ELABORAÇÃO DE DIAGNÓSTICO ESTRUTURAL E DE PROJETOS VISANDO A RECUPERAÇÃO, READEQUAÇÃO E IMPLANTAÇÃO DE MELHORIAS, INCLUINDO A RETIRADA ADEQUADA DO LODO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA DO MUNICIPIO DE BROTAS-SP

MEMORIAL DE CÁLCULO

ETA JOSÉ PALHARES LEMOS - BROTAS/SP

SETEMBRO/2022

APROVADO
Por Ricardo Alecsander Corsi às 15:46, 23/12/2025

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 4
2. OBJETIVO 7
3. DIMENSIONAMENTOS. 7
3.1. Reforço dos Módulos de Tratamento 7
3.2. Calha Parshall e Caixa Separadora. 12
3.3. Abrigos das Bombas e dos Sopradores 12
3.4. Muro de Arrimo 13

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

ANEXOS

ANEXO A. LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE ENSAIO NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.
ANEXO B. RELATÓRIO DE AVALIAÇÃO DA DUREZA SUPERFICIAL PELO MÉTODO DO ESCLERÔMETRO DE REFLEXÃO.
ANEXO C. RELATÓRIO DE EXTRAÇÃO, PREPARO E ROMPIMENTO DE CORPOS DE TESTEMUNHO CILÍNDRICO DE CONCRETO.
ANEXO D. RELATÓRIO DE SONDAGEM DE SOLO SPT.
ANEXO E. PLANTAS E CORTES COM A NOMENCLATURA DOS ELEMENTOS DOS MÓDULOS DE TRATAMENTO.
ANEXO F. MEMORIAL DE CÁLCULO – MÓDULO ETA: VERIFICAÇÃO DA FUNDAÇÃO.
ANEXO G. MEMORIAL DE CÁLCULO – MÓDULO ETA: LAJES DE FUNDO.
ANEXO H. MEMORIAL DE CÁLCULO – MÓDULO ETA: PAREDES.
ANEXO I. MEMORIAL DE CÁLCULO – MURO DE ARRIMO.
ANEXO J. MEMORIAL DE CÁLCULO – ABRIGO DOS SOPRADORES.
ANEXO K. MEMORIAL DE CÁLCULO – ABRIGOS DAS BOMBAS DE RETROLAVAGEM

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Localização da área da ETA de Brotas/SP. 5
Figura 2. Vista geral da ETA de Brotas/SP. 6
Figura 3. Fluxograma geral da ETA. 6
Figura 4. Estado de compacidade e consistência da NBR 6484:2020 8
Figura 5. Tabela Peso Específico de Solos. 9

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

1. INTRODUÇÃO

A ETA José Palhares Lemos, localizada em Brotas, apresenta diversas patologias em alguns de seus dispositivos e, por isso, foi contratado e está sendo elaborado soluções que visem corrigir e sanar os problemas que ali se encontram, sejam eles estruturais, hidráulicos, de impermeabilização, ou quaisquer outros.

De todos os dispositivos que apresentam patologias e vícios construtivos, o módulo de tratamento da ETA é o que merece atenção especial, com várias armações expostas e, muitas delas, oxidadas.

Visando proporcionar a este dispositivo o prolongamento de sua vida útil, conferindo-lhe maior resistência e capacidade de suporte das cargas que o mesmo deve resistir, está sendo dimensionado reforços estruturais em seus elementos estruturais. Tal dimensionamento já foi iniciado e o mesmo se encontra em anexo neste relatório.

Figura 1. Localização da área da ETA de Brotas/SP.



Fonte: GoogleEarth.

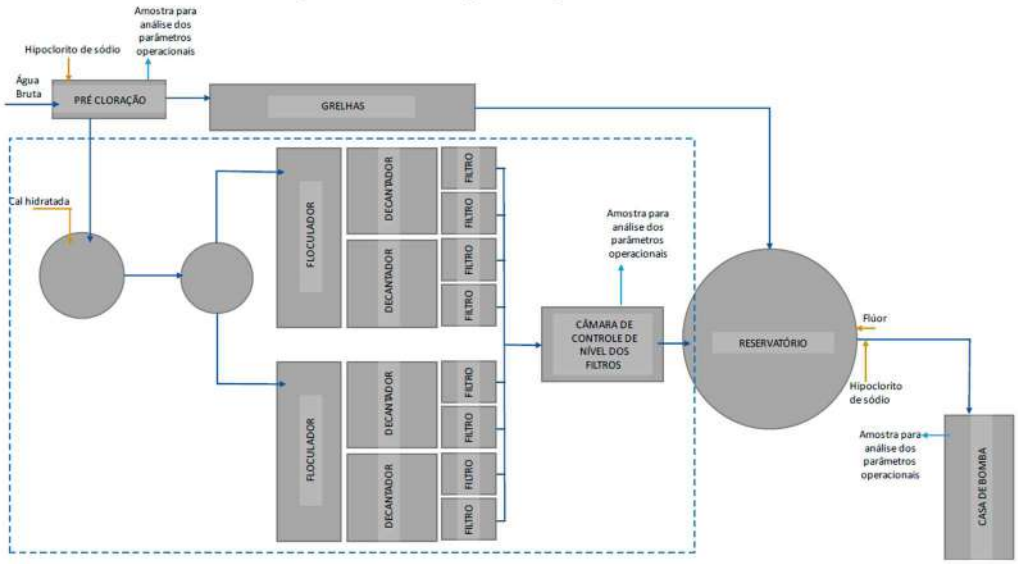
16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

Figura 2. Vista geral da ETA de Brotas/SP.



Fonte: GoogleEarth, 2022

Figura 3. Fluxograma geral da ETA.



Fonte: Hidrosan, 2021.

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

2. OBJETIVO

O presente relatório tem como objetivo apresentar os memoriais de cálculos das estruturas mais complexas e que necessitaram de cálculos mais detalhados e minuciosos, referente aos dispositivos necessários para Readequação da ETA.

3. DIMENSIONAMENTOS.

3.1. Reforço dos Módulos de Tratamento

O dimensionamento para reforço das estruturas de concreto armado dos módulos de tratamento da ETA foi feito tendo como base os resultados dos ensaios de concreto e da sondagem de solo.

No Anexo E é possível verificar as nomenclaturas que foram atribuídas a cada elemento dos módulos de tratamento da ETA.

Resistência Residual do Concreto

Analisando os relatórios que buscaram verificar a resistência residual do concreto, inseridos nos Anexos A, B e C, podemos ressaltar os seguintes pontos:

a. A menor resistência encontrada entre todos os pontos ensaiados foi de 23,2 MPa – Ponto 07 do ensaio de esclerometria situado numa parede do floculador do módulo de tratamento 1;
b. A menor resistência encontrada no ensaio de extração e rompimento de corpo de prova foi de 32,1 MPa – ponto 1 situado no beiral do módulo de tratamento 2;
c. As resistências encontradas pelos ensaios de extração e rompimento de corpo de prova foram iguais ou maiores que os anotados pelo ensaio de esclerometria nos pontos de mesma região, o que proporciona confiança nas análises dos resultados da esclemetria, visto que o ensaio de rompimento fornece resultados mais confiáveis que o outro.

Considerando os fatos acima mencionados, optou-se por definir como resistência residual característica do concreto nos módulos de tratamento, como de 20 MPa, proporcionando um fator de segurança razoável, visto que é menor que todos os pontos ensaiados por esclerometria e bem menor que os pontos ensaiados por extração e rompimento de corpo de prova.

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

Características Geotécnicas

O peso específico do solo foi determinado com base em parâmetros presentes em normas e na literatura, que correlacionam o número de golpes da sondagem SPT – Anexo D - e a característica do solo, com sua densidade.

Considerando os pontos 01 e 03 do relatório de sondagem, que são os mais próximos dos dispositivos dimensionados, verifica-se que o número de golpes variou entre 2 e 6 até a profundidade que se encontra o fundo do módulo de tratamento. Tendo por base a Tabela A.1 da ABNT NBR 6484:2020 – Sondagem de Simples Recolhimento, colocada na figura abaixo, e a característica do solo encontrado como sendo um silte de predominância argilosa, pode-se concluir que a consistência do solo se caracteriza entre muito mole a média.

Figura 4. Estado de compacidade e consistência da NBR 6484:2020

Tabela A.1 – Estado de compacidade e consistência

Solo	Índice de resistência à penetração *N*	Designação [a]
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

[a] As expressões empregadas para a designação da compacidade das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformabilidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.

Fonte: ABNT, 2020.

Definido a consistência do solo, utilizou-se uma tabela prevista em literatura que correlaciona as características geotécnicas acima mencionadas com o peso específico dos solos em tf/m³. Referida tabela, abaixo mostrada, indica que, estando este solo acima do lençol como o caso em estudo, e sendo o mesmo caracterizado como silte muito mole a médio, seu peso específico irá variar entrar 1,9 e 2,0 tf/m³ (19 a 20 kN/m³).

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

Figura 5. Tabela Peso Específico de Solos.

Tabela IV – Solos (Peso Específico – tf/m^3 e ângulo de atrito interno)

SOLOS NÃO COESIVOS	Úmido	Saturado	Ângulo de atrito
Areia fofa	1,7	1,9	30º
Areia compacta	1,8	2,0	32,5º
Areia muito compacta	1,9	2,1	35º
Pedregulho limpo	1,7	2,0	35º
Pedregulho e areia não uniforme	1,9	2,1	35º
Pedra sem areia	1,7	-----	35º
SOLOS COESIVOS	**Acima do lençol**	**Submerso**	**Ângulo de atrito**
Argila dura	2,1	1,1	15º
Argila rija	2,0	1,1	15º
Argila mole	1,8	0,8	15º
Argila arenosa rija ou dura	2,2	1,2	22,5º
Argila arenosa mole	2,0	1,1	22,5º
Silte rijo ou duro	2,0	1,0	22,5º
Silte mole	1,9	0,9	22,5º
Argila e Silte orgânico	1,7	0,7	10º
Solo turfoso	1,1	0,1	15º

Fonte: INBEC, 2021.

Visando o pior cenário em cada caso, para verificação das fundações, utilizou-se como o peso específico do solo sendo de 19kN/m³. Já para o cálculo do empuxo do solo atuante nas paredes enterradas, utilizou-se 20 kN/m³.

Conforme pode ser verificado no memorial de cálculo da verificação da fundação – Anexo F – a tensão admissível que o solo suporta foi encontrada com base na fórmula que correlaciona o número de golpes médio até o solo de apoio e a pressão geostática ali incidida pelo fato da estrutura estar semienterrada, encontrando-se então o valor de 98kN/m².

No mesmo memorial citado acima é possível verificar que, com o aumento do peso do módulo de tratamento gerado pelo reforço estrutural, a tensão atuante será maior que a admissível pelo solo. Para tanto, será necessário executar reforço de fundação com corte e demolição das lajes de fundo e posterior execução de estacas mega até cada uma chegar a uma resistência de 80 kN.

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

Classe de Agressividade Ambiental

Conforme especifica a ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estrutura de concreto – Procedimento, no item "c" da Tabela 7.2, "Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto..., e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV. "

Partindo do pressuposto acima mencionado, definiu-se que a Classe de Agressividade Ambiental da estrutural seria a IV e, consequentemente:

- Fator água/cimento em massa para concreto armado ≤ 0,45;
- Classe de concreto para concreto armado ≥ C40;
- Cobrimento de elementos em contato com o solo ≥ 50mm;
- Consumo mínimo de cimento ≥ 360 kg/m³

Características do Concreto Projetado

Além das características citadas acima, outras definidas foram:

- Tipo de agregado graúdo sendo pedrisco, com dimensão máxima de 9,5mm devido ao fato do concreto ser projetado;
- Incorporação de aditivo cristalizante no concreto para gerar um produto final mais impermeável, principalmente considerando que o concreto projetado incorpora um índice de vazios maior que o moldado convencionalmente;
- O slump do concreto foi deixado a cargo da executora pelo fato dele variar dependendo do tipo da projeção do concreto, se por via úmida, ou via seca;
- Pressão mínima do ar incorporado ao concreto projetado sendo de 0,7 MPa e da água sendo 0,1 MPa acima do adotado para o ar.

Considerações para o Dimensionamento

Para o cálculo do dimensionamento para o reforço estrutural no módulo de tratamento, foi totalmente desconsiderado a capacidade resistente das armaduras internas para atender aos esforços solicitantes, pelo fato da estrutura se apresentar com inúmeros pontos de deterioração das armaduras e do concreto, não sendo, portanto, possível averiguar de forma minimamente satisfatória a integridade dos elementos internos. Para tanto, apesar de saber que haverá, sim,

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

contribuição das armaduras ali existentes atualmente, as mesmas não fizeram parte do dimensionamento como fator de segurança.

Quanto à modelagem, foi considerado que todos os vínculos entre os elementos de concreto estão em perfeito engastamento, e a altura do módulo, por sua vez, de 6 metros.

Quanto ao procedimento de cálculo, o mesmo se diferenciou conforme o tamanho dos panos das paredes, ou das lajes, de concreto. Nos casos de panos curtos, foi adotado o dimensionamento como vigas, já no caso de panos mais compridos, foi adotado o uso de tabelas proporcionadas pela literatura da área. Os métodos de dimensionamento utilizados em cada elemento estão descritos em seus memoriais de cálculo conforme pode ser visto nos anexos G e H. Também foi verificado a resistência ao cisalhamento das lajes para dispensa das armaduras transversais conforme solicita a norma ABNT NBR 6118:2014.

Quanto às cargas atuantes na estrutura, foram consideradas: peso próprio, revestimento, acidental, empuxo de solo, empuxo de água e materiais complementares, como estruturas metálicas e materiais filtrantes. Como o aterro se configura como um alívio ao esforço de empuxo gerado pela água, a parcela considerada foi a maior entre só o mesmo atuando, ou a diferença entre os empuxos de solo e de água. Contudo, naquelas paredes que estão pouco enterradas, como dos filtros, o empuxo foi igualado a zero para majorar as ações ali solicitantes, como fator de segurança.

Nas lajes beirais foram consideradas uma carga acidental de 5 kN/m² seguindo a indicação de sacadas com acesso público, com acréscimo de 1 kN/m², por analisar que o dispositivo pode acabar recebendo uma grande quantidade de pessoas ao mesmo tempo, especialmente em visitas escolares.

Para determinação do aço necessário ao reforço, foi escolhido o método de Carvalho (2020) para cálculo da área de aço. Definiu-se também que o espaçamento mínimo considerado entre a face da parede existente e a nova armadura é de 1 cm, visando haver correto e pleno preenchimento do concreto projetado entra a armação e a face do concreto atual, após escarificação.

A maior armação calculada foi de barras de 10mm de diâmetro, em uma malha de 10cm de espaçamento, e a mesma foi generalizada em todos outros reforços. O leitor deste memorial que analisar minuciosamente pode chegar a conclusão, e com certa razão, de que o reforço está superdimensionado em sua maior parte, contudo algumas considerações se fazem importante

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

considerar para justificar a padronização da maior armadura calculada em uma parede, para toda a estrutura:

1- A estrutura se apresenta com vários pontos de enorme degradação do concreto e do aço, indicando que tal situação pode se repetir em outros pontos da estrutura que não foram possíveis analisar de forma minuciosa pelo fato da operação da ETA não poder ser interrompida;
2- A intervenção que se fará para reforço das fundações e inclusão de furos para embutimento de tubulações pode abalar a estrutura gerando microfissuras, com suas inevitáveis vibrações para demolir partes de lajes e paredes, diminuindo assim a capacidade resistente da estrutura;
3- Visto que esta é a primeira intervenção significativa de manutenção da estrutura, e que não há costume de haver manutenções preventivas, por parte do poder público para com seu próprio património, tal reforço vem no intuito de prolongar o máximo possível o reaparecimento de patologias na estrutura e consequente dano à população e ao bem público.

3.2. Calha Parshall.

O dimensionamento desse dispositivo foi tendo como base o ponto 3 do relatório de sondagem de solo, por ser o mais próximo da localização do mesmo. As características do concreto adotadas foram respeitando a classe de agressividade ambiental IV, seguindo os mesmos parâmetros citados acima para o reforço do módulo.

A princípio, não foi feito um memorial de cálculo para esses dispositivos pois, embora foram feitas verificações manuais quanto à resistência do solo e conferência das armaduras, é possível analisar, por comparação ao memorial de cálculo do reforço, que a área de aço adotada para esses dispositivos (ϕ 8mm c/ 15cm = 3,35 cm²/m) é o suficiente pois esta mesma área de aço é superior àquelas calculadas para elementos de concreto bem mais altos e, consequentemente, solicitados a empuxos bem maiores que aqueles que irão solicitar a Calha Parshall e a Caixa Separadora.

3.3. Abrigos dos Sopradores e das Bombas

O dimensionamento desses dispositivos foi tendo como base os pontos mais próximos que eles estarão locados do relatório de sondagem de solo. As características do concreto

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

adotadas foram respeitando a classe de agressividade ambiental I e seus respetivos valores mínimos de fator a/c, cobrimento, classe do concreto e consumo mínimo de cimento. Neste caso, os pilares, por supor que eles o concreto para executá-los seria batido na betoneria, com pouco controle tecnológico, foi dimensionado como sendo de 20 MPa, porém especificado como de, no mínimo 25 MPa assim como toda estrutura.

Os memoriais dos abrigos encontram-se nos anexos J e K, respectivamente.

3.4. Muro de Arrimo

O dimensionamento desses dispositivos foi tendo como base o ponto 3 do relatório de sondagem de solo, por ser o mais próximo da localização dos mesmos. As características do concreto adotadas foram respeitando a Classe de Agressividade Ambiental II e seus respetivos valores mínimos de fator a/c, cobrimento, classe do concreto e consumo mínimo de cimento. Neste acaso em particular, o cobrimento foi definido em 5cm justamente por considerar que, apesar de não estar exposto diretamente a agentes químicos, o muro está servindo de contenção a um patamar onde está instalado os tanques químicos, podendo haver derramamento de produtos agressivos ali naquele solo.

O memorial de cálculo do muro de arrimo se encontra no Anexo I.

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

4. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- INBEC, INSTITUTO BRASILEIRO DE EDUCAÇÃO CONTINUADA. Fundações profundas: Capacidade de carga, recalques e dimensionamento estrutura à compressão. 2021. 41 p. Notas de aula da disciplina fundações profundas.
- CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, Roberto Chust & Jasson Rodrigues de. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo a NBR 6118:2014. 4.ed. São Carlos: EdUFSCar, 2020. 415 p.
- PINHEIRO. TABELA DE LAJES. 1994. 24 f. Trabalho acadêmico – Universidade Federal de São Carlos, 2007.
- BASTOS, Dr. Paulo Sérgio dos Santos Bastos. 2005. 132 f. Notas de aula da disciplina Estruturas de Concreto I – Unesp Bauru, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5674: Requisitos para o sistema de gestão de manutenção. Rio de Janeiro: ABNT 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14718: Guarda-corpos para edificação. Rio de Janeiro: ABNT 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14026: Concreto projetado. Rio de Janeiro: ABNT, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9574: Execução de impermeabilização. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14725: Produtos químicos – informações sobre segurança, saúde e meio ambiente. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- ALAMBERT, F & LIPPI I. Tabela de Vãos e Cargas. GERDAU,2012

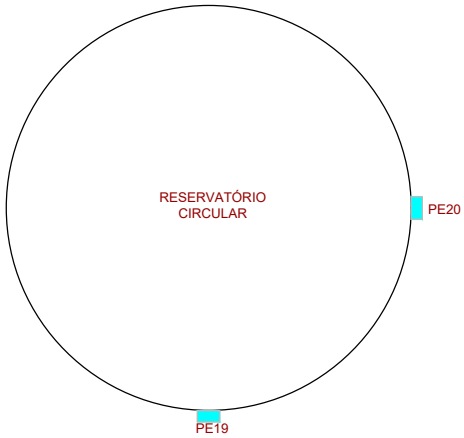
16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

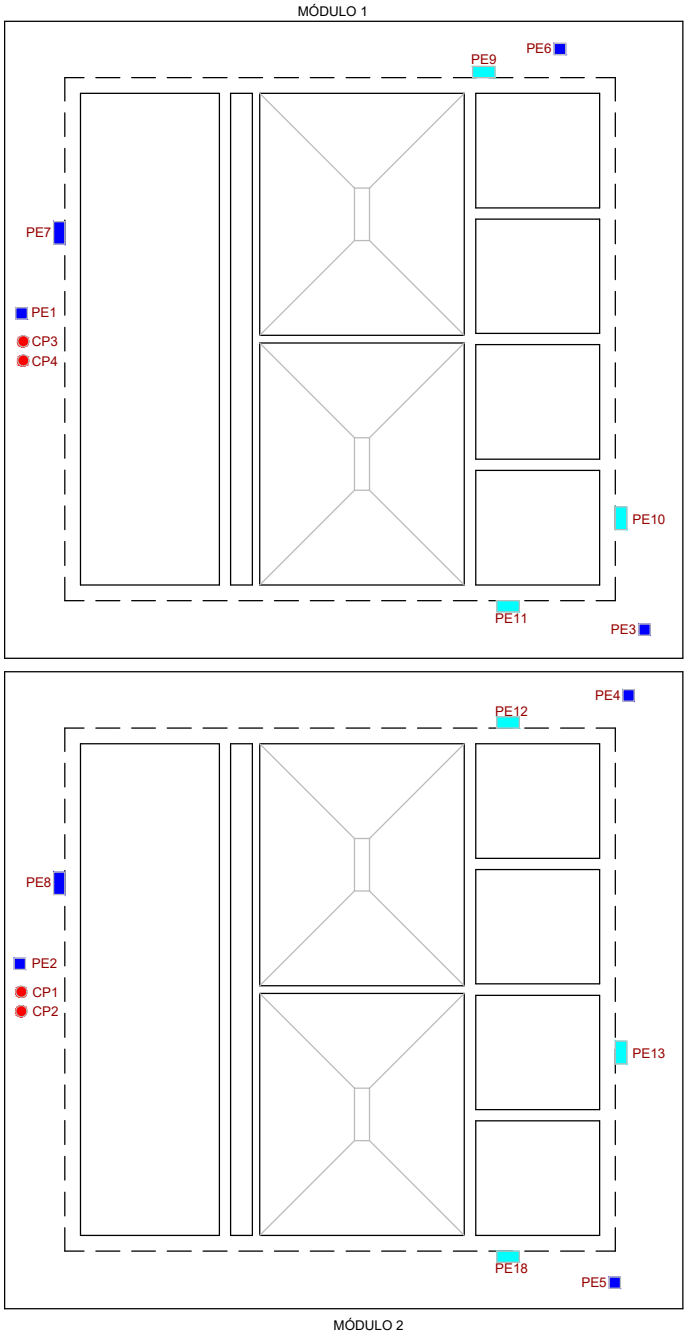
ANEXOS

ANEXO A: LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE ENSAIO NAS STRUTURAS DE CONCRETO

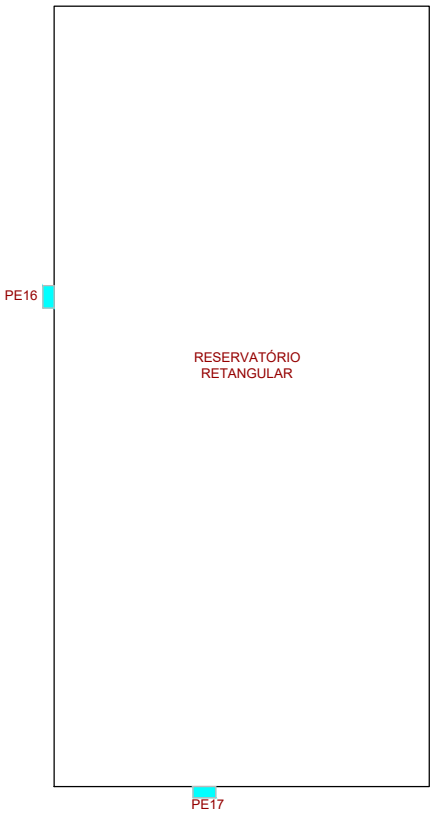
16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

- Ponto de extração
- Ponto de esclerometria na laje de beiral
- Ponto de esclerometria na parede acima do beiral
- Ponto de esclerometria na parede abaixo do beiral









LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE ENSAIO NAS ESTRUTURA DE CONCRETO

Sem Escala

ANEXO B: RELATÓRIO DE AVALIAÇÃO DA DUREZA SUPERFICIAL PELO MÉTODO DO ESCLERÔMETRO DE REFLEXÃO

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

concre-test

CONCRETO ENDURECIDO - AVALIAÇÃO DA DUREZA SUPERFICIAL PELO MÉTODO DO ESCLEROMETRO DE REFLEXÃO
NBR 7584:2012

RELATÓRIO DE ENSAIO N.º 35.413 / 2022 - folha 01/02

CONTRATANTE : **NOVAES ENG. E CONSTRUÇÕES EIRELI**
ENDEREÇO : RUA SÃO JOAQUIM, 550 - VILA MONTEIRO - SÃO CARLOS - SP
OBRA : **ETA**
ENDEREÇO : RUA AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, S/Nº - CHÁCARA DAS MANSÕES - BROTAS - SP

Elemento Estrutural	Pto. N.º	LEITURA																I_E (média)	Ângulo α	Número de Impactos	$I_{Eα}$	Resistência Estimada fc (MPa)
		1.º	2.º	3.º	4.º	5.º	6.º	7.º	8.º	9.º	10.º	11.º	12.º	13.º	14.º	15.º	16.º					
Laje beiral, módulo 1	01	38	40	30	40	36	36	34	34	30	36	34	36	46	38	38	34	35,82	-90	16 (11)	39,17	**33,3**
Laje beiral, módulo 2	02	30	36	32	37	36	36	36	36	36	38	30	30	36	36	38	38	36,23	-90	16 (13)	39,57	**33,9**
Laje beiral, módulo 1	03	40	32	34	30	34	28	28	34	32	34	32	26	32	32	28	40	32,60	-90	16 (10)	36,04	**28,6**
Laje beiral, módulo 2	04	30	30	34	26	30	36	26	28	28	30	24	26	22	30	28	28	29,11	-90	16 (9)	32,64	**23,8**
Laje beiral, módulo 2	05	32	38	30	34	30	30	30	32	30	32	32	36	30	38	34	30	31,23	-90	16 (13)	34,71	**26,7**
Laje beiral, módulo 1	06	36	32	40	38	32	32	38	42	38	34	40	36	32	36	36	36	36,44	-90	16 (9)	39,77	**34,2**
Parede, módulo 1	07	28	32	30	32	32	28	26	32	34	30	26	30	34	40	38	40	31,78	0	16 (9)	32,23	**23,2**
Parede, módulo 2	08	40	38	42	44	38	40	36	34	38	36	36	38	30	40	42	42	38,00	0	16 (10)	38,54	**32,3**
Parede, módulo 1	09	40	42	42	42	46	42	42	40	42	42	42	44	46	48	42	40	42,27	0	16 (15)	42,87	**39,0**
Parede, módulo 1	10	38	40	40	40	44	40	38	46	44	38	38	36	36	36	38	40	39,00	0	16 (10)	39,56	**33,9**

I_E : **Índice Esclerométrico Médio**

$I_{Eα}$: **Índice Esclerométrico Médio Efetivo**

1- Número do Esclerômetro: 34

2- Modelo: PROCEQ - Schmidt - tipo N

3- Data da Esclerometria: 30/03/2022

4- Idade: --

5- Fatores de Correção: Coeficiente de correção do índice esclerométrico = 1,014

6- Observação:

(*) - Valores discrepantes da média em mais de 10%.

O método esclerométrico não deve ser considerado substituto de outros métodos, mas um método adicional ou um ensaio complementar, NBR 7584:2012

Campinas, 30 de março de 2022

Wilson Gonzaga Martins
Engº Civil - CREA 0600516682

CONCRE-TEST CONTROLE TECNOLÓGICO LTDA
RUA JORGE DE FIGUEIREDO CORRÊA, 1685 - CHÁCARA PRIMAVERA - CAMPINAS/SP - CEP: 13087-490 - TELEFONE: (19) 3756-1090
SITE: www.concretest.com

concre-test

CONCRETO ENDURECIDO - AVALIAÇÃO DA DUREZA SUPERFICIAL PELO MÉTODO DO ESCLEROMETRO DE REFLEXÃO
NBR 7584:2012

RELATÓRIO DE ENSAIO N.º 35.413 / 2022 - folha 02/02

CONTRATANTE : **NOVAES ENG. E CONSTRUÇÕES EIRELI**
ENDEREÇO : RUA SÃO JOAQUIM, 550 - VILA MONTEIRO - SÃO CARLOS - SP
OBRA : **ETA**
ENDEREÇO : RUA AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, S/Nº - CHÁCARA DAS MANSÕES - BROTAS - SP

Elemento Estrutural	Pto. N.º	LEITURA																I_E (média)	Ângulo α	Número de Impactos	$I_{Eα}$	Resistência Estimada fc (MPa)
		1.º	2.º	3.º	4.º	5.º	6.º	7.º	8.º	9.º	10.º	11.º	12.º	13.º	14.º	15.º	16.º					
Parede, módulo 1	11	36	38	38	36	38	38	38	39	40	38	38	44	40	42	40	42	38,73	0	16 (15)	39,29	**33,5**
Parede, módulo 2	12	48	40	40	40	36	40	40	40	36	38	38	36	40	42	46	40	39,82	0	16 (11)	40,39	**35,2**
Parede, módulo 2	13	32	36	36	38	36	38	40	38	42	42	38	38	34	34	36	40	37,08	0	16 (13)	37,61	**30,9**
Parede, tanque de contato	14	46	48	48	44	50	42	50	52	52	54	54	50	48	48	50	48	49,17	0	16 (12)	49,87	**50,3**
Parede, tanque de contato	15	42	42	38	44	42	38	44	42	38	40	38	40	42	42	38	40	40,63	0	16 (16)	41,20	**36,4**
Parede, reservatório retangular	16	52	52	50	52	50	52	48	48	52	52	50	52	50	52	52	52	51,00	0	16 (16)	51,73	**53,4**
Parede, reservatório retangular	17 *	36	36	34	37	48	46	50	52	48	52	50	54	40	42	50	50	46,00	0	16 (4)	-- *	-- *
Parede, módulo 2	18	36	36	40	40	36	40	40	38	40	36	48	36	38	44	40	40	38,29	0	16 (14)	38,83	**32,8**
Parede, reservatório redondo	19 **	58	58	58	56	56	52	52	58	60	52	58	56	52	58	52	60	56,00	0	16 (16)	-- **	-- **
Parede, reservatório redondo	20	42	30	36	34	36	36	32	38	32	40	40	38	38	34	42	40	37,27	0	16 (11)	37,80	**31,2**

I_E : **Índice Esclerométrico Médio**

$I_{Eα}$: **Índice Esclerométrico Médio Efetivo**

1- Número do Esclerômetro: 34

2- Modelo: PROCEQ - Schmidt - tipo N

3- Data da Esclerometria: 30/03/2022

4- Idade: --

5- Fatores de Correção: Coeficiente de correção do índice esclerométrico = 1,014

6- Observação:

(*) Número de leituras dentro do limite de tolerância (± 10% da média) insuficientes para a determinação do Índice Esclerométrico Médio.

(**) Resultado acima da faixa de validade do aparelho.

O método esclerométrico não deve ser considerado substituto de outros métodos, mas um método adicional ou um ensaio complementar, NBR 7584:2012

Campinas, 30 de março de 2022

Wilson Gonzaga Martins
Eng.º Civil - CREA 0600516682

CONCRE-TEST CONTROLE TECNOLÓGICO LTDA
RUA JORGE DE FIGUEIREDO CORRÊA, 1685 - CHÁCARA PRIMAVERA - CAMPINAS/SP - CEP: 13087-490 - TELEFONE: (19) 3756-1090
SITE: www.concretest.com

ANEXO C: RELATÓRIO DE ENSAIO. EXTRAÇÃO, PREPARO E ENSAIO DE TESTEMUNHO CILÍNDRICO DE CONCRETO

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

concre-test

Ensaios NBR ISO/IEC 17025
CRL 0849

RELATÓRIO DE ENSAIO

extração, preparo e ensaio de testemunho cilindrico de concreto
ABNT NBR 7680-1:2015

CONTRATANTE: **NOVAES ENG. E CONSTRUÇÕES EIRELI**
ENDEREÇO : RUA SÃO JOAQUIM, 550 - VILA MONTEIRO - SÃO CARLOS - SP
OBRA : ETA CÓD.: 326600100
ENDEREÇO : RUA AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, S/Nº - CHÁCARA DAS MANSÕES - BROTAS - SP

LOTE	CP N.º	LOCAL DA EXTRAÇÃO
1	1	LAJE BEIRAL - MÓDULO 2
	2	LAJE BEIRAL - MÓDULO 2
	3	LAJE BEIRAL - MÓDULO 1
	4	LAJE BEIRAL - MÓDULO 1

RESULTADOS DOS ENSAIOS

LOTE	CP N.º	DIMENSÕES (mm)		MASSA ESPECÍFICA APARENTE DO TESTEMUNHO (Kg/m³)	MASSA ESPECÍFICA DO CONCRETO (Kg/m³)	RESISTÊNCIA OBTIDA (MPa)	COEFICIENTES DE CORREÇÃO *				RESISTÊNCIA CORRIGIDA (MPa)
		ALTURA	DIÂMETRO			fci,ext,inicial	k1	k2	k3	k4	fci,ext
1	1	124,8	74,3	2.365	--	31,5	-0,03	0,09	0,00	-0,04	32,1
	2	119,7	74,3	2.418	--	33,1	-0,03	0,09	0,00	-0,04	33,8
	3	86,0	74,4	2.411	--	48,3	-0,10	0,09	0,00	-0,04	45,9
	4	91,2	74,3	2.407	--	46,6	-0,08	0,09	0,00	-0,04	45,2

1.- TIPO DE ESTRUTURA : CONCRETO ARMADO

2.- DATAS:

2.1- CONCRETAGEM : -- 2.2- EXTRAÇÃO: 30/03/2022 2.3- ENSAIO: 02/04/2022 2.4- IDADE : -- DIAS

3.- TEMPO E CONDIÇÃO DE ESTOCAGEM DO TESTEMUNHO : 03 DIAS - AO AR EM CONDIÇÕES DE LABORATÓRIO

OBSERVAÇÕES :

- CP3 com dois segmentos de barra de aço Ø 6,3 mm
- CP4 com um segmento de barra de aço Ø 6,3 mm

* COEFICIENTES DE CORREÇÃO :
- k1 : Relação h/d
- k2 : efeito do broqueamento em função do diâmetro do testemunho
- k3 : Direção da extração em relação ao lançamento do concreto
- K4 : efeito da umidade do testemunho

Máquina de ensaio: 003 MQE Classe 1 - Resolução = 50N Certificado de calibração n.º 032 / 2022 Validade: 21/01/2023 - Lab.: Embracal
Tipo de capeamento empregado: Argamassa de enxofre a quente nas duas extremidades

Campinas, 04 de abril de 2022

NOTA:
ESTES RESULTADOS TÊM SIGNIFICAÇÃO RESTRITA E SE APLICAM SOMENTE AO(S) ITEN(S) ENSAIADOS.

A reprodução deste documento dependerá da autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial

CONCRE-TEST CONTROLE TECNOLÓGICO LTDA
RUA JORGE DE FIGUEIREDO CORREA, 1685 - CHACARA PRIMAVERA - CAMPINAS/SP - CEP: 13087-490 - TELEFONE: (19) 3756-1090
SITE: www.concretest.com

concre-test

Ensaios NBR ISO/IEC 17025
CRL 0849

RELATÓRIO DE ENSAIO

extração, preparo e ensaio de testemunho cilindrico de concreto
ABNT NBR 7680-1:2015

CONTRATANTE: **NOVAES ENG. E CONSTRUÇÕES EIRELI**
ENDEREÇO : RUA SÃO JOAQUIM, 550 - VILA MONTEIRO - SÃO CARLOS - SP
OBRA : ETA CÓD.: 326600100
ENDEREÇO : RUA AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, S/Nº - CHÁCARA DAS MANSÕES - BROTAS - SP

FOTOS EXTRAÇÕES



CP 1



CP 2



CP 3



CP 4

Campinas, 04 de abril de 2022

A reprodução deste documento dependerá da autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial

concre-test

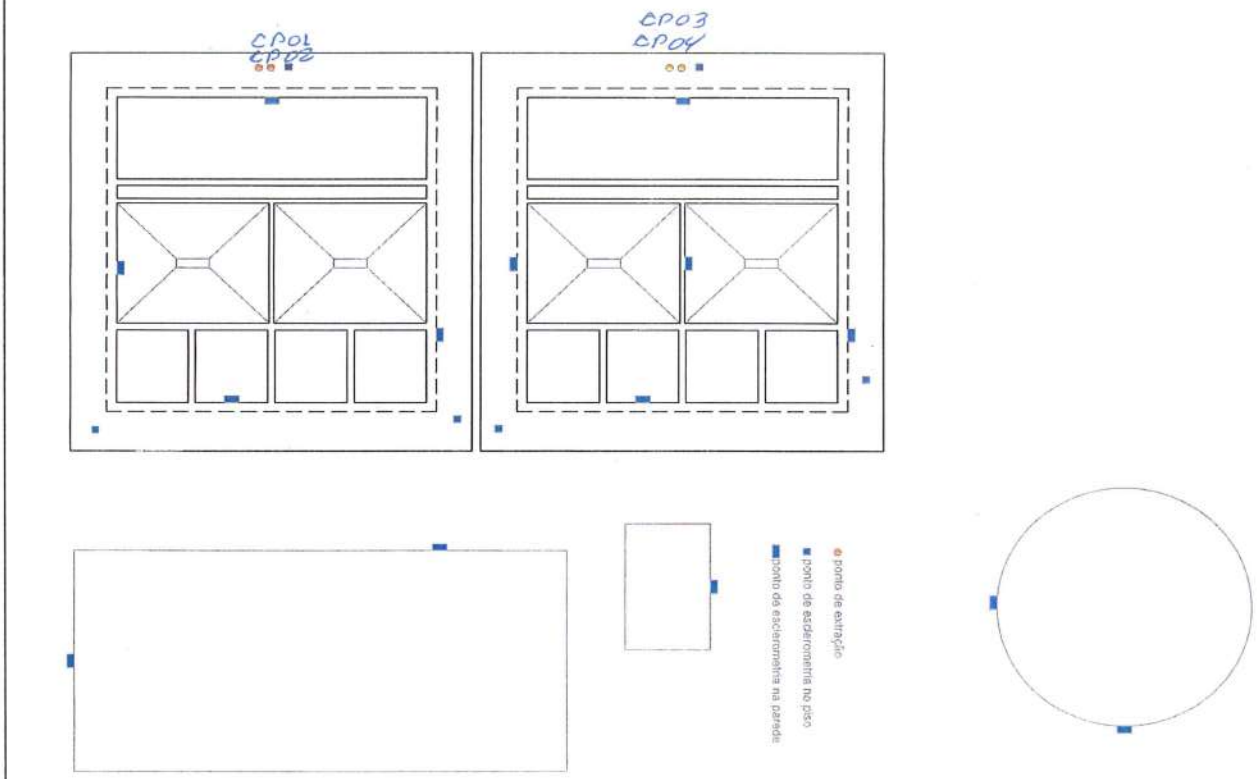
Ensaios NBR ISO/IEC 17025 CRL 0849

RELATÓRIO DE ENSAIO

extração, preparo e ensaio de testemunho cilindrico de concreto
ABNT NBR 7680-1:2015

CONTRATANTE: **NOVAES ENG. E CONSTRUÇÕES EIRELI**
ENDEREÇO : RUA SÃO JOAQUIM, 550 - VILA MONTEIRO - SÃO CARLOS - SP
OBRA : ETA CÓD.: 326600100
ENDEREÇO : RUA AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, S/Nº - CHÁCARA DAS MANSÕES - BROTAS - SP

CROQUI



Campinas, 04 de abril de 2022

A reprodução deste documento dependerá da autorização prèvia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial

concre-test

Ensaios NBR ISO/IEC 17025
CRL 0849

RELATÓRIO DE ENSAIO

extração, preparo e ensaio de testemunho cilíndrico de concreto
ABNT NBR 7680-1:2015

CONTRATANTE: **NOVAES ENG. E CONSTRUÇÕES EIRELI**
ENDEREÇO : RUA SÃO JOAQUIM, 550 - VILA MONTEIRO - SÃO CARLOS - SP
OBRA : ETA CÓD.: 326600100
ENDEREÇO : RUA AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, S/Nº - CHÁCARA DAS MANSÕES - BROTAS - SP

FOTOS CPS



Campinas, 04 de abril de 2022

Wilson Gonzaga Martins
Eng.º Civil - CREA 0600516682

A reprodução deste documento dependerá da autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial

ANEXO D: RELATÓRIO DE SONDAGEM DE SOLO SPT.

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

VERSOLO
Sondagens e Fundações

RELATÓRIO
SONDAGEM SPT

NOVAES ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES

LOCAL: R. AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, ESQUINA COM AV. JOSÉ CASSARO - BROTAS/SP.

Rua Sete de Setembro, 321 Centro – Botucatu/SP
Fone: (14) 9 8101-1992 - E-mail: contato@versolo.com.br - Site: www.versolo.com.br

SONDAGEM DE SOLO POR MEIO DE SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT)

CLIENTE

NOVAES ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES

EXECUTOR

VERSOLO SONDAGENS E FUNDAÇÕES

OBRA

CIVIL

LOCALIZAÇÃO

R. AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, ESQUINA COM AV. JOSÉ CASSARO - BROTAS/SP

Botucatu, 14 de abril de 2022.

A

Novaes Engenharia E Construções

Prezados senhores:

Atendendo a sua solicitação, estamos apresentando os resultados das sondagens à percussão de simples reconhecimento. No presente relatório são apresentadas todas as características do solo perfurado e a posição do nível de água encontrado nos **6 pontos de sondagem**, com **68,65 metros de perfuração**.

Colocamo-nos a disposição para esclarecimentos que se façam necessários.

Atenciosamente,



_____

Eng. Fabio Reis
Gerente Técnico e Comercial
CREA/SP 5070403000

Sumário

1 - APRESENTAÇÃO 5
2 - MÉTODOS UTILIZADOS 6
3 - SONDAGEM A PERCURSÃO 6
3.1 – Equipamentos 6
3.2 – Execução do Ensaio 7
3.2.1 – Processo de Perfuração 7
3.2.2 – Amostragem 7
3.2.3 - Ensaio de penetração dinâmica 7
3.3 Observações do nível de água freático 7
3.4 - Profundidade das perfurações 8
3.5 – Resultados 8
4 – ANEXOS 8

Rua Sete de Setembro, 321 Centro – Botucatu/SP
Fone: (14) 9 8101-1992 - E-mail: contato@versolo.com.br - Site: www.versolo.com.br

1 - APRESENTAÇÃO

A **Versolo Sondagens e Fundações** tem a satisfação de apresentar este relatório técnico com os resultados de sondagem de simples reconhecimento de solo com Ensaio SPT para investigação geológica geotécnica, executada entre os dias **05/04/2022** e **07/04/2022**, a pedido do solicitante **Novaes Engenharia E Construções**, no terreno onde será implantada sua obra civil. Os métodos de sondagem e ensaio SPT foram conduzidos com base nos procedimentos descritos na **NBR 6484/2020 – Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Esta contratação foi realizada através do **contrato nº 2922.**

2 - MÉTODOS UTILIZADOS

Todos os procedimentos utilizados durante a realização dos serviços seguem ao máximo o método de ensaio **NBR 6484/2020 – Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**.

3 - SONDAGEM A PERCURSÃO

3.1 – Equipamentos

Equipamentos utilizados:

- Torre com roldana e sarilho;
- Tubo de revestimento em aço com diâmetro interno de 67 mm e diâmetro externo de 76 mm;
- Haste de lavagem/penetração em aço com diâmetro 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;
- Cabeça de bater em aço;
- Trépano;
- Trado concha com 100 mm de diâmetro;
- Trado helicoidal com diâmetro de 67 mm;
- Medidor de nível d'agua;
- Bomba motorizada;
- Demais equipamentos do método de ensaio.

3.2 – Execução do Ensaio

3.2.1 – Processo de Perfuração

O processo de perfuração foi iniciado com o emprego de trado até o nível de água do subsolo ou a impossibilidade de avanço como descrito no método de ensaio. A partir desse ponto a perfuração se deu por circulação de água.

3.2.2 – Amostragem

As amostras foram colhidas aos 0,5 m, e a partir do primeiro metro foram colhidas metro a metro, através do amostrador padrão. As amostradas foram acondicionadas em recipientes próprios fechados e foram encaminhadas para identificação táctil-visual no laboratório de mecânica dos solos da empresa Versolo.

3.2.3 - Ensaio de penetração dinâmica

Os índices de penetração foram obtidos pela cravação do amostrador padrão através de sucessivas quedas do martelo padronizado com massa de 65 kg da altura de 0,75 m, até se atingir a penetração de 0,45 m, anotando-se o número de golpes necessários a cravação de cada 0,15 m do referido amostrador padrão, ou conforme indicado na NBR 6484/2020.

3.3 Observações do nível de água freático

A determinação do nível d'agua freático foi realizada conforme o método de ensaio estabelecido pela norma NBR-6484/2020. Os resultados das determinações estão apresentados nos perfis de sondagem em anexo.

3.4 - Profundidade das perfurações

As perfurações encontraram material impenetrável a percussão aos:

SP01: 10,10m;

SP02: 12,10m;

SP03: 12,13m;

SP04: 12,09m;

SP05: 11,12m;

SP06: 11,11m.

3.5 – Resultados

Locação das sondagens

A quantidade e locação sondagens foi definida pelo contrato.

Nivelamento Altimétrico

A referência de nível foi estabelecida com conforme GPS. Nas planilhas de sondagem apresentadas em anexo encontram a cota da sondagem, assim como as respectivas coordenadas UTM obtidas por GPS.

Perfis Individuais

O perfil individual da sondagem está apresentado em anexo e conta com todas as informações coletadas em campo.

4 – ANEXOS

VERSOLO
Sondagens e Fundações

ANEXO 1

RESULTADOS

Rua Sete de Setembro, 321 Centro – Botucatu/SP
Fone: (14) 9 8101-1992 - E-mail: contato@versolo.com.br - Site: www.versolo.com.br

Planta de Locação

CLIENTE:	NOVAES ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES
OBRA:	CIVIL
LOCAL:	R. AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, ESQUINA COM AV. JOSÉ CASSARO - BROTAS/SP



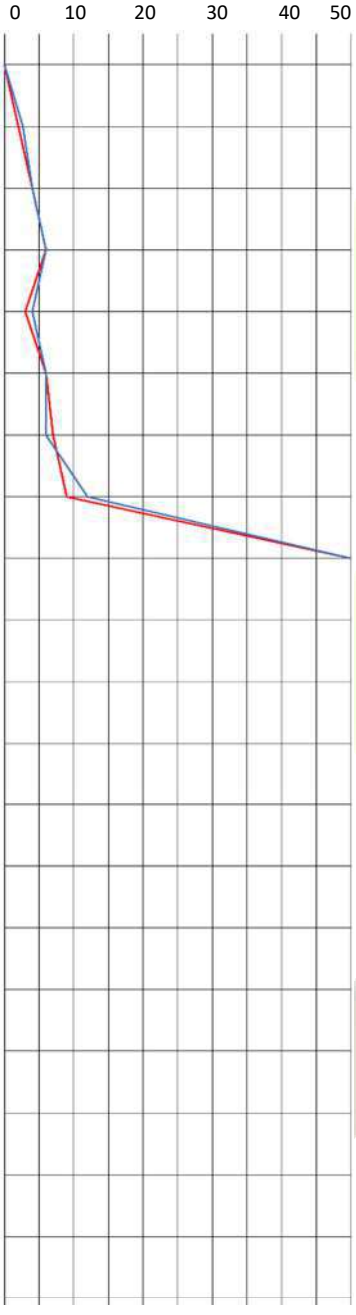
VERSOLO
Sondagens e Fundações

FONE: (14) 9 98101-1992	TRABALHO Nº 2922	FOLHA: 01/07	ANÁLISE:
Email: contato@versolo.com.br	DATA: 14/04/2022	SONDADOR: Antônio Marcos	Eng. Fabio Reis

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DE SOLO COM SPT NBR 6484:2020

CLIENTE:	NOVAES ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES	SONDAGEM À PERCURSSÃO	SP 01
OBRA:	CIVIL	INICIO: 05/04/2022	TERMINO: 05/04/2022
LOCAL:	R. AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, ESQUINA COM AV. JOSÉ CASSARO - BROTAS/SP	COTA: 647,90	COORD. N:7533150.04 E:797923.74

GRAFICO SPT



AMOSTRADOR:
INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg
EXTERNO = 50.8 mm ALT. DE QUEDA: 75 cm
REVESTIMENTO: 2 mm

PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PEN.)	RESISTENCIA A PENETRAÇÃO SPT INI.	RESISTENCIA A PENETRAÇÃO SPT FIN.	Torque Max.	Torque Res.	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	NIVEL D'AGUA	AVANÇO
0,50	- - -	-	-					0,50	Silte argilo arenoso, tonalidade vermelho escuro	nd	TC
1,00	1/16 1/14 2/20	2/30	3/34								
2,00	2/15 2/15 2/15	4	4								
3,00	3/15 3/15 3/15	6	6						Silte argilo arenoso, tonalidade vermelho escuro, consistência mole a média.		
4,00	1/15 2/15 2/15	3	4								
5,00	3/15 3/15 3/15	6	6					5,45			
6,00	4/15 3/15 3/15	7	6						Argila siltosa, tonalidade vermelho escuro com pontos brancos, consistência média.		CA
7,00	4/15 5/15 7/15	9	12					7,45			
8,00	30/10 - -	30/10	-			RESIDUAL		8,10	Argila Silto Arenosa, tonalidade variegada, consistência dura.		
9,00	40/11 - -	40/11	-						Argila Silto Arenosa, tonalidade roxo claro, consistência dura.		
10,00	40/10 - -	40/10	-					10,10			

Início lavagem por tempo: 10,10 m
10 min - 10,11 m;
20 min - 10,13 m;
30 min - 10,15 m.
Ensaio paralisado, impenetrável ao trépano de lavagem, conforme item 5.2.4.5 da norma NBR 6484/2020.

OBS.:

LEGENDAS:

30 cm INICIAIS —— |30 cm FINAS —— | TRADO CAVADEIRA - TC | TRADO HELICOIDAL - TH | CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA | REVESTIMENTO ||

VERSOLO Sondagens e Fundações

FONE: (14) 9 98101-1992
Email: contato@versolo.com.br

TRABALHO Nº: 2922
DATA: 14/04/2022
FOLHA: 02/07
SONDADOR: Antônio Marcos

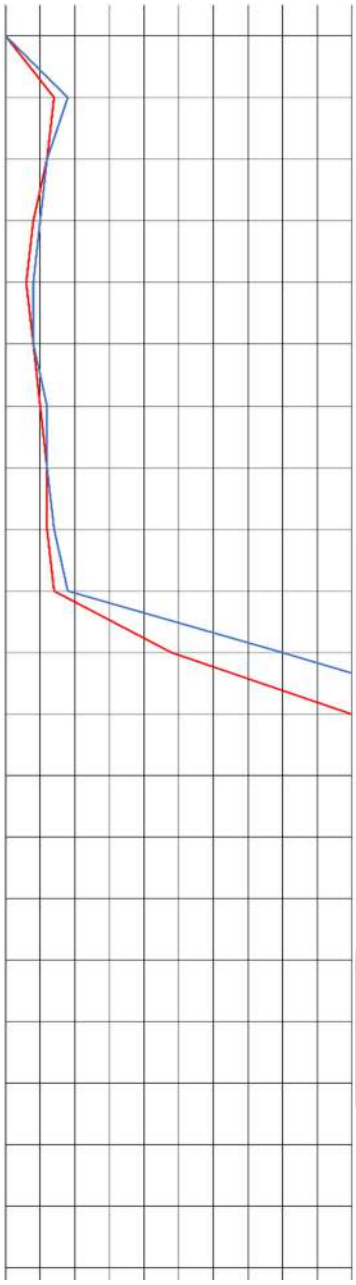
ANÁLISE:

Eng. Fabio Reis

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DE SOLO COM SPT NBR 6484:2020

CLIENTE:	NOVAES ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES	SONDAGEM À PERCURSSÃO	SP 02
OBRA:	CIVIL	INICIO: 06/04/2022	TERMINO: 06/04/2022
LOCAL:	R. AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, ESQUINA COM AV. JOSÉ CASSARO - BROTAS/SP	COTA: 651,2	COORD. N:7533153.87 E:797929.93

GRAFICO SPT



AMOSTRADOR:
INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg
EXTERNO = 50.8 mm ALT. DE QUEDA: 75 cm
REVESTIMENTO: 2 mm

PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PEN.)	RESISTENCIA A PENETRAÇÃO SPT INI.	RESISTENCIA A PENETRAÇÃO SPT FIN.	Torque Max.	Torque Res.	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	NIVEL D'AGUA	AVANÇO
0,50	- - -	-	-					0,50	Silte argilo arenoso, tonalidade vermelho escuro	nd	TC
1,00	3/15 4/15 5/15	7	9								
2,00	3/15 3/15 3/15	6	6						Silte argilo arenoso, tonalidade vermelho escuro, consistência mole a média.		
3,00	2/15 2/15 3/15	4	5								
4,00	1/15 2/15 2/15	3	4								
5,00	2/15 2/15 2/15	4	4					5,45			
6,00	2/15 3/15 3/15	5	6						Argila siltosa, tonalidade vermelho escuro com pontos brancos, consistência média.		CA
7,00	3/15 3/15 3/15	6	6			RESIDUAL					
8,00	3/15 3/15 4/15	6	7					8,45			
9,00	3/15 4/15 5/15	7	9						Argila Silto Arenosa, tonalidade variegada, consistência media a dura.		
10,00	9/15 15/15 25/15	24	40					10,45			
11,00	30/11 - -	30/11	-						Argila Silto Arenosa, tonalidade roxo claro, consistência dura.		
12,00	30/10 - -	30/10	-					12,10			

Início lavagem por tempo: 12,10 m
10 min - 12,12 m;
20 min - 12,14 m;
30 min - 12,15 m.
Ensaio paralisado, impenetrável ao trépano de lavagem, conforme item 5.2.4.5 da norma NBR 6484/2020.

OBS.:

LEGENDAS:

30 cm INICIAIS —— |30 cm FINAS —— | TRADO CAVADEIRA - TC | TRADO HELICOIDAL - TH | CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA | REVESTIMENTO ||

VERSOLO Sondagens e Fundações

FONE: (14) 9 98101-1992
Email: contato@versolo.com.br

TRABALHO Nº: 2922
DATA: 14/04/2022
FOLHA: 03/07
SONDADOR: Antônio Marcos

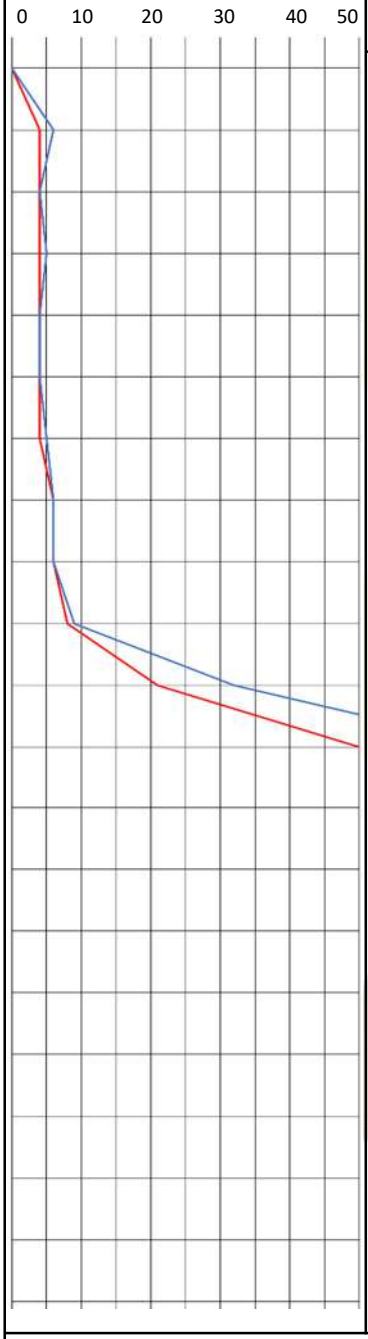
ANÁLISE: FLL

Eng. Fabio Reis

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DE SOLO COM SPT NBR 6484:2020

CLIENTE:	NOVAES ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES	SONDAGEM À PERCURSSÃO	SP 03
OBRA:	CIVIL	INICIO: 06/04/2022	TERMINO: 06/04/2022
LOCAL:	R. AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, ESQUINA COM AV. JOSÉ CASSARO - BROTAS/SP	COTA: 651,3 COORD. N:7533168.45	E:797915.94

GRAFICO SPT



AMOSTRADOR:
INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg
EXTERNO = 50.8 mm ALT. DE QUEDA: 75 cm
REVESTIMENTO: 2 mm

PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PEN.)	RESISTENCIA A PENETRAÇÃO SPT INI.	RESISTENCIA A PENETRAÇÃO SPT FIN.	Torque Max.	Torque Res.	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	NIVEL D'AGUA	AVANÇO
0,50	- - -	-	-					0,50	Silte argilo arenoso, tonalidade vermelho escuro	nd	TC
1,00	2/15 2/15 4/15	4	6								
2,00	2/15 2/15 2/15	4	4						Silte argilo arenoso, tonalidade vermelho escuro, consistência mole a média.		
3,00	2/15 2/15 3/15	4	5								
4,00	2/15 2/15 2/15	4	4								
5,00	2/15 2/15 2/15	4	4					5,45			
6,00	2/15 2/15 3/15	4	5						Argila siltosa, tonalidade vermelho escuro com pontos brancos, consistência mole a média.		CA
7,00	3/15 3/15 3/15	6	6			RESIDUAL					
8,00	3/15 3/15 3/15	6	6					8,45			
9,00	4/15 4/15 5/15	8	9						Argila Silto Arenosa, tonalidade variegada, consistência média a dura.		
10,00	8/15 13/15 19/15	21	32					10,45			
11,00	25/15 30/12 -	55/27	30/12						Argila Silto Arenosa, tonalidade roxo claro, consistência dura.		
12,00	30/13 - -	30/13	-					12,13			
									Início lavagem por tempo: 12,13 m 10 min - 12,16 m; 20 min - 12,18 m; 30 min - 12,20 m. Ensaio paralisado, impenetrável ao trépano de lavagem, conforme item 5.2.4.5 da norma NBR 6484/2020.		

OBS.:

LEGENDAS:

30 cm INICIAIS —— |30 cm FINAS —— | TRADO CAVADEIRA - TC | TRADO HELICOIDAL - TH | CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA | REVESTIMENTO ||

VERSOLO Sondagens e Fundações

FONE: (14) 9 98101-1992

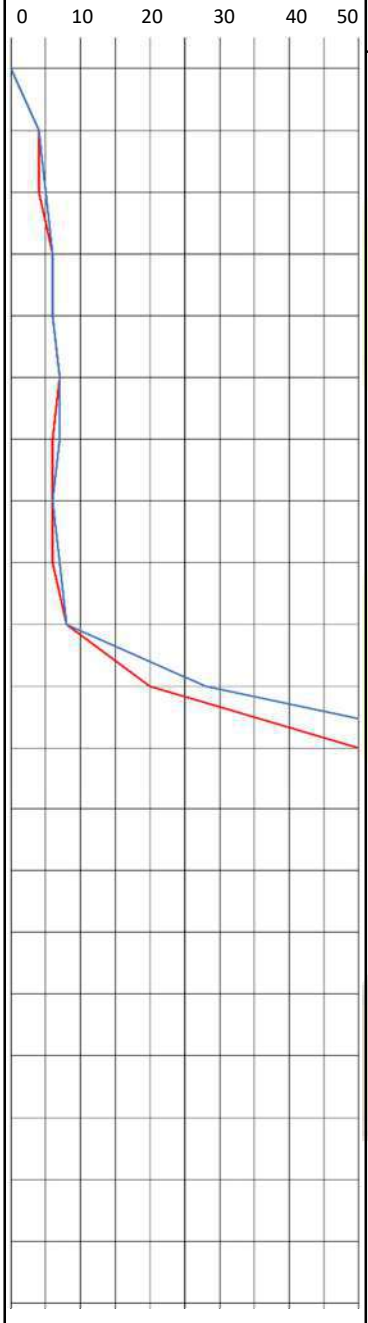
Email: contato@versolo.com.br

TRABALHO Nº	FOLHA:	ANÁLISE:
2922	04/07	FLL
DATA: 14/04/2022	SONDADOR: Antônio Marcos	Eng. Fabio Reis

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DE SOLO COM SPT NBR 6484:2020

CLIENTE:	NOVAES ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES	SONDAGEM À PERCURSSÃO	SP 04
OBRA:	CIVIL	INICIO: 07/04/2022	TERMINO: 07/04/2022
LOCAL:	R. AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, ESQUINA COM AV. JOSÉ CASSARO - BROTAS/SP	COTA: 651,1	COORD. N:7533129.00 E:797907.08

GRAFICO SPT



AMOSTRADOR:
INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg
EXTERNO = 50.8 mm ALT. DE QUEDA: 75 cm
REVESTIMENTO: 2 mm

PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PEN.)	RESISTENCIA A PENETRAÇÃO SPT INI.	RESISTENCIA A PENETRAÇÃO SPT FIN.	Torque Max.	Torque Res.	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	NIVEL D'AGUA	AVANÇO
0,50	- - -	-	-					0,50	Silte argilo arenoso, tonalidade vermelho escuro	nd	TC
1,00	2/15 2/15 2/15	4	4								
2,00	2/15 2/15 3/15	4	5						Silte argilo arenoso, tonalidade vermelho escuro, consistência mole a média.		
3,00	3/15 3/15 3/15	6	6								
4,00	3/15 3/15 3/15	6	6								
5,00	3/15 4/15 3/15	7	7					5,45			
6,00	3/15 3/15 4/15	6	7						Argila siltosa, tonalidade vermelho escuro com pontos brancos, consistência média.		CA
7,00	3/15 3/15 3/15	6	6			RESIDUAL					
8,00	3/15 3/15 4/15	6	7					8,45			
9,00	4/15 4/15 4/15	8	8						Silte Argilo Arenoso, tonalidade variegada, consistência média a muito rija.		
10,00	8/15 12/15 16/15	20	28					10,45			
11,00	18/15 30/13 -	48/28	30/13					11,28	Argila Silto Arenosa, tonalidade roxo claro, consistência dura.		
12,00	30/9 - -	30/9	-					12,09	Amostra perdida		

Início lavagem por tempo: 12,09 m
10 min - 12,14 m;
20 min - 12,15 m;
30 min - 12,17 m.
Ensaio paralisado, impenetrável ao trépano de lavagem, conforme item 5.2.4.5 da norma NBR 6484/2020.

OBS.:

LEGENDAS:

30 cm INICIAIS —— |30 cm FINAS —— | TRADO CAVADEIRA - TC | TRADO HELICOIDAL - TH | CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA | REVESTIMENTO ||

VERSOLO Sondagens e Fundações

FONE: (14) 9 98101-1992
Email: contato@versolo.com.br

TRABALHO Nº: 2922
DATA: 14/04/2022
FOLHA: 05/07
SONDADOR: Antônio Marcos

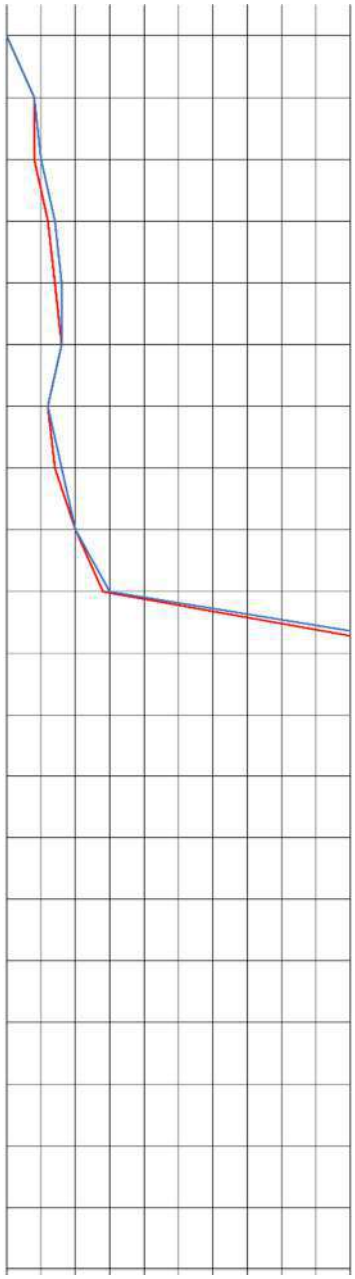
ANÁLISE:

Eng. Fabio Reis

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DE SOLO COM SPT NBR 6484:2020

CLIENTE:	NOVAES ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES	SONDAGEM À PERCURSSÃO	SP 05
OBRA:	CIVIL	INICIO: 07/04/2022	TERMINO: 07/04/2022
LOCAL:	R. AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, ESQUINA COM AV. JOSÉ CASSARO - BROTAS/SP	COTA: 648,7	COORD. N:7533156.23 E:797866.25

GRAFICO SPT



PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PEN.)	RESISTENCIA A PENETRAÇÃO SPT INI.	RESISTENCIA A PENETRAÇÃO SPT FIN.	Torque Max.	Torque Res.	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR: INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg; EXTERNO = 50.8 mm ALT. DE QUEDA: 75 cm; REVESTIMENTO: 2 mm — DESCRIÇÃO DO MATERIAL	NIVEL D'AGUA	AVANÇO
0,50	- - -	-	-			RESIDUAL		0,50	Silte argilo arenoso, tonalidade vermelho escuro	nd	TC
1,00	2/15 2/15 2/15	4	4								
2,00	2/15 2/15 3/15	4	5						Silte argilo arenoso, tonalidade vermelho escuro, consistência mole a média.		
3,00	3/15 3/15 4/15	6	7								
4,00	3/15 4/15 4/15	7	8					5,45			
5,00	4/15 4/15 4/15	8	8						Argila siltosa, tonalidade vermelho escuro com pontos brancos, consistência média.		CA
6,00	3/15 3/15 3/15	6	6								
7,00	3/15 4/15 4/15	7	8								
8,00	5/15 5/15 5/15	10	10					8,45			
9,00	7/15 7/15 8/15	14	15					9,45	Argila Silto Arenosa, tonalidade variegada, consistência rija.		
10,00	30/14 - -	30/14	-						Argila Silto Arenosa, tonalidade roxo claro, consistência dura.		
11,00	30/12 - -	30/12	-					11,12			
									Início lavagem por tempo: 11,12 m 10 min - 11,12 m; 20 min - 11,12 m; 30 min - 11,13 m. Ensaio paralisado, impenetrável ao trépano de lavagem, conforme item 5.2.4.5 da norma NBR 6484/2020.		

OBS.:

LEGENDAS:

30 cm INICIAIS —— |30 cm FINAS —— | TRADO CAVADEIRA - TC | TRADO HELICOIDAL - TH | CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA | REVESTIMENTO ||

VERSOLO Sondagens e Fundações

FONE: (14) 9 98101-1992

Email: contato@versolo.com.br

TRABALHO Nº: 2922

DATA: 14/04/2022

FOLHA: 06/07

SONDADOR: Antônio Marcos

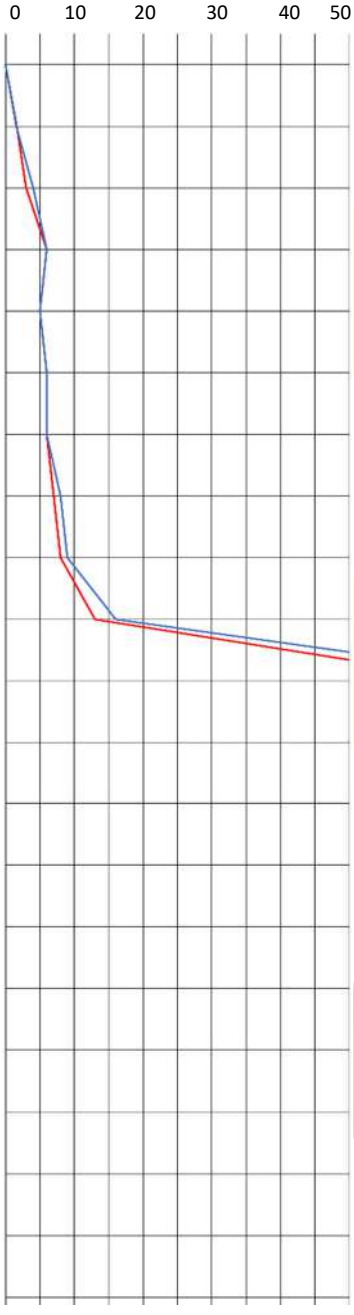
ANÁLISE:

Eng. Fabio Reis

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DE SOLO COM SPT NBR 6484:2020

CLIENTE:	NOVAES ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES	SONDAGEM À PERCURSSÃO	SP 06
OBRA:	CIVIL	INICIO: 07/04/2022	TERMINO: 07/04/2022
LOCAL:	R. AUGUSTO INOCÊNCIO DE ALMEIDA, ESQUINA COM AV. JOSÉ CASSARO - BROTAS/SP	COTA: 648,6	COORD. N:7533117.18 E:797917.89

GRAFICO SPT



PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PEN.)	RESISTENCIA A PENETRAÇÃO SPT INI.	RESISTENCIA A PENETRAÇÃO SPT FIN.	Torque Max.	Torque Res.	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR: INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg; EXTERNO = 50.8 mm ALT. DE QUEDA: 75 cm; REVESTIMENTO: 2 mm — DESCRIÇÃO DO MATERIAL	NIVEL D'AGUA	AVANÇO
0,50	- - -	-	-					0,50	Silte argilo arenoso, tonalidade vermelho escuro	nd	TC
1,00	1/19 1/18 1/20	2/37	2/38								
2,00	1/15 2/15 2/15	3	4						Silte argilo arenoso, tonalidade vermelho escuro, consistência muito mole a média.		
3,00	3/15 3/15 3/15	6	6								
4,00	3/15 2/15 3/15	5	5								
5,00	3/15 3/15 3/15	6	6					5,45			
6,00	3/15 3/15 3/15	6	6			RESIDUAL			Argila siltosa, tonalidade vermelho escuro com pontos brancos, consistência média.		CA
7,00	3/15 4/15 4/15	7	8								
8,00	4/15 4/15 5/15	8	9					8,45			
9,00	6/15 7/15 9/15	13	16						Argila Silto Arenosa, tonalidade variegada, consistência rija a dura.		
10,00	30/13 - -	30/13	-					10,13			
11,00	30/11 - -	30/11	-					11,11	Argila Silto Arenosa, tonalidade roxo claro, consistência dura.		
									Início lavagem por tempo: 11,11 m 10 min - 11,12 m; 20 min - 11,12 m; 30 min - 11,12 m. Ensaio paralisado, impenetrável ao trépano de lavagem, conforme item 5.2.4.5 da norma NBR 6484/2020.		

