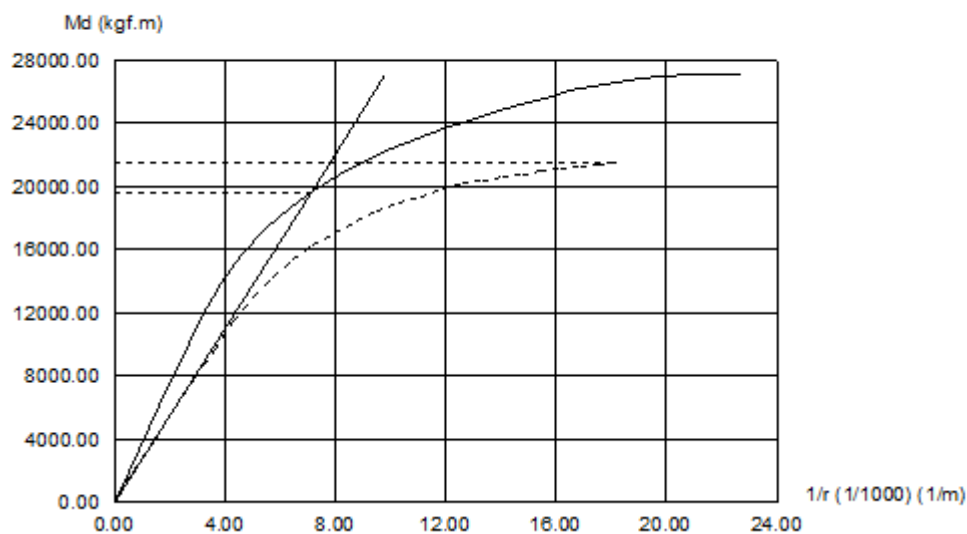
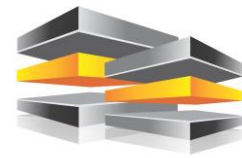
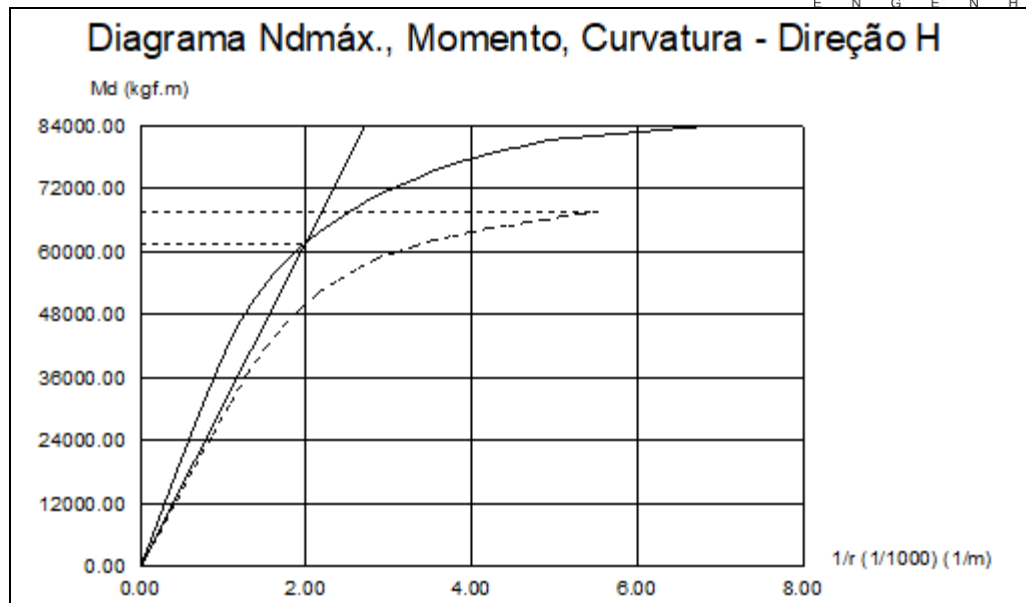


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P7

Pavimento Mesoestrutura - Lance 2

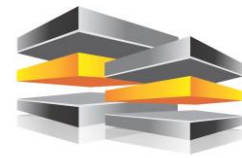
Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 50.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.23

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 310.00 cm Esbeltez = 35.75	Msdtopo = 9283 kgf.m Msdbase = 2927 kgf.m	Ndmax = 124.64 tf Ndmin = 83.29 tf ni = 0.47
H	Vínculo = RR li = 615.00 cm Esbeltez = 42.56	Msdtopo = 1220 kgf.m Msdbase = 1232 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B		Madtopo = 0	Td = 13 kgf.m	2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2
	Msdtopo = 9283	Madcentro = 0		3 ø 12.5	Msd(x) = 9283 kgf.m
	Msdcentro = 5634	Madbase = 2830	Asl = 0.02 cm ²	6ø12.5	Msd(y) = 3612 kgf.m
	Msdbase = 161	M2d = 1996 Mcd = 800		7.36 cm ²	Mrd(x) = 9731 kgf.m Mrd(y) = 3786 kgf.m



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

H	Msdtopo = 740 Msdcentro = 334 Msdbase = 274	Madtopo = 2872 Madcentro = 3405 Madbase = 3465 M2d = 4714 Mcd = 306		0.5 %	Mrd/Msd=1.05
---	---	---	--	-------	--------------

Dimensionamento da armadura transversal

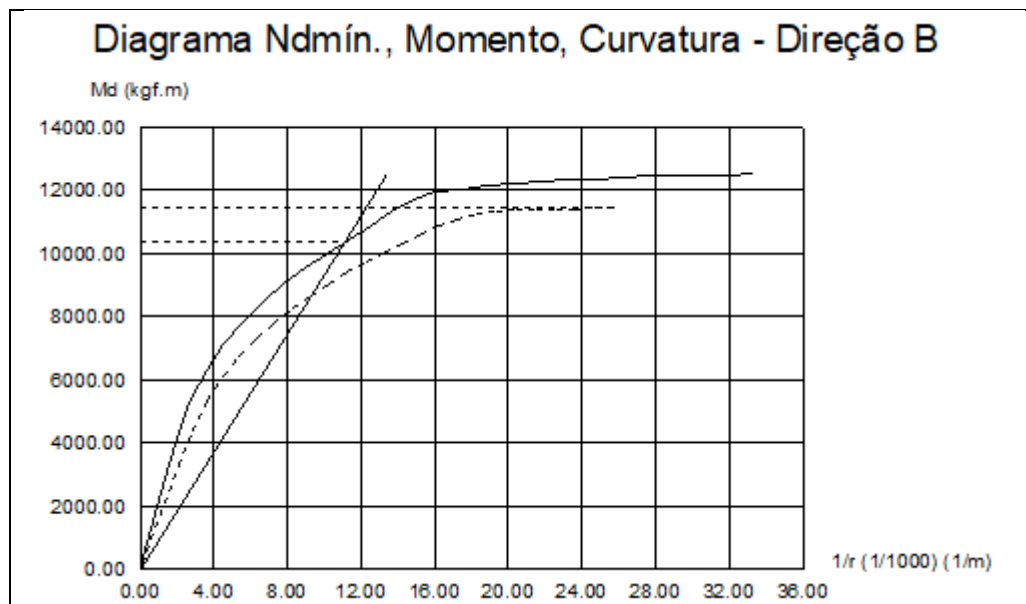
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 4.39 tf VBd base = 4.39 tf VHd topo = 0.39 tf VHd base = 0.39 tf	Td = 13 kgf.m

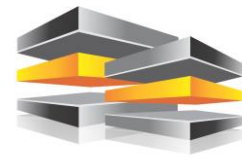
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 4.39 tf VRd2 = 57.22 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08$
H	Vd = 0.39 tf VRd2 = 60.37 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 26.38 cm Vc0 = 10.15 tf k = 1.73 Vc = 17.52 tf	Vmin = 3.18 tf Aswmin = 3.08 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 46.38 cm	Vmin = 5.59 tf	Vsw = 0.00 tf

	Vc0 = 10.71 tf k = 2.00 Vc = 21.41 tf	Aswmin = 3.08 cm ² /m	Asw = 0.00 cm ² /m
--	---	-------------------------------------	-------------------------------

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 9.38 cm Ae = 837.89 cm ²	A90 = 0.02 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.08 cm ² /m ø 5.0 c/12





PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

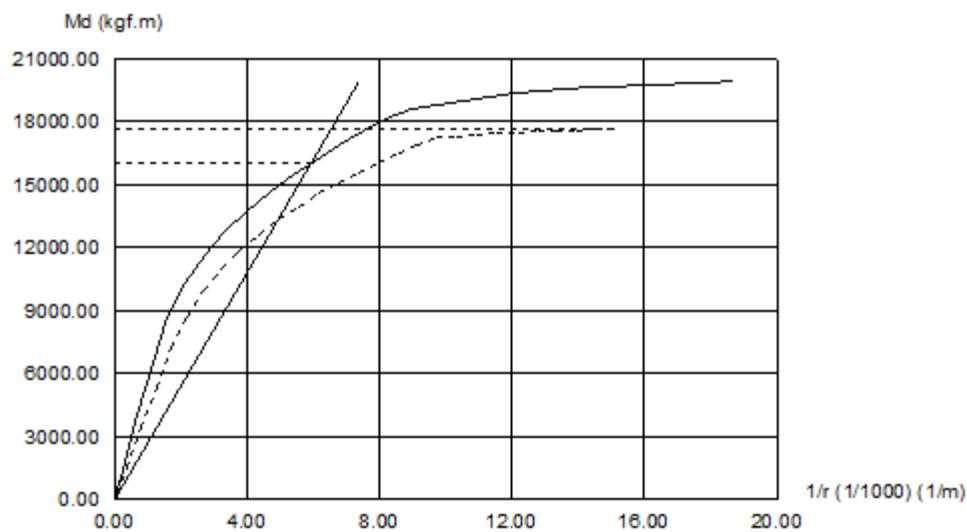
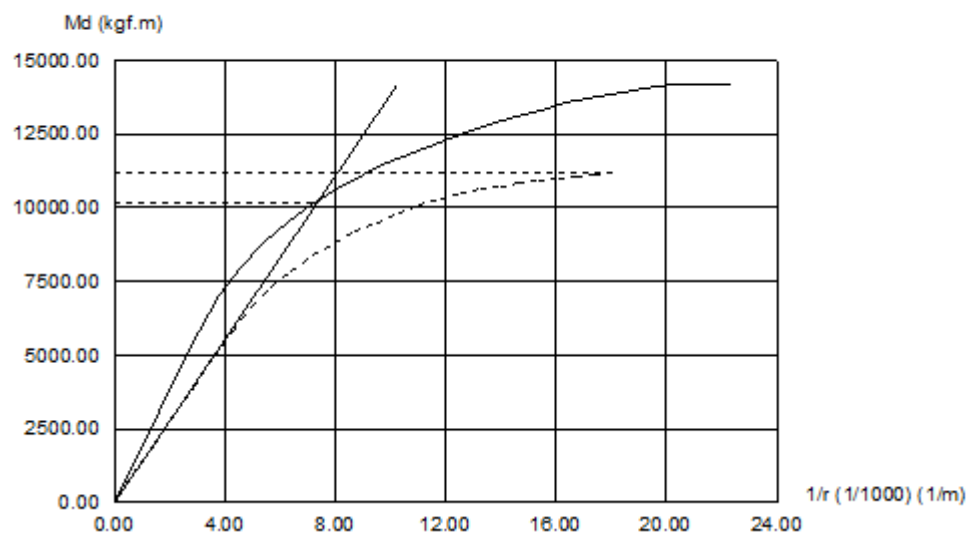
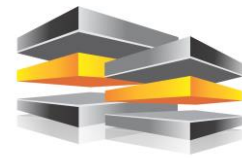
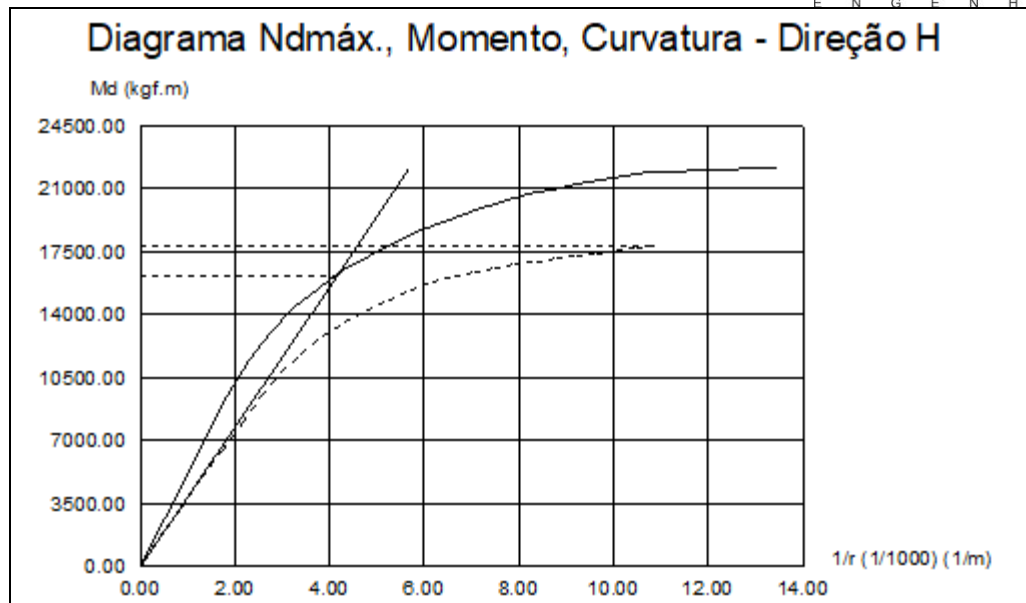


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B





PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo do Pilar P8

Pavimento Mesoestrutura - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 50.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 3.23

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 310.00 cm Esbeltez = 35.75	Msdtopo = 9282 kgf.m Msdbase = 2927 kgf.m	Ndmax = 124.64 tf Ndmin = 83.28 tf ni = 0.47
H	Vínculo = RR li = 615.00 cm Esbeltez = 42.56	Msdtopo = 1220 kgf.m Msdbase = 1232 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B		Madtopo = 0		2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1
	Msdtopo = 9282	Madcentro = 0	Td = 13 kgf.m	3 ø 12.5	Msd(x) = 9282 kgf.m
	Msdcentro = 5634	Madbase = 2830			Msd(y) = 3612 kgf.m
	Msdbase = 161	M2d = 1996	Asl = 0.02 cm ²	6ø12.5	Mrd(x) = 9731 kgf.m
		Mcd = 800		7.36 cm ²	Mrd(y) = 3786 kgf.m

H	Msdtopo = 740 Msdcentro = 334 Msdbase = 274	Madtopo = 2872 Madcentro = 3405 Madbase = 3465 M2d = 4714 Mcd = 306		0.5 %	Mrd/Msd=1.05
---	---	---	--	-------	--------------

Dimensionamento da armadura transversal

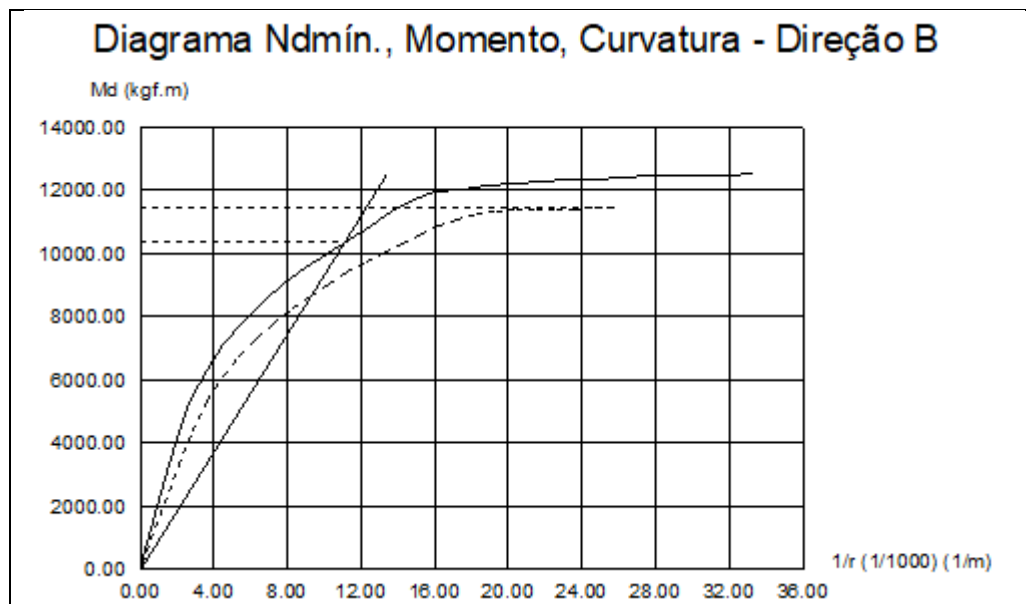
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 4.39 tf VBd base = 4.39 tf VHd topo = 0.39 tf VHd base = 0.39 tf	Td = 13 kgf.m

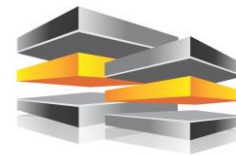
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 4.39 tf VRd2 = 57.22 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08$
H	Vd = 0.39 tf VRd2 = 60.37 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 6312 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 26.38 cm Vc0 = 10.15 tf k = 1.73 Vc = 17.52 tf	Vmin = 3.18 tf Aswmin = 3.08 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 46.38 cm	Vmin = 5.59 tf	Vsw = 0.00 tf

	Vc0 = 10.71 tf k = 2.00 Vc = 21.41 tf	Aswmin = 3.08 cm ² /m	Asw = 0.00 cm ² /m
--	---	-------------------------------------	-------------------------------

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 9.38 cm Ae = 837.89 cm ²	A90 = 0.02 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.08 cm ² /m ø 5.0 c/12





PINHEIRO
E N G E N H A R I A

Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

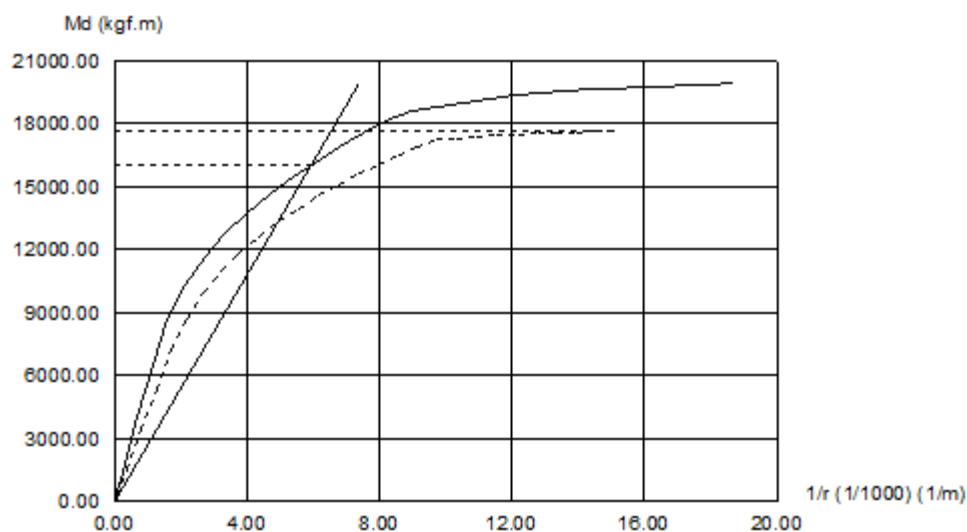
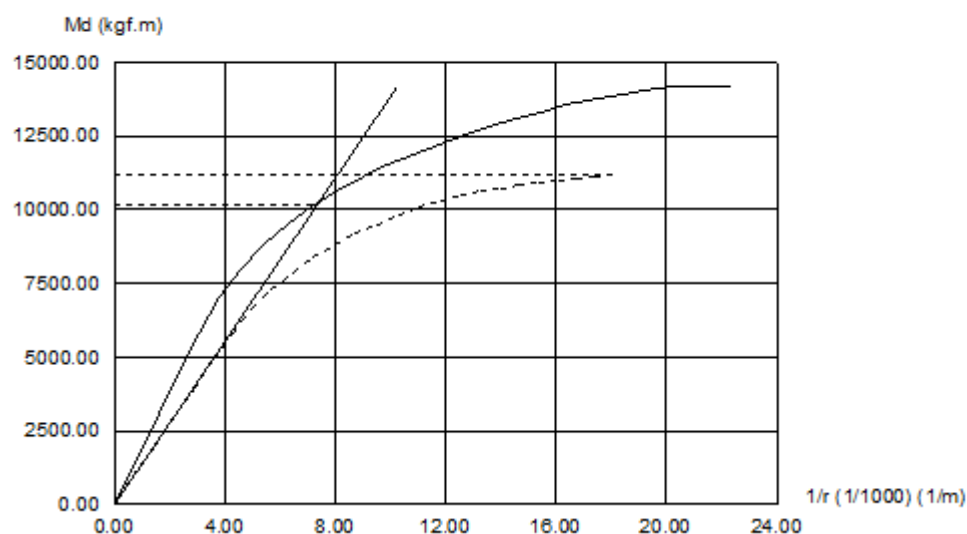
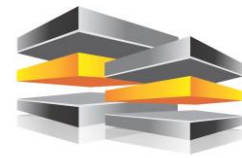
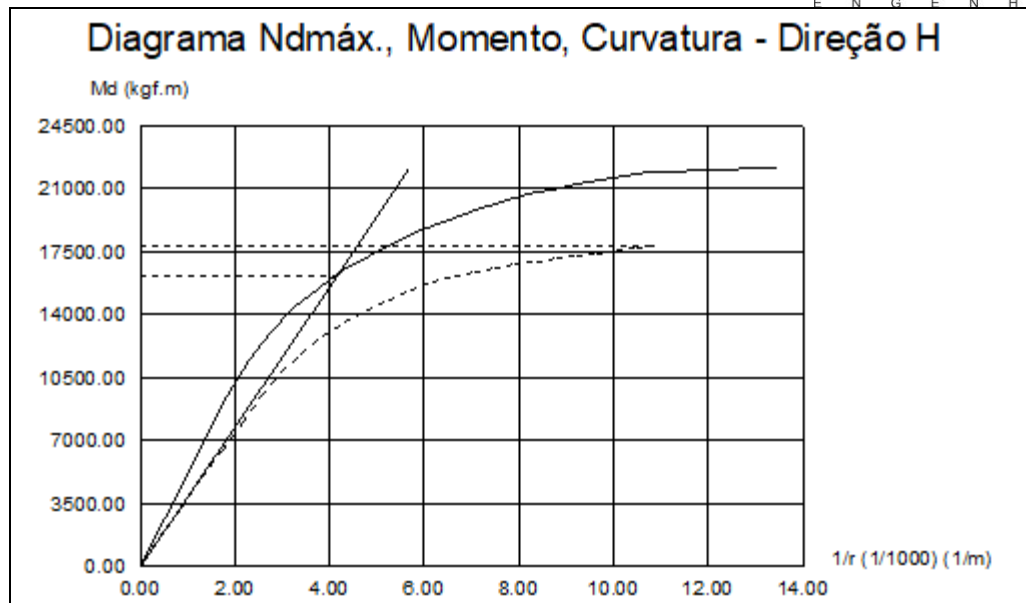


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B





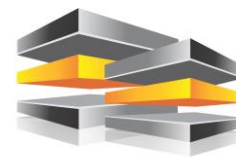
PINHEIRO
E N G E N H A R I A



Cálculo dos Pilares

Mesoestrutura	fck = 250.00 kgf/cm ²	E = 241500 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 2		cobr = 2.50 cm	

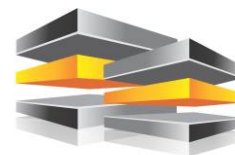
Dados			Resultados					
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B lih vínc esb H (cm)	Nd máx Nd mín (tf) ni Zr	MBd topo MBd base MHd topo MHd base (kgf.m)	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	Madtopo Madcentro Madbase MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)	Processo de cálculo	As b(cm ²) As h % armad
P3	30.00 X 50.00	310.00 RR	124.64	9283	9283 5634	0	Msd(x) = 9283 kgf.m	2.45
		35.75	83.29	2927	161	0	Msd(y) = 3612 kgf.m	2 ø 12.5
		615.00 RR	0.47	1220	740	2830	Mrd(x) = 9731 kgf.m	3.68
		42.56	0.00	1232	334	1996	Mrd(y) = 3786 kgf.m	3 ø 12.5
			0.00		274	800	Mrd/Msd=1.05	0.5
						4714		
P4	30.00 X 50.00	310.00 RR	124.64	9282	9282 5634	0	Msd(x) = 9282 kgf.m	2.45
		35.75	83.28	2927	161	0	Msd(y) = 3612 kgf.m	2 ø 12.5
		615.00 RR	0.47	1220	740	2830	Mrd(x) = 9731 kgf.m	3.68
		42.56	0.00	1232	334	1996	Mrd(y) = 3786 kgf.m	3 ø 12.5
			0.00			800	Mrd/Msd=1.05	0.5
						4714		