OBS.:

LEGENDAS:

30 cm INICIAIS —— |30 cm FINAS —— | TRADO CAVADEIRA - TC | TRADO HELICOIDAL - TH | CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA | REVESTIMENTO ||

VERSOLO Sondagens e Fundações

FONE: (14) 9 98101-1992

Email: contato@versolo.com.br

TRABALHO Nº: 2922

DATA: 14/04/2022

FOLHA: 07/07

SONDADOR: Antônio Marcos

ANÁLISE:

Eng. Fabio Reis

VERSOLO
Sondagens e Fundações

ANEXO 2

ANOTAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA

Rua Sete de Setembro, 321 Centro – Botucatu/SP
Fone: (14) 9 8101-1992 - E-mail: contato@versolo.com.br - Site: www.versolo.com.br

Anotação de Responsabilidade Técnica - ART

Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Estado de São Paulo

CREA-SP

ART Múltipla

28027230220513967

Item 008

1. Responsável Técnico

FABIO DOS REIS

Título Profissional: **Engenheiro Civil**

RNP: **2618248074**

Registro: **5070403000-SP**

Empresa Contratada: **REIS & JAEHN SONDAGENS & FUNDAÇÕES LTDA**

Registro: **2328351-SP**

2. Dados do Contrato

Contratante: **Novaes Engenharia e Construções LTDA**

CPF/CNPJ: **13.359.577/0001-36**

Ação Institucional:

Valor do Contrato: **2950,00**

3. Dados da Obra Serviço

Endereço: **Rua Augusto Inocêncio de Almeida**

N°:

Complemento: **esquina com Av. José Cassaro**

Bairro:

Cidade: **Brotas**

UF: **SP**

CEP: **17380000**

Data de Início: **01/04/2022** Previsão de Término: **15/04/2022** Documento **2922**

Nivel de Atuação	Atividade Profissional	Obra/Serviço	
Execução	**Laudo**	**Sondagens**	8 **Contratos**

5. Observações

6. Declarações

Acessibilidade: <declara a aplicabilidade das regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto nº5.296, de 2 de dezembro de 2004, às atividades profissionais acima relacionadas.>

7. Entidade de Classe

ASSOCIAÇÃO DE ENGENHARIA DE BOTUCATU

8. Assinaturas

Declaro serem verdadeiras as informações acima

Botucatu (Local) 14 de abril (data) de 2022

FABIO DOS REIS - CPF: 424.671.998-60

Novaes Engenharia e Construções LTDA - CPF/CNPJ: 13.359.577/0001-36

9. Informações

- A presente ART encontra-se devidamente quitada conforme dados constantes no rodapé-versão do sistema, certificada pelo *Nosso Número*.

- A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.creasp.org.br ou www.confea.org.br

- A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.

VERSOLO
Sondagens e Fundações

ANEXO 3

IMAGENS EXECUÇÃO

Rua Sete de Setembro, 321 Centro – Botucatu/SP
Fone: (14) 9 8101-1992 - E-mail: contato@versolo.com.br - Site: www.versolo.com.br



Rua Sete de Setembro, 321 Centro – Botucatu/SP
Fone: (14) 9 8101-1992 - E-mail: contato@versolo.com.br - Site: www.versolo.com.br



Rua Sete de Setembro, 321 Centro – Botucatu/SP
Fone: (14) 9 8101-1992 - E-mail: contato@versolo.com.br - Site: www.versolo.com.br



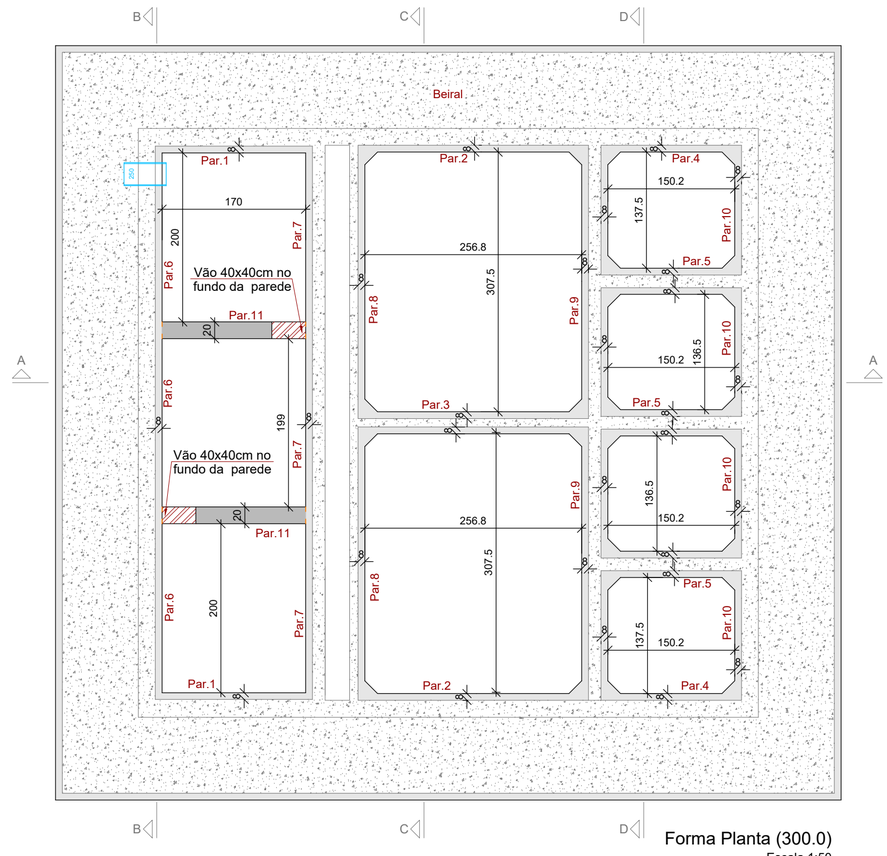
Rua Sete de Setembro, 321 Centro – Botucatu/SP
Fone: (14) 9 8101-1992 - E-mail: contato@versolo.com.br - Site: www.versolo.com.br

VERSOLO
Sondagens e Fundações

Rua Sete de Setembro, 321 Centro – Botucatu/SP
Fone: (14) 9 8101-1992 - E-mail: contato@versolo.com.br - Site: www.versolo.com.br

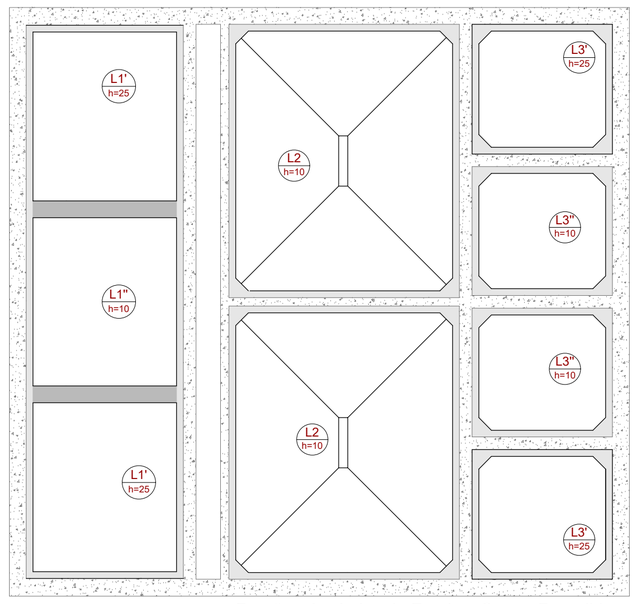
ANEXO E: PLANTAS E CORTES COM A NOMEMCLATURA DOS ELEMENTOS DOS MÓDULOS DE TRATAMENTO

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

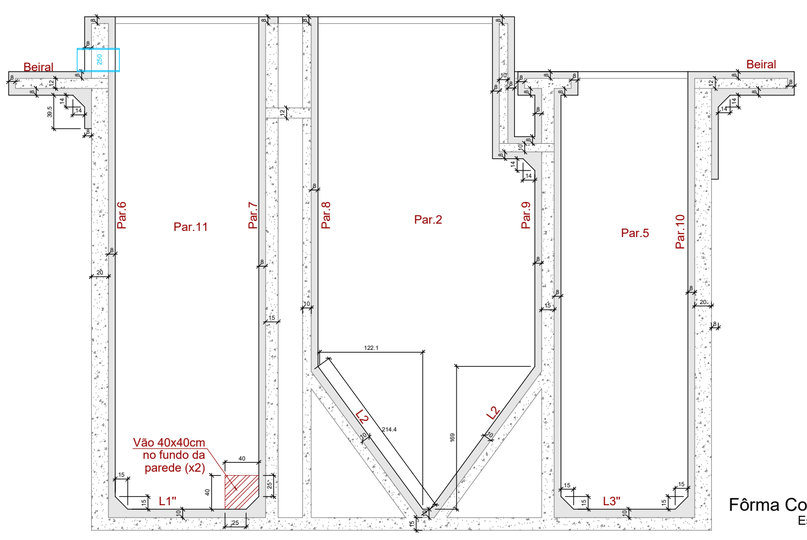


Forma Planta (300.0)
Escala 1:50

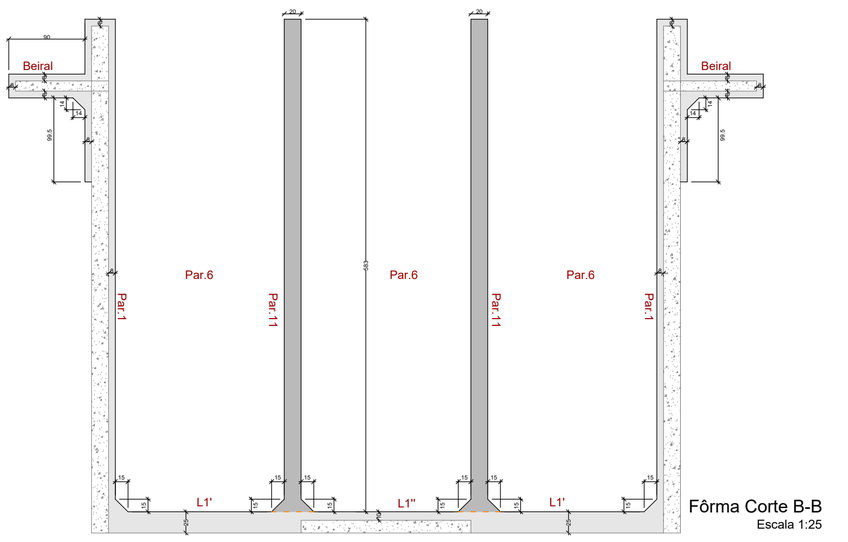
Legenda	
	Paredes Existentes
	Concreto Projetado
	Concreto Moldado no local



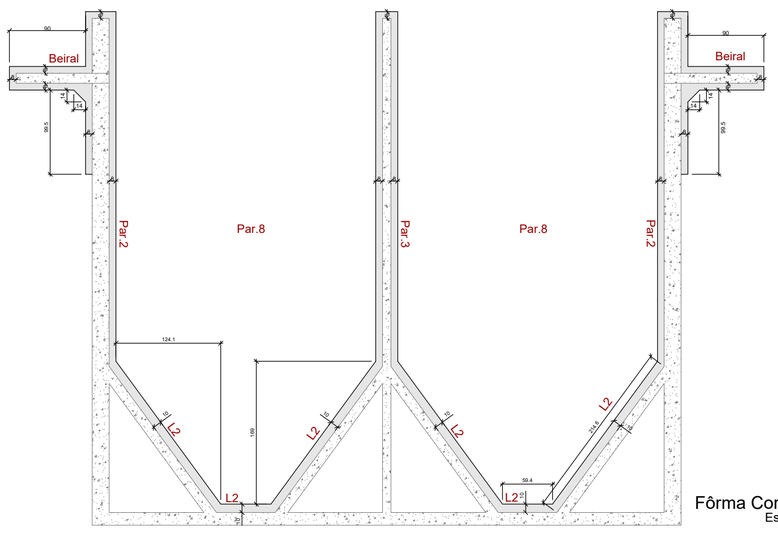
Porções das Lajes de Fundo a Serem Demolidas para Execução das Estacas de Reação
Escala 1:50



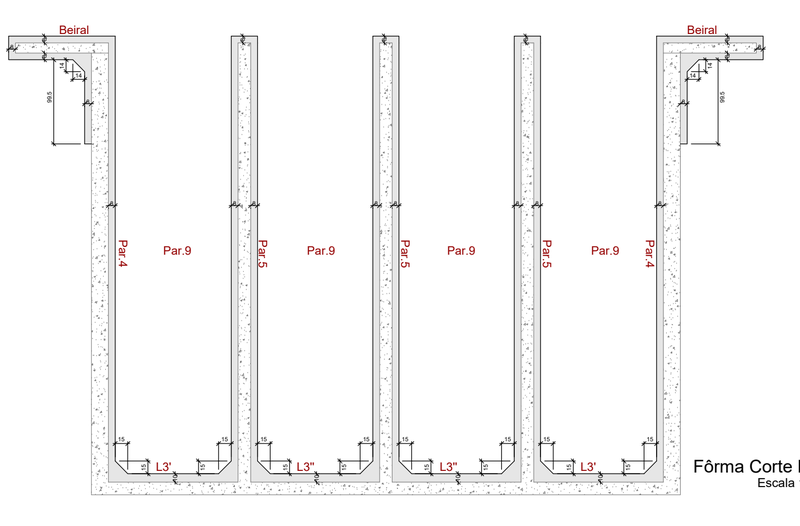
Fôrma Corte A-A
Escala 1:25



Fôrma Corte B-B
Escala 1:25



Fôrma Corte C-C
Escala 1:25



Fôrma Corte DD
Escala 1:25

novaes ENGENHARIA SUSTENTÁVEL
[16] 9.8134.0993 | [16] 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos / SP| www.novaes.eng.br

solicitante: Prefeitura Municipal da Estância Turística de Brotas

folha xx/xx

Elaboração de Diagnóstico Estrutural e de Projetos Visando a Recuperação, Readequação e Implantação de Melhorias, Incluindo a Retirada Adequada do Lodo da Estação de Tratamento de Água do Município De Brotas-SP

Reforço Módulo de Tratamento
Plantas e Fôrmas

Eng. Responsável: Luciano Farias de Novaes
CREA/SP: 506233333.3 **ART:** 28027230220262373

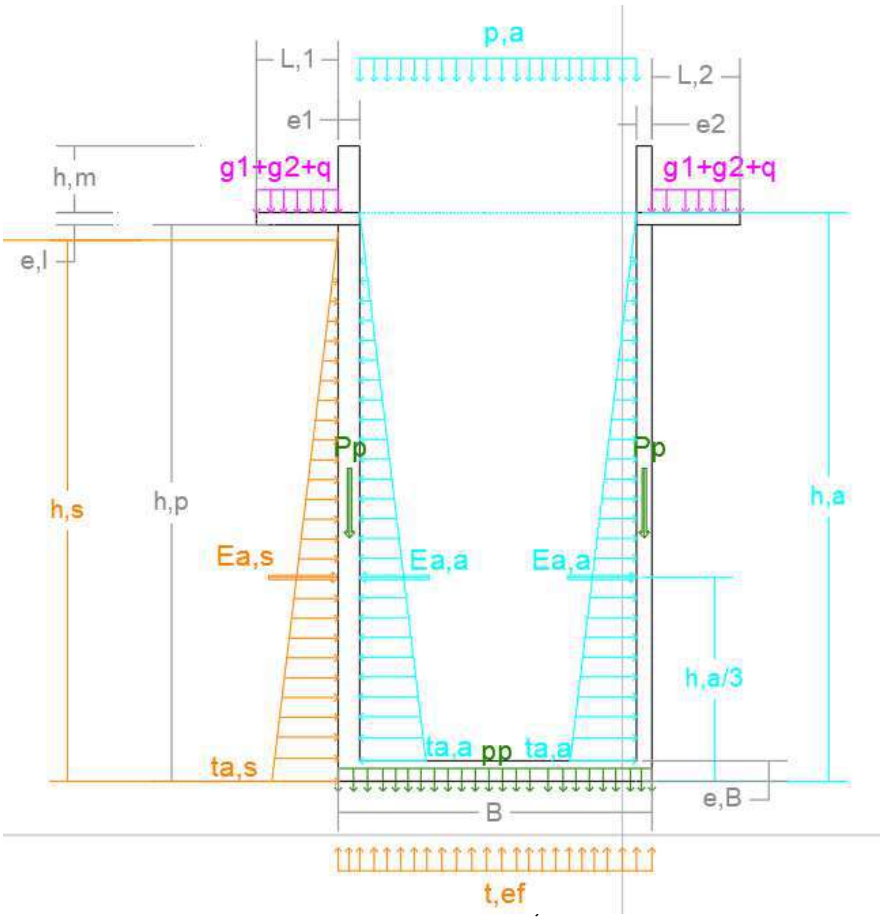
Desenhista: Rodrigo Cabanillas Tadioto
Escala: Indicadas **Arquivo:** Revisão 0

Data
Maio | 2022

FOLHA A1

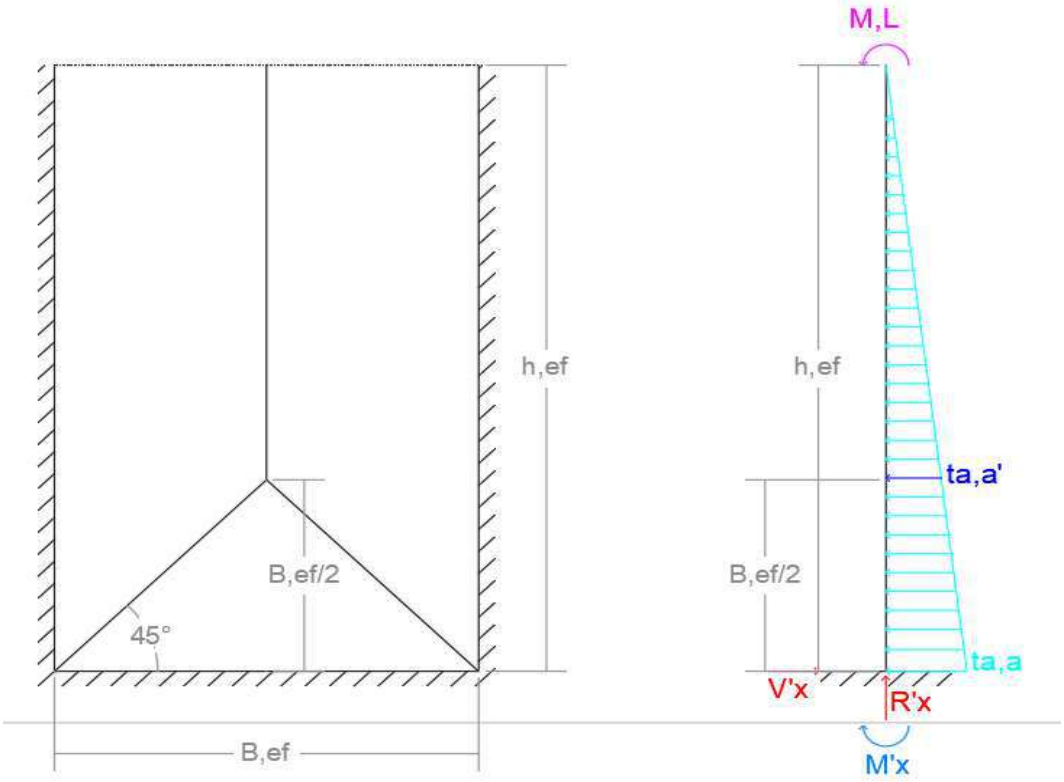
ESQUEMA DOS ESFORÇOS ENVOLVIDOS NO MÓDULO

Esquema dos esforços solicitantes



p,a = Peso água	h,m = Altura da mureta
L,1 = Largura da laje em balanço 1	e,l = Espessura da laje
L,2 = Largura da laje em balanço 2	h,s = Altura do solo
e,1 = Espessura da parede a esquerda na	h,p = Altura da parede
e,2 = Espessura da parede a direita na vista	Pp = Peso proprio concentrado do concreto
g1 = Carga de peso proprio da laje	pp = Peso proprio distribuído do concreto
g2 = Carga de revestimento da laje	B = Largura da Base
q = Carga acidental na laje	e,b = Espessura da Base
ta,s = Tensão ativa do solo	Ea,s = Empuxo ativo da água
Ea,s = Empuxo ativo do solo	h,a = Altura máx, do nível d'água
ta,a = Tensão ativa da água	t,ef = Tensão efetiva do solo

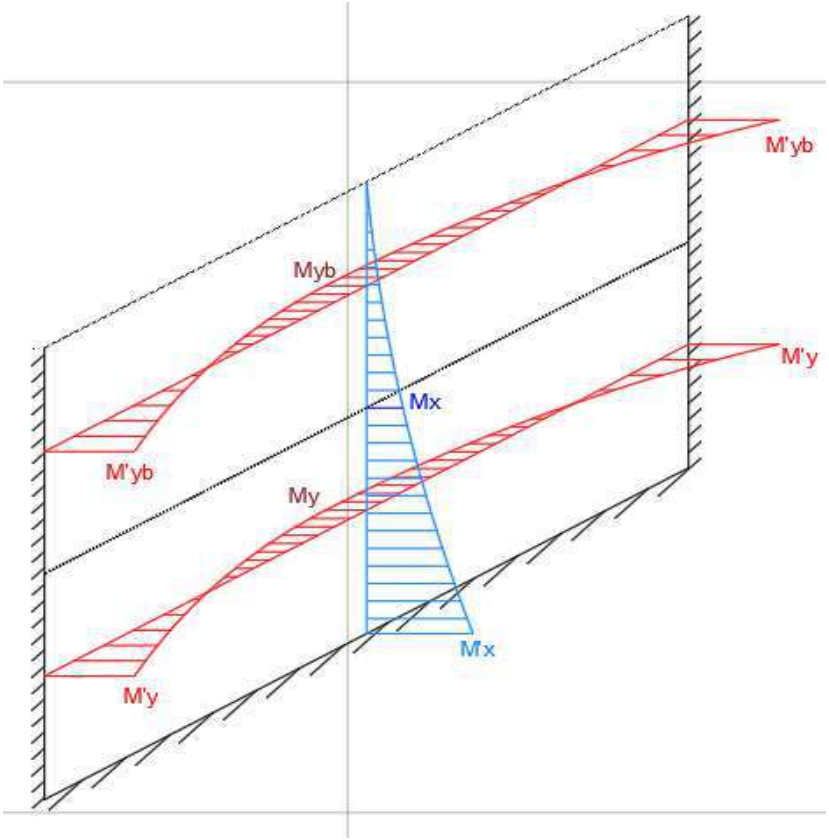
Representação dos vínculos nas paredes, esforços atuantes e reações



Fonte: autor, 2022.

B,ef = Largura efetiva da Base	M'L = Momento advindo da laje em balanço
h,ef = alturaq efetiva da parede	R'x = Reação vertical no apoio (normal)
ta,a = Tensão ativa da água	V'x = Reação horizontal no apoio (cortante)
ta,a' = tensão ativa da água a B,ef/2	M'x = Momento de engaste no apoio

Representação dos momentos atuantes numa parede de concreto



Fonte: autor, 2022.

My =	Momento no vão no eixo y, próximo à borda engastada	M,y =	Momento de engaste no eixo y, próximo à borda engastada
Myb =	Momento no vão no eixo y, próximo à borda livre	M'yb =	Momento de engaste no eixo y, próximo à borda livre
Mx =	Momento no vão no eixo x	M'x =	Momento de engaste no eixo x

ANEXO F: MEMORIAL DE CÁLCULO – MÓDULO ETA: VERIFICAÇÃO DA FUNDAÇÃO.

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

CÁLCULO DE PARÂMETROS DO SOLO

Nspt,base= 4,00 — Profundidade cota de apoio = 2,00 m

-> de 0 a 1m: silte argilo-arenoso	-> de 1 a 2m: silte argilo-arenoso	-> parametros médios
γ,solo = 19 kN/m³	γ,solo = 19 kN/m³	**γm,solo = 19,00 kN/m³**
Nspt = 2	Nspt = 4	**Nspt,m = 3,00**

TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO - método semi-empírico

σ, solo = (Nspt / 50) + (γm,solo x h)
σ, solo = 0,098 Mpa
σ, solo = 98 kN/m²

-> Cálculo já considera coeficiente de segurança ao dividir o Nspt por 50.
-> segunda parcela refere-se à pressão geostática.

CÁLCULO PESO PRÓPRIO

-> será considerado como hipótese que o reservatório seja rígido — γ,concreto = 25 kN/m³

Parede 1:		Parede 2:		Parede 3:	
altura =	6,00 m	altura =	4,30 m	altura =	6,00 m
comp. =	2,05 m	comp. =	2,90 m	comp. =	2,90 m
esp. atual =	0,20 m	esp. atual =	0,20 m	esp. atual =	0,10 m
esp. ref. =	0,28 m	esp. ref. =	0,28 m	esp. ref. =	0,26 m
pp, atual =	61,50 kN	pp, atual =	62,35 kN	pp, atual =	43,50 kN
pp, ref =	86,10 kN	pp, ref =	87,29 kN	pp, ref =	113,10 kN

Parede 4:		Parede 5:		Parede 6:	
altura =	6,00 m	altura =	6,00 m	altura =	6,00 m
comp. =	1,83 m	comp. =	1,83 m	comp. =	6,75 m
esp. atual =	0,18 m	esp. atual =	0,15 m	esp. atual =	0,20 m
esp. ref. =	0,26 m	esp. ref. =	0,31 m	esp. ref. =	0,28 m
pp, atual =	49,41 kN	pp, atual =	41,18 kN	pp, atual =	202,50 kN
pp, ref =	71,37 kN	pp, ref =	85,10 kN	pp, ref =	283,50 kN

Parede 7:		Parede 8:		Parede 9:	
altura =	6,00 m	altura =	4,30 m	altura =	6,00 m
comp. =	6,75 m	comp. =	3,40 m	comp. =	1,70 m
esp. atual =	0,15 m	esp. atual =	0,10 m	esp. atual =	0,15 m
esp. ref. =	0,23 m	esp. ref. =	0,18 m	esp. ref. =	0,31 m
pp, atual =	151,88 kN	pp, atual =	36,55 kN	pp, atual =	38,25 kN
pp, ref =	232,88 kN	pp, ref =	65,79 kN	pp, ref =	79,05 kN

Parede 10:		Parede 11:		Laje 1:	
altura =	6,00 m	altura =	6,00 m	largura =	2,50 m
comp. =	1,70 m	comp. =	1,70 m	comp. =	6,95 m
esp. atual =	0,20 m	esp. atual =	0,00 m	esp. atual =	0,15 m
esp. ref. =	0,28 m	esp. ref. =	0,20 m	esp. ref. =	0,25 m
pp, atual =	51,00 kN	pp, atual =	0,00 kN	pp, atual =	65,16 kN
pp, ref =	71,40 kN	pp, ref =	51,00 kN	pp, ref =	108,59 kN

Laje 2:			Laje 3:			Beiral		
largura =	1,55	m	largura =	1,90	m	largura =	1,47	m
comp. =	4,05	m	comp. =	2,00	m	comp. =	32,20	m
esp. atual =	0,15	m	esp. atual =	0,15	m	esp. atual =	0,12	m
esp. ref. =	0,25	m	esp. ref. =	0,25	m	esp. ref. =	0,28	m
pp, atual =	23,54	kN	pp, atual =	14,25	kN	pp, atual =	142,00	kN
pp, ref =	39,23	kN	pp, ref =	23,75	kN	pp, ref =	331,34	kN

Peso Próprio total da estrutura

pp,t = 2xP1 + 2xP2 + 1xP3 + 2xP4 + 3xP5 + 1xP6 + 1xP7 + 2xP8 + 2xP9 + 4xP10 +2xP11 + 1xL1 + 2xL2 + 4xL3 + Beiral

pp,t,atual =	**1.532,76**	**kN**	**%**	**73,87%**
pp,t,ref =	**2.664,96**	**kN**	**acréscimo**	

CÁLCULO PESO ÁGUA γ,água = 10,1 kN/m³

Floculador:			Decantador:			Filtro		
altura =	6,00	m	altura =	5,15	m	altura =	6,00	m
comp. =	1,85	m	comp. =	3,25	m	comp. =	1,65	m
largura =	6,55	m	largura =	2,75	m	largura =	1,55	m
p,água =	734,32	kN	p,água =	464,88	kN	p,água =	154,98	kN

peso total da água

p,água = 1 x Floculador + 2 x Decantador + 4 x Filtro

p,água = 2284,03 kN

CÁLCULO PESO DAS ESTRUTURAS NOS FLOCULADORES

Estrutura Metálica:

Perfil W 150x13			Cantoneira 1 1/2" #1/8" - sup. piso			Cantoneira 4" #5/16" - fix. Estr.		
massa linear =	13,00	kg/m	massa linear =	1,83	kg/m	massa linear =	12,16	kg/m
comp. linear =	41,24	m	comp. linear =	17,82	m	comp. linear =	0,80	m
peso total =	5,36	kN	peso total =	0,33	kN	peso total =	0,10	kN

Estrutura Piso:			Motor de floculação:			Carga Acidental		
Grade de Piso Stratus: Modelo GPS38mm			MODELO XXXXX			Referente a passagem de pessoas sobre a grade piso no floculador		
massa por área =	14,30	kg/m²	massa por unid. =	200,00	kg	q =	5,00	kN/m²
área total =	13,66	m²	quant. =	3	unid.	área total =	14,38	m²
peso total =	1,95	kN	peso total =	6,00	kN	peso total =	0,72	kN

Peso total dos acessórios nos floculadores

pt,floc = soma de todos os acessórios nos floculadores pt,floc = 14,46 kN

CÁLCULO PESO DAS ESTRUTURAS NOS DECANTADORES

Estrutura Metálica:

Perfil W 150x13 - módulo lamelar			Perfil W 150x13 - calhas vertedor			Cantoneira 4" #5/16" - fix. Estr.		
massa linear =	13,00	kg/m	massa linear =	13,00	kg/m	massa linear =	12,16	kg/m
comp. linear =	31,71	m	comp. linear =	6,14	m	comp. linear =	17,36	m
peso total =	4,12	kN	peso total =	0,80	kN	peso total =	2,11	kN

Estrutura Metálica:			Módulo Lamelar:			Calha Vertedor:		
Cantoneira 4" #5/16" - fix. Calha vertedor			MODELO TTE 50			Modelo 20x21		
massa linear =	12,16	kg/m	massa por Volume =	1440,00	kg/m³	massa linear =	10,00	kg/m
comp. linear =	4,32	m	volume total =	1,20	m³	comp. linear =	14,58	m
peso total =	0,53	kN	peso total =	17,31	kN	peso total =	1,46	kN

PESO TOTAL ACESSÓRIOS NOS FLOCALDORES E DECANTADORES

pt,dec = soma de todos os acessórios nos decantadores — pt,dec = 26,32 kN

CÁLCULO ACIDENTAL NOS BEIRAIS

q = 5 kN/m² — área total = 47,334 m² — ac,total = 236,67 kN

CÁLCULO PESO DOS MATERIAIS FILTRANTES

Antracito			Areia			Pedregulho		
massa espec. =	1400,00	kg/m³	massa espec. =	2300,00	kg/m³	massa espec. =	2400,00	kg/m³
largura =	1,38	m	largura =	1,38	m	largura =	1,38	m
comp. =	1,50	m	comp. =	1,50	m	comp. =	1,50	m
altura =	0,40	m	altura =	0,25	m	altura =	0,30	m
Volme =	0,83	m³	Volme =	0,52	m³	Volme =	0,62	m³
Peso =	11,59	kN	Peso =	11,90	kN	Peso =	14,90	kN

Blocos Leopoldo			Concreto Ciclópico			**Peso total materiais filtrantes**		
massa espec. =	150,00	kg/m³	massa espec. =	2400,00	kg/m³	**Peso total por filtro =**	**59,23**	**kN**
largura =	1,38	m	largura =	1,38	m	**quant. de filtros =**	**4**	**unid.**
comp. =	1,50	m	comp. =	1,50	m			
altura =	0,31	m	altura =	0,40	m	**Pt,mf =**	**236,93**	**kN**
Volme =	0,64	m³	Volme =	0,83	m³			
Peso =	0,96	kN	Peso =	19,87	kN			

VERIFICAÇÃO FUNDAÇÃO DIRETA

-> Carga total atuante (Nsk)

Nsk atual= pp,t,a + pt,água + ac,total + pt,mf
Nsk atual = 4.290,39 kN

27,34%	% acréscimo

Nsk ref.= pp,t,r + pt,água + pt,floc + pt,dec + ac,total + pt,mf
Nsk ref. = 5.463,37 kN

-> tensão efetiva

σ,ef = Nsk / Área apoio
Área Total = 49,68 m²
σ,ef,atual = 86,36 kN/m²
σ,ef,ref = 109,97 kN/m²

-> Verificação das tensões

σ,solo > σ,ef
σ,ef,atual: OK
σ,ef,ref: REVER

-> como a tensão admissível do solo não suporta a estrutura com o acréscimo de carga imposto pelo reforço estrutural, deverá ser previsto estacas de reação (mega-estacas) para absorver esses esforços.

-> para tanto, será verificado a diferença entre a tensão efetiva da estrutura após reforços e a tensão admissível do solo, e a mesma dividida entre a quantidades de pontos possíveis de estacas de reação a serem executados

CÁLCULO CARGA DAS ESTACAS DE REAÇÃO

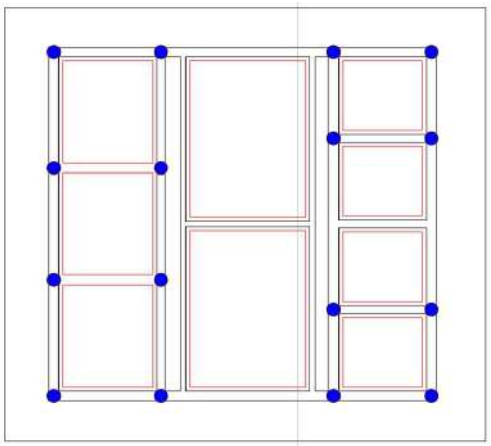
-> Diferença entre tensão efetiva após reforço e tensão admissível do solo:

Δσ = σ,ef,ref - σ,solo
Δσ = 11,97 kN/m²

-> Carga total desta diferença é encontrada multiplicando a diferença de tensões pela área total de contato da laje de fundo com o solo:

ΔQ = Δσ x Área Total
ΔQ = 594,73 kN

-> Considerando que foi previsto 16 pontos de estacas de reação conforme croqui abaixo, calcula-se quanto cada estaca de reação deverá resistir:



PONTOS DE EXECUÇÃO DE ESTACAS DE REAÇÃO

n,pontos = 16 unid.

q,est,k = ΔQ / n,pontos
q,est,k = 37,00 kN
CARACTERÍSTICO

F.S. = 2
q,est,d = 74,00 kN
DE CÁLCULO

Carga mínima adotada a ser resistida pelas estaca de reação:	**80**	**kN**

ANEXO G: MEMORIAL DE CÁLCULO – MÓDULO ETA: LAJES DE FUNDO.

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

LAJE 1

PARÂMETROS INICIAIS

e,a1 =	15	cm	γ conc. =	25	KN/m³	g1 =	6,25 KN/m
B =	2,05	m	γ rev. =	20	KN/m³	g2 =	7 KN/m
L =	6,76	m	γ água =	10,1	KN/m³	q =	60,6 KN/m²
			h,água =	6	m	ptotal =	73,85 KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

ʎ = la/lb = h,ef/B → como a relação entre ambos os lados da laje deu maior que 2, a mesma será calculada como uma viga de 1m de largura.

ʎ = 3,298

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 15cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a1'= 15 cm Fck, res.= 20 Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescetado 5cm de cobrimento para cada lado, mais a dimensão da barra de aço, a seção terá 10cm de aumento (e,+1'), totalizando 25cm de seção (e,na).

e,+1'= 10 cm **e,na= 25 cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 6cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. = 40 Mpa (KN/cm²)
Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')
Fck,m = (10.20 + 40.12) / (20+12)
Fck,m = 28 Mpa (KN/cm²)

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

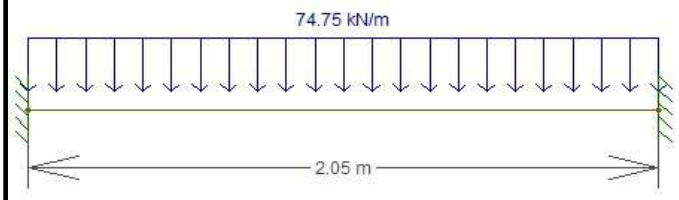
$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

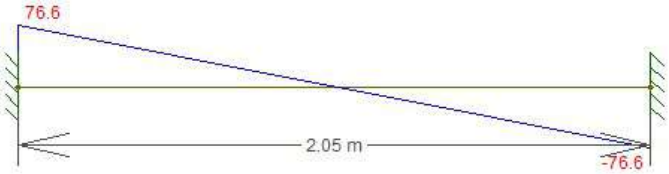
Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)
Eci= 35558,9 Mpa Kn/cm²

DIAGRAMAS

Carregamento



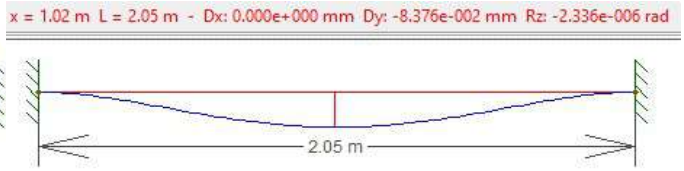
Cortante



Momento



Flecha = 8,376 x 10^(-2) mm



VERIFICAÇÃO DA FLECHA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \le 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial =	**0,084**	**mm**	αf =	1,22	
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,19**	**mm**
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**8,2**	**mm** **OK**

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> Como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s}$$

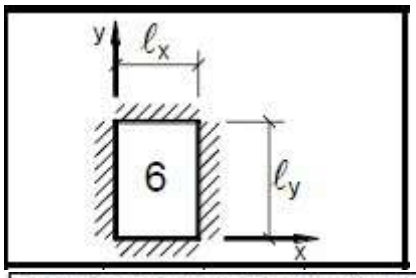
CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Mk,p =	26,2	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd = fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc= 1,4	
Md = Mk . γc			ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =** **14285,71**	KN/m²
Md =	**36,68**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm		
			d = e,na - (c + ϕ/2)			fs=fyd= fyk/γs	
KMD=	**0,0675**		d =	19,5	cm	fyk= 50	KN/cm²
KZ =	**0,9570**		**d =**	**0,195**	**m**	γs= 1,15	
						fs= **43,48**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,000

As = **4,52** **cm²/m**
As,mín = **3,75** **cm²/m**
armadura adotada: **ϕ 10mm c/ 10cm**
As1 = **7,85** **cm²/m**

-> como a laje foi considerada como bi apoiada, para o cálculo do engaste no menor lado será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994) considerando a relação entre os lado ʎ = 2



μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$
4,05	8,33	0,96	5,72	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

u'x =	8,33	M'x =	25,85	-> momento de engaste junto às paredes damaior lateral
u'y =	5,72	M'y =	17,75	-> momento de engaste junto às paredes da menor lateral

Mk =	17,75	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd = fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc= 1,4	
Md = Mk .γf			ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =** **14285,71**	KN/m²
Md =	**24,85**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm		
			d = e,na - (c + ϕ/2)			fs=fyd= fyk/γs	
KMD=	**0,0458**		d =	19,5	cm	fyk= 50	KN/cm²
			d =	**0,195**	**m**	γs= 1,15	
KZ =	**0,9697**					**fs=** **43,48**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,000

As = **3,02** **cm²/m**
As,mín = **3,75** **cm²/m**
armadura adotada: **ϕ 10mm c/ 10cm**
As1 = **7,85** **cm²/m**

CÁLCULO DA VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

-> será analisado apenas a maior cortante, visto que a seção se mantêm a mesma durante toda sua altura

Vk = 76,6 KN Vd = Vk.γf

Vd = 107,24 KN

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \dfrac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\, 1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\, 1\,|$, com *d* em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd =	**0,345782722**	**Mpa**	
P1 =	**0,004025641**		
k =	**1,405**		
σcp =	**0**		
Vrd1 =	**128,9378818**	**KN**	
Vsd	**<**	**Vrd1**	**OK**

LAJE 2

PARÂMETROS INICIAIS

e,a1 =	15	cm	γ conc. =	25	KN/m³	g1 =	6,25 KN/m²
B =	2,32	m	γ rev. =	19	KN/m³	g2 =	6,65 KN/m²
L =	3,23	m	γ água =	10,1	KN/m³	q =	60,6 KN/m²
			h,água =	6	m	ptotal =	73,50 KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

ʎ = la/lb = h,ef/B → como a relação entre os lados da laje deu menor que 2, para este cálculo será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994)

ʎ = 1,392

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 15cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a1'= 15 cm Fck, res.= 20 Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescetado 5cm de cobrimento para cada lado, mais a dimensão da barra de aço, a seção terá 10cm de aumento (e,+1'), totalizando 25cm de seção (e,na).

e,+1'= 10 cm **e,na= 25 cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 6cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. = 40 Mpa (KN/cm²)

Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')

Fck,m = (10.20 + 40.12) / (20+12)

Fck,m = 28 Mpa (KN/cm²)

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

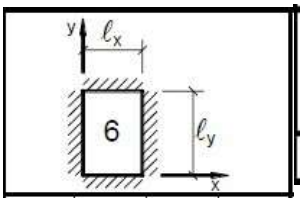
Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)

Eci= 35558,9 Mpa KN/cm²

CÁLCULO DOS MOMENTOS

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b



μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$
3,32	7,28	1,65	5,70	1,40

ux =	3,32	Mx =	13,13	-> vão eixo x
u'x =	7,28	M'x =	28,80	-> engaste eixo x
uy =	1,65	My =	6,53	-> vão eixo y
u'y =	5,70	M'y =	22,55	-> engaste eixo y

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão pelo momento positivo continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Mk,p =	28,8	KN.m	**bw =**	**1**	**m**
γf =	1,4				
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm
Md =	**40,32**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm
			d =	e,na - (c + ϕ/2)	
KMD=	**0,0742**		d =	19,5	cm
KZ =	**0,9537**		**d =**	**0,195**	**m**

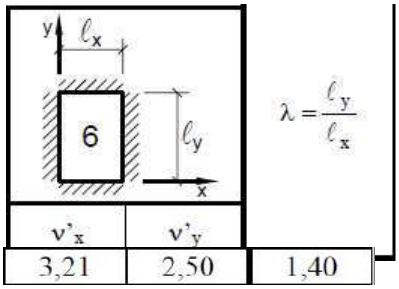
fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 14285,71 KN/m²

fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,48 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,000

As = 4,99 cm²/m
As,mín = 3,75 cm²/m
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 cm²/m

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA CORTANTE



v'_x	v'_y	
3,21	2,50	1,40

v'x = 3,21
v'y = 2,50

Vx = 54,74 KN/m
Vy = 42,63 KN/m

Vk = 54,7 KN

Vd = Vk.γf
Vd = 76,63 KN

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \dfrac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\,1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\,1\,|$, com *d* em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

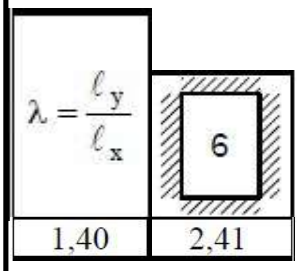
— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd =	**0,345782722**	**Mpa**	
P1 =	**0,004025641**		
k =	**1,405**		
σcp =	**0**		
Vrd1 =	**128,9378818**	**KN**	
Vsd	**<**	**Vrd1**	**OK**

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FLECHA

-> verificação da flecha em carregamentos uniformes conforme tabelas extraídas de BARES e adaptadas por PINHEIRO (1994)



Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$$a_i = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p\, \ell_x^4}{E_c\, I}$$

b = largura da seção — ℓ_x = menor vão — E_c = módulo de elasticidade

p = carga uniforme — ℓ_y = maior vão — I = momento de inércia

Inércia (I) = $b.h^3 / 12$ = 130208,3 cm^4

α = 2,41 f = 0,000924 cm

-> verificação da flecha de acordo com a ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \leq 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	ℓ/250

flecha inicial =	**0,0092**	**mm**	αf =	1,2153682	
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,0204613**	**mm**
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**9,28**	**mm** **OK**

LAJES 3

PARÂMETROS INICIAIS

e,a1 =	15 cm	γ conc. =	25 KN/m³	g1 =	6,25 KN/m²		
B =	1,71 m	γ rev. =	19 KN/m³	g2 =	6,65 KN/m²		
L =	1,83 m	γ água =	10,1 KN/m³	q =	47,975 KN/m²		
		h,água =	4,75 m	pt,mf =	28,61 KN/m²	-> tab.	
				ptotal =	89,49 KN/m²	Fund.	

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

λ = la/lb = h,ef/B como a relação entre os lados da laje deu menor que 2, para este cálculo será
λ = 1,070175 → utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994)

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 15cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a1'= 15 cm Fck, res.= 20 Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescetado 5cm de cobrimento para cada lado, mais a dimensão da barra de aço, a seção terá 10cm de aumento (e,+1'), totalizando 25cm de seção (e,na).

e,+1'= 10 cm **e,na= 25 cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 6cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. = 40 Mpa (KN/cm²)
Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')
Fck,m = (10.20 + 40.12) / (20+12)
Fck,m = 28 Mpa (KN/cm²)

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

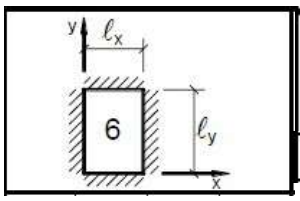
Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)
Eci= 35558,9 Mpa KN/cm²

CÁLCULO DOS MOMENTOS

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p \ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b



μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$
2,42	5,85	1,98	5,43	1,10

ux =	2,42	Mx =	6,33	-> vão eixo x
u'x =	5,85	M'x =	15,31	-> engaste eixo x
uy =	1,98	My =	5,18	-> vão eixo y
u'y =	5,43	M'y =	14,21	-> engaste eixo y

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão pelo momento positivo continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

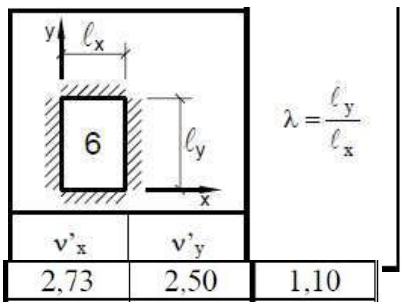
Mk,p =	15,31	KN.m	**bw =**	**1**	**m**
γf =	1,4				
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm
Md =	**21,43**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm
			d =	e,na - (c + ϕ/2)	
KMD=	**0,0395**		d =	19,5	cm
KZ =	**0,9759**		**d =**	**0,195**	**m**

fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γc=	1,4	
fcd =	**14285,71**	KN/m²
fs=fyd=	fyk/γs	
fyk=	50	KN/cm²
γs=	1,15	
fs=	**43,48**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,000

As =	**2,59**	**cm²/m**
As,mín =	**3,75**	**cm²/m**
armadura adotada:	**mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DAS CORTANTES



v'x =	2,73		Vx =	41,78 KN/m
v'y =	2,50		Vy =	38,26 KN/m
Vk =	41,8	KN	Vd =	Vk.γf
			Vd =	**58,49 KN**

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\,1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\,1\,|$, com *d* em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

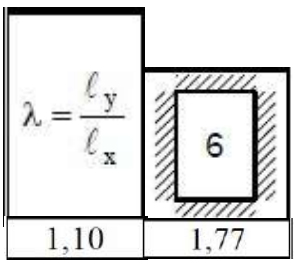
— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd =	**0,345782722**	**Mpa**	
P1 =	**0,004025641**		
k =	**1,405**		
σcp =	**0**		
Vrd1 =	**128,9378818**	**KN**	
Vsd	**<**	**Vrd1**	**OK**

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FLECHA

-> verificação da flecha em carregamentos triangulares conforme tabelas extraídas de BARES e adaptadas por PINHEIRO (1994)



Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$$a_i = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p\, \ell_x^4}{E_c\, I}$$

b = largura da seção | ℓ_x = menor vão | E_c = módulo de elasticidade

p = carga uniforme | ℓ_y = maior vão | I = momento de inércia

Inércia (I) = $b.h^3 / 12$ 130208,3 cm^4

α = 1,77 f = 0,000244 cm

-> verificação da flecha de acordo com a ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \leq 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial =	**0,0024**	**mm**	αf =	1,215		
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,005**	**mm**	
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**6,84**	**mm**	**OK**

ANEXO H: MEMORIAL DE CÁLCULO – MÓDULO ETA: PAREDES.

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

PAREDE 1

PARÂMETROS INICIAIS

e,a =	21	cm	(espessura atual da parede)		
B =	2,03	m		h,ef =	6 m

EMPUXO DE ÁGUA

ta,a =	γ lodo x h,ef	
γ lodo =	10,1	KN/m³
ta,a =	60,6	KN/m²

SITUAÇÃO CRÍTICA:

considerando diferença entre solo e água:

ta,res =	12,90	KN/m²

situação critica:

ta,crit =	**73,50**	KN/m²

EMPUXO DE SOLO

ta,s =	ka x γ solo x h,ef,aterro	
h,ef,aterro =	5,5	m
ka =	tg² . (45º - ϕ,solo/2)	
ka:	coeficiente de empuxo ativo do solo	
ϕ,solo:	ângulo de atrito interno do solo	
ϕ,solo=	22,5	º
ka =	0,66818	
γ solo =	20	KN/m³
ta,s =	73,4997	KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

ʌ	=	la/lb	= h,ef/B	como a relação entre ambos os lados da laje deu maior que 2, a
ʌ	**=**	**2,956**	→	mesma será calculada como uma viga de 1m de largura.

-> como a parede é muito alta, a mesma será dividia em duas regiões. Em um das vigas hipotéticas será considerado um carregamento uniforme nesta viga hipotética de 73,50 x 1m = 73,50 KN/m, referente à parte inferior mais solicitada; já em outra, será considerado um carregamento de 36,75 KN/m referente à parte superior menos solictada.

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 20cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a'=	20	cm	Fck, res.=	20	Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescentado 5cm de cobrimento, mais a dimensão de duas barras de aço (+- 10mm cada), mais 1cm de espaçamento entre a barra e a face do concreto existente, a seção terá 8cm de aumento (e,+') para cada lado reforçado. Como nesta parede só será possível fazer o reforço do lado interno, a seção final terá 28cm.

e,+'=	8	cm	**e,na=**	**28**	**cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 8 cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. =	40	Mpa (KN/cm²)
Fck,m =	(fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')	
Fck,m =	(10.20 + 40.6) / (20+6)	
Fck,m =	**25,714**	**Mpa (KN/cm²)**

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para verificação da flecha.

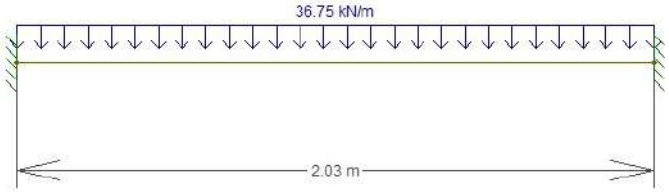
$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$ para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa;

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

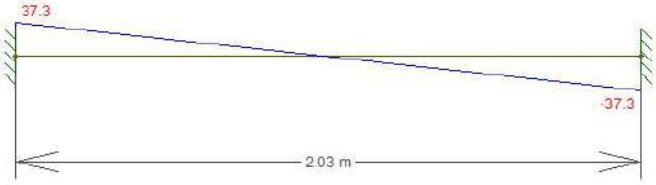
Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)
Eci= 34076,62 kN/m²

DIAGRAMAS NA PARTE SUPERIOR DA PAREDE

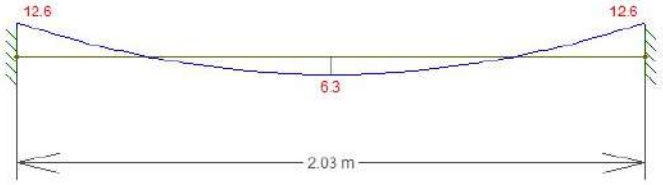
Carregamento



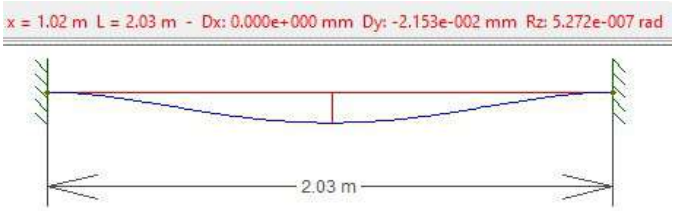
Cortante



Momento

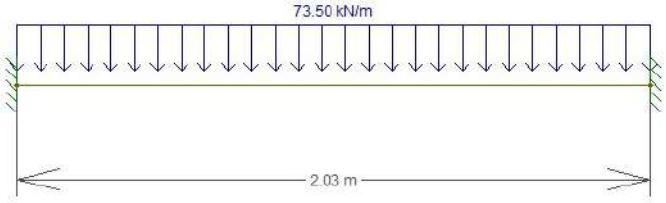


Flecha = 2,15 . 10^(-2) mm

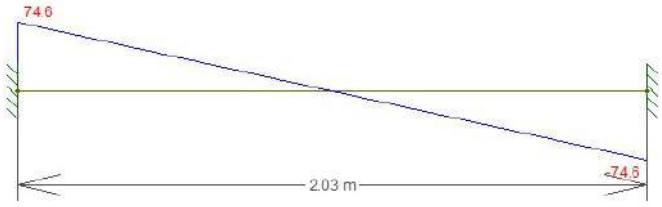


DIAGRAMAS NA PARTE INFERIOR DA PAREDE

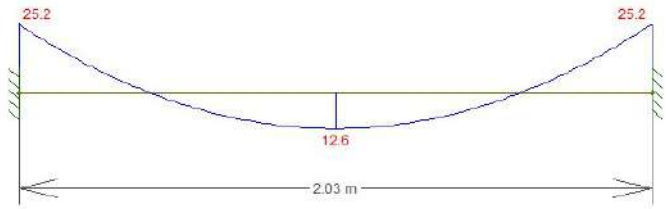
Carregamento



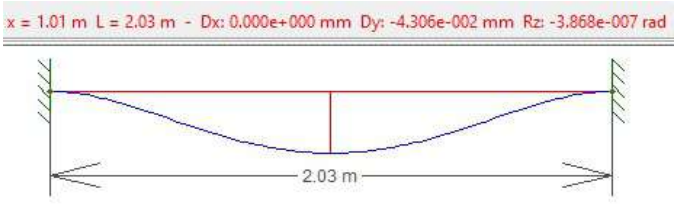
Cortante



Momento



Flecha = 4,3 . 10^(-2) mm



VERIFICAÇÃO DA FLECHA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \le 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial =	**0,043**	**mm**	αf =	1,24	
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,10**	**mm**
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**8,12**	**mm** **OK**

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> Como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ)\cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Parte superior da parede

Mk,p =	12,6	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**14285,71**	KN/m²
Md =	**17,64**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,0244**		d =	22,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9820**		**d =**	**0,225**	**m**	**fs=**	**43,48**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000

As =	**1,84**	**cm²/m**
As,mín =	**4,20**	**cm²/m**
armadura adotada:	**ϕ 10mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

Parte inferior da parede

Mk =	25,2	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk .γf	**KN.m**	ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**14285,71**	KN/m²
Md =	**35,28**		cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,0488**		d =	22,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9697**		**d =**	**0,225**	**m**	**fs=**	**43,48**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,000

As =	**3,72**	**cm²/m**
As,mín =	**4,20**	**cm²/m**
armadura adotada:	**ϕ 10mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

Cálculo do momento gerado pela laje em balanço e sua área de aço

g1 =	7,00	KN/m	Mk,l =	5,129 KN.m
g2 =	0,665	KN/m		
q =	5	KN/m	-> sacadas com acesso público +1	

-> com base nas cargas fornecidas pela NBR 6120:2019

-> como haverá reforço acima e abaixo da laje de beiral, a resistência considerada será a média calculada.

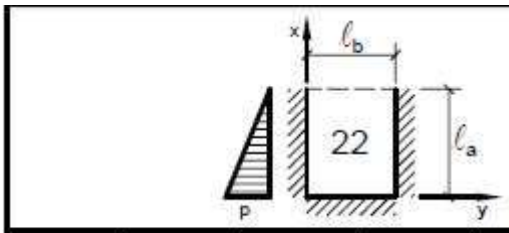
Mk =	5,1	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk .γf		e,b = 28 =	12 + 8 + 8	cm	**fcd =**	**18367,35**	KN/m²
Md =	**7,18106**	**KN.m**	ϕ, inicial:	10	mm			
			cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
KMD=	**0,0077**		d =	e,b - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
			d =	22,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9941**		**d =**	**0,225**	**m**	**fs=**	**43,48**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000

As =	**0,74**	**cm²/m**
As,mín =	**4,20**	**cm²/m**
armadura adotada:	**ϕ 10mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

Cálculo área de aço no engaste junto a laje de fundo

-> como a laje foi considerada como bi apoiada, para este cálculo será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994) considerando a relação entre os lado ʎ = 2



Tipo

μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,48	4,48	1,91	0,41	4,12	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

u'x =	4,48	M'x =	13,57	-> momento junto a laje de fundo
u'y =	4,12	M'y =	12,48	-> mom. junto às paredes lat. menor que o considerado

Mk =	13,57	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd = fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc= 1,4	
Md =	Mk .γf		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =** **14285,71**	KN/m²
Md =	**19,00**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm		
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fs=fyd= fyk/γs	
KMD=	**0,0263**		d =	22,5	cm	fyk= 50	KN/cm²
			d =	**0,225**	**m**	γs= 1,15	
KZ =	**0,9820**					**fs=** **43,48**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000

As =	**1,98**	**cm²/m**
As,mín =	**4,20**	**cm²/m**
armadura adotada:	**ϕ 10mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

-> será analisado apenas a maior cortante, visto que a seção se mantêm a mesma durante toda sua altura.

Vk =	74,6	KN	Vd = Vk.γf	**Vd =**	**104,44** **KN**

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \dfrac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\, 1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\, 1\,|$, com d em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd =	**0,326698829**	**Mpa**	
P1 =	**0,003488889**		
k =	**1,375**		
σcp =	**0**		
Vrd1 =	**135,3921622**	**KN**	
Vsd	**<**	**Vrd1**	**OK**

PAREDE 2

PARÂMETROS INICIAIS

e,a =	21	cm	(espessura atual da parede)		
B =	2,86	m		h,ef =	6 m

EMPUXO DE ÁGUA

ta,a = γ lodo x h,ef

γ lodo =	10,1	KN/m³
ta,a =	60,6	KN/m²

SITUAÇÃO CRÍTICA

considerando diferença entre solo e água:

ta,res =	7,15	KN/m²

situação critica:

ta,crit =	**53,45**	KN/m²

EMPUXO DE SOLO

ta,s = ka x γ solo x h,ef,aterro

h,ef,aterro =	4	m
ka =	tg² . (45º - ϕ,solo/2)	

ka: coeficiente de empuxo ativo do solo

ϕ,solo: ângulo de atrito interno do solo

ϕ,solo=	22,5	º
ka =	0,66818	
γ lodo =	20	KN/m³
ta,s =	53,4543	KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

ʎ	=	la/lb	= h,ef/B	como a relação entre ambos os lados da laje deu maior que 2, a
ʎ	**=**	**2,0979021**	→	mesma será calculada como uma viga de 1m de largura.

-> como a parede é muito alta, a mesma será dividia em duas regiões. Em um das vigas hipotéticas será considerado um carregamento uniforme nesta viga hipotética de 53,50 x 1m = 53,50KN/m, referente à parte inferior mais solicitada; já em outra, será considerado um carregamento de 26,73KN/m referente à parte superior menos solictada.

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 20cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a'=	20	cm	Fck, res.=	20	Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescetado 5cm de cobrimento, mais a dimensão de duas barras de aço (+- 10mm cada), mais 1cm de espaçamento entre a barra e a face do concreto existente, a seção terá 8cm de aumento (e,+') para cada lado reforçado, como nesta parede só será possível fazer o reforço do lado interno, a seção final terá 28cm.

e,+'=	8	cm	**e,na=**	**28**	**cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 8cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. =	40	Mpa (KN/cm²)

Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')

Fck,m = (10.20 + 40.6) / (20+6)

Fck,m = 25,714 Mpa (KN/cm²)

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

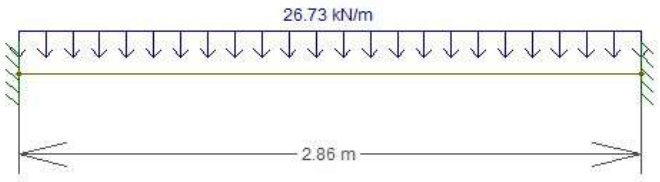
$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

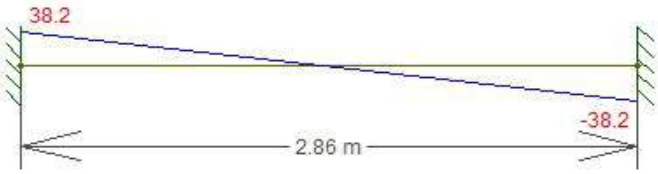
Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)
Eci= 34076,62 kN/m²

DIAGRAMAS NA PARTE SUPERIOR DA PAREDE

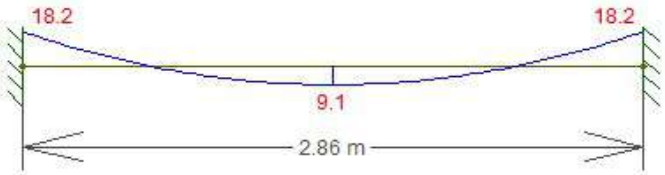
Carregamento



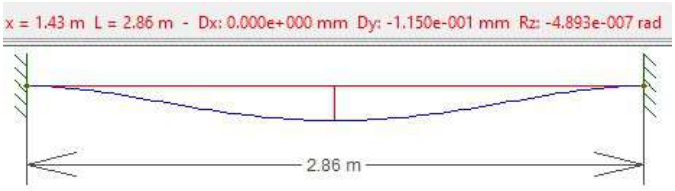
Cortante



Momento

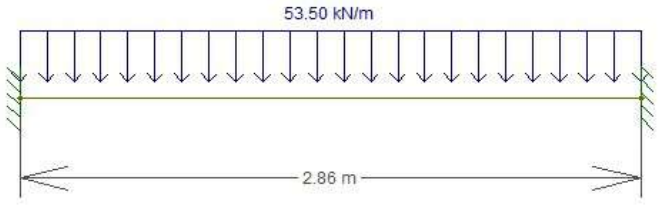


Flecha = 1,15 . 10^(-1) mm

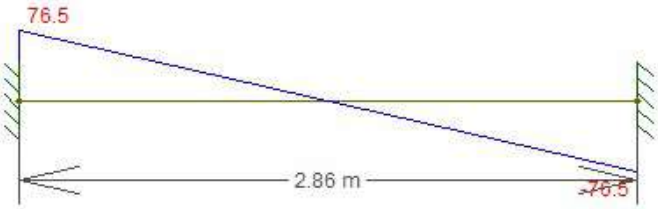


DIAGRAMAS NA PARTE INFERIOR DA PAREDE

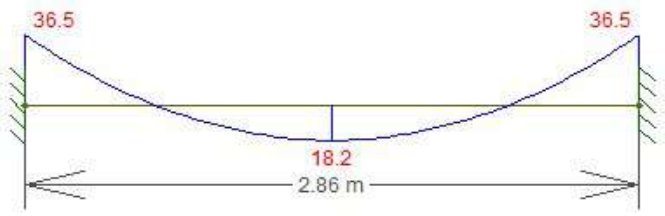
Carregamento



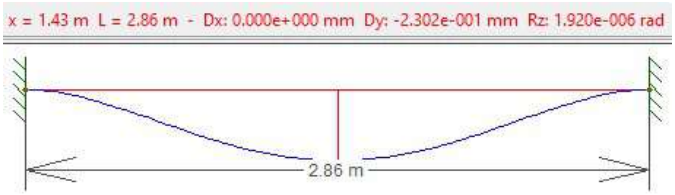
Cortante



Momento



Flecha = 2,3 . 10^(-1) mm



VERIFICAÇÃO DA FLECHA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \le 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial =	**0,23**	**mm**	αf =	1,24	
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,52**	**mm**
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**11,44**	**mm** **OK**

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> Como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ)\cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Parte superior da parede

Mk,p =	18,2	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**14285,71**	KN/m²
Md =	**25,48**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,0352**		d =	22,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9759**		**d =**	**0,225**	**m**	**fs=**	**43,48**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,000

As = 2,67 **cm²/m**
As,mín = 4,20 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 **cm²/m**

Parte inferior da parede

Mk = 36,5 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf **KN.m**
Md = 51,1

KMD= 0,0707
KZ = 0,9537

bw = 1 **m**
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 22,5 cm
d = 0,225 **m**

fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 14285,71 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478261 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,000

As = 5,48 **cm²/m**
As,mín = 4,20 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 **cm²/m**

Cálculo do momento gerado pela laje em balanço e sua área de aço

g1 = 7,00 KN/m
g2 = 0,665 KN/m
q = 5 KN/m

Mk,l = 5,129 KN.m

-> sacadas com acesso público +1

-> com base nas cargas fornecidas pela NBR 6120:2019

-> como haverá reforço acima e abaixo da laje de beiral, a resistência considerada será a média calculada.

Mk = 5,1 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf
Md = 7,18106 **KN.m**

KMD= 0,0077
KZ = 0,9166

bw = 1 **m**
e,b = 28 = 12 + 8 + 8 cm
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,b - (c + ϕ/2)
d = 22,5 cm
d = 0,225 **m**

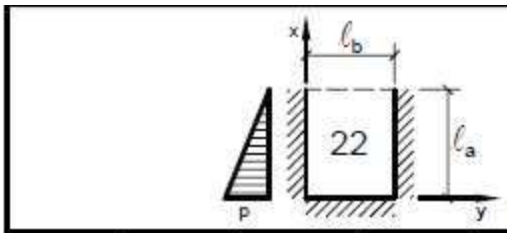
fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 18367,35 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,48 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000

As = 0,80 **cm²/m**
As,mín = 4,20 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 **cm²/m**

Cálculo área de aço no engaste junto a laje de fundo

-> como a laje foi considerada como bi apoiada, para este cálculo será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994) considerando a relação entre os lado ʎ = 2



Tipo

μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,48	4,48	1,91	0,41	4,12	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

u'x =	4,48	M'x =	19,59	-> momento junto a laje de fundo
u'y =	4,12	M'y =	18,01	-> mom. junto às paredes lat. menor que o considerado

Mk =	19,59	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd = fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc= 1,4	
Md =	Mk .γf		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =** **14285,71**	KN/m²
Md =	**27,4234**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd= fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk= 50	KN/cm²
KMD=	**0,0379**		d =	22,5	cm	γs= 1,15	
KZ =	**0,9759**		**d =**	**0,225**	**m**	**fs=** **43,48**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,000

As =	**2,87**	**cm²/m**
As,mín =	**4,20**	**cm²/m**
armadura adotada: ϕ 8mm c/ 10cm		
As1,ef =	**5,03**	**cm²/m**

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

-> será analisado apenas a maior cortante, vistoque a seção se mantêm a mesma durante toda sua altura

Vk =	76,5	KN	Vd = Vk.γf	**Vd =**	**107,10** **KN**

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\,1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\,1\,|$, com d em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd =		**0,326698829**	**Mpa**
P1 =		**0,003488889**	
k =		**1,375**	
σcp =		**0**	
Vrd1 =		**135,3921622**	**KN**
Vsd	**<**	**Vrd1**	**OK**

PAREDE 3

PARÂMETROS INICIAIS

e,a =	10	cm	(espessura atual da parede)		
B =	2,86	m	h,ef =	6	m

EMPUXO DE ÁGUA

ta,a = γ lodo x h,ef

γ lodo =	10,1	KN/m³
ta,a =	60,6	KN/m²

SITUAÇÃO CRÍTICA

considerando diferença entre solo e água:

ta,res =	60,60	KN/m²

situação critica:

ta,crit =	**60,60**	KN/m²

EMPUXO DE SOLO

ta,s = ka x γ solo x h,ef,aterro

h,ef,aterro =	0	m

ka = tg² . (45º - ϕ,solo/2)

ka: coeficiente de empuxo ativo do solo

ϕ,solo: ângulo de atrito interno do solo

ϕ,solo=	35	º
ka =	0,52057	
γ lodo =	19	KN/m³
ta,s =	0	KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

ʌ	=	la/lb	= h,ef/B	como a relação entre ambos os lados da laje deu maior que 2, a
ʌ	**=**	**2,098**	→	mesma será calculada como uma viga de 1m de largura.

-> como a parede é muito alta, a mesma será dividia em duas regiões. Em um das vigas hipotéticas será considerado um carregamento uniforme nesta viga hipotética de 60,6 x 1m = 60,6KN/m, referente à parte inferior mais solicitada; já em outra, será considerado um carregamento de 30,3KN/m referente à parte superior menos solictada.

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 10cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a'=	10	cm	Fck, res.=	20	Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescetado 5cm de cobrimento, mais a dimensão de duas barras de aço (+- 10mm cada), mais 1cm de espaçamento entre a barra e a face do concreto existente, a seção terá 8cm de aumento (e,+') para cada lado reforçado, totalizando uma seção de 26cm.

e,+'=	16	cm	**e,na=**	**26**	**cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 8cm da seção em cada lado, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. =	40	Mpa (KN/cm²)

Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')

Fck,m = (10.10 + 40.14) / (10+14)

Fck,m =	**32,308**	**Mpa (KN/cm²)**

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

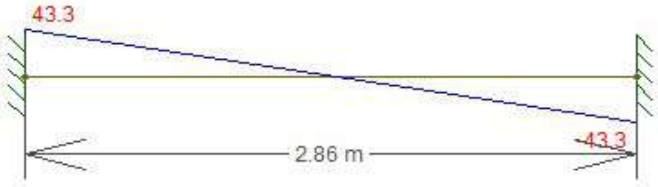
Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)
Eci= 38196,38 kN/m²

DIAGRAMAS NA PARTE SUPERIOR DA PAREDE

Carregamento



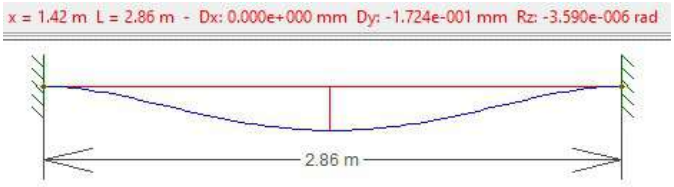
Cortante



Momento

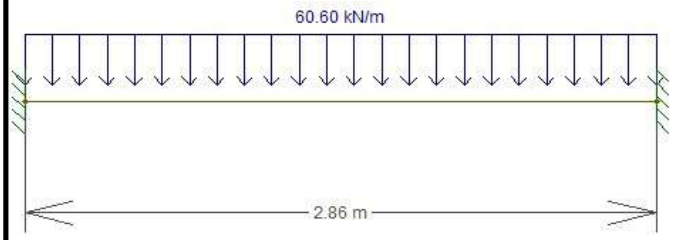


Flecha = 1,724 . 10^(-1) mm

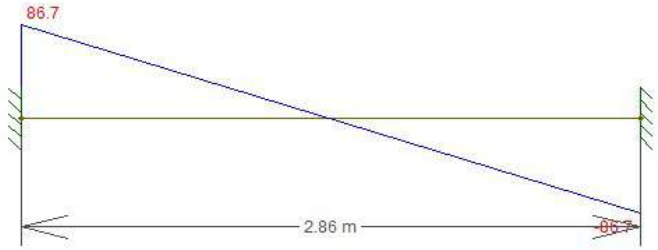


DIAGRAMAS NA PARTE INFERIOR DA PAREDE

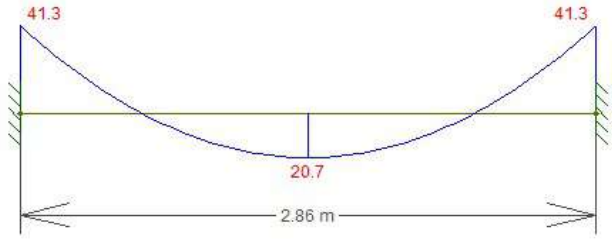
Carregamento



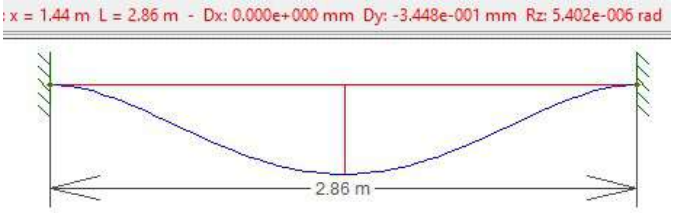
Cortante



Momento



Flecha = 3,448 . 10^(-1) mm



VERIFICAÇÃO DA FLECHA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \le 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial =	**0,345**	**mm**	αf =	1,23	
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,77**	**mm**
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**11,44**	**mm** **OK**

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> Como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ)\cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Parte superior da parede

Mk,p =	20,7	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**23076,92**	KN/m²
Md =	**28,98**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,0299**		d =	20,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9820**		**d =**	**0,205**	**m**	**fs=**	**43,478**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000

As = **3,31** **cm²/m**
As,mín = **3,90** **cm²/m**
armadura adotada: **ϕ 10mm c/ 10cm**
As1 = **7,85** **cm²/m**

Parte inferior da parede

Mk = 41,3 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf **KN.m**
Md = 57,82

KMD= 0,0596
KZ = 0,9634

bw = **1 m**
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 20,5 cm
d = 0,205 m

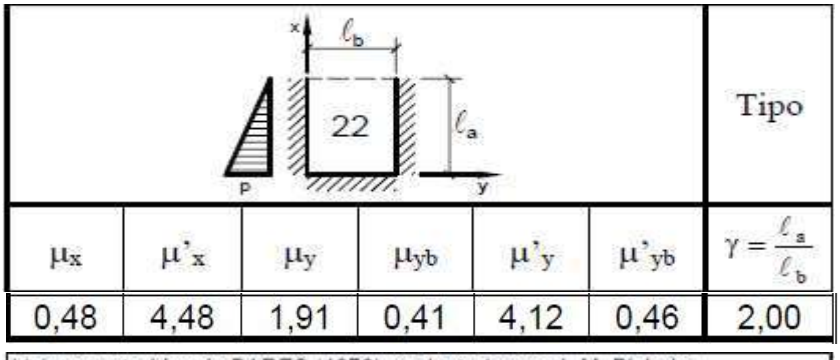
fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 23076,92 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,000

As = **6,73** **cm²/m**
As,mín = **3,90** **cm²/m**
armadura adotada: **ϕ 10mm c/ 10cm**
As1 = **7,85** **cm²/m**

Cálculo área de aço no engaste junto a laje de fundo

-> como a laje foi considerada como bi apoiada, para este cálculo será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994) considerando a relação entre os lado ʎ = 2



Tipo						
μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,48	4,48	1,91	0,41	4,12	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.
$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

u'x = 4,48 M'x = 22,21 -> momento junto a laje de fundo
u'y = 4,12 M'y = 20,42 -> mom. junto às paredes lat. menor que o considerado

Mk = 22,2 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf
Md = 31,0893 **KN.m**

KMD= 0,0321
KZ = 0,9759

bw = **1 m**
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 20,5 cm
d = 0,205 m

fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 23076,92 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,000

As = 3,57 cm²/m
As,mín = 3,90 cm²/m
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 cm²/m

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

-> será analisado apenas a maior cortante, vistoque a seção se mantêm a mesma durante toda sua altura

Vk = 86,7 KN Vd = Vk.γf **Vd = 121,38 KN**

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \dfrac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |1{,}6 - d|$, não menor que $|1|$, com *d* em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

τRd = 0,380395374 Mpa
P1 = 0,003829268
k = 1,395
σcp = 0
Vrd1 = 147,2027389 KN

Vsd < Vrd1 OK

PAREDE 4

PARÂMETROS INICIAIS

e,a =	18	cm	(espessura atual da parede)		
B =	1,83	m		h,ef =	6 m

EMPUXO DE ÁGUA

ta,a = γ lodo x h,ef

γ lodo =	10,1	KN/m³
ta,a =	60,6	KN/m²

SITUAÇÃO CRÍTICA

considerando diferença entre solo e água:

ta,res =	60,60	KN/m²

situação critica:

ta,crit =	**60,60**	KN/m²

EMPUXO DE SOLO

ta,s = ka x γ solo x h,ef,aterro

h,ef,aterro =	0	m

ka = tg² . (45º - ϕ,solo/2)

ka: coeficiente de empuxo ativo do solo

ϕ,solo: ângulo de atrito interno do solo

ϕ,solo=	35	º
ka =	0,52057	
γ lodo =	19	KN/m³
ta,s =	0	KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

ʌ	=	la/lb	= h,ef/B	como a relação entre ambos os lados da laje deu maior que 2, a
ʌ	**=**	**3,279**	→	mesma será calculada como uma viga de 1m de largura.

-> como a parede é muito alta, a mesma será dividia em duas regiões. Em um das vigas hipotéticas será considerado um carregamento uniforme nesta viga hipotética de 60,6 x 1m = 60,6KN/m, referente à parte inferior mais solicitada; já em outra, será considerado um carregamento de 30,3KN/m referente à parte superior menos solictada.

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 18cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a'=	18	cm	Fck, res.=	20	Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescetado 5cm de cobrimento, mais a dimensão de duas barras de aço (+- 10mm cada), mais 1cm de espaçamento entre a barra e a face do concreto existente, a seção terá 8cm de aumento (e,+') para cada lado reforçado, como nesta parede só será possível fazer o reforço do lado interno, a seção final terá 26cm.

e,+'=	8	cm	**e,na=**	**26**	**cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 8cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. =	40	Mpa (KN/cm²)

Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')

Fck,m = (10.20 + 40.12) / (20+12)

Fck,m = 26,154 Mpa (KN/cm²)

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

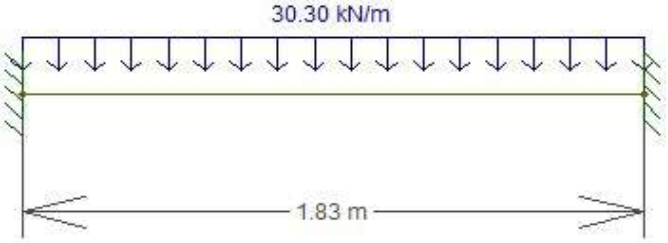
$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$ para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa;

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

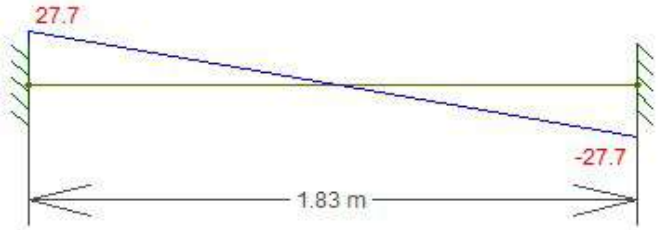
Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)
Eci= 34366,639 kN/m²

DIAGRAMAS NA PARTE SUPERIOR DA PAREDE

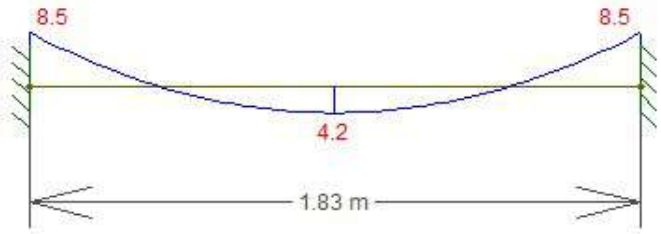
Carregamento



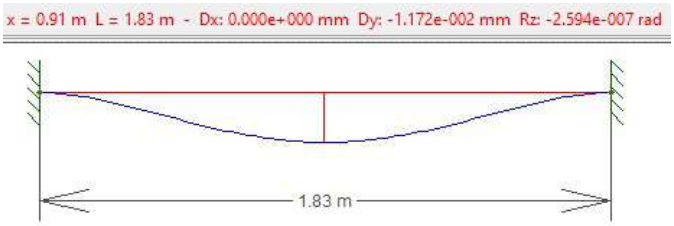
Cortante



Momento

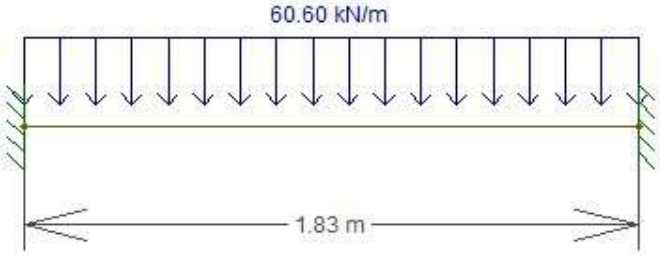


Flecha = 1,17 . 10^(-2) mm

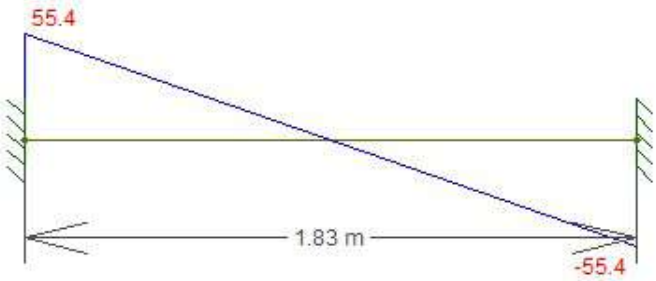


DIAGRAMAS NA PARTE INFERIOR DA PAREDE

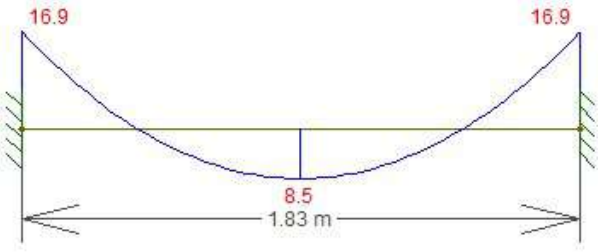
Carregamento



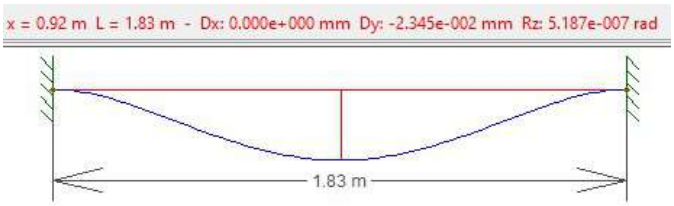
Cortante



Momento



Flecha = 2,345 . 10^(-2) mm



VERIFICAÇÃO DA FLECHA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \le 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial =	**0,0234**	**mm**	αf =	1,23	
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,05**	**mm**
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**7,32**	**mm** **OK**

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> Como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ)\cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Parte superior da parede

Mk,p =	8,5	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**14285,71**	KN/m²
Md =	**11,9**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,0198**		d =	20,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9881**		**d =**	**0,205**	**m**	**fs=**	**43,478**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,000

As = 1,35 **cm²/m**
As,mín = 3,90 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 **cm²/m**

Parte inferior da parede

Mk = 16,9 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf **KN.m**
Md = 23,66

KMD= 0,0394
KZ = 0,9759

bw = 1 m
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 20,5 cm
d = 0,205 m

fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 14285,71 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,000

As = 2,72 **cm²/m**
As,mín = 3,90 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 **cm²/m**

Cálculo do momento gerado pela laje em balanço e sua área de aço

g1 = 7,00 KN/m
g2 = 0,665 KN/m
q = 5 KN/m

Mk,l = 5,13 KN.m

-> sacadas com acesso público + 1

-> com base nas cargas fornecidas pela NBR 6120:2019

-> como haverá reforço acima e abaixo da laje de beiral, a resistência considerada será a média calulada.

Mk = 5,1 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf
Md = 7,18106 KN.m

KMD= 0,0076
KZ = 0,9881

bw = 1 m
e,b = 28 = 12 + 8 + 8 cm
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,b - (c + ϕ/2)
d = 22,5 cm
d = 0,225 m

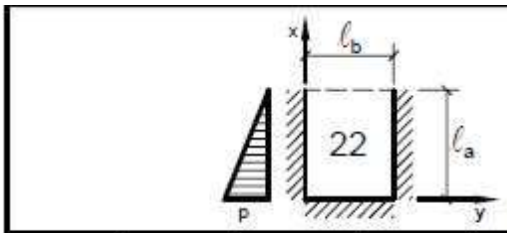
fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 18681,32 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000

As = 0,74 **cm²/m**
As,mín = 4,20 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 **cm²/m**

Cálculo área de aço no engaste junto a laje de fundo

-> como a laje foi considerada como bi apoiada, para este cálculo será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994) considerando a relação entre os lado ʎ = 2



Tipo

μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,48	4,48	1,91	0,41	4,12	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

u'x = 4,48 M'x = 9,09 -> momento junto a laje de fundo
u'y = 4,12 M'y = 8,36 -> mom. junto às paredes lat. menor que o considerado

Mk = 9,09 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf
Md = 12,7286 KN.m

KMD= 0,0212
KZ = 0,9820

bw = 1 m

ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 20,5 cm
d = 0,205 m

fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 14285,71 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000

As = 1,45 cm²/m
As,mín = 3,90 cm²/m
armadura adotada: ϕ 8mm c/ 10cm
As1,ef = 5,03 cm²/m

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

-> será analisado apenas a maior cortante, vistoque a seção se mantêm a mesma durante toda sua altura

Vk = 55,4 KN Vd = Vk.γf **Vd = 77,56 KN**

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\, 1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\, 1\,|$, com d em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd =		**0,330411365**	**Mpa**
P1 =		**0,003829268**	
k =		**1,395**	
σcp =		**0**	
Vrd1 =		**127,8602773**	**KN**
Vsd	**<**	**Vrd1**	**OK**

PAREDE 5

PARÂMETROS INICIAIS

e,a =	15	cm	(espessura atual da parede)		
B =	1,83	m		h,ef =	6 m

EMPUXO DE ÁGUA

ta,a = γ lodo x h,ef
γ lodo = 10,1 KN/m³
ta,a = 60,6 KN/m²

SITUAÇÃO CRÍTICA:
considerando diferença entre solo e água:
ta,res = 60,60 KN/m²
situação critica:
ta,crit = 60,60 KN/m²

EMPUXO DE SOLO

ta,s = ka x γ solo x h,ef,aterro
h,ef,aterro = 0 m
ka = tg² . (45º - ϕ,solo/2)
ka: coeficiente de empuxo ativo do solo
ϕ,solo: ângulo de atrito interno do solo
ϕ,solo= 35 º
ka = 0,52057
γ lodo = 19 KN/m³
ta,s = 0 KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

ʎ	=	la/lb	= h,ef/B	como a relação entre ambos os lados da laje deu maior que 2, a
ʎ	**=**	**3,2786885**	→	mesma será calculada como uma viga de 1m de largura.

-> como a parede é muito alta, a mesma será dividia em duas regiões. Em um das vigas hipotéticas será considerado um carregamento uniforme nesta viga hipotética de 60,6 x 1m = 60,6KN/m, referente à parte inferior mais solicitada; já em outra, será considerado um carregamento de 30,3KN/m referente à parte superior menos solictada.

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 15cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a'= 15 cm Fck, res.= 20 Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescetado 5cm de cobrimento, mais a dimensão de duas barras de aço (+ - 10mm cada), mais 1cm de espaçamento entre a barra e a face do concreto existente, a seção terá 8cm de aumento (e,+') para cada lado reforçado, totalizando uma seção final de 31cm.

e,+'= 16 cm **e,na= 31 cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 16cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. = 40 Mpa (KN/cm²)
Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')
Fck,m = (10.20 + 40.12) / (20+12)
Fck,m = 30,323 Mpa (KN/cm²)

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

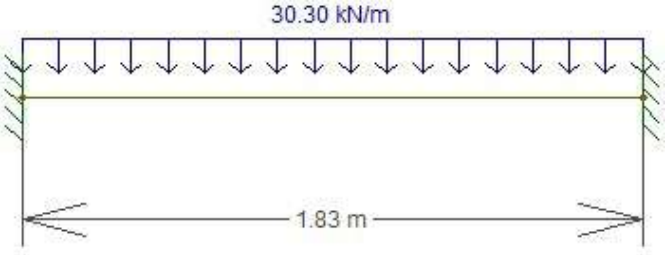
$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

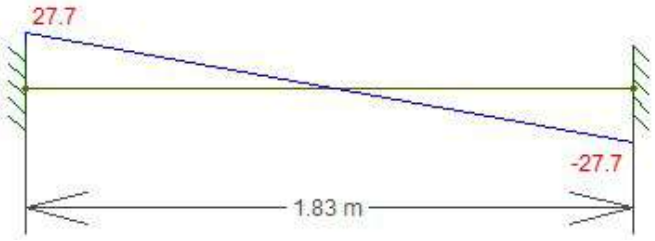
Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)
Eci= 37004,314 kN/m²

DIAGRAMAS NA PARTE SUPERIOR DA PAREDE

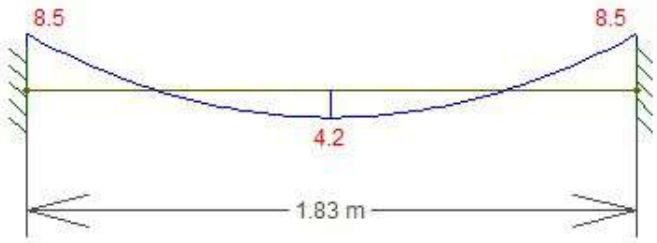
Carregamento



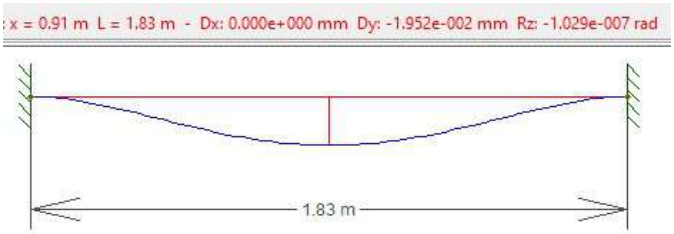
Cortante



Momento

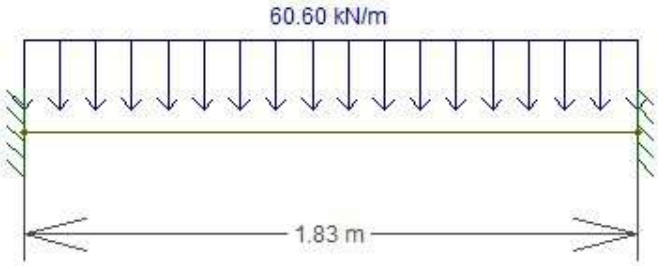


Flecha = 1,952 . 10^(-2) mm

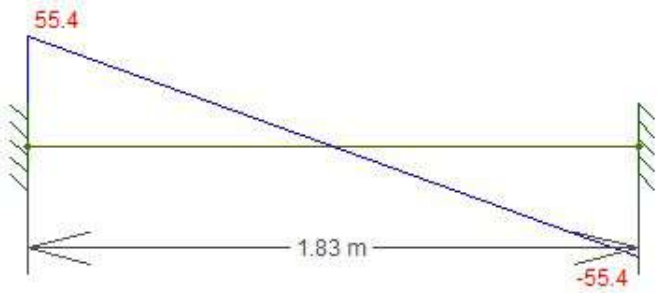


DIAGRAMAS NA PARTE INFERIOR DA PAREDE

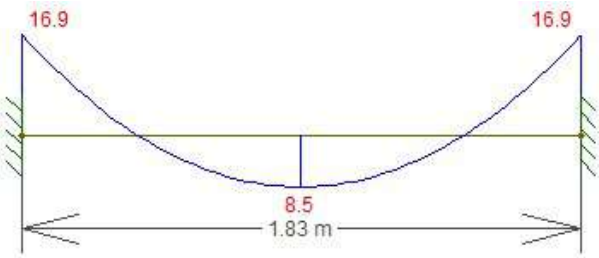
Carregamento



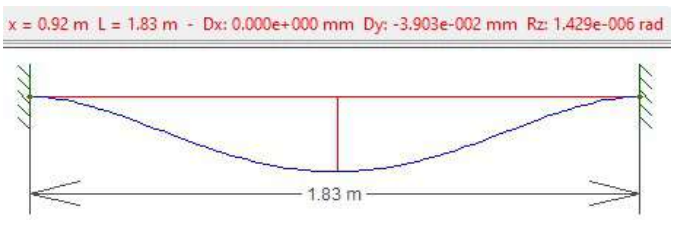
Cortante



Momento



Flecha = 3,903 . 10^(-2) mm



VERIFICAÇÃO DA FLECHA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \le 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial =	**0,0234**	**mm**	αf =	1,27	
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,053**	**mm**
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**7,32**	**mm** **OK**

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> Como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ)\cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Parte superior da parede

Mk,p =	8,5	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**21658,99**	KN/m²
Md =	**11,9**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,0084**		d =	25,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9941**		**d =**	**0,255**	**m**	**fs=**	**43,48**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000

As = 1,08 **cm²/m**
As,mín = 4,65 **cm²/m**
armadura adotada: **ϕ 10mm c/ 10cm**
As1 = 7,85 **cm²/m**

Parte inferior da parede

Mk = 16,9 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf **KN.m**
Md = 23,66

KMD= 0,0168
KZ = 0,9881

bw = **1 m**
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 25,5 cm
d = **0,255 m**

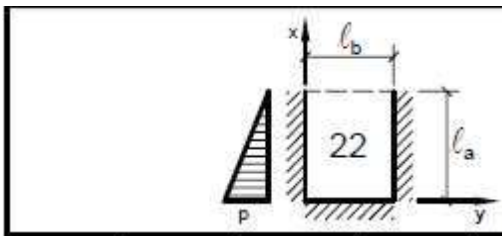
fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = **21658,99** KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= **43,478** KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,000

As = 2,16 **cm²/m**
As,mín = 4,65 **cm²/m**
armadura adotada: **ϕ 10mm c/ 10cm**
As1 = 7,85 **cm²/m**

Cálculo área de aço no engaste junto a laje de fundo

-> como a laje foi considerada como bi apoiada, para este cálculo será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994) considerando a relação entre os lado ʎ = 2



Tipo

μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,48	4,48	1,91	0,41	4,12	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

u'x = 4,48 M'x = 9,09 -> momento junto a laje de fundo
u'y = 4,12 M'y = 8,36 -> mom. junto às paredes lat. menor que o considerado

Mk = 9,09 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf
Md = **12,7286** **KN.m**

KMD= 0,0090
KZ = 0,9941

bw = **1 m**
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 25,5 cm
d = **0,255 m**

fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = **21658,99** KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= **43,478** KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000

As =	**1,15**	**cm²/m**
As,mín =	**4,65**	**cm²/m**
armadura adotada:	**ϕ 10mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

-> será analisado apenas a maior cortante, vistoque a seção se mantêm a mesma durante toda sua altura

Vk = 55,4 KN Vd = Vk.γf **Vd = 77,56 KN**

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \dfrac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\, 1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\, 1\,|$, com *d* em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd =	**0,364649292**	**Mpa**
P1 =	**0,003078431**	
k =	**1,345**	
σcp =	**0**	
Vrd1 =	**165,4789425**	**KN**

Vsd < Vrd1 OK

PAREDE 6

PARÂMETROS INICIAIS

e,a =	21	cm	(espessura atual da parede)		
B =	2,24	m		h,ef =	6 m

EMPUXO DE ÁGUA

ta,a = γ lodo x h,ef

γ lodo =	10,1	KN/m³
ta,a =	60,6	KN/m²

SITUAÇÃO CRÍTICA:

considerando diferença entre solo e água:

ta,res =	12,90	KN/m²

situação critica:

ta,crit =	**73,50**	KN/m²

EMPUXO DE SOLO

ta,s = ka x γ solo x h,ef,aterro

h,ef,aterro =	5,5	m

ka = tg² . (45º - ϕ,solo/2)

ka: coeficiente de empuxo ativo do solo

ϕ,solo: ângulo de atrito interno do solo

ϕ,solo=	22,5	º
ka =	0,66818	
γ solo =	20	KN/m³
ta,s =	73,4997	KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

Λ = la/lb = h,ef/B → como a relação entre ambos os lados da laje deu maior que 2, a

Λ = 2,6785714 → mesma será calculada como uma viga de 1m de largura.

-> como a parede é muito alta, a mesma será dividia em duas regiões. Em um das vigas hipotéticas será considerado um carregamento uniforme nesta viga hipotética de 73,50 x 1m = 73,50 KN/m, referente à parte inferior mais solicitada; já em outra, será considerado um carregamento de 36,75 KN/m referente à parte superior menos solictada.

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 20cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a'=	20	cm	Fck, res.=	20	Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescetado 5cm de cobrimento, mais a dimensão de duas barras de aço (+- 10mm cada), mais 1cm de espaçamento entre a barra e a face do concreto existente, a seção terá 8cm de aumento (e,+') para cada lado reforçado, como nesta parede só será possível fazer o reforço do lado interno, a seção final terá 26cm.

e,+'=	8	cm	**e,na=**	**28**	**cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 6cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. =	40	Mpa (KN/cm²)

Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')

Fck,m = (10.20 + 40.12) / (20+12)

Fck,m = 25,714 Mpa (KN/cm²)

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

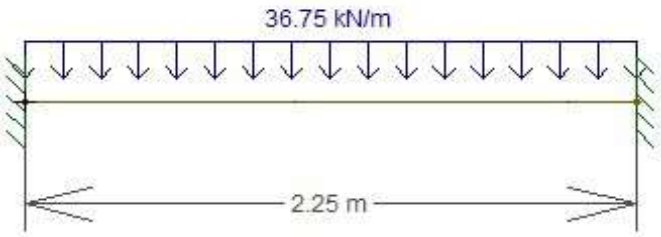
$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

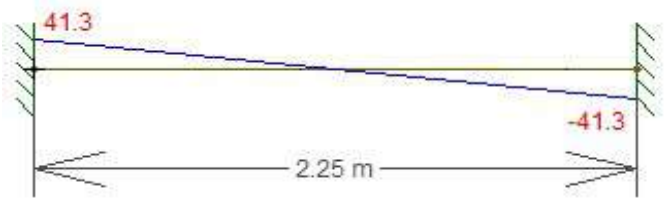
Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)
Eci= 34076,62 mpa kn/cm²

DIAGRAMAS NA PARTE SUPERIOR DA PAREDE

Carregamento



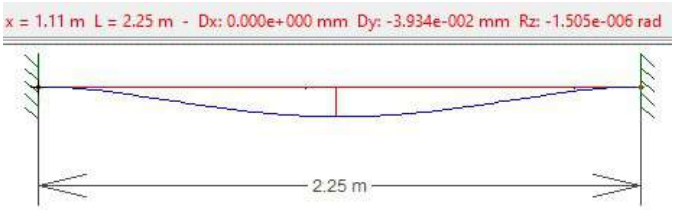
Cortante



Momento

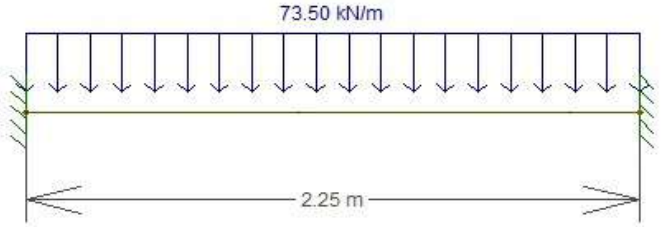


Flecha = 3,94 . 10^(-2) mm

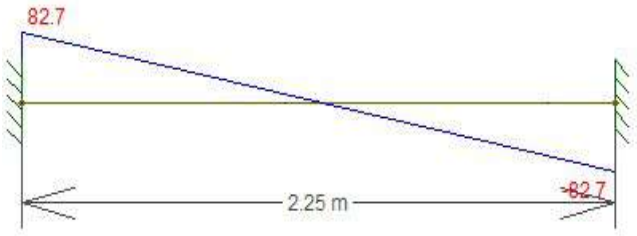


DIAGRAMAS NA PARTE INFERIOR DA PAREDE

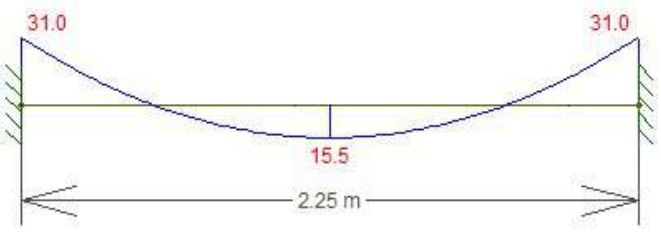
Carregamento



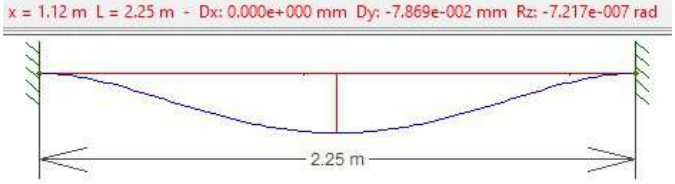
Cortante



Momento



Flecha = 7,87 . 10^(-2) mm



VERIFICAÇÃO DA FLECHA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \le 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial =	**0,079**	**mm**	αf =	1,24	
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,18**	**mm**
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**8,96**	**mm** **OK**

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> Como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ)\cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Parte superior da parede

Mk,p =	15,5	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**18367,35**	KN/m²
Md =	**21,7**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,0233**		d =	22,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9820**		**d =**	**0,225**	**m**	**fs=**	**43,478**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000

As = 2,26 **cm²/m**
As,mín = 4,20 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 **cm²/m**

-> parte inferior da parede

Mk = 31,0 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf **KN.m**
Md = 43,4

KMD= 0,0467
KZ = 0,9665

bw = 1 **m**
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 22,5 cm
d = 0,225 **m**

fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 18367,35 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,000

As = 4,59 **cm²/m**
As,mín = 4,20 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 **cm²/m**

Cálculo do momento gerado pela laje em balanço e sua área de aço

g1 = 7,00 KN/m
g2 = 0,665 KN/m
q = 5 KN/m

Mk,l = 5,13 KN.m

-> sacadas com acesso público + 1

-> com base nas cargas fornecidas pela NBR 6120:2019

-> como haverá reforço acima e abaixo da laje de beiral, a resistência considerada será a média calculada.

Mk = 5,1 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf
Md = 7,18106 **KN.m**

KMD= 0,0077
KZ = 0,9941

bw = 1 **m**
e,b = 28 = 12 + 8 + 8 cm
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 22,5 cm
d = 0,225 **m**

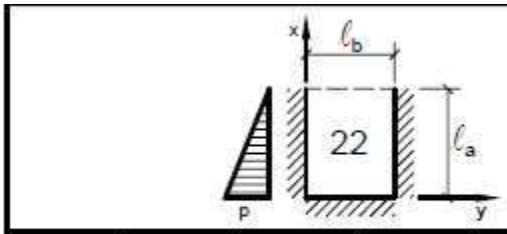
fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 18367,35 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000

As = 0,74 **cm²/m**
As,mín = 4,20 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 **cm²/m**

Cálculo área de aço no engaste junto a laje de fundo

-> como a laje foi considerada como bi apoiada, para este cálculo será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994) considerando a relação entre os lado ʎ = 2



Tipo

μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,48	4,48	1,91	0,41	4,12	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

u'x =	4,48	M'x =	16,52	-> momento junto a laje de fundo
u'y =	4,12	M'y =	15,19	-> mom. junto às paredes lat. menor que o considerado

Mk =	16,52	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd = fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc= 1,4	
Md =	Mk .γf		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =** **18367,35**	KN/m²
Md =	**23,1306**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd= fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk= 50	KN/cm²
KMD=	**0,0249**		d =	22,5	cm	γs= 1,15	
KZ =	**0,9820**		**d =**	**0,225**	**m**	**fs=** **43,478**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000

As =	**2,41**	**cm²/m**
As,mín =	**4,20**	**cm²/m**
armadura adotada:	**ϕ 10mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

-> será analisado apenas a maior cortante, vistoque a seção se mantêm a mesma durante toda sua altura

Vk = 82,7 KN Vd = Vk.γf **Vd =** **115,78** **KN**

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \dfrac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\, 1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\, 1\,|$, com d em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd =		**0,326698829**	**Mpa**
P1 =		**0,003488889**	
k =		**1,375**	
σcp =		**0**	
Vrd1 =		**135,3921622**	**KN**
Vsd	**<**	**Vrd1**	**OK**

PAREDE 7

PARÂMETROS INICIAIS

e,a =	15	cm	(espessura atual da parede)		
B =	2,24	m		h,ef =	6 m

EMPUXO DE ÁGUA

ta,a = γ lodo x h,ef
γ lodo = 10,1 KN/m³
ta,a = 60,6 KN/m²

SITUAÇÃO CRÍTICA

considerando diferença entre solo e água:
ta,res = 60,60 KN/m²
situação critica:
ta,crit = 60,60 KN/m²

EMPUXO DE SOLO

ta,s = ka x γ solo x h,ef,aterro
h,ef,aterro = 0 m
ka = tg² . (45º - ϕ,solo/2)
ka: coeficiente de empuxo ativo do solo
ϕ,solo: ângulo de atrito interno do solo
ϕ,solo= 22,5 º
ka = 0,66818
γ solo = 20 KN/m³
ta,s = 0 KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

Λ = la/lb = h,ef/B → como a relação entre ambos os lados da laje deu maior que 2, a
Λ = 2,6785714 → mesma será calculada como uma viga de 1m de largura.

-> como a parede é muito alta, a mesma será dividia em duas regiões. Em um das vigas hipotéticas será considerado um carregamento uniforme nesta viga hipotética de 60,6 x 1m = 60,6KN/m, referente à parte inferior mais solicitada; já em outra, será considerado um carregamento de 30,3KN/m referente à parte superior menos solictada.

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 15cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a'= 15 cm Fck, res.= 20 Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescetado 5cm de cobrimento, mais a dimensão de duas barras de aço (+- 10mm cada), mais 1cm de espaçamento entre a barra e a face do concreto existente, a seção terá 8cm de aumento (e,+') para cada lado reforçado, como nesta parede só será possível fazer o reforço do lado interno, a seção final terá 23cm.

e,+'= 8 cm **e,na= 23 cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 8cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. = 40 Mpa (KN/cm²)
Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')
Fck,m = (10.20 + 40.12) / (20+12)
Fck,m = 26,957 Mpa (KN/cm²)

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

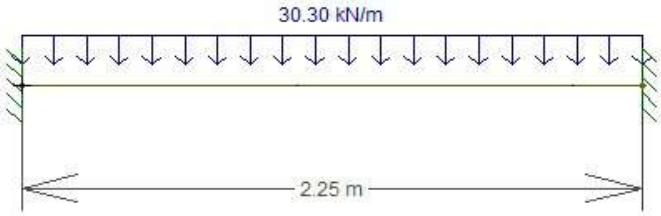
$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

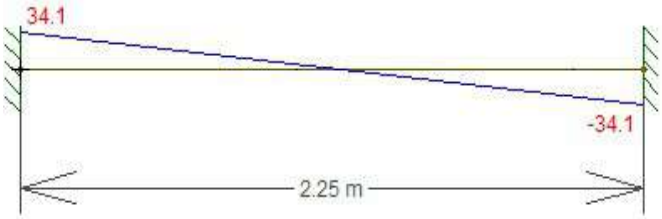
Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)
Eci= 34890,019 mpa kn/cm²

DIAGRAMAS NA PARTE SUPERIOR DA PAREDE

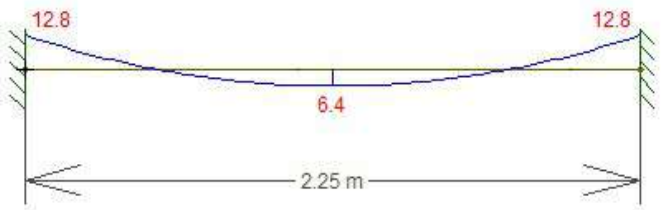
Carregamento



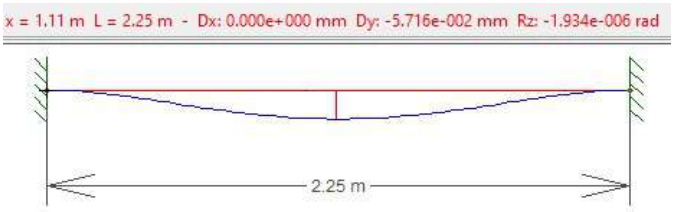
Cortante



Momento

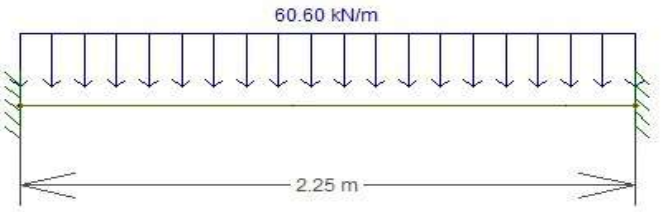


Flecha = 5,72 . 10^(-2) mm

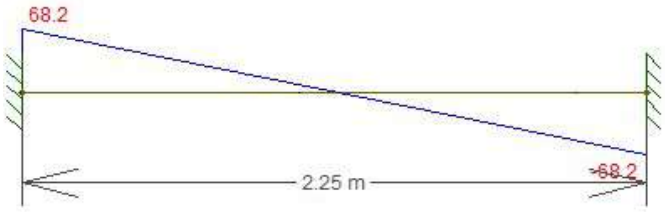


DIAGRAMAS NA PARTE INFERIOR DA PAREDE

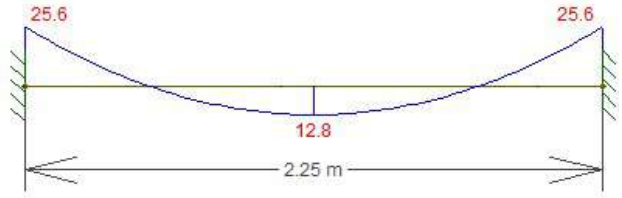
Carregamento



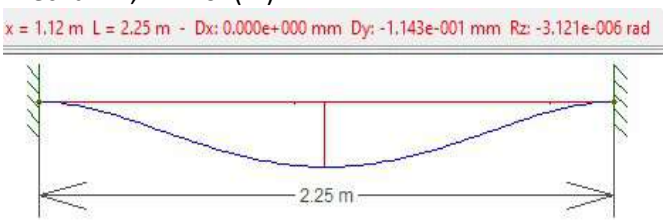
Cortante



Momento



Flecha = 1,14 . 10^(-1) mm



VERIFICAÇÃO DA FLECHA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \le 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial =	**0,114**	**mm**	αf =	1,193	
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,250**	**mm**
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**8,96**	**mm** **OK**

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> Como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ)\cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Parte superior da parede

Mk,p =	12,8	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**14285,71**	KN/m²
Md =	**17,92**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,0410**		d =	17,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9697**		**d =**	**0,175**	**m**	**fs=**	**43,478**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,000

As = 2,43 **cm²/m**
As,mín = 3,45 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 **cm²/m**

Parte inferior da parede

Mk = 25,6 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf **KN.m**
Md = 35,84

KMD= 0,0819
KZ = 0,9472

bw = 1 **m**
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 17,5 cm
d = 0,175 **m**

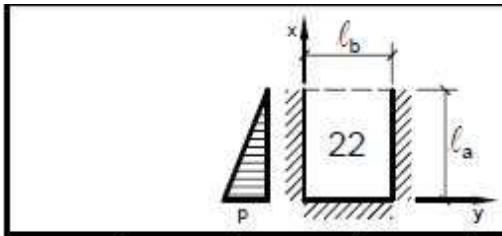
fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 14285,71 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,000

As = 4,97 **cm²/m**
As,mín = 3,45 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 **cm²/m**

Cálculo área de aço no engaste junto a laje de fundo

-> como a laje foi considerada como bi apoiada, para este cálculo será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994) considerando a relação entre os lado ʎ = 2



Tipo

μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,48	4,48	1,91	0,41	4,12	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

u'x = 4,48 M'x = 13,62 -> momento junto a laje de fundo
u'y = 4,12 M'y = 12,53 -> mom. junto às paredes lat. menor que o considerado

Mk = 13,6 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf
Md = 19,0711 **KN.m**

KMD= 0,0436
KZ = 0,9697

bw = 1 **m**
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 17,5 cm
d = 0,175 **m**

fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 14285,71 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,000

As = 2,58 **cm²/m**
As,mín = 3,45 **cm²/m**
armadura adotada: **ϕ 10mm c/ 10cm**
As1 = 7,85 **cm²/m**

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

-> será analisado apenas a maior cortante, vistoque a seção se mantêm a mesma durante toda sua altura

Vk = 68,2 KN Vd = Vk.γf **Vd = 95,48 KN**

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \dfrac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\,1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\,1\,|$, com *d* em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd = 0,337137584 **Mpa**
P1 = 0,004485714
k = 1,425
σcp = 0
Vrd1 = 115,9736432 **KN**

Vsd < Vrd1 OK

PAREDE 8

PARÂMETROS INICIAIS

e,a =	10	cm	(espessura atual da parede)
B =	3,39	m	-> terá que ser considerado o apoio da laje inclinada por ser uma
h,ef =	4,07	m	análise mais próxima da realidade

EMPUXO DE ÁGUA

ta,a = γ lodo x h,ef
γ lodo = 10,1 KN/m³
ta,a = 41,107 KN/m²

SITUAÇÃO CRÍTICA

considerando diferença entre solo e água:
ta,res = 41,11 KN/m²
situação critica:
ta,crit = 41,11 KN/m²

EMPUXO DE SOLO

ta,s = ka x γ solo x h,ef,aterro
h,ef,aterro = 0 m
ka = tg² . (45º - ϕ,solo/2)
ka: coeficiente de empuxo ativo do solo
ϕ,solo: ângulo de atrito interno do solo
ϕ,solo= 35 º
ka = 0,52057
γ lodo = 19 KN/m³
ta,s = 0 KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

λ = la/lb = h,ef/B → **λ = 1,201**

como a relação entre ambos os lados da laje deu menor que 2, para este cálculo será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994)

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 10cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a'= 10 cm Fck, res.= 20 Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescetado 5cm de cobrimento, mais a dimensão de duas barras de aço (+- 10mm cada), mais 1cm de espaçamento entre a barra e a face do concreto existente, a seção terá 8cm de aumento (e,+') para cada lado reforçado, como nesta parede só será possível fazer o reforço do lado interno, a seção final terá 18cm.

e,+'= 8 cm **e,na= 18 cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 8cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. = 40 Mpa (KN/cm²)
Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')
Fck,m = (10.20 + 40.12) / (20+12)
Fck,m = 28,89 Mpa (KN/cm²)

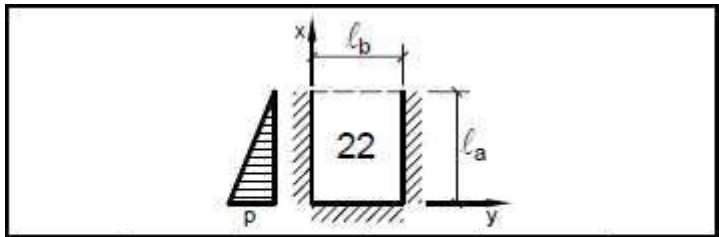
-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2) **Eci= 36118,9 mpa** kn/cm²

CÁLCULO DOS MOMENTOS



Tipo

μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,58	4,29	1,80	0,52	3,97	0,60	1,75
0,56	4,33	1,82	0,50	4,00	0,57	1,80

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

ux =	0,58	Mx =	2,74	-> vão eixo x
u'x =	4,33	M'x =	20,46	-> engaste eixo x, com laje de fundo
uy =	1,82	My =	8,60	-> vão eixo y, parte inferior
uyb =	0,52	Myb =	2,46	-> vão eixo y, parte superior
u'y =	4,00	M'y =	18,90	-> engaste eixo y, parte inferior
u'yb =	0,60	M'yb =	2,83	-> engaste eixo y, parte superior

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão pelo momento positivo continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Parte superior da parede

Mk,p =	2,83	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**14285,71** KN/m²
Md =	**3,97**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50 KN/cm²
KMD=	**0,0178**		d =	12,5	cm	γs=	1,15
KZ =	**0,9881**		**d =**	**0,125**	**m**	**fs=**	**43,48** KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,000

As =	**0,74**	**cm²/m**
As,mín =	**2,70**	**cm²/m**
armadura adotada:	**ϕ 10mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

Parte inferior da parede

Mk =	18,9	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk .γf	**KN.m**	ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**14285,71**	KN/m²
Md =	**26,4547**		cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,1185**		d =	12,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9236**		**d =**	**0,125**	**m**	**fs=**	**43,478261**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,000

As =	**5,27**	**cm²/m**
As,mín =	**2,70**	**cm²/m**
armadura adotada:	**ϕ 10mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

Engaste junto a laje de fundo

Mk =	20,5	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk .γf	**KN.m**	ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**14285,71**	KN/m²
Md =	**28,6372**		cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,1283**		d =	12,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9166**		**d =**	**0,125**	**m**	**fs=**	**43,478261**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,000

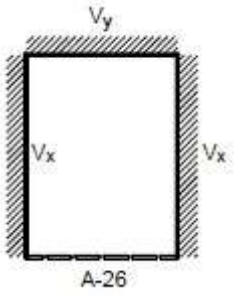
As =	**5,75**	**cm²/m**
As,mín =	**2,70**	**cm²/m**
armadura adotada:	**ϕ 10mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

-> para verificação da força cortante será conforme tabelas elaboradas pela Unesp de Bauru, considerando uma carga uniforme igual ao máximo da triangular

-> relação entre os lados

ʎ =	la/lb	vx =	0,39	engaste x	Vx = 65,25 kN
ʎ =	**1,20059**	vy =	0,22	engaste y	Vy = 30,66 kN



$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	$R_x = p\,\ell_x\,v_x$	$R_{x1} = p\,\ell_x\,v_{x1}$	$R_{x2} = p\,\ell_x\,v_{x2}$	$R_y = p\,\ell_y\,v_y$

Caso	λ	1,2
A-26	V_x	0,39
	V_y	0,22

Vk = 65,25 KN
Vd = Vk.γf
Vd = 91,35 KN

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\,1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\,1\,|$, com *d* em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

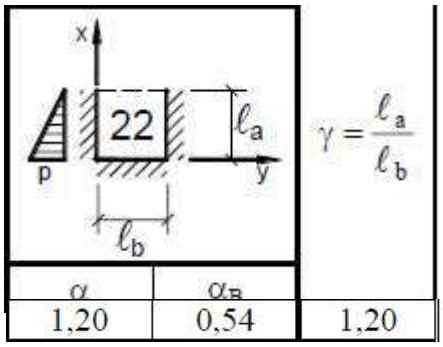
— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd = 0,353062691 Mpa
P1 = 0,00628
k = 1,475
σcp = 0
Vrd1 = 94,46721886 KN
Vsd < Vrd1 OK

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FLECHA

-> verificação da flecha em carregamentos triangulares conforme tabelas extraídas de BARES e adaptadas por PINHEIRO (1994)



α	α_B	
1,20	0,54	1,20

Valores extraídos de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994)

$a_i = \frac{\alpha \, p \, \ell_x^4}{12 \, EI}$

p – carga máxima
h = altura da laje
ℓ – menor valor entre ℓ_a e ℓ_b
E = módulo de elasticidade
α – coeficiente centro da laje
α_b – coeficiente centro da borda livre

Inércia (I) = b.h³ / 12 48600 cm⁴

α = 1,2 f = 0,3092741 cm

αb = 0,54 fb = 0,1391734 cm

-> verificação da flecha de acordo com a ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \le 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (*t*) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i \, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial = 3,0927414 mm αf = 1,11

Ɛ0 = 0,54 ->15 dias **flecha final = 6,529 mm**

ΔƐ = 1,46 **flecha limite = 13,56 mm** **OK**

PAREDE 9

PARÂMETROS INICIAIS

e,a =	15	cm	(espessura atual da parede)		
B =	1,69	m		h,ef =	6 m

EMPUXO DE ÁGUA

ta,a = γ lodo x h,ef
γ lodo = 10,1 KN/m³
ta,a = 60,6 KN/m²

SITUAÇÃO CRÍTICA

considerando diferença entre solo e água:
ta,res = 60,60 KN/m²
situação critica:
ta,crit = 60,60 KN/m²

EMPUXO DE SOLO

ta,s = ka x γ solo x h,ef,aterro
h,ef,aterro = 0 m
ka = tg² . (45º - ϕ,solo/2)
ka: coeficiente de empuxo ativo do solo
ϕ,solo: ângulo de atrito interno do solo
ϕ,solo= 35 º
ka = 0,52057
γ solo = 19 KN/m³
ta,s = 0 KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

ʎ	=	la/lb	= h,ef/B	como a relação entre ambos os lados da laje deu maior que 2, a
ʎ	**=**	**3,5503**	→	mesma será calculada como uma viga de 1m de largura.

-> como a parede é muito extensa, a mesma será dividia em duas regiões. Em um das vigas hipotéticas será considerado um carregamento uniforme nesta viga hipotética de 60,6 x 1m = 60,6KN/m, referente à parte inferior mais solicitada; já em outra, será considerado um carregamento de 30,3KN/m referente à parte superior menos solictada.

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 15cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a'= 15 cm Fck, res.= 20 Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescetado 5cm de cobrimento, mais a dimensão de duas barras de aço (+- 10mm cada), mais 1cm de espaçamento entre a barra e a face do concreto existente, a seção terá 8cm de aumento (e,+') para cada lado reforçado, totalizando uma seção final de 31cm.

e,+'= 16 cm **e,na= 31 cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 8cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. = 40 Mpa (KN/cm²)
Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')
Fck,m = (10.20 + 40.12) / (20+12)
Fck,m = 30,323 Mpa (KN/cm²)

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

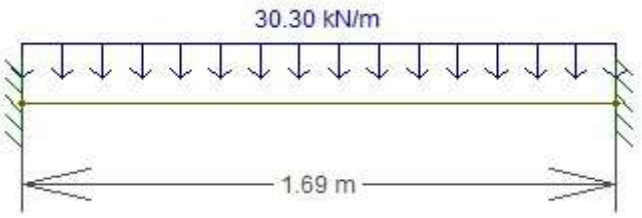
$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$ para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa;

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

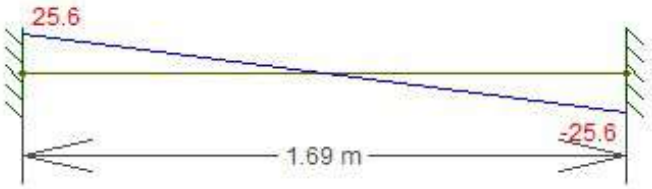
Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)
Eci= 37004,314 kN/m²

DIAGRAMAS NA PARTE SUPERIOR DA PAREDE

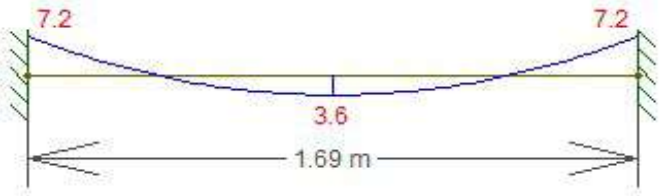
Carregamento



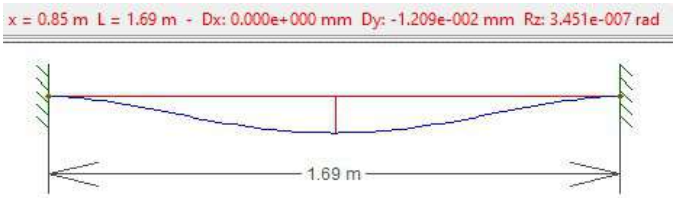
Cortante



Momento

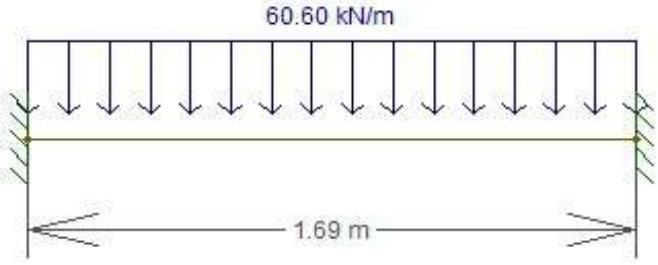


Flecha = 1,209 . 10^(-2) mm

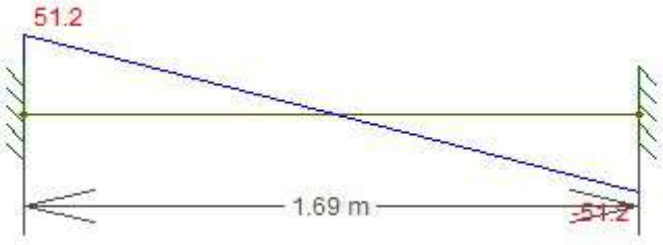


DIAGRAMAS NA PARTE INFERIOR DA PAREDE

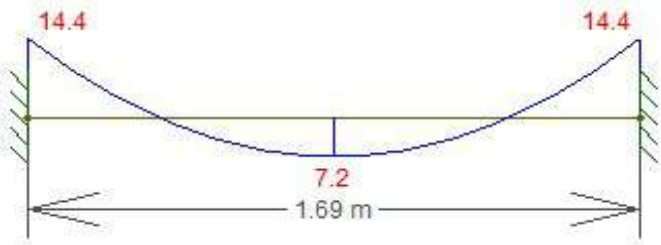
Carregamento



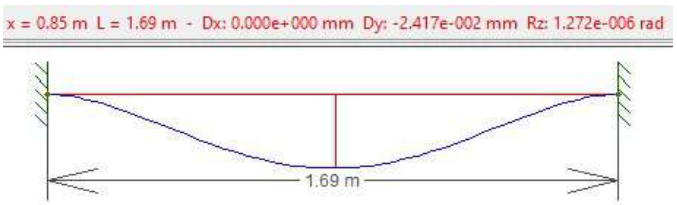
Cortante



Momento



Flecha = 2,417 . 10^(-2) mm



VERIFICAÇÃO DA FLECHA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \le 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial =	**0,024**	**mm**	αf =	1,265	
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,054**	**mm**
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**6,76**	**mm** **OK**

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> Como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ)\cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Parte superior da parede

Mk,p =	7,2	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**21658,99**	KN/m²
Md =	**10,08**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,0072**		d =	25,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9881**		**d =**	**0,255**	**m**	**fs=**	**43,478**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000

As = 0,92 **cm²/m**
As,mín = 4,65 **cm²/m**
armadura adotada: **ϕ 10mm c/ 10cm**
As1 = 7,85 **cm²/m**

Parte inferior da parede

Mk = 14,4 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf **KN.m**
Md = **20,16**

KMD= **0,0143**
KZ = **0,9881**

bw = **1 m**
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 25,5 cm
d = **0,255 m**

fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = **21658,99** KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= **43,478** KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,000

As = **1,84** **cm²/m**
As,mín = **4,65** **cm²/m**
armadura adotada: **ϕ 10mm c/ 10cm**
As1 = **7,85** **cm²/m**

Cálculo do momento gerado pela laje em balanço e sua área de aço

g1 = 7,00 KN/m
g2 = 0,665 KN/m
q = 8 KN/m

Mk,l = 6,34 KN.m

-> com base nas cargas fornecidas pela NBR 6120:2019

-> carga d'água acima da laje

-> como haverá reforço acima e abaixo da laje de beiral, a resistência considerada será a média calculada.

Mk = 6,3 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf
Md = **8,88** **KN.m**

KMD= **0,0081**
KZ = **0,9941**

bw = **1 m**
e,b = 28 = 12 + 8 + 8 cm
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 22,5 cm
d = **0,225 m**

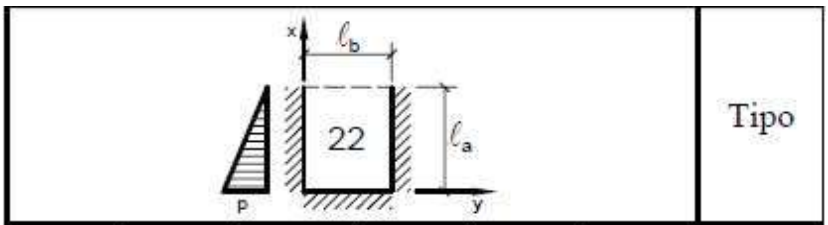
fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = **21658,99** KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= **43,478** KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000

As = **0,91** **cm²/m**
As,mín = **4,20** **cm²/m**
armadura adotada: **ϕ 10mm c/ 10cm**
As1 = **7,85** **cm²/m**

Cálculo área de aço no engaste junto a laje de fundo

-> como a laje foi considerada como bi apoiada, para este cálculo será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994) considerando a relação entre os lado ʎ = 2



Tipo

μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,48	4,48	1,91	0,41	4,12	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

u'x = 4,48 M'x = 7,75 -> momento junto a laje de fundo
u'y = 4,12 M'y = 7,13 -> mom. junto às paredes lat. menor que o considerado

Mk = 7,8 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf
Md = 10,8556 KN.m

KMD= 0,0077

KZ = 0,9881

bw = 1 m

ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 25,5 cm
d = 0,255 m

fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 21658,986 KN/m²

fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000

As = 0,99 cm²/m
As,mín = 4,65 cm²/m
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 cm²/m

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

-> para verificação da força cortante será analisado apenas a maior cortante, vistoque a seção se mantêm a mesma durante toda sua altura

Vk = 51,2 KN Vd = Vk.γf **Vd = 71,68 KN**

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\, 1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\, 1\,|$, com d em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd =	**0,364649292**	**Mpa**	
P1 =	**0,003078431**		
k =	**1,345**		
σcp =	**0**		
Vrd1 =	**165,4789425**	**KN**	
Vsd	**<**	**Vrd1**	**OK**

PAREDE 10

PARÂMETROS INICIAIS

e,a = 21 cm (espessura atual da parede)
B = 1,69 m h,ef = 6 m

EMPUXO DE ÁGUA

ta,a = γ lodo x h,ef
γ lodo = 10,1 KN/m³
ta,a = 60,6 KN/m²

SITUAÇÃO CRÍTICA

considerando diferença entre solo e água:
ta,res = 60,60 KN/m²
situação critica:
ta,crit = 60,60 KN/m²

EMPUXO DE SOLO

ta,s = ka x γ solo x h,ef,aterro
h,ef,aterro = 0 m
ka = tg² . (45º - ϕ,solo/2)
ka: coeficiente de empuxo ativo do solo
ϕ,solo: ângulo de atrito interno do solo
ϕ,solo= 35 º
ka = 0,52057
γ lodo = 19 KN/m³
ta,s = 0 KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

Λ = la/lb = h,ef/B como a relação entre ambos os lados da laje deu maior que 2, a
Λ = 3,5502959 → mesma será calculada como uma viga de 1m de largura.

-> como a parede é muito extensa, a mesma será dividia em duas regiões. Em um das vigas hipotéticas será considerado um carregamento uniforme nesta viga hipotética de 60,6 x 1m = 60,6KN/m, referente à parte inferior mais solicitada; já em outra, será considerado um carregamento de 30,3KN/m referente à parte superior menos solictada.

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 20cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a'= 20 cm Fck, res.= 20 Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ser acrescetado 5cm de cobrimento, mais a dimensão de duas barras de aço (+- 10mm cada), mais 1cm de espaçamento entre a barra e a face do concreto existente, a seção terá 8cm de aumento (e,+') para cada lado reforçado, como será feito reforço apenas no lado interno, a seção final fica com 28cm.

e,+'= 8 cm **e,na= 28 cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 8cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. = 40 Mpa (KN/cm²)
Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')
Fck,m = (10.20 + 40.12) / (20+12)
Fck,m = 25,714 Mpa (KN/cm²)

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

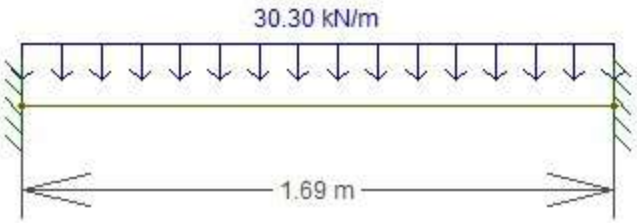
$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$ para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa;

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

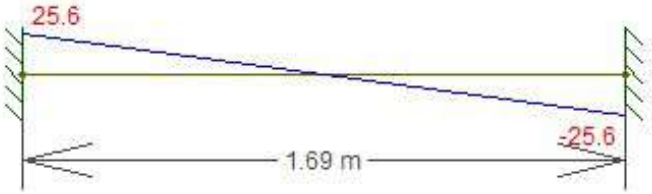
Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)
Eci= 34076,62 kN/m²

DIAGRAMAS NA PARTE SUPERIOR DA PAREDE

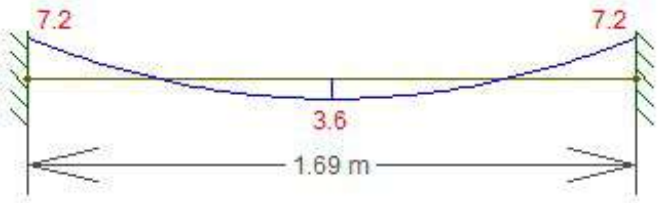
Carregamento



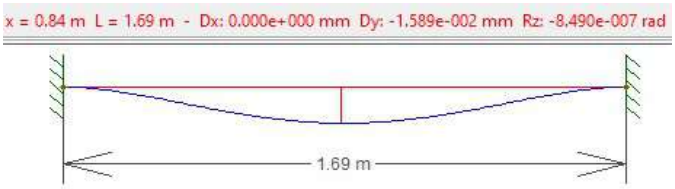
Cortante



Momento

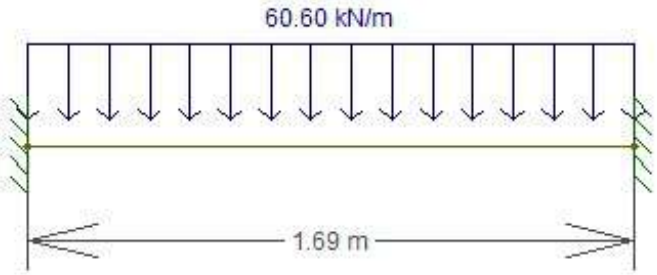


Flecha = 1,589 . 10^(-2) mm

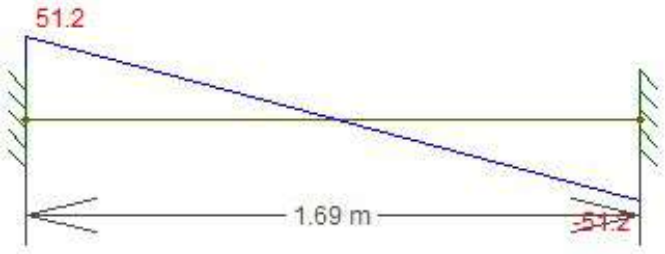


DIAGRAMAS NA PARTE INFERIOR DA PAREDE

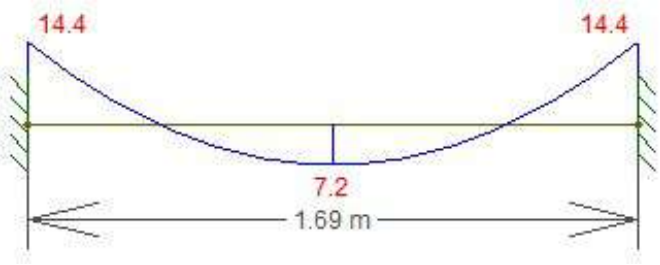
Carregamento



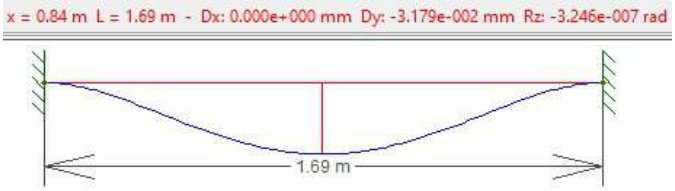
Cortante



Momento



Flecha = 3,179 . 10^(-2) mm



VERIFICAÇÃO DA FLECHA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \le 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial =	**0,032**	**mm**	αf =	1,243	
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,071**	**mm**
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**6,76**	**mm** **OK**

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> Como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ)\cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Parte superior da parede

Mk,p =	7,2	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**14285,71**	KN/m²
Md =	**10,08**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,0139**		d =	22,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9881**		**d =**	**0,225**	**m**	**fs=**	**43,48**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,000

As =	**1,04**	**cm²/m**
As,mín =	**4,20**	**cm²/m**
armadura adotada:	**ϕ 10mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

Parte inferior da parede

Mk =	14,4	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk .γf	**KN.m**	ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**14285,71**	KN/m²
Md =	**20,16**		cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,0279**		d =	22,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9820**		**d =**	**0,225**	**m**	**fs=**	**43,478**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000

As =	**2,10**	**cm²/m**
As,mín =	**4,20**	**cm²/m**
armadura adotada:	**ϕ 10mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

Cálculo do momento gerado pela laje em balanço e sua área de aço

g1 =	7,00	KN/m	Mk,l =	5,13 KN.m
g2 =	0,665	KN/m		
q =	5	KN/m	-> sacadas com acesso público + 1	

-> com base nas cargas fornecidas pela NBR 6120:2019

-> como haverá reforço acima e abaixo da laje de beiral, a resistência considerada será a média calulada.

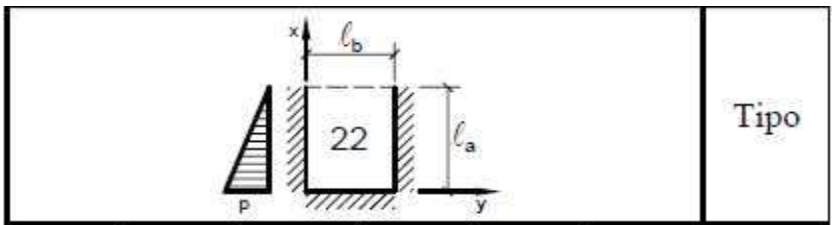
Mk =	5,13	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk .γf		e,b = 28 =	12 + 8 + 8	cm	**fcd =**	**18367,35**	KN/m²
Md =	**7,18106**	**KN.m**	ϕ, inicial:	10	mm			
			cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
KMD=	**0,0077**		d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
			d =	22,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9941**		**d =**	**0,225**	**m**	**fs=**	**43,48**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000

As =	**0,74**	**cm²/m**
As,mín =	**4,20**	**cm²/m**
armadura adotada:	**ϕ 10mm c/ 10cm**	
As1 =	**7,85**	**cm²/m**

Cálculo área de aço no engaste junto a laje de fundo

-> como a laje foi considerada como bi apoiada, para este cálculo será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994) considerando a relação entre os lado ʎ = 2



Tipo

μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,48	4,48	1,91	0,41	4,12	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

u'x = 4,48 M'x = 7,75 -> momento junto a laje de fundo
u'y = 4,12 M'y = 7,13 -> mom. junto às paredes lat. menor que o considerado

Mk = 7,75 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf
Md = 10,8556 KN.m

KMD= 0,0150
KZ = 0,9881

bw = 1 m
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 22,5 cm
d = 0,225 m

fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 14285,71 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,48 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,000

As = 1,12 cm²/m
As,mín = 4,20 cm²/m
armadura adotada: ϕ 10mm c/ 10cm
As1 = 7,85 cm²/m

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

-> para verificação da força cortante será analisado apenas a maior cortante, vistoque a seção se mantêm a mesma durante toda sua altura

Vk = 51,2 KN Vd = Vk.γf **Vd = 71,68 KN**

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\, 1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\, 1\,|$, com d em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd =	**0,326698829**	**Mpa**	
P1 =	**0,003488889**		
k =	**1,375**		
σcp =	**0**		
Vrd1 =	**135,3921622**	**KN**	
Vsd	**<**	**Vrd1**	**OK**

PAREDE 11 (parede a se construir no floculador)

PARÂMETROS INICIAIS

e,a =	0	cm	(espessura atual da parede)		
B =	1,95	m		h,ef =	6 m

EMPUXO DE ÁGUA

ta,a = γ lodo x h,ef

γ lodo =	10,1	KN/m³
ta,a =	60,6	KN/m²

SITUAÇÃO CRÍTICA

considerando solo e água:

ta,res =	60,60	KN/m²

situação critica:

ta,crit =	**60,60**	KN/m²

EMPUXO DE SOLO

ta,s = ka x γ solo x h,ef,aterro

h,ef,aterro =	0	m
ka =	tg² . (45º - ϕ,solo/2)	

ka: coeficiente de empuxo ativo do solo

ϕ,solo: ângulo de atrito interno do solo

ϕ,solo=	35	º
ka =	0,52057	
γ lodo =	19	KN/m³
ta,s =	0	KN/m²

RELAÇÃO ENTRE OS LADOS

ʎ	=	la/lb	= h,ef/B	como a relação entre ambos os lados da laje deu maior que 2, a
ʎ	**=**	**3,0848329**	→	mesma será calculada como uma viga de 1m de largura.

-> como a parede é muito extensa, a mesma será dividia em duas regiões. Em um das vigas hipotéticas será considerado um carregamento uniforme nesta viga hipotética de 60,6 x 1m = 60,6KN/m, referente à parte inferior mais solicitada; já em outra, será considerado um carregamento de 30,3KN/m referente à parte superior menos solictada.

SEÇÃO E CONCRETO

-> para calculo da área de aço necessária, será considerado uma seção de 20cm (e,a1') e fck residual de 20 Mpa (fck,res.) conforme ensaio realizado.

e,a1'=	0	cm	Fck, res.=	20	Mpa (KN/cm²)

-> considerando que deverá ter 5cm de cobrimento para cada lado, mais a dimensão da barra de aço e um espaço mínimo interno para vibrar, a seção terá 28cm no total (e,na).

e,+1'=	20	cm	**e,na=**	**20**	**cm**

-> considerando que o novo concreto aplicado será de 40 Mpa (fck,n.) e haverá um acréscimo de 6cm da seção, será adotado uma nova resistencia média para efeito de cálculo

Fck, n. =	40	Mpa (KN/cm²)

Fck,m = (fck,res x e,a1' + fck,n. x e,+1') / (e,a1' + e,+1')

Fck,m = (10.20 + 40.12) / (20+12)

Fck,m = 40 Mpa (KN/cm²)

-> será calculado o módulo de elasticidade do concreto médio com base no item 8.2.8 na nbr 6118:2014 para ferificação da flecha.