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

					274	306	Mrd(y) = 3786 kgf.m Mrd/Msd=1.05	
P5	30.00 X 100.00	320.00 RR 36.91 630.00 RR 21.80	244.85 166.16 0.46 0.00 0.00	17289 2790 1107 5925	17289 10025 871 0 0 0	0 0 5006 4179 1505 4859 114	Msd(x) = 17289 kgf.m Msd(y) = 10745 kgf.m Mrd(x) = 19244 kgf.m Mrd(y) = 11960 kgf.m Mrd/Msd=1.11	2.45 2 ø 12.5 6.14 5 ø 12.5 0.4
P6	30.00 X 100.00	320.00 RR 36.91 630.00 RR 21.80	244.84 166.16 0.46 0.00 0.00	17289 2791 1107 5925	17289 10025 871 0 0 0	0 0 5006 4179 1505 4859 114	Msd(x) = 17289 kgf.m Msd(y) = 10744 kgf.m Mrd(x) = 19244 kgf.m Mrd(y) = 11960 kgf.m Mrd/Msd=1.11	2.45 2 ø 12.5 6.14 5 ø 12.5 0.4
P7	30.00 X 50.00	310.00 RR 35.75 615.00 RR 42.56	124.64 83.29 0.47 0.00 0.00	9283 2927 1220 1232	9283 5634 161 740 334 274	0 0 2830 1996 800 4714 306	Msd(x) = 9283 kgf.m Msd(y) = 3612 kgf.m Mrd(x) = 9731 kgf.m Mrd(y) = 3786 kgf.m Mrd/Msd=1.05	2.45 2 ø 12.5 3.68 3 ø 12.5 0.5
P8	30.00 X 50.00	310.00 RR 35.75	124.64 83.28 0.47	9282 2927 1220	9282 5634 161	0 0 2830 1996	Msd(x) = 9282 kgf.m Msd(y) = 3612 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 3.68 3 ø 12.5



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

		615.00	0.00	1232	740	800		
		RR	0.00		334	4714	Mrd(x) = 9731	0.5
		42.56			274	306	kgf.m	
							Mrd(y) = 3786	
							kgf.m	
							Mrd/Msd=1.05	

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento Mesoestrutura

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	0.11 30145.47 0.11	5 ø 10.0 8 ø 16.0 5 ø 10.0		-9623.00 -9622.93	4 ø 12.5 4 ø 12.5		Avisos 48, 104
V2	0.11 60342.46 0.11	4 ø 16.0 16 ø 16.0 4 ø 16.0		-17822.11 -17821.98	6 ø 16.0 6 ø 16.0		Avisos 48, 104
V3	0.11 30145.47 0.11	5 ø 10.0 8 ø 16.0 5 ø 10.0		-9623.00 -9622.93	4 ø 12.5 4 ø 12.5		Avisos 48, 104
V4	1110.58	5 ø 16.0	5 ø 16.0	-4072.13 -4072.19	5 ø 16.0 5 ø 16.0	5 ø 16.0 5 ø 16.0	
V5	1096.57	5 ø 16.0	5 ø 16.0	-5407.73 -5407.85	5 ø 16.0 5 ø 16.0	5 ø 16.0 5 ø 16.0	
V6	1110.58	5 ø 16.0	5 ø 16.0	-4072.13 -4072.19	5 ø 16.0 5 ø 16.0	5 ø 16.0 5 ø 16.0	

Resultados da Viga V1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
									0.00	
1	50.00	50.00 x 50.00	5 ø 10.0 3.75			ø 5.0 c/ 16			0.00	0.16
P3	30.00			4 ø 12.5 4.87					0.21	
2	240.01	50.00 x 50.00	8 ø 16.0 16.52				ø 5.0 c/ 12 270.00		0.20	0.35
P4	30.00			4 ø 12.5 4.87					0.21	
3	50.00	50.00 x 50.00	5 ø 10.0 3.75			ø 5.0 c/ 16			0.00	0.16
									0.00	

Resultados da Viga V2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
									0.00	
1	50.00	100.00 x 50.00	4 ø 16.0 7.50			ø 6.3 c/ 12			0.00	0.16
P5	30.00			6 ø 16.0 9.03					0.17	
2	240.01	100.00 x 50.00	16 ø 16.0 33.07				ø 6.3 c/ 15 270.00		0.20	0.36
P6	30.00			6 ø 16.0 9.03					0.17	
3	50.00	100.00 x 50.00	4 ø 16.0 7.50			ø 6.3 c/ 12			0.00	0.16
									0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
									0.00	
1	50.00	50.00 x 50.00	5 ø 10.0 3.75			ø 5.0 c/ 16			0.00	0.16
P7	30.00			4 ø 12.5 4.87					0.21	
2	240.01	50.00 x 50.00	8 ø 16.0 16.52				ø 5.0 c/ 12 270.00		0.20	0.35
P8	30.00			4 ø 12.5 4.87					0.21	
3	50.00	50.00 x 50.00	5 ø 10.0 3.75			ø 5.0 c/ 16			0.00	0.16
									0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
P3	30.00		5 ø 16.0 9.59	5 ø 16.0 9.59					0.01	
1	240.01	50.00 x 50.00	5 ø 16.0 9.59	5 ø 16.0 9.59		ø 5.0 c/ 16			0.00	0.08
P4	30.00		5 ø 16.0 9.59	5 ø 16.0 9.59					0.01	

Resultados da Viga V5

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
P5	30.00		5 ø 16.0 9.59	5 ø 16.0 9.59					0.03	
1	240.01	50.00 x 50.00	5 ø 16.0 9.59	5 ø 16.0 9.59		ø 5.0 c/ 16			0.00	0.08
P6	30.00		5 ø 16.0 9.59	5 ø 16.0 9.59					0.03	

Resultados da Viga V6

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
P7	30.00		5 ø 16.0 9.59	5 ø 16.0 9.59					0.01	
1	240.01	50.00 x 50.00	5 ø 16.0 9.59	5 ø 16.0 9.59		ø 5.0 c/ 16			0.00	0.08
P8	30.00		5 ø 16.0 9.59	5 ø 16.0 9.59					0.01	

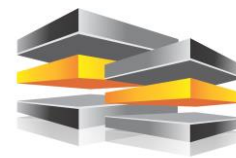
Cálculo da viga V1

Pavimento Mesoestrutura - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm				As = 3.75 cm ² (5ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 30145 kgf.m As = 16.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.46 cm		Fd = 3.59 tf situação: GE Meq = 779 kgf.m As = 16.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.74 cm		As = 16.52 cm ² (8ø16.0 - 16.08 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.64



PINHEIRO
E N G E N H A R I A

						M = 21564 kgf.m fiss = 0.20 mm
3 4-4	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm				As = 3.75 cm ² (5ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 9623 kgf.m As = 4.87 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.79 cm	Fd = 3.59 tf situação: GE Meq = 786 kgf.m As = 4.45 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.02 cm		As = 4.87 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 46.88 cm % armad. = 0.20 M = 6328 kgf.m fiss = 0.21 mm
3	Md = 0 kgf.m			

	$A_s = 0.00 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.00 \text{ cm}$			
4	$M_d = 9623 \text{ kgf.m}$ $A_s = 4.87 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 2.79 \text{ cm}$	$F_d = 3.59 \text{ tf}$ situação: GE $M_{eq} = 786 \text{ kgf.m}$ $A_s = 4.45 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 3.02 \text{ cm}$		$A_s = 4.87 \text{ cm}^2$ $(4\phi 12.5 - 4.91 \text{ cm}^2)$ $d = 46.88 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.20$ $M = 6328 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.21 \text{ mm}$
5	$M_d = 0 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.00 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.00 \text{ cm}$			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 1.07 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 101.97 \text{ tf}$	$T_d = 0 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 14125 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.01$
2 2-3	$V_d = 30.56 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 101.32 \text{ tf}$	$T_d = 176 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 14125 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.31$

3	Vd = 1.07 tf	Td = 0 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
4-4	VRd2 = 101.97 tf	TRd2 = 14125 kgf.m	0.01

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 47.00 cm Vc0 = 18.08 tf k = 1.00		Vmin = 9.50 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			
2 2-3	d = 46.70 cm Vc0 = 17.97 tf k = 1.01			Vc = 18.15 tf Vsw = 12.42 tf Asw = 6.79 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 12		
3 4-4	d = 47.00 cm Vc0 = 18.08 tf k = 1.00		Vmin = 9.50 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			

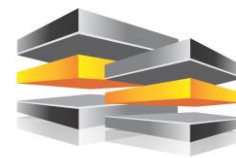
Cálculo da viga V2

Pavimento Mesoestrutura - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 100.00 cm h = 50.00 cm	Md = 11115 kgf.m As = 5.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.60 cm				As = 7.50 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.16 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 100.00 cm h = 50.00 cm	Md = 60342 kgf.m As = 33.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.47 cm		Fd = 6.66 tf situação: GE Meq = 1446 kgf.m As = 32.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.73 cm		As = 33.07 cm ² (16ø16.0 - 32.17 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.64



PINHEIRO
E N G E N H A R I A

						M = 43177 kgf.m fiss = 0.20 mm
3 4-4	retangular bw = 100.00 cm h = 50.00 cm	Md = 11115 kgf.m As = 5.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.60 cm				As = 7.50 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.16 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 17822 kgf.m As = 9.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.59 cm	Fd = 6.66 tf situação: GE Meq = 1446 kgf.m As = 8.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.80 cm		As = 9.03 cm ² (6ø16.0 - 12.06 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.24 M = 12265 kgf.m fiss = 0.17 mm
3	Md = 0 kgf.m			

	$A_s = 0.00 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.00 \text{ cm}$			
4	$M_d = 17822 \text{ kgf.m}$ $A_s = 9.03 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 2.59 \text{ cm}$	$F_d = 6.66 \text{ tf}$ situação: GE $M_{eq} = 1446 \text{ kgf.m}$ $A_s = 8.25 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 2.80 \text{ cm}$		$A_s = 9.03 \text{ cm}^2$ (6ø16.0 - 12.06 cm^2) $d = 46.70 \text{ cm}$ % armad. = 0.24 $M = 12264 \text{ kgf.m}$ fiss = 0.17 mm
5	$M_d = 0 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.00 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.00 \text{ cm}$			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 1.60 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 202.64 \text{ tf}$	$T_d = 0 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 37202 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.01$
2 2-3	$V_d = 59.56 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 202.64 \text{ tf}$	$T_d = 152 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.30$

		TRd2 = 37202 kgf.m	
3 4-4	Vd = 1.60 tf VRd2 = 202.64 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 37202 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armاد. à esquerda	Armاد. mínima	Armاد. à direita	Dados torção	Armاد. de torção
1 1-1	d = 46.70 cm Vc0 = 35.94 tf k = 1.00		Vmin = 19.99 tf Aswmin = 10.26 cm ² (4 ramos) ø 6.3 c/ 12			
2 2-3	d = 46.70 cm Vc0 = 35.94 tf k = 1.01			Vc = 36.27 tf Vsw = 23.29 tf Asw = 12.75 cm ² (6 ramos) ø 6.3 c/ 15		
3 4-4	d = 46.70 cm Vc0 = 35.94 tf k = 1.00		Vmin = 19.99 tf Aswmin = 10.26 cm ² (4 ramos) ø 6.3 c/ 12			

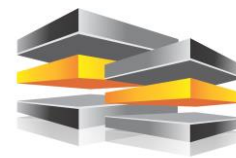
Cálculo da viga V3

Pavimento Mesoestrutura - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm				As = 3.75 cm ² (5ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 30145 kgf.m As = 16.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.46 cm		Fd = 3.59 tf situação: GE Meq = 779 kgf.m As = 16.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.74 cm		As = 16.52 cm ² (8ø16.0 - 16.08 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.64



PINHEIRO
E N G E N H A R I A

						M = 21564 kgf.m fiss = 0.20 mm
3 4-4	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 5557 kgf.m As = 2.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm				As = 3.75 cm ² (5ø10.0 - 3.93 cm ²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 9623 kgf.m As = 4.87 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.79 cm	Fd = 3.59 tf situação: GE Meq = 786 kgf.m As = 4.45 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.02 cm		As = 4.87 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 46.88 cm % armad. = 0.20 M = 6328 kgf.m fiss = 0.21 mm
3	Md = 0 kgf.m			

	$A_s = 0.00 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.00 \text{ cm}$			
4	$M_d = 9623 \text{ kgf.m}$ $A_s = 4.87 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 2.79 \text{ cm}$	$F_d = 3.59 \text{ tf}$ situação: GE $M_{eq} = 786 \text{ kgf.m}$ $A_s = 4.45 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 3.02 \text{ cm}$		$A_s = 4.87 \text{ cm}^2$ $(4\phi 12.5 - 4.91 \text{ cm}^2)$ $d = 46.88 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.20$ $M = 6328 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.21 \text{ mm}$
5	$M_d = 0 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.00 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.00 \text{ cm}$			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 1.07 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 101.97 \text{ tf}$	$T_d = 0 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 14125 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.01$
2 2-3	$V_d = 30.56 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 101.32 \text{ tf}$	$T_d = 176 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 14125 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.31$

3	Vd = 1.07 tf	Td = 0 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
4-4	VRd2 = 101.97 tf	TRd2 = 14125 kgf.m	0.01

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 47.00 cm Vc0 = 18.08 tf k = 1.00		Vmin = 9.50 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			
2 2-3	d = 46.70 cm Vc0 = 17.97 tf k = 1.01			Vc = 18.15 tf Vsw = 12.42 tf Asw = 6.79 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 12		
3 4-4	d = 47.00 cm Vc0 = 18.08 tf k = 1.00		Vmin = 9.50 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			

Cálculo da viga V4

Pavimento Mesoestrutura - Lance 2

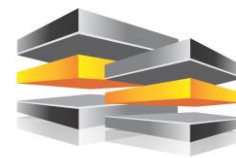
fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 5557 kgf.m As = 2.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.60 cm			Fd = 5.57 tf situação: GE Meq = 1209 kgf.m As = 9.59 cm ² A's = 9.59 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 9.59 cm ² (5ø16.0 - 10.05 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.40 9.59 cm ² (5ø16.0 - 10.05 cm ²) M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial	Verificação axial	Final
----	--------	----------------------	----------------------	-------



PINHEIRO
E N G E N H A R I A

		(compressão)	(tração)	
1	Md = 5557 kgf.m As = 2.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.60 cm		Fd = 5.57 tf situação: GE Meq = 1209 kgf.m As = 9.59 cm ² A's = 9.59 cm ² yLN = 0.81 cm	As = 9.59 cm ² (5ø16.0 - 10.05 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.40 5ø16.0 - 10.05 cm ²) M = 1956 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 5557 kgf.m As = 2.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.60 cm		Fd = 5.57 tf situação: GE Meq = 1209 kgf.m As = 9.59 cm ² A's = 9.59 cm ² yLN = 0.81 cm	As = 9.59 cm ² (5ø16.0 - 10.05 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.40 5ø16.0 - 10.05 cm ²) M = 1956 kgf.m fiss = 0.01 mm

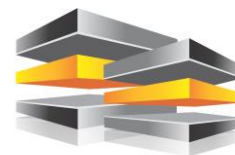
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.84 tf VRd2 = 101.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 14125 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO	ARMADURA DE TORÇÃO
-----	--------------------------	--------------------



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 46.70 cm Vc0 = 17.97 tf k = 1.00		Vmin = 9.44 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			

Cálculo da viga V5

Pavimento Mesoestrutura - Lance 2

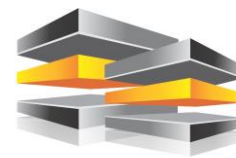
$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 5557 kgf.m As = 2.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.60 cm			Fd = 9.56 tf situação: PE Meq = 2074 kgf.m As = 9.59 cm ² A's = 9.59 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 9.59 cm ² (5ø16.0 - 10.05 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.40 9.59 cm ² (5ø16.0 - 10.05 cm ²) M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial	Verificação axial	Final
----	--------	----------------------	----------------------	-------



PINHEIRO
E N G E N H A R I A

		(compressão)	(tração)	
1	Md = 5557 kgf.m As = 2.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.60 cm		Fd = 9.56 tf situação: GE Meq = 2074 kgf.m As = 9.59 cm ² A's = 9.59 cm ² yLN = 0.95 cm	As = 9.59 cm ² (5ø16.0 - 10.05 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.40 5ø16.0 - 10.05 cm ²) M = 3137 kgf.m fiss = 0.03 mm
2	Md = 5557 kgf.m As = 2.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.60 cm		Fd = 9.56 tf situação: GE Meq = 2074 kgf.m As = 9.59 cm ² A's = 9.59 cm ² yLN = 0.95 cm	As = 9.59 cm ² (5ø16.0 - 10.05 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.40 5ø16.0 - 10.05 cm ²) M = 3137 kgf.m fiss = 0.03 mm

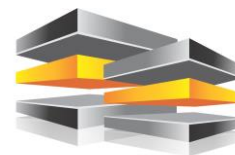
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 3.25 tf VRd2 = 101.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 14125 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO	ARMADURA DE TORÇÃO
-----	--------------------------	--------------------



PINHEIRO

E N G E N H A R I A

trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 46.70 cm Vc0 = 17.97 tf k = 1.00		Vmin = 9.44 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			

Cálculo da viga V6

Pavimento Mesoestrutura - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 50.00 cm h = 50.00 cm	Md = 5557 kgf.m As = 2.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.60 cm			Fd = 5.57 tf situação: GE Meq = 1209 kgf.m As = 9.59 cm ² A's = 9.59 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 9.59 cm ² (5ø16.0 - 10.05 cm ²) d = 46.70 cm % armad. = 0.40 9.59 cm ² (5ø16.0 - 10.05 cm ²) M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 5557 kgf.m As = 2.78 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.60 cm		Fd = 5.57 tf situação: GE Meq = 1209 kgf.m As = 9.59 cm² A's = 9.59 cm² yLN = 0.81 cm	As = 9.59 cm² (5ø16.0 - 10.05 cm²) d = 46.70 cm % armad. = 0.40 5ø16.0 - 10.05 cm²) M = 1956 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 5557 kgf.m As = 2.78 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.60 cm		Fd = 5.57 tf situação: GE Meq = 1209 kgf.m As = 9.59 cm² A's = 9.59 cm² yLN = 0.81 cm	As = 9.59 cm² (5ø16.0 - 10.05 cm²) d = 46.70 cm % armad. = 0.40 5ø16.0 - 10.05 cm²) M = 1956 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

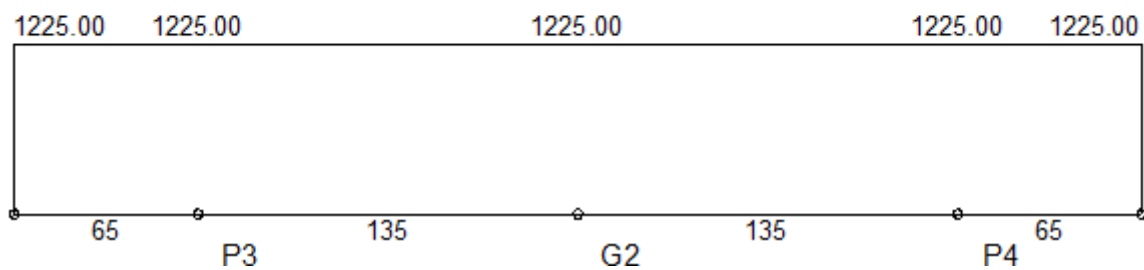
Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.84 tf VRd2 = 101.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 14125 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03$

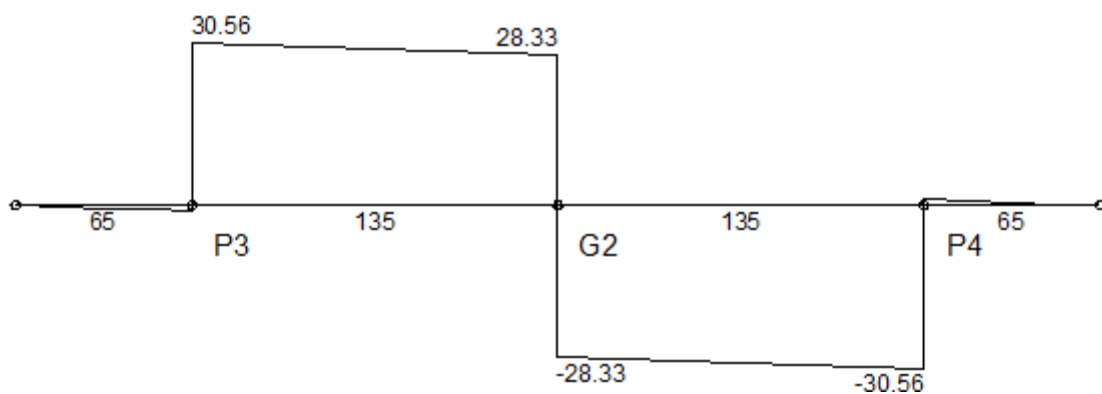
Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 46.70 cm Vc0 = 17.97 tf k = 1.00		Vmin = 9.44 tf Aswmin = 5.13 cm ² (4 ramos) ø 5.0 c/ 16			

Diagramas: VIGA V1 - Mesoestrutura

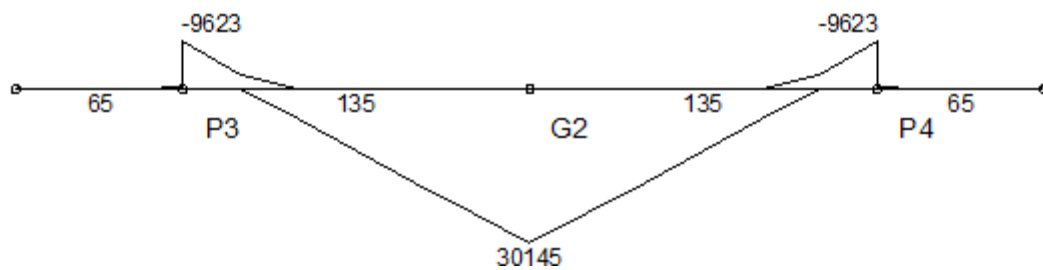
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



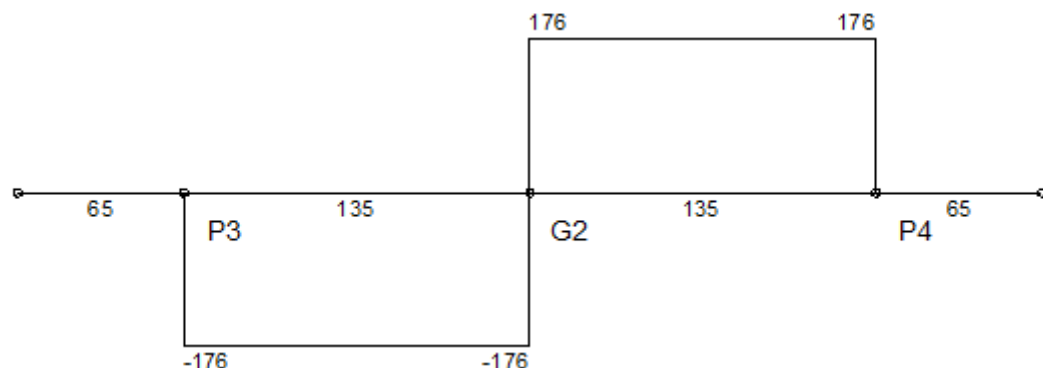
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

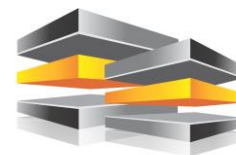


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]



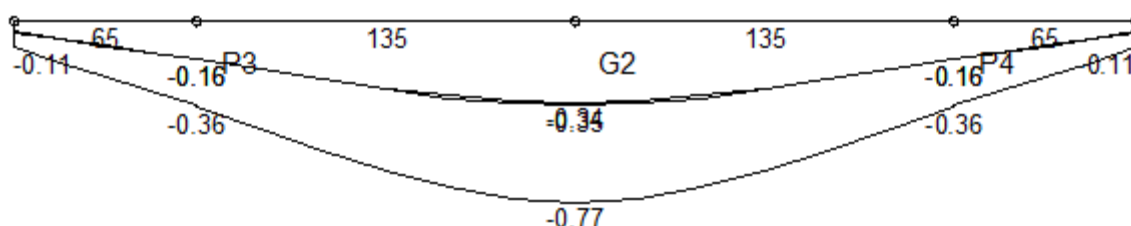


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

—	Flecha elástica
----	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)

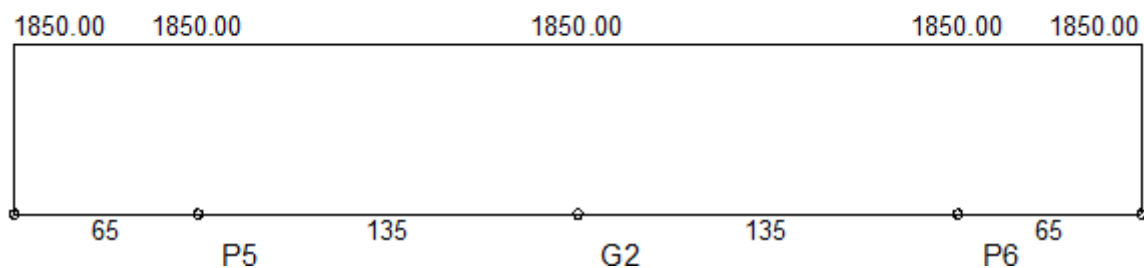


Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha elástica	-0.16	65	-0.35	135	-0.16	0
Flecha imediata	-0.16	65	-0.34	135	-0.16	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.16	65	-0.34	135	-0.16	0
Flecha diferida	-0.20	65	-0.43	135	-0.20	0
Flecha total	-0.36	65	-0.77	135	-0.36	0

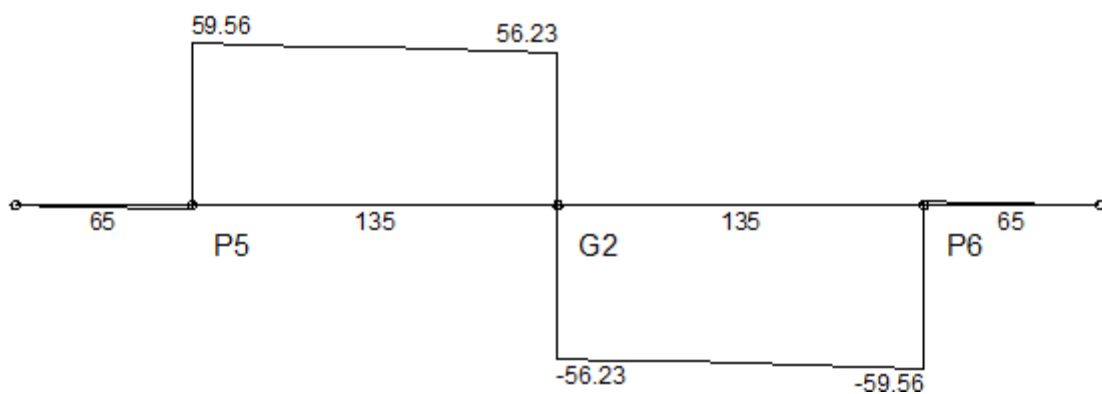
Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	52.08	52.08	52.08	52.08	52.08	52.08	52.08	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	6.03	7.30	7.30	19.52	7.30	7.30	6.03	-
Momento de fissuração (kgf.m)	-	8016	8016	8016	8016	8016	8016	8016	-
Momento em serviço (kgf.m)	-	0	-5724	-5724	21942	-5328	-5328	0	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	0.00	65.00	27.08	217.38	25.55	65.00	0.00	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	52.08			27.14			52.08		
Multiplicador flecha total	2.25			2.25			2.25		

Diagramas: VIGA V2 - Mesoestrutura

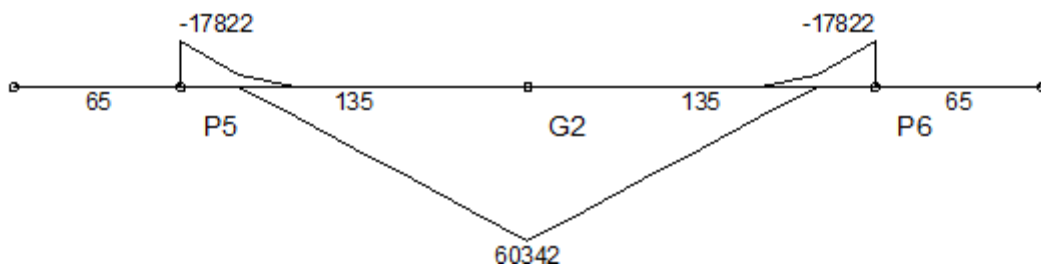
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

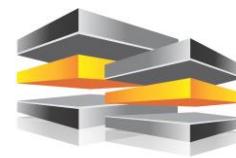


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]



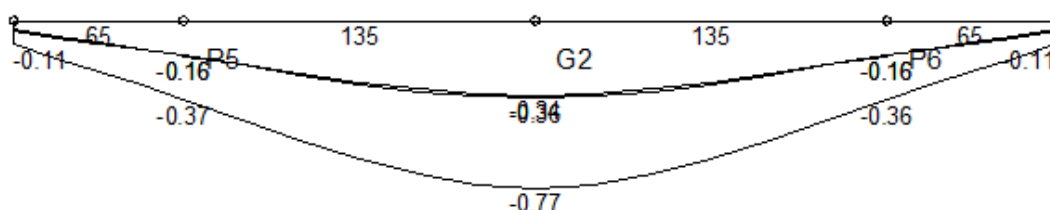


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

—	Flecha elástica
----	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)

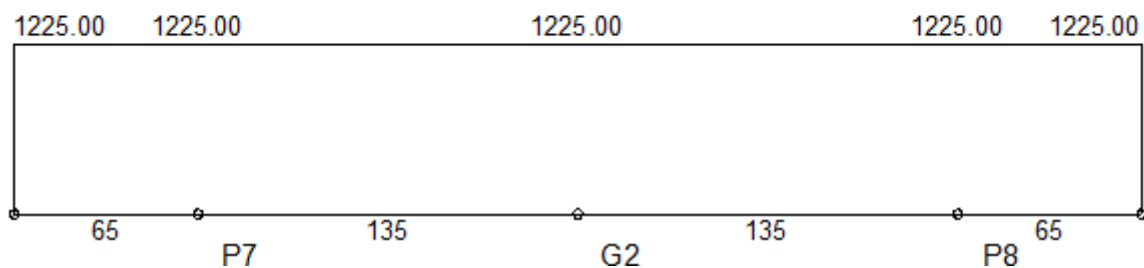


Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha elástica	-0.16	65	-0.36	135	-0.16	0
Flecha imediata	-0.16	65	-0.34	135	-0.16	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.16	65	-0.34	135	-0.16	0
Flecha diferida	-0.20	65	-0.43	135	-0.20	0
Flecha total	-0.36	65	-0.77	135	-0.36	0

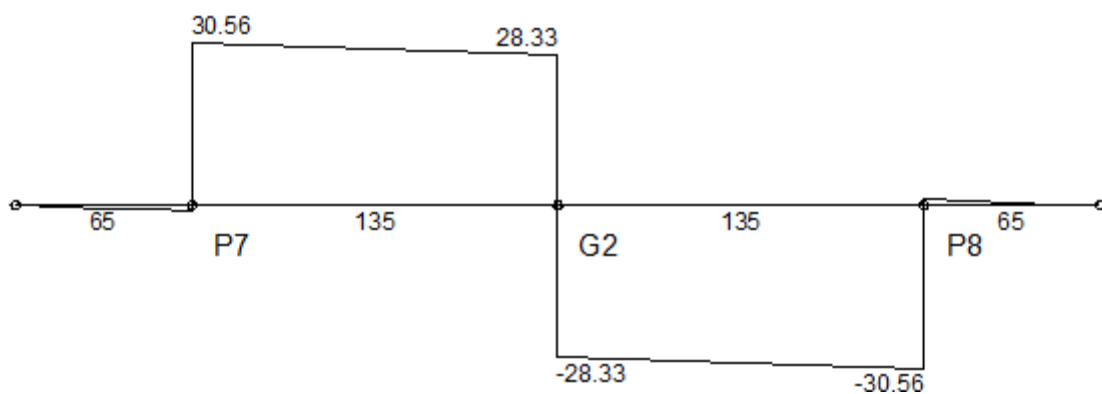
Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	104.17	104.17	104.17	104.17	104.17	104.17	104.17	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	12.15	17.34	17.34	39.03	17.34	17.34	12.15	-
Momento de fissuração (kgf.m)	-	16031	16031	16031	16031	16031	16031	16031	-
Momento em serviço (kgf.m)	-	0	-10904	-10904	43866	-10469	-10469	0	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	0.00	65.00	26.24	218.38	25.39	65.00	0.00	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	104.17			54.06			104.17		
Multiplicador flecha total	2.25			2.25			2.25		

Diagramas: VIGA V3 - Mesoestrutura

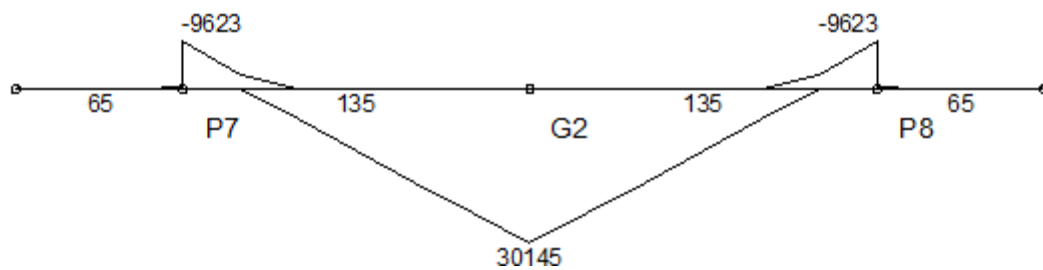
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



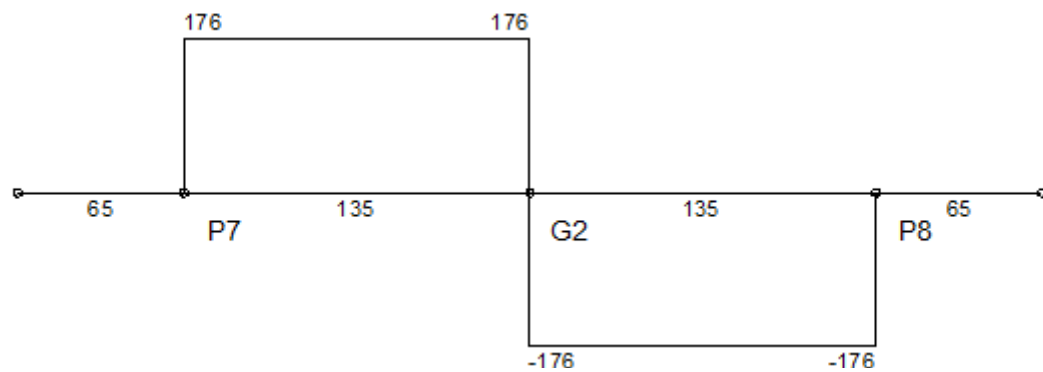
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

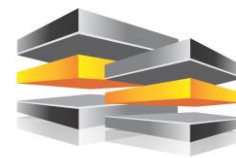


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]



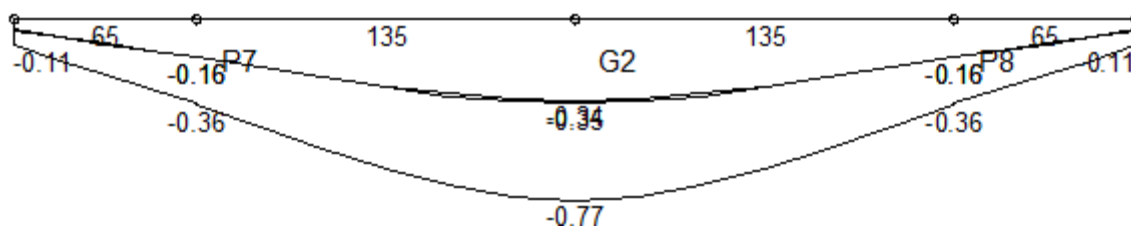


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

—	Flecha elástica
----	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)

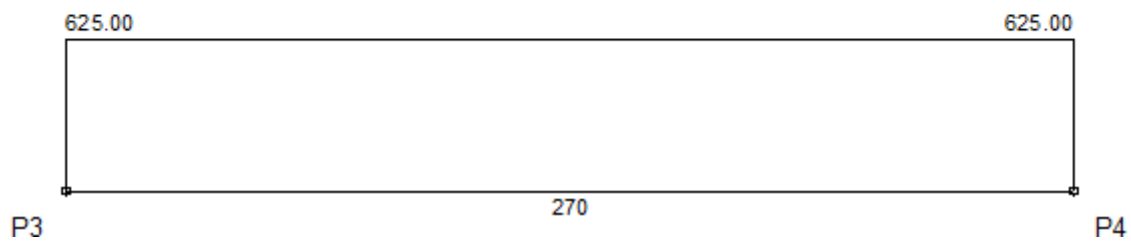


Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha elástica	-0.16	65	-0.35	135	-0.16	0
Flecha imediata	-0.16	65	-0.34	135	-0.16	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.16	65	-0.34	135	-0.16	0
Flecha diferida	-0.20	65	-0.43	135	-0.20	0
Flecha total	-0.36	65	-0.77	135	-0.36	0

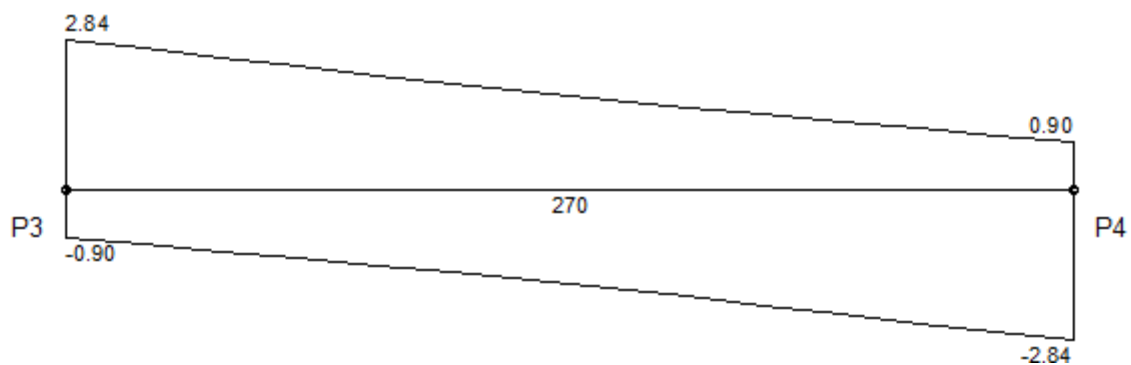
Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	52.08	52.08	52.08	52.08	52.08	52.08	52.08	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	6.03	7.30	7.30	19.52	7.30	7.30	6.03	-
Momento de fissuração (kgf.m)	-	8016	8016	8016	8016	8016	8016	8016	-
Momento em serviço (kgf.m)	-	0	-5724	-5724	21942	-5328	-5328	0	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	0.00	65.00	27.08	217.38	25.55	65.00	0.00	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	52.08			27.14			52.08		
Multiplicador flecha total	2.25			2.25			2.25		

Diagramas: VIGA V4 - Mesoestrutura

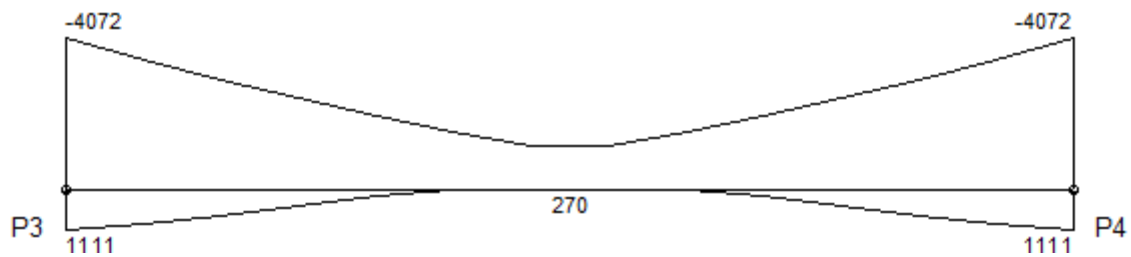
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



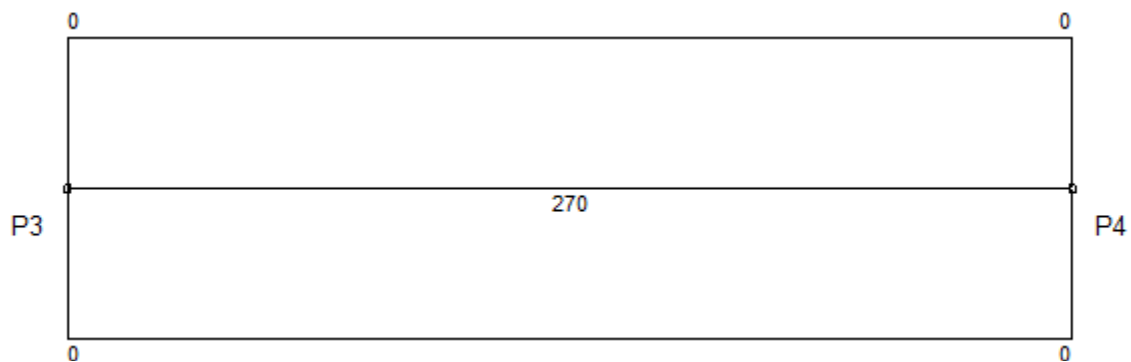
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

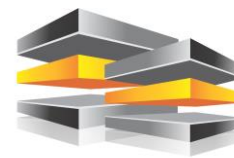


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]



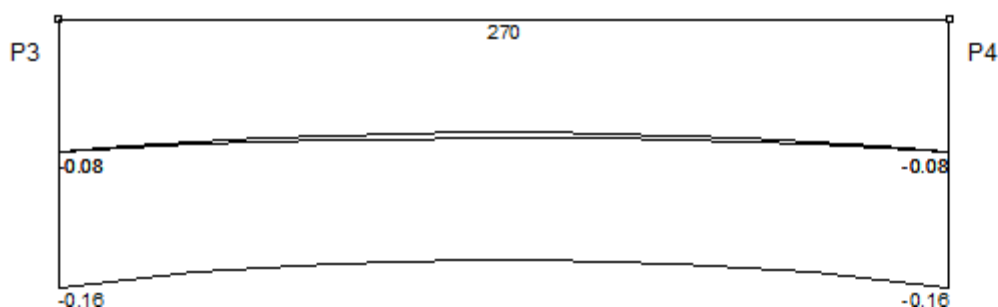


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

—	Flecha elástica
----	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)

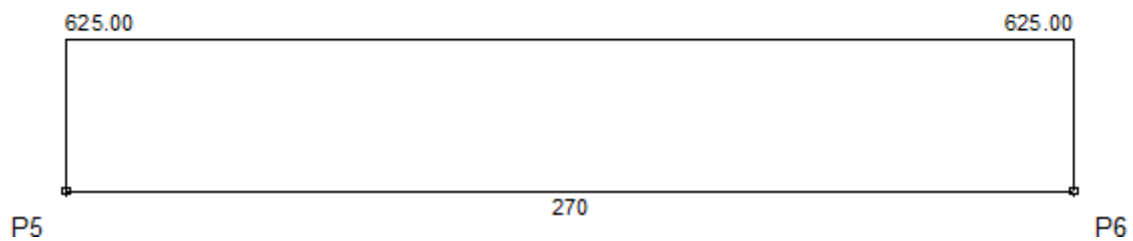


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha elástica	-0.08	0
Flecha imediata	-0.08	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.08	0
Flecha diferida	-0.08	0
Flecha total	-0.16	0

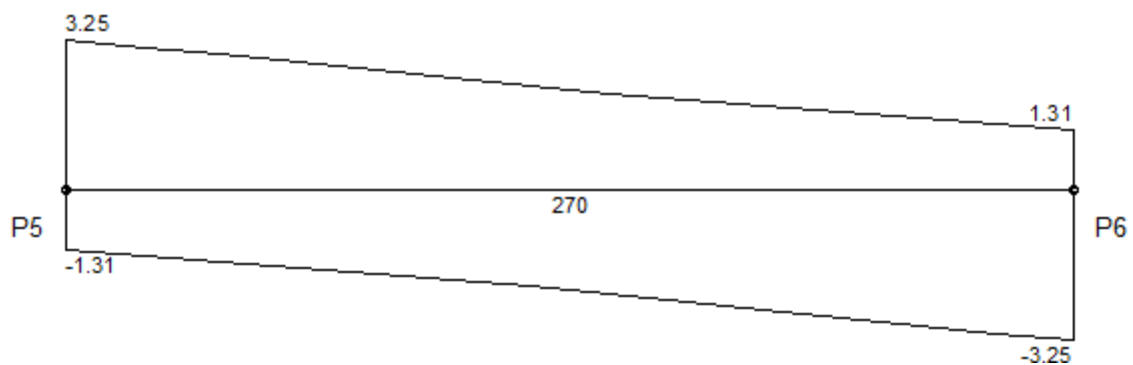
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	52.08	52.08	52.08
Inércia fissurada (m4 E-4)	13.75	13.83	13.75
Momento de fissuração (kgf.m)	8016	8016	8016
Momento em serviço (kgf.m)	-1589	0	-1589
Comprimento do sub-trecho (cm)	135.00	0.00	135.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	52.08		
Multiplicador flecha total	2.03		

Diagramas: VIGA V5 - Mesoestrutura

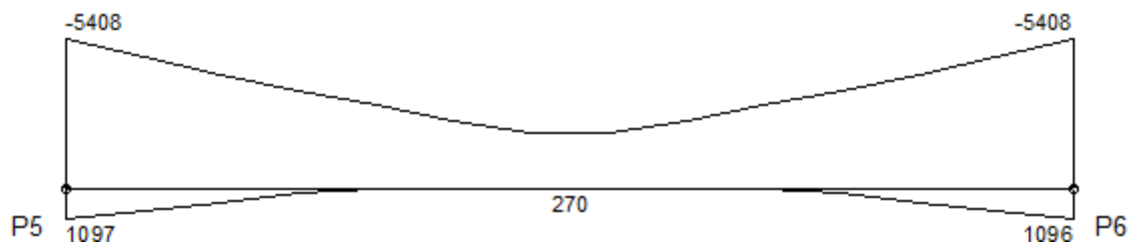
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



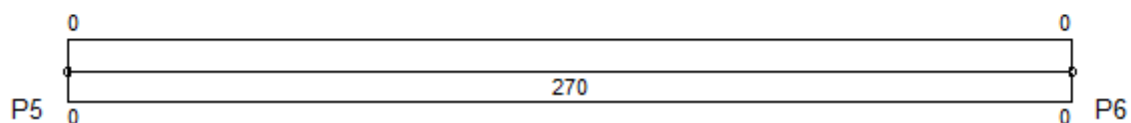
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

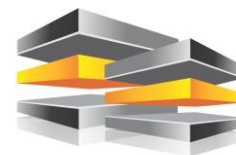


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]



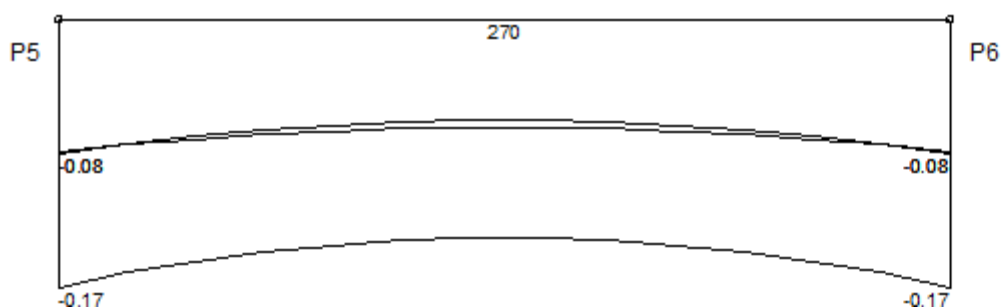


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

—	Flecha elástica
----	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)

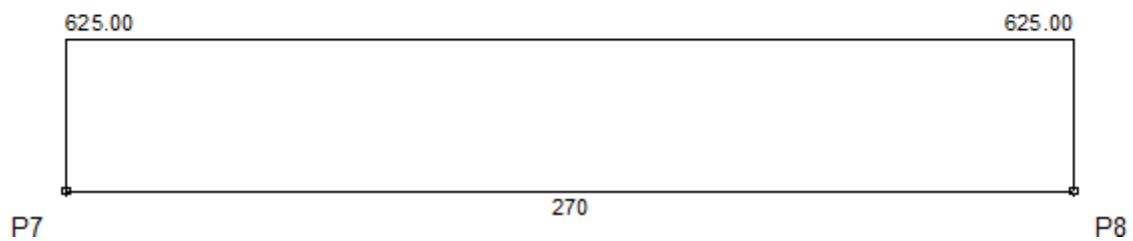


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha elástica	-0.08	0
Flecha imediata	-0.08	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.08	0
Flecha diferida	-0.08	0
Flecha total	-0.17	0