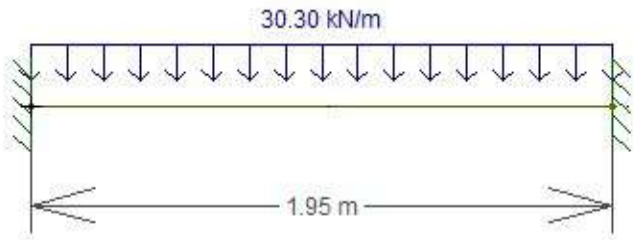
$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$ para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa;

Considerando a natureza do agregado de diabásio da região de Brotas, αe = 1,2

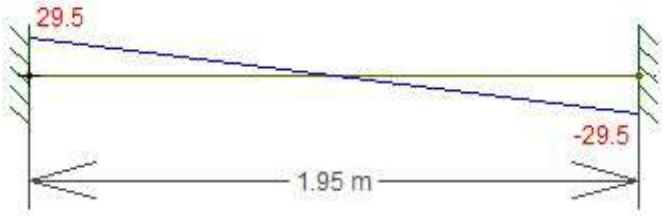
Eci= 1,2 . 5600 . 21,25^(1/2)
Eci= 42501,012 kN/m²

DIAGRAMAS NA PARTE SUPERIOR DA PAREDE

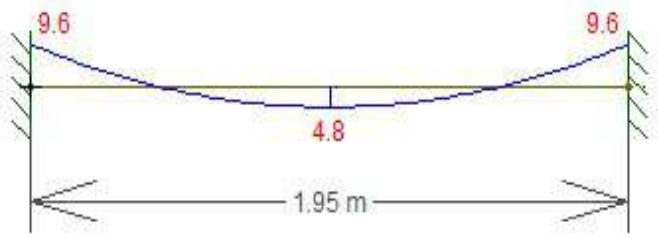
Carregamento



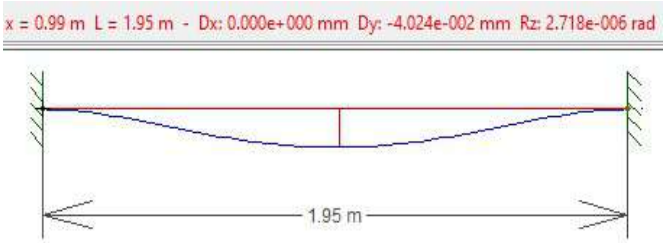
Cortante



Momento

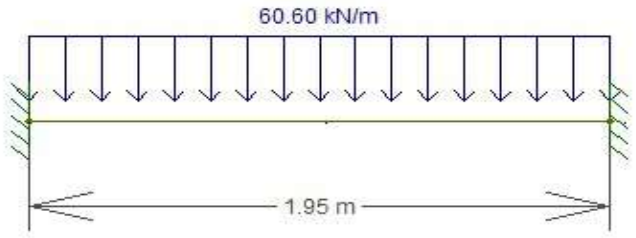


Flecha = 4,02 . 10^(-2) mm

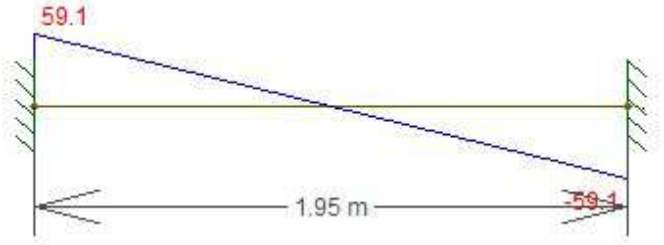


DIAGRAMAS NA PARTE INFERIOR DA PAREDE

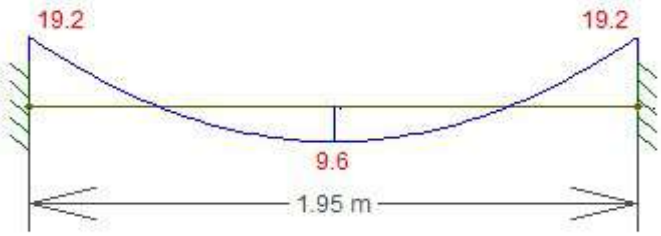
Carregamento



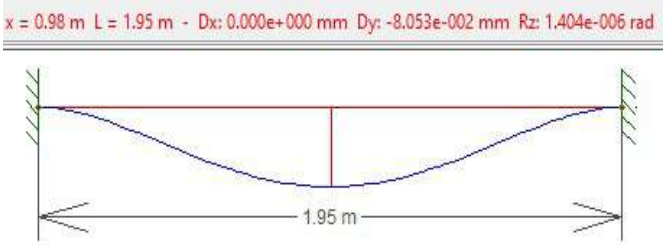
Cortante



Momento



Flecha = 8,05 . 10^(-2) mm



VERIFICAÇÃO DA FLECHA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

onde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 17.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0{,}68\,(0{,}996^t)\,t^{0{,}32}$ para $t \le 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses

Tabela 17.1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\Sigma P_i\, t_{0i}}{\Sigma P_i}$$

onde

P_i representa as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$

flecha inicial =	**0,081**	**mm**	αf =	1,244	
Ɛ0 =	0,54	->15 dias	**flecha final =**	**0,181**	**mm**
ΔƐ =	1,46		**flecha limite =**	**7,78**	**mm** **OK**

CÁLCULO DAS ÁREAS DE AÇOS

-> Como o reforço nessa parede será feito apenas na parte interna do módulo por ser o local de armaduras mais degradadas, o concreto que estará resistindo à compressão continuará sendo apenas o atual. Sendo assim, para efeito de cálculo, será considerado que o fck será todo de 20 MPa

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ)\cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²
As,min = 0,15% . Ac

Parte superior da parede

Mk,p =	9,6	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc=	1,4	
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =**	**28571,43**	KN/m²
Md =	**13,44**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd=	fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk=	50	KN/cm²
KMD=	**0,0224**		d =	14,5	cm	γs=	1,15	
KZ =	**0,9820**		**d =**	**0,145**	**m**	**fs=**	**43,478261**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000

As = 2,17 **cm²/m**
As,mín = 3,00 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 8mm c/ 15cm
As1,ef = 3,35 **cm²/m**

-> parte inferior da parede

Mk = 19,2 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf **KN.m**
Md = 26,88

KMD= 0,0447
KZ = 0,9697

bw = 1 **m**
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 14,5 cm
d = 0,145 **m**

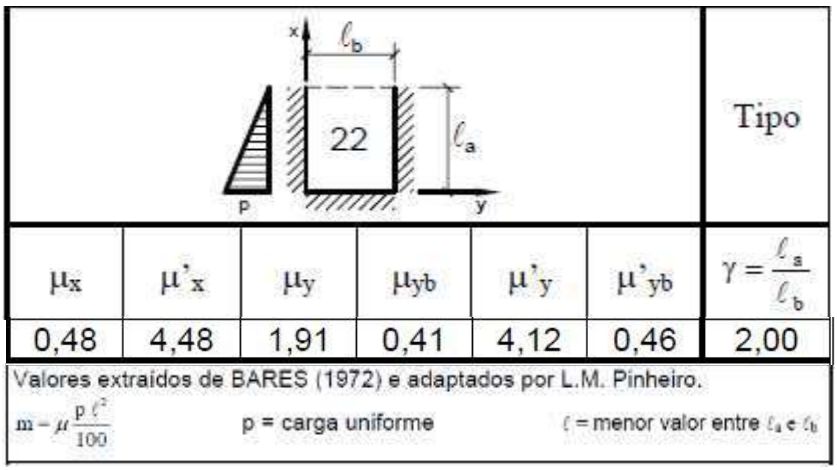
fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 28571,43 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478261 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,000

As = 4,40 **cm²/m**
As,mín = 3,00 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 8mm c/ 10cm
As1,ef = 5,03 **cm²/m**

Cálculo área de aço no engaste junto a laje de fundo

-> como a laje foi considerada como bi apoiada, para este cálculo será utilizado as tabelas de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994) considerando a relação entre os lado ʎ = 2



Tipo						
μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,48	4,48	1,91	0,41	4,12	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.
$m = \mu \frac{p\,\ell^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

u'x = 4,48
u'y = 4,12

M'x = 10,27 -> momento junto a laje de fundo
M'y = 9,45 -> mom. junto às paredes lat. menor que o considerado

Mk = 10,27 KN.m
γf = 1,4
Md = Mk .γf
Md = 14,3786 **KN.m**

KMD= 0,0239
KZ = 0,9820

bw = 1 **m**
ϕ, inicial: 10 mm
cob. (c): 5 cm
d = e,na - (c + ϕ/2)
d = 14,5 cm
d = 0,145 **m**

fcd = fck,m/γc KN/m²
γc= 1,4
fcd = 28571,43 KN/m²
fs=fyd= fyk/γs
fyk= 50 KN/cm²
γs= 1,15
fs= 43,478 KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000

As = 2,32 **cm²/m**
As,mín = 3,00 **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 8mm c/ 15cm
As1,ef = 3,35 **cm²/m**

CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

-> para verificação da força cortante será analisado apenas a maior cortante, vistoque a seção se mantêm a mesma durante toda sua altura.

Vk = 59,1 KN Vd = Vk.γf **Vd =** 82,74 **KN**

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \dfrac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |\,1{,}6 - d\,|$, não menor que $|\,1\,|$, com *d* em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

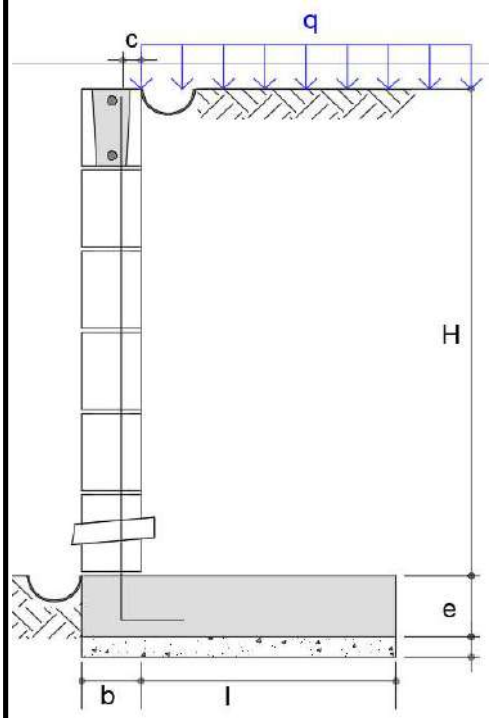
$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd = 0,438602661 **Mpa**
P1 = 0,003468966
k = 1,455
σcp = 0
Vrd1 = 123,8809531 **KN**
Vsd < Vrd1 OK

ANEXO I: MEMORIAL DE CÁLCULO – MURO DE ARRIMO.

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

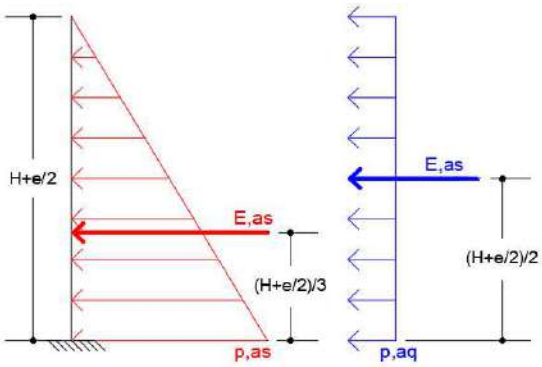
PARÂMETROS INICIAIS



solo:	silte argilo-arenoso		
γ,solo =	19	kN/m³	-> peso específico do solo
γ,conc. =	25	kN/m³	-> peso específico do concreto
ϕ,solo =	22,5	º	-> ângulo de atrito do solo
Coesão =	5	kN/m²	-> coesão do solo
q =	10	kN/m²	-> sobrecarga de caminhão pipa
H =	1,2	m	-> altura total do arrimo
e =	15	cm	-> espessura da base
l =	76	cm	-> largura da base sob reaterro
b =	14	cm	-> espessura da parede
c =	5	cm	-> cobrimento no muro
fck,g =	14	Mpa	-> resistencia do graute
fck,c =	25	Mpa	-> resistência do concreto
N,spt =	4		-> N,spt da base
B =	l+b	cm	
B =	90	cm	-> largura total da base

CÁLCULO DO EMPUXO

$$Ka = tg^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \qquad Kp = tg^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$



kp =	2,24		-> coeficiente de empuxo passivo do solo
ka =	0,45		-> coeficiente de empuxo ativo do solo

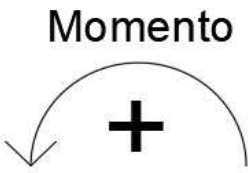
pa,s = ka . γ,solo . H - 2 . C . Ka^(1/2)

pa,s =	3,50	kN/m²	-> pressão ativa devido ao solo

pa,q = ka . Q

pa,q =	4,46	kN/m²	-> pressão ativa devido à sobrecarga

Momento



Ea,s = pa,s . H/2

Ea,s =	2,10	kN/m	-> empuxo ativo devido ao solo

Ea,q = pa,q . H

Ea,q =	5,36	kN/m	-> empuxo ativo devido à sobrecarga

Fa = E,total = Ea,s + Ea,q -> Força atuante = Empuxo total

Fa =	7,46	kN/m	

M,a = Ea,s . (H+e/2)/3 + Ea,q . (H+e/2)/2

M,a =	**4,31**	**kN.m/m**	-> momento atuante no engaste entre parede e base

VERIFICAÇÕES

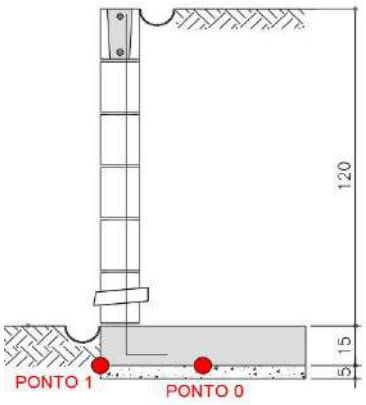


Tabela de Pesos e Momentos

PARTES	PESO (kN/m)	Braço P1	Mom. P1	Braço P0	Mom. P0
parede	4,20	-0,07	-0,29	0,31	1,30
radier	3,38	-0,52	-1,76	0,00	0,00
solo	17,33	-0,52	-9,01	-0,07	-1,21
carga	10,00	-0,52	-5,20	-0,07	-0,70
total	34,90	M,r =	-16,26	MR =	-0,61

Verificação ao escorregamento

Fr = Pt . 0,67 . Tgϕ,solo + C' . B C' = 0,5 . C kN/m²
Fr = 11,9364 kN/m C' = 2,5 kN/m²

Fr/Fa = 1,600891 > 1,5 OK

Verificação ao tombamento

M,r/M,a = 3,774869 > 2 OK -> em módulo

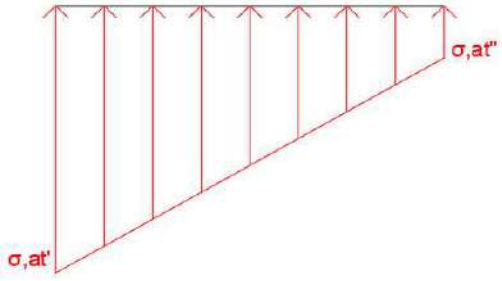
Verificação de fundação superficial - método semi-empírico

σ, solo = (Nspt / 50) + (γm,solo x h)
σ, solo = 0,08 Mpa
σ, solo = 80 kN/m²
σ, solo: tensão admissível do solo

-> Cálculo já considera coeficiente de segurança ao dividir o Nspt por 50. Segunda parcela refere-se à pressão geostática, onde h é a profundidade de apoio da base.

S = 1 . B
S = 0,9 m²
w = 1 . B² / 6
w = 0,135 m³

Mo = M,a + MR
Mo = 3,70 kN.m/m
σ,at = Pt/S +- Mo/w



σ,at' = 66,16 kN/m²
σ,at'' = 11,40 kN/m²
σ,at < σ, solo OK

VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS DA PAREDE DO MURO À FLEXÃO E À FORÇA CORTANTE

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s}$$

CA-50: Fyk= 50KN/cm²

As,mín = 0,15% . Ac

Mk,p =	4,31	KN.m	**bw =**	**1**	**m**	fcd = fck,m/γc	KN/m²
γf =	1,4					γc= 1,4	
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm	**fcd =** **10000,00**	KN/m²
Md =	**6,03**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm	fs=fyd= fyk/γs	
			d =	e,na - (c + ϕ/2)		fyk= 50	KN/cm²
KMD=	**0,0835**		d =	8,5	cm	γs= 1,15	
KZ =	**0,9472**		**d =**	**0,085**	**m**	**fs=** **43,47826**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,000

As = **1,72** **cm²/m**
As,mín = **2,10** **cm²/m**
armadura adotada: ϕ 8mm c/ 20cm
As1 = **2,52** **cm²/m**

-> para verificação da força cortante na parede será analisado apenas a maior cortante, visto que a seção se mantêm a mesma durante toda sua altura

Vk = 7,5 kN/m

Vsd = Vk.γf
Vsd = 10,44 kN/m

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não precise de armadura transversal à seção.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |1{,}6 - d|$, não menor que $|1|$, com *d* em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd =	**0,217829465**	**Mpa**
P1 =	**0,002964706**	
k =	**1,515**	
σcp =	**0**	
Vrd1 =	**36,98770455**	**KN**
Vrd1	**>** **Vsd**	**OK**

VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS DA BASE DO MURO À FLEXÃO E À FORÇA CORTANTE

-> para cálculo da área de aço, será adotado o CA-50 e o método escolhido será com os coeficientes admensionais do Carvalho (2020): KMD, KZ e KS

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s}$$

CA-50: Fyk= 50KN/cm²

As,mín = 0,15% . Ac

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s}$$

CA-50:
Fyk= 50KN/cm²

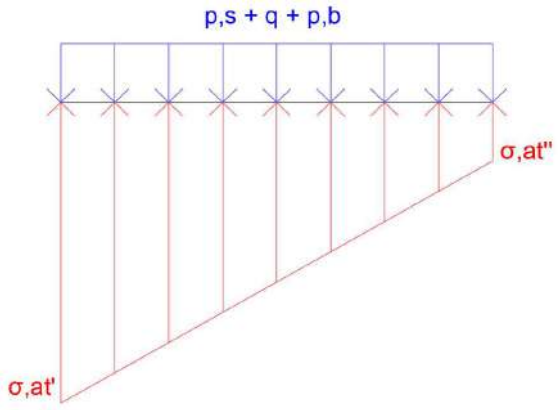
Mk,p =	4,31	KN.m	**bw =**	**1**	**m**
γf =	1,4				
Md =	Mk . γc		ϕ, inicial:	10	mm
Md =	**6,03**	**KN.m**	cob. (c):	5	cm
			d =	e,na - (c + ϕ/2)	
KMD=	**0,0374**		d =	9,5	cm
KZ =	**0,9759**		**d =**	**0,095**	**m**

fcd =	fck,m/γc	KN/m²
γc=	1,4	
fcd =	**17857,14**	KN/m²
fs=fyd=	fyk/γs	
fyk=	50	KN/cm²
γs=	1,15	
fs=	**43,47826**	KN/cm²

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,000

As =	**1,50**	**cm²/m**
As,mín =	**2,25**	**cm²/m**
armadura adotada: ϕ 8mm c/ 20cm		
As1 =	**2,52**	**cm²/m**

-> para verificação da força cortante na base será calculado a resultante das tensões verticais



p,s =	22,8	kN/m²	-> peso referente ao solo
q =	10	kN/m²	-> peso referente à sobrecarga
p,b =	3,75	kN/m²	-> peso ref. à base de concreto
Q,t =	36,55	kN/m²	
σ,res. =	σ,at' - Q,t	kN/m²	
σ,res. =	**29,61**	**kN/m²**	
Vk =	13,3	kN/m	
Vsd =	Vk.γf		
Vsd =	**18,66**	**kN/m**	

-> conforme cita a NBR 6118, no item 19.4.1, será verificado a resitencia da seção ao cisalhamento para que não

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer à expressão:

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w d$

onde

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que $|0{,}02|$,

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

— para os demais casos: $k = |1{,}6 - d|$, não menor que $|1|$, com *d* em metros;

$f_{ctk,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\, f_{ct,m}$

— para concretos de classes até C50:

$f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$

tRd =	**0,217829465**	**Mpa**
P1 =	**0,002652632**	
k =	**1,505**	
σcp =	**0**	
Vrd1 =	**40,67756143**	**KN**
Vrd1	**>**	**Vsd** **OK**

CÁLCULO DAS ARMAÇÕES SECUNDÁRIAS

Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\ \%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0{,}9\ cm^2/m$ $\rho_s \geq 0{,}5\ \rho_{mín}$

onde
$\rho_s = A_s/b_w\ h$ e $\rho_p = A_p/b_w\ h$.

As2' = 0,2.As1 cm²/m
As2'' = 0,9 cm²/m
As2''' = 0,5.As,mín cm²/m

-> secundárias para parede do muro:

As2' = 0,50 cm²/m
As2'' = 0,90 cm²/m
As2''' = 1,05 cm²/m

As2 = 1,05 cm²/m
armadura adotada: 2 ϕ 10mm na viga superior
As2,ef = 1,32 cm²/m

-> secundárias para base do muro:

As2' = 0,50 cm²/m
As2'' = 0,90 cm²/m
As2''' = 1,13 cm²/m

As2 = 1,125 cm²/m
armadura adotada: ϕ 8mm c/ 20cm
As2,ef = 2,52 cm²/m

RESUMO DAS ARMADURAS ADOTADAS

Parede muro:

As1,ef = 2,52 cm²/m **armadura adotada: ϕ 8mm c/ 20cm**
As2,ef = 1,32 cm²/m **armadura adotada: 2 ϕ 10mm na viga superior**

Base muro:

As1,ef = 2,52 cm²/m **armadura adotada: ϕ 8mm c/ 20cm**
As2,ef = 2,52 cm²/m **armadura adotada: ϕ 8mm c/ 20cm**

ANEXO J: MEMORIAL DE CÁLCULO – ABRIGO DOS SOPRADORES.

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

SERVIÇO DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA E ESGOTO DE BROTAS Trilho em Perfil W Memorial de Cálculo Monovia	**Executado por:** Rodrigo C. Tadioto **Rev.** 00 / **Contrato:** 038/2021 **Data:** Junho/2022

1 Peso dos equipamentos

1.1 Peso dos Sopradores

Este item foi definido com base no catálogo técnico fornecido pela empresa Gardner Denver, de sopradores da Robuschi.

WS version with noise hood - WL version without noise hood — **Weights**

Robox Screw		forced lubrication		splash lubrication	
Frame	Airend Size	WL kg(1)	WS kg(1)	WL kg(1)	WS kg(1)
2	RSW 45	530	620	490	580
	RSW 65	570	660	530	620

Este peso refere-se à cabine, com soprador.

P,cab. = 660 kg

Considerando o peso do motor previsto: MOTOR ELÉTRICO 15 CV, 2 P, 220/380/440 V, 60 Hz, TRIF., IR3 – B3-T, IP55.

P,mot. = 83,1 kg

P,tot. = 743,1 kg

Para efeito de dimensionamento, será considerado um conjutno com 800 kg como carga característica de projeto.

Pk,sop. = 800 kg

1.2 Peso da Talha + Trole

Considerando o modelo NERM da empresa KITO, que suporta até 1 tonelada

P,líq = 88 kg P,cor. = 1,33 kg/m

Considerando no máximo 5 metros de corrente:

P,tot. = 94,65 kg

Para efeito de dimensionamento, será considerado um conjutno com 100 kg como carga característica de projeto.

Pk,t+t = 100 kg

1.3 Peso total dos equipamentos:

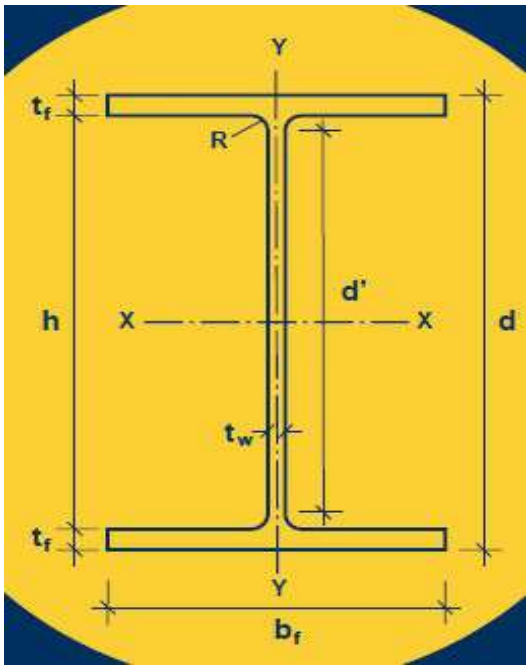
P,tot. = 900 kg

2 Pré dimensionamento da viga metálica

Será feito um pré-dimensionamento considerando o espaço necessário para que a Talha + Trole se movimente com folga conforme catálogo da KITO

2.1 Dimensões iniciais da viga metálica

Será considerado largura dos banzos igual a 134mm e altura de 210mm referente ao Perfil W 200x31,3



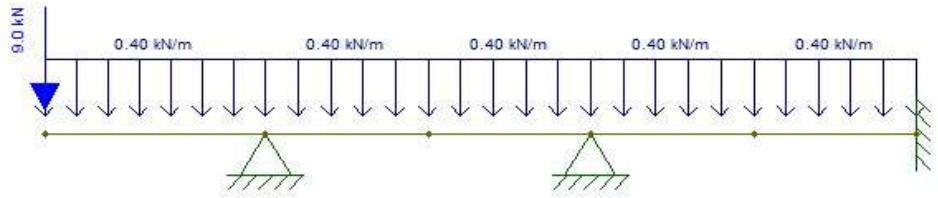
BITOLA mm x kg/m	Massa Linear kg/m	d mm	b_f mm
W 200 x 31,3	31,3	210	134

ESPESSURA t_w mm	t_f mm	h mm	d' mm	Área cm²
6,4	10,2	190	170	40,3

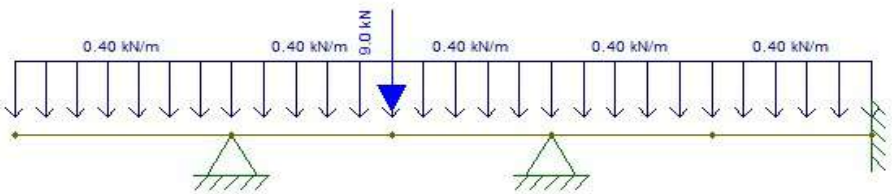
3 Modelagem da viga no ftool

Foi modelada a viga metálica com carregamento distirbuído equivalente ao peso próprio e com o carregamento pontual no meios doa vãos e no limite do balanço, conforme imagens a seguir mostram:

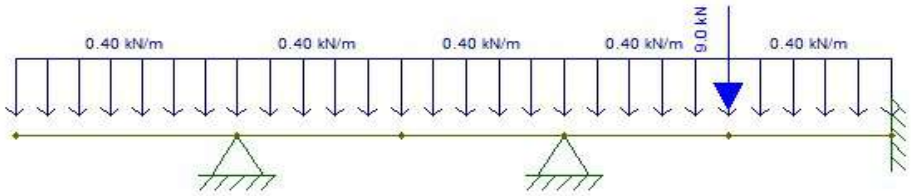
Modelo 1



Modelo 2

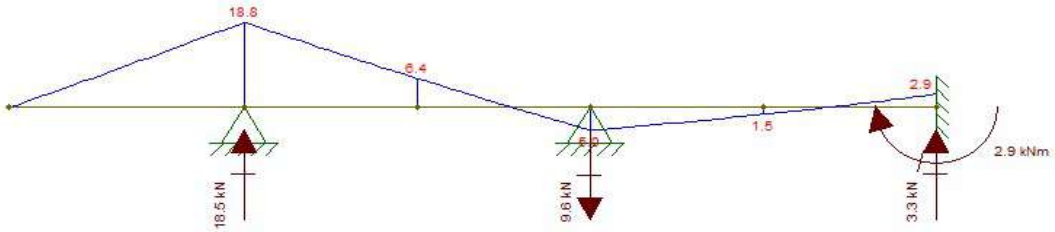


Modelo 3

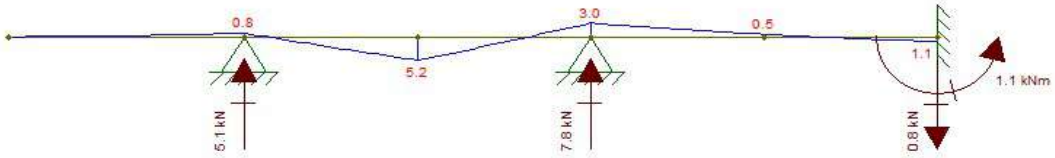


3.1 Momentos fletores

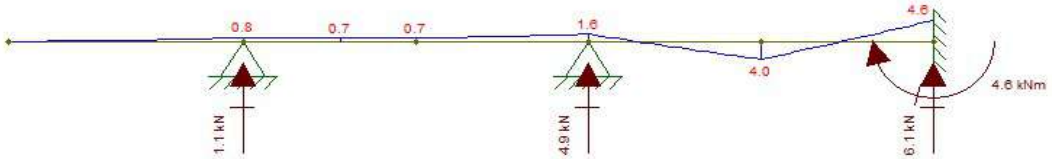
Modelo 1



Modelo 2

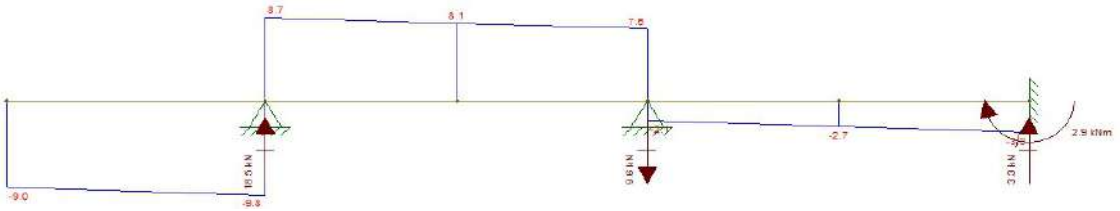


Modelo 3

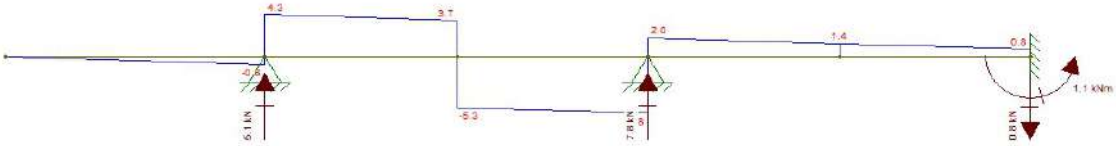


3.2 Cortante

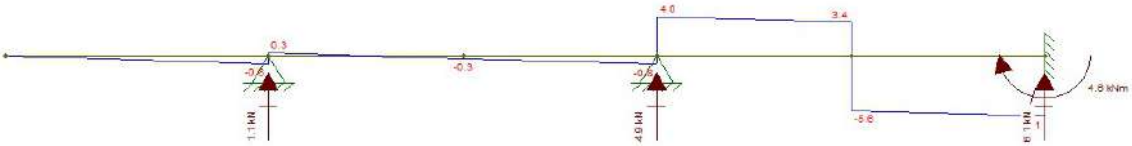
Modelo 1



Modelo 2

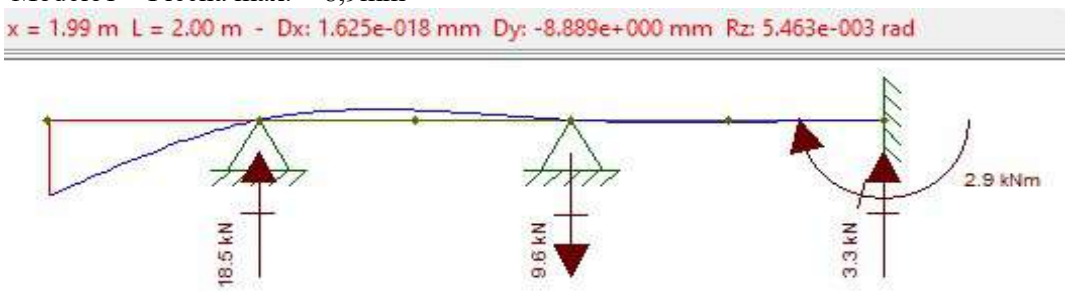


Modelo 3

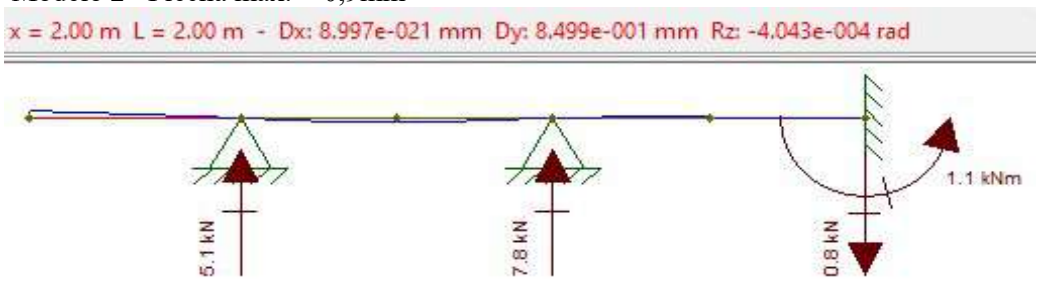


3.3 Deslocamento

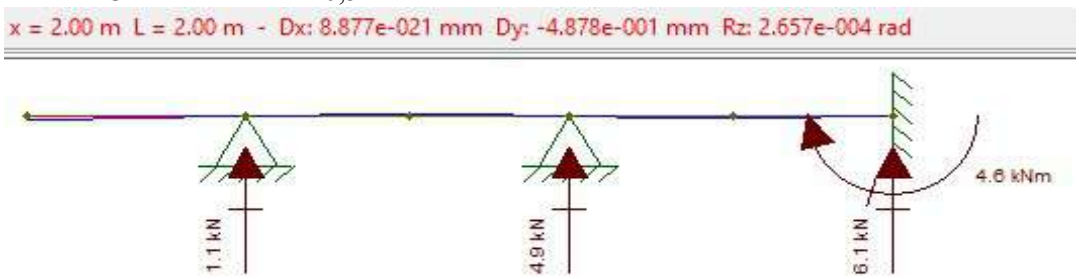
Modelo1 Flecha máx. = 8,9mm



Modelo 2 Flecha máx. = 0,9mm



Modelo 3 Flecha máx. = 0,5mm



3.4 Modelo Crítico

Como pode ser observado nas imagenas anteriores, a situação mais crítica corresponde quando o conjunto talha + trole + soprador está na ponta do balanço.

4 DIMENSIONAMENTO

Para dimensionamento da Viga metálica de Perfil W, atuando como monovia, será seguido o roteiro de cálculo colocado no manual de vãos e cargas da Gerdau

4.1 Momento e Cortante de Cálculo, e flecha máxima, com base no ftool

Para efeito de cálculo, será consdeirado:

Md = yf . Mk yf = 1,4 Mk = 18,8 kN.m

Md = 26,32 kN.m

Vd = yf . Vk yf = 1,4 Vk = 9,8 kN

Vd = 13,72 kN

Flecha máx. = 8,9 mm

4.2 Força Horizontal e Momento Torçor de cálculo

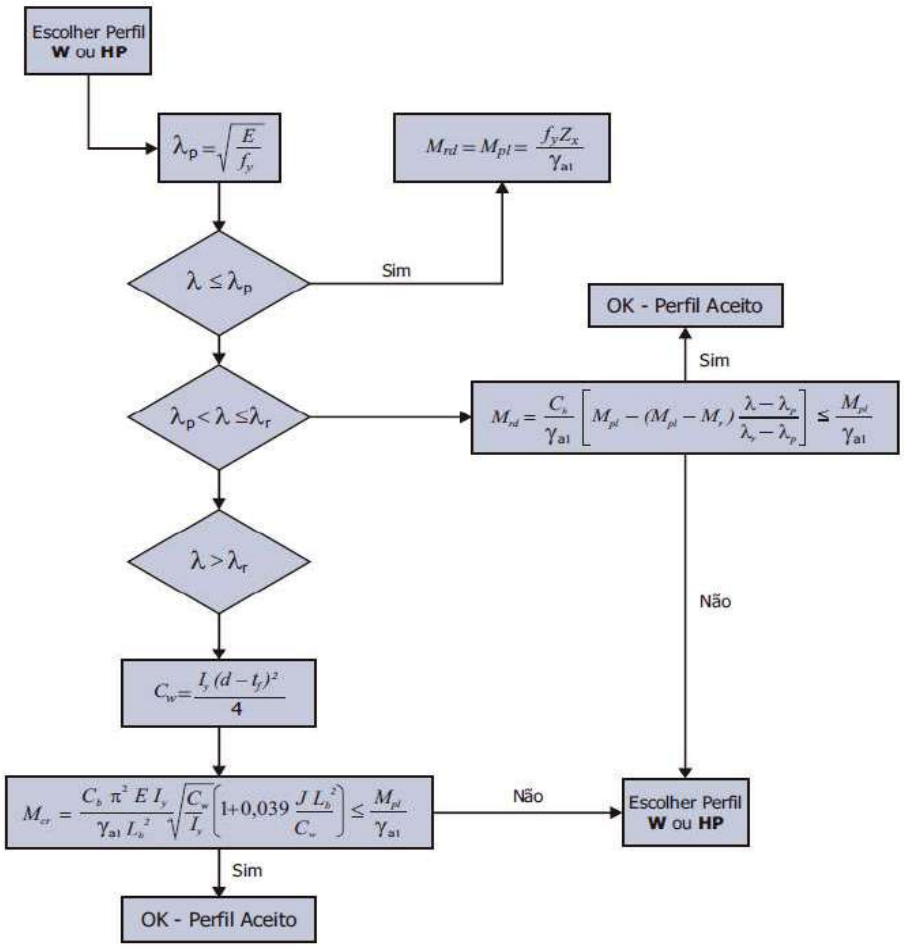
-> será considrado como força horizontal 10% da força vertical conforme cita ABNT NBR 6120:2019 em seu ANEXO C: Pontes Rolantes

Hk = 0,10 . Vk = 0,98 kN
Hd = yf . Hk = 1,372 kN

-> está força horizontal incide tanto na direção longitudinal, quanto transversal à viga.

Tk = Hk . (D+d/2) D = 0,55 m -> valor D referente ao catálogo da empresa KITO
Tk = 0,64 kN.m -> momento Torçor
Td = 0,90 kN.m

Fluxograma Dimensionamento a Flexão



4.3 Flambagem Lateral com Torção - FLT

4.3.1 Índice de esbeltez (ʎ)

ʎ = Lb / ry

ʎ = 92,48

Lb = comprimento máximo não contraventado da mesa comprimida

Lb = 2,95 m

ry = raio de giração em torno do eixo y-y, cm

ry = 3,19 cm

4.3.2 Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas (ʎp)

ʎp = 1,76 . (E/fy)^(1/2)

ʎp = 42,38

E = módulo de elasticidade do aço

E = 200.000 MPa

fy = resistência ao escoamento do aço

fy = 345 MPa

Conferência dos índices de esbeltez

ʎ > ʎp → Conferir com ʎr

4.3.3 Parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas ʎr

$$\lambda_r = \frac{1{,}38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1}\sqrt{1+\sqrt{1+\frac{27\,C_w\,\beta_1^{\,2}}{I_y}}} \qquad \beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)\,W}{E\,J}$$

Iy = momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y, cm4

Iy = 410,00 cm⁴

J= constante de torção da seção transversal

J= 12,59 cm⁴

ry = raio de giração em torno do eixo y-y, cm

ry = 3,19 cm

fy = resistência ao escoamento do aço

fy = 34,50 kN/cm²

σr = tensão residual de compressão nas mesas

σr = 30% x fy

σr = 10,35 kN/cm²

W = módulo de resistência elástico, cm³

W = 61,20 cm³

E = módulo de elasticidade do aço

E = 20.000 kN/cm²

Cw = constante do empenamento da seção transversal

Cw = 40.822,00 cm⁶

β1 = 0,00587

ʎr = 601,4942

Conferência dos índices de esbeltez

ʎ < ʎr

↓

Proceder cálculo Mrd

4.3.5 Cálculo Mrd

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}}\left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r)\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

Mrd = momento fletor resistente de cálculo
Cb = fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme
Cb = 1,00
γa1= coeficiente de ponderação da resistência
γa1= 1,15
Mpl = momento fletor de plastificação da seção transversal
Mpl = 10158,00 kN.cm
Mr = momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais em alguns casos
Mr = (fy - σr) . W
Mr = 1477,98 kN.cm
ʎ = Índice de esbeltez
ʎ = 92,48
ʎp = parâmetro de esbeltez limite para seções compactas
ʎp = 42,38
ʎr = parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas
ʎr = 601,49

Mrd = 8.157 kn.cm ≤ Mpl/γa1 = 8.833 kN.cm

CONSIDERAR Mrd
↑

4.3.7 Verificação FLT

Td = 0,90 kN.m
Td = 89,87 kN.cm

Momento Resistente a se considerar:
Mrd = 8.157 kN.cm

↓ ↓

VERIFICAÇÃO A FLT OK

4.4 Flambagem Local da Mesa Comprimida - FLM

4.4.1 Índice de esbeltez (ʎ)

ʎ = b / t
ʎ = 13,14

b = bf = largura da mesa do perfil
b = bf = 134 mm
t = tf = espessura da mesa do perfil
t = tf = 10,2 mm

4.4.2 Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas (ʎp)

ʎp = 0,38 . (E/fy)^(1/2)
ʎp = 9,15

E = módulo de elasticidade do aço
E = 200.000 MPa
fy = resistência ao escoamento do aço
fy = 345 MPa

Conferência dos índices de esbeltez
ʎ > ʎp → Conferir com ʎr

4.4.3 Parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas ʎr

$$\lambda_r = 0{,}83\sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$$

fy = resistência ao escoamento do aço
fy = 34,50 kN/cm²
σr = tensão residual de compressão nas mesas
σr = 30% x fy
σr = 10,35 kN/cm²
E = módulo de elasticidade do aço
E = 20.000 kN/cm²

ʎr = 23,89

Conferência dos índices de esbeltez
ʎ < ʎr
↓
Proceder cálculo Mrd

4.4.5 Cálculo Mrd

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}}\left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r)\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right] \le \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

Mrd = momento fletor resistente de cálculo
Cb = fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme
Cb = 1,00
γa1 = coeficiente de ponderação da resistência
γa1 = 1,15
Mpl = momento fletor de plastificação da seção transversal
Mpl = 10158,00 kN.cm
Mr = momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais em alguns casos
Mr = (fy - σr) . W

Mr = 1477,98 kN.cm

ʎ = Índice de esbeltez

ʎ = 92,48

ʎp = parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

ʎp = 42,38

ʎr = parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas

ʎr = 601,49

Mrd = 8.157 kn.cm ≤ **Mpl/γa1 = 8.833 kN.cm**

CONSIDERAR Mrd ↑

4.4.7 Verificação FLM

Md = 26,32 kN.m
Md = 2.632 kN.cm ↓

Momento Resistente a se considerar:
Mrd = 8.157 kN.cm ↓

VERIFICAÇÃO A FLM OK

4.5 Flambagem Lateral da Alma - FLA

4.5.1 Índice de esbeltez (ʎ)

ʎ = h / tw

ʎ = 29,69

h= altura em geral, distância entre as faces internas das mesas dos perfis I e H subtraída dos raios de concordância entre a mesa e a alma do perfil.

h= 190 mm

tw = espessura da alma do perfil

tw = 6,4 mm

4.5.2 Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas (ʎp)

ʎp = 3,76 . (E/fy)^(1/2)

ʎp = 90,53

E = módulo de elasticidade do aço

E = 200.000 MPa

fy = resistência ao escoamento do aço

fy = 345 MPa

Conferência dos índices de esbeltez

ʎ < ʎp → **Considerar cálculo Mpl**

4.5.4 Cálculo Mpl

Mpl = fy . Zx / γa1 kN.m

Mpl = momento fletor de plastificação da seção transversal, igual ao produto do módulo de

Mpl = 10.158 kN.cm
Mpl = 101,58 kN.m ↓

UTILIZAR Mpl

resistência plástico (Z) pela resistência ao escoamento do aço (f)

fy = resistência ao escoamento do aço

fy = 34,50 kN/cm²

Zx = módulo de resistência plástico em torno do eixo x-x, cm³

Zx = 338,60 cm³

γa1= coeficiente de ponderação da resistência

γa1= 1,15

4.5.7 Verificação FLA

Md = 26,32 kN.m **Momento Resistente a se considerar:**

Md = 2.632 kN.cm **Mpl = 10.158 kN.cm**

↓ ↓

VERIFICAÇÃO A FLA OK

5 CONCLUSÃO

O PERFIL W 200 x 31,3 ATENDE ÀS SOLICITAÇÕES QUE SERÃO APLICADAS NA MESMA ENQUANTO TRILHO PARA MONOVIA DO ABRIGO DOS SOPRADORES

6 DIMENSIONAMENTO DE SOLDA

6.1 Considerações iniciais

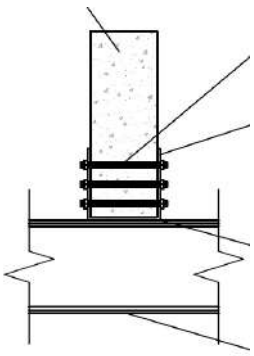
Será utilizado o método clássico de dimensionamento de Cordões de Solda. Para tanto, Será calculado a altura necessária de Solda, para que o conjunto suporte os esforços aplicados.

Esforços a serem considerados:

Momento:	**Md =**	**26,32**	**kN.m**	Cortante:	**Vd =**	**13,72**	**kN**
Torçor:	**Td =**	**0,90**	**kN.m**	Horizontal:	**Hd =**	**1,372**	**kN**

Forma de União entre elementos de Concreto Armado e Perfil Metálico

Será concebido uma união entre diferentes elementos através de uma chapa ASTM dobrada sob a viga em concreto armado, abraçando-a pela sua face inferior, na qual será fixada através de parafusos na viga de concreto armado e através de solda na viga metálica. A imagem a seguir ilustra o explicado em corte.



Observações:

1- a espessura da chapa ainda será dimensionada
2- a espessura dos parafusos ainda será dimensionada.
3- Será considerado apenas os cordões de solda abaixo das porcas dos parafusos no dimensionamento, para efeito de segurança.

6.3 Resistência ao Esforço Normal

Como essa resistência ao esforço Normal é considerando aquela que é perpedincular ao plano do elemento que resiste, no caso em estudo, ao da chapa, a força normal aqui considerada será a força cortante do perfil metálico. A imagem a seguir ilutra o explicado:

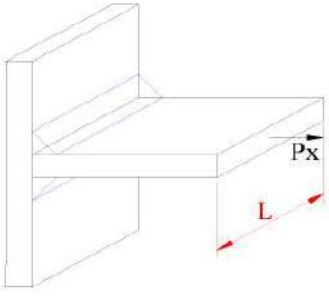


Figura 3.8 - Junta T com a chapa de topo carregada axialmente

Observações:

No caso, Px será a cortante

Fórmula para cálculo da altura necessária do cordão de solda

$h = Px \cdot \beta \cdot CS / L \cdot Sy$

Onde:

h = altura do cordão de solda

Px = Força normal a ser considerada

Px = 13,72 kN

β = Parâmetro de eficiência da junta, conforme tabela a Seguir:

β = 0,7	$\sigma_{escoamento} \leq 240$ MPa
β = 0,8	240 MPa $< \sigma_{escoamento} \leq 280$ MPa
β = 0,85	280 MPa $< \sigma_{escoamento} \leq 340$ MPa
β = 1,0	$\sigma_{escoamento} > 340$ MPa

Tabela 3.2 – Valores para o coeficiente de eficiência da junta

Como a tensão de escoamento dos perfis utilizados serão de 345 MPa, então:

β = 1,00

CS = Coeficiente de Segurança

CS = 1,40

L = Comprimento total do cordão de solda. Para efeito de segurança, será considerado como se apenas um braço de solda esteja suportado todo o carregamento.

L = largura da mesa = bf

L = 13,40 cm

Sy = tensão admissível à tração do material base

Sy = Limite de escoamento. Para feito de segurança, será considerdo o aço mais frágil comercialmente A242, com tensão de 24 kN/cm²

Sy = 24,00 kN/cm²

h = 0,0597 cm

h = 0,5973 mm → **h,mín,adotado = 10 mm**

6.4 Resistência a Esforços Cisalhantes

Como essa resistência a esforços cisalhantes é consideranda aquela que é paralela ao comprimento do cordão, para tanto, será considerada a força horidontal Hd como atuatne para esforços cisalhantes. A imagem a seguir ilutra o explicado:

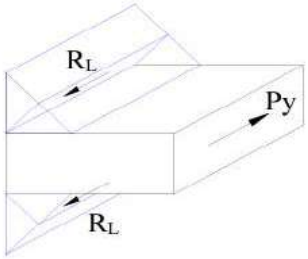


Figura 3.10 - Diagrama de Corpo Livre do Cordão de Solda

Observações:
No caso, Py será a a força horizontal.

Fórmula para cálculo da altura necessária do cordão de solda

h = (3/2)^(1/2) . Px . β . CS / L . Sy

Onde:

h = altura do cordão de solda

Py = Força cisalhante a ser considerada

Py = 1,372 kN

β = Parâmetro de eficiência da junta, conforme tabela a Seguir:

β = 0,7	$\sigma_{escoamento} \leq 240$ MPa
β = 0,8	240 MPa < $\sigma_{escoamento} \leq 280$ MPa
β = 0,85	280 MPa < $\sigma_{escoamento} \leq 340$ MPa
β = 1,0	$\sigma_{escoamento} > 340$ MPa

Tabela 3.2 – Valores para o coeficiente de eficiência da junta

Como a tensão de escoamento dos perfis utilizados serão de 345 MPa, então:

β = 1,00

CS = Coeficiente de Segurança

CS = 1,40

L = Comprimento total do cordão de solda. Para efeito de segurança, será considerado como se apenas um braço de solda esteja suportado todo o carregamento.

L = largura da mesa = bf

L = 13,40 cm

Sy = tensão admissível à tração do material base

Sy = Limite de escoamento. Para feito de segurança, será considerdo o aço mais frágil comercialmente A242, com tensão de 24 kN/cm²

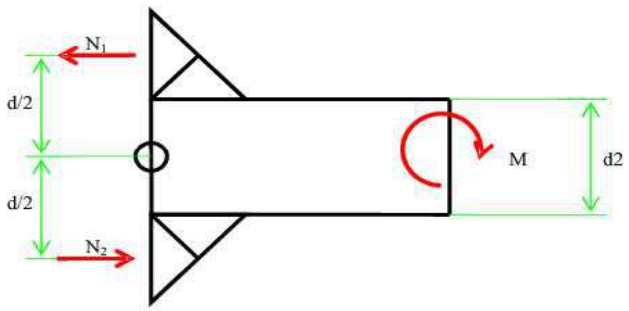
Sy = 24,00 kN/cm²

h = 0,0073 cm

h = 0,0731 mm → **h,mín,adotado = 10 mm**

6.5 Resistência a Momentos Fletores

Para consideração da resistência ao momento Fletor, será considerado o mamior momento encontrado no apoio do balanço. A imagem a seguir ilutra o explicado:



Fórmula para cálculo da altura necessária do cordão de solda

h = 2 . M . B . CS / L . D2 . Sy

Onde:

h = altura do cordão de solda

M = Momento a ser considerado.

M = 2710,96 kN.cm

β = Parâmetro de eficiência da junta, conforme tabela a Seguir:

β = 0,7	$\sigma_{escoamento} \leq 240$ MPa
β = 0,8	240 MPa < $\sigma_{escoamento} \leq 280$ MPa
β = 0,85	280 MPa < $\sigma_{escoamento} \leq 340$ MPa
β = 1,0	$\sigma_{escoamento} > 340$ MPa

Tabela 3.2 – Valores para o coeficiente de eficiência da junta

Como a tensão de escoamento dos perfis utilizados serão de 345 MPa, então:

β = 1,00

CS = Coeficiente de Segurança

CS = 1,40

L = Comprimento total do cordão de solda. Para efeito de segurança, será considerado como se apenas um braço de solda esteja suportado todo o carregamento.

L = largura da mesa = bf

L = 13,40 cm

Sy = tensão admissível à tração do material base

Sy = Limite de escoamento. Para feito de segurança, será considerdo o aço mais frágil comercialmente A242, com tensão de 24 kN/cm²

Sy = 24,00 kN/cm²

d2 = Largura da viga de concreto, a princípio será consdierado 20cm

d2 = 20,00 cm

h = 1,18 cm

h = 11,80 mm → **h,mín,adotado = 15 mm**

6.6 Altura Final Adotada para o Cordão de Solda

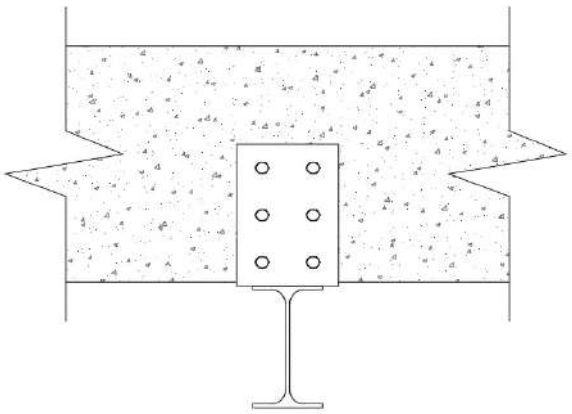
Considerando as 3 alturas encontradas, a maior delas se refere à necessária para se resistir ao momento fletor, com 11mm de altura. Sendo assim:

h,ef. = 15 mm

7 DIMENSIONAMENTO DE HASTES ROSCADAS

7.1 Considerações Iniciais

a. Será considerado inicialmente Barras/Hastes roscadas de 1" de diâmetro, no aço ABNT 1010/20, por considerar que é o mais frágil quanto a cisalhamento, para efeito de segurança.
b. Será tomado como base o catálogo da indufix, com suas resistencias a cortes e tração para efeito de dimensionamento
c. A disposição inicial será de 6 barras roscadas chumbadas na viga, distribuídas em duas colunas e 3 linhas.
d. O comprimento da haste será de 300mm



7.2 Resistências Características da Haste Arbitrada

ϕ (pol)	C. Haste (mm)	Resistências (kgf)		
		Escoam.	Tração	Corte
1"	300	11783	15204	10643

7.3 Verificação ao Cisalhamento

Considerando que irá ter 6 hastes roscadas atuando para resistir aos esforços, será calculado a resistência total de cada vinculação, somando as resistências de todas as hastes e comparando com a cortante atuante somada à parcela de tração do binário.

τ,tot. = τ x 6

τ,tot. = 63858 kgf

τ,tot. = 638,58 kN

Tv,tot. = Tração Vertical, Total

Tv,tot. = Vd + Md/dh

dh = braço de alavanca horizontal

dh = 0,22 m

Md = Momento Máximo

Md = 26,32 kN.m

Tv,tot. = 133,36 kN

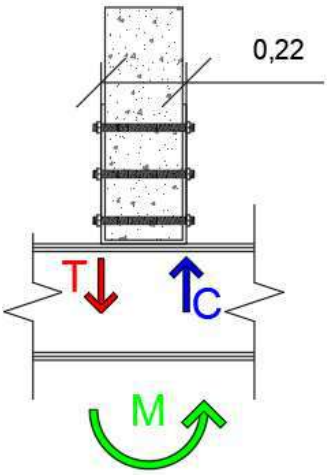
$\tau d = \tau,tot / \gamma a2 \quad \leq Vd$

$\gamma a2$ = Coeficiente de ponderação de resitência

$\gamma a2 =$ 1,35

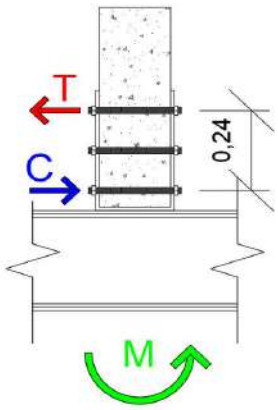
$\tau d =$ 473,02 kN > Vd

VERIFICAÇÃO OK



7.4 Verificação à Tração

Pelo fato de haver momento fletor nos apoios, especialmente no mais próximo ao balanço, será gerado um binário de forças no conjunto de ligação que deverá resistir às solicitações impostas, onde um haverá tração e compressão nos parafusos. A imagem ao lado explicita:



Considerando que o braço de alavanca (d) formado é de 24cm, o binário de forças geradas por reação ao momento será:

Cd = Td = Hd + Md/dv

dv = braço de alavanca vertical

dv = 0,24 m

Md = Momento Máximo

Md = 26,32 kN.m

Td = 111,04 kN

Considerando que apenas 2 hastes roscadas estarão resisitindo aos esforços de Tração, a Resistência total do conjunto será multiplicando a resistência à tração de cada haste por dois.

$\sigma,tot. = \tau \times 2$

$\sigma,tot. =$ 23566 kgf

$\sigma,tot. =$ 235,66 kN

$\sigma d = \sigma,tot / \gamma a2 \quad \leq Vd$

$\gamma a2$ = Coeficiente de ponderação de resitência

$\gamma a2 =$ 1,35

$\sigma d =$ 174,56 kN

FS = σd / Td

FS = 1,57

VERIFICAÇÃO OK

7.5 Conclusão.

Com base nas verificações feitas, o conjunto de hastes roscadas atendem aos esforços solicitados.

8 DIMENSIONAMENTO DE CHAPA DE AÇO

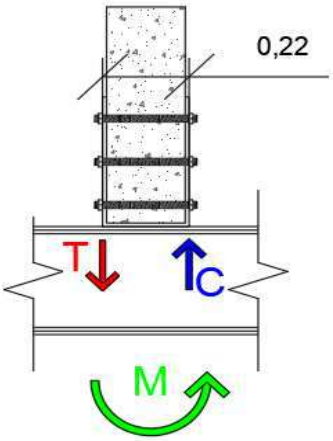
8.1 Considerações Iniciais

Será Considerado Chapa de aço ASTM A36 por ser a menos ressitente do mercado.
A espessura inicial da Chapa será de 12,7 mm (1/2")
Será calculado a resistência da chapa de aço tanto à seção bruta, quanto à seção líquida, e será comparado à força cortante ali incidida.

8.2 Resistência do Elemento

8.2.1 Esforço Vertical Somado

Para conferência da resistência da chapa, será somado a cortante com a resultante de tração que o momento gera nas duas abas da chapa.



Tv,tot. = Tração Vertical, Total
Tv,tot. = Vd + Md/dh
dh = braço de alavanca horizontal
dh = 0,22 m
Md = Momento Máximo
Md = 26,32 kN.m

Tv,tot. = 133,36 kN

8.2.2 Resistência ao Escoamento da Seção Bruta

Nτ1rd = Ag . fy / ya1 kN
Nτ1rd = 386,77 kN

Conferência:
Nτ1rd > Tv,tot.
FS = Nτ1rd / Tv,tot.
FS = **2,90**
VERIFICAÇÃO OK

Onde:
Ag = Área da Seção Bruta
Ag = espessura da chapa x largura de contato com a viga
Ag = 17,02 cm²
fy = Resistência do aço ao escoamento
fy = 25,00 kN/cm²
ya1 = coeficiente de ponderação da resistência
ya1 = 1,10

8.2.3 Resistência ao Escoamento da Seção Líquida

df = diâmetro + 3,5mm
df = 31,50 mm
df = 3,15 cm
Af = df x e
Af = 4,00 cm²
An = Ag - Af x 2colunas de furos
An = 9,02 cm²
Ct = 1,00 → Para Chapas
Ae = Ct x An
Ae = 9,02 cm²

Nτ1rd = Ae . fy / ya2 kN
Nτ1rd = 166,98 kN

Onde:
df = Diâmetro do furo
df = 28 mm
Af = Área do furo
e = Espessura da Chapa
e = 1,27 cm
An = Área de seção sem furos
Ae = Área da Seção Líquida
Ae = 9,02 cm²
fy = Resistência do aço ao escoamento
fy = 25,00 kN/cm²
ya2 = coeficiente de ponderação da resistência
ya2 = 1,35

Conferência:

Nτ1rd > Tv,tot.

FS = Nτ1rd / Tv,tot.
FS = **1,25**

VERIFICAÇÃO OK

Memorial de cálculo das estruturas de concreto armado pelo programa EBERICK

Memorial de cálculo 1

Resumo de resultados 23

Cargas verticais: 23

Deslocamento horizontal: 23

Verificação de estabilidade (Gama-Z): 23

Análise de 2ª ordem: 23

Verificação da Estabilidade Global da Estrutura 25

Maior coeficiente Gama-Z 25

Limitações 25

Coeficiente Gama-Z por combinação 25

Deslocamentos Horizontais Devido à Ação do Vento 27

Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta 28

Imperfeições geométricas globais 30

Relatório de Esforços nas Fundações por Elementos 31

Pavimento BLOCOS 36

Resultado dos Blocos 36

Cálculo do Bloco B1 37

Cálculo das dimensões do bloco 37

Estimativa da carga solicitante 37

Memorial de cálculo das estruturas de concreto armado pelo programa EBERICK

Memorial de cálculo 1

Resumo de resultados 1

Cargas verticais: 1

Deslocamento horizontal: 1

Verificação de estabilidade (Gama-Z): 1

Análise de 2ª ordem: 1

Verificação da Estabilidade Global da Estrutura 1

Maior coeficiente Gama-Z 1

Limitações 1

Coeficiente Gama-Z por combinação 1

Deslocamentos Horizontais Devido à Ação do Vento 1

Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta 1

Imperfeições geométricas globais 1

Relatório de Esforços nas Fundações por Elementos 1

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy 37

Determinação do número de estacas 37

Estimativa dos esforços nas estacas 38

Dimensionamento da armadura de retração 38

Dimensionamento da armadura 38

Método de cálculo: biela-tirante 38

Cálculo do Bloco B2 39

Cálculo das dimensões do bloco 39

Estimativa da carga solicitante 39

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy 39

Determinação do número de estacas 39

Estimativa dos esforços nas estacas 40

Dimensionamento da armadura de retração 40

Dimensionamento da armadura 40

Método de cálculo: biela-tirante 40

Cálculo do Bloco B3 41

Cálculo das dimensões do bloco 41

Estimativa da carga solicitante 41

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy 41

Determinação do número de estacas 41

Estimativa dos esforços nas estacas 42

Dimensionamento da armadura de retração 42

Dimensionamento da armadura 42

Método de cálculo: biela-tirante 42

Cálculo do Bloco B4 43

Cálculo das dimensões do bloco 43

Estimativa da carga solicitante 43

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy 43

Determinação do número de estacas 43

Estimativa dos esforços nas estacas 44

Dimensionamento da armadura de retração 44

Dimensionamento da armadura 44

Método de cálculo: biela-tirante 44

Cálculo do Bloco B5 45

Cálculo das dimensões do bloco 45

Estimativa da carga solicitante 45

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy 45

Determinação do número de estacas 45

Estimativa dos esforços nas estacas 46

Dimensionamento da armadura de retração 46

Dimensionamento da armadura 46

Método de cálculo: biela-tirante 46

Cálculo do Bloco B6 47

Cálculo das dimensões do bloco 47

Estimativa da carga solicitante 47

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy 47

Determinação do número de estacas 47

Estimativa dos esforços nas estacas 48

Dimensionamento da armadura de retração 48

Dimensionamento da armadura 48

Método de cálculo: biela-tirante 48

Cálculo do Bloco B7 49

Cálculo das dimensões do bloco 49

Estimativa da carga solicitante 49

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy 49

Determinação do número de estacas 49

Estimativa dos esforços nas estacas 50

Dimensionamento da armadura de retração 50

Dimensionamento da armadura 50

Método de cálculo: biela-tirante 50

Relatório de cálculo dos tubulões 51

Dimensionamento da base ..... **Erro! Indicador não definido.**

Resultados de dimensionamento.....**Erro! Indicador não definido.**

Estabilidade.....**Erro! Indicador não definido.**

Dimensionamento do fuste .....**Erro! Indicador não definido.**

Pavimento TÉRREO 51

Resultados dos Pilares 51

Cálculo do Pilar P1 52

Dimensionamento da armadura longitudinal 52

Seção crítica do pilar: CENTRO..... 52

Dimensionamento da armadura transversal 52

Cálculo do Pilar P2 54

Dimensionamento da armadura longitudinal 54

Seção crítica do pilar: TOPO 54

Dimensionamento da armadura transversal 54

Cálculo do Pilar P3 56

Dimensionamento da armadura longitudinal 56

Seção crítica do pilar: BASE 56

Dimensionamento da armadura transversal 56

Cálculo do Pilar P4 58

Dimensionamento da armadura longitudinal 58

Seção crítica do pilar: CENTRO 58

Dimensionamento da armadura transversal 58

Cálculo do Pilar P5 60

Dimensionamento da armadura longitudinal 60

Seção crítica do pilar: TOPO 60

Dimensionamento da armadura transversal 60

Cálculo do Pilar P6 62

Dimensionamento da armadura longitudinal 62

Seção crítica do pilar: TOPO 62

Dimensionamento da armadura transversal 62

Cálculo do Pilar P7 64

Dimensionamento da armadura longitudinal 64

Seção crítica do pilar: BASE 64

Dimensionamento da armadura transversal 64

Cálculo dos Pilares 66

Quadro de Cargas e Taxa de Compressão Permanente nos Pilares 66

Vigas do pavimento TÉRREO 67

Esforços da Viga VB1 68

Esforços da Viga VB2 69

Esforços da Viga VB3 70

Esforços da Viga VB4 71

Esforços da Viga VB5 72

Esforços da Viga VB6 73

Esforços da Viga VB7 74

Esforços da Viga VB8 75

Esforços da Viga VB9 76

Resultados da Viga VB1 77

Resultados da Viga VB2 78

Resultados da Viga VB3 79

Resultados da Viga VB4 80

Resultados da Viga VB5 81

Resultados da Viga VB6 82

Resultados da Viga VB7 83

Resultados da Viga VB8 84

Resultados da Viga VB9 85

Cálculo da viga VB1 86

Pavimento TÉRREO - Lance 2 86

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 86

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 86

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 87

Verificação de esforços limites 87

Cálculo da viga VB2 89

Pavimento TÉRREO - Lance 2 89

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA..... 89

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 89

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 90

Verificação de esforços limites..... 90

Cálculo da viga VB3 92

Pavimento TÉRREO - Lance 2..... 92

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA..... 92

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 92

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 93

Verificação de esforços limites..... 93

Cálculo da viga VB4 95

Pavimento TÉRREO - Lance 2..... 95

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA..... 95

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 95

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 96

Verificação de esforços limites..... 96

Cálculo da viga VB5 98

Pavimento TÉRREO - Lance 2 98

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 98

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 98

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 99

Verificação de esforços limites 99

Cálculo da viga VB6 100

Pavimento TÉRREO - Lance 2 100

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 100

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 100

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 101

Verificação de esforços limites 101

Cálculo da viga VB7 103

Pavimento TÉRREO - Lance 2 103

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 103

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 103

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 104

Verificação de esforços limites 104

Cálculo da viga VB8 106

Pavimento TÉRREO - Lance 2 106

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 106

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 106

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 107

Verificação de esforços limites 107

Cálculo da viga VB9 109

Pavimento TÉRREO - Lance 2 109

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 109

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 109

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 110

Verificação de esforços limites 110

Diagramas: VIGA VB1 - TÉRREO 111

Diagramas: VIGA VB2 - TÉRREO 114

Diagramas: VIGA VB3 - TÉRREO 117

Diagramas: VIGA VB4 - TÉRREO 120

Diagramas: VIGA VB5 - TÉRREO 123

Diagramas: VIGA VB6 - TÉRREO 126

Diagramas: VIGA VB7 - TÉRREO 129

Diagramas: VIGA VB8 - TÉRREO 132

Diagramas: VIGA VB9 - TÉRREO 135

Dados das Lajes 138

Resultados da Laje 139

Cálculos das Lajes 140

Pavimento COBERTURA 142

Resultados dos Pilares 143

Cálculo do Pilar P1 144

Dimensionamento da armadura longitudinal 144

Seção crítica do pilar: TOPO 144

Dimensionamento da armadura transversal 144

Cálculo do Pilar P2 148

Dimensionamento da armadura longitudinal 148

Seção crítica do pilar: TOPO 148

Dimensionamento da armadura transversal 148

Cálculo do Pilar P3 152

Dimensionamento da armadura longitudinal 152

Seção crítica do pilar: BASE 152

Dimensionamento da armadura transversal 152

Cálculo do Pilar P4 156

Dimensionamento da armadura longitudinal 156

Seção crítica do pilar: TOPO 156

Dimensionamento da armadura transversal 156

Cálculo do Pilar P5 160

Dimensionamento da armadura longitudinal 160

Seção crítica do pilar: TOPO 160

Dimensionamento da armadura transversal 160

Cálculo do Pilar P6 164

Dimensionamento da armadura longitudinal 164

Seção crítica do pilar: TOPO 164

Dimensionamento da armadura transversal 164

Cálculo do Pilar P7 168

Dimensionamento da armadura longitudinal 168

Seção crítica do pilar: BASE 168

Dimensionamento da armadura transversal 168

Cálculo dos Pilares 172

Quadro de Cargas e Taxa de Compressão Permanente nos Pilares 173

Vigas do pavimento COBERTURA 174

Esforços da Viga VS1 175

Esforços da Viga VS2 176

Esforços da Viga VS3 177

Esforços da Viga VS4 178

Esforços da Viga VS5 179

Resultados da Viga VS1 180

Resultados da Viga VS2 181

Resultados da Viga VS3 182

Resultados da Viga VS4 183

Resultados da Viga VS5 184

Cálculo da viga VS1 185

Pavimento COBERTURA - Lance 3 185

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 185

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 186

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 187

Verificação de esforços limites 187

Cálculo da viga VS2 189

Pavimento COBERTURA - Lance 3 189

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 189

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 190

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 191

Verificação de esforços limites 191

Cálculo da viga VS3 193

Pavimento COBERTURA - Lance 3 193

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 193

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 193

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 194

Verificação de esforços limites 194

Cálculo da viga VS4 195

Pavimento COBERTURA - Lance 3 195

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 195

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 195

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 196

Verificação de esforços limites 196

Cálculo da viga VS5 197

Pavimento COBERTURA - Lance 3 197

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 197

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 197

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 198

Verificação de esforços limites 198

Diagramas: VIGA VS1 - COBERTURA 200

Diagramas: VIGA VS2 - COBERTURA 203

Diagramas: VIGA VS3 - COBERTURA 206

Diagramas: VIGA VS4 - COBERTURA 209

Diagramas: VIGA VS5 - COBERTURA 212

Dados das Lajes 215

Resultados da Laje 216

Cálculos das Lajes 218

Vigotas pré-moldadas - Lajes do pavimento COBERTURA 223

Verificação de incêndio 225

Vigas 225

Legenda 225

Lajes 225

Legenda 225

Pilares 225

Legenda 226

Pavimento BLOCOS 226

Pavimento TÉRREO 226

Vigas 226

Lajes 227

Pilares 227

Pavimento COBERTURA 228

Vigas 228

Lajes 228

Pilares..... 229

Resumo de resultados

Cargas verticais:

Peso próprio = 28.65 tf

Adicional = 28.21 tf

Acidental = 2.19 tf

Total = 59.06 tf

Área aproximada = 38.95 m²

Relação = 1516.24 kgf/m²

AVISO: Relação de carga por área não usual para edifícios

Deslocamento horizontal:

X+ = 0.13 cm (limite 0.68)

X- = 0.13 cm (limite 0.68)

Y+ = 0.14 cm (limite 0.68)

Y- = 0.14 cm (limite 0.68)

Verificação de estabilidade (Gama-Z):

X+ = 1.01 (limite 1.10)

X- = 1.02 (limite 1.10)

Y+ = 1.01 (limite 1.10)

Y- = 1.01 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:

Processo P-Delta

Deslocamentos no topo da edificação:

Vento X+: 0.61 »» 0.63 (+3.59%)

Vento X-: 0.61 »» 0.63 (+3.59%)

Vento Y+: 0.69 »» 0.71 (+2.01%)

Vento Y-: 0.69 »» 0.71 (+2.01%)

Desaprumo X+: 0.03 »» 0.04 (+3.71%)

Desaprumo X-: 0.03 »» 0.04 (+3.71%)

Desaprumo Y+: 0.02 »» 0.02 (+2.13%)

Desaprumo Y-: 0.02 »» 0.02 (+2.13%)

Verificação da Estabilidade Global da Estrutura

Maior coeficiente Gama-Z

Combinação: 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V2+0.74D2							
Pavimento	**Altura relativa (cm)**	**Carga vertical (kN)**	**Carga horizontal (kN)**	**Deslocamento horizontal (cm)**	**Momento 2a. ordem (kN.m)**	**Momento tombamento (kN.m)**	**Gama-Z**
COBERTURA	1150.00	344.78	9.54	0.71	2.46	109.73	
TÉRREO	640.00	423.37	2.19	0.03	0.11	14.01	1.02
BLOCOS	600.00	30.02	0.00	0.02	0.01	0.00	(lim=1.10)
TOTAL					**2.59**	**123.75**	

Limitações

Em estruturas com Gama-Z maior que 1.10 é necessário fazer a verificação dos efeitos de 2ª ordem com a análise P-Delta.

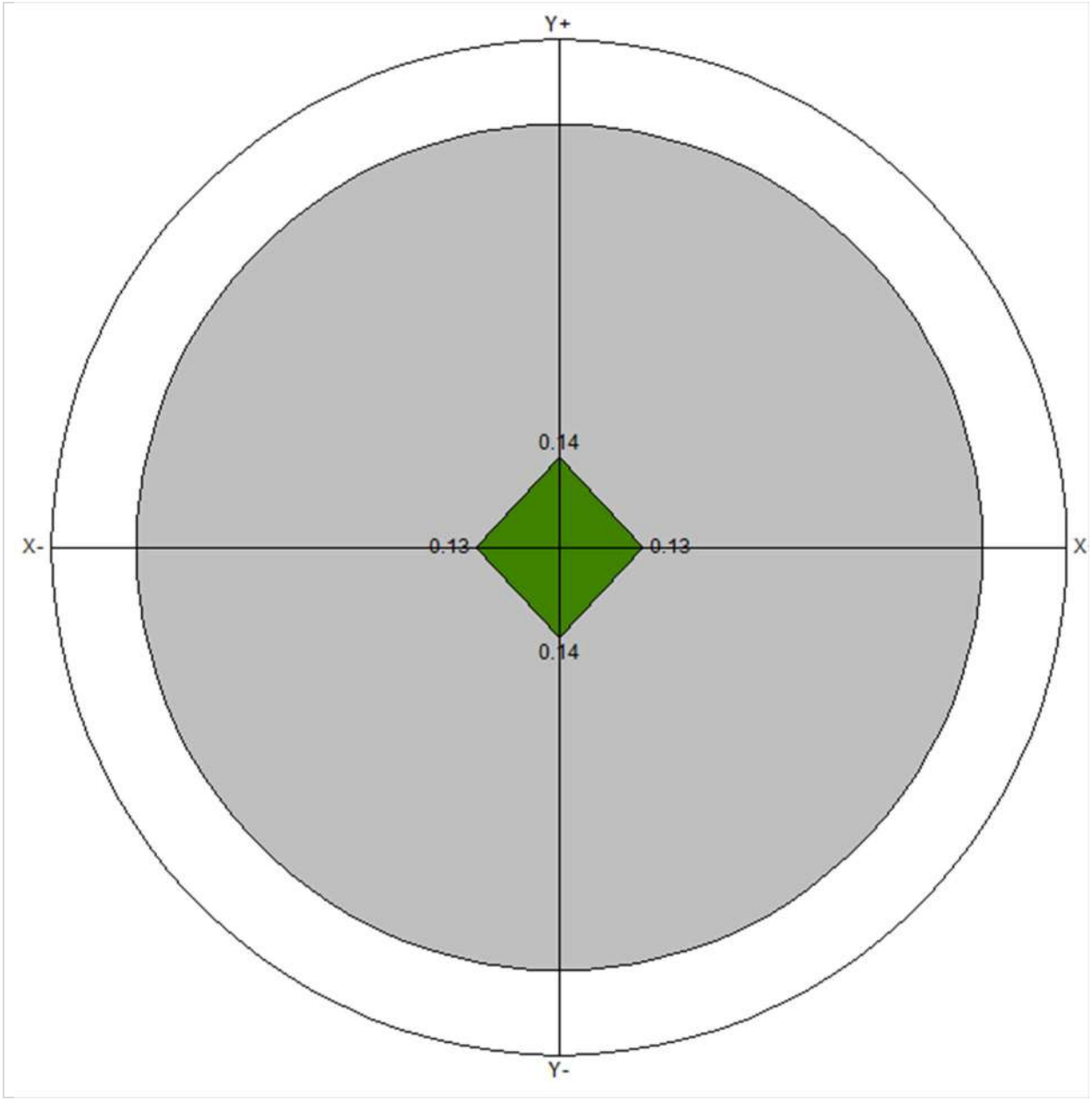
O Gama-Z é um parâmetro de estabilidade para avaliação de estruturas simétricas (tanto geometria quanto carregamento) e edificações com mais de 4 pavimentos. Nos demais casos, recomenda-se a verificação dos efeitos de 2ª ordem com a análise P-Delta.