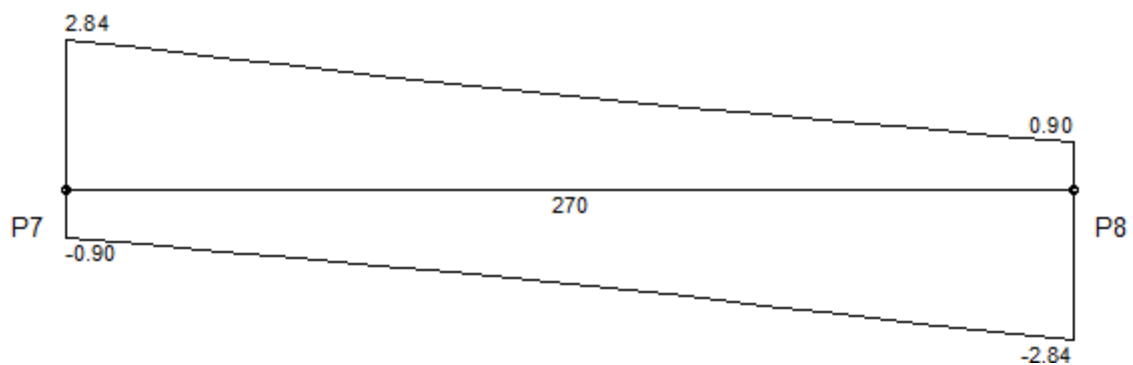
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	52.08	52.08	52.08
Inércia fissurada (m4 E-4)	13.75	13.83	13.75
Momento de fissuração (kgf.m)	8016	8016	8016
Momento em serviço (kgf.m)	-2554	0	-2554
Comprimento do sub-trecho (cm)	135.00	0.00	135.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	52.08		
Multiplicador flecha total	2.03		

Diagramas: VIGA V6 - Mesoestrutura

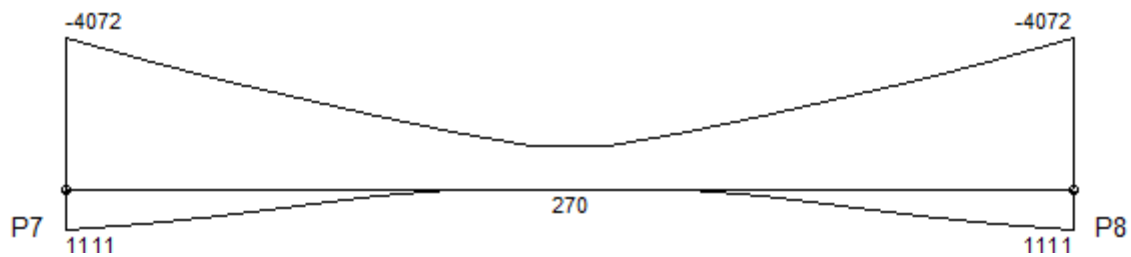
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



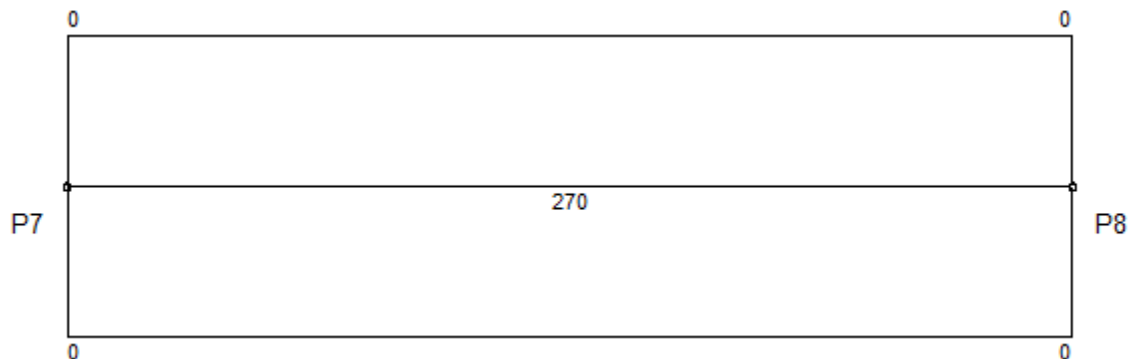
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

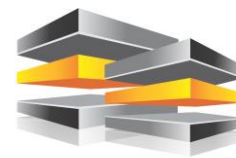


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]



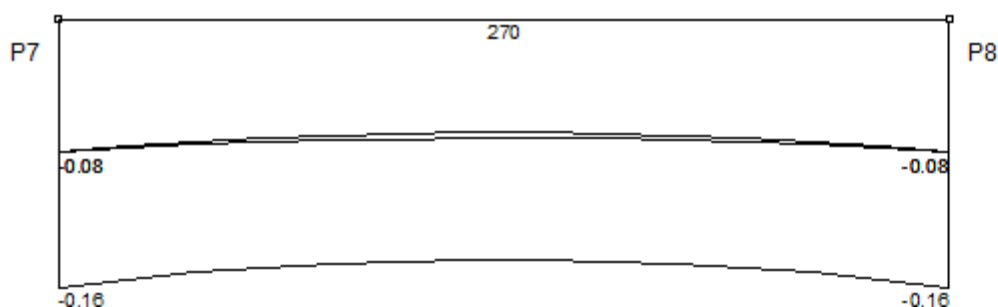


PINHEIRO
E N G E N H A R I A

DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

—	Flecha elástica
----	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)



Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha elástica	-0.08	0
Flecha imediata	-0.08	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.08	0
Flecha diferida	-0.08	0
Flecha total	-0.16	0

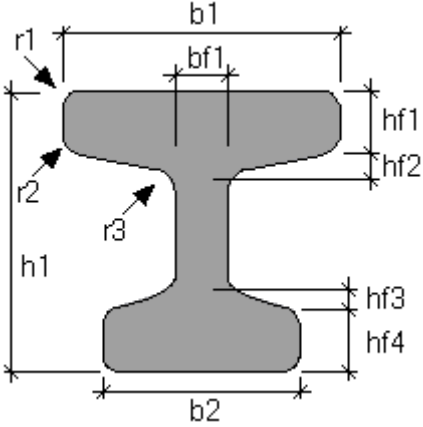
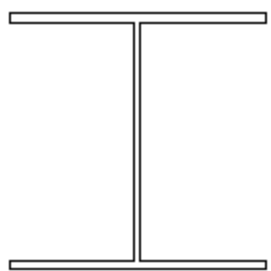
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	52.08	52.08	52.08
Inércia fissurada (m4 E-4)	13.75	13.83	13.75
Momento de fissuração (kgf.m)	8016	8016	8016
Momento em serviço (kgf.m)	-1589	0	-1589
Comprimento do sub-trecho (cm)	135.00	0.00	135.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	52.08		
Multiplicador flecha total	2.03		

Relatório das vigas genéricas

Aço estrutural

Propriedades do material				
Classes	Peso espec. (kgf/m³)	Módulo E (kgf/cm²)	Módulo G (kgf/cm²)	Coef. dilatação (/°C)
ASTM - A242	7850.00	2000000.00	770000.00	0.00001200

Propriedades das seções						
Família Grupo	Seção	Área (cm²)	Ixx (cm⁴)	Iyy (cm⁴)	J (cm⁴)	Peso linear (kgf/m)
Família I CE - Soldados (Seção I)	CS300x62	79.48	13509.10	4276.20	17785.30	62.39

Dimensões		Valor (mm)		
b1		300.0		
b2		300.0		
h1		300.0		
bf1		8.0		
hf1		9.5		
hf2		0.0		
hf3		0.0		
hf4		9.5		
r1		0.0		
r2		0.0		
r3		0.0		

Dados das vigas genéricas do pavimento Mesoestrutura

Dados da viga G1

Dados gerais					
Trecho	Material	Classe	Família	Tipo de seção	Seção
1 - 2	Aço estrutural	ASTM - A242	Família I	Seção I	CS300x62

Esforços							
Pilar Trecho	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
P7				0.36			
1	0.29	-0.05	0.53		468.83		-967.19 -1271.66
P5				0.69			
2	0.29	-0.05	0.53		468.83		-1271.66 -967.19
P3				0.36			

Dados da viga G2

Dados gerais					
Trecho	Material	Classe	Família	Tipo de seção	Seção
1 - 2	Aço estrutural	ASTM - A242	Família I	Seção I	CS300x62

Esforços							
Pilar Trecho	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
V3				0.30			

1	0.13	-0.02	0.55		596.87		-351.64 -1256.41
V2				0.81			
2	0.13	-0.02	0.55		596.87		-1256.41 -351.64
V1				0.30			

Dados da viga G3

Dados gerais					
Trecho	Material	Classe	Família	Tipo de seção	Seção
1 - 2	Aço estrutural	ASTM - A242	Família I	Seção I	CS300x62

Esforços							
Pilar Trecho	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
P8				0.36			
1	0.29	-0.05	0.53		468.83		-967.19 -1271.66
P6				0.69			
2	0.29	-0.05	0.53		468.83		-1271.66 -967.19
P4				0.36			

5. BIBLIOGRAFIA.

ALONSO, U. R. **Estacas Injetadas. Fundações Teoria e Prática**. ABMS/ABEF. São Paulo. p. 361-372. 1996;

ARANHA, I.B., OLIVEIRA, C.H., NEUMANN, R. et al. **Caracterização mineralógica debentonitas brasileiras**. In: Anais do XIX Encontro Nacional de Tratamento de Minérios e Metalurgia Extrativa, Recife- PE, vol. 1, pg.554-561, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14762: **Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro: ABNT; 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8953: **Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro: ABNT; 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14931: **Execução de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT; 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT; 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT; 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR-6123 – **Forças devidas ao Vento em Edificações**. Rio de Janeiro; ABNT; 1988.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7480: **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: ABNT; 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT; 2003.

BANGUELIN, F. e VENON, V. P. **Influence de la Compressibilité des Pieux sur la Mobilisation des Efforts Résistants, de Comportement des Sols Avant la Rupture. Journées Nationales, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussée**. Paris. 1971;

CABRAL. D. A. **O Uso da Estaca Raiz Como Fundação de Obras Normais**. In: 8º COBRAMSEF. ABMS. v. 6. p. 71-82. Porto Alegre. 1986;

CINTRA, J. C. A. e ALBIERO, J. H. **Capacidade de Carga de Estacas**. Publicação 19/85. Escola de Engenharia de São Carlos. p. 1-15. 1985;

COSTA NUNES, A.J. e DRINGERBERG, G.E. - **Sucrease in the bearing capacity of piles by soil precompression through the use of grouting**, Colóquio Internacional "Reforçemente en place des sols et des roches, Paris, outubro, 1984.

DÉCOURT, L. e QUARESMA, A. R. **Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT**. Anais do 6º COBRAMSEF. Vol. 1. Rio de Janeiro. 1978;

MASSAD, F. **Vertical Load Tests on Instrumental Root-Piles**. X Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Estocolmo. 1981;

OLVEIRA, Débora M. de; **Aplicação da técnica de solidificação/estabilização para resíduos oleosos da indústria petrolífera, utilizando solo argiloso e bentonita**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC, 2003.

OLIVEIRA FILHO, U. M. **Fundações Profundas**. D. C. Luzzatto Editores. Porto Alegre. 1985;

PFEIL, Walter; PFEIL, Michele. Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático . Grupo Gen-LTC, 2000.

PINHO, Fernando Ottoboni; BELLEI, Ildony Hélio. Pontes e viadutos em vigas mistas. Instituto Brasileiro de Siderurgia, 2007.

SILVA, João Carlos Jorge Baptista, **Notas de Aula**, Universidade Estadual de Feira de Santana – 1996.

Anexo I

Anotação de Responsabilidade Técnica - ART

Anexo II

Especificações Técnicas de Materiais e Serviços

SERVIÇOS PRELIMINARES E INSTALAÇÕES PROVISÓRIAS

As instalações do Canteiro e Serviços Preliminares compreendem recursos e providências necessárias a perfeita execução das obras e deverão seguir as condições estabelecidas nestas especificações e relacionadas a seguir, atendendo-se entretanto as indicações do projeto.

1.1 MOBILIZAÇÃO E INSTALAÇÃO

A EMPREITEIRA deverá tomar todas as providências relativas à mobilização, imediatamente após a assinatura do CONTRATO e de acordo com os prazos e necessidades estabelecidos no Cronograma de Obra e no planejamento executivo das instalações do Acampamento e do Canteiro de Obras.

Esta mobilização deverá incluir o transporte de materiais, equipamento e maquinário, bem como, o transporte e demais encargos de locomoção de seus empregados e respectivos familiares, se for o caso, até o local das obras.

Instalações do Canteiro

As instalações do Canteiro Industrial da EMPREITEIRA deverão ocupar a área a ser indicada pela FISCALIZAÇÃO para este fim.

O Canteiro Industrial, bem como a sua infra-estrutura, deverão ser construídos a partir do projeto preparado pela EMPREITEIRA, desde que aprovado pela FISCALIZAÇÃO.

Instalações do Acampamento

O acampamento será construído dentro dos limites da área da Obra, em local para este destinado.

A EMPREITEIRA deverá construir as instalações do acampamento dentro das condições mínimas necessárias, a partir de projetos por ela elaborados e aprovados pela FISCALIZAÇÃO.

As seguintes condições mínimas deverão ser consideradas nos projetos:

Alojamentos

O dormitório para operários solteiros deverá ter no mínimo 2,50 m²/pessoa, baseando-se o cálculo em agrupamento com beliche e armários individuais.

A EMPREITEIRA deverá prever nos projetos o fornecimento de todos os móveis, utensílios, instalações e infra-estrutura necessários ao pleno funcionamento destas edificações.

As instalações sanitárias deverão ser dimensionadas em função do número de operários, conforme tabela abaixo:

NÚMEROS DE OPERÁRIOS	QUANTIDADE DE APARELHOS		
	SANITÁRIO	LAVATÓRIO	CHUVEIRO
01 a 05	01	01	01
06 a 14	02	02	02
15 a 30	03	03	03
31 a 50	04	04	04
51 a 80	06	05	05
Acima de 80	1/20 operários	1/20 operários	1/20 operários

Sanitários e vestiários Os vestiários deverão ter área mínimas de 8 m², armários individuais, bancos com dimensões mínimas de 1,20 m para cada chuveiro e o fornecimento de papel higiênico é obrigatório.

Refeitório Deverá ter área mínima de 1,0m²/operário, comportando 1/3 dos operários em cada turno. Deverá dispor de área para lavagem de utensílios.

Instalação de bebedouro na proporção de 1/80 operários.

As mesas deverão ter tampo impermeável e bancos ou cadeiras.

Rede de Distribuição de Água Potável.

As tubulações da rede de distribuição serão em ferro fundido ou PVC, com ponta e bolsa, junta elástica, classe 12. As válvulas de manobra serão do tipo gaveta, com bolsas e cabeçote, classe 12, corpo de ferro fundido ASTM-A-125, partes internas de bronze ASTM-B-62, castelo aparafusado e rosca externa, haste ascendente, apropriadas para instalação direta em tubulação PVC. A EMPREITEIRA deverá ainda projetar e construir,

após aprovação da FISCALIZAÇÃO, o sistema de captação, tratamento e distribuição de água potável, para todo o acampamento, bem como água industrial para o canteiro e obras.

Sistema de Esgotos Sanitários.

O sistema de esgotos sanitários visa a coleta e deposição adequada dos efluentes sanitários do Acampamento. A EMPREITEIRA deverá projetar e executar o serviço de acordo com as normas aplicáveis a instalação deste gênero e os padrões da boa técnica construtiva.

Suprimento de Energia Elétrica.

A EMPREITEIRA deverá projetar e construir todo o sistema de geração e distribuição de energia elétrica do Acampamento e do Canteiro Industrial, incluindo a iluminação pública. Tais instalações deverão ser executadas de acordo com as normas aplicáveis à instalações deste gênero e segundo os padrões da boa técnica construtiva.

Isolamento do Canteiro.

A área do canteiro deverá ser isolada através de cerca de 9 fios de arame farpado até a altura de 2,60 m e mourões de concreto, conforme projeto específico, para evitar a entrada de animais e pessoas estranhas aos serviços nos locais de trabalho. Na entrada principal será mantida uma guarita na qual haverá sempre um vigia que controlará o movimento de entrada e saída de veículos na mesma entrada. A EMPREITEIRA providenciará para que sejam colocadas placas alusivas às obras, da CONTRATANTE da FISCALIZAÇÃO e da EMPREITEIRA e de Sub-EMPREITEIRAS, se houver. Os dizeres e tamanhos das placas serão aprovados pela CONTRATANTE.

1.2 OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DO CANTEIRO

A EMPREITEIRA terá total responsabilidade na operação e manutenção de todas as instalações do Canteiro e do Acampamento, inclusive das estradas, arruamentos, edificações, redes de água, esgoto, drenagem pluvial, energia elétrica, comunicação, refeitório, serviço médico, recreação, coleta e deposição das edificações, infra-estrutura e serviços de apoio. Será responsável também pelo serviço de prevenção de acidentes de seu pessoal e de segurança e vigilância, inclusive dos alojamentos e controle de portaria e dos acessos ao Canteiro de Obra.

1.5 SINALIZAÇÃO

A sinalização especial de proteção e isolamento será constituída de placas padronizadas, e será empregada nos trechos indicados pela FISCALIZAÇÃO que especificará se a mesma deverá ser com iluminação. Será de inteira responsabilidade da EMPREITEIRA todos os contatos necessários à interdição das vias de tráfego junto ao Órgão Competente inclusive a observância das determinações daquele órgão. Somente será permitida a abertura de valas, após adequada sinalização no local, conforme modelos de placas a serem definidos pela FISCALIZAÇÃO. A EMPREITEIRA será responsável pelo funcionamento ininterrupto da sinalização inclusive nos períodos de interrupção dos trabalhos, devendo ainda substituir imediatamente os elementos danificados durante a sua utilização, assim como aqueles que a critério da FISCALIZAÇÃO, não se apresentem com aspecto adequado ou com manutenção precária (pintura, empenos, danificações, etc.). A EMPREITEIRA deverá manter, na obra, permanentemente, vigias de forma que a sinalização permaneça em perfeita condição de funcionamento.

Sempre que necessário, pela localização da frente de serviço, deverão ser colocadas a diferentes distâncias das frentes de trabalho, placas de advertência aos veículos. À noite deverão ser instaladas e mantidas acesas lâmpadas e lanternas vermelhas em cada ângulo ou extremidade da cerca protetora e em cada cavalete. Os custos e providências para energização dos circuitos elétricos serão da responsabilidade da EMPREITEIRA. A sinalização para a obra em questão será de 2 (dois) tipos: - Sinalização com iluminação; □ Sinalização sem iluminação.

1.5 DESMOBILIZAÇÃO

Após a conclusão da obra ou quando determinado pela FISCALIZAÇÃO a EMPREITEIRA deverá fazer a demolição e completa limpeza das áreas ocupadas. Estas áreas deverão ser recuperadas, mediante a remoção de bases, remanejamento do modelado do terreno, correção do solo e plantio de vegetação. Durante o período de utilização do Acampamento a EMPREITEIRA deverá executar e manter o paisagismo do Acampamento em torno das edificações, pátios e vias, de acordo com o projeto a ser fornecido pela EMPREITEIRA e aprovado pela FISCALIZAÇÃO.

2. ESCAVAÇÃO

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.
Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.

Nos desenhos de Projeto estão apresentados esquematicamente as seções básicas, os taludes e as profundidades previstas para as escavações que servirão de base para o desenvolvimento dos trabalhos. A EMPREITEIRA executará todas as escavações nos alinhamentos, declividades e dimensões adequadas, conforme indicados nos desenhos de projeto ou determinados pela FISCALIZAÇÃO. Serão tomadas, igualmente, todas as precauções para preservar, sem abalos, todo o material abaixo ou além dos limites de escavação indicados nos desenhos. Danos causados às escavações, às fundações ou estruturas adjacentes, por atividades da EMPREITEIRA, deverão ser por esta reparados às suas expensas, conforme determinado pela FISCALIZAÇÃO. Todas as escavações que fiquem permanentemente expostas, deverão apresentar taludes estáveis e superfícies com acabamento final uniforme e drenagem adequada. A EMPREITEIRA deverá, outrossim, tomar todas as providências para evitar a ocorrência de desmoronamentos; caso estes ocorram por negligência sua, a critério da FISCALIZAÇÃO, a reparação dos danos e a retirada do material resultante serão feitas às suas expensas. As escavações executadas por conveniência da EMPREITEIRA, como aquelas destinadas as obras provisórias de seu uso, serão às suas expensas, mesmo quando já aprovadas no plano geral de escavação, excetuados os casos onde essas escavações façam parte das Obras permanentes.

Entende-se por escavações obrigatórias as escavações necessárias à realização das Obras permanentes, não incluindo as escavações para a execução de Obras provisórias, ou apenas para obtenção de materiais de construção. As escavações obrigatórias serão encaradas como áreas de empréstimo ou jazidas e, portanto, deverão ser lavradas como tal sempre que nelas ocorrerem materiais adequados a construção de aterros e/ou enrocamentos. Eventuais cortes ou escavações, porventura executados sem a prévia aprovação da CONTRATANTE, se incompatíveis com os projetos, deverão ser reconstituídos a critério da FISCALIZAÇÃO, com materiais adequados a tal fim às expensas da EMPREITEIRA. A CONTRATANTE se reserva o direito de aumentar ou diminuir as dimensões das escavações, assim como variar cotas a atingir, alterar os taludes de cortes e fazer revisões no projeto, sempre que forem consideradas necessárias para construir estruturas estáveis e econômicas.

Este plano será examinado pela FISCALIZAÇÃO, que o aprovará ou modificará a seu critério, objetivando-se escavar um mínimo necessário à execução das obras, sendo o

resultado desta apreciação encaminhado por escrito a EMPREITEIRA. Não serão pagas as escavações que, a critério da FISCALIZAÇÃO, foram desnecessárias à execução dos serviços. Na abertura das valas deverão ser observadas, rigorosamente, as cotas de perfil da geratriz inferior da tubulação e o fundo das valas, previamente regularizado, para que fique absolutamente retilíneo entre duas mudanças de inclinação seguidas. Cuidados especiais deverão ser tomados com terrenos rochosos. O desmonte a fogo será feito sob controle da FISCALIZAÇÃO, evitando-se danos às propriedades próximas. O comprimento das minas e a sua carga serão determinadas a partir das condições locais. As valas devem ter, neste caso, 20 cm a mais que a profundidade normal. A seguir, serão especificadas as principais características das valas.

Formato

A vala deverá ser escavada de forma a resultar numa seção transversal retangular. Caso o solo não possua coesão suficiente para permitir a estabilidade das paredes, admitem-se taludes inclinados a partir do dorso do tubo. Nas adutoras as profundidades das valas, no caso das tubulações serem enterradas, deverão obedecer ao limite máximo admissível de carga, de acordo com o diâmetro e o material da tubulação procurando-se obter um recobrimento igual ou superior a 0,80 m em áreas de tráfego e de no mínimo 0,60 m nas demais áreas.

Largura.

A largura da vala, a menor possível, terá em sua base o valor mínimo de $(D+30\text{cm})$ onde D é o diâmetro nominal do tubo a assentar, em centímetros. A largura mínima admissível é de 50 cm.

Fundo.

Será plano, de forma a permitir o assentamento contínuo da tubulação. No caso em que não seja possível o nivelamento, deverá ser assente uma camada de terra arenosa no fundo, isenta de corpos estranhos, com espessura mínima de 0,10 m, compactada. Se o fundo for rochoso ou rocha decomposta, a camada referida será de 0,15 m no mínimo.

Escavação.

O material escavado será colocado de um lado da vala, de tal modo que, entre a borda da escavação e o pé do monte de terra fique, pelo menos, um espaço de 30 cm. Quando for o caso, durante as escavações, os materiais de revestimento, base e sub-base das estradas de serviço serão depositados separadamente do material comum, para que possam ser reaproveitados nas mesmas condições. Quando a profundidade das valas, o tipo de terreno ou a segurança dos operários o exigirem, serão feitos escoramentos adequados.

Esgotamento.

Sempre que houver necessidade, será efetuado o esgotamento das valas, através de bombeamento, tubos de drenagem ou outro método adequado.

2.1 CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS

Para efeito de classificação dos materiais escavados, serão considerados os critérios descritos a seguir:

Escavação de material de 1ª Categoria

Esta classificação inclui a escavação de todos os tipos de solo, cascalho, pedras soltas e blocos de rocha cujo diâmetro seja igual ou inferior a 15 (quinze) centímetros, em qualquer teor de umidade, executada manualmente ou por meio de equipamentos convencionais.

Escavações para fundações e demais obras permanentes em solo

As escavações para fundações e demais obras permanentes em solo deverão ser executadas nos alinhamentos, declividades e dimensões indicadas nos desenhos de projeto, devendo, entretanto, ser removidos todos os materiais considerados inadequados, a critério da FISCALIZAÇÃO. A EMPREITEIRA desenvolverá as escavações de forma a manter a praça de trabalho com configuração tal que permita o rápido escoamento das águas de chuva ou de infiltração, devendo, outrossim, ser projetado e construído pela EMPREITEIRA o sistema de coleta e retirada de toda água, inclusive por bombeamento,

se necessário, sujeito entretanto, a aprovação da FISCALIZAÇÃO. As cristas dos cortes deverão ser sempre protegidas a montante com valetas ou canaletas drenantes, abertas no terreno natural, de forma a captar as águas superficiais, afastando-as dos taludes.

No caso do corte interceptar o lençol freático, deverá ser construída uma valeta, no pé do talude, que coletará a água do lençol e a conduzirá para um ponto afastado da praça de trabalho. Apresentando o solo tendência a sofrer erosão regressiva, as valas deverão ser preenchidas com materiais granulares filtrantes. Ocorrendo matacões semi-imersos na superfície do talude com diâmetro superior a 0,5m, e sempre que o volume remanescente imerso no solo for inferior a 80% do volume do bloco, deverão os mesmos ser removidos manual ou mecanicamente ou, ainda, com ganchos. Todos os blocos de rocha, situados acima da linha superior do talude que se apresentarem instáveis, a critério da FISCALIZAÇÃO, deverão igualmente ser removidos.

Quando a superfície do terreno, situada acima da crista do corte, apresentar depressões que permitam o empoçamento de águas e conseqüentes infiltrações exageradas que possam comprometer a estabilidade do talude, tais depressões deverão ser preenchidas, a critério da FISCALIZAÇÃO, com material impermeável (solo argiloso) compactado ou drenado. Não se iniciando a construção das estruturas imediatamente após o término das escavações, deverá a área de fundação ser novamente limpa de todo material solto, conforme instruções da FISCALIZAÇÃO. Se, devido a atrasos no início da construção, as condições do terreno de fundação se alterarem, serão feitas novas escavações até a profundidade estabelecida pela FISCALIZAÇÃO, correndo o ônus de tais serviços exclusivamente às expensas da EMPREITEIRA, caso os atrasos que ocasionarem os serviços sejam de sua responsabilidade.

FISCALIZAÇÃO. Em casos de comprovada inadequabilidade de determinados equipamentos propostos pela EMPREITEIRA em seu plano de escavação ou dragagem, tais equipamentos serão substituídos por outros aprovados e sem ônus para a CONTRATANTE. O material proveniente das jazidas deverá estar isento de material estranho como terra, raízes, etc. As exigências para o controle de qualidade do material obtido serão funções da utilização posterior do material. Ao término dos trabalhos, as

jazidas nas margens do rio e expostas à vista, caso existam, devem ser regularizadas, adequadamente drenadas e apresentar taludes estáveis, a critério da FISCALIZAÇÃO.

Escavação de Material de 2ª Categoria

Está classificação inclui a escavação de, rochas fraturadas ou decompostas, removíveis por tratores pesados tipo D8 ou similar, sempre que houver necessidade do uso de escarificadores.

Escavação de 3ª Categoria (Rocha)

Classificar-se-á nesta categoria, todas aquelas formações naturais provenientes da agregação natural de grãos minerais, ligados mediante forças coesivas permanentes e de grande intensidade, com resistência ao desmonte mecânico. Todavia, será requisito para classificar um material como rocha, que tenha uma dureza e textura tal que não possa ser afrouxado ou desagregado com ferramentas de mão e que só possa ser removido com o uso prévio de explosivos, cunhas, ponteiros ou dispositivos mecânicos de natureza semelhante. Considerar-se-ão dentro desta classificação aqueles fragmentos de rocha, pedra solta ou pedregulhos, que, separadamente, apresentem um diâmetro médio superior a 100 cm.

2.2 ESCAVAÇÕES PARA FUNDAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

As escavações para as fundações das estruturas de concreto deverão ser executadas nos alinhamentos, declividades e dimensões indicadas nos Desenhos de Projeto, e deverão em princípio atingir rocha sã, ou conforme determinado pela FISCALIZAÇÃO. Se, ao atingir a cota prevista de fundação, as rochas se mostrarem inadequadas, a FISCALIZAÇÃO autorizará a EMPREITEIRA a levar adiante a escavação até novos limites por ela fixados, sendo o processo repetido quantas vezes for necessário, até atingir uma fundação adequada.

Bota-Fora

Os materiais resultantes das escavações, inadequados ao uso nas Obras, a critério da FISCALIZAÇÃO, serão depositados em bota-fora. A EMPREITEIRA deverá apresentar, com a devida antecedência, para aprovação da FISCALIZAÇÃO, um plano delimitando as áreas, definindo os caminhos e distâncias de transporte, fixando taludes e volumes a serem

depositados. Essas áreas serão escolhidas de maneira a não interferir com a construção e operação da Obra e nem prejudicar sua aparência estética, se adaptando à forma e altura dos depósitos, tanto quando possível. A EMPREITEIRA tomará todas as precauções necessárias para que o material em bota-fora não venha a causar danos às áreas e/ou obras circunvizinhas, por deslizamentos, erosão, etc. Para tanto, deverá a EMPREITEIRA manter as áreas convenientemente drenadas, a qualquer tempo, a critério da FISCALIZAÇÃO. Na conclusão dos trabalhos, as superfícies deverão apresentar bom aspecto, estarem limpas, convenientemente drenadas e em boa ordem. Por instrução da FISCALIZAÇÃO, os materiais em bota-fora poderão vir a ser usados a qualquer momento. A EMPREITEIRA poderá, outrossim, usar o entulho das escavações depositado em bota-fora, para seus próprios serviços no interior da Obra, com prévia autorização da FISCALIZAÇÃO.

2.3 TRANSPORTE E DISPOSIÇÃO FINAL DOS MATERIAIS ESCAVADOS

Os materiais resultantes das escavações poderão ser usados para diversos fins na construção das Obras permanentes e/ou provisórias ao Aproveitamento, conforme sua classificação e de acordo com os Desenhos de Projeto. Assim, por exemplo, se for considerada aproveitável pela FISCALIZAÇÃO, será a rocha oportunamente usada como agregado para concreto ou para construção dos enrocamentos. A EMPREITEIRA, com a supervisão da FISCALIZAÇÃO, será responsável pela classificação do material quanto ao seu futuro uso mantendo, para tanto, controle efetivo nessa seleção, operando diretamente nas frentes de escavação e coordenando os fluxos dos materiais, de forma a satisfazer as exigências da FISCALIZAÇÃO.

3. ESCORAMENTO

A EMPREITEIRA deverá tomar todo o cuidado cabível para evitar a ocorrência de desmoronamentos das escavações executadas ou em execução, providenciando o fornecimento e instalação dos escoramentos provisórios ou definitivos necessários em cada caso, conforme previstos no projeto, ou solicitados pela FISCALIZAÇÃO. Os escoramentos provisórios serão, em princípio, proposto pela EMPREITEIRA, onde julgados necessários e executados de acordo com esquemas executivos a serem apresentados pela mesma, à aprovação da FISCALIZAÇÃO. Escoramentos definitivos, tais como atirantamentos

esporádicos de blocos soltos, serão igualmente propostos pela EMPREITEIRA onde julgados necessários, sempre sujeitos à aprovação da FISCALIZAÇÃO. A EMPREITEIRA será, outrossim, a única responsável pela concepção e pela execução dos esquemas de escoramentos, independentemente da aprovação da FISCALIZAÇÃO, ocorrendo às suas expensas a reparação de danos que possam ocorrer por desmoronamento e a retirada do material resultante.

Escoramento

Serão empregados os tipos de escoramento:

3.1 - FECHADO OU CONTÍNUO

Para as valas em locais sem a presença de lençol de Água será usado o escoramento fechado tipo "Cançoeira" constituído de estacas de madeira com seção mínima de 5 x 30cm, contraventadas por longarinas e estroncas de madeira com seção mínima de (7,5 x 25cm); Para valas em locais com a presença de lençol freático será usado escoramento fechado tipo ensecadeira;

Escoramento fechado constituído de estacas de madeira com seção mínima de 5 x 30 cm, com encaixe tipo macho fêmea, contraventadas com longarinas e estroncas de madeira com seção mínima de 7,5 x 25cm;

- Escoramento fechado em estacas metálicas constituída de estacas metálicas com encaixe estanque
- Escoramento fechado em prancha horizontal constituída de perfis metálicos tipo I de 12" cravados a cada 2,00 metros contraventados com longarinas e estroncas do mesmo perfil metálico. Entre os perfis metálicos serão colocados pranchas de madeira de seção mínima de 5,0 x 30cm apertados de encontro à aba do perfil com cunhas de madeira.

3.2 DESCONTÍNUO

Pontaleteamento utilizado a critério da FISCALIZAÇÃO, quando as condições de solo permitirem;

Aberto: será empregado nas escavações em solos coesivos a profundidade inferiores ao nível do lençol freático. Serão empregadas estacas de madeira com seção mínima de 5 x

30cm, de maneira a cobrir 50% da parede da vala, com contraventamento em longarinas e estroncas de madeira com seção mínima de (7,5 x 25cm).O escoramento de valas com profundidade abaixo do lençol freático, em solos arenosos ou que apresentem reais, dificuldades quanto à fixação a estanqueidade, deverão ter "fichas", aprovadas pela FISCALIZAÇÃO.

Na construção, a variação das "fichas" será função das condições locais, com um mínimo de 0,50m.O escoramento deverá ser dimensionado de acordo com a natureza e profundidade do terreno a ser escavado,, devendo a EMPREITEIRA considerar as dimensões das peças necessárias para se atingir as profundidades do projeto, uma vez que aqui foram fixadas apenas as dimensões mínimas, sendo que as especificações do mesmo local de sua utilização, serão de competência exclusiva da FISCALIZAÇÃO. Em determinados casos, a critério da FISCALIZAÇÃO, poderá ser dispensado o escoramento mediante o tabulamento das paredes laterais da vala, com ou sem sub-vala, sendo o ângulo do talude fornecido pela FISCALIZAÇÃO de acordo com as condições do solo. Neste caso será medido e pago a escavação em excesso executada e nunca o escoramento que poderia ser executado. As estacas deverão ser mantidas em perfeito estado, devendo-se prever recursos para desempenamento e reparo das mesmas, bem como uma renovação periódica do estoque.

A FISCALIZAÇÃO deverá rejeitar estacas que possam comprometer a estabilidade ou estanqueidade do escoramento. Durante a operação de descida dos materiais na vala, deverá ser feito um remanejamento de estroncas, com adição de estroncas provisórias de tal forma que em nenhum momento sejam diminuídas as condições de segurança. A retirada das estroncas e longarinas somente poderá ser efetuada quando o reaterro atingir o nível destas peças. As chapas e pranchas de escoramento vertical, responsáveis pelo fechamento lateral da vala, somente poderão ser retiradas após completado o reaterro, ou quando este tiver atingido um nível que permita sua retirada com segurança, sem afetar o solo adjacente, as obras de superfície, os demais serviços públicos e a própria galeria construída.

4. PREPARO E TRATAMENTO DAS FUNDAÇÕES

O presente item especifica a execução dos serviços de preparo e tratamento das fundações para as estruturas de concreto, terra e/ou enrocamento, a cargo da EMPREITEIRA para construção da Obra, conforme indicados nos desenhos de projeto ou determinados pela CONTRATANTE, ou pela FISCALIZAÇÃO. Os trabalhos compreendem, mas não se limitam, ao seguinte: preparo e tratamento superficial das áreas de apoio das estruturas, quer de terra, quer de concreto; perfuração a percussão ou rotativas, mecânicas ou manuais, para injeções, drenagens ou investigações; ensaios especiais de controle ou investigações complementares; A extensão total dos programas, bem como dos ensaios especiais e investigações complementares, serão definidos pela FISCALIZAÇÃO, em função das condições que se apresentarem durante a execução das Obras. A liberação das fundações é responsabilidade exclusiva da FISCALIZAÇÃO; nenhuma concretagem ou lançamento de materiais de aterro ou enrocamento será realizado sem prévia autorização expressa e por escrito da FISCALIZAÇÃO.

4.1 PREPARO E TRATAMENTO SUPERFICIAL DAS FUNDAÇÕES

Os serviços de preparo e tratamento superficial só serão iniciados pela EMPREITEIRA, após a conclusão dos trabalhos de limpeza e escavação das fundações, tendo a FISCALIZAÇÃO comprovado que as superfícies encontram-se nas cotas e limites finais indicados nos desenhos de projeto e aprovados os materiais subjacentes como adequados para fundação das estruturas previstas em cada caso. Diferentes condições são previstas no projeto, para estruturas em solo e para as estruturas de concreto, conforme a seguir especificado.

Considerações Gerais

As estruturas e fundações diretas serão sempre executadas conforme projetos específicos e orientações da FISCALIZAÇÃO, obedecendo-se o cronograma estabelecido para a obra.

Considerações Específicas

Lastros

Os lastros sob estruturas ou fundações diretas serão constituídos de duas camadas: a primeira, de pedra britada nº 2; a segunda, de concreto não estrutural. A espessura das camadas será de no mínimo 5 cm cada, ou conforme projeto. A camada de pedra britada, lançada sobre o terreno devidamente regularizado e apiloado, deverá ser compactada através de soquetes de madeira ou equipamento mecânico apropriado. O lançamento do concreto não estrutural deverá ser acompanhado de apiloamento com soquetes de madeira, com o cuidado de não ocasionar a segregação dos materiais. A superfície deverá ser regularizada e perfeitamente nivelada através de régua de madeira. Nos casos de fundações por estacas, os blocos deverão apoiar-se diretamente sobre as mesmas. Os lastros, portanto, deverão ocupar a área dos blocos sem interferir na união estaca-bloco.

Embasamento

Embasamento é o material a ser disposto na vala, a fim de que a tubulação assentada resista melhor aos esforços externos atuantes sobre ela. O tipo de embasamento para assentamento das tubulações deverá ser de material granular, em função do tipo de solo, cargas atuantes e tipo de tubulação. O tubo será assentado sobre uma base de material granular fino, cuja espessura não deve ser inferior a 10 cm. A vala será aterrada até uma altura mínima de 30 cm acima da geratriz superior do tubo, com material granular cuidadosamente disposto a mão de modo a preencher todo o espaço sob e adjacente do tubo, sendo completamente compactado, em camadas de no mínimo 15 cm de espessura.

4.2 FUNDAÇÃO EM SOLO

Após os trabalhos de expurgo das camadas superficiais indesejáveis e após terem sido removidos todos os materiais ou blocos soltos e instáveis, a superfície da camada de solo da fundação será revolvida na espessura mínima de 20cm de profundidade, sendo a

seguir o material compactado sob as condições de umidade em torno da ótima e grau de compactação no mínimo igual a 100%, As condições de compactação deverão obedecer às prescrições, conforme definido no item 9. A compactação far-se-á, de preferência, com rolo pé-de-carneiro, que permita atender melhor a pequenas depressões, sem prejuízo da boa compactação desejada. Em casos especiais, ocorrendo bolsões mais profundos em áreas diminutas, poderão ser empregados, a critério da FISCALIZAÇÃO, "sapos" mecânicos, preferivelmente pneumáticos.

Nas áreas onde a superfície de apoio ficar exposta à intempéries, resultando fenômeno de fissuramento por ressecamento, deverá o solo ser removido até a profundidade onde forem detectadas as fissuras, e a seguir, recompactado. Caso estas fissuras alcancem pequena profundidade, o tratamento será limitado à escarificação do material até onde alcançarem as trincas e a seguir umidificado e compactado nas condições acima especificadas. Após a compactação da camada superficial, a perfeita ligação com o aterro sobrejacente será garantida escarificando-se a superfície de apoio, com grade de discos ou de ancinhos, até a profundidade de 5 cm, sendo a seguir lançada a primeira camada do aterro.

4.3 FUNDAÇÃO EM ROCHA

Concluídas as escavações para remoção da camada de solo sobrejacente e de todo bloco de rocha solto, bem como da camada superficial de rocha alterada mole, será a superfície de apoio limpa com jatos de ar, de modo a evidenciar as irregularidades e imperfeições da rocha, tais como fissuras abertas, fendas e depressões. Na região sob espaldares, a superfície será regularizada, preenchendo-se as fendas abertas com argamassa de cimento ou com concreto. As depressões de maior diâmetro serão preenchidas com areia e brita corrida, ou ainda, com pedras-de-mão. Blocos de rocha salientes, apresentando taludes negativos, deverão ser removidos a frio, ou então, regularizados com concreto. Na região de fundação em rocha sob o núcleo argiloso, além da limpeza com jato de ar e remoção dos blocos soltos serão as fissuras e fendas tratadas. O tratamento das fissuras abertas consistirá no seu preenchimento com calda de cimento,

com auxílio de vassoura rija e trinchas metálicas, tomando-se cuidado para evitar o acúmulo da calda nas superfícies de rocha não fraturada.

Caso isto se verifique, a EMPREITEIRA removerá a película de calda de cimento acumulada, empregando escovão de aço e limpeza com jatos e ar e/ou água. Fendas com aberturas centimétricas deverão ser preenchidas com argamassa de cimento e areia e as depressões de maiores dimensões com concreto. Onde houver taludes negativos em rocha, estes deverão ser regularizados a frio ou então preenchidos com concreto de forma ter taludes de 3V e 1H. O tratamento de superfície por injeções e drenagens, deverá, outrossim, estar concluído antes do lançamento da primeira camada do aterro argiloso, tendo sido os tratamentos aceitos pela FISCALIZAÇÃO e a fundação liberada para prosseguimento dos trabalhos.

4.4 TRATAMENTO DE INFILTRAÇÕES E NASCENTES

Infiltrações e nascentes na área de fundação serão isoladas e drenadas, de modo a não interferirem com as operações de preparo da fundação de áreas vizinhas e no lançamento dos aterros. As valas deverão ser executadas exclusivamente paralelas ao eixo da obra e, após o término dos trabalhos de bombeamento, deverão ser injetadas com calda de cimento, em circuito aberto. Os poços serão verticais, em tubos de concreto no diâmetro mínimo de 0,60m, furado no trecho inferior, com juntas vedadas, alteados durante os trabalhos, de modo que a extremidade superior do último tubo esteja sempre acima da superfície e da obra.

A água afluyente aos poços deverá ser bombeada continuamente para fora dos limites das obras, mantendo-se o nível d'água abaixo da cota da fundação, ou 4 m abaixo da superfície do aterro adjacente. Quando a obra adjacente ao tubo houver ultrapassado 4,0 m acima do nível d'água estático no interior do tubo, o poço será preenchido com cascalho ou brita, com dimensões mínimas de 19 mm, deixando-se um tubo de PVC rígido, dentro do tubo de concreto até o fundo, recuperável após as injeções. O tubo de PVC terá diâmetro igual ou superior a 1" e seu metro inferior perfurado. Através deste tubo, far-se-á a injeção de calda de cimento com relação água/cimento inferior a 1. A injeção será de baixa pressão, permitindo-se o uso de bombas manuais a critério da FISCALIZAÇÃO.

4.5 FUNDAÇÃO PARA AS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Cuidados especiais deverão ser tomados nas fundações das estruturas de concreto das obras, removendo-se todos os blocos soltos somente com auxílio de alavanca. Medidas deverão ser tomadas no sentido de localizar furos de antigas sondagens, eventualmente não obturados, ou mesmo investigar furos de desmorte que se prolonguem abaixo da cota de fundação. Tais orifícios deverão ser limpos por meio de jatos de ar e água e preenchidos inteiramente com argamassa de cimento, conforme orientação da FISCALIZAÇÃO. As superfícies rochosas da fundação das estruturas de concreto deverão estar isentas de óleo, pó, lama, sujeira, água e fragmentos de qualquer material estranho solto e/ou decomposto, antes do lançamento do revestimento de proteção ou da primeira camada de concreto estrutural, passando por uma limpeza total através de jatos de ar comprimido e/ou água aplicados pneumáticamente, a fim de proporcionar limpeza que possa garantir uma perfeita aderência entre o maciço rochoso e o concreto. O revestimento que for danificado pelo calor do tráfego, ou outras causas, deverá ser removido e reparado às expensas da EMPREITEIRA.

5. OBRAS DE CONCRETO

O presente item tem por objetivo estabelecer as condições técnicas a serem observadas na execução das construções em concreto. As condições técnicas abrangem:

as especificações de qualidade dos materiais a serem empregados; os critérios para a definição das dosagens de concreto e argamassa; procedimentos e cuidados gerais a serem observados no preparo, transporte, lançamento, adensamento, proteção e cura do concreto e argamassa; diretrizes gerais para execução das formas, armações, juntas, reparos e controle da qualidade;

5.1 MATERIAIS PARA CONCRETOS E ARGAMASSAS

Aglomerante

Tipos Todos os cimentos a empregar nas obras deverão obedecer às Normas e Especificações da ABNT. Será utilizado o cimento Portland comum 320, cujas características estão contidas na EB-1 e EB-208 da ABNT, devendo atender, principalmente, aos tópicos II e V da C - 150 da STM para obras em contato com meios agressivos, a menos que, em determinadas condições, esteja ou não previsto no projeto, seja necessária a utilização de cimentos especiais em cujo caso serão seguidas as determinações da FISCALIZAÇÃO.

Inspeção Preliminar de Recebimento

O cimento poderá ser entregue no local da OBRA a granel, em "containers", ou em sacos. Os "containers" ou graneleiros deverão ser lacrados na fonte, não sendo aceitos no local da OBRA quando se encontrarem violados. No caso do cimento ter sido contaminado durante o embarque, manuseio ou estocagem, deverá ser prontamente removido do local da OBRA. Para o cimento fornecido em sacos, dever-se-á verificar sua integridade, não sendo aceitos os que estiverem rasgados ou úmidos. Os sacos que contiverem cimento parcialmente hidratado, com formação de grumos que não sejam total e facilmente desagregados com leve pressão dos dedos, não serão aceitos. O "Certificado de Produção" deverá ser entregue no ato do recebimento do lote. Os lotes serão considerados distintos quando:

- forem de diferentes procedências;
- não forem recebidos numa mesma data;
- tiverem mais de 400 sacos, ou 25 toneladas, se o transporte for a granel.

Armazenamento

A estocagem e o armazenamento deverão ser feitos de modo a possibilitar, facilmente, a verificação da procedência e data da entrega, bem como a eventual separação dos diversos lotes. O cimento deverá ser armazenado em local suficientemente protegido

da ação das intempéries, da umidade e de outros agentes nocivos à sua qualidade. As pilhas de cimento deverão ser feitas sobre estrado de madeira de 10 cm de altura, e não poderão estar em contato com as paredes ou teto do depósito. Também não deverão ser constituídas de mais de 10 sacos, na vertical. Lotes recebidos em datas distintas deverão ser armazenados de maneira a facilitar sua inspeção e seu emprego na ordem cronológica de recebimento. Cuidados especiais no armazenamento serão necessários quando estiverem sendo utilizados cimentos de marcas diferentes, de forma a impedir troca involuntária.

Quando entregues a granel, os cimentos deverão ser depositados em silos distintos, caso sejam de diferentes procedências. Os silos deverão ser periodicamente inspecionados, com a finalidade de se verificar a eventual formação de crostas, aderidas às paredes, que venham a prejudicar o funcionamento do sistema de abastecimento da central. Nenhum cimento estocado por mais de três meses, a granel, em sacos ou "containers" deverá ser usado sem antes ter sido reensaiado e aprovado pela FISCALIZAÇÃO.

Controle da Qualidade

O controle da qualidade do cimento será feito em amostras colhidas do lote, através dos seguintes ensaios: finura pelo resíduo na peneira ABNT 0,075 mm (NBR-7215); superfície específica Blaine (NBR-7224); estabilidade de volume pelo método Le Chatelier (NBR-7215); tempo de início e fim de pega (NBR-7125) e resistência à compressão (NBR-7215). Para o primeiro lote recebido executar-se-ão, adicionalmente, a análise química segundo método NBR-8347 e a determinação de atividade pozolânica segundo método NBR-5753.