Coeficiente Gama-Z por combinação

Combinação	Momento 2a. ordem (kN.m)	Momento tombamento (kN.m)	Gama-Z
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V1+0.74D1	1.18	123.75	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V1+1.24D1	1.18	123.75	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V2+0.74D2	2.52	123.75	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V2+1.24D2	2.52	123.75	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V3+0.74D3	2.58	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V3+1.24D3	2.58	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V4+0.74D4	2.51	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V4+1.24D4	2.51	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+1.4V1+0.74D1	2.42	206.25	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+1.4V2+0.74D2	3.76	206.25	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+1.4V3+0.74D3	4.17	350.80	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+1.4V4+0.74D4	4.09	350.80	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V1+0.74D1	1.18	123.75	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V1+1.24D1	1.18	123.75	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V2+0.74D2	2.52	123.75	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V2+1.24D2	2.52	123.75	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V3+0.74D3	2.58	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V3+1.24D3	2.58	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V4+0.74D4	2.51	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V4+1.24D4	2.51	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+1.4V1+0.74D1	2.42	206.25	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+1.4V2+0.74D2	3.76	206.25	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+1.4V3+0.74D3	4.17	350.80	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+1.4V4+0.74D4	4.09	350.80	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V1+0.74D1	1.18	123.75	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V1+1.24D1	1.18	123.75	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V2+0.74D2	2.52	123.75	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V2+1.24D2	2.52	123.75	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V3+0.74D3	2.58	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V3+1.24D3	2.58	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V4+0.74D4	2.51	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V4+1.24D4	2.51	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+1.4V1+0.74D1	2.42	206.25	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+1.4V2+0.74D2	3.76	206.25	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+1.4V3+0.74D3	4.17	350.80	1.01

1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+1.4V4+0.74D4	4.09	350.80	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V1+0.74D1	1.18	123.75	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V1+1.24D1	1.18	123.75	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V2+0.74D2	2.52	123.75	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V2+1.24D2	2.52	123.75	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V3+0.74D3	2.58	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V3+1.24D3	2.58	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V4+0.74D4	2.51	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V4+1.24D4	2.51	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+1.4V1+0.74D1	2.42	206.25	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+1.4V2+0.74D2	3.76	206.25	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+1.4V3+0.74D3	4.17	350.80	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+1.4V4+0.74D4	4.09	350.80	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V1+0.74D1	1.20	123.75	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V2+0.74D2	**2.59**	**123.75**	**1.02**
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V3+0.74D3	2.63	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V4+0.74D4	2.56	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V1+0.74D1	1.20	123.75	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V2+0.74D2	2.59	123.75	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V3+0.74D3	2.63	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V4+0.74D4	2.56	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V1+0.74D1	1.20	123.75	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V2+0.74D2	2.59	123.75	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V3+0.74D3	2.63	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V4+0.74D4	2.56	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V1+0.74D1	1.20	123.75	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V2+0.74D2	2.59	123.75	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V3+0.74D3	2.63	210.48	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V4+0.74D4	2.56	210.48	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V1+0.74D1	1.04	123.75	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V1+1.24D1	1.04	123.75	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V2+0.74D2	1.80	123.75	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V2+1.24D2	1.80	123.75	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V3+0.74D3	1.92	210.48	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V3+1.24D3	1.92	210.48	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V4+0.74D4	1.88	210.48	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V4+1.24D4	1.88	210.48	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+1.4V1+0.74D1	1.98	206.25	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+1.4V2+0.74D2	2.74	206.25	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+1.4V3+0.74D3	3.14	350.80	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+1.4V4+0.74D4	3.09	350.80	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V1+0.74D1	1.04	123.75	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V1+1.24D1	1.04	123.75	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V2+0.74D2	1.80	123.75	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V2+1.24D2	1.80	123.75	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V3+0.74D3	1.92	210.48	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V3+1.24D3	1.92	210.48	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V4+0.74D4	1.88	210.48	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V4+1.24D4	1.88	210.48	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+1.4V1+0.74D1	1.98	206.25	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+1.4V2+0.74D2	2.74	206.25	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+1.4V3+0.74D3	3.14	350.80	1.01
G1+G2+S+1.2R+0.98Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+1.4V4+0.74D4	3.09	350.80	1.01
G1+G2+S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V1+0.74D1	1.06	123.75	1.01
G1+G2+S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V2+0.74D2	1.85	123.75	1.02
G1+G2+S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V3+0.74D3	1.97	210.48	1.01
G1+G2+S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V4+0.74D4	1.92	210.48	1.01
G1+G2+S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V1+0.74D1	1.06	123.75	1.01
G1+G2+S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V2+0.74D2	1.85	123.75	1.02
G1+G2+S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V3+0.74D3	1.97	210.48	1.01
G1+G2+S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T2+0.84V4+0.74D4	1.92	210.48	1.01

Deslocamentos Horizontais Devido à Ação do Vento



Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	1150.00			
Deslocamento limite (cm)	0.68			
Deslocamento característico (cm)	0.44	-0.44	0.48	-0.48
gf2	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0.13	-0.13	0.14	-0.14

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento combinações frequentes (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
COBERTURA	510.00	0.13	-0.13	0.14	-0.14	0.12	-0.12	0.12	-0.12	0.60
TÉRREO	40.00	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05

Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta

Acidental								
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
COBERTURA	-0.01	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TÉRREO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BLOCOS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 3.71%

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
COBERTURA	0.61	0.00	0.63	0.00	1.14	0.00	1.18	0.00
TÉRREO	0.03	0.00	0.03	0.00	0.26	0.00	0.23	0.00
BLOCOS	0.03	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 3.59%

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
COBERTURA	-0.61	0.00	-0.63	0.00	-1.14	0.00	-1.18	0.00
TÉRREO	-0.03	0.00	-0.03	0.00	-0.26	0.00	-0.23	0.00
BLOCOS	-0.03	0.00	-0.03	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 3.59%

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
COBERTURA	0.00	0.69	0.00	0.71	0.00	1.93	0.00	1.97
TÉRREO	0.00	0.12	0.00	0.13	0.00	0.45	0.00	0.45
BLOCOS	0.00	0.10	0.00	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 2.01%

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
COBERTURA	0.00	-0.69	0.00	-0.71	0.00	-1.93	0.00	-1.97
TÉRREO	0.00	-0.12	0.00	-0.13	0.00	-0.45	0.00	-0.45
BLOCOS	0.00	-0.10	0.00	-0.11	0.00	0.00	0.00	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 2.01%

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
COBERTURA	0.03	0.00	0.04	0.00	0.07	0.00	0.07	0.00
TÉRREO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	0.00	0.08	0.00
BLOCOS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 3.71%

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
COBERTURA	-0.03	0.00	-0.04	0.00	-0.07	0.00	-0.07	0.00
TÉRREO	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.08	0.00	-0.08	0.00
BLOCOS	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00	-0.01	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 3.71%

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
COBERTURA	0.00	0.02	0.00	0.02	0.00	0.07	0.00	0.07
TÉRREO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	0.00	0.08
BLOCOS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01

Variação no deslocamento do topo da edificação: 2.13%

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
COBERTURA	0.00	-0.02	0.00	-0.02	0.00	-0.07	0.00	-0.07
TÉRREO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.08	0.00	-0.08
BLOCOS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00	-0.01

Variação no deslocamento do topo da edificação: 2.13%

Imperfeições geométricas globais

Parâmetros	
Altura total da edificação (m)	11.50
N° de pilares contínuos	7
Combinação vertical	G1+G2+Q+A
Tipo de estrutura	Estruturas usuais
Ângulo adotado	1/397

Pavimento	Carga vertical (tf)	Carga aplicada (tf)		Deslocamento (cm)	
		X	Y	X	Y
COBERTURA	25.90	0.07	0.07	0.03	0.02
TÉRREO	30.85	0.08	0.08	0.00	0.00
BLOCOS	2.31	0.01	0.01	0.00	0.00

Relatório de Esforços nas Fundações por Elementos

Fundação B1						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	40.81	0.25	0.63	-0.51	0.24	0.01
Adicional (G2)	52.14	3.89	2.38	-1.40	3.32	-0.01
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	2.47	-0.07	0.00	-0.03	-0.05	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	-3.93	-0.03	3.64	2.78	-0.07	-0.03
Vento X- (V2)	3.93	0.03	-3.64	-2.78	0.07	0.03
Vento Y+ (V3)	7.69	-2.44	0.03	0.13	4.08	-0.08
Vento Y- (V4)	-7.69	2.44	-0.03	-0.13	-4.08	0.08
Desaprumo X+ (D1)	-0.22	0.00	0.26	0.23	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	0.22	0.00	-0.26	-0.23	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.28	-0.19	0.02	0.02	0.22	0.01
Desaprumo Y- (D4)	-0.28	0.19	-0.02	-0.02	-0.22	-0.01
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.7Q+0.6V1+0.88D1	92.12	4.07	5.42	-0.06	3.48	-0.02
G1+G2+0.7Q+0.6V2+0.88D2	97.23	4.11	0.60	-3.80	3.57	0.02
G1+G2+0.7Q+0.6V3+0.88D3	99.54	2.46	3.04	-1.83	6.17	-0.04
G1+G2+0.7Q+0.6V4+0.88D4	89.81	5.72	2.98	-2.03	0.88	0.04
G1+G2+0.7Q+V1+0.53D1	90.63	4.06	6.78	0.98	3.46	-0.03
G1+G2+0.7Q+V2+0.53D2	98.72	4.12	-0.77	-4.83	3.60	0.04
G1+G2+0.7Q+V3+0.53D3	102.52	1.55	3.04	-1.78	7.73	-0.07
G1+G2+0.7Q+V4+0.53D4	86.83	6.63	2.97	-2.07	-0.67	0.08
G1+G2+D1	92.72	4.13	3.27	-1.68	3.56	0.00
G1+G2+D2	93.17	4.14	2.75	-2.13	3.56	0.00
G1+G2+D3	93.22	3.94	3.03	-1.88	3.79	0.01
G1+G2+D4	92.67	4.33	2.99	-1.93	3.34	-0.01
G1+G2+Q+0.6V1+0.53D1	92.94	4.05	5.33	-0.15	3.47	-0.02
G1+G2+Q+0.6V2+0.53D2	97.89	4.09	0.69	-3.73	3.56	0.02
G1+G2+Q+0.6V3+0.53D3	100.18	2.50	3.03	-1.84	6.08	-0.04
G1+G2+Q+0.6V4+0.53D4	90.65	5.64	2.98	-2.03	0.95	0.05
G1+G2+Q+D1	95.19	4.07	3.26	-1.71	3.51	0.00
G1+G2+Q+D2	95.64	4.07	2.75	-2.16	3.51	0.00
G1+G2+Q+D3	95.70	3.88	3.03	-1.92	3.74	0.01
G1+G2+Q+D4	95.14	4.26	2.99	-1.96	3.29	0.00

Fundação B2						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	63.36	4.03	-0.07	-0.06	2.61	0.00
Adicional (G2)	50.27	4.23	-0.24	0.01	2.72	0.00
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	5.80	0.37	0.00	-0.02	0.24	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	-0.38	0.00	1.50	1.89	-0.01	-0.02
Vento X- (V2)	0.38	0.00	-1.50	-1.89	0.01	0.02
Vento Y+ (V3)	9.23	-0.61	0.06	0.07	3.06	0.00
Vento Y- (V4)	-9.23	0.61	-0.06	-0.07	-3.06	0.00
Desaprumo X+ (D1)	-0.02	0.00	0.17	0.31	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	0.02	0.00	-0.17	-0.31	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.30	-0.14	0.01	0.01	0.28	0.00
Desaprumo Y- (D4)	-0.30	0.14	-0.01	-0.01	-0.28	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.7Q+0.6V1+0.88D1	117.44	8.52	0.74	1.34	5.50	0.00

G1+G2+0.7Q+0.6V2+0.88D2	117.93	8.52	-1.36	-1.47	5.50	0.01
G1+G2+0.7Q+0.6V3+0.88D3	123.49	8.04	-0.27	-0.01	7.58	0.01
G1+G2+0.7Q+0.6V4+0.88D4	111.88	9.01	-0.35	-0.12	3.41	0.00
G1+G2+0.7Q+V1+0.53D1	117.29	8.52	1.28	1.99	5.49	-0.01
G1+G2+0.7Q+V2+0.53D2	118.08	8.52	-1.90	-2.12	5.51	0.02
G1+G2+0.7Q+V3+0.53D3	127.07	7.84	-0.25	0.01	8.71	0.01
G1+G2+0.7Q+V4+0.53D4	108.29	9.20	-0.37	-0.14	2.29	0.01
G1+G2+D1	113.61	8.26	-0.14	0.25	5.33	0.01
G1+G2+D2	113.65	8.26	-0.48	-0.36	5.33	0.01
G1+G2+D3	113.93	8.12	-0.30	-0.04	5.61	0.01
G1+G2+D4	113.32	8.40	-0.31	-0.07	5.05	0.00
G1+G2+Q+0.6V1+0.53D1	119.18	8.63	0.68	1.23	5.57	0.00
G1+G2+Q+0.6V2+0.53D2	119.66	8.63	-1.30	-1.37	5.58	0.02
G1+G2+Q+0.6V3+0.53D3	125.12	8.20	-0.27	-0.02	7.56	0.01
G1+G2+Q+0.6V4+0.53D4	113.72	9.07	-0.35	-0.12	3.58	0.01
G1+G2+Q+D1	119.40	8.63	-0.14	0.24	5.57	0.01
G1+G2+Q+D2	119.44	8.63	-0.48	-0.38	5.57	0.01
G1+G2+Q+D3	119.73	8.49	-0.30	-0.06	5.85	0.01
G1+G2+Q+D4	119.12	8.77	-0.32	-0.08	5.29	0.00

Fundação B3						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	27.48	0.27	-1.57	0.36	0.18	-0.04
Adicional (G2)	28.18	1.22	-3.49	0.91	0.79	-0.06
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	1.70	0.01	-0.11	0.02	0.01	-0.01
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	3.05	0.02	2.35	1.66	0.03	-0.03
Vento X- (V2)	-3.05	-0.02	-2.35	-1.66	-0.03	0.03
Vento Y+ (V3)	12.11	-0.32	0.01	0.10	3.02	0.07
Vento Y- (V4)	-12.11	0.32	-0.01	-0.10	-3.02	-0.07
Desaprumo X+ (D1)	0.17	0.00	0.16	0.15	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	-0.17	0.00	-0.16	-0.15	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.33	-0.08	0.01	0.01	0.15	0.01
Desaprumo Y- (D4)	-0.33	0.08	-0.01	-0.01	-0.15	-0.01
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.7Q+0.6V1+0.88D1	58.83	1.51	-3.59	2.41	1.00	-0.12
G1+G2+0.7Q+0.6V2+0.88D2	54.86	1.49	-6.69	0.15	0.96	-0.08
G1+G2+0.7Q+0.6V3+0.88D3	64.40	1.24	-5.12	1.35	2.92	-0.05
G1+G2+0.7Q+0.6V4+0.88D4	49.29	1.76	-5.15	1.21	-0.96	-0.15
G1+G2+0.7Q+V1+0.53D1	59.99	1.52	-2.71	3.02	1.01	-0.13
G1+G2+0.7Q+V2+0.53D2	53.70	1.48	-7.57	-0.46	0.95	-0.08
G1+G2+0.7Q+V3+0.53D3	69.13	1.14	-5.12	1.38	4.07	-0.02
G1+G2+0.7Q+V4+0.53D4	44.56	1.86	-5.15	1.17	-2.12	-0.18
G1+G2+D1	55.83	1.49	-4.90	1.41	0.97	-0.10
G1+G2+D2	55.48	1.49	-5.22	1.12	0.97	-0.10
G1+G2+D3	55.98	1.42	-5.05	1.28	1.12	-0.09
G1+G2+D4	55.33	1.57	-5.07	1.25	0.83	-0.10
G1+G2+Q+0.6V1+0.53D1	59.28	1.51	-3.68	2.36	1.00	-0.12
G1+G2+Q+0.6V2+0.53D2	55.44	1.49	-6.66	0.21	0.96	-0.09
G1+G2+Q+0.6V3+0.53D3	64.80	1.27	-5.16	1.35	2.87	-0.05
G1+G2+Q+0.6V4+0.53D4	49.92	1.73	-5.18	1.22	-0.91	-0.15
G1+G2+Q+D1	57.53	1.50	-5.01	1.43	0.98	-0.10
G1+G2+Q+D2	57.19	1.50	-5.33	1.14	0.98	-0.10
G1+G2+Q+D3	57.69	1.42	-5.16	1.29	1.13	-0.09
G1+G2+Q+D4	57.03	1.58	-5.18	1.27	0.83	-0.11

Fundação B4						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	27.36	0.01	0.43	0.37	0.01	0.00
Adicional (G2)	29.28	-0.01	-0.64	0.63	0.00	0.00
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	1.96	0.00	0.13	0.06	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	2.52	0.02	6.34	1.62	0.04	-0.02
Vento X- (V2)	-2.52	-0.02	-6.34	-1.62	-0.04	0.02
Vento Y+ (V3)	0.01	2.12	0.00	0.00	4.68	0.02
Vento Y- (V4)	-0.01	-2.12	0.00	0.00	-4.68	-0.02
Desaprumo X+ (D1)	0.15	0.00	0.39	0.14	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	-0.15	0.00	-0.39	-0.14	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.01
Desaprumo Y- (D4)	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.20	-0.01
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.7Q+0.6V1+0.88D1	59.66	0.00	4.03	2.14	0.03	-0.01
G1+G2+0.7Q+0.6V2+0.88D2	56.38	-0.02	-4.27	-0.06	-0.01	0.02
G1+G2+0.7Q+0.6V3+0.88D3	58.02	1.26	-0.12	1.04	2.99	0.03
G1+G2+0.7Q+0.6V4+0.88D4	58.01	-1.27	-0.12	1.04	-2.97	-0.01
G1+G2+0.7Q+V1+0.53D1	60.62	0.01	6.43	2.74	0.05	-0.02
G1+G2+0.7Q+V2+0.53D2	55.42	-0.02	-6.67	-0.66	-0.02	0.03
G1+G2+0.7Q+V3+0.53D3	58.03	2.11	-0.12	1.04	4.79	0.04
G1+G2+0.7Q+V4+0.53D4	58.01	-2.12	-0.12	1.04	-4.77	-0.02
G1+G2+D1	56.79	-0.01	0.18	1.14	0.01	0.01
G1+G2+D2	56.50	-0.01	-0.60	0.85	0.01	0.01
G1+G2+D3	56.64	-0.01	-0.21	0.99	0.21	0.01
G1+G2+D4	56.64	0.00	-0.21	1.00	-0.19	0.00
G1+G2+Q+0.6V1+0.53D1	60.20	0.00	3.93	2.11	0.03	-0.01
G1+G2+Q+0.6V2+0.53D2	57.02	-0.02	-4.10	0.01	-0.01	0.02
G1+G2+Q+0.6V3+0.53D3	58.61	1.26	-0.08	1.06	2.92	0.03
G1+G2+Q+0.6V4+0.53D4	58.60	-1.27	-0.08	1.06	-2.90	-0.01
G1+G2+Q+D1	58.75	-0.01	0.31	1.20	0.01	0.01
G1+G2+Q+D2	58.46	-0.01	-0.47	0.92	0.01	0.01
G1+G2+Q+D3	58.61	-0.01	-0.08	1.06	0.21	0.01
G1+G2+Q+D4	58.61	0.00	-0.08	1.06	-0.19	0.00

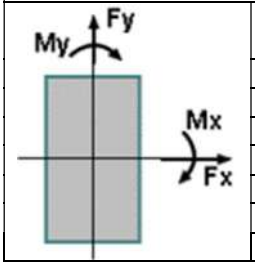
Fundação B5						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	35.14	-0.29	0.81	-0.36	-0.18	-0.02
Adicional (G2)	48.46	-4.67	2.90	-0.93	-3.10	-0.05
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	2.39	0.08	0.01	-0.02	0.05	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	-3.82	0.02	2.44	1.92	-0.01	0.00
Vento X- (V2)	3.82	-0.02	-2.44	-1.92	0.01	0.00
Vento Y+ (V3)	-7.60	-0.89	0.07	-0.11	2.85	-0.05
Vento Y- (V4)	7.60	0.89	-0.07	0.11	-2.85	0.05
Desaprumo X+ (D1)	-0.23	0.00	0.19	0.21	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	0.23	0.00	-0.19	-0.21	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	-0.28	-0.13	-0.01	-0.02	0.22	0.01
Desaprumo Y- (D4)	0.28	0.13	0.01	0.02	-0.22	-0.01
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.7Q+0.6V1+0.88D1	82.77	-4.88	5.34	0.03	-3.24	-0.07
G1+G2+0.7Q+0.6V2+0.88D2	87.77	-4.91	2.09	-2.66	-3.24	-0.07
G1+G2+0.7Q+0.6V3+0.88D3	80.46	-5.55	3.75	-1.39	-1.34	-0.09

G1+G2+0.7Q+0.6V4+0.88D4	90.07	-4.24	3.68	-1.24	-5.14	-0.04
G1+G2+0.7Q+V1+0.53D1	81.32	-4.88	6.25	0.72	-3.25	-0.06
G1+G2+0.7Q+V2+0.53D2	89.21	-4.92	1.18	-3.35	-3.23	-0.07
G1+G2+0.7Q+V3+0.53D3	77.52	-5.86	3.78	-1.43	-0.28	-0.12
G1+G2+0.7Q+V4+0.53D4	93.02	-3.93	3.65	-1.20	-6.20	-0.02
G1+G2+D1	83.36	-4.95	3.89	-1.08	-3.28	-0.07
G1+G2+D2	83.83	-4.95	3.52	-1.51	-3.28	-0.07
G1+G2+D3	83.32	-5.08	3.70	-1.31	-3.06	-0.06
G1+G2+D4	83.87	-4.82	3.72	-1.28	-3.50	-0.08
G1+G2+Q+0.6V1+0.53D1	83.57	-4.86	5.28	-0.06	-3.23	-0.07
G1+G2+Q+0.6V2+0.53D2	88.40	-4.89	2.16	-2.59	-3.22	-0.07
G1+G2+Q+0.6V3+0.53D3	81.28	-5.48	3.75	-1.40	-1.40	-0.10
G1+G2+Q+0.6V4+0.53D4	90.69	-4.27	3.68	-1.25	-5.05	-0.04
G1+G2+Q+D1	85.75	-4.87	3.90	-1.11	-3.22	-0.07
G1+G2+Q+D2	86.22	-4.87	3.53	-1.54	-3.23	-0.07
G1+G2+Q+D3	85.71	-5.01	3.71	-1.34	-3.01	-0.06
G1+G2+Q+D4	86.26	-4.74	3.73	-1.31	-3.44	-0.08

Fundação B6						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	65.01	-4.24	-0.05	-0.12	-2.70	0.00
Adicional (G2)	48.75	-4.58	-0.23	-0.07	-2.93	0.01
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	5.97	-0.40	0.00	-0.02	-0.25	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	-0.47	-0.01	1.59	2.16	-0.02	-0.02
Vento X- (V2)	0.47	0.01	-1.59	-2.16	0.02	0.02
Vento Y+ (V3)	-9.41	-0.55	-0.07	-0.08	3.09	0.00
Vento Y- (V4)	9.41	0.55	0.07	0.08	-3.09	0.00
Desaprumo X+ (D1)	-0.02	0.00	0.17	0.31	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	0.02	0.00	-0.17	-0.31	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	-0.31	-0.14	-0.01	-0.01	0.28	0.00
Desaprumo Y- (D4)	0.31	0.14	0.01	0.01	-0.28	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.7Q+0.6V1+0.88D1	117.63	-9.11	0.83	1.36	-5.82	0.00
G1+G2+0.7Q+0.6V2+0.88D2	118.23	-9.09	-1.38	-1.78	-5.80	0.03
G1+G2+0.7Q+0.6V3+0.88D3	112.01	-9.56	-0.32	-0.27	-3.70	0.02
G1+G2+0.7Q+0.6V4+0.88D4	123.85	-8.65	-0.22	-0.15	-7.91	0.01
G1+G2+0.7Q+V1+0.53D1	117.45	-9.11	1.41	2.12	-5.82	-0.01
G1+G2+0.7Q+V2+0.53D2	118.41	-9.09	-1.95	-2.54	-5.79	0.04
G1+G2+0.7Q+V3+0.53D3	108.36	-9.73	-0.35	-0.30	-2.56	0.02
G1+G2+0.7Q+V4+0.53D4	127.50	-8.47	-0.20	-0.12	-9.05	0.01
G1+G2+D1	113.73	-8.82	-0.11	0.12	-5.63	0.01
G1+G2+D2	113.78	-8.82	-0.44	-0.50	-5.63	0.01
G1+G2+D3	113.44	-8.96	-0.28	-0.21	-5.35	0.02
G1+G2+D4	114.06	-8.68	-0.26	-0.18	-5.91	0.01
G1+G2+Q+0.6V1+0.53D1	119.42	-9.23	0.77	1.25	-5.89	0.00
G1+G2+Q+0.6V2+0.53D2	120.01	-9.22	-1.32	-1.68	-5.87	0.03
G1+G2+Q+0.6V3+0.53D3	113.91	-9.63	-0.32	-0.27	-3.88	0.02
G1+G2+Q+0.6V4+0.53D4	125.53	-8.82	-0.23	-0.16	-7.89	0.01
G1+G2+Q+D1	119.69	-9.22	-0.10	0.09	-5.88	0.01
G1+G2+Q+D2	119.74	-9.22	-0.44	-0.52	-5.88	0.01
G1+G2+Q+D3	119.41	-9.36	-0.28	-0.23	-5.60	0.02
G1+G2+Q+D4	120.03	-9.09	-0.26	-0.20	-6.17	0.01

Fundação B7						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	27.34	-0.27	-1.67	0.33	-0.17	0.05

Adicional (G2)	25.07	-1.25	-3.55	0.86	-0.80	0.06
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	1.66	-0.01	-0.13	0.01	0.00	0.01
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	3.03	0.02	2.42	1.92	0.03	0.03
Vento X- (V2)	-3.03	-0.02	-2.42	-1.92	-0.03	-0.03
Vento Y+ (V3)	-12.03	-0.32	-0.04	-0.11	3.02	0.08
Vento Y- (V4)	12.03	0.32	0.04	0.11	-3.02	-0.08
Desaprumo X+ (D1)	0.18	0.00	0.15	0.14	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	-0.18	0.00	-0.15	-0.14	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	-0.33	-0.07	-0.01	-0.01	0.14	0.01
Desaprumo Y- (D4)	0.33	0.07	0.01	0.01	-0.14	-0.01
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.7Q+0.6V1+0.88D1	55.56	-1.52	-3.72	2.48	-0.95	0.13
G1+G2+0.7Q+0.6V2+0.88D2	51.60	-1.54	-6.90	-0.08	-0.99	0.09
G1+G2+0.7Q+0.6V3+0.88D3	46.08	-1.79	-5.35	1.12	0.97	0.16
G1+G2+0.7Q+0.6V4+0.88D4	61.09	-1.27	-5.28	1.28	-2.90	0.06
G1+G2+0.7Q+V1+0.53D1	56.71	-1.51	-2.81	3.20	-0.94	0.14
G1+G2+0.7Q+V2+0.53D2	50.46	-1.55	-7.82	-0.80	-1.00	0.08
G1+G2+0.7Q+V3+0.53D3	41.38	-1.89	-5.36	1.08	2.12	0.19
G1+G2+0.7Q+V4+0.53D4	65.79	-1.17	-5.27	1.31	-4.06	0.03
G1+G2+D1	52.60	-1.53	-5.07	1.33	-0.97	0.10
G1+G2+D2	52.23	-1.53	-5.37	1.05	-0.97	0.10
G1+G2+D3	52.09	-1.60	-5.23	1.17	-0.83	0.11
G1+G2+D4	52.74	-1.45	-5.21	1.20	-1.11	0.09
G1+G2+Q+0.6V1+0.53D1	56.00	-1.52	-3.82	2.43	-0.95	0.13
G1+G2+Q+0.6V2+0.53D2	52.17	-1.55	-6.89	-0.03	-0.99	0.09
G1+G2+Q+0.6V3+0.53D3	46.69	-1.77	-5.38	1.13	0.92	0.16
G1+G2+Q+0.6V4+0.53D4	61.47	-1.30	-5.32	1.28	-2.86	0.06
G1+G2+Q+D1	54.27	-1.53	-5.20	1.34	-0.97	0.11
G1+G2+Q+D2	53.90	-1.54	-5.51	1.06	-0.97	0.11
G1+G2+Q+D3	53.76	-1.61	-5.37	1.19	-0.83	0.12
G1+G2+Q+D4	54.41	-1.46	-5.34	1.22	-1.11	0.10

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 fundação, atuante em torno do eixo X global;
- My: momento fletor na fundação, atuante em torno do eixo Y global;
- Fx: esforço cortante na fundação, atuante no plano paralelo à direção X global;
- Fy: esforço cortante na fundação, atuante no plano paralelo à direção Y global;
- Mt: momento de torção atuante.

Pavimento BLOCOS

Resultado dos Blocos

BLOCOS	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

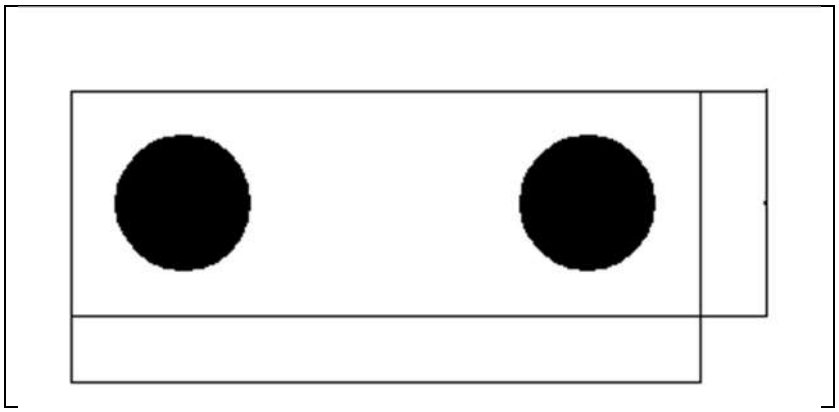
Blocos	ne Estaca	LB LH (cm)	hb (m)	Principal (cm²)		Estribo (cm²)		Superior (cm²)		As dist. (cm²)
				X	Y	Hor.	Vert.	X	Y	
B1	2 C30	140.00 50.00	0.45	3.14 (4 ø 10.0)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.36 2x(6 ø 5.0)	0.79 (4 ø 5.0)	-	0.39 (ø 5.0 c/5)
B2	2 C30	140.00 50.00	0.45	4.91 (4 ø 12.5)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.36 2x(6 ø 5.0)	0.79 (4 ø 5.0)	-	0.39 (ø 5.0 c/5)
B3	2 C30	140.00 50.00	0.45	3.14 (4 ø 10.0)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.36 2x(6 ø 5.0)	0.79 (4 ø 5.0)	-	0.39 (ø 5.0 c/5)
B4	2 C30	140.00 50.00	0.45	3.14 (4 ø 10.0)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.36 2x(6 ø 5.0)	0.79 (4 ø 5.0)	-	0.39 (ø 5.0 c/5)
B5	2 C30	140.00 50.00	0.45	3.14 (4 ø 10.0)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.36 2x(6 ø 5.0)	0.79 (4 ø 5.0)	-	0.39 (ø 5.0 c/5)
B6	2 C30	140.00 50.00	0.45	4.91 (4 ø 12.5)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.36 2x(6 ø 5.0)	0.79 (4 ø 5.0)	-	0.39 (ø 5.0 c/5)
B7	2 C30	140.00 50.00	0.45	3.14 (4 ø 10.0)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.36 2x(6 ø 5.0)	0.79 (4 ø 5.0)	-	0.39 (ø 5.0 c/5)

Cálculo do Bloco B1

Pavimento BLOCOS - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	1.40
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.90	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	1.71 m²
Volume concreto	0.31 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
7.70	94.82	15.08	117.59

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	6.44	2.94
Tensão admissível (MPa)	19.13	11.57
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	97.54	81.86	7.90	7.93
2	2	1.40x0.50	0.45	7.70	54.64	37.78	3.31	3.96
Limites					68.00	-3.40	10.10	8.90

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E1-1	50.21	37.78	3.31	3.96
E1-2	54.64	46.72	3.31	3.96

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	7.09	19.47	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

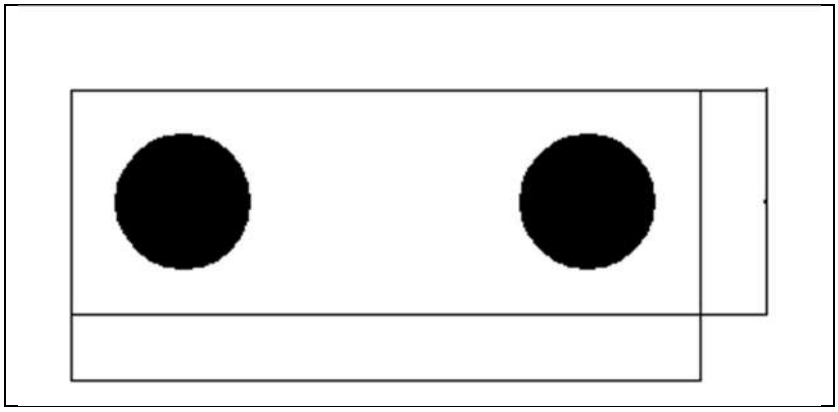
	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	79.38	3.14	4 ø 10.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	9.92	0.39	5 ø 5.0
Estribo vertical	9.92	0.39	12 ø 5.0 (6 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.63	4 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	19.84	0.39	ø 5.0 c/5

Cálculo do Bloco B2

Pavimento BLOCOS - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	1.40
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.90	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	1.71 m²
Volume concreto	0.31 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
2.57	124.51	5.40	132.47

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	7.93	3.44
Tensão admissível (MPa)	19.13	11.57
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	127.23	108.45	8.64	8.71
2	2	1.40x0.50	0.45	7.70	66.37	56.26	4.31	4.36
Limites					68.00	-3.40	10.10	8.90

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E2-1	63.81	54.60	4.31	4.36
E2-2	63.27	53.70	4.31	4.36

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	7.09	19.47	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

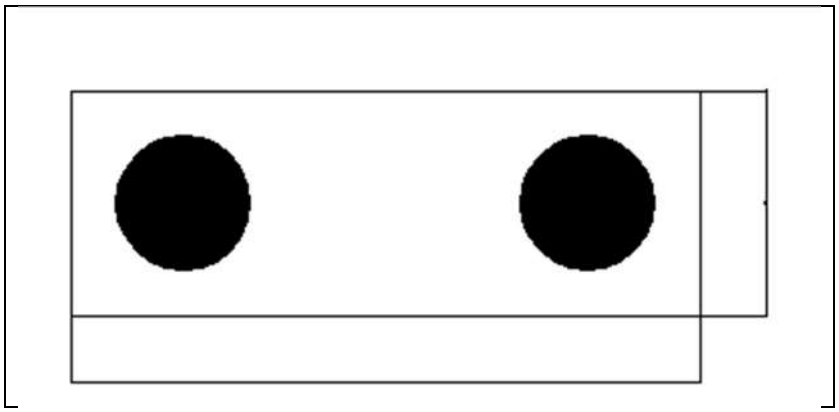
	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	89.42	3.51	4 ø 12.5
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	11.18	0.44	5 ø 5.0
Estribo vertical	11.18	0.44	12 ø 5.0 (6 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.70	4 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	22.35	0.39	ø 5.0 c/5

Cálculo do Bloco B3

Pavimento BLOCOS - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	1.40
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.90	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	1.71 m²
Volume concreto	0.31 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
2.57	66.57	15.14	84.27

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	4.90	2.15
Tensão admissível (MPa)	19.13	11.57
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	69.29	44.72	7.78	4.30
2	2	1.40x0.50	0.45	7.70	42.44	19.45	1.19	2.15
Limites					68.00	-3.40	10.10	8.90

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E3-1	39.87	27.68	1.19	2.15
E3-2	29.26	16.88	1.19	2.15

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	7.09	19.47	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

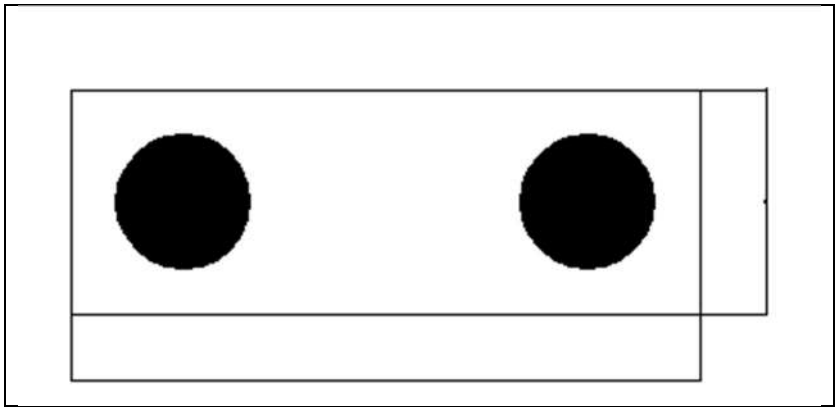
	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	56.88	2.22	4 ø 10.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	7.11	0.28	5 ø 5.0
Estribo vertical	7.11	0.28	12 ø 5.0 (6 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.44	4 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	14.22	0.39	ø 5.0 c/5

Cálculo do Bloco B4

Pavimento BLOCOS - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	1.40
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.90	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	1.71 m²
Volume concreto	0.31 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
2.57	58.05	13.50	74.11

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	4.69	2.06
Tensão admissível (MPa)	19.13	11.57
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	60.77	55.58	7.11	4.90
2	2	1.40x0.50	0.45	7.70	40.78	22.68	0.46	2.45
Limites					68.00	-3.40	10.10	8.90

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E4-1	35.30	22.40	0.46	2.45
E4-2	38.21	20.12	0.46	2.45

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	7.09	19.47	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

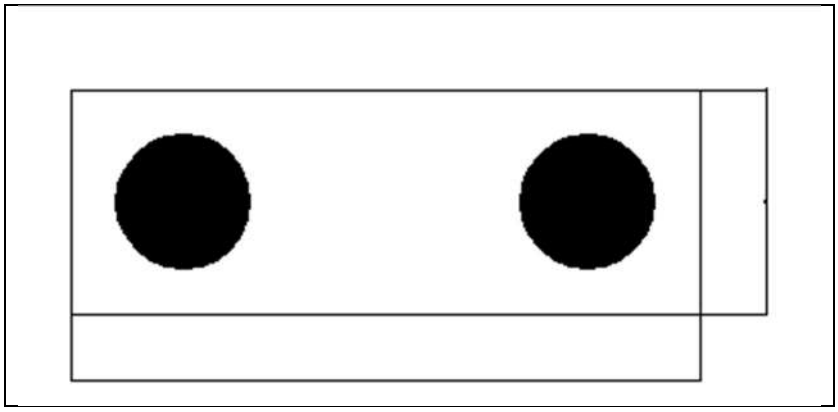
	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	50.03	1.98	4 ø 10.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	6.25	0.25	5 ø 5.0
Estribo vertical	6.25	0.25	12 ø 5.0 (6 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.40	4 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	12.51	0.39	ø 5.0 c/5

Cálculo do Bloco B5

Pavimento BLOCOS - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	1.40
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.90	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	1.71 m²
Volume concreto	0.31 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
2.57	90.45	12.04	105.05

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	6.21	2.71
Tensão admissível (MPa)	19.13	11.57
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	93.17	77.68	7.61	6.32
2	2	1.40x0.50	0.45	7.70	52.80	36.08	2.90	3.16
Limites					68.00	-3.40	10.10	8.90

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E5-1	44.23	33.51	2.90	3.16
E5-2	50.24	42.56	2.90	3.16

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	7.09	19.47	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

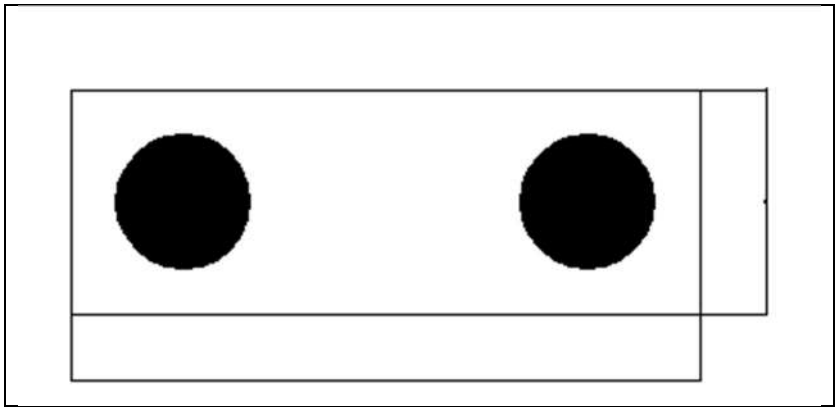
	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	70.91	2.78	4 ø 10.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	8.86	0.35	5 ø 5.0
Estribo vertical	8.86	0.35	12 ø 5.0 (6 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.56	4 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	17.73	0.39	ø 5.0 c/5

Cálculo do Bloco B6

Pavimento BLOCOS - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	1.40
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.90	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	1.71 m²
Volume concreto	0.31 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
2.57	124.93	5.75	133.25

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	7.96	3.45
Tensão admissível (MPa)	19.13	11.57
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	127.66	108.52	9.10	9.05
2	2	1.40x0.50	0.45	7.70	66.57	56.27	4.54	4.53
Limites					68.00	-3.40	10.10	8.90

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E6-1	64.00	54.65	4.54	4.53
E6-2	63.50	53.71	4.54	4.53

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	7.09	19.47	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

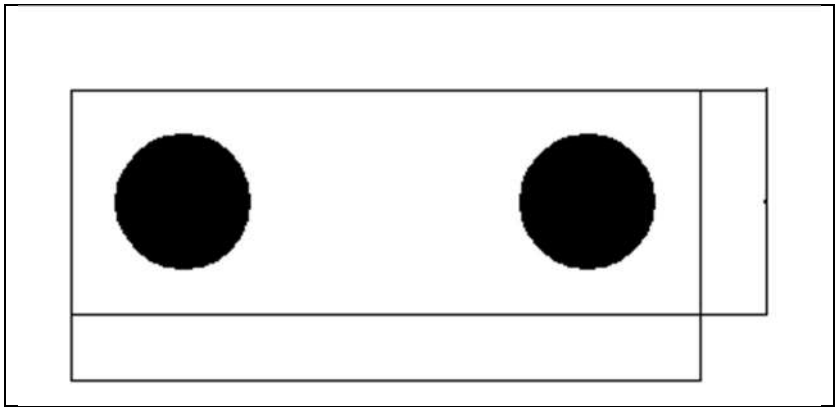
	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	89.94	3.54	4 ø 12.5
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	11.24	0.44	5 ø 5.0
Estribo vertical	11.24	0.44	12 ø 5.0 (6 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.71	4 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	22.49	0.39	ø 5.0 c/5

Cálculo do Bloco B7

Pavimento BLOCOS - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	1.40
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.90	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	1.71 m²
Volume concreto	0.31 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
2.57	63.22	15.60	81.38

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blevot e Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	4.71	2.07
Tensão admissível (MPa)	19.13	11.57
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	65.95	41.54	8.12	4.27
2	2	1.40x0.50	0.45	7.70	40.95	17.60	1.21	2.13
Limites					68.00	-3.40	10.10	8.90

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E7-1	38.38	26.34	1.21	2.13
E7-2	27.40	15.04	1.21	2.13

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	7.09	19.47	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	54.93	2.15	4 ø 10.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	6.87	0.27	5 ø 5.0
Estribo vertical	6.87	0.27	12 ø 5.0 (6 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.43	4 ø 5.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	13.73	0.39	ø 5.0 c/5

Pavimento TÉRREO

Resultados dos Pilares

TÉRREO	fck = 20.00 MPa	E = 25545 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 2		cobr = 2.50 cm	

Dados				Resultados					
Pilar	**Seção (cm)**	**Nível Altura (m)**	**lib vínc lih vínc (m)**	**Nd máx Nd mín (kN)**	**MBd topo MBd base (kN.m)**	**MHd topo MHd base (kN.m)**	**As b Armaduras As h % armad total**	**Estribo Topo Base cota**	**Esb b Esb h**
P1 1:20	20.00 X 30.00	-0.10 0.40	0.40 RR 0.40 RR	129.44 76.09	8.22 8.79	11.41 8.77	2.45 2 ø 12.5 3.68 3 ø 12.5 1.2 6 ø 12.5	ø 5.0 c/15	6.92 4.61
P2 1:20	20.00 X 30.00	-0.10 0.40	0.40 RR 0.40 RR	168.23 103.00	1.02 2.21	17.21 12.99	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.8 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	6.92 4.61
P3 1:20	20.00 X 30.00	-0.10 0.40	0.40 RR 0.40 RR	90.70 36.96	10.06 10.34	4.72 2.42	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.8 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	6.92 4.61
P4 1:20	20.00 X 30.00	-0.10 0.40	0.40 RR 5.50 RR	78.79 51.77	6.66 3.98	8.85 9.24	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.8 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	6.92 63.43
P5 1:20	20.00 X 30.00	-0.10 0.40	0.40 RR 0.40 RR	123.37 71.92	8.09 8.52	10.29 8.22	2.45 2 ø 12.5 3.68 3 ø 12.5 1.2 6 ø 12.5	ø 5.0 c/15	6.92 4.61
P6 1:20	20.00 X 30.00	-0.10 0.40	0.40 RR 0.40 RR	168.66 103.04	0.78 2.20	18.33 13.82	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.8 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	6.92 4.61
P7 1:20	20.00 X 30.00	-0.10 0.40	0.40 RR 0.40 RR	86.03 33.80	10.14 10.60	4.76 2.47	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.8 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	6.92 4.61

Cálculo do Pilar P1

Pavimento TÉRREO - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 6.92	Msdtopo = 8.22 kN.m Msdbase = 8.79 kN.m	Ndmax = 129.44 kN Ndmin = 76.09 kN ni = 0.15
H	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 4.61	Msdtopo = 11.41 kN.m Msdbase = 8.77 kN.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 8.22 Msdcentro = 8.56 Msdbase = 8.79	Madtopo = 0.23 Madcentro = 0.11 Madbase = 0.23 M2d = 0.04 Mcd = 0.01	Td = 0.11 kN.m Asl = 0.05 cm²	2 ø 12.5 3 ø 12.5 6ø12.5 7.36 cm² 1.2 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V1+0.74D1 Msd(x) = 8.72 kN.m Msd(y) = 8.97 kN.m Mrd(x) = 21.85 kN.m Mrd(y) = 22.50 kN.m Mrd/Msd=2.51
H	Msdtopo = 9.74 Msdcentro = 8.97 Msdbase = 7.82	Madtopo = 0.23 Madcentro = 0.11 Madbase = 0.23 M2d = 0.02 Mcd = 0.00			

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

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 6.70 kN VBd base = 6.70 kN VHd topo = 10.78 kN VHd base = 10.78 kN	Td = 0.11 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 6.70 kN VRd2 = 150.97 kN	Td = 0.11 kN.m TRd2 = 9.90 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 10.78 kN VRd2 = 162.11 kN	Td = 0.11 kN.m TRd2 = 9.90 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.16 m Vc0 = 32.58 kN k = 1.57 Vc = 50.99 kN	Vmin = 19.63 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.26 m Vc0 = 34.98 kN k = 1.59 Vc = 55.76 kN	Vmin = 31.61 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 290.06 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/15

Cálculo do Pilar P2

Pavimento TÉRREO - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 6.92	Msdtopo = 1.02 kN.m Msdbase = 2.21 kN.m	Ndmax = 168.23 kN Ndmin = 103.00 kN ni = 0.20
H	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 4.61	Msdtopo = 17.21 kN.m Msdbase = 12.99 kN.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 0.35 Msdcentro = 0.35 Msdbase = 0.34	Madtopo = 3.18 Madcentro = 3.19 Madbase = 3.19 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	Td = 0.03 kN.m Asl = 0.01 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.8 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V3+0.74D3 Msd(x) = 3.53 kN.m Msd(y) = 17.21 kN.m Mrd(x) = 7.06 kN.m Mrd(y) = 34.38 kN.m Mrd/Msd=2.00
H	Msdtopo = 17.21 Msdcentro = 15.28 Msdbase = 12.39	Madtopo = 0.34 Madcentro = 0.17 Madbase = 0.34 M2d = 0.03 Mcd = 0.01			

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

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 2.96 kN VBd base = 2.96 kN VHd topo = 11.93 kN VHd base = 11.93 kN	Td = 0.03 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.96 kN VRd2 = 152.12 kN	Td = 0.03 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 11.93 kN VRd2 = 162.88 kN	Td = 0.03 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.17 m Vc0 = 32.82 kN k = 2.00 Vc = 65.65 kN	Vmin = 19.78 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.27 m Vc0 = 35.15 kN k = 1.49 Vc = 52.54 kN	Vmin = 31.76 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 299.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P3

Pavimento TÉRREO - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 6.92	Msdtopo = 10.06 kN.m Msdbase = 10.34 kN.m	Ndmax = 90.70 kN Ndmin = 36.96 kN ni = 0.11
H	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 4.61	Msdtopo = 4.72 kN.m Msdbase = 2.42 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 10.06 Msdcentro = 10.22 Msdbase = 10.34	Madtopo = 0.14 Madcentro = 0.07 Madbase = 0.14 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	Td = 0.25 kN.m Asl = 0.12 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.8 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V2+0.74D2 Msd(x) = 10.47 kN.m Msd(y) = 2.24 kN.m Mrd(x) = 18.92 kN.m Mrd(y) = 4.04 kN.m Mrd/Msd=1.81
H	Msdtopo = 2.76 Msdcentro = 2.55 Msdbase = 2.24	Madtopo = 0.14 Madcentro = 0.07 Madbase = 0.14 M2d = 0.01 Mcd = 0.00			

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

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 4.19 kN VBd base = 4.19 kN VHd topo = 5.68 kN VHd base = 5.68 kN	Td = 0.25 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 4.19 kN VRd2 = 152.12 kN	Td = 0.25 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 5.68 kN VRd2 = 162.88 kN	Td = 0.25 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.17 m Vc0 = 32.82 kN k = 1.28 Vc = 42.11 kN	Vmin = 19.78 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.27 m Vc0 = 35.15 kN k = 2.00 Vc = 70.29 kN	Vmin = 31.76 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 299.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P4

Pavimento TÉRREO - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 6.92	Msdtopo = 6.66 kN.m Msdbase = 3.98 kN.m	Ndmax = 78.79 kN Ndmin = 51.77 kN ni = 0.09
H	Vínculo = RR li = 5.50 cm Esbeltez = 63.43	Msdtopo = 8.85 kN.m Msdbase = 9.24 kN.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 0.05 Msdcentro = 0.05 Msdbase = 0.04	Madtopo = 1.45 Madcentro = 1.45 Madbase = 1.46 M2d = 0.01 Mcd = 0.00	Td = 0.05 kN.m Asl = 0.02 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.8 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V2+0.74D2 Msd(x) = 0.05 kN.m Msd(y) = 12.81 kN.m Mrd(x) = 0.12 kN.m Mrd(y) = 32.22 kN.m Mrd/Msd=2.52
H	Msdtopo = 8.85 Msdcentro = 9.08 Msdbase = 9.24	Madtopo = 0.14 Madcentro = 0.07 Madbase = 0.14 M2d = 3.35 Mcd = 0.31			

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

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 6.70 kN VBd base = 6.70 kN VHd topo = 3.79 kN VHd base = 3.79 kN	Td = 0.05 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 6.70 kN VRd2 = 152.12 kN	Td = 0.05 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 3.79 kN VRd2 = 162.88 kN	Td = 0.05 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.17 m Vc0 = 32.82 kN k = 2.00 Vc = 65.65 kN	Vmin = 19.78 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.27 m Vc0 = 35.15 kN k = 2.00 Vc = 70.29 kN	Vmin = 31.76 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 6.00 cm Ae = 299.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P5

Pavimento TÉRREO - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 6.92	Msdtopo = 8.09 kN.m Msdbase = 8.52 kN.m	Ndmax = 123.37 kN Ndmin = 71.92 kN ni = 0.14
H	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 4.61	Msdtopo = 10.29 kN.m Msdbase = 8.22 kN.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 8.09 Msdcentro = 8.35 Msdbase = 8.52	Madtopo = 0.21 Madcentro = 0.11 Madbase = 0.21 M2d = 0.04 Mcd = 0.00	Td = 0.16 kN.m Asl = 0.08 cm²	2 ø 12.5 3 ø 12.5 6ø12.5 7.36 cm² 1.2 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V1+0.74D1 Msd(x) = 8.31 kN.m Msd(y) = 9.29 kN.m Mrd(x) = 21.28 kN.m Mrd(y) = 23.79 kN.m Mrd/Msd=2.56
H	Msdtopo = 9.29 Msdcentro = 8.56 Msdbase = 7.48	Madtopo = 0.21 Madcentro = 0.11 Madbase = 0.21 M2d = 0.02 Mcd = 0.00			

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

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 4.65 kN VBd base = 4.65 kN VHd topo = 8.66 kN VHd base = 8.66 kN	Td = 0.16 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 4.65 kN VRd2 = 150.97 kN	Td = 0.16 kN.m TRd2 = 9.90 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 8.66 kN VRd2 = 162.11 kN	Td = 0.16 kN.m TRd2 = 9.90 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.16 m Vc0 = 32.58 kN k = 1.56 Vc = 50.69 kN	Vmin = 19.63 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.26 m Vc0 = 34.98 kN k = 1.60 Vc = 55.96 kN	Vmin = 31.61 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 290.06 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/15

Cálculo do Pilar P6

Pavimento TÉRREO - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 6.92	Msdtopo = 0.78 kN.m Msdbase = 2.20 kN.m	Ndmax = 168.66 kN Ndmin = 103.04 kN ni = 0.20
H	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 4.61	Msdtopo = 18.33 kN.m Msdbase = 13.82 kN.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 0.19 Msdcentro = 0.22 Msdbase = 0.25	Madtopo = 3.35 Madcentro = 3.32 Madbase = 3.29 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	Td = 0.05 kN.m Asl = 0.02 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.8 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V4+0.74D4 Msd(x) = 3.54 kN.m Msd(y) = 18.33 kN.m Mrd(x) = 6.64 kN.m Mrd(y) = 34.37 kN.m Mrd/Msd=1.87
H	Msdtopo = 18.33 Msdcentro = 16.33 Msdbase = 13.32	Madtopo = 0.34 Madcentro = 0.17 Madbase = 0.34 M2d = 0.03 Mcd = 0.01			

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

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 3.53 kN VBd base = 3.53 kN VHd topo = 12.40 kN VHd base = 12.40 kN	Td = 0.05 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.53 kN VRd2 = 152.12 kN	Td = 0.05 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 12.40 kN VRd2 = 162.88 kN	Td = 0.05 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.17 m Vc0 = 32.82 kN k = 2.00 Vc = 65.65 kN	Vmin = 19.78 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.27 m Vc0 = 35.15 kN k = 1.47 Vc = 51.52 kN	Vmin = 31.76 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 6.00 cm Ae = 299.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P7

Pavimento TÉRREO - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 6.92	Msdtopo = 10.14 kN.m Msdbase = 10.60 kN.m	Ndmax = 86.03 kN Ndmin = 33.80 kN ni = 0.10
H	Vínculo = RR li = 0.40 cm Esbeltez = 4.61	Msdtopo = 4.76 kN.m Msdbase = 2.47 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 10.14 Msdcentro = 10.42 Msdbase = 10.60	Madtopo = 0.13 Madcentro = 0.06 Madbase = 0.13 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	Td = 0.26 kN.m Asl = 0.12 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.8 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V2+0.74D2 Msd(x) = 10.73 kN.m Msd(y) = 2.35 kN.m Mrd(x) = 18.65 kN.m Mrd(y) = 4.09 kN.m Mrd/Msd=1.74
H	Msdtopo = 2.91 Msdcentro = 2.68 Msdbase = 2.35	Madtopo = 0.13 Madcentro = 0.06 Madbase = 0.13 M2d = 0.01 Mcd = 0.00			

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

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 4.44 kN VBd base = 4.44 kN VHd topo = 5.67 kN VHd base = 5.67 kN	Td = 0.26 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 4.44 kN VRd2 = 152.12 kN	Td = 0.26 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 5.67 kN VRd2 = 162.88 kN	Td = 0.26 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.17 m Vc0 = 32.82 kN k = 1.26 Vc = 41.39 kN	Vmin = 19.78 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.27 m Vc0 = 35.15 kN k = 2.00 Vc = 70.29 kN	Vmin = 31.76 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 299.00 cm²	A90 = 0.06 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo dos Pilares

TÉRREO	fck = 20.00 MPa	E = 25545 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 2		cobr = 2.50 cm	

Pilar	Seção (cm)	vínc esb B vínc esb H	Nd máx Nd mín (kN)	Msd(x) Msd(y) (kN.m)	Mrd(x) Mrd(y) (kN.m)	Mrd/Msd	As b As h (cm²)
P1	20.00 X 30.00	RR 6.92 RR 4.61	129.44 76.09	8.72 8.97	21.85 22.50	(*) 2.51	2.45 (2 ø 12.5) 3.68 (3 ø 12.5)
P2	20.00 X 30.00	RR 6.92 RR 4.61	168.23 103.00	3.53 17.21	7.06 34.38	(*) 2.00	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P3	20.00 X 30.00	RR 6.92 RR 4.61	90.70 36.96	10.47 2.24	18.92 4.04	(*) 1.81	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P4	20.00 X 30.00	RR 6.92 RR 63.43	78.79 51.77	0.05 12.81	0.12 32.22	(*) 2.52	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P5	20.00 X 30.00	RR 6.92 RR 4.61	123.37 71.92	8.31 9.29	21.28 23.79	(*) 2.56	2.45 (2 ø 12.5) 3.68 (3 ø 12.5)
P6	20.00 X 30.00	RR 6.92 RR 4.61	168.66 103.04	3.54 18.33	6.64 34.37	(*) 1.87	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P7	20.00 X 30.00	RR 6.92 RR 4.61	86.03 33.80	10.73 2.35	18.65 4.09	(*) 1.74	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)

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

Quadro de Cargas e Taxa de Compressão Permanente nos Pilares

TÉRREO						
Pilares	**Seção (cm)**	**Nmáx (kN)**	**Nmin (kN)**	**Nperm (kN)**	**Taxa de compressão (bruta)**	**Taxa de compressão (homogeneizada)**
P1	20x30	94.82	0.00	119.35	0.14	0.11
P2	20x30	124.51	0.00	155.48	0.18	0.15
P3	20x30	66.57	0.00	74.33	0.09	0.07
P4	20x30	58.05	0.00	75.71	0.09	0.07
P5	20x30	90.45	0.00	113.44	0.13	0.10
P6	20x30	124.93	0.00	155.66	0.18	0.15
P7	20x30	63.22	0.00	69.79	0.08	0.07

Vigas do pavimento TÉRREO

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kN.m)	As	Als	Md (kN.m)	As	Als	
VB1	10.08 12.88	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-12.91 -20.67 -13.47	2 ø 8.0 3 ø 8.0 2 ø 8.0		Aviso 26
VB2	1.56 3.88	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-0.32 -9.16	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VB3	1.25 3.69	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-0.26 -10.56	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VB4	9.94 13.26	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-12.41 -20.81 -13.77	2 ø 8.0 3 ø 8.0 2 ø 8.0		Aviso 26
VB5	12.61	2 ø 8.0		-26.22 -27.13	3 ø 10.0 3 ø 10.0		Aviso 26
VB6	8.97	2 ø 8.0		-0.65 -0.74	2 ø 8.0 2 ø 8.0		Aviso 26
VB7	21.79	2 ø 10.0		-33.40 -31.99	3 ø 10.0 3 ø 10.0		Aviso 26
VB8	13.58	2 ø 8.0		-1.47 -1.50	2 ø 8.0 2 ø 8.0		Aviso 26
VB9	11.01 10.92	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-13.34 -13.71 -13.46	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		Aviso 26

Esforços da Viga VB1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P1		0.20								17.82			
1		1.42	11.25	0.00			3.07	-0.03	26.47		10.08	9.84	-12.91
		0.15											
2		1.19	11.25	0.00			2.87	-0.06	32.23			10.04	-19.55
P2		0.20								43.16			
3	2.95 2.75	1.75	11.25	0.00			1.50	0.00	32.35			12.70	-20.67
		0.15											
4		0.85	11.25	0.00			1.43	0.00	30.84			12.88	-13.47
P3		0.20								21.06			

Esforços da Viga VB2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
VB6		0.15								6.98			
1	1.36 1.21	1.21	1.50	0.00			0.64	-0.41	34.40		1.56		-0.32 -9.03
VB7		0.15								46.46			
2	1.93 1.78	1.78	1.50	0.00			1.10	-0.90	32.19		3.88	0.28	-9.16
VB8		0.15								10.91			

Esforços da Viga VB3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
VB6		0.15								5.20			
1	1.36 1.21	1.21	1.50	0.00			0.90	-0.44	34.67		1.25	0.08	-0.26 -10.46
VB7		0.15								47.33			
2	1.93 1.78	1.78	1.50	0.00			1.12	-0.73	32.42		3.69	0.43	-10.56
VB8		0.15								9.94			

Esforços da Viga VB4

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P5		0.20								17.53			
1		1.42	11.25	0.00			1.25	0.00	26.02		9.87	9.72	-12.41
		0.15											
2		1.19	11.25	0.00			1.31	0.00	31.96			9.94	-19.48
P6		0.20								43.20			
3	2.95 2.75	1.75	11.25	0.00			1.00	0.00	32.58			12.99	-20.81
		0.15											
4		0.85	11.25	0.00			0.94	0.00	31.48			13.26	-13.77
P7		0.20								21.50			

Esforços da Viga VB5

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P5		0.30								22.35			
1	3.79 3.55	3.55	11.25	0.00			1.13	-0.87	35.20		12.61		-26.22 -27.13
P1		0.30								22.62			

Esforços da Viga VB6

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
VB4		0.15								5.27			
1		0.82	1.50	0.00			0.18	-0.40	7.87			0.39 7.09	-0.65
		0.15											
2	3.70 3.55	1.35	1.50	0.00			0.53	-0.51	5.84			7.31 8.97	
		0.15											
3		1.08	1.50	0.00			0.54	-0.10	8.14			8.84 0.34	-0.74
VB1		0.15								5.65			

Esforços da Viga VB7

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P6		0.30								31.21			
1		0.82	1.50	0.00			4.39	0.00	48.58			20.71	-33.40
		0.15											
2	3.79 3.55	1.35	1.50	0.00			3.50	0.00	35.11			20.46 21.67	
		0.15											
3		1.08	1.50	0.00			4.03	0.00	41.32			21.79	-31.99
P2		0.30								26.24			

Esforços da Viga VB8

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
VB4		0.15								9.66			
1		0.82	1.50	0.00			0.83	-0.42	13.69			11.89	-1.47
		0.15											
2	3.70 3.55	1.35	1.50	0.00			0.40	-0.07	8.19			11.92 13.58	
		0.15											
3		1.08	1.50	0.00			0.83	-0.41	12.68			13.58	-1.50
VB1		0.15								9.04			

Esforços da Viga VB9

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P7		0.30								10.87			
1	1.90 1.68	1.68	11.25	0.00			1.74	-1.08	27.62			11.01 2.58	-13.34 -13.71
P4		0.20								25.32			
2	1.90 1.68	1.68	11.25	0.00			1.76	-1.05	27.50			2.65 10.92	-13.60 -13.46
P3		0.30								10.95			

Resultados da Viga VB1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P1	0.20			2 ø 8.0 0.90					0.07
1	2.75	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.06
P2	0.20			3 ø 8.0 1.33					0.10
2	2.75	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.09
P3	0.20			2 ø 8.0 0.90					0.08

Resultados da Viga VB2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
VB6	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	1.21	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.00
VB7	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.05
2	1.78	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.01
VB8	0.15								0.00

Resultados da Viga VB3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
VB6	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	1.21	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.00
VB7	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.06
2	1.78	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.01
VB8	0.15								0.00

Resultados da Viga VB4

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P5	0.20			2 ø 8.0 0.90					0.06
1	2.75	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.06
P6	0.20			3 ø 8.0 1.34					0.10
2	2.75	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.10
P7	0.20			2 ø 8.0 0.90					0.08

Resultados da Viga VB5

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P5	0.30			3 ø 10.0 1.70					0.06
1	3.55	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.09
P1	0.30			3 ø 10.0 1.77					0.06

Resultados da Viga VB6

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
VB4	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	3.55	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.04
VB1	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VB7

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P6	0.30			3 ø 10.0 2.20					0.11
1	3.55	15.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.41			ø 5.0 c/ 22	ø 5.0 c/ 11 379.00		0.16
P2	0.30			3 ø 10.0 2.10					0.10

Resultados da Viga VB8

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
VB4	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	3.55	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.11
VB1	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VB9

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P7	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.02
1	1.68	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.02
P4	0.20			2 ø 8.0 0.90					0.05
2	1.68	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 22			0.02
P3	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.02

Cálculo da viga VB1

Pavimento TÉRREO - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm		Fd = 3.07 kN situação: GE Meq = 0.52 kN.m As = 0.60 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 7.14 kN.m fiss = 0.06 mm
2 3-4	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 12.88 kN.m As = 0.82 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.56 cm		Fd = 1.50 kN situação: GE Meq = 0.26 kN.m As = 0.80 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.59 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 8.61 kN.m fiss = 0.09 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 12.91 kN.m As = 0.82 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.56 cm	Fd = 3.07 kN situação: GE Meq = 0.52 kN.m As = 0.78 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.63 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 7.17 kN.m

				fiss = 0.07 mm
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 20.67 kN.m As = 1.33 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.53 cm	Fd = 2.87 kN situação: GE Meq = 0.49 kN.m As = 1.29 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.60 cm		As = 1.33 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.25 F = 0.00 kN M = 13.26 kN.m fiss = 0.10 mm
4	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
5	Md = 13.47 kN.m As = 0.85 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.63 cm	Fd = 1.43 kN situação: GE Meq = 0.24 kN.m As = 0.84 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.66 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 7.69 kN.m fiss = 0.08 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

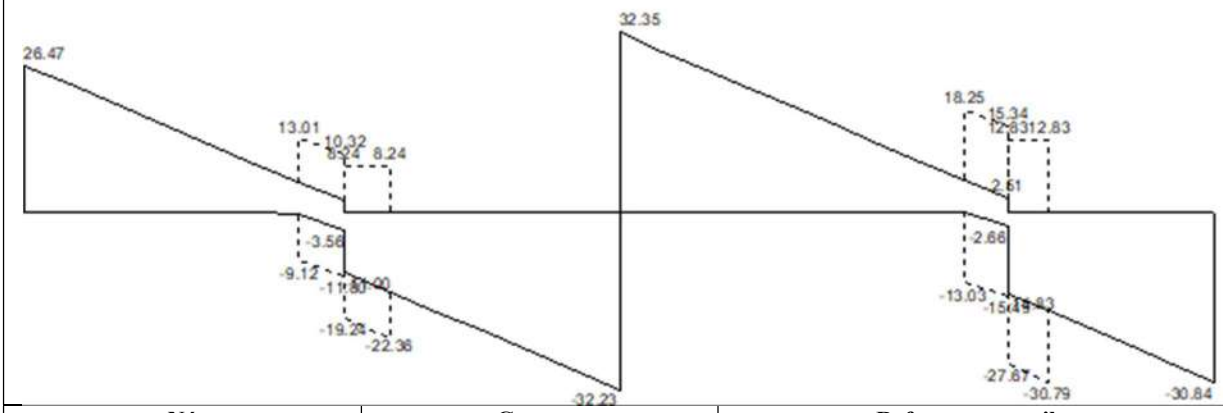
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 32.23 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 0.44 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19
2 3-4	Vd = 32.35 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 1.11 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.25

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.01		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			
2 3-4	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.00		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	**Viga**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Estribos**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Vdequiv**	**Compr. Trecho (m)**
2	VB6	-	-	-	-8.14	0.13	8.24	0.40
4	VB8	-	-	-	-12.68	0.20	12.83	0.40

Condição:
Nó 2: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 4: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga VB2

Pavimento TÉRREO - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm		Fd = 0.64 kN situação: GE Meq = 0.11 kN.m As = 0.09 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.20 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.10 kN M = 1.00 kN.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm		Fd = 1.10 kN situação: GE Meq = 0.19 kN.m As = 0.23 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.48 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.22 kN M = 2.69 kN.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Fd = 0.64 kN situação: GE Meq = 0.11 kN.m As = 0.01 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.05 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.17 kN.m

				fiss = 0.00 mm
2	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Fd = 1.10 kN situação: GE Meq = 0.19 kN.m As = 0.56 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.12 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 6.05 kN.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

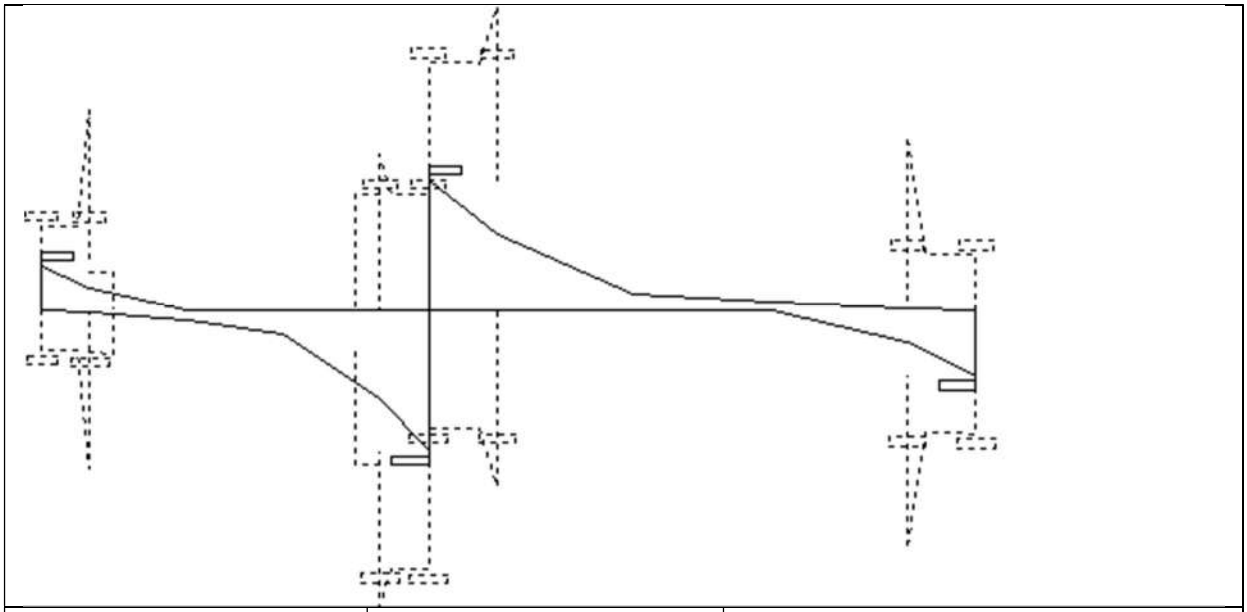
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 34.40 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 0.26 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19
2 2-2	Vd = 32.19 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 0.11 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.16

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.00		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			
2 2-2	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.00		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	**Viga**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Estribos**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Vdequiv**	**Compr. Trecho (m)**
1	VB6	-	-	-	11.22	0.08	9.73	0.20
2	VB7	-	-	-	66.59	0.46	28.88	0.40
3	VB8	-	-	-	16.07	0.11	13.94	0.20

Condição:
Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 2: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 3: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga VB3

Pavimento TÉRREO - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm		Fd = 0.90 kN situação: GE Meq = 0.15 kN.m As = 0.07 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.17 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.20 kN M = 0.76 kN.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm		Fd = 1.12 kN situação: GE Meq = 0.19 kN.m As = 0.22 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.46 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.07 kN M = 2.53 kN.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm			As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.20 kN M = 0.11 kN.m

				fiss = 0.00 mm
2	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Fd = 1.12 kN situação: GE Meq = 0.19 kN.m As = 0.65 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 6.85 kN.m fiss = 0.06 mm
3	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

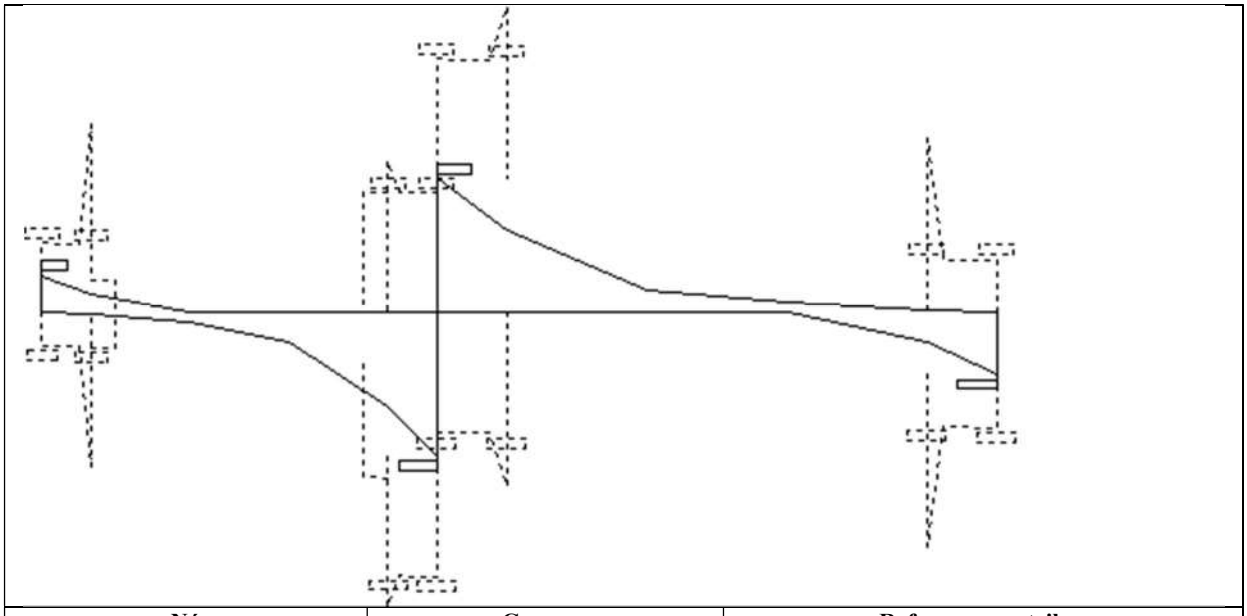
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 34.67 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 0.29 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19
2 2-2	Vd = 32.42 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 0.09 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.16

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.00		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			
2 2-2	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.00		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	**Viga**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Estribos**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Vdequiv**	**Compr. Trecho (m)**
1	VB6	-	-	-	9.07	0.06	7.87	0.20
2	VB7	-	-	-	67.09	0.46	29.10	0.40
3	VB8	-	-	-	14.94	0.10	12.96	0.20

Condição:
Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 2: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 3: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga VB4

Pavimento TÉRREO - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm		Fd = 1.31 kN situação: GE Meq = 0.22 kN.m As = 0.61 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.22 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 6.98 kN.m fiss = 0.06 mm
2 3-4	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 13.26 kN.m As = 0.84 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.60 cm		Fd = 1.00 kN situação: GE Meq = 0.17 kN.m As = 0.83 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.63 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 8.88 kN.m fiss = 0.10 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 12.41 kN.m As = 0.78 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.50 cm	Fd = 1.25 kN situação: GE Meq = 0.21 kN.m As = 0.77 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.53 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 6.88 kN.m

				fiss = 0.06 mm
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 20.81 kN.m As = 1.34 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.55 cm	Fd = 1.31 kN situação: GE Meq = 0.22 kN.m As = 1.32 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.58 cm		As = 1.34 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.25 F = 0.00 kN M = 13.33 kN.m fiss = 0.10 mm
4	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
5	Md = 13.77 kN.m As = 0.87 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.67 cm	Fd = 0.94 kN situação: GE Meq = 0.16 kN.m As = 0.86 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.69 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 7.88 kN.m fiss = 0.08 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

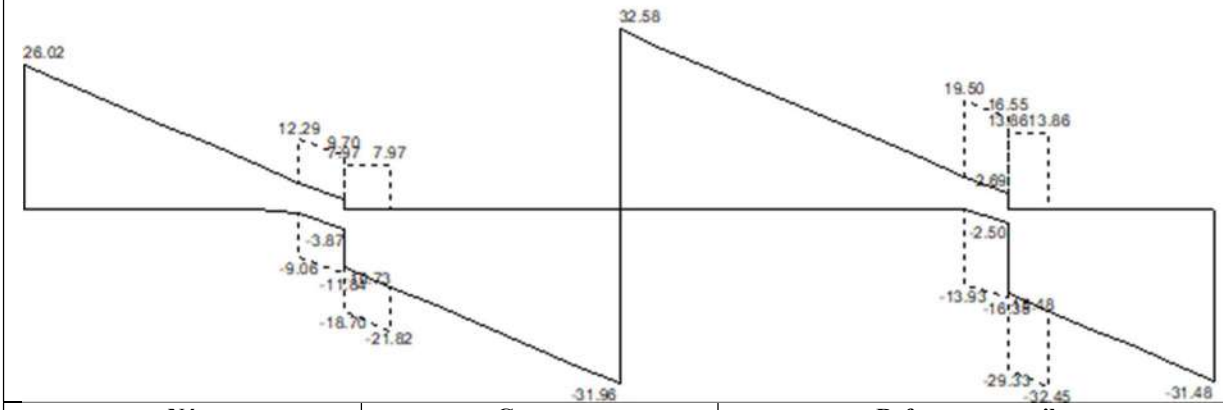
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 31.96 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 0.40 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19
2 3-4	Vd = 32.58 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 1.11 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.25

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.01		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			
2 3-4	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.00		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	**Viga**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Estribos**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Vdequiv**	**Compr. Trecho (m)**
2	VB6	-	-	-	-7.87	0.13	7.97	0.40
4	VB8	-	-	-	-13.69	0.22	13.86	0.40

Condição:
Nó 2: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 4: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga VB5

Pavimento TÉRREO - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 12.61 kN.m As = 0.80 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.52 cm		Fd = 1.13 kN situação: GE Meq = 0.19 kN.m As = 0.78 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.55 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.05 kN M = 8.45 kN.m fiss = 0.09 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 26.22 kN.m As = 1.70 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 3.26 cm	Fd = 1.13 kN situação: GE Meq = 0.19 kN.m As = 1.69 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 3.28 cm		As = 1.70 cm² (3ø10.0 - 2.36 cm²) d = 37.00 cm % armad. = 0.39 F = 0.05 kN M = 13.71 kN.m fiss = 0.06 mm
2	Md = 27.13 kN.m As = 1.77 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 3.37 cm	Fd = 1.13 kN situação: GE Meq = 0.19 kN.m As = 1.75 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 3.40 cm		As = 1.77 cm² (3ø10.0 - 2.36 cm²) d = 37.00 cm % armad. = 0.39 F = 0.05 kN M = 14.26 kN.m fiss = 0.06 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 35.20 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.17

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.00		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			

Cálculo da viga VB6

Pavimento TÉRREO - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-3	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm		Fd = 0.54 kN situação: GE Meq = 0.09 kN.m As = 0.56 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.09 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.15 kN M = 5.89 kN.m fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Fd = 0.18 kN situação: GE Meq = 0.03 kN.m As = 0.04 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.08 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.15 kN M = 0.21 kN.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

4	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Fd = 0.54 kN situação: GE Meq = 0.09 kN.m As = 0.04 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.10 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.28 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

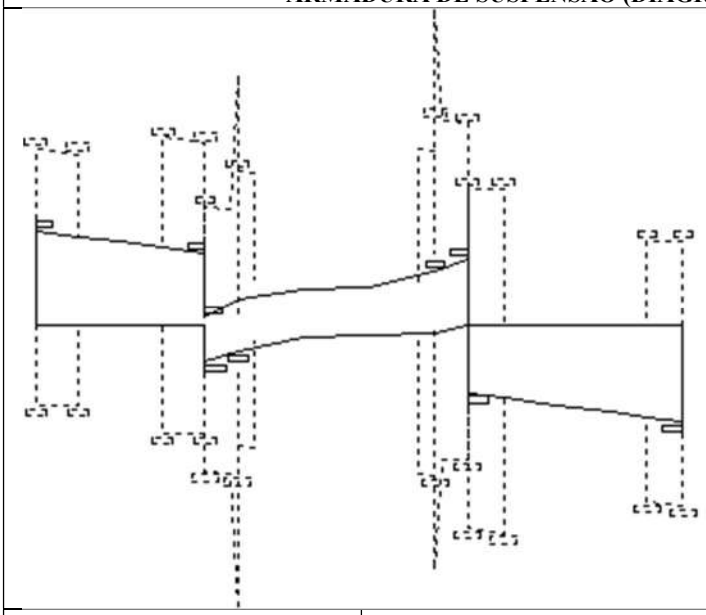
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-3	Vd = 8.14 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 0.22 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-3	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.00		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	Viga	Vd	As	Estribos	Vd	As	Vdequiv	Compr.