CrITÉRIOS para Aceitação ou Rejeição dos Lotes

Os resultados dos ensaios da amostra de cada lote deverão satisfazer às condições impostas pela respectiva especificação da ABNT, sendo que o não atendimento implicará na rejeição do lote. Sacos que apresentarem variações superiores a 3% do peso nominal

poderão ser rejeitados. Se o valor médio obtido pelas pesagens de 100 unidades for menor do que o peso correspondente a 100 vezes o peso nominal de cada unidade, poder-se-á rejeitar toda a partida, a critério da FISCALIZAÇÃO.

Agregados

Condições Gerais

Os agregados para a confecção de concretos e argamassas serão procedentes da classificação de areias e pedras existentes em depósitos naturais ou do britamento de rocha sã extraída de pedreiras. Em qualquer caso cumprirão as condições exigidas nos itens 81 e 83 da NB-1, bem como, as especificações da EB-4.A EMPREITEIRA, submeterá à aprovação da FISCALIZAÇÃO as pedreiras ou depósitos que, para a obtenção dos agregados, tenha previsto explorar, aportando quantos elementos justificativos sejam requeridos pela FISCALIZAÇÃO. A FISCALIZAÇÃO poderá rejeitar aquelas pedreiras ou depósitos que forneçam materiais com falta de uniformidade que exijam um controle demasiado intenso de suas características.

Agregados

Miúdos

Os agregados miúdos a serem utilizados deverão atender às condições específicas indicadas na Tabela Nº 8.1. Caso não se verifique o atendimento a estas exigências, a FISCALIZAÇÃO poderá autorizar sua utilização após realização do ensaio de qualidade de areia (NBR-7221), caso a queda de resistência seja de no máximo 15% comparativamente aos resultados obtidos com areia de comparação e permita a preparação de concretos que atendam as resistências características exigidas no projeto. Havendo variação superior a 0,2 no módulo de finura, em relação ao módulo de finura da amostra adotada no estudo de dosagem, dever-se-á verificar a necessidade de ajustes nos traços de concreto. A areia deverá ser lavada e de rio, não se permitindo o uso de areia de cava (estrada) ou de areia

salitrada. Os agregados miúdos conterão a suficiente quantidade de elementos finos, inferiores a 1,25 mm, a fim de se conseguir a impermeabilidade do concreto.

Agregados Graúdos

O agregado graúdo, consistirá de pedras britadas mecanicamente através de britador e/ou seixos rolados isentos de substâncias nocivas, como torrões de argila, etc., cuja granulometria atenda a EB-4. O agregado quando a ser utilizados nos concretos, será constituído pela mistura em proporções convenientes, de acordo com os estudos de dosagem racional dos traços especificados e aprovados pela FISCALIZAÇÃO. Em geral o tamanho máximo de agregado graúdo será inferior a 4/5 de espaçamento entre armaduras e a 1/3 da espessura mínima da estrutura. Em qualquer caso o tamanho máximo não será superior a oitenta milímetros (80mm). Os agregados graúdos deverão atender às condições específicas indicadas na Tabela Nº 8.1. Caso não se verifique o atendimento a essas exigências, a FISCALIZAÇÃO poderá autorizar sua utilização desde que através de ensaios experimentais, o consumo de cimento, a relação água/cimento e a resistência do concreto atendam ao especificado.

TABELA Nº 8.1 CONDIÇÕES ESPECÍFICAS DOS AGREGADOS PARA CONCRETO

Determinação_Agregado	Miúdo_Agregado	Graúdo	Análise
mineralógica dos agregados graúdos e miúdo.	_____	_____	_____
Torrões de Argila	≤ 1,5%	≤ 2,0%	(NBR-7218).
Materiais Carbonosos	≤ 0,5%	≤ 0,5%	(ASTM C-123).
Material Pulverulento	≤ 3,0%	≤ 1,0%	(NBR-7219).
Impurezas Orgânicas	≤ 300p.p.m	_____	(NBR-7220).
Abrasão Los Angeles	≤ 30,8%	_____	(NBR-6465).
Sanidade em cinco ciclos	≤ 10%	≤ 12%	(ASTM C-88)
pelo Sulfato de Sódio	Composição	Variação	≤ 0,2
Granulométrica	no módulo de	_____	(NBR-7217)
finura	relativamente à amostra	_____	_____

empregada na dosagem em utilização__Obs.: As determinações de materiais carbonosos, abrasão Los Angeles, sanidade em cinco ciclos e análise mineralógica, serão incluídas na relação de ensaios para a aprovação das fontes de suprimento, e sempre que houver mudança do material ou destas fontes. Os blocos para emprego em alvenaria de pedra e/ou concreto ciclópico deverão ser provenientes de rocha sã, não sofrendo desgaste superior a 15% quando submetidos ao ensaio de ciclagem de água-estufa (método CESP-MCA 13).

Inspeção Preliminar de Recebimento

Os agregados recebidos deverão ser isentos de materiais que possam contaminá-los, rejeitando-se os carregamentos que apresentarem padrões duvidosos. Deverão também ser os mais próximos possíveis dos agregados utilizados no estudo da dosagem, sendo, portanto, necessária a permanência na OBRA de amostras de referência de aproximadamente 5 kg de cada fração para comparação visual, e dos resultados de caracterização dos materiais obtidos anteriormente em laboratório.

Armazenamento

As pilhas de estoque deverão ser protegidas de enxurradas de águas pluviais e convenientemente espaçadas, evitando-se mistura de agregados de diferentes dimensões, antes do preparo do concreto. Os locais de armazenamento serão silos ou depósitos independentes e, para cada um deles, a FISCALIZAÇÃO determinará as tolerâncias em que será permitida a presença de elementos de tamanhos superiores ou inferiores aos limitantes de cada categoria. O piso destinado a depósitos de agregados deverá receber tratamento ou, em caso contrário, não se utilizarão os trinta centímetros (30 cm) finais das bases das pilhas. O conteúdo de umidade do agregado fino deverá permanecer constante em cada silo ou depósito, no mínimo, em cada jornada de trabalho, devendo o EMPREITEIRO tomar as medidas necessárias para o cumprimento desta determinação, entre as quais estará incluída a previsão dos meios adequados, para determinar na obra o valor do conteúdo de umidade, de maneira rápida eficiente. Nas operações de carga e descarga dos agregados, deverão ser tomados cuidados para não contaminá-los com óleos, graxas e materiais terrosos, possíveis de serem trazidos pelos veículos.

Controle da Qualidade

O controle da qualidade dos agregados será feito através de inspeções aos depósitos e por ensaios realizados em amostras colhidas de acordo com a NBR-7216 para cada 100m³, ou sempre que houver aparente variação nas características. cada amostra

deverá ser submetida aos seguintes ensaios: granulometria, torrões de argila, material pulverulento e impurezas orgânicas. Os agregados compor-se-ão de elementos limpos, sólidos e resistentes, de uniformidade razoável, sem excesso de formas lamelares, alongadas ou facilmente desintegráveis e isento de pó, sujeira, argila ou outras matérias aderidas. A FISCALIZAÇÃO poderá exigir a lavagem dos agregados até a eliminação das impurezas inaceitáveis. As substâncias prejudiciais que podem conter os agregados não excederão limites estabelecidos na EB-4, devendo ser realizados todos os ensaios relacionados na EB-4 para sua aceitação ou rejeição.

Critérios para Aceitação ou Rejeição do Lote

Os resultados dos ensaios das amostras de cada lote deverão satisfazer às condições especificadas

Água de Amassamento

A água destinada ao amassamento dos concretos e argamassas deverá ser isenta de teores prejudiciais de substâncias estranhas, e atender aos seguintes limites: PH 5,8 a 8 __matéria orgânica (expressa em oxigênio consumido) ≤ 3 mg/l __resíduo sólido ≤ 5.000 mg/l __sulfatos (expresso em íons SO_4^{--}) ≤ 300 mg/l __cloretos (expresso em íons Cl^-) ≤ 500 mg/l __açúcar ≤ 5 mg/l __No caso de ser considerada suspeita, a critério da FISCALIZAÇÃO, a água só poderá ser utilizada se: permitir a preparação de pasta(s) e consistência normal (NBR-7215) com o(s) cimento (s) a ser (em) empregado (s) na OBRA, cujo(s) tempo(s) de início de pega não difira(m) de mais de 30 minutos daquele(s) de pasta(s) preparada(s) com o(s) mesmo(s) cimento(s) e água considerada de qualidade comprovada; permitir a preparação de argamassa(s) de consistência normal (NBR-7215) com o(s) cimento(s) a ser(em) empregado(s) na OBRA, cuja resistência média à compressão (NBR-7215), aos 28 dias de idade, não seja inferior a 85% da resistência média correspondente à argamassa preparada com o(s) mesmo(s) cimento(s) e água considerada de qualidade comprovada. O local de armazenamento da água deverá impedir o contato direto dos operários, não permitindo eventuais contaminações com óleos, graxas, sabões,

detergentes ou outras substâncias estranhas que possam provocar manchas nas superfícies do concreto.

Ensaio

Todos os ensaios se executarão de acordo com os Métodos de Ensaio da ABNT. As características da água a empregar em argamassa e concretos se comprovarão antes de sua utilização, mediante a execução da série completa ou reduzida de ensaios que julgar conveniente a FISCALIZAÇÃO.

Aditivos

Generalidades

Visando a obtenção de concretos e argamassas com mínimo consumo de água, maior trabalhabilidade, menor retração hidráulica e maior impermeabilidade, poderão ser empregados, a critério da FISCALIZAÇÃO, aditivos redutores de água e retardadores de pega, conforme sejam necessários para atender à funcionalidade da estrutura ou às condições da sua execução. Não poderão ser utilizados aditivos contendo cloretos. Os aditivos deverão atender às exigências do projeto de norma nº 18:06.02-001/85 da ABNT e ser fornecidos, de preferência, na forma líquida. A porcentagem do aditivo deverá ser fixada conforme recomendações do fabricante, aprovadas pela FISCALIZAÇÃO, levando em consideração a temperatura ambiente e o tipo do cimento, devendo ser previamente comprovado o seu desempenho.

Armazenamento

Os aditivos deverão ficar abrigados das Intempéries, umidade e calor. O armazenamento deverá possibilitar o uso dos aditivos em ordem cronológica de entrega e fácil distinção entre os tipos para se evitar troca Involuntária.

Controle da Qualidade

A eficiência do desempenho de aditivos deverá ser previamente comprovada em ensaios comparativos de concretos preparados com os mesmos materiais empregados na OBRA, com e sem o uso dos aditivos. Os ensaios comparativos para avaliação do comportamento físico dos aditivos abrangerão as seguintes determinações: tempos de início e fim de pega; resistência à compressão axial em concreto com consumo de 350 kg de cimento por metro cúbico de concreto, de mesma consistência que a empregada na OBRA para o traço em questão, nas idades de 3, 7, 28 e 90 dias.

Para cada fornecimento de um tipo de aditivo será constituída uma amostra representativa, conforme diretrizes do projeto de norma nº 18:06.02-001/8 a ABNT. Aditivos que tiverem idade superior a 6 meses de fabricação, deverão ser necessariamente reensaiados para verificação de sua eficiência. Caso o fabricante especifique tempo de armazenamento inferior a 6 meses, esse prazo deverá ser considerado para os reensaios.

Crítérios para Aceitação e Rejeição do Lote

O lote será rejeitado se não atender as condições impostas pelo projeto de norma nº 18:06.02.001/85 da ABNT, referidas aos resultados obtidos com as misturadas preparadas sem o emprego do aditivo.

Acelerador de Pega

Caso se torne necessário, se utilizará acelerador de pega Vedacit Rápida CL ou similar para argamassas e concretos em dosagem controladas e definida pela FISCALIZAÇÃO e concretos em dosagem controladas e definida pela FISCALIZAÇÃO de maneira que não alterem as características finais dos concretos e argamassas.

Aços

Generalidades

As barras deverão, para as suas classes e/ou categorias, atender às exigências das seguintes especificações da ABNT: NBR-7480: Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para concreto armado. O aquecimento e solda de barras somente poderão ser executados após prévia aprovação do processo a ser utilizado, comprovado através de ensaios de laboratório, e com autorização da FISCALIZAÇÃO.

Aço comum para Armadura

O aço comum a empregar em armaduras deverá cumprir as condições impostas pela NB-1 e NB-2, bem como pela EB-3/1967 e anexo. Bastará, para a recepção na obra, a apresentação de um certificado de Laboratório Oficial que confirme o cumprimento das condições anteriores.

Aço Especial para Armadura

O aço especial para armaduras cumprirá as mesmas condições especificadas no tópico anterior, exceto o que se indica a seguir: Os aços especiais estriados a frio cumprirão a condição de alongamento de ruptura, medindo-se dito alongamento após submetido o aço a um processo de envelhecimento acelerado a duzentos e cinquenta graus centígrados durante duas horas. O limite elástico característico do aço especial será, como mínimo, igual a quatro mil e seiscentos quilogramas por centímetro quadrado (4.600 kg/cm²).

Inspeção Preliminar de Recebimento

As partidas de barras de aço deverão ser recebidas na presença da FISCALIZAÇÃO, que aprovará o local de descarga e determinará a separação dos lotes, de acordo com os critérios estabelecidos nas especificações da ABNT. Os lotes deverão ser demarcados e sinalizados. Numa inspeção preliminar deverá ser verificado se a partida está de acordo

com o pedido, e se apresenta homogeneidade geométrica, assim como isenção de defeitos prejudiciais, tais como: bolhas, fissuras, esfoliações, graxas e lamas aderentes.

Armazenamento

Todo aço deverá ser estocado em área previamente aprovada pela FISCALIZAÇÃO. Os depósitos deverão ser feitos sobre estrados de madeira ou similar, de modo a permitir a arrumação das diversas partidas, segundo a categoria, classe e bitola. Os aços para concreto armado deverão ser depositados sobre travessa e madeira mantendo as barras no mínimo 30 cm acima do solo. O solo subjacente deverá ser firme, com leve declividade e recoberto com camada de pedra britada. Caso as barras apresentem sinais de corrosão, a FISCALIZAÇÃO poderá exigir ensaios que comprovem o atendimento às especificações da ABNT, ou determinar os cuidados a serem observados para seu emprego.

Controle da Qualidade

Barras de Aço para Concreto Armado

Deverão ser divididas em lotes, devendo ser amostrados corpos de prova para determinações que verifiquem, através dos ensaios relacionados a seguir, o atendimento às condições especificadas na NBR-7480 da ABNT:

massa real (NBR-7480); tração (NBR-6152), determinando-se a resistência característica de escoamento, a resistência convencional à ruptura e o alongamento após ruptura; dobramento (NBR-6153). Para a divisão em lotes deverão ser consideradas as massas máximas indicadas na NBR-7480 da ABNT. *Critérios para Aceitação ou Rejeição do Lote* As amostras ensaiadas deverão atender às respectivas especificações. Poderão ser rejeitadas as partidas que apresentem falta de homogeneidade geométrica e/ou defeitos prejudiciais. Os ensaios prescritos no item 8.2.5.4 anterior, poderão ser realizados ainda no fornecedor, com anuência da FISCALIZAÇÃO, seguindo o aço para a OBRA já liberado.

Neste caso, todos os feixes deverão estar lacrados, com o lacre envolvendo todo o feixe e preso em uma das amarrações deste. As partidas deverão seguir acompanhadas do respectivo certificado de ensaio emitido por laboratório especializado idôneo.

Critérios para Colocação das Armaduras

As barras de aço deverão ser colocadas de acordo com os desenhos do projetos obedecendo-se à classe, categoria, diâmetro, posicionamento, quantidade, comprimento, dobramento e emendas. Nos locais de dobramento das barras não deverão ocorrer fissuras ou esfoliações. Os dispositivos colocados na montagem das armaduras deverão assegurar a permanência das barras e telas em sua posição durante o lançamento e adensamento do concreto. Deverão ser usados dispositivos que mantenham o corrimento necessário da armadura, conforme indicado nos desenhos do projeto, tomando-se cuidado no lançamento do concreto para não deslocá-los de sua posição correta. Caso estes dispositivos sejam executados com argamassa, esta deverá apresentar a seguinte composição, em massa com os materiais secos, e de mesma origem dos utilizados na preparação dos concretos:

cimento: 1,00 kg

areia : 3,00 kg

água : 0,50 kg

A variação no cobrimento da armadura deverá atender ao limite previsto no item desta ESPECIFICAÇÃO. A EMPREITEIRA deverá fornecer o aço destinado às armaduras, inclusive todos os suportes, cavaletes de montagem, arames para amarração, etc., bem como deverá estocar, cortar, dobrar, transportar e colocar as armaduras. As armaduras a serem utilizadas deverão obedecer as prescrições da NBR 7480 e NBR 7481. Os cimbramentos de armaduras serão aqueles indicados no projeto, ou em caso de omissão os valores mínimos recomendados pela NBR 6118. O espaçamento deverá ser controlado pela contratada de modo a atender aos cobrimentos especificados, durante os serviços de concretagem. As armações que sobressaírem da superfície de concreto (esperas), deverão ser fixados em sua posição através de meios adequados. O dobramento das barras, eventualmente necessário aos trabalhos de impermeabilização e outros, deverá ser feito

apenas com uma dobra. As emendas das barras deverão ser executadas de acordo com o especificado pela NBR 6118.

Qualquer outro tipo de emenda só poderá ser utilizado mediante a aprovação prévia da FISCALIZAÇÃO. No caso de emenda por solda a contratada se obriga a apresentar, através de laboratório idôneo, o laudo de ensaio do tipo de solda a ser empregado, para aprovação da FISCALIZAÇÃO. A armadura será cortada a frio e dobrada com equipamento adequado, de acordo com a melhor prática usual e NBR 6118 da ABNT. Sob circunstância alguma será permitido o aquecimento do aço da armadura para facilitar o dobramento. A armadura, antes de ser colocada em sua posição definitiva, será totalmente limpa, ficando isenta de terra, graxa, tinta e substâncias estranhas que possam reduzir a aderência, e será mantido assim até que esteja completamente embutida no concreto. Os métodos empregados para a remoção destes materiais estarão sujeitos à aprovação da FISCALIZAÇÃO.

A armadura será apoiada na posição definitiva, como indicado no projeto e de tal maneira que suporte os esforços provenientes do lançamento e adensamento do concreto. Com o fim de se garantir o recobrimento especificado dos ferros pelo concreto, as armaduras, serão afastadas das fôrmas por blocos curados de argamassa no traço de 1:2 de cimento e areia, nas dimensões 5 cm x 5 cm, que deverão ter no interior dois pedaços de arame recozido e que terão pontas salientes de 10 cm para amarrar os blocos nos ferros. Serão utilizados tais blocos nas quantidades de 3 (três) para cada 1,0 m de comprimento de viga, um no fundo e dois aos lados, desencontradamente, e 1 (um) para cada metro quadrado de laje ou cortina. Para garantir o afastamento previsto entre as armaduras nas cortinas e pilares, serão usados cavaletes de ferro Ø 1/4" que devem ficar fixados pelas partes internas das armaduras, sem ultrapassar o recobrimento, na quantidade de 1 (um) por metro quadrado de cortina ou pilar. Os ferros serão fixados por "pontos" de arame recozido, não sendo permitido o uso de solda.

Após o término dos serviços de armação, e até a fase de lançamento de concreto, a contratada deverá evitar ao máximo o trânsito de pessoas sobre as ferragens. Caso seja necessário, a EMPREITEIRA executará uma passarela de tábuas que oriente a passagem e distribua o peso sobre o fundo das formas, e não diretamente sobre a ferragem. No prosseguimento dos serviços de armação decorrentes das etapas construtivas da obra,

obriga-se a EMPREITEIRA a limpar a farragem de espera, com escovas de aço, retirando excessos de concreto e de nota de cimento. Nos casos em que a exposição das armaduras às intempéries for longa e previsível, as mesmas deverão ser devidamente protegidas.

5.2 CLASSES DE CONCRETO

Os concretos destinados aos diversos locais das estruturas serão definidos em projeto pela resistência característica requerida e respectiva idade de controle, bem como pelo "slump" máximo permitido. O diâmetro máximo do agregado será definido na obra pela FISCALIZAÇÃO, em função das dimensões das peças, espaçamento das armaduras, condições de lançamento e adensamento, etc.. Também o fator A/C de cada classe será definido pela FISCALIZAÇÃO após a realização de estudos de dosagem. As classes básicas de concreto previstas e suas aplicações constam da tabela 8.2 abaixo. Entretanto, outras classes de concreto serão empregadas se indicadas pelo projeto ou, a critério da FISCALIZAÇÃO, forem impostas por condições específicas da obra, tais como método construtivo, etc.

TABELA 8.2 - CLASSES DE CONCRETO

CLASSE_fck_"SLUMP"_UTILIZAÇÃO	MPa_Máximo (pol.)	A_15_½	Concreto de regularização	B_20_2	Concreto armado e Superfícies hidráulicas sujeitas à velocidades de água até 12m/s; a eventual abrasão; ou a solicitações dinâmicas provocadas pelo fluxo de água.
-------------------------------	-------------------	--------	---------------------------	--------	--

5.3 DOSAGENS DE CONCRETO E ARGAMASSA

Dosagem Experimental

As dosagens deverão ser realizadas por método experimental, com o objetivo de determinar traços que atendam à resistência especificada em PROJETO, bem como à trabalhabilidade necessária e à durabilidade da OBRA.

Método para Dosagem Experimental

A dosagem experimental deverá ser efetuada atendendo a qualquer método que correlacione resistência, durabilidade e relação água/cimento, tomando-se sempre em conta a trabalhabilidade específica para cada caso. Na dosagem da água de amassamento, será levada em conta a umidade dos agregados inertes, principalmente da areia. Em

consequência, a relação água-cimento será, portanto, água acrescida à boca da betoneira mais a água contida nos agregados dividida pelo peso do cimento. A dosagem da brita e da areia far-se-á por peso, e a medida de água por volume; o cimento se agregará por sacos completos e os aditivos serão proporcionais segundo as instruções dos respectivos fabricantes. Sobre as dosagens aprovadas pela FISCALIZAÇÃO não se admitirão outras tolerâncias que não sejam as seguintes: Peso do cimento + 2%

Peso de qualquer agregado + 2%

Peso da água + 2% O EMPREITEIRO não terá direito a reclamar compensação por tais alterações.

Traços

Traços para Concreto

Os concretos a serem empregados nas construções em concreto, deverão atender às resistências características especificadas no PROJETO e, adicionalmente, ao consumo de cimento e relação água-cimento especificados na Tabela Nº 8.3. TABELA 8.3 - EXIGÊNCIAS PARA OS CONCRETOS

Tipo de Água	Resistência	Consumo de Cimento (kg)	Relação Cimento (kg/kg)	Construção	Máximo Característica MPa
por m ³ de					
Concreto Estruturas em contato com água	20	360 ± 10	0,50	Outras estruturas	15
	350	± 10	0,53		

Traços para

Argamassa

A argamassa destinada ao emprego em alvenaria de pedra deverá apresentar consumo de cimento de 530 ± 30 kg por m³ de argamassa e relação água-cimento não superior a 0,50 kg/kg.

Trabalhabilidade

A trabalhabilidade deverá atender as características dos materiais componentes, sendo compatível com as condições de produção do concreto e argamassa (mistura, transporte, lançamento e adensamento), e com dificuldades de preenchimento das peças (dimensões, formato, densidade de armadura). A trabalhabilidade do concreto será averiguada através de ensaios de consistência pelo abatimento do tronco de cone (NBR-7223) e a da argamassa pela mesa de fluidez (NBR-7215).

Dimensão Máxima do Agregado para Concreto

Deverá ser no máximo de 1/4 da menor distância entre as faces da forma e a 1/3 da espessura de lajes e, ainda, a 3/4 do menor espaço livre entre as barras da armadura, quer nas camadas horizontais como nas do plano vertical, e a 3/4 do cobrimento especificado para a armadura.

Resistência de Dosagem

A resistência média de dosagem deverá ser determinada em função da resistência característica de projeto, através da seguinte equação:

$f_{cj} = f_{ck} + 1,65 \text{ sd}$ onde:

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão especificada no PROJETO; sd = desvio padrão de dosagem (NBR-6118);

f_{cj} = resistência média do concreto na idade de 28 dias. Até que se disponha de valores de ensaio que permitam calcular o desvio padrão (sd) real da produção do concreto, deverão ser adotados os seguintes valores:

$sd = 40 \text{ kgf/cm}^2$ (quando a medida dos materiais for feita em peso e houver correção do agregado miúdo e da água em função do teor de umidade dos agregados);

$sd = 55 \text{ kgf/cm}^2$ (quando a medida dos agregados for feita em volume e a do cimento em peso e houver correção do volume de agregado miúdo e da água em função do teor de umidade dos agregados).