		(kN)	(cm2)		(kN)	(cm2)		Trecho (m)
1	VB4	-	-	-	7.87	0.05	6.83	0.20
2	VB3	-	-	-	-9.07	0.15	9.18	0.40
3	VB2	-	-	-	-11.22	0.18	11.35	0.40
4	VB1	-	-	-	8.14	0.06	7.07	0.20

Condição:
Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 2: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 3: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 4: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga VB7

Pavimento TÉRREO - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-3	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 21.79 kN.m As = 1.41 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.68 cm		Fd = 4.39 kN situação: GE Meq = 0.75 kN.m As = 1.35 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.78 cm		As = 1.41 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) d = 37.00 cm % armad. = 0.26 F = 0.00 kN M = 15.21 kN.m fiss = 0.16 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 33.40 kN.m As = 2.20 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 4.20 cm	Fd = 4.39 kN situação: GE Meq = 0.75 kN.m As = 2.15 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 4.30 cm		As = 2.20 cm² (3ø10.0 - 2.36 cm²) d = 37.00 cm % armad. = 0.39 F = 0.00 kN M = 18.53 kN.m fiss = 0.11 mm
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

4	Md = 31.99 kN.m As = 2.10 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 4.02 cm	Fd = 4.03 kN situação: GE Meq = 0.68 kN.m As = 2.06 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 4.11 cm		As = 2.10 cm² (3ø10.0 - 2.36 cm²) d = 37.00 cm % armad. = 0.39 F = 0.00 kN M = 17.59 kN.m fiss = 0.10 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

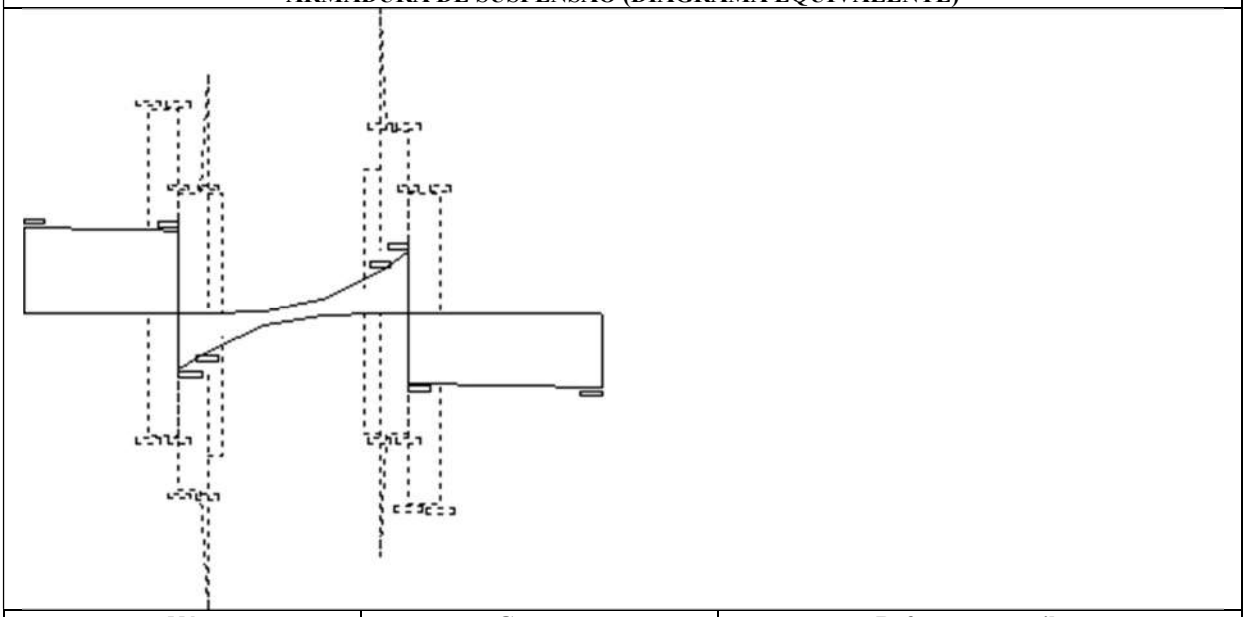
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-3	Vd = 48.58 kN VRd2 = 208.57 kN	Td = 0.24 kN.m TRd2 = 11.62 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.25

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-3	d = 37.00 cm Vc0 = 42.71 kN k = 1.01		Vmin = 47.12 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22	Vc = 2.73 kN Vsw = 90.08 kN Asw = 3.59 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11		

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó	Grampo	Reforço nos estribos

N°	Viga	Vd (kN)	As (cm2)	Estribos	Vd (kN)	As (cm2)	Vdequiv	Compr. Trecho (m)
2	VB3	-	-	-	-67.09	1.08	67.72	0.40
3	VB2	-	-	-	-66.59	1.07	67.22	0.40
Condição: Nó 2: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior Nó 3: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								

Cálculo da viga VB8

Pavimento TÉRREO - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-3	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 13.58 kN.m As = 0.86 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.64 cm		Fd = 0.83 kN situação: GE Meq = 0.14 kN.m As = 0.85 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.66 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 9.37 kN.m fiss = 0.11 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Fd = 0.83 kN situação: GE Meq = 0.14 kN.m As = 0.08 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.19 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.82 kN.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

4	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Fd = 0.83 kN situação: GE Meq = 0.14 kN.m As = 0.08 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.20 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.84 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

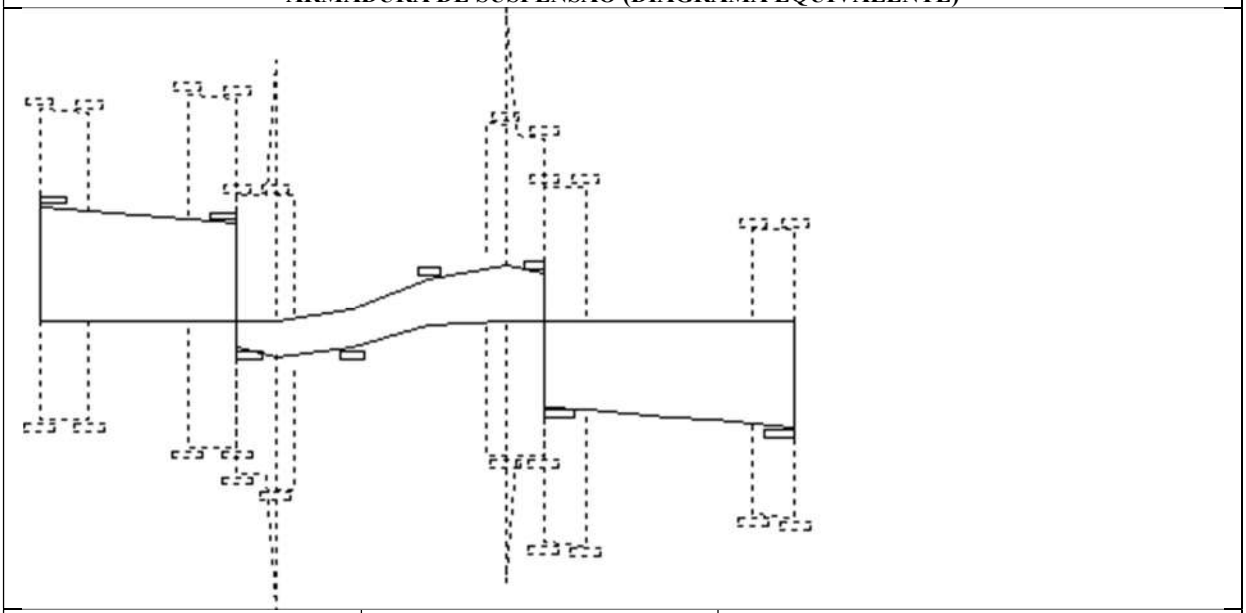
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-3	Vd = 13.69 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 0.33 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-3	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.00		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	Viga	Vd	As	Estribos	Vd	As	Vdequiv	Compr.

		(kN)	(cm2)		(kN)	(cm2)		Trecho (m)
1	VB4	-	-	-	13.69	0.09	11.88	0.20
2	VB3	-	-	-	-14.94	0.24	15.12	0.40
3	VB2	-	-	-	-16.07	0.26	16.27	0.40
4	VB1	-	-	-	12.68	0.09	11.00	0.20

Condição:
Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 2: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 3: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 4: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga VB9

Pavimento TÉRREO - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 11.01 kN.m As = 0.70 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.33 cm		Fd = 1.74 kN situação: GE Meq = 0.30 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.36 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 3.47 kN.m fiss = 0.02 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.92 kN.m As = 0.69 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.32 cm		Fd = 1.76 kN situação: GE Meq = 0.30 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.35 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 3.44 kN.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 13.34 kN.m As = 0.85 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.61 cm	Fd = 1.74 kN situação: GE Meq = 0.30 kN.m As = 0.82 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.65 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 3.51 kN.m

				fiss = 0.02 mm
2	Md = 13.71 kN.m As = 0.87 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.66 cm	Fd = 1.76 kN situação: GE Meq = 0.30 kN.m As = 0.85 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.70 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 6.20 kN.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 13.46 kN.m As = 0.85 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.63 cm	Fd = 1.76 kN situação: GE Meq = 0.30 kN.m As = 0.83 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.67 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 3.59 kN.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

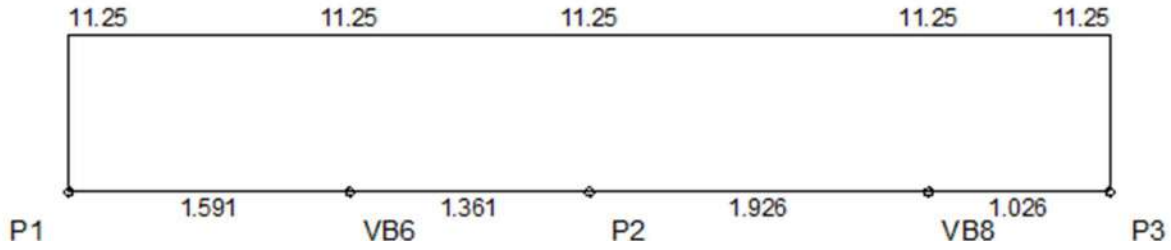
Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 27.62 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 0.26 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15
2 2-2	Vd = 27.50 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 0.26 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15

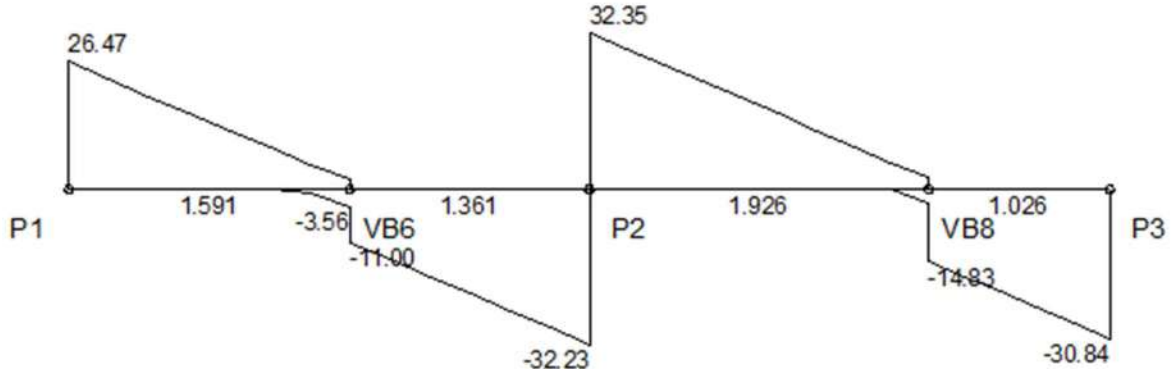
Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.00		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			
2 2-2	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.00		Vmin = 47.25 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22			

Diagramas: VIGA VB1 - TÉRREO

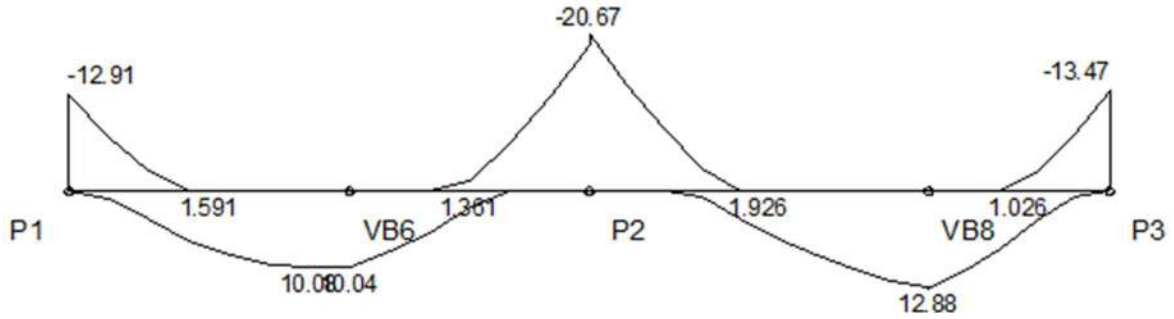
CARREGAMENTO [kN/m;m]



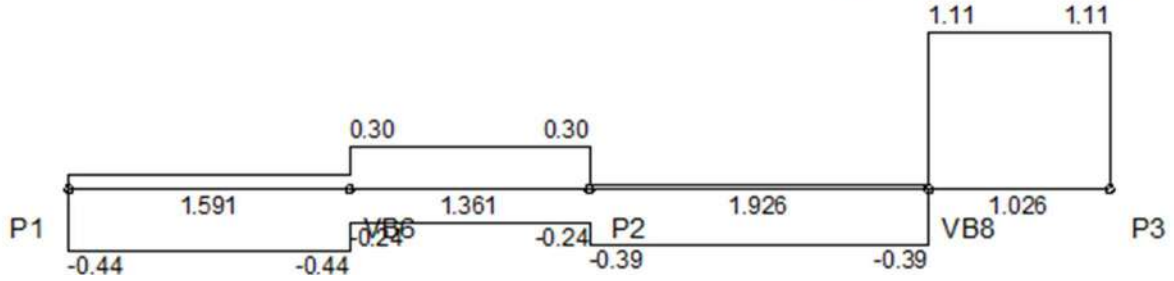
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



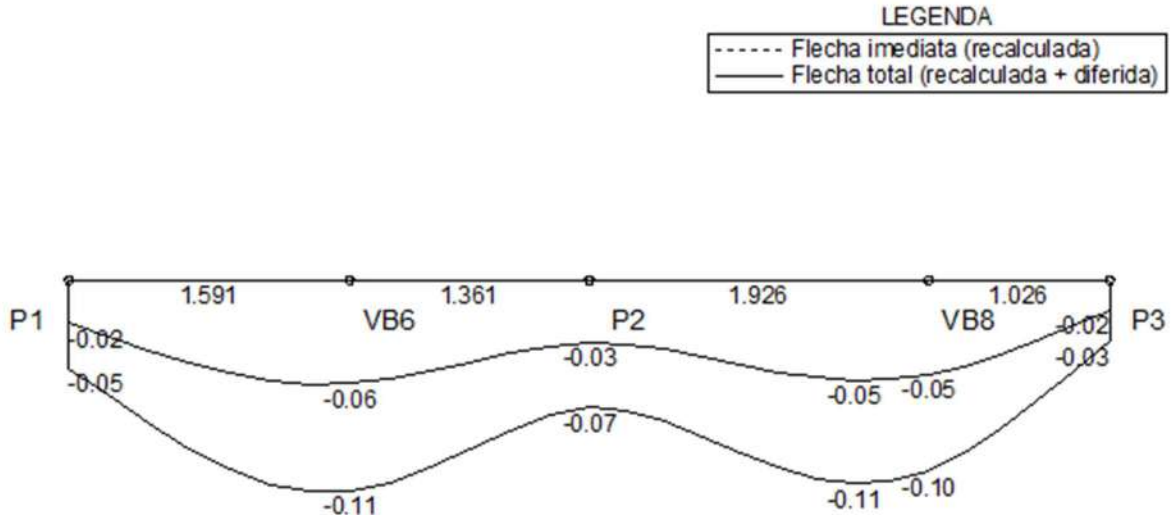
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]



Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.06	1.591	-0.05	1.498
Flecha imediata (recalculada)	-0.06	1.591	-0.05	1.498
Flecha diferida	-0.06	1.591	-0.06	1.498
Flecha total	-0.11	1.591	-0.11	1.498

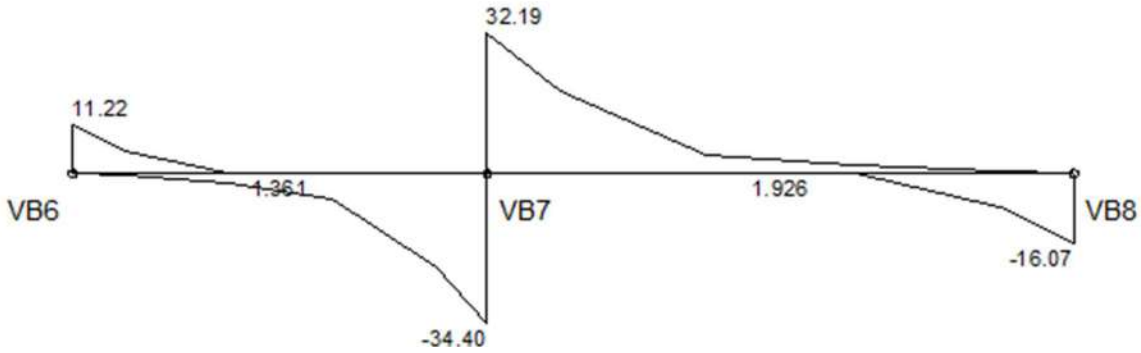
Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.95	0.95	1.36	1.36	0.95	0.95
Momento de fissuração (kN.m)	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39
Momento em serviço (kN.m)	-4.86	8.33	-13.22	-13.22	9.53	-5.29
Comprimento do sub-trecho (cm)	32.45	197.70	65.09	71.72	194.75	28.76
Inércia equivalente (m4 E-4)	8.00			8.00		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

Diagramas: VIGA VB2 - TÉRREO

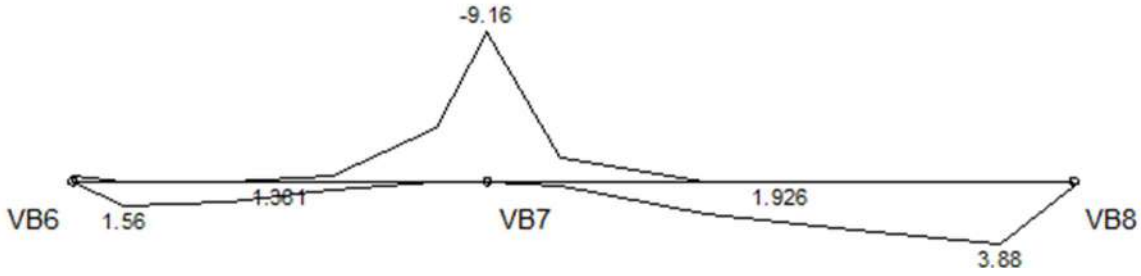
CARREGAMENTO [kN/m;m]



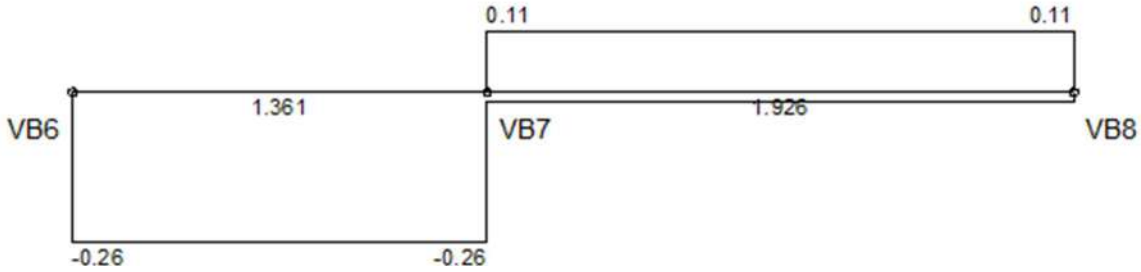
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



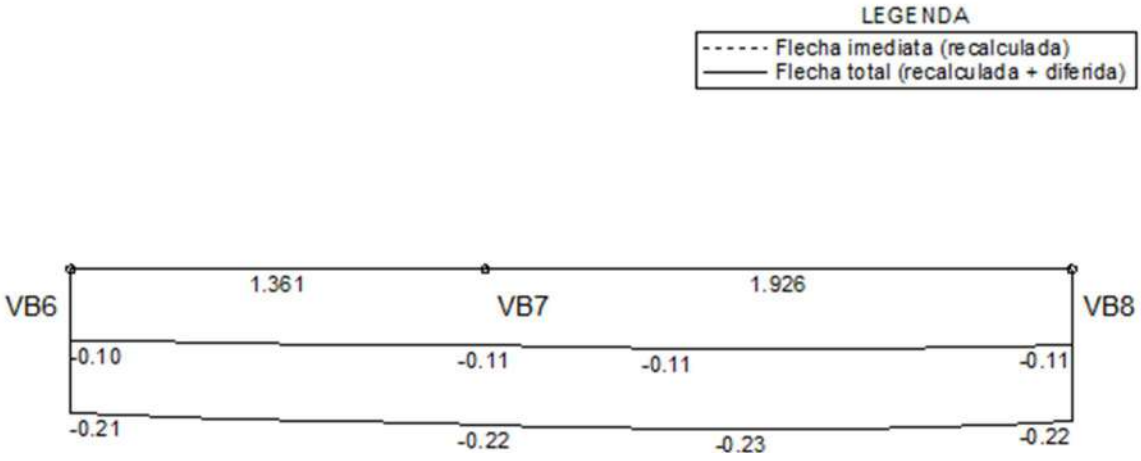
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]



Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.11	1.361	-0.11	0.602
Flecha imediata (recalculada)	-0.11	1.361	-0.11	0.602
Flecha diferida	-0.11	1.361	-0.12	0.602
Flecha total	-0.22	1.361	-0.23	0.843

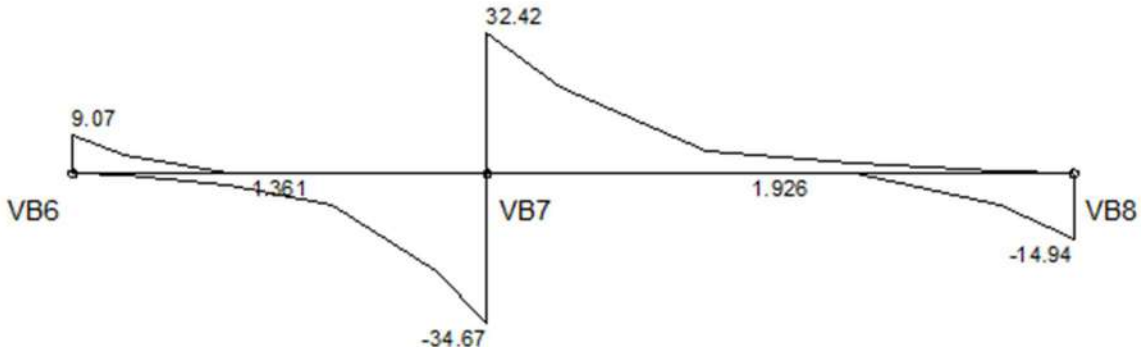
Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	-
Momento de fissuração (kN.m)	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39	-
Momento em serviço (kN.m)	-0.45	1.33	-3.79	-3.79	2.72	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	5.15	104.27	26.68	20.92	171.73	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	8.00			8.00		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

Diagramas: VIGA VB3 - TÉRREO

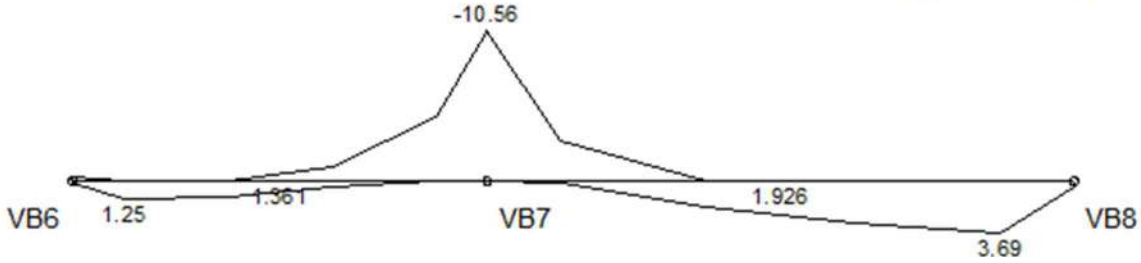
CARREGAMENTO [kN/m;m]



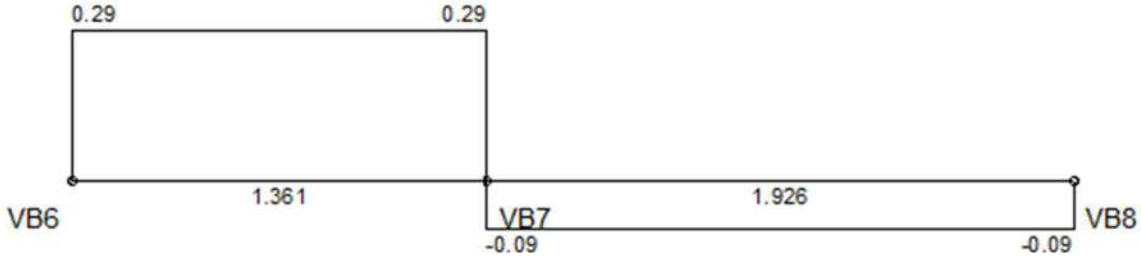
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



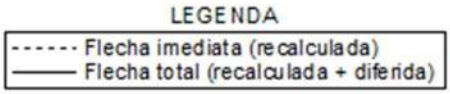
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]

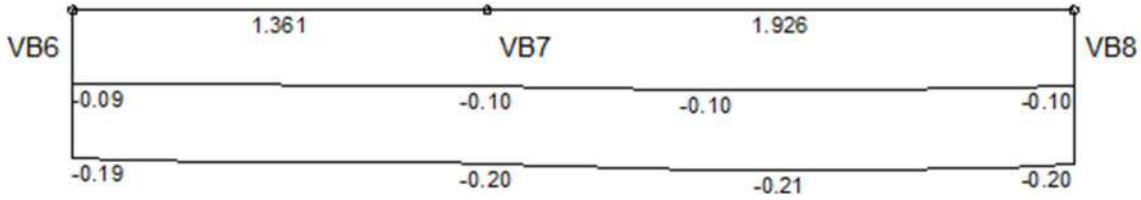


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kN.m;m]



DESLOCAMENTOS [cm;m]



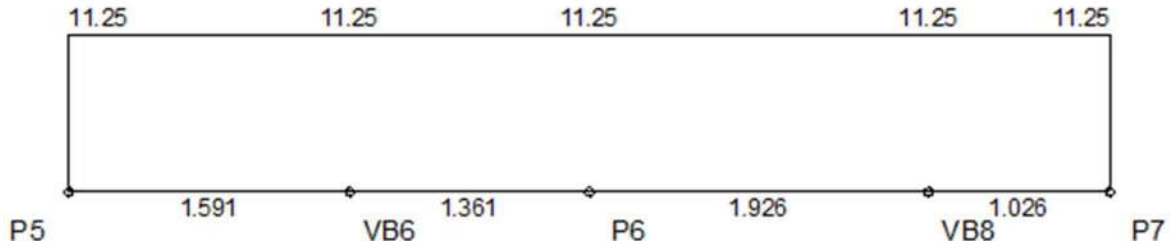


Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.10	1.361	-0.10	0.722
Flecha imediata (recalculada)	-0.10	1.361	-0.10	0.722
Flecha diferida	-0.10	1.361	-0.11	0.722
Flecha total	-0.20	1.361	-0.21	0.96

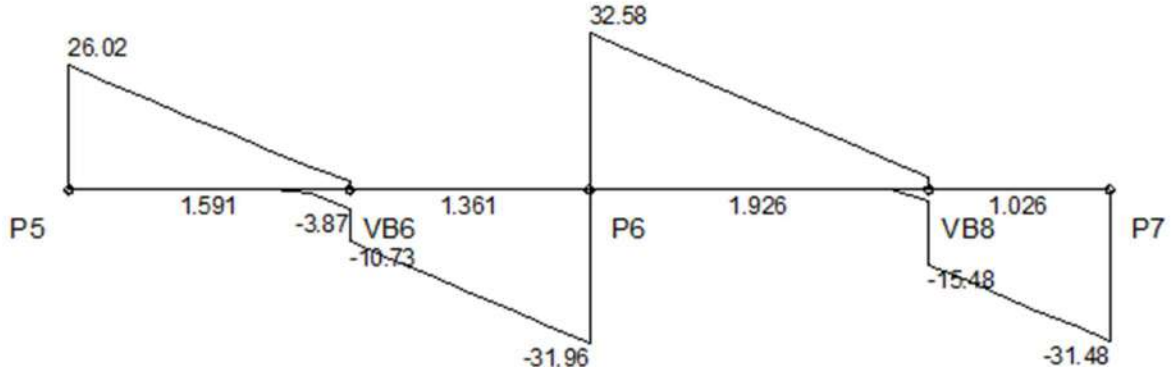
Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	-
Momento de fissuração (kN.m)	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39	-
Momento em serviço (kN.m)	-0.25	1.11	-4.75	-4.75	2.59	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	3.58	91.71	40.81	28.66	163.99	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	8.00			8.00		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

Diagramas: VIGA VB4 - TÉRREO

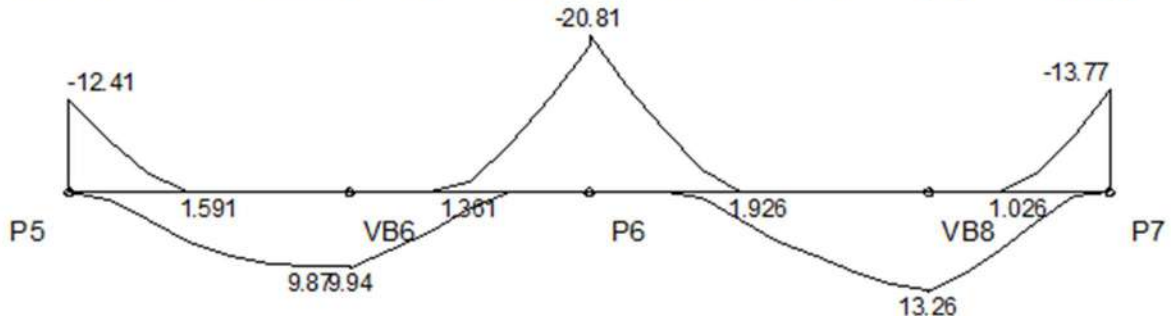
CARREGAMENTO [kN/m;m]



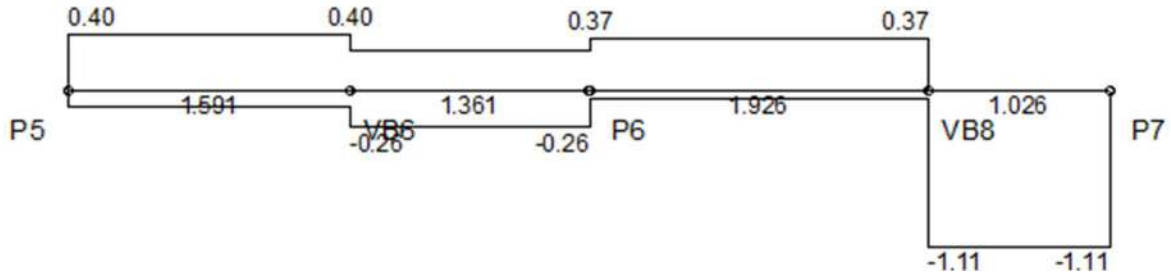
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



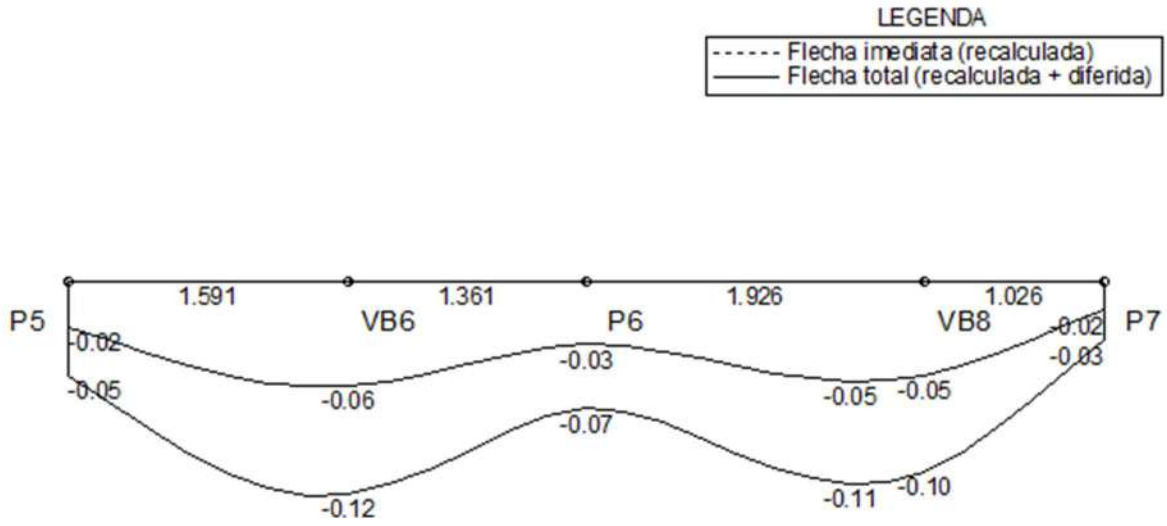
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

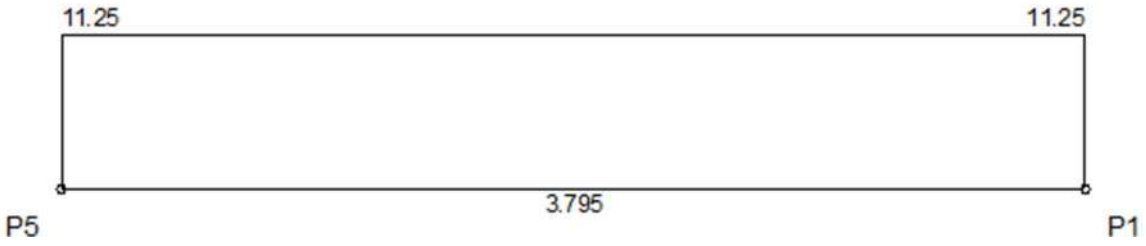


Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.06	1.591	-0.05	1.498
Flecha imediata (recalculada)	-0.06	1.591	-0.05	1.498
Flecha diferida	-0.06	1.591	-0.06	1.498
Flecha total	-0.12	1.591	-0.11	1.498

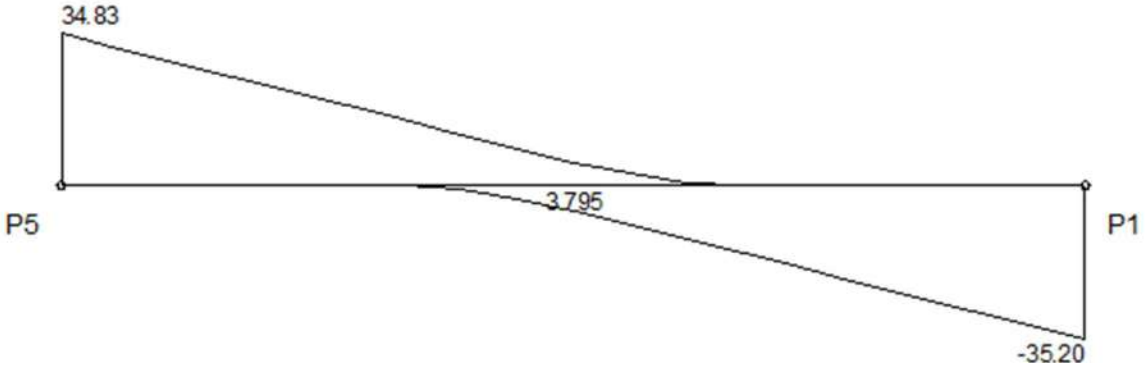
Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.95	0.95	1.36	1.36	0.95	0.95
Momento de fissuração (kN.m)	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39
Momento em serviço (kN.m)	-3.66	8.44	-13.37	-13.37	9.45	-6.71
Comprimento do sub-trecho (cm)	24.66	203.34	67.23	69.48	191.23	34.52
Inércia equivalente (m4 E-4)	8.00			8.00		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

Diagramas: VIGA VB5 - TÉRREO

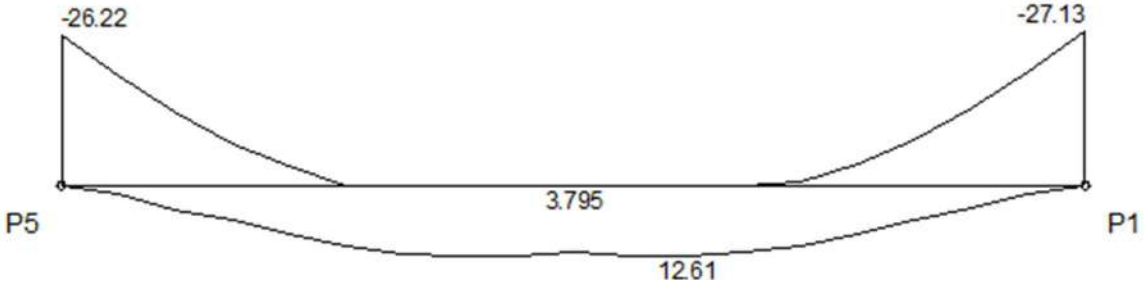
CARREGAMENTO [kN/m;m]



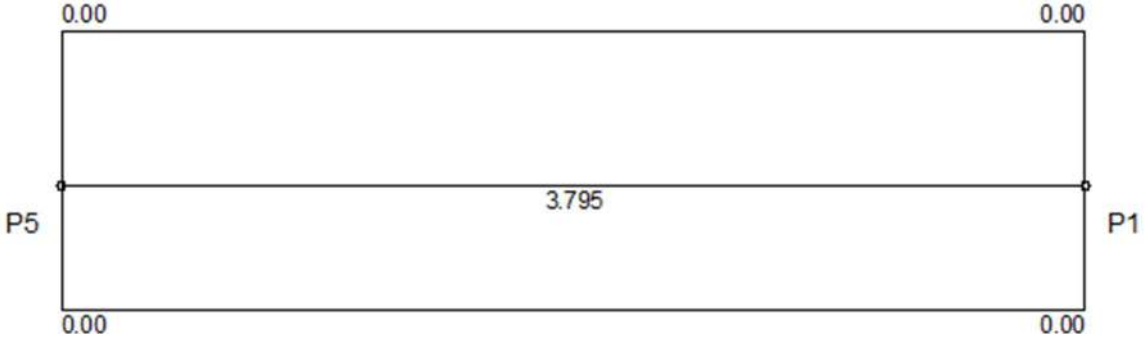
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



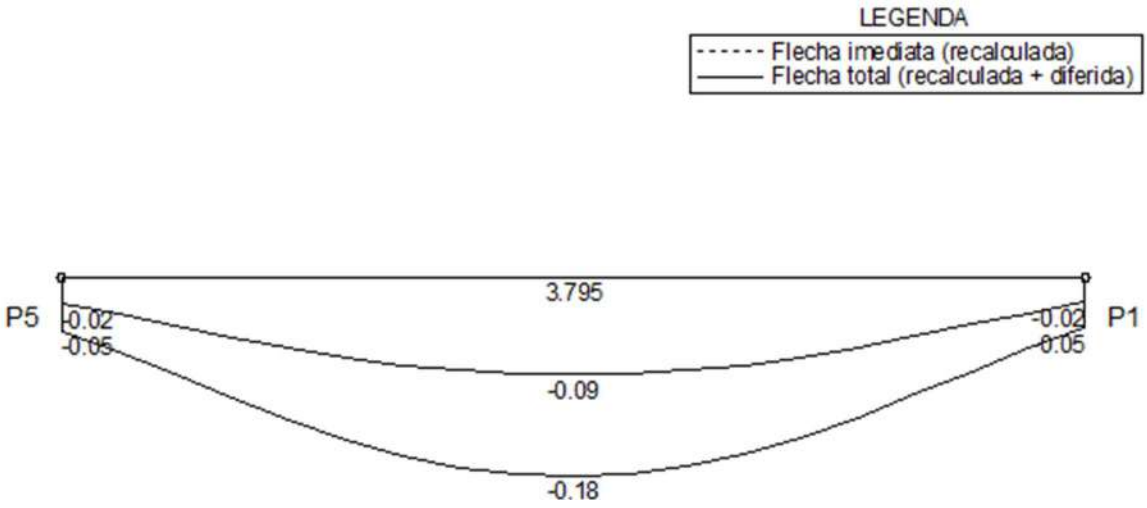
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

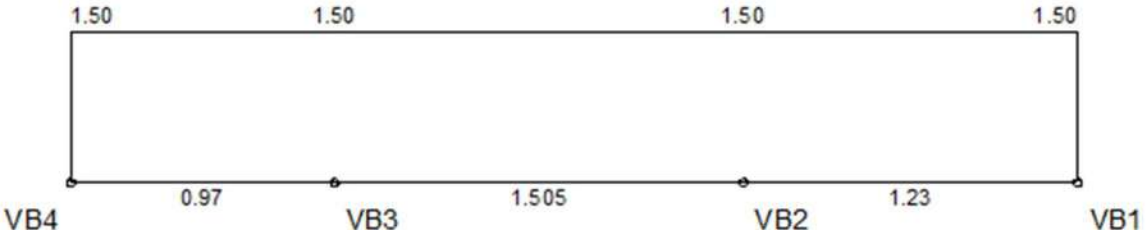


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.09	1.897
Flecha imediata (recalculada)	-0.09	1.897
Flecha diferida	-0.09	1.897
Flecha total	-0.18	1.897

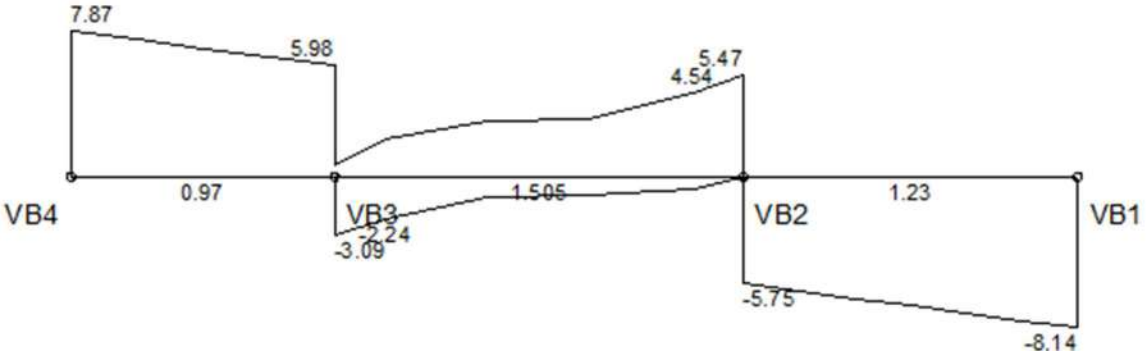
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	8.00	8.00	8.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	1.97	0.95	1.97
Momento de fissuração (kN.m)	15.39	15.39	15.39
Momento em serviço (kN.m)	-9.59	10.29	-10.33
Comprimento do sub-trecho (cm)	53.13	269.75	56.58
Inércia equivalente (m4 E-4)	8.00		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA VB6 - TÉRREO

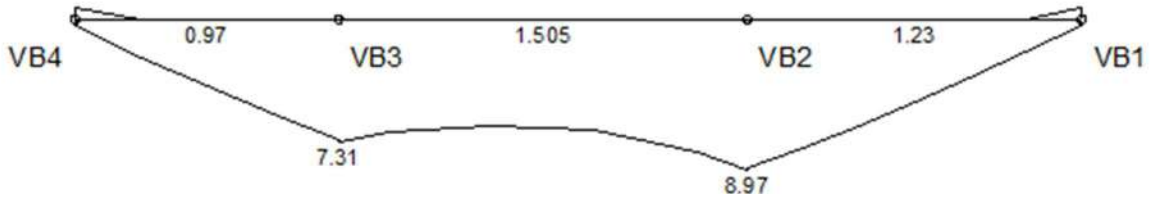
CARREGAMENTO [kN/m;m]



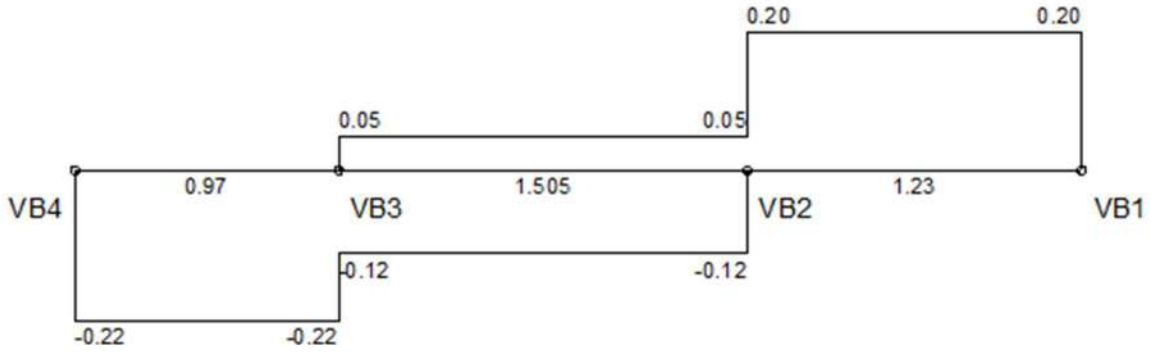
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



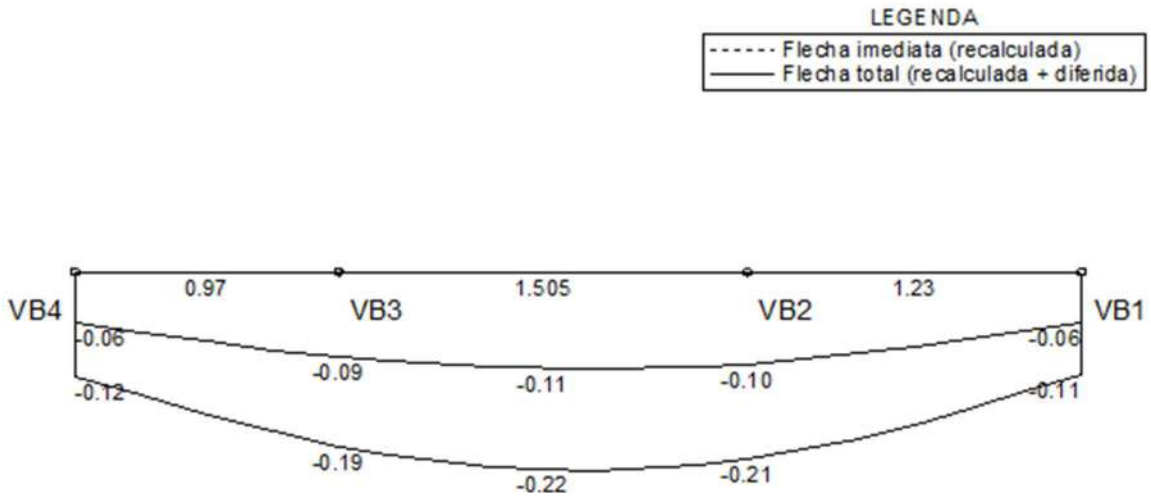
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



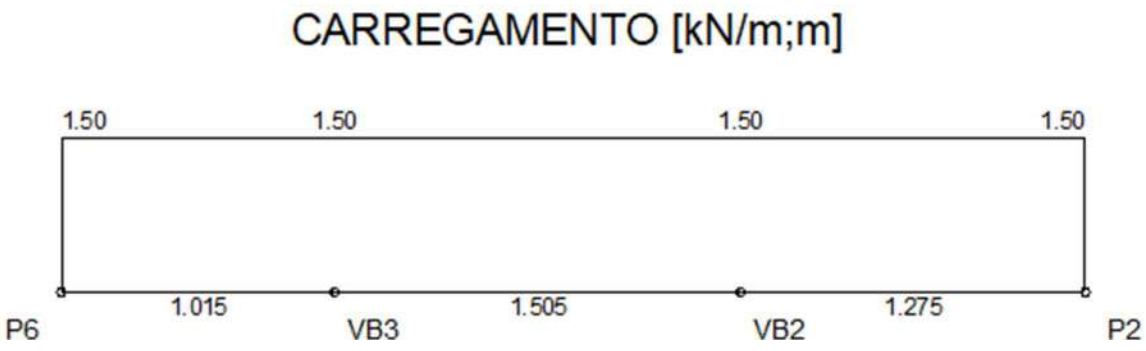
DESLOCAMENTOS [cm;m]

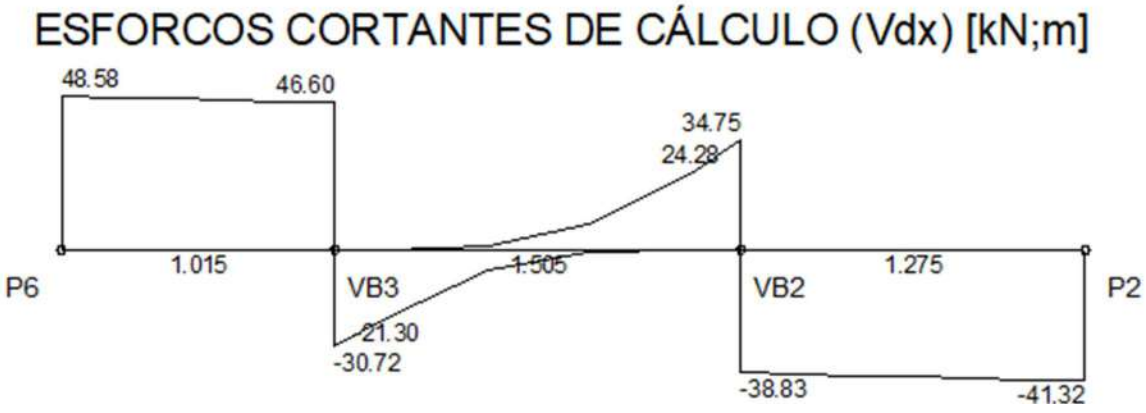


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.11	1.722
Flecha imediata (recalculada)	-0.11	1.722
Flecha diferida	-0.11	1.722
Flecha total	-0.22	1.722

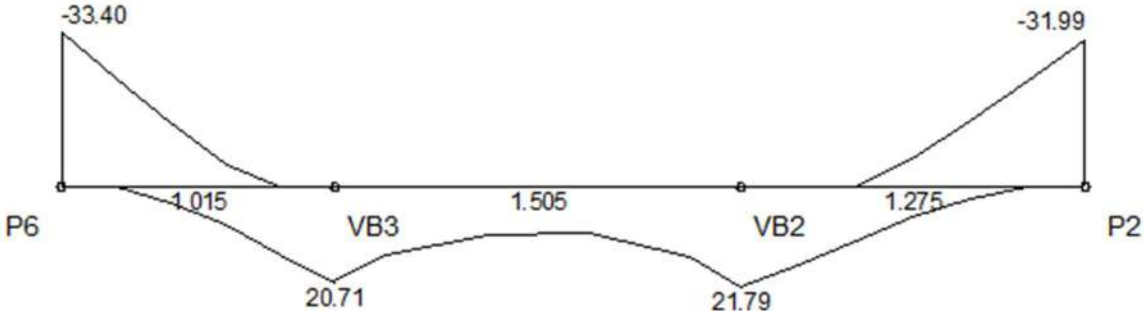
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	8.00	8.00	8.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.95	0.95	0.95
Momento de fissuração (kN.m)	15.39	15.39	15.39
Momento em serviço (kN.m)	0.00	7.58	-0.04
Comprimento do sub-trecho (cm)	0.00	369.79	0.67
Inércia equivalente (m4 E-4)	8.00		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA VB7 - TÉRREO

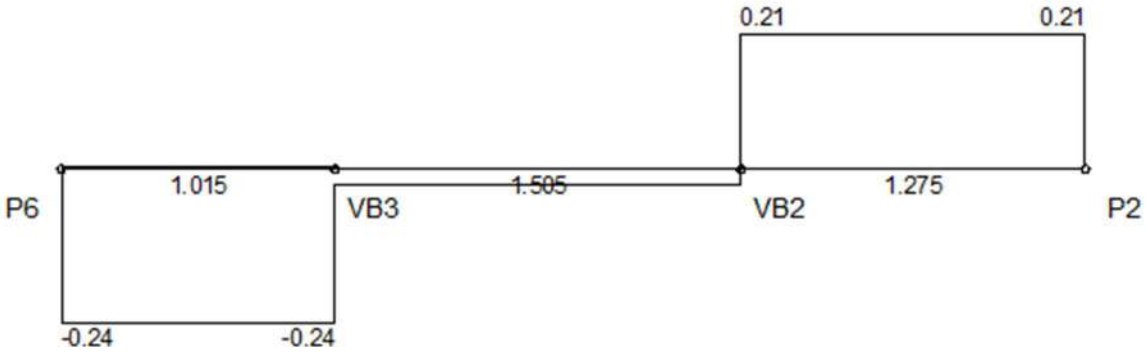




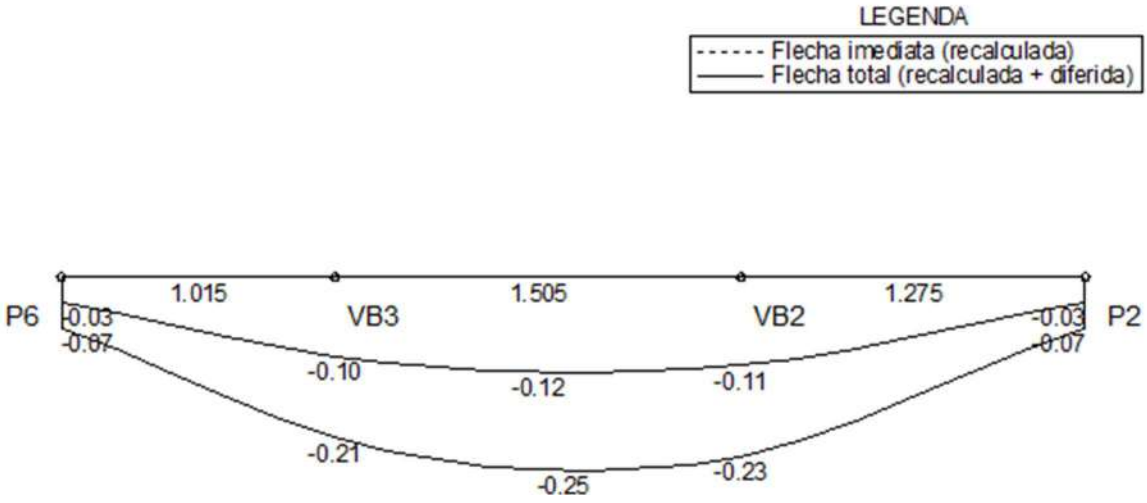
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

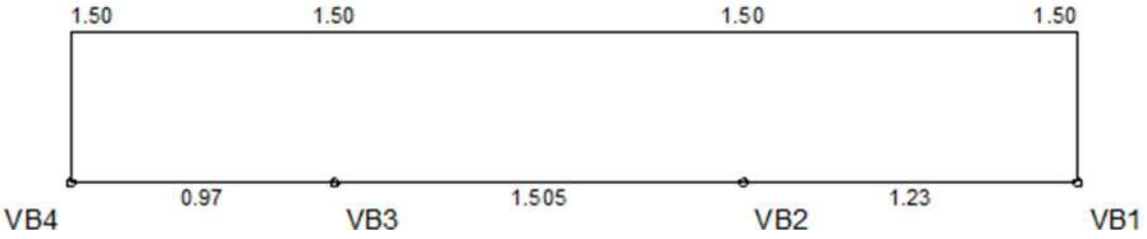


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.12	1.861
Flecha imediata (recalculada)	-0.12	1.767
Flecha diferida	-0.13	1.861
Flecha total	-0.25	1.861

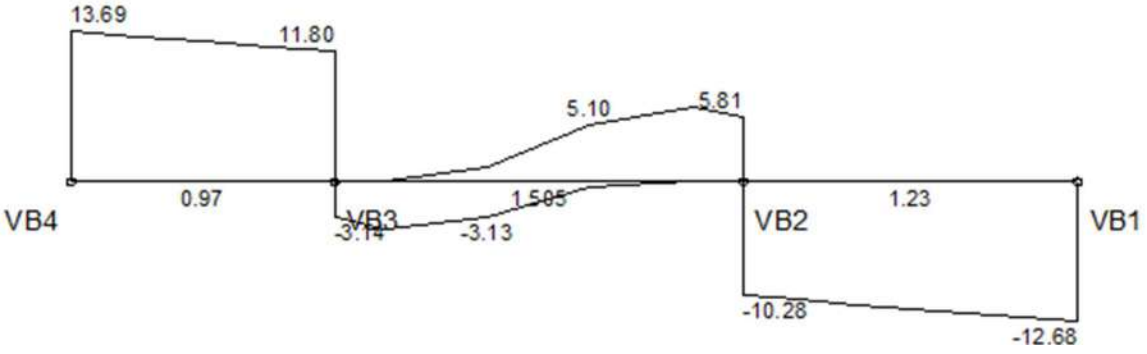
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	8.00	8.00	8.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	1.97	1.40	1.97
Momento de fissuração (kN.m)	15.39	15.39	15.39
Momento em serviço (kN.m)	-14.88	16.17	-8.86
Comprimento do sub-trecho (cm)	52.77	282.94	43.75
Inércia equivalente (m4 E-4)	7.32		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA VB8 - TÉRREO

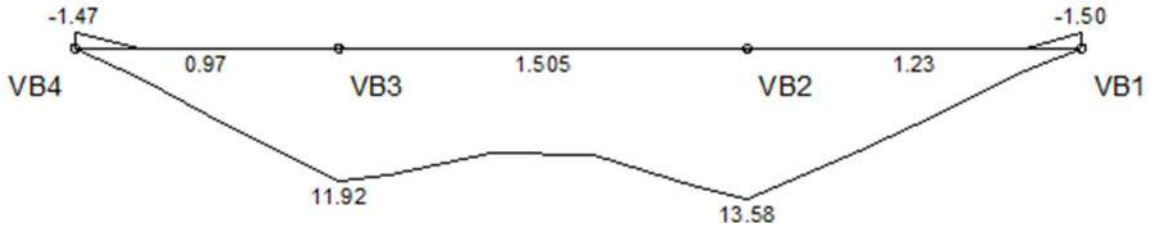
CARREGAMENTO [kN/m;m]



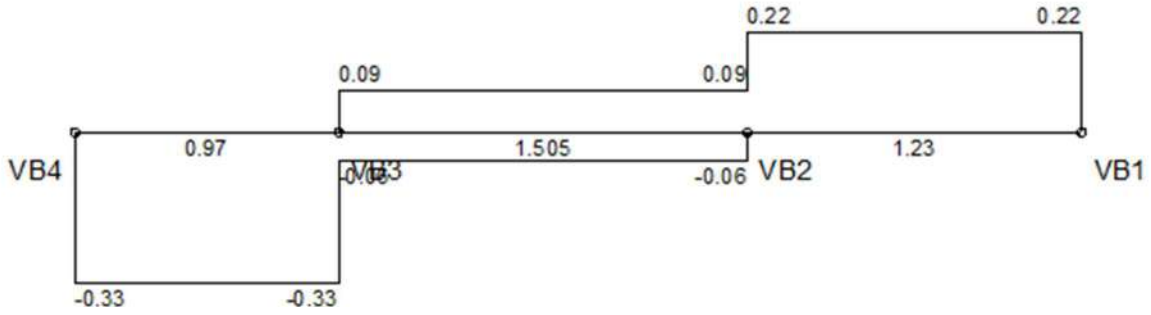
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



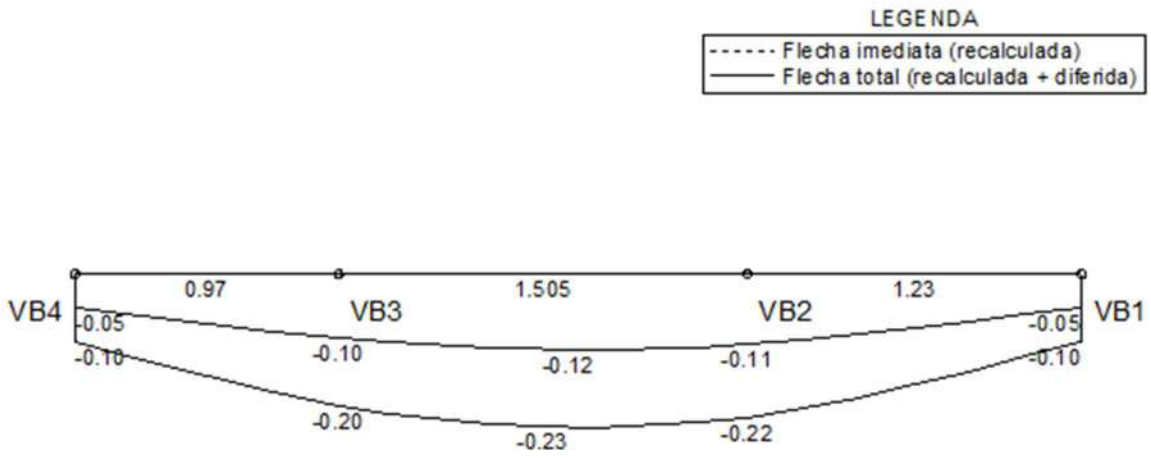
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

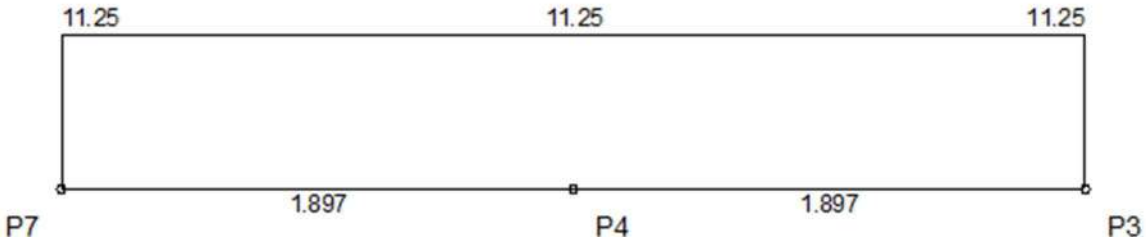


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.11	1.816
Flecha imediata (recalculada)	-0.11	1.816
Flecha diferida	-0.12	1.816
Flecha total	-0.23	1.722

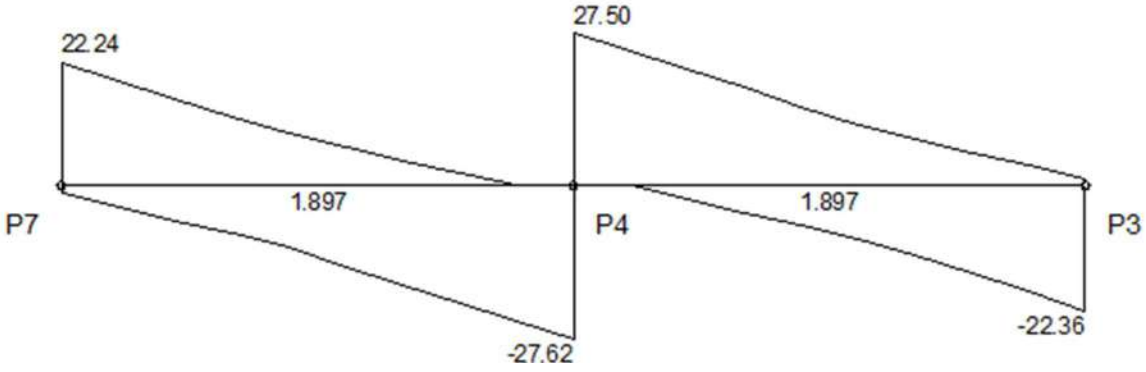
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	8.00	8.00	8.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.95	0.95	0.95
Momento de fissuração (kN.m)	15.39	15.39	15.39
Momento em serviço (kN.m)	-1.41	9.35	-1.44
Comprimento do sub-trecho (cm)	14.12	341.02	15.32
Inércia equivalente (m4 E-4)	8.00		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA VB9 - TÉRREO

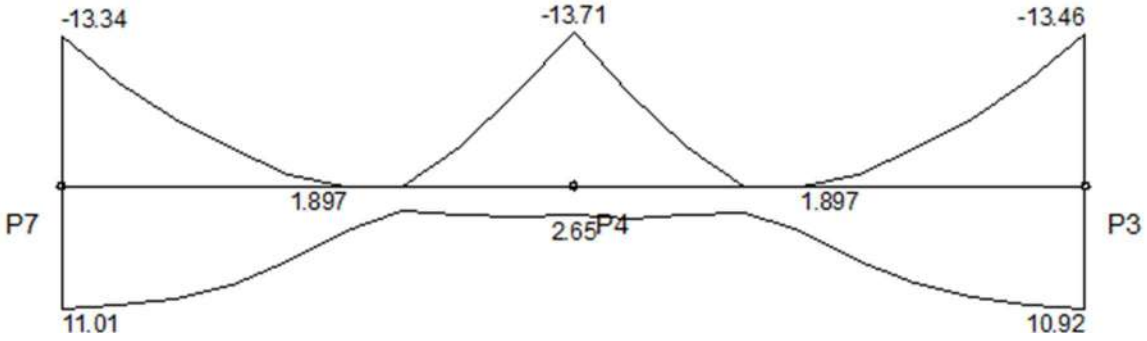
CARREGAMENTO [kN/m;m]



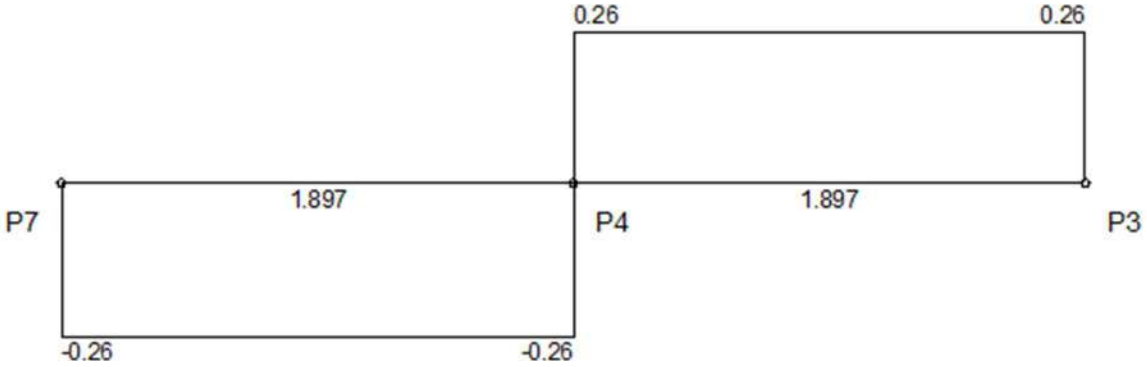
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



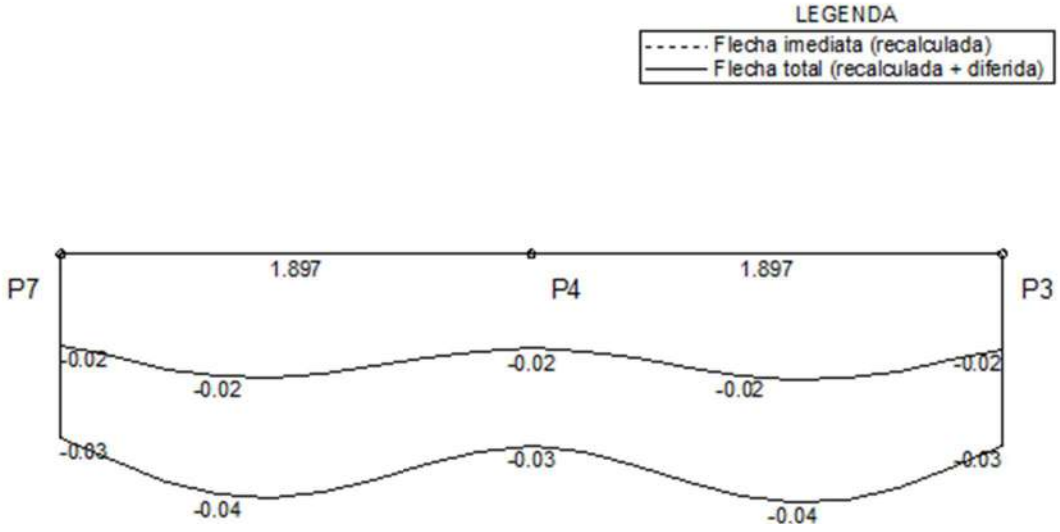
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]



Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	0.632	-0.02	0.843
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	0.632	-0.02	0.843
Flecha diferida	-0.02	0.632	-0.02	0.843
Flecha total	-0.04	0.632	-0.04	1.05

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Momento de fissuração (kN.m)	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39
Momento em serviço (kN.m)	0.00	3.01	-5.17	-5.17	3.04	0.00
Comprimento do sub-trecho (cm)	0.00	141.92	47.81	47.80	141.93	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	8.00			8.00		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

Dados das Lajes

TÉRREO	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 2		cobr = 2.00 cm	

Seção (cm)						Cargas (kN/m²)				Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração Deform. X Deform. Y (‰)
Laje	**Tipo**	**H**	**ee ec**	**enx eny**	**eex eey**	**Peso Próprio**	**Acidental Revestimento**	**Paredes Outras**	**Total**		
LB1	Maciça	20				5.00	1.00 1.00	0.00 5.00	12.00		
LB2	Maciça	20				5.00	1.00 1.00	0.00 5.00	12.00		

Resultados da Laje

TÉRREO	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 2		cobr = 2.00 cm	

Nome	Espessura (cm)	Carga (kN/m²)	Mdx (kN.m/m)	Mdy (kN.m/m)	Asx	Asy
LB1	20	12.00	0.09	11.62	As = 1.50 cm²/m (ø8.0 c/25 - 2.01 cm²/m)	As = 3.00 cm²/m (ø8.0 c/16 - 3.14 cm²/m)
LB2	20	12.00	11.30	2.56	As = 2.01 cm²/m (ø8.0 c/20 - 2.51 cm²/m)	As = 2.01 cm²/m (ø8.0 c/20 - 2.51 cm²/m)

Cálculos das Lajes

TÉRREO	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 2		cobr = 2.00 cm	

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	**Direção**	**Momento positivo**				**Momento negativo**				**Armadura inferior**	**Armadura superior**	**Cisalhamento**
		Seção	**Flexão**	**Verificação axial (compressão)**	**Verificação axial (tração)**	**Seção**	**Flexão**	**Verificação axial (compressão)**	**Verificação axial (tração)**			
LB1	X	bw = 100.0 cm h = 20.0 cm	Md = 8.89 kN.m/m As = 1.17 cm²/m A's = 0.00 cm²/m		Fd = 1.33 kN Situaçã o: GE As = 0.03 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 20.0 cm				As = 1.50 cm²/m ø8.0 c/25 (2.01 cm²/m) M = 0.00 kN.m/m F = 0.55 kN fiss = 0.00 mm		vsd = 38.09 kN/m vrd1 = 100.10 kN/m Modelo II vrd2 = 642.61 kN/m vsw = 0.00 kN/m asw = 0.00 cm²/m
	Y	bw = 100.0 cm h = 20.0 cm	Md = 17.78 kN.m/m As = 2.49 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 2.16 kN Situação: GE As = 1.58 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 0.96 kN Situaçã o: GE As = 1.63 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 20.0 cm				As = 3.00 cm²/m ø8.0 c/16 (3.14 cm²/m) M = 8.37 kN.m/m F = 0.37 kN fiss = 0.04 mm		vsd = 75.07 kN/m vrd1 = 98.33 kN/m vrd2 = 612.54 kN/m vsw = 0.00 kN/m asw = 0.00 cm²/m
LB2	X	bw = 100.0 cm h = 20.0 cm	Md = 11.92 kN.m/m As = 1.58 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 1.71 kN Situação: GE As = 1.47 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 1.26 kN Situaçã o: GE As = 1.51 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 20.0 cm				As = 2.01 cm²/m ø8.0 c/20 (2.51 cm²/m) M = 8.12 kN.m/m F = 0.25 kN fiss =		vsd = 52.78 kN/m vrd1 = 101.02 kN/m Modelo II vrd2 = 642.61 kN/m vsw = 0.00 kN/m asw = 0.00

										0.06 mm		cm²/m
	Y	bw = 100.0 cm h = 20.0 cm	Md = 11.92 kN.m/m As = 1.65 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 1.44 kN Situação: GE As = 0.33 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 1.58 kN Situação: GE As = 0.37 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 20.0 cm				As = 2.01 cm²/m ø8.0 c/20 (2.51 cm²/m) M = 1.74 kN.m/m F = 0.54 kN fiss = 0.00 mm		vsd = 19.51 kN/m vrd1 = 97.18 kN/m vrd2 = 612.54 kN/m vsw = 0.00 kN/m asw = 0.00 cm²/m

Pavimento COBERTURA

Resultados dos Pilares

COBERTURA	fck = 20.00 MPa	E = 25545 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 3		cobr = 2.50 cm	

Dados				**Resultados**					
Pilar	**Seção (cm)**	**Nível Altura (m)**	**lib vínc lih vínc (m)**	**Nd máx Nd mín (kN)**	**MBd topo MBd base (kN.m)**	**MHd topo MHd base (kN.m)**	**As b Armaduras As h % armad total**	**Estribo Topo Base cota**	**Esb b Esb h**
P1 1:20	20.00 X 30.00	5.00 5.10	5.10 RR 5.10 RR	69.84 34.75	6.84 9.08	24.24 18.98	2.45 2 ø 12.5 3.68 3 ø 12.5 1.2 6 ø 12.5	ø 5.0 c/15	88.23 58.82
P2 1:20	20.00 X 30.00	5.00 5.10	5.10 RR 5.10 RR	67.28 33.74	9.43 9.24	22.10 21.13	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.8 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	88.23 58.82
P3 1:20	20.00 X 30.00	5.00 5.10	5.10 RR 5.10 RR	39.66 9.47	6.41 7.56	12.32 12.61	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.8 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	88.23 58.82
P4 1:20	20.00 X 30.00	5.00 5.10	5.10 RR 5.50 RR	42.35 19.75	8.23 7.94	11.40 10.06	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.8 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	88.23 63.43
P5 1:20	20.00 X 30.00	5.00 5.10	5.10 RR 5.10 RR	64.66 31.00	6.66 9.00	24.12 19.10	2.45 2 ø 12.5 3.68 3 ø 12.5 1.2 6 ø 12.5	ø 5.0 c/15	88.23 58.82
P6 1:20	20.00 X 30.00	5.00 5.10	5.10 RR 5.10 RR	60.81 29.02	9.37 9.19	22.40 21.53	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.8 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	88.23 58.82
P7 1:20	20.00 X 30.00	5.00 5.10	5.10 RR 5.10 RR	34.63 5.82	6.34 7.58	12.46 12.48	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.8 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	88.23 58.82

Cálculo do Pilar P1

Pavimento COBERTURA - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 88.23	Msdtopo = 6.84 kN.m Msdbase = 9.08 kN.m	Ndmax = 69.84 kN Ndmin = 34.75 kN ni = 0.08
H	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 58.82	Msdtopo = 24.24 kN.m Msdbase = 18.98 kN.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 1.46 Msdcentro = 1.30 Msdbase = 3.14	Madtopo = 1.58 Madcentro = 0.79 Madbase = 1.58 M2d = 4.54 Mcd = 0.13	Td = 0.07 kN.m Asl = 0.03 cm²	2 ø 12.5 3 ø 12.5 6ø12.5 7.36 cm² 1.2 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V3+0.74D3 Msd(x) = 1.46 kN.m Msd(y) = 25.82 kN.m Mrd(x) = 2.40 kN.m Mrd(y) = 42.51 kN.m Mrd/Msd=1.65
H	Msdtopo = 24.24 Msdcentro = 9.70 Msdbase = 18.98	Madtopo = 1.58 Madcentro = 0.79 Madbase = 1.58 M2d = 3.03 Mcd = 0.28			

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

Dimensionamento da armadura transversal

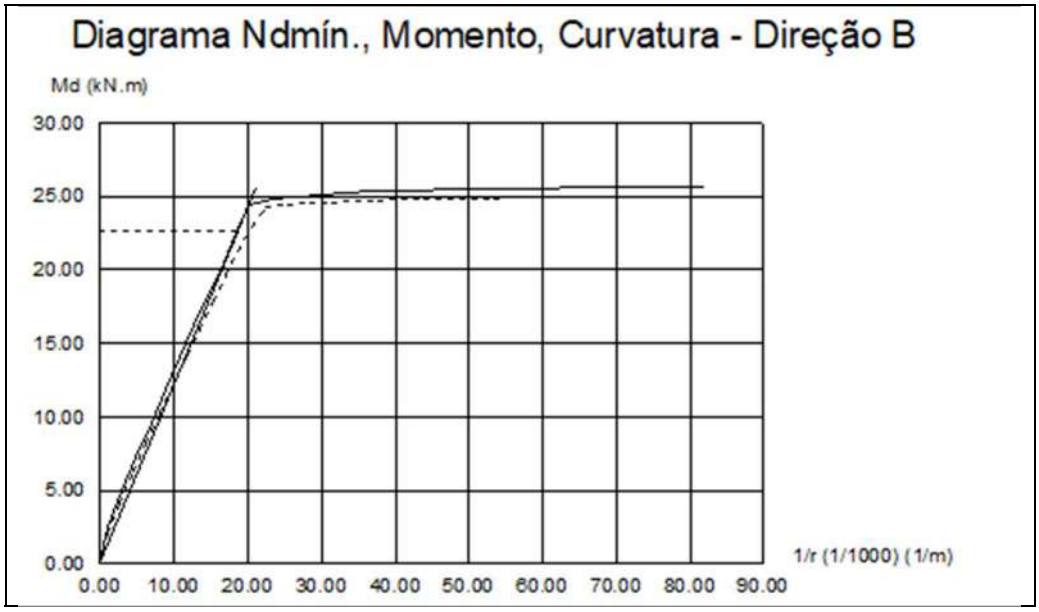
Modelo cálculo	Esforços

Inclinação bielas	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 3.01 kN VBd base = 3.01 kN VHd topo = 8.37 kN VHd base = 8.37 kN	Td = 0.07 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	**Cisalhamento**	**Torção**	**Cisalhamento + Torção**
B	Vd = 3.01 kN VRd2 = 150.97 kN	Td = 0.07 kN.m TRd2 = 9.90 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 8.37 kN VRd2 = 162.11 kN	Td = 0.07 kN.m TRd2 = 9.90 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.16 m Vc0 = 32.58 kN k = 1.46 Vc = 47.53 kN	Vmin = 19.63 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.26 m Vc0 = 34.98 kN k = 1.20 Vc = 42.07 kN	Vmin = 31.61 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 290.06 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/15



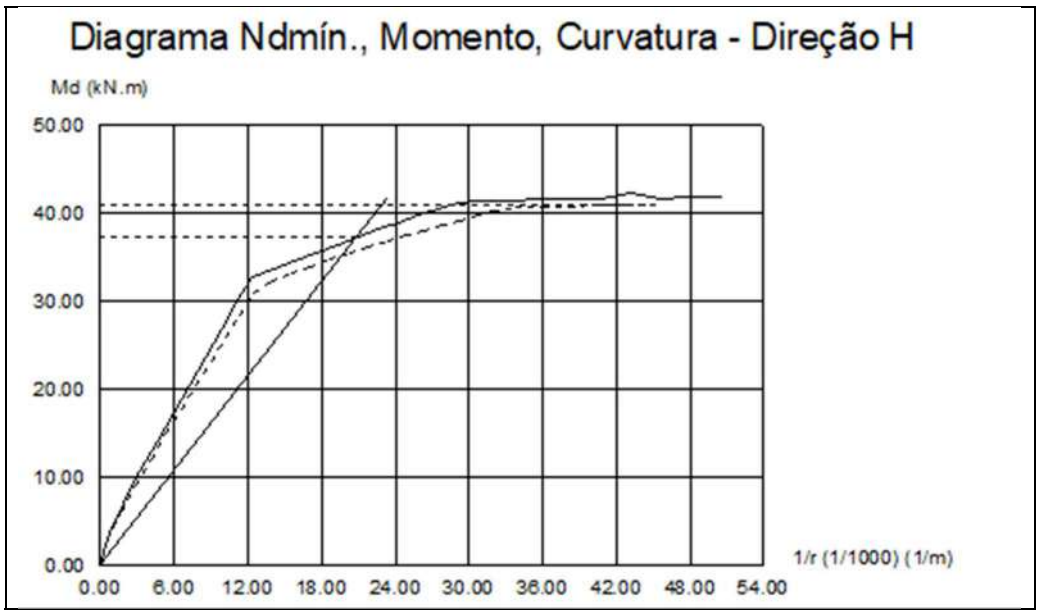


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
50.00
40.00
30.00
20.00
10.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
54.00
1/r (1/1000) (1/m)

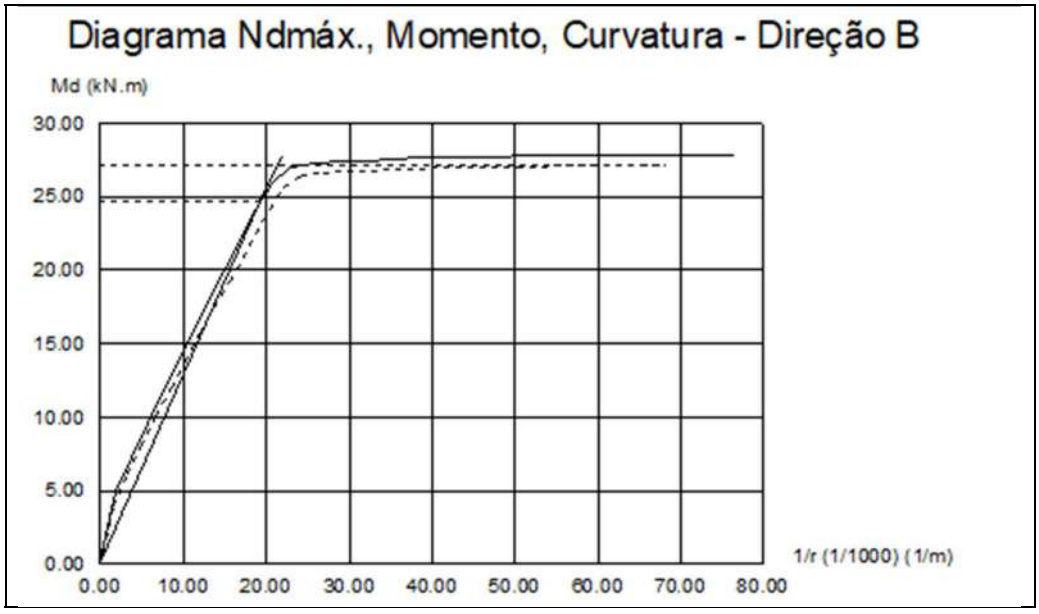


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B
Md (kN.m)
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
10.00
20.00
30.00
40.00
50.00
60.00
70.00
80.00
1/r (1/1000) (1/m)

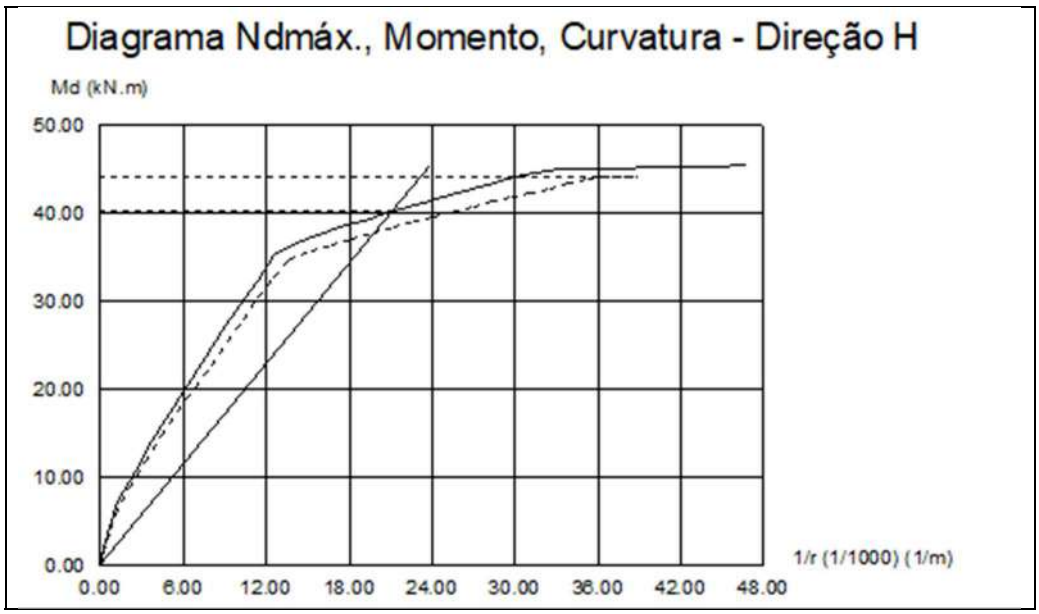


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
50.00
40.00
30.00
20.00
10.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
1/r (1/1000) (1/m)

Cálculo do Pilar P2

Pavimento COBERTURA - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 88.23	Msdtopo = 9.43 kN.m Msdbase = 9.24 kN.m	Ndmax = 67.28 kN Ndmin = 33.74 kN ni = 0.08
H	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 58.82	Msdtopo = 22.10 kN.m Msdbase = 21.13 kN.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 2.06 Msdcentro = 0.83 Msdbase = 1.95	Madtopo = 1.52 Madcentro = 0.76 Madbase = 1.52 M2d = 4.37 Mcd = 0.09	Td = 0.09 kN.m Asl = 0.04 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.8 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V3+0.74D3 Msd(x) = 2.06 kN.m Msd(y) = 23.62 kN.m Mrd(x) = 2.67 kN.m Mrd(y) = 30.51 kN.m Mrd/Msd=1.29
H	Msdtopo = 22.10 Msdcentro = 8.84 Msdbase = 21.13	Madtopo = 1.52 Madcentro = 0.76 Madbase = 1.52 M2d = 2.92 Mcd = 0.24			

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

Dimensionamento da armadura transversal

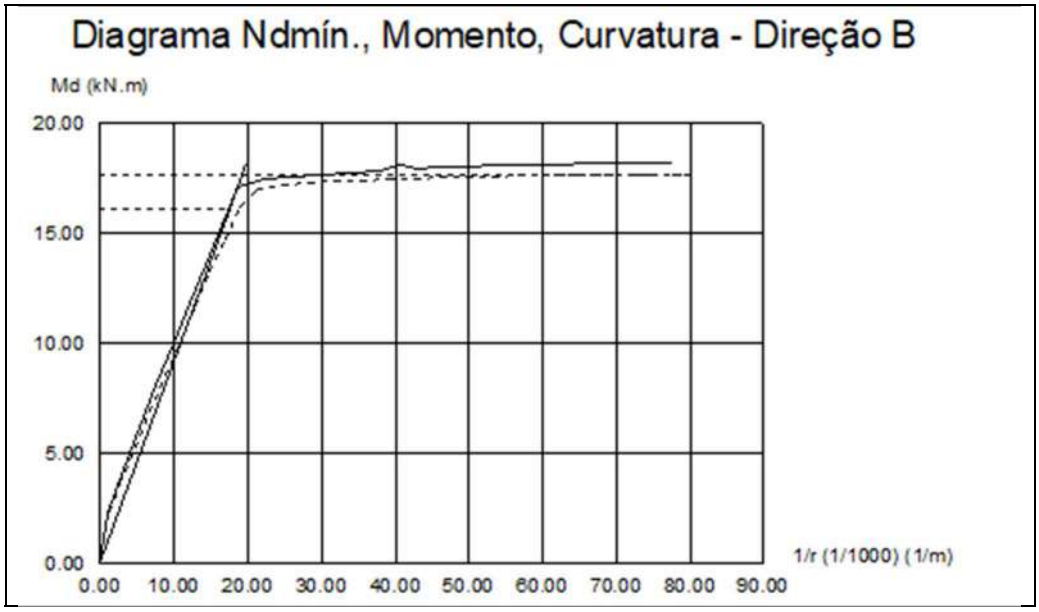
Modelo cálculo	Esforços

Inclinação bielas	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 3.55 kN VBd base = 3.55 kN VHd topo = 8.37 kN VHd base = 8.37 kN	Td = 0.09 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	**Cisalhamento**	**Torção**	**Cisalhamento + Torção**
B	Vd = 3.55 kN VRd2 = 152.12 kN	Td = 0.09 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 8.37 kN VRd2 = 162.88 kN	Td = 0.09 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.17 m Vc0 = 32.82 kN k = 1.52 Vc = 49.77 kN	Vmin = 19.78 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.27 m Vc0 = 35.15 kN k = 1.23 Vc = 43.20 kN	Vmin = 31.76 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 299.00 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/12



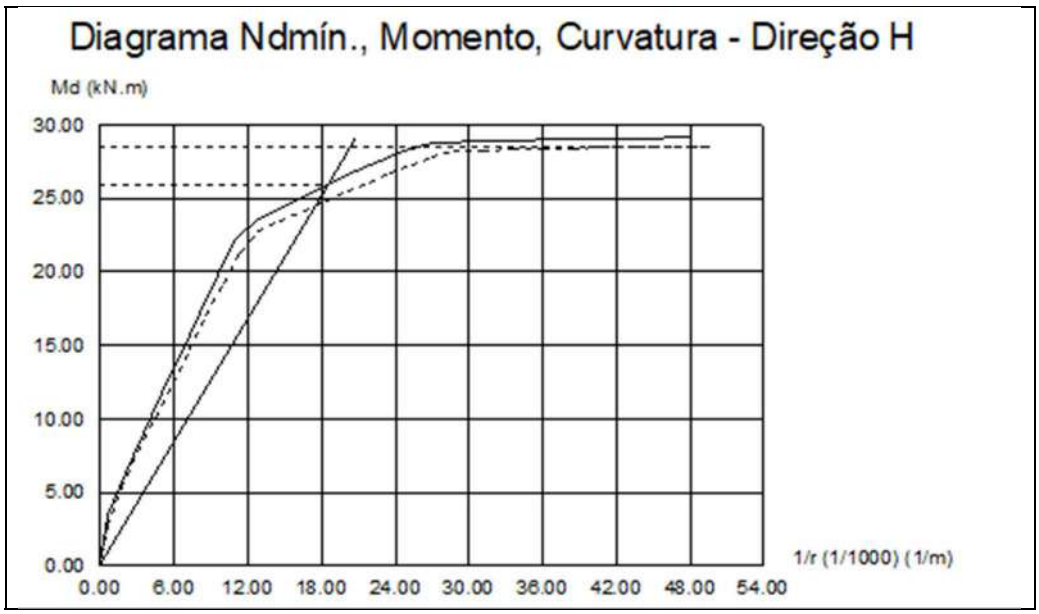


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
54.00
1/r (1/1000) (1/m)

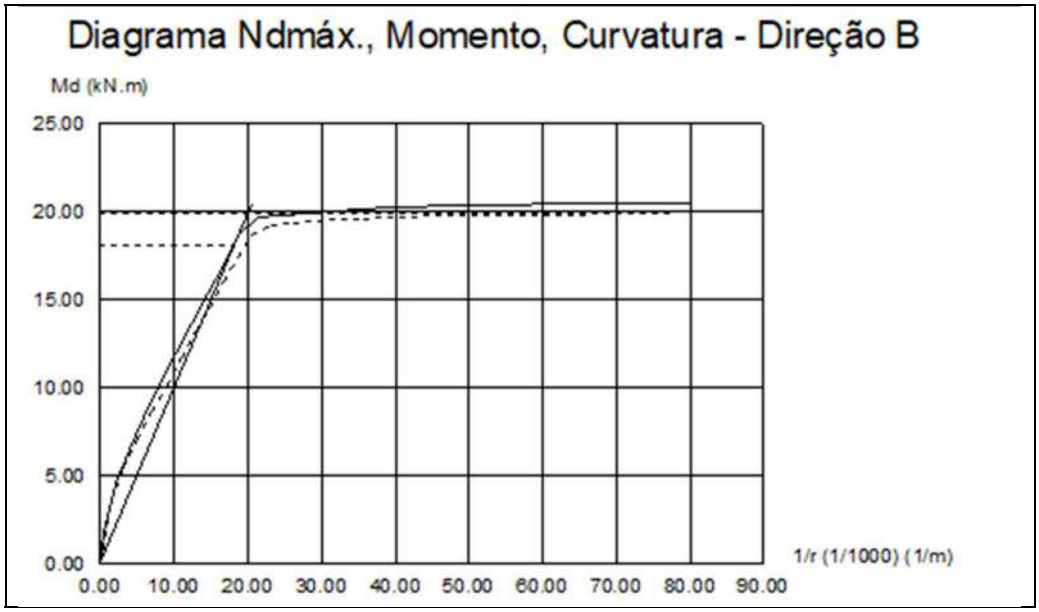


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B
Md (kN.m)
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
10.00
20.00
30.00
40.00
50.00
60.00
70.00
80.00
90.00
1/r (1/1000) (1/m)

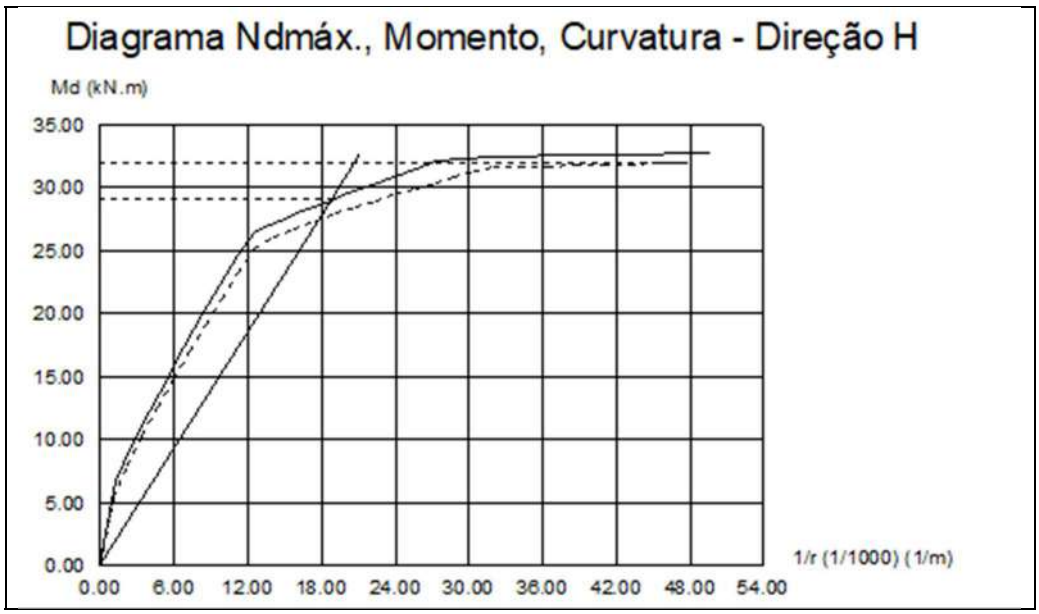


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
35.00
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
54.00
1/r (1/1000) (1/m)

Cálculo do Pilar P3

Pavimento COBERTURA - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 88.23	Msdtopo = 6.41 kN.m Msdbase = 7.56 kN.m	Ndmax = 39.66 kN Ndmin = 9.47 kN ni = 0.05
H	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 58.82	Msdtopo = 12.32 kN.m Msdbase = 12.61 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 6.41 Msdcentro = 3.03 Msdbase = 7.56	Madtopo = 0.78 Madcentro = 0.39 Madbase = 0.78 M2d = 2.25 Mcd = 0.09	Td = 0.14 kN.m Asl = 0.07 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.8 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V1+0.74D1 Msd(x) = 8.34 kN.m Msd(y) = 1.76 kN.m Mrd(x) = 16.97 kN.m Mrd(y) = 3.57 kN.m Mrd/Msd=2.03
H	Msdtopo = 1.31 Msdcentro = 0.70 Msdbase = 1.76	Madtopo = 0.78 Madcentro = 0.39 Madbase = 0.78 M2d = 1.49 Mcd = 0.01			

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

Dimensionamento da armadura transversal

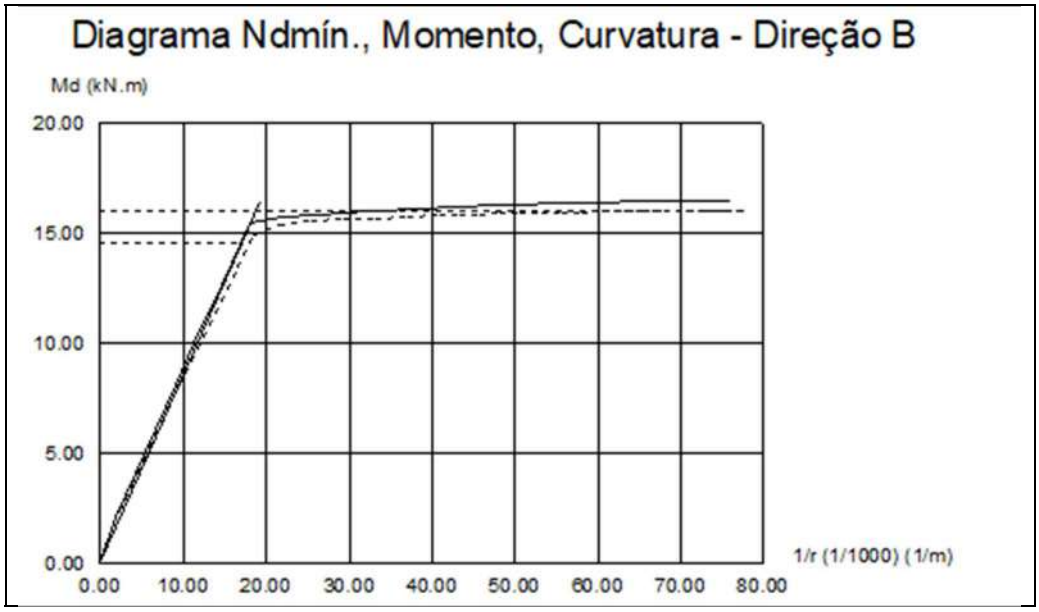
Modelo cálculo	Esforços

Inclinação bielas	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 2.68 kN VBd base = 2.68 kN VHd topo = 4.83 kN VHd base = 4.83 kN	Td = 0.14 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	**Cisalhamento**	**Torção**	**Cisalhamento + Torção**
B	Vd = 2.68 kN VRd2 = 152.12 kN	Td = 0.14 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 4.83 kN VRd2 = 162.88 kN	Td = 0.14 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	**Armadura de cisalhamento**		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.17 m Vc0 = 32.82 kN k = 1.34 Vc = 44.06 kN	Vmin = 19.78 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.27 m Vc0 = 35.15 kN k = 1.35 Vc = 47.30 kN	Vmin = 31.76 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		**Armadura de fretagem**		**Armadura final**
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 299.00 cm²	A90 = 0.03 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/12



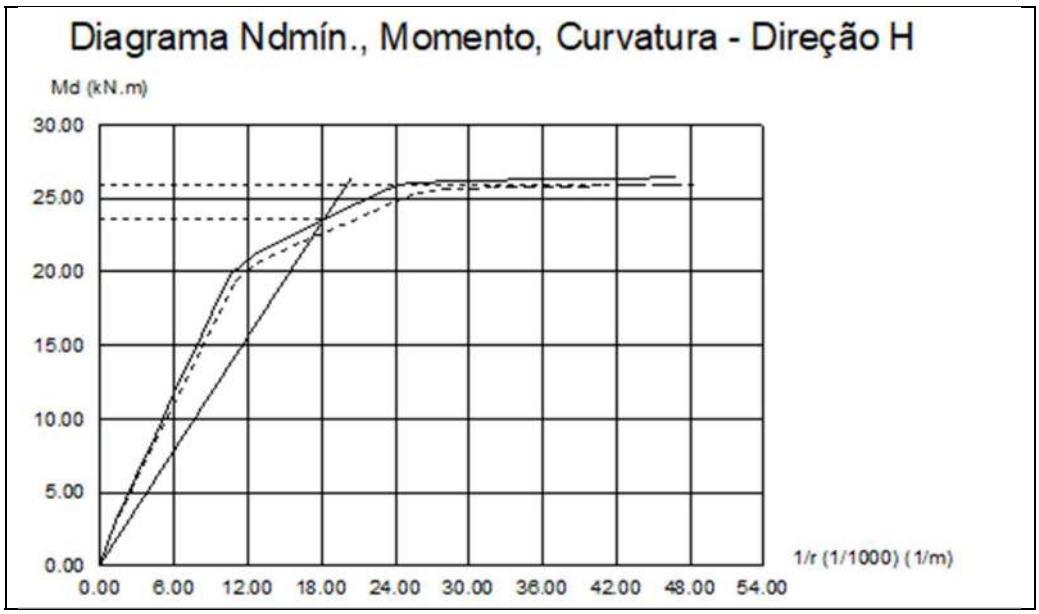


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
54.00
1/r (1/1000) (1/m)

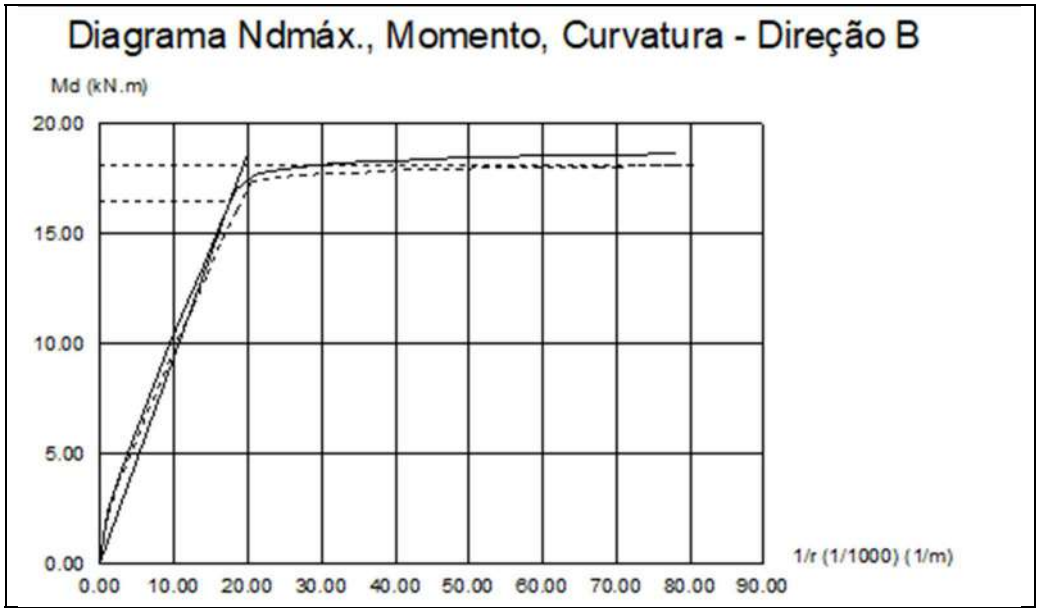


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B
Md (kN.m)
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
10.00
20.00
30.00
40.00
50.00
60.00
70.00
80.00
90.00
1/r (1/1000) (1/m)

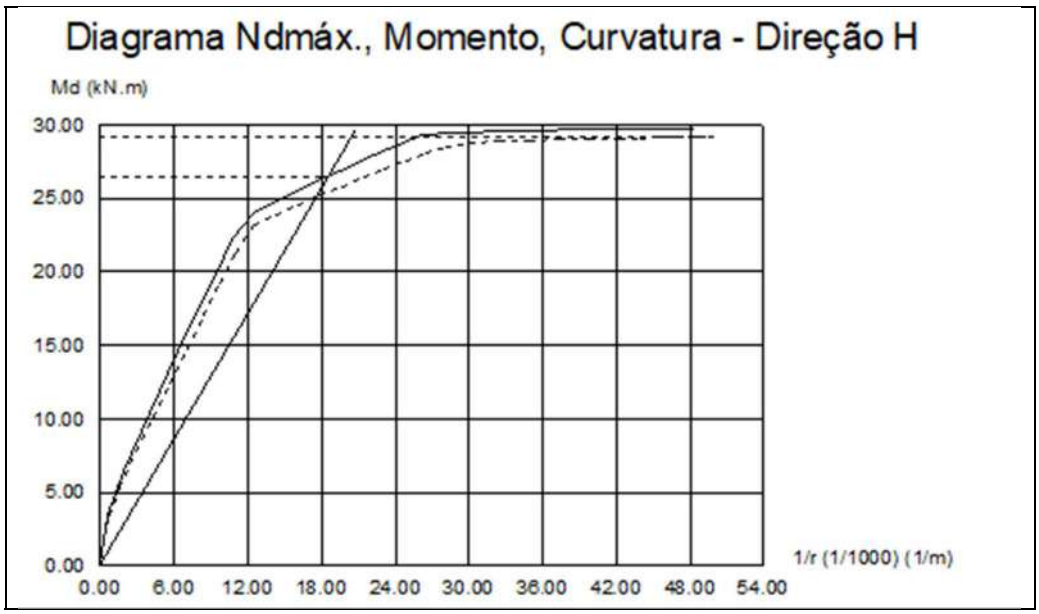


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
54.00
1/r (1/1000) (1/m)

Cálculo do Pilar P4

Pavimento COBERTURA - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 88.23	Msdtopo = 8.23 kN.m Msdbase = 7.94 kN.m	Ndmax = 42.35 kN Ndmin = 19.75 kN ni = 0.05
H	Vínculo = RR li = 5.50 cm Esbeltez = 63.43	Msdtopo = 11.40 kN.m Msdbase = 10.06 kN.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 8.23 Msdcentro = 3.29 Msdbase = 7.94	Madtopo = 0.89 Madcentro = 0.45 Madbase = 0.89 M2d = 2.57 Mcd = 0.13	Td = 0.10 kN.m Asl = 0.05 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.8 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V3+0.74D3 Msd(x) = 9.12 kN.m Msd(y) = 8.56 kN.m Mrd(x) = 15.18 kN.m Mrd(y) = 14.24 kN.m Mrd/Msd=1.66
H	Msdtopo = 8.56 Msdcentro = 4.31 Msdbase = 2.05	Madtopo = 0.89 Madcentro = 0.45 Madbase = 0.89 M2d = 1.99 Mcd = 0.08			

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

Dimensionamento da armadura transversal

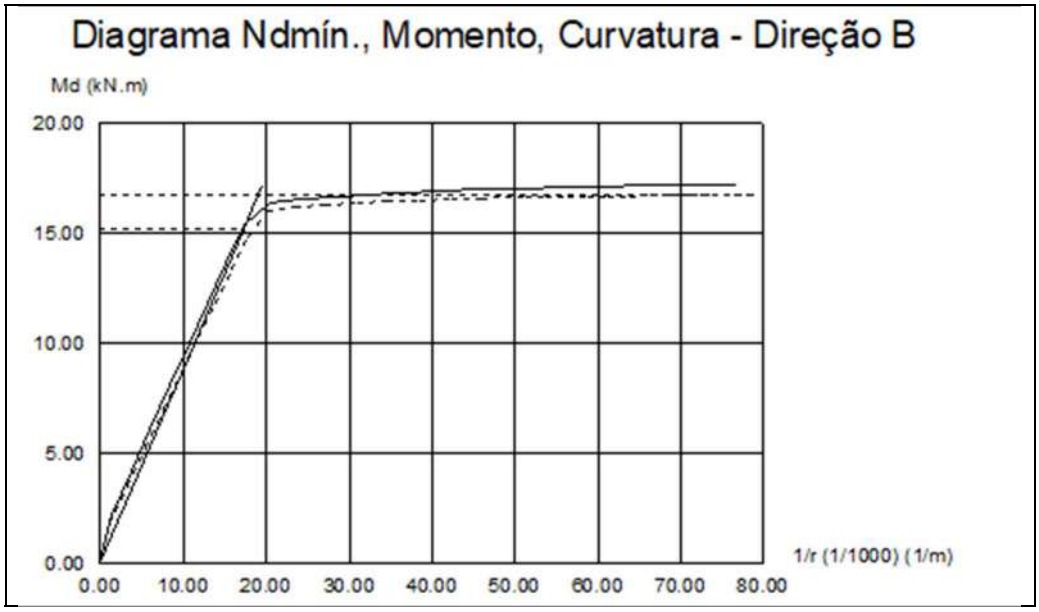
Modelo cálculo	Esforços

Inclinação bielas	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 3.10 kN VBd base = 3.10 kN VHd topo = 4.14 kN VHd base = 4.14 kN	Td = 0.10 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	**Cisalhamento**	**Torção**	**Cisalhamento + Torção**
B	Vd = 3.10 kN VRd2 = 152.12 kN	Td = 0.10 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 4.14 kN VRd2 = 162.88 kN	Td = 0.10 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	**Armadura de cisalhamento**		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.17 m Vc0 = 32.82 kN k = 1.54 Vc = 50.57 kN	Vmin = 19.78 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.27 m Vc0 = 35.15 kN k = 1.22 Vc = 42.88 kN	Vmin = 31.76 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		**Armadura de fretagem**		**Armadura final**
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 299.00 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/12



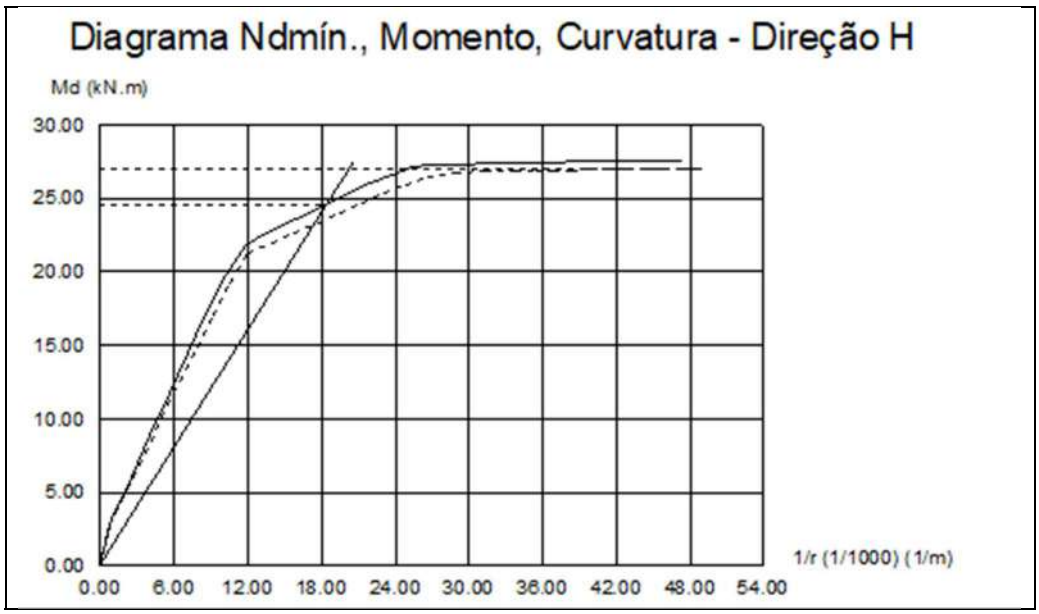


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
54.00
1/r (1/1000) (1/m)

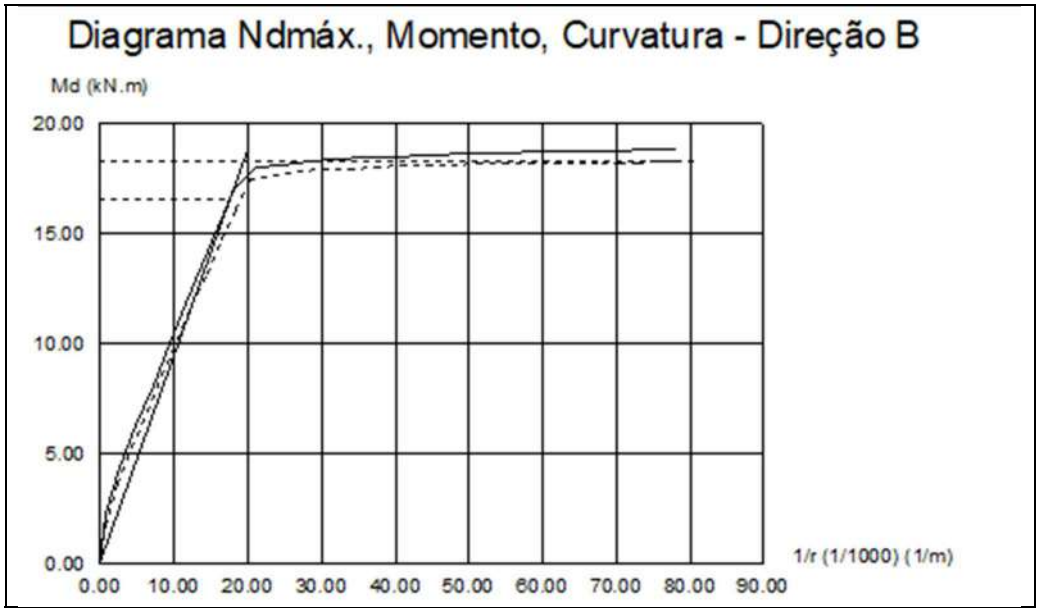


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B
Md (kN.m)
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
10.00
20.00
30.00
40.00
50.00
60.00
70.00
80.00
90.00
1/r (1/1000) (1/m)

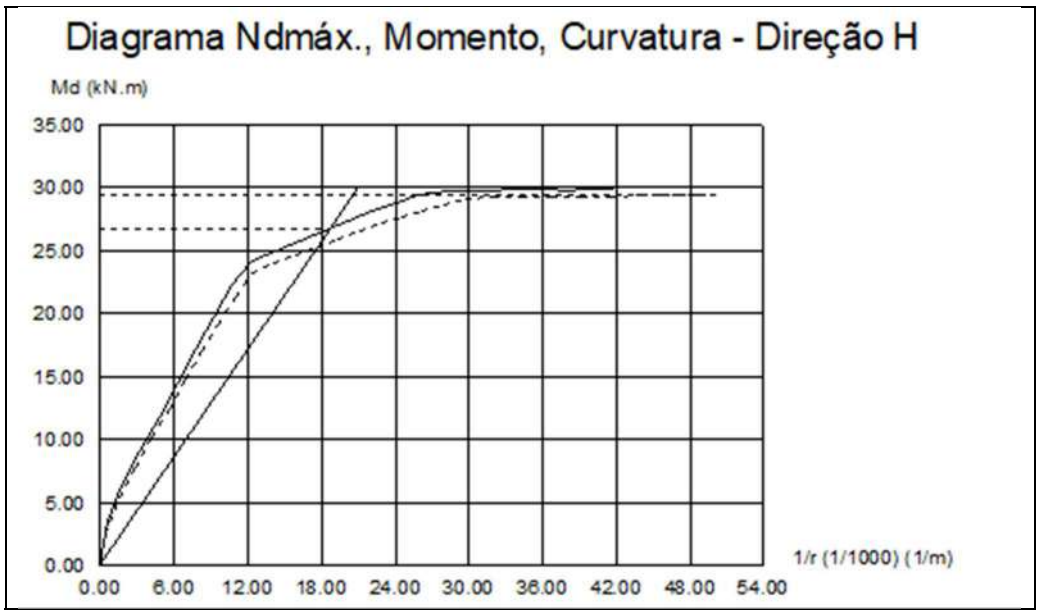


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
35.00
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
54.00
1/r (1/1000) (1/m)

Cálculo do Pilar P5

Pavimento COBERTURA - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 88.23	Msdtopo = 6.66 kN.m Msdbase = 9.00 kN.m	Ndmax = 64.66 kN Ndmin = 31.00 kN ni = 0.08
H	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 58.82	Msdtopo = 24.12 kN.m Msdbase = 19.10 kN.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 1.29 Msdcentro = 1.30 Msdbase = 3.03	Madtopo = 1.46 Madcentro = 0.73 Madbase = 1.46 M2d = 4.20 Mcd = 0.12	Td = 0.06 kN.m Asl = 0.03 cm²	2 ø 12.5 3 ø 12.5 6ø12.5 7.36 cm² 1.2 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V4+0.74D4 Msd(x) = 1.29 kN.m Msd(y) = 25.58 kN.m Mrd(x) = 2.14 kN.m Mrd(y) = 42.30 kN.m Mrd/Msd=1.65
H	Msdtopo = 24.12 Msdcentro = 9.65 Msdbase = 19.10	Madtopo = 1.46 Madcentro = 0.73 Madbase = 1.46 M2d = 2.80 Mcd = 0.26			

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

Dimensionamento da armadura transversal

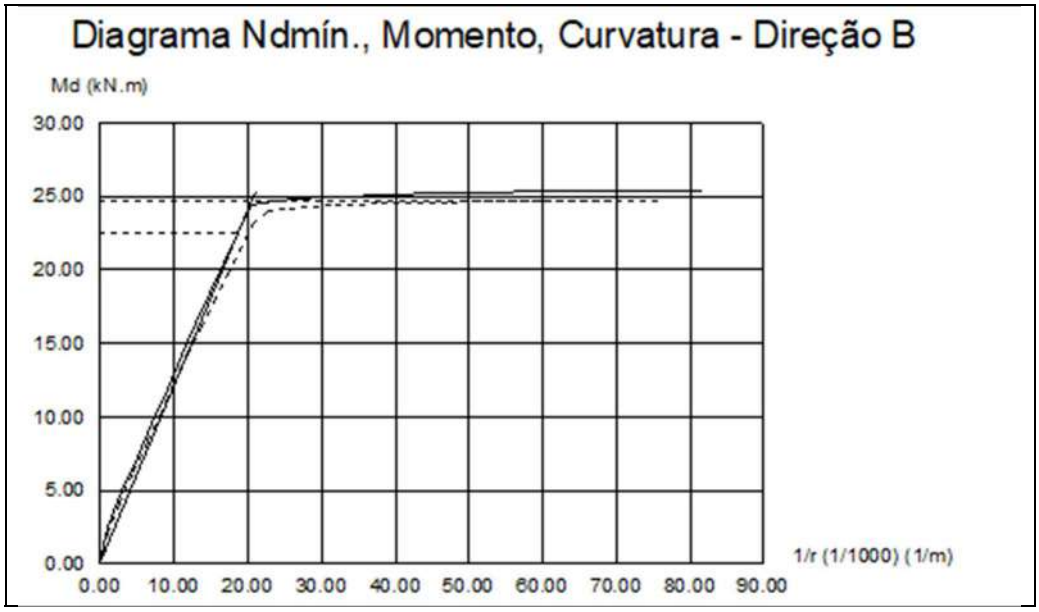
Modelo cálculo	Esforços

Inclinação bielas	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 2.96 kN VBd base = 2.96 kN VHd topo = 8.38 kN VHd base = 8.38 kN	Td = 0.06 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	**Cisalhamento**	**Torção**	**Cisalhamento + Torção**
B	Vd = 2.96 kN VRd2 = 150.97 kN	Td = 0.06 kN.m TRd2 = 9.90 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 8.38 kN VRd2 = 162.11 kN	Td = 0.06 kN.m TRd2 = 9.90 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.16 m Vc0 = 32.58 kN k = 1.43 Vc = 46.61 kN	Vmin = 19.63 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.26 m Vc0 = 34.98 kN k = 1.19 Vc = 41.60 kN	Vmin = 31.61 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 290.06 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/15



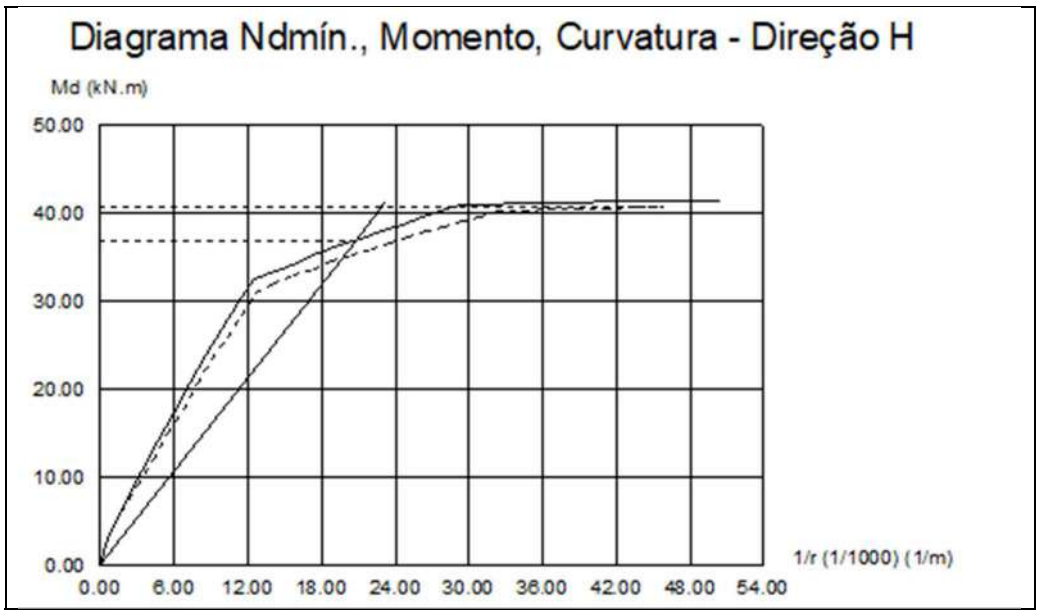


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
50.00
40.00
30.00
20.00
10.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
54.00
1/r (1/1000) (1/m)

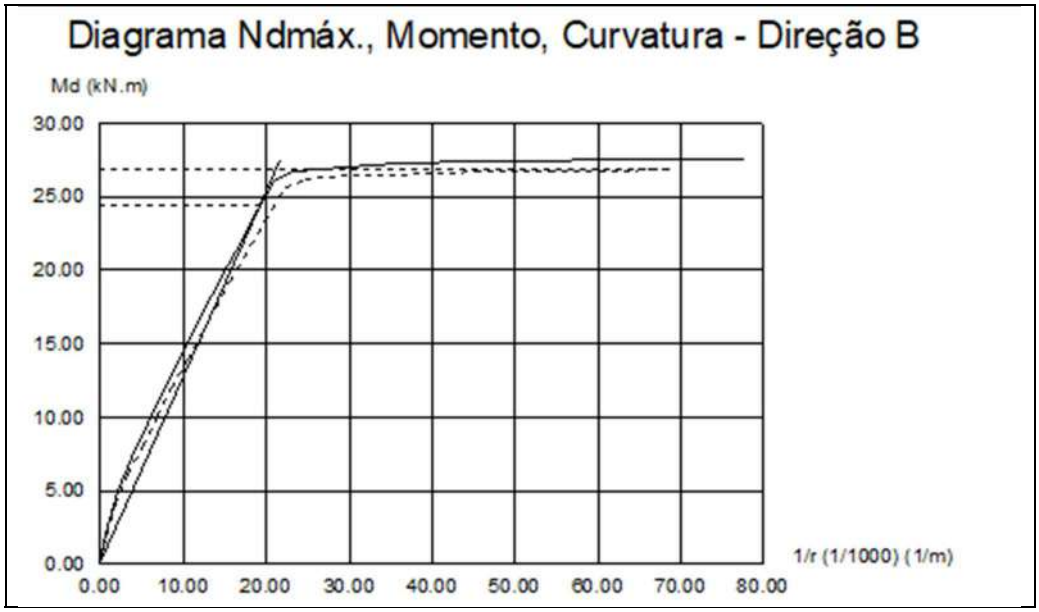


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B
Md (kN.m)
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
10.00
20.00
30.00
40.00
50.00
60.00
70.00
80.00
1/r (1/1000) (1/m)

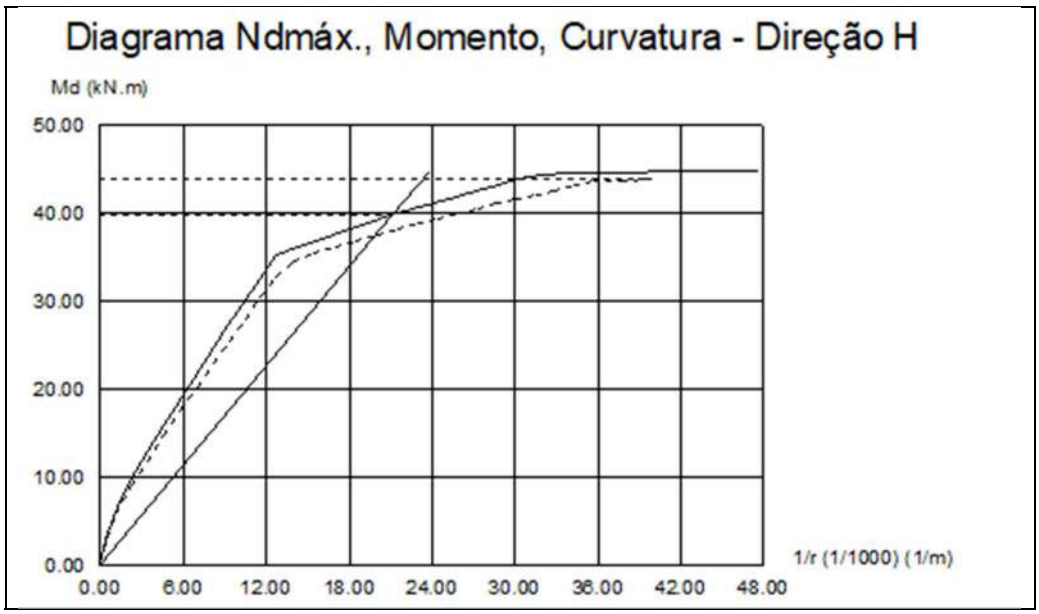


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
50.00
40.00
30.00
20.00
10.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
1/r (1/1000) (1/m)

Cálculo do Pilar P6

Pavimento COBERTURA - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 88.23	Msdtopo = 9.37 kN.m Msdbase = 9.19 kN.m	Ndmax = 60.81 kN Ndmin = 29.02 kN ni = 0.07
H	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 58.82	Msdtopo = 22.40 kN.m Msdbase = 21.53 kN.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 2.04 Msdcentro = 0.82 Msdbase = 1.95	Madtopo = 1.37 Madcentro = 0.69 Madbase = 1.37 M2d = 3.95 Mcd = 0.08	Td = 0.10 kN.m Asl = 0.05 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.8 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V4+0.74D4 Msd(x) = 2.04 kN.m Msd(y) = 23.77 kN.m Mrd(x) = 2.57 kN.m Mrd(y) = 29.95 kN.m Mrd/Msd=1.26
H	Msdtopo = 22.40 Msdcentro = 8.96 Msdbase = 21.53	Madtopo = 1.37 Madcentro = 0.69 Madbase = 1.37 M2d = 2.64 Mcd = 0.21			

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

Dimensionamento da armadura transversal

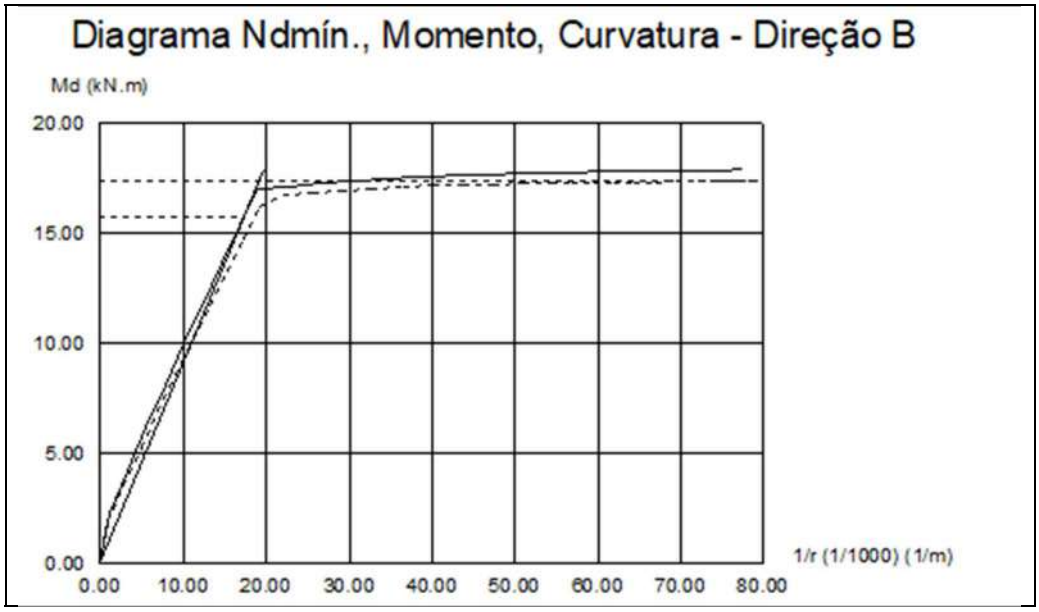
Modelo cálculo	Esforços

Inclinação bielas	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 3.54 kN VBd base = 3.54 kN VHd topo = 8.52 kN VHd base = 8.52 kN	Td = 0.10 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	**Cisalhamento**	**Torção**	**Cisalhamento + Torção**
B	Vd = 3.54 kN VRd2 = 152.12 kN	Td = 0.10 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 8.52 kN VRd2 = 162.88 kN	Td = 0.10 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.17 m Vc0 = 32.82 kN k = 1.47 Vc = 48.16 kN	Vmin = 19.78 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.27 m Vc0 = 35.15 kN k = 1.20 Vc = 42.21 kN	Vmin = 31.76 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 299.00 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/12



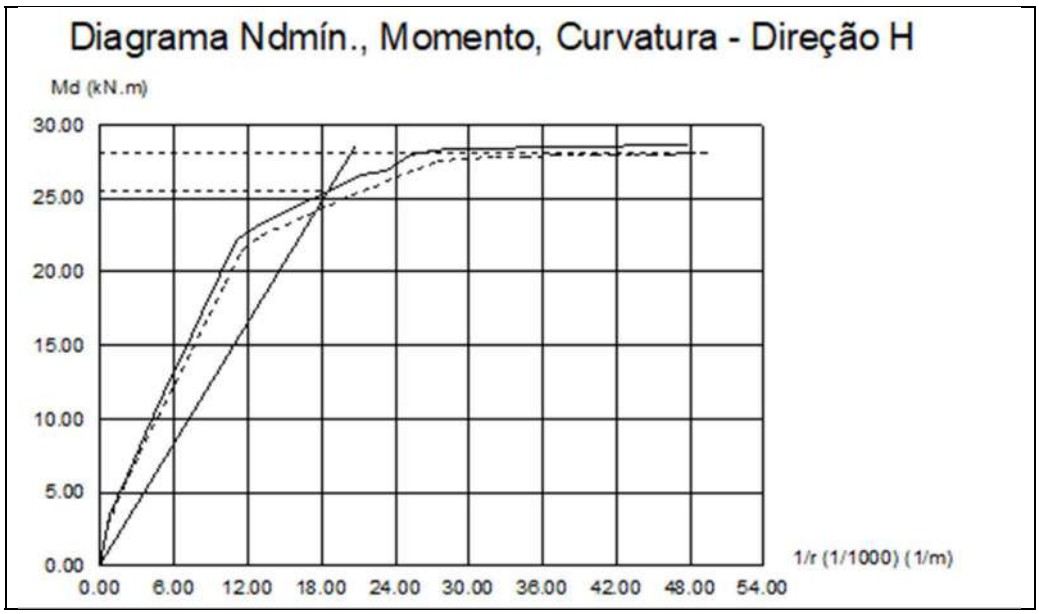


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
54.00
1/r (1/1000) (1/m)

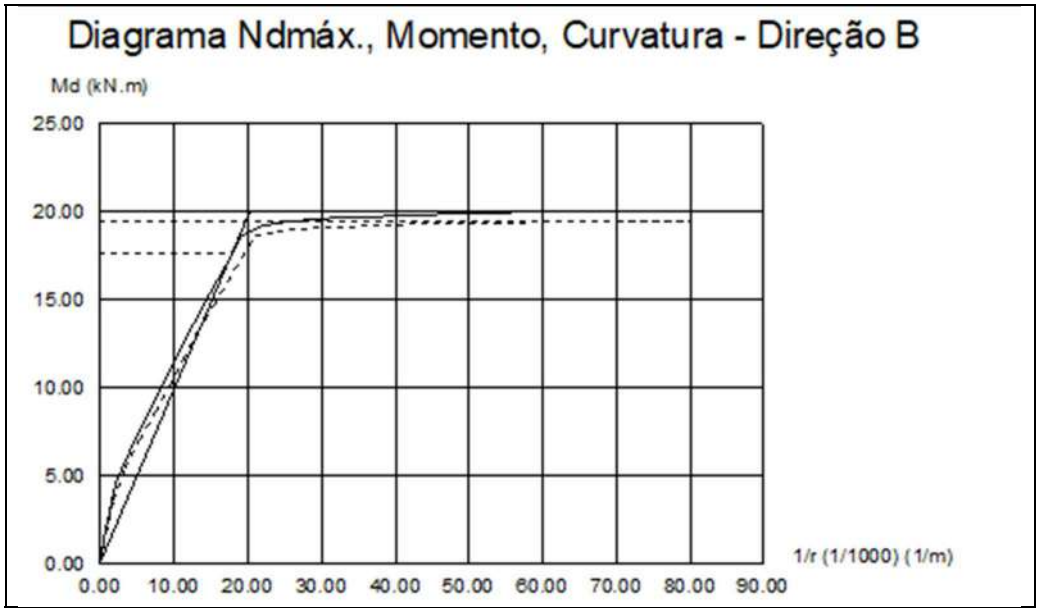


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B
Md (kN.m)
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
10.00
20.00
30.00
40.00
50.00
60.00
70.00
80.00
90.00
1/r (1/1000) (1/m)