5.4 DIRETRIZES PARA PRODUÇÃO DO CONCRETO

Plano de Concretagem

O plano de concretagem a ser elaborado pela EMPREITEIRA e aprovado pela FISCALIZAÇÃO deverá observar:

cuidados para minimizar os efeitos de retrações térmicas e hidráulicas;

cuidados para que sejam minimizadas, ao máximo, as juntas de construção não previstas no PROJETO;

necessidade de tratamento nas juntas de construção, com limpeza das superfícies sobre as quais será lançado o concreto e, a critério da FISCALIZAÇÃO, aplicação prévia de argamassa ou adesivo à base de epóxi.

Verificações Preliminares

Antes do início dos SERVIÇOS deverão ser aferidos os dispositivos de medida dos materiais. Quando da produção do concreto e das argamassas deverá ser verificado:

□ Se os concretos e argamassas produzidos no campo mantêm as mesmas características daqueles dosados em laboratório, através de medidas de consistência, massa específica da mistura fresca e acompanhamento visual nas etapas de transporte, lançamento e adensamento.

□ Se a betoneira foi escolhida e dimensionada adequadamente para os serviços a serem executados.

Produção do Concreto

Mistura

A ordem de introdução dos materiais no tambor da betoneira deverá ser a seguinte:
Para o Concreto parte da água de amassamento antes da entrada do material seco;
parte do agregado graúdo, o cimento, a areia e o restante da água de amassamento

Rua Gorgônio José de Araújo nº. 70, Sala 202, Centro – Santo Antônio de Jesus – BA.

Tel. (75) 9 9994-3338, E-mail: rycartpinheiro@hotmail.com.

e finalmente o restante do agregado graúdo. Aditivos, quando utilizados, deverão ser adicionados à água em quantidades corretas, antes do lançamento desta no tambor da betoneira. O tempo mínimo de mistura, após a introdução de todos os materiais, deverá ser o indicado abaixo, sendo "d" o diâmetro máximo da misturadora:

betoneira de eixo vertical: 30 d

betoneiras basculantes: 120 d

betoneiras e eixo horizontal: 60 d

Obs.: tempo em segundos e diâmetro em metros Concreto parcialmente endurecidos não deverão ser reaproveitados para nova mistura. *Transporte* O concreto deverá ser transportado do seu local de mistura até o local de colocação em intervalo de tempo de no máximo 45 minutos, empregando-se métodos que evitem a segregação dos agregados ou perda de material, em especial o vazamento de nata de cimento ou argamassa. Os meios de transporte deverão ser proporcionados pela EMPREITEIRA em condições adequadas ao ritmo de colocação, em consonância com as exigências do cronograma, orientados por programação cuidadosa que evite congestionamentos, perda de partidas e outros incidentes prejudiciais à qualidade dos concretos e/ou das argamassas e o andamento normal das OBRAS. Dependendo do método adotado pela EMPREITEIRA, a FISCALIZAÇÃO exigirá o uso de aditivo retardador de pega nas misturas.

Lançamento Generalidades

Dever-se-á verificar, antes do lançamento do concreto, que não ocorram resíduos remanescentes da execução das formas, colocação das armaduras ou limpeza insuficiente. A concretagem deverá ser contínua, de modo a evitar a ocorrência de "junta fria" pela interrupção prolongada no lançamento. O lançamento do concreto deverá ser realizado de modo a evitar sua segregação. A FISCALIZAÇÃO poderá exigir o emprego de tubo vertical, previamente limpo e umedecido. Qualquer dispositivo utilizado no lançamento, que possa causar segregação do concreto, deverá ser rejeitado. O concreto será lançado nas formas, depois das mesmas estarem convenientemente limpas de todos os detritos e lavados por jato d'água obtido com uma mangueira e se o lançamento não for direto dos transportes,

deverá a quantidade de concreto transportado ser lançado numa plataforma de 2,00 x 2,00m revestida com folhas tipo madeirit, e com proteção lateral numa altura de 15 cm para evitar saída de água. Deve haver sempre mais de um trabalhador para efetuar continuamente a homogeneização do traço, com auxílio da pá de tipo quadrada. Não será permitido, nas cortinas e pilares o lançamento de concreto com altura superior a 2,20 m. Para alturas maiores o processo de lançamento deverá ser previamente aprovado pela FISCALIZAÇÃO à qual se comunicará toda vez que se realizar esta operação para estar presente.

Bombeamento

Caso seja utilizado este sistema para lançamento do concreto, a tubulação deverá ser de aço, evitando-se nas linhas de bombeamento curvas acentuadas. A tubulação deverá ser mantida o quanto possível inflexível, devendo, para tanto, serem previstos sistemas de fixação adequados. As conexões entre tubos

deverão ser estanques e fixar as partes sem prejuízos da continuidade geométrica no interior da tubulação, pela presença de reentrâncias ou saliências. As operações de bombeamento deverão ser contínuas, evitando-se, o quanto possível, interrupções. Após cada interrupção, a tubulação deverá ser lavada e antes do início de cada fase, ser lubrificada pela passagem de pelo menos 1 m³ de argamassa. A dosagem do concreto deverá ser objeto de estudo de misturas experimentais, visando adequá-lo aos equipamentos para o bombeamento fornecidos pelo EMPREITEIRO, e cumprindo os requisitos de trabalhabilidade e características físicas prescritas pelo PROJETO.

Adensamento

O concreto deverá ser adensado por vibração logo após o seu lançamento, de modo que se obtenha a máxima densidade praticável, para que o mesmo se amolde perfeitamente às superfícies das formas e das juntas de concretagem, e que se evite a

criação de bolsões de agregado graúdo e bolhas de ar. Serão utilizados vibradores de imersão, e na consolidação de cada camada o vibrador deverá ser mantido na posição vertical e operado de maneira metódica, mantendo espaçamento constante entre os pontos de vibração de modo a garantir que nenhuma porção do concreto fique sem vibração.

O vibrador deverá ser conduzido de modo a revibrar a camada de concreto fresco anteriormente colocado devendo penetrar no mesmo cerca de 15 cm. Não poderá ser lançada nova camada de concreto antes que a camada anterior tenha sido vibrada de acordo com o especificado. Os vibradores poderão ser elétricos ou pneumáticos, com potência e capacidade suficientes para vibrar o concreto rapidamente, deverão operar à frequência mínima de 6.000 rpm, quando imersos no concreto. A vibração deverá continuar até que apareça a nata na superfície e que as bolhas de ar tenham parado de subir, momento em que o vibrador deverá ser retirado e mudado de posição. Nos tipos comuns de estruturas, será usado vibrador de imersão, onde a peça estrutural tiver altura superior a 20 cm, e vibrador de lâmina ou régua, quando a altura for inferior a 20 cm. Deverá haver sempre disponibilidade de dois vibradores por frente de serviço.

Os vibradores deverão ser aplicados em pontos que distem entre si cerca de uma vez e meia o seu raio de ação. Deverá ser evitada a introdução da agulha do vibrador junto às formas, bem como o contato prolongado da agulha do vibrador com a armadura. Os vibradores de agulhas deverão trabalhar e ser movimentados verticalmente na massa de concreto, devendo ser introduzidos rapidamente e retirados lentamente, sempre com o aparelho em funcionamento. Não será permitido o uso do vibrador para o espalhamento do concreto.

Proteção e Cura Generalidades

Completado o acabamento superficial das estruturas, o concreto deverá ser protegido da perda d'água, devida à incidência de sol e vento. Para tanto, efetuar-se-á de imediato, a cobertura da superfície do concreto com material saturado de água, os quais deverão ser mantidos neste estado até o fim de pega do cimento. Esta proteção deverá ser processada de forma a não introduzir esforços secundários, trincas, fissuras e distorções nas peças. Após o fim de pega do cimento será iniciada a cura úmida contínua com duração

de, no mínimo, 14 dias. Nas superfícies horizontais planas, a cura úmida deverá ser feita mantendo-se sobre as mesmas uma lâmina d'água de 5 cm de espessura. Nas paredes, a cura úmida deverá ser realizada por aspersão contínua de água em ambas as faces, podendo-se para tanto, empregar tubos perfurados aplicados na parte superior da camada concretada. Alternativamente, onde não estiver previsto revestimento posterior da estrutura e onde não seja possível a aplicação de cura úmida contínua, durante o prazo especificado, a cura poderá ser feita mediante a aplicação de produto químico à base de PVA, tipo Protesol ou similar, em pelo menos 2 demãos. Deve-se-ão evitar danificações à película por abrasão.

Controle da Qualidade da Película de Cura

A eficiência do desempenho da solução aquosa à base de PVA, deverá ser previamente comprovada pela realização dos ensaios de retenção de água (ASTM C-156). Para cada fornecimento do produto de cura deverá ser constituída uma amostra representativa, a partir da homogeneização de porções retiradas de embalagens do lote. Produtos que tiverem idade superior a 6 meses de fabricação, deverão ser necessariamente reensaiados para verificação de sua eficiência.

Crítérios para Aceitação ou Rejeição do Lote

O lote da película líquida de cura será rejeitado caso não atenda aos limites de condições impostos na ASTM C-309.

5.5 TOLERÂNCIAS DIMENSIONAIS

As tolerâncias dimensionais são os desvios permissíveis em relação aos alinhamentos, níveis e dimensões indicados nos desenhos do projeto. A EMPREITEIRA será responsável pela colocação das formas dentro dos limites de tolerância especificados e pela sua manutenção dentro desses limites durante sua utilização. As estruturas ou peças que vierem a exceder os limites de tolerância deverão ser corrigidas conforme determinação da FISCALIZAÇÃO. As tolerâncias topográficas nas estruturas limitar-se-ão a:

desvio em largura de vigas e espessuras de lajes: de 5 mm para menos ou 10 mm

para mais; desvio em relação a vertical: máximo de 0,1 %; desvio em relação a horizontal ou inclinação definida pelo PROJETO de, no máximo, 0,1 %; variação no cobrimento das armaduras: + 3 mm. Para as irregularidades graduais, medidas com régua de 1,5 m sobre a superfície, tolerar-se-ão variações de ± 10 mm e para as abruptas ± 5 mm.

5.6 JUNTAS

Superfícies das Juntas de Construção

Deverão ser tomados cuidados especiais no tratamento das juntas horizontais entre duas camadas de concretagem sucessivas. A superfície do concreto endurecido deverá ser convenientemente tratada por meio de jatos de areia ou por meio de jatos de água sob alta pressão (400kg/cm^2), tomando-se precauções para evitar desgaste excessivo. O primeiro processo deverá ser aplicado pouco antes do lançamento da camada seguinte. O jato, por seu efeito abrasivo, deverá remover toda nata de cimento, possíveis carbonatações e elementos residuais da cura. Em seguida, deverá ser efetuada rigorosa lavagem com água sob pressão, de modo a deixar a superfície limpa e com aparência de concreto recém-fraturado. O jato de água sob alta pressão, que combina os efeitos abrasivo e de remoção da nata e demais sujeiras, deverá ser aplicado logo após o endurecimento do concreto (48 horas após o lançamento) e pouco antes do início de nova concretagem. Caso a aplicação de jatos resulte em remoção excessiva de argamassa entre as partículas do agregado graúdo, deverá ser aplicada, a critério da FISCALIZAÇÃO, imediatamente antes do lançamento do novo lance de concreto, uma fina camada de argamassa sobre o concreto endurecido.

Tal argamassa deverá conter as mesmas proporções de água, aditivos, cimento e areia da mistura do concreto a ser lançado. Toda a água empoçada deverá ser removida das superfícies das juntas de construção, deixando o concreto saturado com superfície seca antes que um novo concreto seja lançado. As faces externas das estruturas deverão ser lavadas de forma a serem removidas toda a argamassa, a areia, a nata ou qualquer outro material decorrentes da limpeza das camadas superiores. A limpeza das juntas de construção verticais deverá ser efetuada de modo similar à das juntas de construção horizontais ou por desgastes.

Superfícies das Juntas de Contração

As superfícies de todas as juntas de contração deverão ser totalmente limpas, com a remoção dos excessos de concreto ou qualquer outro material estranho por meio de desgaste, raspagem ou outro processo aprovado pela FISCALIZAÇÃO.

Dispositivos de Vedação

Serão instalados nas juntas dispositivos de vedação do tipo FUGENBAND. As emendas nas porções contínuas ou nos cruzamentos dos dispositivos de vedação serão executadas a quente, de acordo com as recomendações do Fabricante, a fim de conservar as suas características e a continuidade da seção transversal. As extremidades a serem unidas deverão ser previamente cortadas por equipamento adequado, a fim de garantir um alinhamento e contato satisfatório entre as mesmas. Depois da execução da emenda, deve-se utilizar um ferro de remodelagem corrugado e com estrias, de modo a igualar o padrão dos dispositivos de vedação, remodelando as estrias da emenda. As porções contínuas dos componentes característicos das seções transversais dos dispositivos de vedação (estrias, eixo central, protuberâncias e similares) deverão ser mantidas por toda a emenda. A tensão de ruptura por tração da seção emendada, determinada através do método de ensaio ABNT-NBR-7462, deverá ser no mínimo igual a 79kgf/cm².

Todo material chegado à obra deverá vir acompanhado do respectivo certificado de ensaios de qualidade efetuados na fábrica pelo fornecedor, o qual está sujeito à aprovação da FISCALIZAÇÃO, que efetuará ensaios de recepção para comprovação dos valores apresentados. Os tipos e frequências de ensaios serão determinados pela FISCALIZAÇÃO em função da qualidade do material, uniformidade de produção, etc. Todos os dispositivos de vedação deverão ser instalados de modo a formar um diafragma estanque e contínuo em cada junta, devendo ser tomadas providências para apoiá-los e protegê-los completamente durante o andamento dos trabalhos, certificando-se de que os mesmos encontram-se corretamente colocados. A densidade máxima e a impermeabilidade do concreto deverão ser asseguradas por um espalhamento e adensamento adequado do mesmo nas imediações de todas as juntas. Cuidados especiais deverão ser tomados

quando do adensamento do concreto subjacente aos veda-juntas instalados em posição horizontal, de forma a evitar o aparecimento de vazios e concreto mal adensado nesses locais. As bordas projetadas e expostas e as extremidades e veda-juntas parcialmente embutidos deverão ser adequadamente protegidos a fim de evitar danos durante os períodos em que o lançamento do concreto tenha sido interrompido. Os veda-juntas que ultrapassarem os painéis de formas a serem concretados deverão ser cuidadosamente enrolados e protegidos contra a ação dos raios do sol. A EMPREITEIRA deverá substituir ou reparar, às suas próprias expensas, qualquer dispositivo de vedação danificado ou mal instalado.

5.7 ACABAMENTOS

O acabamento das superfícies de concreto deverá estar em conformidade com esta Especificação ou como indicado no projeto. A EMPREITEIRA deverá manter a FISCALIZAÇÃO informada de quando será efetuado o acabamento das superfícies de concreto. As classes de acabamento para superfícies de concreto enformadas serão as seguintes:

F1 - aplica-se às superfícies enformadas sobre as quais será lançado material de aterro ou concreto, não necessitando de tratamento após a remoção das formas, exceto para a cura especificada, reparo e concreto defeituoso ou preenchimento de furos deixados pela remoção de tirantes de formas.

F2 - aplica-se a todas as superfícies enformadas não cobertas permanentemente por material de aterro ou concreto e que não requeiram acabamento F3.

F3 - aplica-se às superfícies enformadas para as quais um rigoroso alinhamento e uniformidade são de grande importância sob o ponto de vista de eliminação de efeitos destrutivos da ação do fluxo de água. Os reparos necessários à obtenção deste acabamento deverão ser efetuados imediatamente após a remoção das formas. As classes de acabamento para superfícies não enformadas são as seguintes:

U1 -(nivelamento com régua)- aplica-se as superfícies não enformadas a serem cobertas com materiais de aterro ou concreto e superfícies de sub-pisos a serem

pavimentadas. É utilizado também como primeiro estágio do acabamento U2 e U3. As operações de acabamento consistirão de nivelamento com régua.

U2 - aplica-se às superfícies não permanentemente cobertas por material de aterro ou concreto e que não requeiram acabamento U3. O desempenamento será obtido através de equipamento manual ou mecânico, tendo início tão logo a superfície nivelada tenha endurecido suficientemente e será no mínimo necessário para deixá-la livre e marcas deixadas pelo nivelamento à régua e com textura uniforme. Se, posteriormente, for aplicado acabamento U3, o desempenamento continuará até que uma pequena quantidade de argamassa, sem excesso de água, afluja a superfície, de modo a permitir um perfeito alisamento. U3 - (alisamento a colher de aço) - aplica-se às superfícies não enformadas para as quais é exigido um rigoroso alinhamento e uniformidade, para evitar efeitos destrutivos da ação da água. O trabalho de alisamento será iniciado assim que a superfície desempenada tiver endurecido suficientemente para evitar que o excesso de material fino seja acumulado na superfície e será efetuado com uma pressão firme, de modo a aplinar a textura arenosa da superfície, tornando-a compacta e uniforme. Livre de defeitos e marcas de colher. A critério da FISCALIZAÇÃO, a colher utilizada no acabamento poderá ser revestida com espuma. Não será permitido o excesso do acabamento, bem como a aspersão da água na superfície do concreto durante as operações.

5.8 REPAROS NO CONCRETO

A fim de se obter superfícies com os acabamentos especificados, sempre que necessário deverão ser corrigidas as imperfeições existentes tais como reentrâncias, saliências, buracos ocasionados pela remoção de tirantes de formas etc. No caso de superfícies enformadas, tais reparos deverão ser executados dentro de 24 horas após a remoção das formas, exceto para superfícies com acabamento F3, para as quais deverão ser iniciados imediatamente após a remoção. Todos os reparos deverão ser executados sob a supervisão da FISCALIZAÇÃO e conforme sua determinação. Não serão permitidos reparos por meio de apicoamento e/ou emboçamento com finas camadas de argamassa. Todo concreto contendo ninhos, fraturas, depressões excessivas, etc., deverá ser cortado e reconstruído, restabelecendo a superfície com as formas indicadas no projeto através de

preenchimento com argamassa seca socada, argamassa comum aplicada sob pressão, concreto ou conforme indicado pela FISCALIZAÇÃO. O preenchimento de cavidades em superfícies indicadas para acabamento F1 somente será efetuado quando as mesmas devam ser impermeabilizadas e os excessos tenham profundidade superior a 2,5 cm. Todos os enchimentos deverão ficar firmemente ligados ao concreto remanescente. Para esse fim, quando necessário, a ligação será feita com resina à base de epóxi, ancoragens, etc. Nenhum reparo deverá apresentar trincas de retração, depois de curado e seco.

Após a execução dos reparos, a superfícies reparada bem como a do concreto antigo deverão apresentar o acabamento especificado para o local. Ocorrendo qualquer falha visível nas peças concretadas indicada por inspeção local, deverá ser reparada com a retirada de toda a brita que esteja desagregada do concreto, com o auxílio de um ponteiro percutido por marreta de 500 gramas, fazendo-se a limpeza do local, com auxílio de jato de água, com o fim de retirar todo o material pulverulento. Após a secagem do local, far-se-á uma limpeza enérgica com escova de aço e novamente será utilizado jato d'água. Após a nova secagem do local, com o auxílio de espátula far-se-á o recobrimento da falha com uma camada de 2 mm de Colma-Fix. Decorridos no máximo 45 minutos, a falha será reparada com concreto de traço idêntico ao utilizado na confecção de peça. Todas as saliências, irregularidades, abaulamentos, vazios, cavidades ou outros defeitos que excedam às tolerâncias admitidas não poderão ser reparadas até que sejam examinadas pela FISCALIZAÇÃO.

Os reparos serão realizados depois, pelo pessoal especializado, em presença de um representante da FISCALIZAÇÃO. O concreto que não estiver em boas condições será removido até encontrar o que está são e pelo menos até uma profundidade além das armaduras de tal maneira que estas fiquem completamente envolvidas pelo concreto. Onde não existam armaduras e concreto será picotado até uma profundidade mínima de 10 centímetros. Os bordos de corte serão perpendiculares à superfície do concreto e o novo se unirá ao antigo seguindo às indicações da FISCALIZAÇÃO. As partes que forem picotadas serão limpas com jato d'água e/ou areia, segundo as exigências da FISCALIZAÇÃO. O enchimento será de concreto ou argamassas com as dosagens que indique a FISCALIZAÇÃO, devendo o novo enchimento ter o mesmo tempo de

consolidação e ter a mesma cor no final que o concreto antigo. Os abaulamentos poderão ser eliminados com polimentos ou um procedimento aprovado pela FISCALIZAÇÃO.

5.9 CONTROLE DE QUALIDADE DO CONCRETO

O controle de qualidade do concreto, no que diz respeito às suas propriedades e uniformidade de produção, deverá ser efetuado pela FISCALIZAÇÃO, independentemente de qualquer controle que venha a ser feito pela EMPREITEIRA. O controle deverá ser efetuado na central de concreto e no local de lançamento. A frequência de amostragens e quantidades de ensaios deverão ser estabelecidos pela FISCALIZAÇÃO, de acordo com os volumes de concreto produzidos, uniformidade de produção, etc. Deverão ser registrados todos os dados de amostragem, tais como traço amostrado, local de aplicação, numeração de corpos de prova, data etc.

Do controle de qualidade do concreto, constará a verificação, dentro outras, das características abaixo, através da utilização dos métodos de ensaio indicados: consistência ("slump") do concreto fresco (ASTM-MB-256); tempo de pega do concreto fresco pela resistência à penetração (ASTM-C-403); resistência à compressão axial (ABNT-MB-3); resistência à tração por compressão diametral (ABNT-MB-212). No caso dos ensaios rotineiros de caracterização do concreto (consistência, resistência à compressão, tempo de pega e temperatura), se os valores obtidos não forem satisfatórios, os traços deverão ser ajustados. As resistências de cada traço de concreto, para as diferentes idades, deverão receber tratamento estatístico, com determinação dos valores médios de ensaios e coeficientes de variação.

5.10 FORMAS

Generalidades

As formas deverão ser executadas em madeira, revestida ou não, ou material de qualidade superior. Deverão ser estanques, lisas, solidamente estruturadas e apoiadas, devendo sua liberação para as concretagens ser precedida de aprovação da FISCALIZAÇÃO.

Características Estruturais

As formas deverão ser construídas pela EMPREITEIRA, com materiais apropriados e aprovados pela FISCALIZAÇÃO e deverão ser usadas onde quer que sejam necessárias para confinar o concreto e moldá-lo nas linhas, dimensões e juntas exigidas. Deverão ter resistência suficiente para suportar a pressão resultante do lançamento e vibração e manterem-se rigidamente em posição. Deverão ser suficientemente estanques para impedir a perda de argamassa. Qualquer vedação que seja necessária deverá ser feita com materiais aprovados pela FISCALIZAÇÃO. Todas as formas para peças a serem preparadas em concreto armado serão confeccionadas em folhas de madeira compensado do tipo madeirit (próprias para concreto), em espessura adequada para seu uso não sendo inferior a 12 mm, ou fôrmas metálicas.

Deverão ser mantidas em posição, de forma a não aumentar ou diminuir a seção das peças, para o que serão utilizadas, de preferência, espaçadores feitos de vergalhões de aço para manterem a espessura da peça. Nas costelas não serão admitidos ripões, devendo ser as mesmas preparadas a partir de tábua de pinho da espessura de 1", utilizadas como costelamento barrotes desempenados de seção 8 cm x 8 cm, de preferência sem emenda. Onde houver, nas lajes, necessidades de emendas de barrotes, as mesmas não devem coincidir com as laterais. No escoramento serão utilizados, de preferências, barrotes de seção de 10 x 10 cm podendo ser usadas madeiras redondas de diâmetro médio de 12 cm, mas, em nenhuma hipótese serão permitidas emendas. As peças que transmitirão os esforços de barrotamento das lajes para o escoramento deverão ser de madeira de pinho de 3ª, com largura de 30 cm e espessura de 1". O escoramento da laje superior deverá ser contraventado no sentido transversal cada 3,00 m de desenvolvimento longitudinal, com peças de madeira de pinho de 3ª com largura de 2,0 m e espessura de 1". Todas as fôrmas destinadas a superfícies aparentes, devem ser tratadas com MOLDELISO ou similar. O tempo para descimbramento ou retirada das fôrmas será o das Normas Brasileiras, específico para cada tipo de peça.

Em toda estrutura de concreto armado que contenha tubo, peça ou conexão, a abertura correspondente deverá estar prevista nas fôrmas e, em alguns casos, a critério da FISCALIZAÇÃO, já devem ser colocadas, não sendo permitida a confecção de abertura nas peças do concreto, após a sua confecção. Tanto a superfície das formas como os

produtos que a elas possam aplicar-se não deverão conter substâncias que ataquem a massa do concreto. Os rebites ou ferros redondos, usados para a sustentação interna, serão dispostos de tal forma que, depois da desmoldagem, os extremos metálicos fiquem penetrados como mínimo 5 cm de qualquer superfície do concreto. Quando se tiver que lançar o concreto em camadas sucessivas, os elementos da fôrma vão se colocando de tal maneira que se adaptam perfeitamente uns aos outros. A ligação das camadas sucessivas não poderá ser feita nos lugares de união das fôrmas. As emendas das camadas deverão ser dissimuladas o máximo possível.

As fôrmas de madeira deverão ser umedecidas antes da colocação do concreto para evitar a absorção da água de amassamento. As fôrmas serão limpas, perfeitamente, cada vez que sejam usadas. Nas fôrmas de madeira, as juntas entre as distintas tábuas deverão permitir o inchamento das mesmas pela umidade resultante da molhação ou pela água do concreto sem que, apesar desta característica, deixem passar a pasta durante a concretagem.

Aprovação

O projeto das formas e de suas estruturas de sustentação é de responsabilidade da EMPREITEIRA. A EMPREITEIRA deverá remeter à FISCALIZAÇÃO, no prazo mínimo de 30 (trinta) dias antes da execução de cada estrutura, os projetos de rigidez e estabilidade das formas e dos escoramentos, e os planos de desforma e remoção do escoramento. Entretanto, a aprovação desses projetos e planos não eximirá a EMPREITEIRA de sua plena responsabilidade com relação à sua perfeita execução. A FISCALIZAÇÃO não liberará nenhuma concretagem sem que antes tenham sido cumpridos requisitos mínimos de limpeza, posicionamento de ferragens e outras peças embutidas, bem como aplicação de óleo ou outros componentes antiadesivos na superfície das formas em contato com o concreto.

Prendedores e Espaçadores de Formas

Como elementos auxiliares na manutenção da rigidez, da estabilidade, do alinhamento e das dimensões das formas, poderão ser utilizados prendedores e espaçadores devidamente adaptados às dimensões das peças a serem concretadas. Caso estes elementos tenham em sua fabricação argamassa, esta deverá ter a composição, em massa, apresentada no item 8.2.5.6 desta ESPECIFICAÇÃO. Nas estruturas sujeitas a pressão d'água, os prendedores não poderão atravessar a seção concretada.

Limpeza e Untamento das Formas

Na ocasião em que o concreto for lançado nas formas, as superfícies destas últimas deverão estar isentas de incrustações de argamassa ou outro material estranho. Antes do concreto ser lançado, as superfícies deverão ser untadas com óleo emulsionável em água ou óleo mineral parafínico, claro, refinado e puro, que efetivamente impeça a adesão e não manche as superfícies do concreto. Todo o óleo para forma deverá ser aprovado pela FISCALIZAÇÃO. Após o untamento, o óleo em excesso nas superfícies da forma deverá ser removido. As armaduras de aço e outras superfícies que requeiram aderência ao concreto deverão ser mantidas isentas de óleo. Não será permitido o uso de óleo queimado aplicado às formas ou outras substâncias que comprometam o bom aspecto dos concretos aparentes.

Desforma e Retirada do Escoramento

As formas deverão ser mantidas até que o concreto adquira resistência suficiente para resistir aos esforços provenientes da desforma. A retirada do escoramento dependerá dos requisitos de resistência e deformabilidade especificados para a estrutura no PROJETO. Os prazos mínimos para remoção das formas e do escoramento, deverão ser previamente aprovados pela FISCALIZAÇÃO.

5.11 CIMBRAMENTO E DESCIMBRAMENTO

O terreno de apoio do cimbramento deve ser cuidadosamente analisado e deverá apresentar condições de suporte, sem recalques diferenciais que prejudiquem a estabilidade e/ou a estética da peça a concretar. Os cimbramentos poderão ser metálicos, de madeira ou mistos. Devem ser calculados para suportar, sem deformações, as sobrecargas provenientes dos materiais de construção e dos serviços a serem realizados sobre os mesmos. Serão suficientemente escorados, encunhados, contraventados e apoiados, a fim de se evitarem deslocamentos ou desabamentos por choques ou recalques. A estrutura do cimbramento deverá possuir qualidades tais que permitam sua utilização como andaimes e sirvam de apoio a formas trepantes, quando for o caso. Durante os serviços de concretagem da peça cimbrada, a contratada deverá acompanhar, através de pessoal especializado o comportamento do cimbramento, a fim de possibilitar a correção de pequenas deformações do mesmo.

O descimbramento só poderá iniciar-se decorrido o prazo necessário para obter-se a resistência adequada do concreto, definida na NBR 6118 da ABNT e devidamente comprovada por resultados de corpos de prova. O prazo mínimo é de vinte dias e só será reduzido mediante prévia autorização da FISCALIZAÇÃO, levando-se em conta as especificações do projeto quanto ao módulo de elasticidade, resistência à compressão axial e retração do concreto. O descimbramento deverá iniciar-se pelo afrouxamento das peças, com a retirada das cunhas de madeira, evitando-se choques ou impactos violentos na peça de concreto. Deverá ser feito de forma que a transmissão das cargas à estrutura seja lenta e gradativa. Nos casos de lajes e vigas o descimbramento deverá ser executado do centro dos vãos para as extremidades.

6. CONDIÇÕES DOS MATERIAIS

6.1 ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS

Normas Gerais

Todos os materiais a serem empregados na obra deverão ser de boa qualidade, previamente ensaiados e obedecer às especificações contidas neste texto, às Normas da

ABNT no que couber e, na falta destas, ter suas características reconhecidas em certificados ou laudos emitidos por laboratórios tecnológicos idôneos, indicados pela Fiscalização. Os materiais colocados na obra estarão sujeitos, em qualquer momento, à aprovação da CONTRATANTE, ou FISCALIZAÇÃO independentemente de sua aplicação. O construtor deverá retirar do canteiro de obras, no prazo de 48 horas, os materiais que porventura forem impugnados pela FISCALIZAÇÃO. Não será tolerada no canteiro de serviço a permanência de quaisquer materiais ou equipamentos estranhos à obra. Será obrigação da EMPREITEIRA comunicar a FISCALIZAÇÃO da chegada dos materiais que serão utilizados, com antecedência suficiente ao momento de seu emprego para que seja possível executar os ensaios oportunos. A tomada de amostras para os ensaios deverá ser feita pela FISCALIZAÇÃO ou seus representantes autorizados, de acordo com as normas destas Especificações e as dos ensaios a serem realizados, prescritos pela ABNT. Todos os tipos de amostras de materiais (inclusive o concreto para confecção dos corpos de prova) destinados à exames ou ensaios, serão fornecidos pela EMPREITEIRA às suas expensas devendo, à mesma, tudo facilitar. Este procedimento é extensivo aos testes de comprovações de escalas, medidas e qualquer outro dispositivo que se utilize. Os ensaios, exceto quando conste o contrário nas presentes Especificações, estarão a cargo do Laboratório contratado pelo EMPREITEIRO sob vistoria da FISCALIZAÇÃO.

Transporte e Armazenamento

Os veículos a serem utilizados no transporte deverão ser adequados aos diversos tipos de materiais a transportar. As operações de carga e descarga serão procedidas com cuidado por pessoal habilitado e utilizando equipamentos e/ou ferramentas adequadas. Os materiais deterioráveis serão armazenados em local coberto, protegido contra a umidade e outros agentes nocivos às suas qualidades. Materiais duráveis, poderão ser armazenados ao tempo, mas em local destinado a esse fim e cercado. De um modo geral, são válidas todas as prescrições das Instruções, ESPECIFICAÇÕES ou Normas oficiais que regulamentam a recepção, transporte, manipulação ou emprego de cada um dos materiais que se utilizem nas obras deste Projeto. O transporte, a manipulação e o emprego dos materiais far-se-á de tal maneira que não alterem suas características, forma ou dimensões.

6.2 MADEIRA PARA FORMAS E CIMBRAMENTOS

A madeira a empregar deverá proceder de troncos sãos, que tenham sido secos ao ar, protegidos do sol e da chuva. Deverá ser sólida, tenaz, elástica e sonora, de fibra, reta e dura, não sendo admissível que apresente rachaduras, fendilamentos ou irregularidades em suas fibras, nós ou qualquer outro defeito que possa alterar sua solidez. No momento de seu emprego deverá estar completamente seca. As fôrmas deverão ser de madeira laminada prensada, tipo Madeirit ou similar, e de espessura mínima de 14 mm, sem deformações, estragos, irregularidades ou pontos frágeis que possam influir na espessura da peça a ser concretada. As escoras, costelas, pontaletes e estroncas, deverão ser de madeira de lei previamente selecionada e dimensionadas, sendo no mínimo peças 3" x 3" de maneira a não comprometer a estrutura do concreto, durante a concretagem.

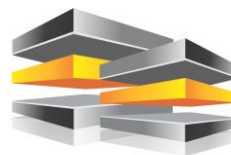
6.3 - ESTRUTURA DE MADEIRA

As estruturas de madeira deverão ser executadas de acordo com o projeto, em madeira de primeira qualidade, isenta de nós, brocas, carunchos, fissuras ou fibras inclinadas ou torcidas. A madeira deverá estar seca e as peças deverão ser cortadas de acordo com os detalhes do projeto, de forma que os encaixes, ligações e articulações sejam perfeitos. Qualquer peça empenada ou com encaixes inadequados deverá ser substituída. As escareações, furações, fresamentos e ranhuras deverão ser feitos com máquinas apropriadas. Os frechais, contrafechais, terças e cumeeiras deverão ser emendados somente sobre os apoios onde as esperas deverão se localizar sem ultrapassar o comprimento máximo igual a altura da peça emendada. As emendas e ligações das pernas, pendurais, escoras e tirantes das tesouras deverão obrigatoriamente serem feitas com estribos, braçadeiras e chapas de aço, cujos parafusos deverão ser reapertados periodicamente até a paralização do afrouxamento decorrente do trabalho e secagem da madeira. As ripas deverão ser pregadas nos caibros espaçadas de acordo com o tipo de telha a ser empregado, não sendo aceitos ripas rachadas, lascadas ou com nós e falhas.

Todo o madeiramento, quando indicado pela FISCALIZAÇÃO, deverá ser tratado com produtos anticupim, antibrocas e repelentes a base de água.

Anexo III

Sondagem a Percussão



PINHEIRO
E N G E N H A R I A

 PINHEIRO ENGENHARIA										Cliente: MUNICÍPIO DE PRESIDENTE TANCREDO NEVES Obra: OBRA DE ARTE ESPECIAL Ponte da Amizade - Roda D'água, Rio do Braço, Local: Presidente Tancredo Neves - BA	
Rua Gorgonio José de Araujo, nº 70, centro, Santo Antônio de Jesus -BA										Relatório de Sondagem	
										Nº 44612	
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Furo SP 02 Cota 99,24		
	Trado Helicoidal								SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos		
									30 cm finais 30 cm iniciais		
				1	10	9		1,00	Silte argiloso médio cor marrom.		
				2	7	7			Areia siltosa pouco compacta cor variegada.		
				3	5	4		2,65	Silte arenoso fofo cor variegada.		
				4	7	7		3,26	Areia siltosa pouco compacta cor variegada.		
				5	5	4		4,32	Silte arenoso fofo cor variegada.		
				6	6	6		5,26	Areia siltosa pouco compacta cor variegada -		
				7	5	7		7,00	FURO IMPENETRÁVEL A 7,00m, POSSIVEL ROCHA.		
				8	30/0	0			 Rycart Emmanoel P. da Silva MSc. Engº Civil - CREA 32.406/D		
				9					↑Furo terminado conforme a NBR 6484,		
				10					tópico 5.2.3.11-b) - FURO		
				11					IMPENETRÁVEL A 7,00m,		
				12					POSSIVEL ROCHA.		
				13					Avanço de 0cm em 10min.		
				14					Avanço de 0cm em 10min.		
				15					Avanço de 0cm em 10min.		
				16							
				17							
				18							
				19							
				20							
				21							
				22							
				23							
				24							
				25							
				26							
				27							
				28							
				29							
				30							
				31							
				32							
				33							
				34							
				35							

Profundidade nível d'água		Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data	
Inicial	1,10 m	01/02/2022	Ø interno	1 3/8 "	Peso	65,0 kg	Início 01/02/2022
Final	1,10 m	01/02/2022	Ø externo	2 "	Altura de queda	75,0 cm	término 01/02/2022
Obs: (75) 9 8190-8484, (75) 9 9994-3338							
Digitador	Cecilio Santiago	Engº	Rycart Emmanoel Pinheiro da Silva			21/02/2022 Folha 02	

Anexo IV

Desenhos Técnicos

Anexo V

Orçamento Analítico, Orçamento Sintético, Memória de Cálculo do Quantitativo e Composição de Preços Unitários

Orçamento Analítico

Orçamento Sintético

Memória de Cálculo do Quantitativo

Composição de Preços Unitários

Anexo VI

Cronograma Físico Financeiro

Ao Município de Presidente Tancredo Neves

A PINHEIRO ENGENHARIA apresenta, a seguir o relatório dos serviços de “SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DOS SOLOS”, realizado na Ponte da Amizade - Roda D'água, Rio do Braço, Presidente Tancredo Neves - BA, de propriedade do **Município de Presidente Tancredo Neves** para construção de fins de uma Obra de Arte Especial.

1 – MÉTODO UTILIZADO

Os procedimentos adotados durante a realização dos serviços procuraram seguir ao máximo o método de ensaio NBR-6484/2020 “SOLO – SONDAÇÕES DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT – MÉTODO DE ENSAIO”.

2 – EQUIPAMENTOS

Os equipamentos utilizados foram os seguintes:

- torre com roldana e sarilho
- tubo de revestimento em aço com diâmetro nominal interno de 67 mm e diâmetro nominal externo de 76 mm;
- haste de lavagem penetração em aço com diâmetro nominal interno de 25 mm e massa teórica de 3,23 kg/m;
- amostrador padrão de diâmetro externo de 50,8 mm e diâmetro interno de 34,9 mm;
- cabeças de bater em aço;
- trépano;
- trado concha com (100 ± 5) mm de diâmetro;
- trado helicoidal com diâmetro entre 67 mm e 73 mm;
- medidores de nível de água;
- bomba motorizada e demais equipamentos exigidos pelo método de ensaio.

3 – EXECUÇÃO DE ENSAIO

3.1 – PROCESSO DE PERFURAÇÃO (DESCRIÇÃO SUMÁRIA)

O processo de perfuração foi iniciado com o emprego do trado até o nível de água do subsolo ou inviabilidade de avanço com sua utilização, ou seja, avanços inferiores a 50 mm após 10 min. de operação. A partir, a perfuração prosseguiu por lavagem com o emprego do trépano.

3.2 – AMOSTRAGEM

As amostras foram colhidas a cada metro de profundidade através do amostrador padrão. As amostras colhidas foram acondicionadas em recipientes próprios hermeticamente fechados e foram encaminhadas para identificação tátil-visual no laboratório da PINHEIRO ENGENHARIA.

3.3 – ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

Os índices de penetração foram obtidos pela cravação do mostrador padrão através de quedas sucessivas do martelo padronizado com massa de ferro de 65 kg a altura de 0,75 m, até se atingir a penetração de 0,45 m, anotando-se o número de golpes necessários à cravação de cada 0,15 m do referido amostrador padrão, ou conforme da Norma Brasileira NBR-6484/2020.

4 – OBSERVAÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA FREÁTICO

Foram realizadas determinações do nível d'água freático conforme o método de ensaio da Norma Brasileira NBR-6484/2020. Os resultados dessas determinações estão apresentados nos perfis de sondagem em anexo.

5 - PROFUNDIDADE DAS PERFURAÇÕES

A profundidade das perfurações foi limitada conforme item 5.2.4.1 da Norma Brasileira NBR-6484/2020 em todos os furos.

6 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

6.1 – LOCAÇÃO E NUMEROS DE FUROS

A quantidade de furos e sua locação foram definidas pelo contratante.

6.2 – PLANTA DE SITUAÇÃO

Uma planta com locação dos furos indicada pelo cliente segue em anexo.

6.3 – PERFIS INDIVIDUAIS

Os perfis individuais dos furos de sondagem estão apresentados em anexo e contêm todas as informações exigidas no item 7.2 do método de ensaio da Norma Brasileira NBR-6484/2020.

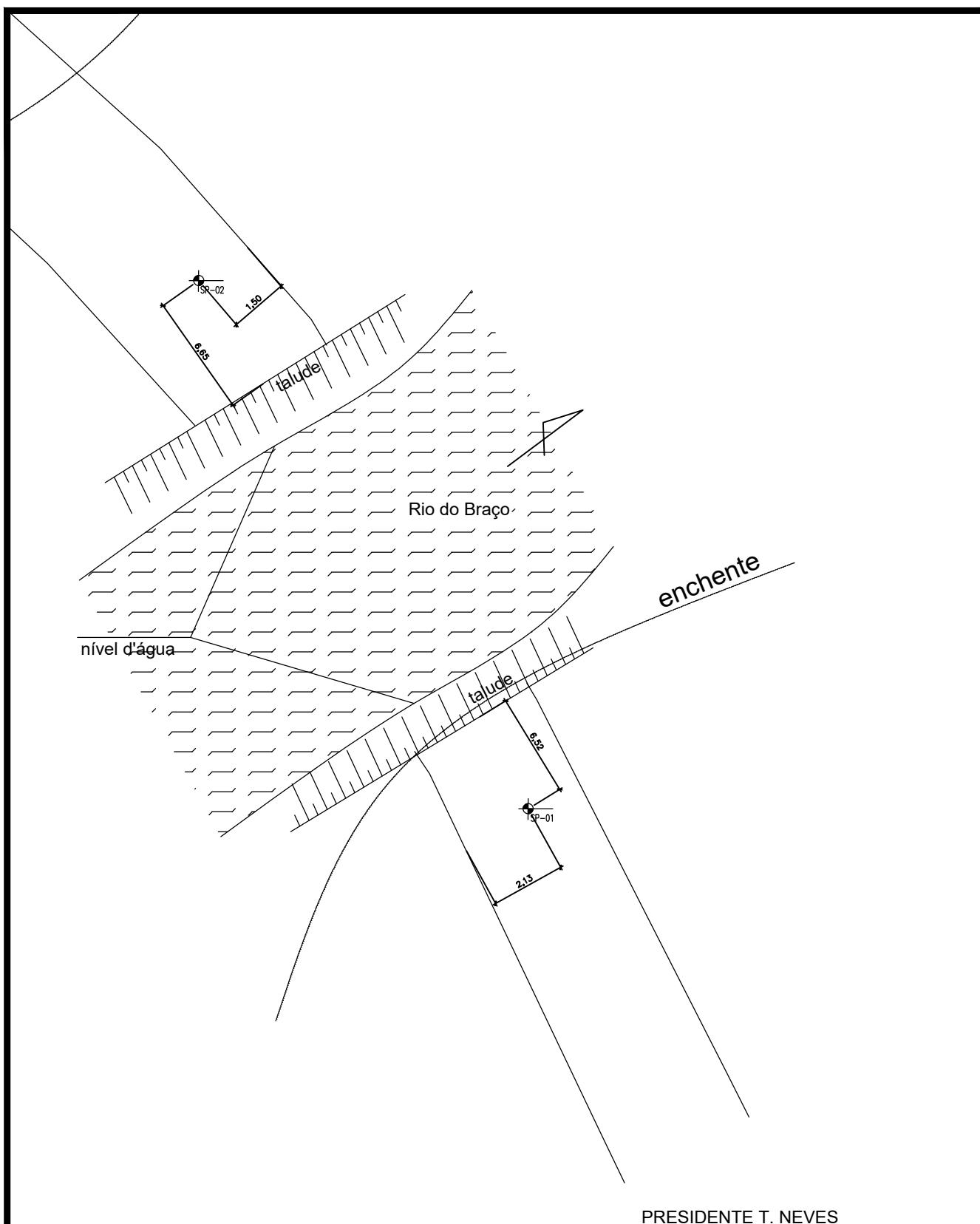
Conforme pode-se observar nos perfis individuais, a quantidade total de 2 (dois) furos de sondagem de simples reconhecimento com SPT perfazendo um total de 14,01m (quatorze metros e um centímetros) perfurados.

Atenciosamente,



Rycart Emmanoel P. da Silva
MSc. Engº. Civil - CREA 32.406/D

Rycart Emmanoel Pinheiro da Silva
MSc. Engenheiro Civil CREA 32.406/D



PRESIDENTE T. NEVES


LEGENDA
 SP-01 (Localização Sondagem com SPT)

Proprietário

Resp. Téc.

OBRA DE ARTE ESPECIAL

Prop. : MUNICÍPIO DE PRESIDENTE TANCREDO NEVES

Local: Ponte da Amizade - Roda D'água, Rio do Braço, Presidente Tancredo Neves - BA

Escala:
 SEM ESCALA

Folha:
 01/02

PLANTA DE LOCALIZAÇÃO: SONDADE DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT

NOVEMBRO / 2022



LOCALIZAÇÃO DA SONDAGEM

 LEGENDA
SP-01 (Localização Sondagem com SPT)

Proprietário

Resp. Téc.

OBRA DE ARTE ESPECIAL

Prop.: MUNICÍPIO DE PRESIDENTE TANCREDO NEVES

Local: Ponte da Amizade - Roda D'água, Rio do Braço, Presidente Tancredo Neves - BA

Escala:
SEM ESCALA

Folha:
02/02

PLANTA DE LOCALIZAÇÃO: SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT

NOVEMBRO / 2022

**PINHEIRO ENGENHARIA**

Rua Gorgonio José de Araujo, nº 70, centro, Santo Antônio de Jesus -BA

Cliente: MUNICÍPIO DE PRESIDENTE TANCREDO NEVES

Obra: OBRA DE ARTE ESPECIAL

Ponte da Amizade - Roda D'água, Rio do Braço,
Local: Presidente Tancredo Neves - BA

Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº 44895	
									Furo SP 01	Cota 100,00		
	Trado Helicoidal								SPT - Standard Penetration Test Camadas - Classificação dos solos	_____ 30 cm finais ----- 30 cm iniciais 10 20 30 40 50 60 7		
				1	10	10		1,00	Silte argiloso rijo cor marrom.			
				2	9	12		2,23	Silte argiloso rijo c/ pedregulho cor variegada.			
				3	4	4		3,09	Silte argiloso médio c/ pedregulho cor variegada.			
		95		4	45	51			Silte argiloso duro c/ rocha matacão cor variegada - FURO IMPENETRÁVEL A 7,01m, POSSÍVEL ROCHA.			
				5	50	56						
				6	57	59						
				7	30/1	0		7,01				
				8					Rycart Emmanoel P. da Silva Rycart Emmanoel P. da Silva MSc. Eng.º Civil - CREA 32.406/O ↑Furo terminado conforme a NBR 6484, tópico 5.2.3.11-b) - FURO IMPENETRÁVEL A 7,01m, POSSÍVEL ROCHA. Avanço de 0cm em 10min. Avanço de 0cm em 10min. Avanço de 0cm em 10min.			
				9								
				10								
		90		11								
				12								
				13								
				14								
		85		15								
				16								
				17								
				18								
				19								
		80		20								
				21								
				22								
				23								
				24								
		75		25								
				26								
				27								
				28								
				29								
		70		30								
				31								
				32								
				33								
				34								
		65		35								
Profundidade nível d'água					Amostrador				Revestimento Ø 2 3/8 "		Data	
Inicial 1,50 m 31/01/2022					Ø interno 1 3/8 "				Peso 65,0 kg		Início 31/01/2022	
Final 1,50 m 01/02/2022					Ø externo 2 "				Altura de queda 75,0 cm		término 01/02/2022	
Obs: (75) 3631-3470, (75) 99994-3338												
Digitador		Cecílio Santiago			Engº		Rycart Emmanoel Pinheiro da Silva			21/02/2022 Folha 01		

Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº 44612									
									Furo SP 02	Cota 99,24	30 cm finais 30 cm iniciais									
									SPT - Standart Penetration Test			10	20	30	40	50	60	70		
									Camadas - Classificação dos solos											
									Silte argiloso médio cor marrom.											
									Areia siltosa pouco compacta cor variegada.											
									Silte arenoso fofo cor variegada.											
									Areia siltosa pouco compacta cor variegada.											
									Silte arenoso fofo cor variegada.											
									Areia siltosa pouco compacta cor variegada -											
									FURO IMPENETRÁVEL A 7,00m, POSSIVÉL											
									ROCHA.											
																				
									↑Furo terminado conforme a NBR 6484, tópico 5.2.3.11-b) - FURO IMPENETRÁVEL A 7,00m, POSSIVÉL ROCHA.											
									Avanço de 0cm em 10min.											
									Avanço de 0cm em 10min.											
									Avanço de 0cm em 10min.											
																	</			