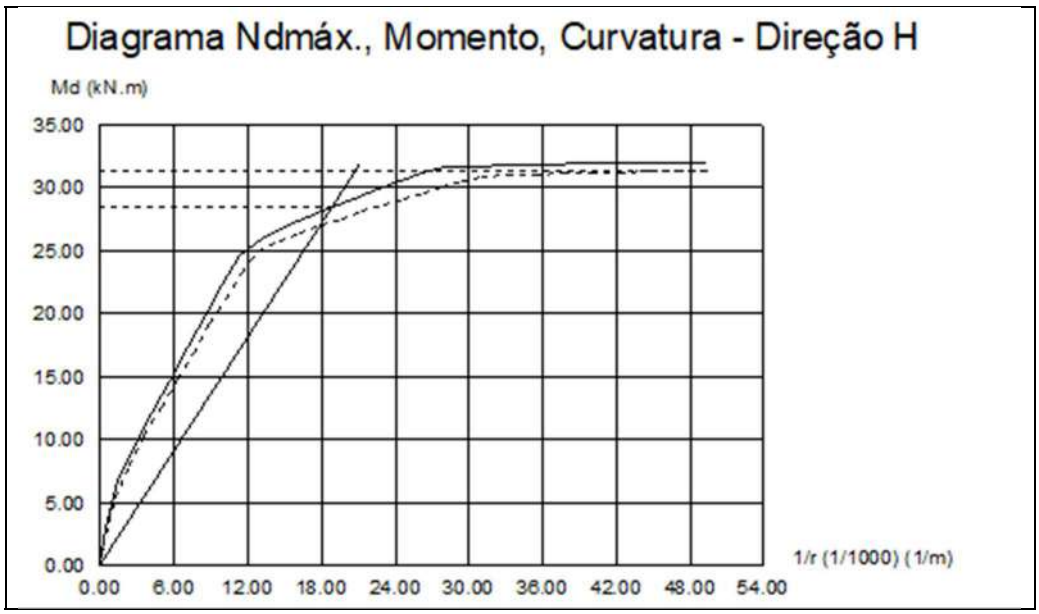


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
35.00
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
54.00
1/r (1/1000) (1/m)

Cálculo do Pilar P7

Pavimento COBERTURA - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 2.50 cm	fck = 20.00 MPa Ecs = 25545 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 88.23	Msdtopo = 6.34 kN.m Msdbase = 7.58 kN.m	Ndmax = 34.63 kN Ndmin = 5.82 kN ni = 0.04
H	Vínculo = RR li = 5.10 cm Esbeltez = 58.82	Msdtopo = 12.46 kN.m Msdbase = 12.48 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 6.34 Msdcentro = 3.03 Msdbase = 7.58	Madtopo = 0.66 Madcentro = 0.33 Madbase = 0.66 M2d = 1.95 Mcd = 0.07	Td = 0.15 kN.m Asl = 0.07 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.8 %	(*) 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V1+0.74D1 Msd(x) = 8.24 kN.m Msd(y) = 1.65 kN.m Mrd(x) = 16.70 kN.m Mrd(y) = 3.34 kN.m Mrd/Msd=2.03
H	Msdtopo = 1.45 Msdcentro = 0.66 Msdbase = 1.65	Madtopo = 0.66 Madcentro = 0.33 Madbase = 0.66 M2d = 1.27 Mcd = 0.01			

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

Dimensionamento da armadura transversal

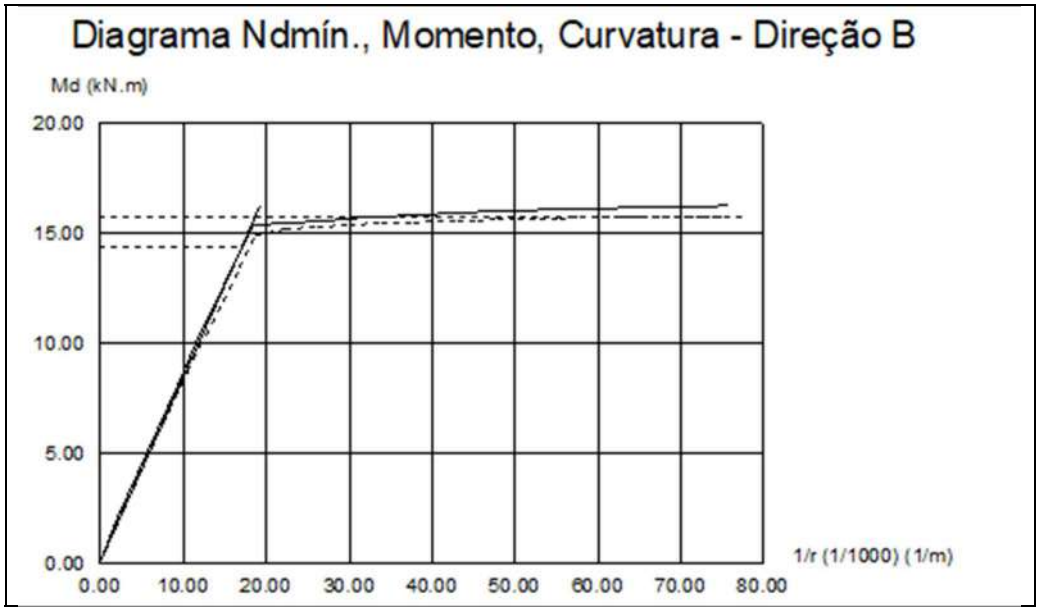
Modelo cálculo	Esforços

Inclinação bielas	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 2.68 kN VBd base = 2.68 kN VHd topo = 4.84 kN VHd base = 4.84 kN	Td = 0.15 kN.m

Verificação de esforços limites			
Direção	**Cisalhamento**	**Torção**	**Cisalhamento + Torção**
B	Vd = 2.68 kN VRd2 = 152.12 kN	Td = 0.15 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 4.84 kN VRd2 = 162.88 kN	Td = 0.15 kN.m TRd2 = 10.21 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	**Armadura de cisalhamento**		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.17 m Vc0 = 32.82 kN k = 1.29 Vc = 42.26 kN	Vmin = 19.78 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.27 m Vc0 = 35.15 kN k = 1.30 Vc = 45.85 kN	Vmin = 31.76 kN Aswmin = 1.77 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		**Armadura de fretagem**		**Armadura final**
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 299.00 cm²	A90 = 0.03 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 1.77 cm²/m ø 5.0 c/12



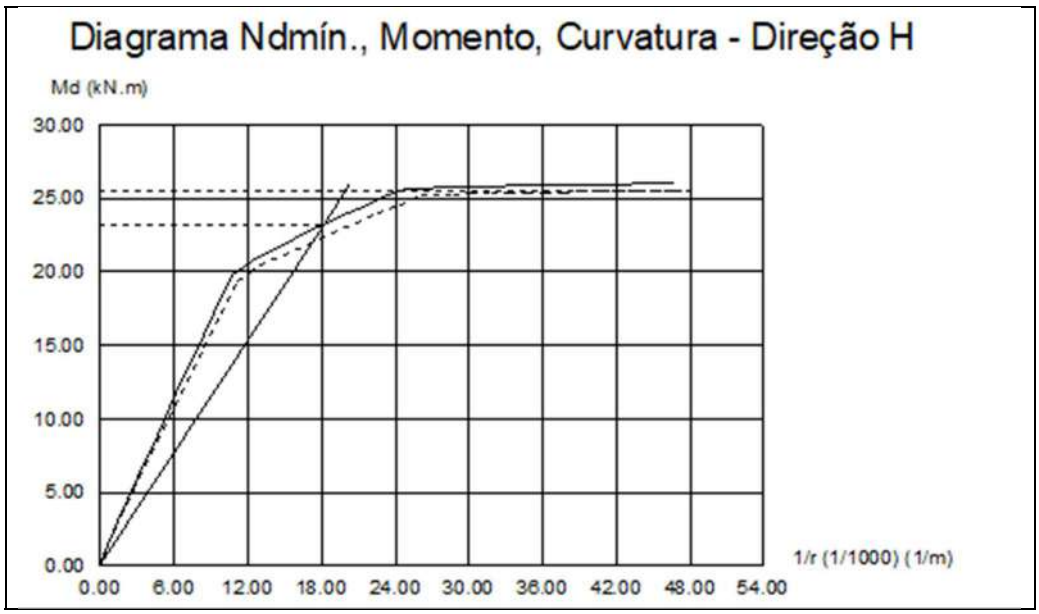


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
54.00
1/r (1/1000) (1/m)

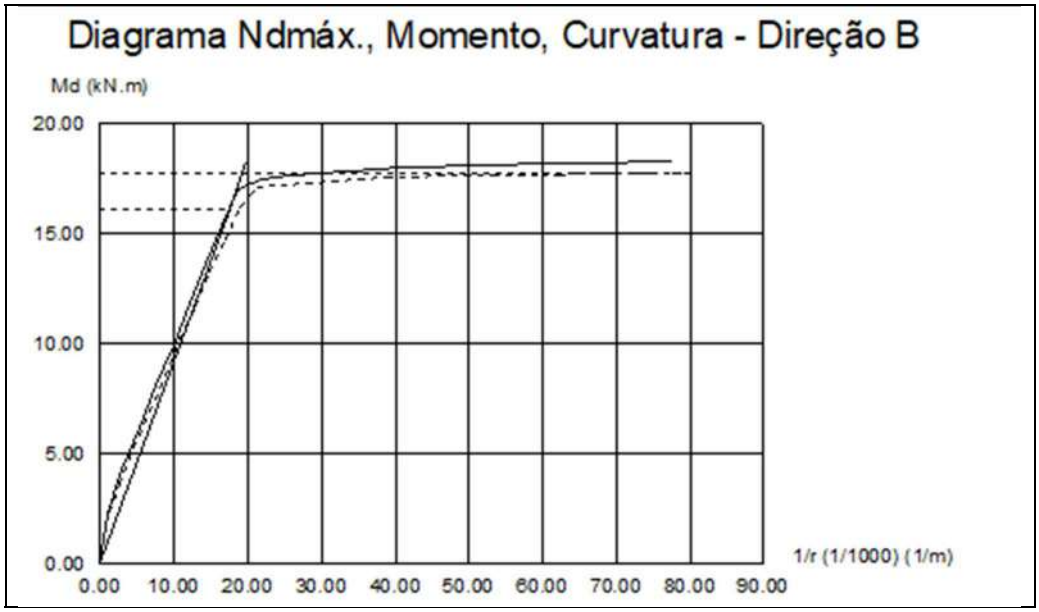


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B
Md (kN.m)
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
10.00
20.00
30.00
40.00
50.00
60.00
70.00
80.00
90.00
1/r (1/1000) (1/m)

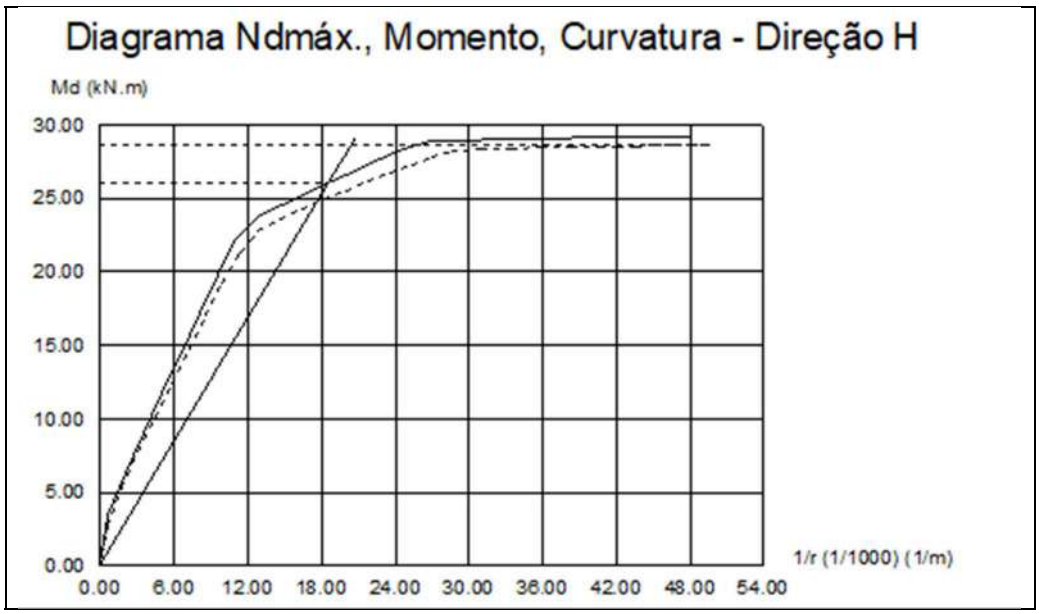


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
54.00
1/r (1/1000) (1/m)

Cálculo dos Pilares

COBERTURA	fck = 20.00 MPa	E = 25545 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 3		cobr = 2.50 cm	

Pilar	**Seção (cm)**	**vínc esb B vínc esb H**	**Nd máx Nd mín (kN)**	**Msd(x) Msd(y) (kN.m)**	**Mrd(x) Mrd(y) (kN.m)**	**Mrd/Msd**	**As b As h (cm²)**
P1	20.00 X 30.00	RR 88.23 RR 58.82	69.84 34.75	1.46 25.82	2.40 42.51	(*) 1.65	2.45 (2 ø 12.5) 3.68 (3 ø 12.5)
P2	20.00 X 30.00	RR 88.23 RR 58.82	67.28 33.74	2.06 23.62	2.67 30.51	(*) 1.29	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P3	20.00 X 30.00	RR 88.23 RR 58.82	39.66 9.47	8.34 1.76	16.97 3.57	(*) 2.03	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P4	20.00 X 30.00	RR 88.23 RR 63.43	42.35 19.75	9.12 8.56	15.18 14.24	(*) 1.66	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P5	20.00 X 30.00	RR 88.23 RR 58.82	64.66 31.00	1.29 25.58	2.14 42.30	(*) 1.65	2.45 (2 ø 12.5) 3.68 (3 ø 12.5)
P6	20.00 X 30.00	RR 88.23 RR 58.82	60.81 29.02	2.04 23.77	2.57 29.95	(*) 1.26	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P7	20.00 X 30.00	RR 88.23 RR 58.82	34.63 5.82	8.24 1.65	16.70 3.34	(*) 2.03	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)

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

Quadro de Cargas e Taxa de Compressão Permanente nos Pilares

COBERTURA						
Pilares	**Seção (cm)**	**Nmáx (kN)**	**Nmin (kN)**	**Nperm (kN)**	**Taxa de compressão (bruta)**	**Taxa de compressão (homogeneizada)**
P1	20x30	51.72	0.00	64.34	0.08	0.06
P2	20x30	50.69	0.00	60.91	0.07	0.06
P3	20x30	29.56	0.00	32.61	0.04	0.03
P4	20x30	31.72	0.00	39.67	0.05	0.04
P5	20x30	47.99	0.00	59.20	0.07	0.05
P6	20x30	46.02	0.00	54.51	0.06	0.05
P7	20x30	25.94	0.00	27.61	0.03	0.03

Vigas do pavimento COBERTURA

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kN.m)	As	Als	Md (kN.m)	As	Als	
VS1	0.00	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-0.08	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
	2.70	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-10.20	3 ø 12.5	2 ø 10.0	
	6.00	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-8.00	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
	0.28	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-5.70	2 ø 10.0	2 ø 8.0	
VS2	0.00	2 ø 8.0		-0.15	2 ø 8.0		
	2.31	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-9.89	3 ø 12.5	2 ø 10.0	
	5.58	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-6.85	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
	0.22	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-5.30	2 ø 10.0	2 ø 8.0	
VS3	38.31	4 ø 12.5	2 ø 12.5	-25.08	3 ø 12.5	2 ø 12.5	
				-26.69	3 ø 12.5	2 ø 12.5	
VS4	24.57	3 ø 10.0	2 ø 8.0	-23.59	2 ø 10.0	2 ø 8.0	
				-25.25	3 ø 10.0	2 ø 8.0	
VS5	8.51	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-12.72	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
	7.82	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-6.62	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
				-14.01	2 ø 10.0	2 ø 8.0	

Esforços da Viga VS1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
		0.00											
1	0.49 0.45	0.45	0.53	0.00			0.00	0.00	1.84				-0.08 -0.83
P1		0.20								9.85			
2	2.95 2.75	2.75	1.50	0.00			0.75	0.00	13.77		2.70	0.93 0.66	-10.20 -6.74
P2		0.20								11.47			
3	2.95 2.75	2.75	1.50	0.00			0.91	0.00	11.28		6.00	4.70	-8.00 -5.70
P3		0.20								8.30			
4	0.49 0.45	0.45	0.53	0.00			0.00	0.00	2.74			0.28	-0.76
		0.00											

Esforços da Viga VS2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
		0.00											
1	0.49 0.45	0.45	0.53	0.00			0.00	0.00	1.38				-0.15 -0.64
P5		0.20								7.77			
2	2.95 2.75	2.75	1.50	0.00			0.83	0.00	11.33		2.31	1.19 1.53	-9.89 -5.55
P6		0.20								8.85			
3	2.95 2.75	2.75	1.50	0.00			1.00	0.00	9.62		5.58	0.80 5.03	-6.85 -5.30
P7		0.20								6.24			
4	0.49 0.45	0.45	0.53	0.00			0.00	0.00	1.87			0.22	-0.47
		0.00											

Esforços da Viga VS3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P5		0.30								29.54			
1	3.85 3.55	1.78	2.50	0.00			4.47	0.00	44.84			0.75 38.31	-25.08
		0.00											
2		1.78	2.50	0.00			4.57	0.00	47.10			38.31	-26.69
P1		0.30								31.16			

Esforços da Viga VS4

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P6		0.30								24.43			
1	3.85 3.55	1.78	2.50	0.00			4.59	0.00	37.82			2.42 24.57	-23.59
		0.00											
2		1.78	2.50	0.00			4.45	0.00	39.73			24.57 1.22	-25.25
P2		0.30								25.81			

Esforços da Viga VS5

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P7		0.30								8.54			
1	1.90 1.68	1.68	1.50	0.00			1.43	0.00	17.16			8.51 1.99	-12.72 -6.62
P4		0.20								15.95			
2	1.90 1.68	1.68	1.50	0.00			1.41	0.00	19.42		7.82	2.09 7.58	-6.52 -14.01
P3		0.30								10.08			

Resultados da Viga VS1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
			2 ø 8.0 0.14	2 ø 8.0 0.42					0.00
1	0.45	15.00 x 14.00	2 ø 8.0 0.42	2 ø 8.0 0.14		ø 5.0 c/ 5			0.00
P1	0.20		2 ø 10.0 1.00	3 ø 12.5 3.04					0.05
2	2.75	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.95	2 ø 8.0 0.28		ø 5.0 c/ 21		2x2 ø 6.3	0.00
P2	0.20		2 ø 8.0 0.28	2 ø 8.0 0.95					0.02
3	2.75	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.24		ø 5.0 c/ 21		2x2 ø 6.3	0.01
P3	0.20		2 ø 8.0 0.28	2 ø 10.0 1.63					0.02
4	0.45	15.00 x 14.00	2 ø 8.0 0.55	2 ø 8.0 0.27		ø 5.0 c/ 5			0.00
									0.00

Resultados da Viga VS2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
				2 ø 8.0 0.32					0.00
1	0.45	15.00 x 14.00	2 ø 8.0 0.32			ø 5.0 c/ 5			0.00
P5	0.20		2 ø 10.0 0.83	3 ø 12.5 2.87					0.05
2	2.75	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.24		ø 5.0 c/ 21		2x2 ø 6.3	0.00
P6	0.20		2 ø 8.0 0.33	2 ø 8.0 1.01					0.01
3	2.75	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.24		ø 5.0 c/ 22		2x2 ø 6.3	0.01
P7	0.20		2 ø 8.0 0.34	2 ø 10.0 1.58					0.01
4	0.45	15.00 x 14.00	2 ø 8.0 0.41	2 ø 8.0 0.14		ø 5.0 c/ 5			0.00
									0.00

Resultados da Viga VS3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P5	0.30		2 ø 12.5 2.16	3 ø 12.5 3.41					0.01
1	3.55	20.00 x 50.00	4 ø 12.5 4.09	2 ø 12.5 2.16		ø 5.0 c/ 10		2x2 ø 8.0	0.04
P1	0.30		2 ø 12.5 2.16	3 ø 12.5 3.49					0.02

Resultados da Viga VS4

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P6	0.30		2 ø 8.0 0.41	2 ø 10.0 1.58					0.05
1	3.55	20.00 x 50.00	3 ø 10.0 1.50	2 ø 8.0 0.41		ø 5.0 c/ 15		2x2 ø 8.0	0.06
P2	0.30		2 ø 8.0 0.41	3 ø 10.0 1.67					0.03

Resultados da Viga VS5

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P7	0.30		2 ø 8.0 0.24	2 ø 8.0 1.05					0.02
1	1.68	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.24		ø 5.0 c/ 21		2x2 ø 6.3	0.01
P4	0.20		2 ø 8.0 0.24	2 ø 8.0 0.92					0.01
2	1.68	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.24		ø 5.0 c/ 21		2x2 ø 6.3	0.01
P3	0.30		2 ø 8.0 0.24	2 ø 10.0 1.13					0.02

Cálculo da viga VS1

Pavimento COBERTURA - Lance 3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final	Armadura de pele
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 14.00 cm	Md = 1.31 kN.m As = 0.28 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.53 cm	Td = 0.30 kN.m Asl = 0.28 cm² Aspele = 0.00 cm² As =+ 0.14 cm² A's=+0.14 cm²			As = 0.42 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 11.10 cm % armad. = 0.48 A's = 0.14 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 0.00 kN.m fiss = 0.00 mm	
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Td = 3.19 kN.m Asl = 1.75 cm² Aspele = 1.20 cm² As =+ 0.28 cm² A's=+0.28 cm²	Fd = 0.75 kN situação: GE Meq = 0.13 kN.m As = 0.16 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.34 cm		As = 0.95 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.28 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 1.36 kN.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 0.60 cm² Esp Max = 12.37 cm 2x2ø6.3 (0.62 cm²)
3 3-3	retangular bw = 15.00	Md = 10.67 kN.m As = 0.67	Td = 2.63 kN.m Asl = 1.44	Fd = 0.91 kN situação: GE Meq = 0.15		As = 0.90 cm² (2ø8.0 -	Taxa = 0.10% As pele =

	cm h = 40.00 cm	cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	cm² Aspele = 1.20 cm² As =+ 0.12 cm² A's=+0.12 cm²	kN.m As = 0.36 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.74 cm		1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.24 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 3.07 kN.m fiss = 0.01 mm	0.60 cm² Esp Max = 12.37 cm 2x2ø6.3 (0.62 cm²)
4 4-4	retangular bw = 15.00 cm h = 14.00 cm	Md = 1.31 kN.m As = 0.28 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.53 cm	Td = 0.59 kN.m Asl = 0.54 cm² Aspele = 0.00 cm² As =+ 0.27 cm² A's=+0.27 cm²			As = 0.55 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 11.10 cm % armad. = 0.48 A's = 0.27 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 0.19 kN.m fiss = 0.00 mm	

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1.31 kN.m As = 0.28 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.53 cm			As = 0.42 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 11.10 cm % armad. = 0.48 A's = 0.14 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 0.05 kN.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 10.20 kN.m As = 2.73 cm² A's = 0.68 cm² yLN = 3.92 cm	Fd = 0.74 kN situação: GE Meq = 0.03 kN.m As = 2.72 cm² A's = 0.69 cm² yLN = 3.92 cm		As = 3.04 cm² (3ø12.5 - 3.68 cm²) d = 10.88 cm % armad. = 1.75 A's = 1.00 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) F = 0.00 kN M = 4.90 kN.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Fd = 0.90 kN situação: GE Meq = 0.15 kN.m As = 0.49 cm² A's = 0.00 cm²		As = 0.95 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.28 cm²

		yLN = 0.98 cm		(2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 4.06 kN.m fiss = 0.02 mm
4	Md = 5.70 kN.m As = 1.35 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.58 cm	Fd = 0.91 kN situação: GE Meq = 0.04 kN.m As = 1.34 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.60 cm		As = 1.63 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) d = 11.00 cm % armad. = 0.75 A's = 0.28 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 1.51 kN.m fiss = 0.02 mm
5	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.84 kN VRd2 = 62.57 kN	Td = 0.30 kN.m TRd2 = 1.90 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19
2 2-2	Vd = 13.77 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 3.19 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.33
3 3-3	Vd = 11.28 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 2.63 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.27
4 4-4	Vd = 2.74 kN VRd2 = 62.57 kN	Td = 0.59 kN.m TRd2 = 1.90 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.36

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 11.10 cm Vc0 = 12.81 kN k = 1.00		Vmin = 62.20 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 5		he = 3.62 cm Ae = 75.44 cm²	A90 = 0.27 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 5 ø 6.3 c/ 5 ø 8.0 c/ 5 ø 10.0 c/ 5
2 2-2	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.02		Vmin = 49.50 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 21		he = 5.45 cm Ae = 314.64 cm²	A90 = 0.67 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 21 ø 6.3 c/ 21 ø 8.0 c/ 21 ø 10.0 c/ 21
3	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN		Vmin = 49.50 kN Aswmin = 1.54		he = 5.45 cm Ae = 314.64 cm²	A90 = 0.55 cm² (2 ramos)

3-3	k = 1.01		cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 21			ø 5.0 c/ 21 ø 6.3 c/ 22 ø 8.0 c/ 22 ø 10.0 c/ 22
4 4-4	d = 11.10 cm Vc0 = 12.81 kN k = 1.00		Vmin = 62.20 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 5		he = 3.62 cm Ae = 75.44 cm²	A90 = 0.52 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 5 ø 6.3 c/ 5 ø 8.0 c/ 5 ø 10.0 c/ 5

Cálculo da viga VS2

Pavimento COBERTURA - Lance 3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final	Armadura de pele
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 14.00 cm	Md = 1.31 kN.m As = 0.28 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.53 cm				As = 0.32 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 11.10 cm % armad. = 0.48 F = 0.00 kN M = 0.00 kN.m fiss = 0.00 mm	
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Td = 1.63 kN.m Asl = 0.90 cm² Aspele = 1.20 cm² As =+ 0.00 cm² A's=+0.00 cm²	Fd = 0.83 kN situação: GE Meq = 0.14 kN.m As = 0.13 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.29 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.24 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 0.91 kN.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 0.60 cm² Esp Max = 12.37 cm 2x2ø6.3 (0.62 cm²)
3 3-3	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00	Td = 1.21 kN.m Asl = 0.67 cm²	Fd = 1.00 kN situação: GE Meq = 0.17 kN.m As = 0.34 cm²		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10	Taxa = 0.10% As pele = 0.60 cm² Esp Max =

		cm² yLN = 1.29 cm	Aspele = 1.20 cm² As =+ 0.00 cm² A's=+0.00 cm²	A's = 0.00 cm² yLN = 0.69 cm		cm % armad. = 0.17 A's = 0.24 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 2.63 kN.m fiss = 0.01 mm	12.37 cm 2x2ø6.3 (0.62 cm²)
4 4-4	retangular bw = 15.00 cm h = 14.00 cm	Md = 1.31 kN.m As = 0.28 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.53 cm	Td = 0.30 kN.m Asl = 0.27 cm² Aspele = 0.00 cm² As =+ 0.14 cm² A's=+0.14 cm²			As = 0.41 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 11.10 cm % armad. = 0.48 A's = 0.14 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 0.15 kN.m fiss = 0.00 mm	

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1.31 kN.m As = 0.28 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.53 cm			As = 0.32 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 11.10 cm % armad. = 0.48 F = 0.00 kN M = 0.09 kN.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 9.89 kN.m As = 2.64 cm² A's = 0.59 cm² yLN = 3.92 cm	Fd = 0.83 kN situação: GE Meq = 0.03 kN.m As = 2.63 cm² A's = 0.60 cm² yLN = 3.92 cm		As = 2.87 cm² (3ø12.5 - 3.68 cm²) d = 10.88 cm % armad. = 1.75 A's = 0.83 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) F = 0.00 kN M = 4.66 kN.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Fd = 1.00 kN situação: GE Meq = 0.17 kN.m As = 0.42 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.84 cm		As = 1.01 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.33 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN

				M = 3.24 kN.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 5.30 kN.m As = 1.24 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.37 cm	Fd = 1.00 kN situação: GE Meq = 0.04 kN.m As = 1.23 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.39 cm		As = 1.58 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) d = 11.00 cm % armad. = 0.75 A's = 0.34 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 1.21 kN.m fiss = 0.01 mm
5	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.38 kN VRd2 = 62.57 kN	Td = 0.15 kN.m TRd2 = 1.90 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
2 2-2	Vd = 11.33 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 1.63 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19
3 3-3	Vd = 9.62 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 1.21 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15
4 4-4	Vd = 1.87 kN VRd2 = 62.57 kN	Td = 0.30 kN.m TRd2 = 1.90 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 11.10 cm Vc0 = 12.81 kN k = 1.00		Vmin = 62.20 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 5			
2 2-2	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.03		Vmin = 49.50 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 21		he = 5.45 cm Ae = 314.64 cm²	A90 = 0.34 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 21 ø 6.3 c/ 22 ø 8.0 c/ 22 ø 10.0 c/ 22
3 3-3	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.02		Vmin = 49.50 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 22		he = 5.45 cm Ae = 314.64 cm²	A90 = 0.26 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 21 ø 6.3 c/ 22 ø 8.0 c/ 22

						ø 10.0 c/ 22
4 4-4	d = 11.10 cm Vc0 = 12.81 kN k = 1.00		Vmin = 62.20 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 5		he = 3.62 cm Ae = 75.44 cm²	A90 = 0.26 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 5 ø 6.3 c/ 5 ø 8.0 c/ 5 ø 10.0 c/ 5

Cálculo da viga VS3

Pavimento COBERTURA - Lance 3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final	Armadura de pele
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 50.00 cm	Md = 38.31 kN.m As = 1.94 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.77 cm	Td = 15.67 kN.m Asl = 6.31 cm² Aspele = 2.00 cm² As =+ 2.16 cm² A's=+2.16 cm²	Fd = 4.57 kN situação: GE Meq = 1.00 kN.m As = 1.88 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 2.85 cm		As = 4.09 cm² (4ø12.5 - 4.91 cm²) d = 46.88 cm % armad. = 0.49 A's = 2.16 cm² (2ø12.5 - 2.45 cm²) F = 0.00 kN M = 27.43 kN.m fiss = 0.04 mm	Taxa = 0.10% As pele = 1.00 cm² Esp Max = 15.00 cm 2x2ø8.0 (1.01 cm²)

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 25.08 kN.m As = 1.25 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.80 cm	Fd = 4.47 kN situação: GE Meq = 0.98 kN.m As = 1.20 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.87 cm		As = 3.41 cm² (3ø12.5 - 3.68 cm²) d = 46.88 cm % armad. = 0.37 A's = 2.16 cm² (2ø12.5 - 2.45 cm²) F = 0.00 kN M = 12.41 kN.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm²			

	A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 26.69 kN.m As = 1.34 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.91 cm	Fd = 4.57 kN situação: GE Meq = 1.00 kN.m As = 1.28 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.99 cm		As = 3.49 cm² (3ø12.5 - 3.68 cm²) d = 46.88 cm % armad. = 0.37 A's = 2.16 cm² (2ø12.5 - 2.45 cm²) F = 0.00 kN M = 13.61 kN.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 47.10 kN VRd2 = 352.31 kN	Td = 15.67 kN.m TRd2 = 27.39 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.71

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 46.88 cm Vc0 = 72.14 kN k = 1.01		Vmin = 131.33 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 10		he = 7.14 cm Ae = 551.02 cm²	A90 = 1.89 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 10 ø 6.3 c/ 17 ø 8.0 c/ 28 ø 10.0 c/ 28

Cálculo da viga VS4

Pavimento COBERTURA - Lance 3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final	Armadura de pele
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 50.00 cm	Md = 24.57 kN.m As = 1.23 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.75 cm	Td = 2.83 kN.m Asl = 1.14 cm² Aspele = 2.00 cm² As =+ 0.00 cm² A's=+0.00 cm²	Fd = 4.59 kN situação: GE Meq = 1.01 kN.m As = 1.17 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.83 cm		As = 1.50 cm² (3ø10.0 - 2.36 cm²) d = 47.00 cm % armad. = 0.24 A's = 0.41 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 17.43 kN.m fiss = 0.06 mm	Taxa = 0.10% As pele = 1.00 cm² Esp Max = 15.00 cm 2x2ø8.0 (1.01 cm²)

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 23.59 kN.m As = 1.18 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.68 cm	Fd = 4.59 kN situação: GE Meq = 1.01 kN.m As = 1.12 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.76 cm		As = 1.58 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) d = 47.00 cm % armad. = 0.16 A's = 0.41 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 11.12 kN.m fiss = 0.05 mm
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm²			

	A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 25.25 kN.m As = 1.26 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.80 cm	Fd = 4.45 kN situação: GE Meq = 0.98 kN.m As = 1.21 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.88 cm		As = 1.67 cm² (3ø10.0 - 2.36 cm²) d = 47.00 cm % armad. = 0.24 A's = 0.41 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 12.32 kN.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 39.73 kN VRd2 = 353.25 kN	Td = 2.83 kN.m TRd2 = 27.39 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.22

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 47.00 cm Vc0 = 72.33 kN k = 1.02		Vmin = 87.78 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		he = 7.14 cm Ae = 551.02 cm²	A90 = 0.34 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15 ø 6.3 c/ 24 ø 8.0 c/ 28 ø 10.0 c/ 28

Cálculo da viga VS5

Pavimento COBERTURA - Lance 3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 2.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final	Armadura de pele
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Td = 1.36 kN.m Asl = 0.75 cm² Aspele = 1.20 cm² As =+ 0.00 cm² A's=+0.00 cm²	Fd = 1.43 kN situação: GE Meq = 0.24 kN.m As = 0.52 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.05 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.24 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 2.70 kN.m fiss = 0.01 mm	Taxa = 0.10% As pele = 0.60 cm² Esp Max = 12.37 cm 2x2ø6.3 (0.62 cm²)
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Td = 2.14 kN.m Asl = 1.18 cm² Aspele = 1.20 cm² As =+ 0.00 cm² A's=+0.00 cm²	Fd = 1.41 kN situação: GE Meq = 0.24 kN.m As = 0.47 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.97 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.24 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 2.29 kN.m fiss = 0.01 mm	Taxa = 0.10% As pele = 0.60 cm² Esp Max = 12.37 cm 2x2ø6.3 (0.62 cm²)

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 12.72 kN.m As = 0.81 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.54 cm	Fd = 0.99 kN situação: GE Meq = 0.17 kN.m As = 0.79 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.56 cm		As = 1.05 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.24 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 3.90 kN.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 10.67 kN.m As = 0.67 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.29 cm	Fd = 1.43 kN situação: GE Meq = 0.24 kN.m As = 0.40 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.82 cm		As = 0.92 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 37.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.24 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 2.75 kN.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 14.01 kN.m As = 0.89 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.70 cm	Fd = 0.96 kN situação: GE Meq = 0.16 kN.m As = 0.88 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.72 cm		As = 1.13 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) d = 37.00 cm % armad. = 0.26 A's = 0.24 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 4.82 kN.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

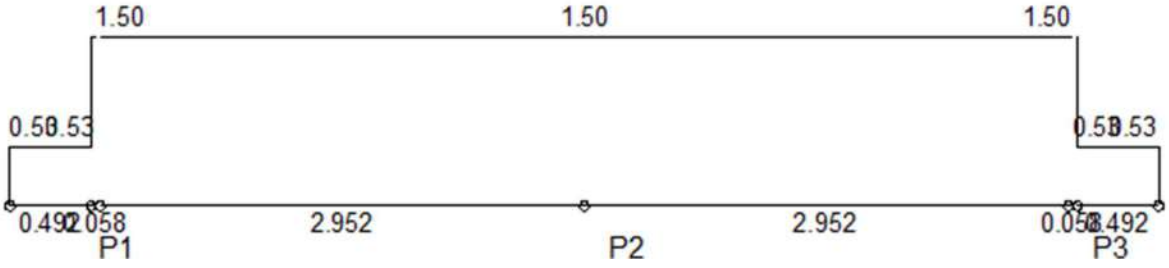
Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 17.16 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 1.36 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.20
2 2-2	Vd = 19.42 kN VRd2 = 209.13 kN	Td = 2.14 kN.m TRd2 = 11.94 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.27

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.01		Vmin = 49.50 kN Aswmin = 1.54 cm²		he = 5.45 cm Ae = 314.64 cm²	A90 = 0.29 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 21

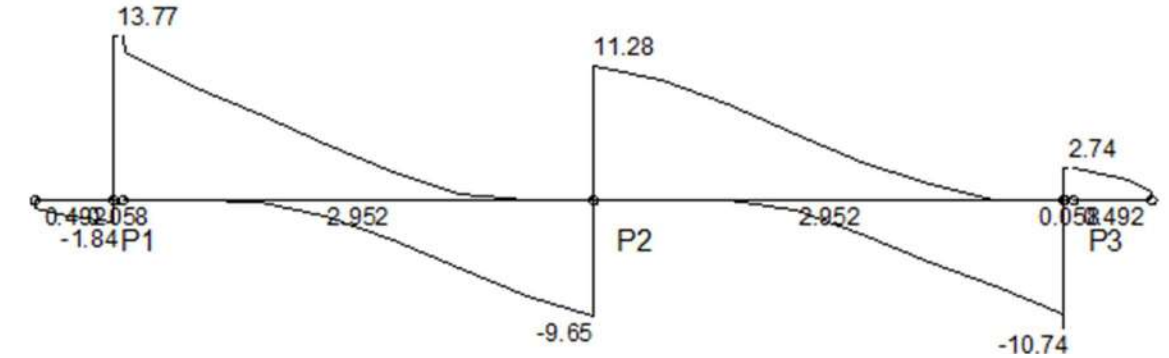
			(2 ramos) ø 5.0 c/ 21			ø 6.3 c/ 22 ø 8.0 c/ 22 ø 10.0 c/ 22
2 2-2	d = 37.10 cm Vc0 = 42.82 kN k = 1.02		Vmin = 49.50 kN Aswmin = 1.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 21		he = 5.45 cm Ae = 314.64 cm²	A90 = 0.45 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 21 ø 6.3 c/ 22 ø 8.0 c/ 22 ø 10.0 c/ 22

Diagramas: VIGA VS1 - COBERTURA

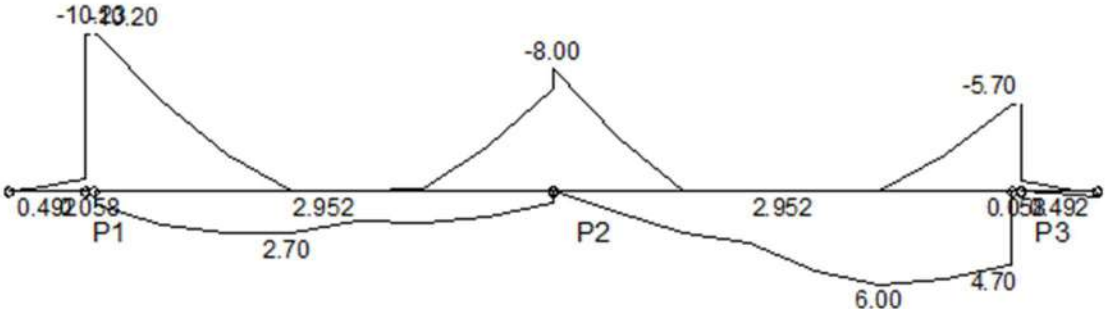
CARREGAMENTO [kN/m;m]



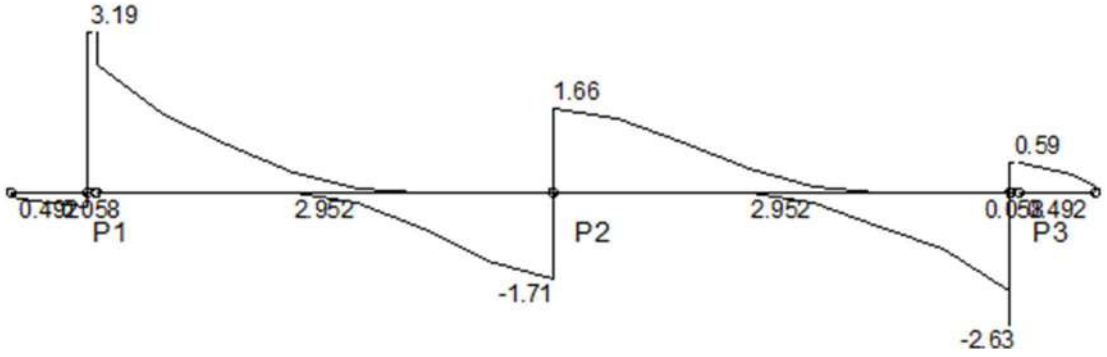
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



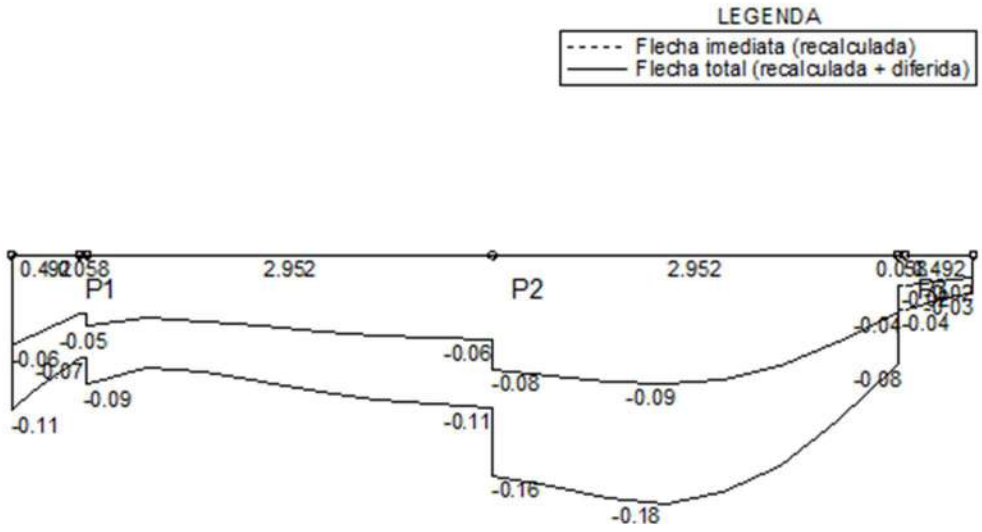
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

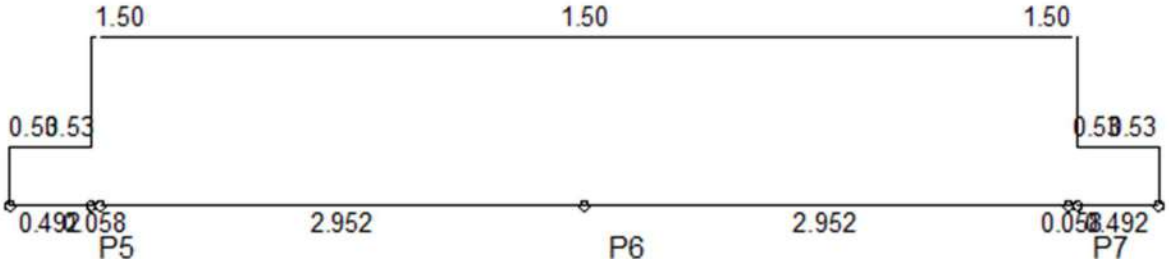


Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.06	0.00	-0.05	2.95	-0.05	0.95	-0.02	0.00
Flecha imediata (recalculada)	-0.06	0.00	-0.06	2.95	-0.09	1.155	-0.02	0.00
Flecha diferida	-0.05	0.00	-0.05	2.95	-0.08	0.95	-0.02	0.00
Flecha total	-0.11	0.00	-0.11	2.95	-0.17	1.05	-0.04	0.00

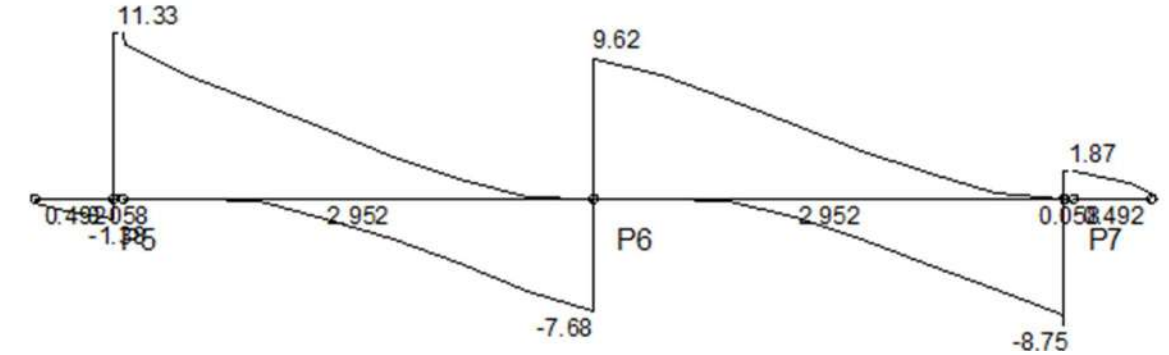
Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10					
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	0.34	0.34	0.34	0.34	8.00	8.00	8.00	8.00	0.34	0.34	0.34	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.07	0.07	0.18	0.18	0.96	0.97	0.97	0.96	0.10	0.10	0.07	-
Momento de fissuração (kN.m)	1.89	1.89	1.89	1.89	15.39	15.39	15.39	15.39	1.89	1.89	1.89	-
Momento em serviço (kN.m)	-0.03	0.00	-8.25	-8.25	1.04	-3.36	-3.36	4.01	-0.69	-0.69	0.05	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	24.60	0.00	24.60	142.49	136.15	16.59	49.75	245.48	0.00	40.52	8.68	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	0.26			4.23			8.00			0.34		
Multiplicador flecha total	1.76			1.83			1.98			1.82		

Diagramas: VIGA VS2 - COBERTURA

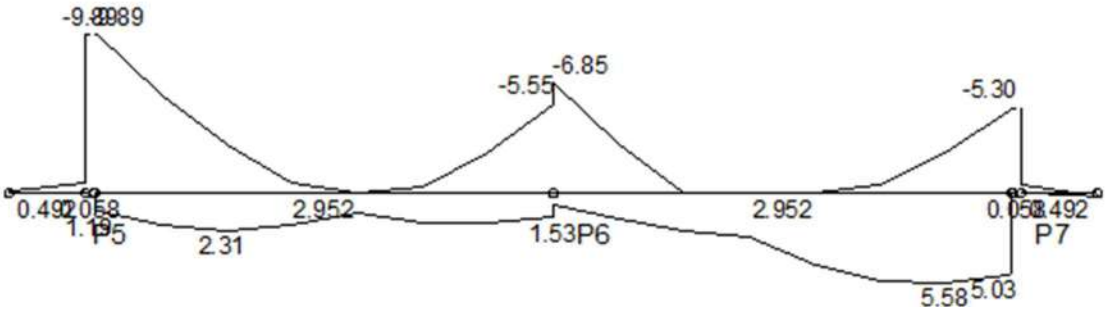
CARREGAMENTO [kN/m;m]



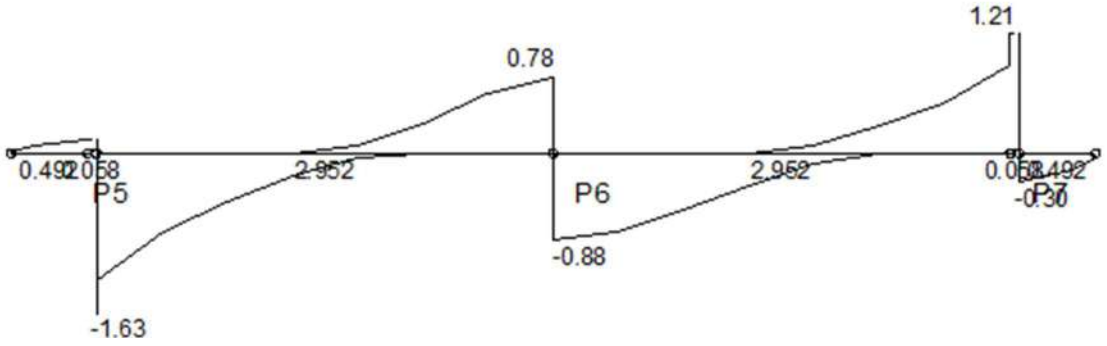
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



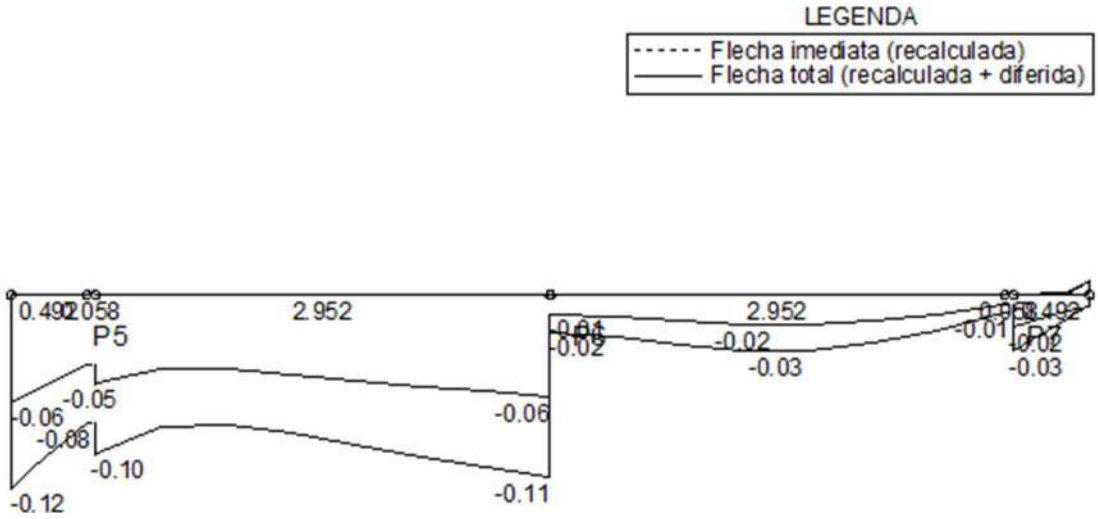
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

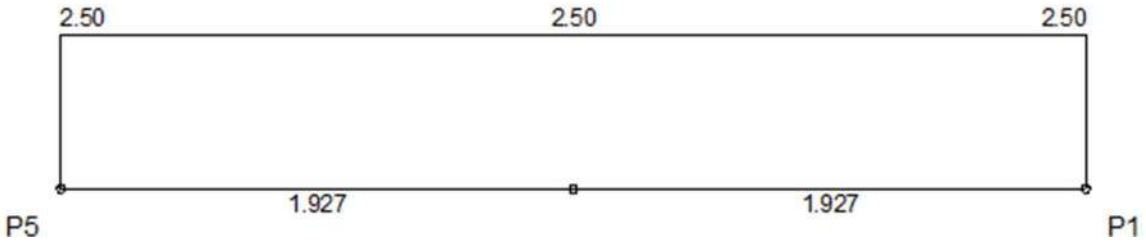


Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.06	0.00	-0.04	2.95	-0.07	1.470	-0.02	0.00
Flecha imediata (recalculada)	-0.06	0.00	-0.06	2.95	-0.02	1.260	-0.02	0.00
Flecha diferida	-0.05	0.00	-0.05	2.95	-0.02	1.470	-0.02	0.00
Flecha total	-0.11	0.00	-0.11	2.95	-0.03	1.470	-0.04	0.00

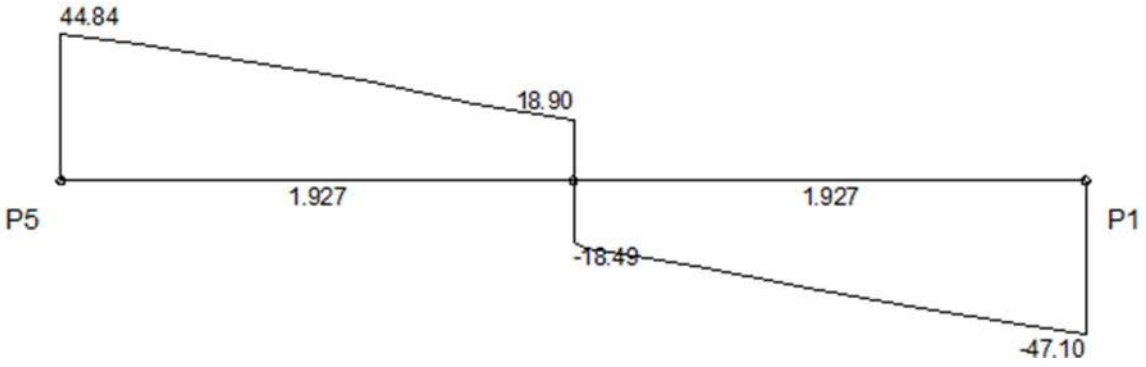
Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10					
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	0.34	0.34	0.34	0.34	8.00	8.00	8.00	8.00	0.34	0.34	0.34	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.07	0.07	0.18	0.18	0.96	0.97	0.97	0.96	0.10	0.10	0.07	-
Momento de fissuração (kN.m)	1.89	1.89	1.89	1.89	15.39	15.39	15.39	15.39	1.89	1.89	1.89	-
Momento em serviço (kN.m)	-0.04	0.00	-7.61	-7.61	0.68	-3.04	-3.04	2.31	-0.45	-0.45	0.03	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	24.60	0.00	24.60	162.00	130.80	2.43	63.70	231.53	0.00	40.96	8.24	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	0.26			3.71			8.00			0.34		
Multiplicador flecha total	1.86			1.82			1.98			1.82		

Diagramas: VIGA VS3 - COBERTURA

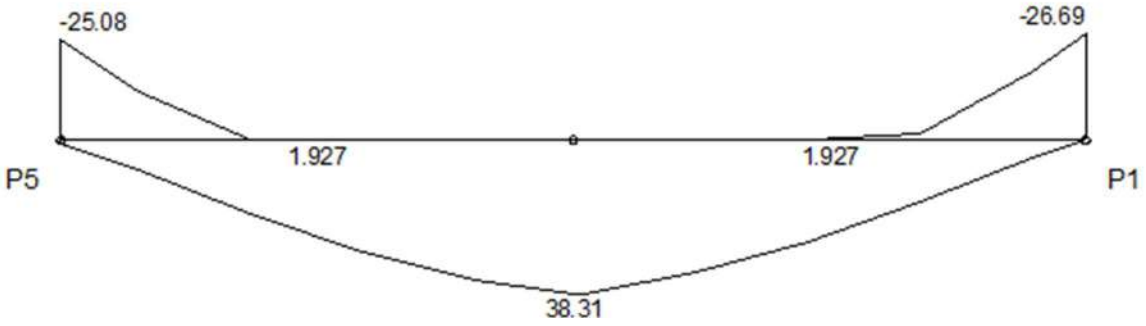
CARREGAMENTO [kN/m;m]



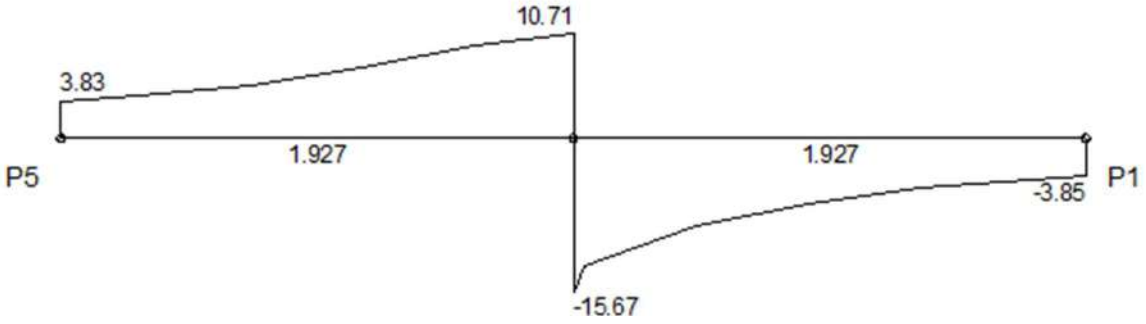
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



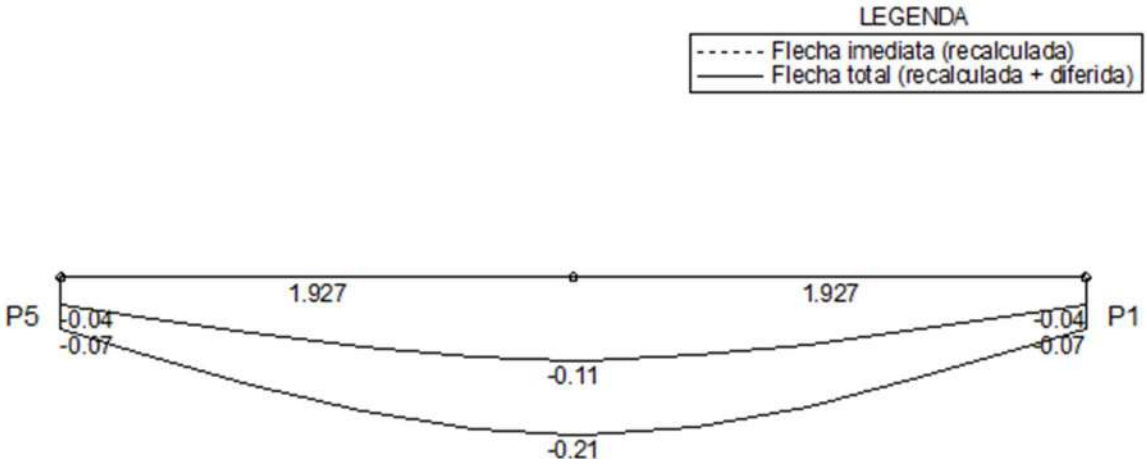
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

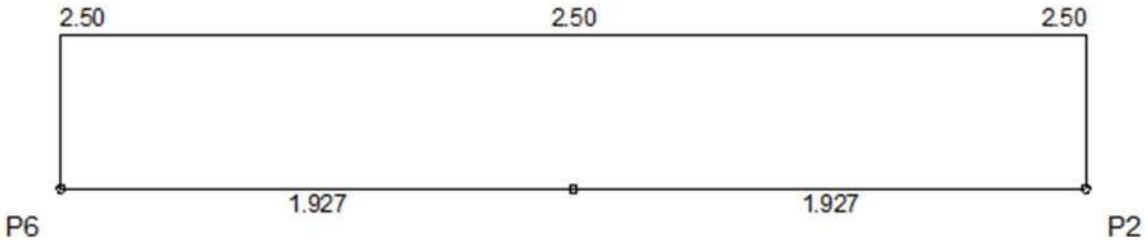


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.11	1.93
Flecha imediata (recalculada)	-0.11	1.93
Flecha diferida	-0.10	1.93
Flecha total	-0.21	1.93

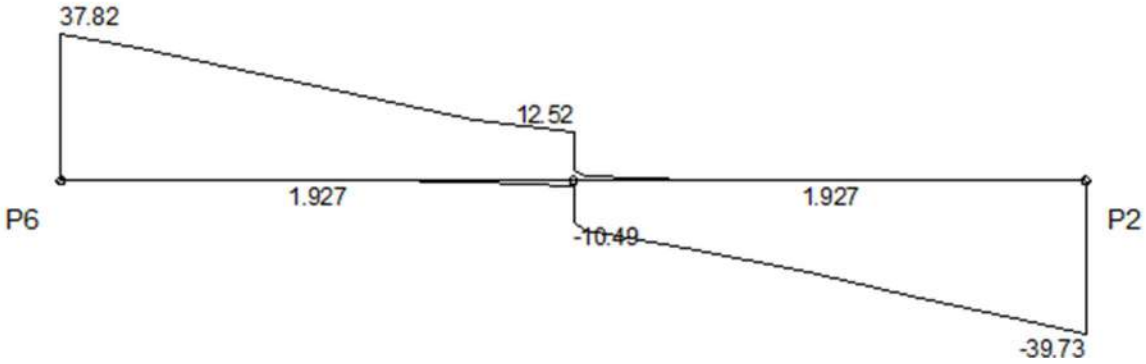
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	20.83	20.83	20.83
Inércia fissurada (m4 E-4)	5.16	6.51	5.16
Momento de fissuração (kN.m)	32.06	32.06	32.06
Momento em serviço (kN.m)	-9.05	28.62	-5.88
Comprimento do sub-trecho (cm)	33.19	330.40	21.88
Inércia equivalente (m4 E-4)	20.83		
Multiplicador flecha total	1.94		

Diagramas: VIGA VS4 - COBERTURA

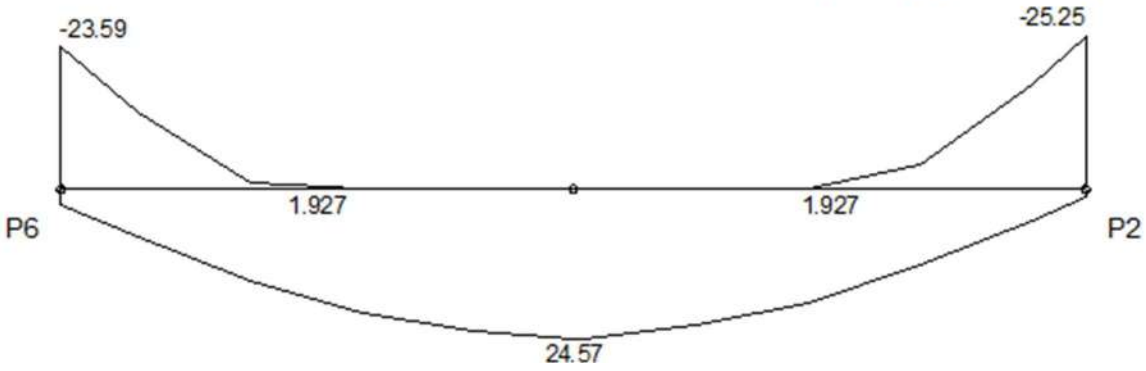
CARREGAMENTO [kN/m;m]



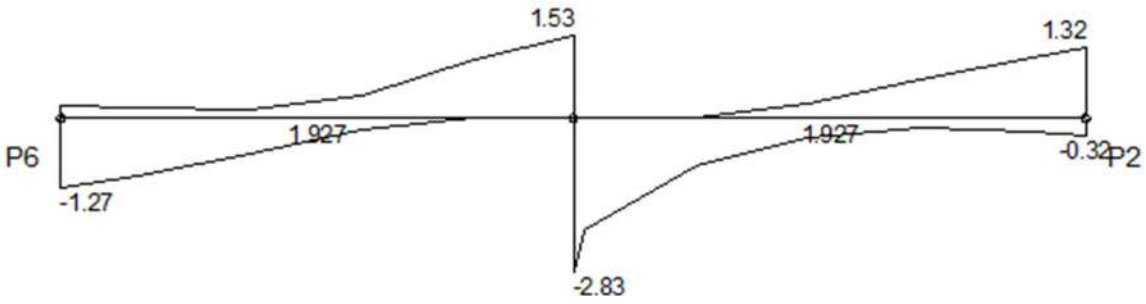
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



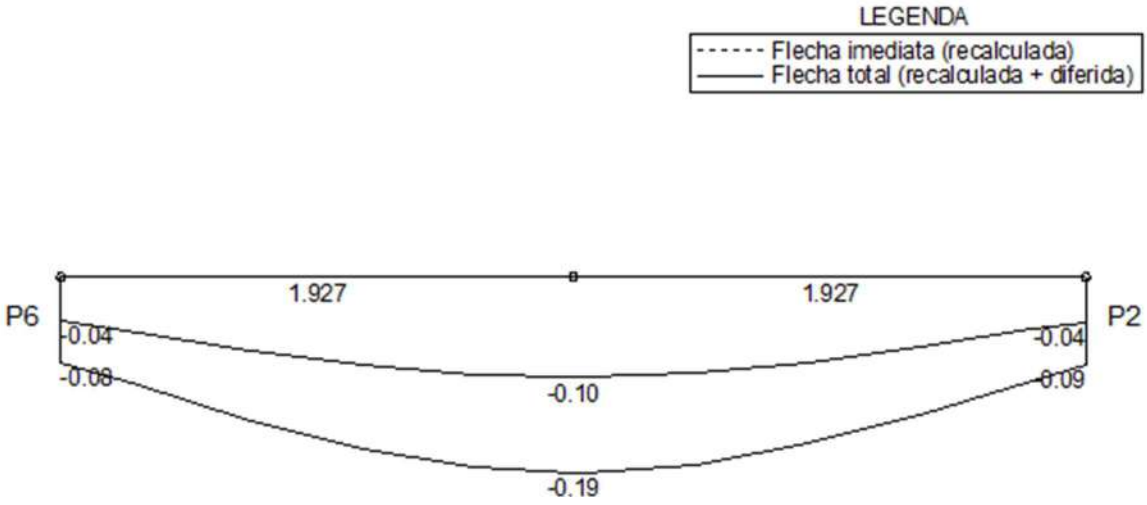
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

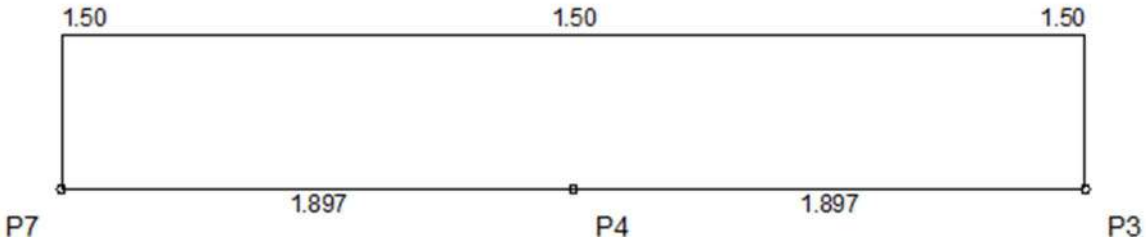


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.10	1.93
Flecha imediata (recalculada)	-0.10	1.93
Flecha diferida	-0.09	1.93
Flecha total	-0.19	1.93

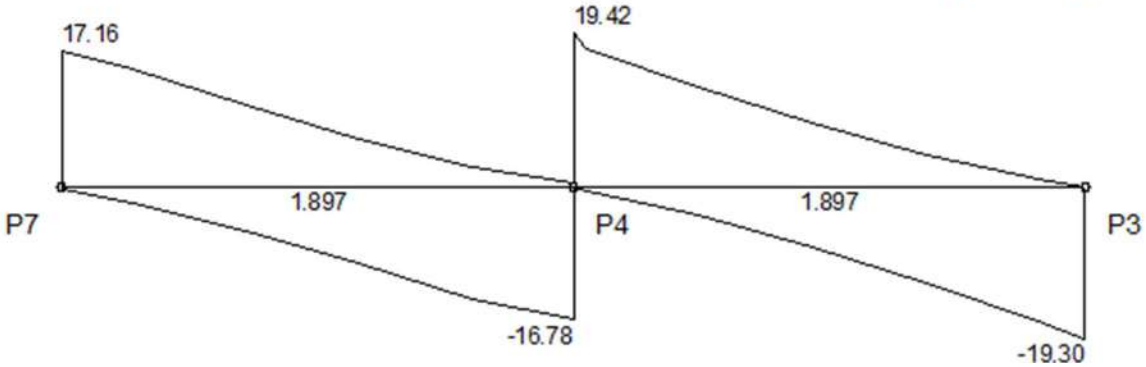
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	20.83	20.83	20.83
Inércia fissurada (m4 E-4)	2.44	3.47	3.48
Momento de fissuração (kN.m)	32.06	32.06	32.06
Momento em serviço (kN.m)	-7.02	20.67	-8.32
Comprimento do sub-trecho (cm)	29.01	321.70	34.76
Inércia equivalente (m4 E-4)	20.83		
Multiplicador flecha total	2.01		

Diagramas: VIGA VS5 - COBERTURA

CARREGAMENTO [kN/m;m]



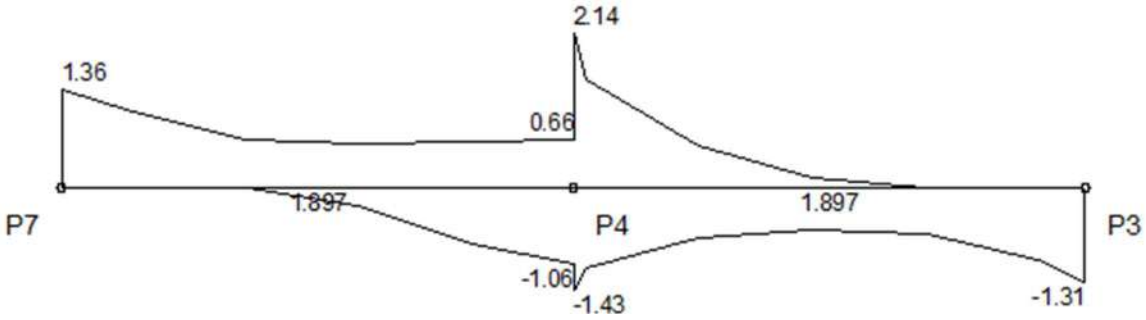
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



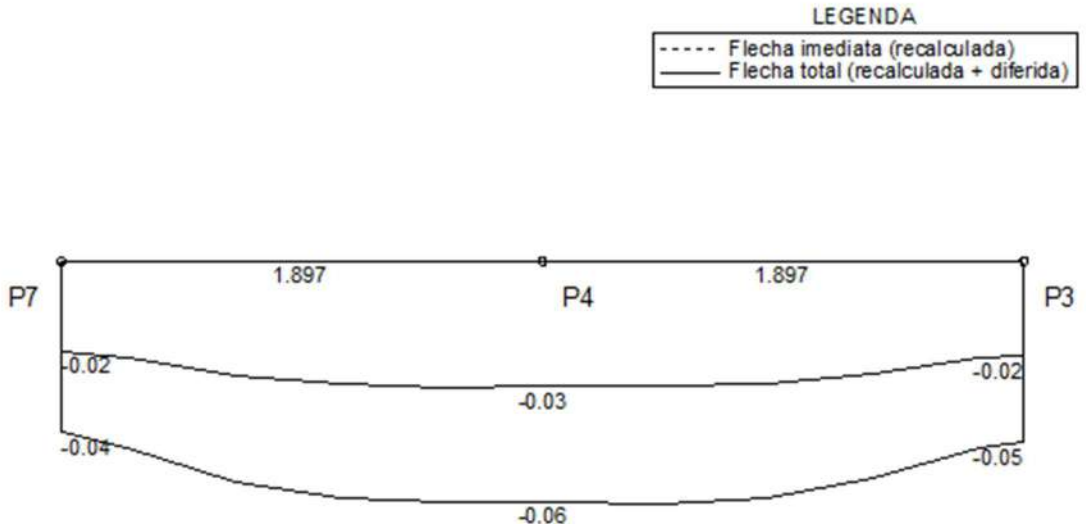
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]



Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	1.897	-0.03	0.00
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	1.897	-0.03	0.00
Flecha diferida	-0.03	1.897	-0.03	0.00
Flecha total	-0.06	1.897	-0.06	0.00

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.97	0.96	0.97	0.97	0.96	1.42
Momento de fissuração (kN.m)	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39
Momento em serviço (kN.m)	-3.60	1.64	-2.09	-2.09	2.75	-0.03
Comprimento do sub-trecho (cm)	52.21	124.11	13.41	27.51	161.77	0.44
Inércia equivalente (m4 E-4)	8.00			8.00		
Multiplicador flecha total	1.98			1.98		

Dados das Lajes

COBERTURA	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 3		cobr = 2.00 cm	

Seção (cm)						Cargas (kN/m²)				Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração Deform. X Deform. Y (‰)
Laje	**Tipo**	**H**	**ee ec**	**enx eny**	**eex eey**	**Peso Próprio**	**Acidental Revestimento**	**Paredes Outras**	**Total**		
L1	Treliçada 1D	12	7.00 5.00	9.00	33.00	2.40	0.50 0.00	0.00 0.50	3.40		
L2	Treliçada 1D	12	7.00 5.00	9.00	33.00	2.40	0.50 0.00	0.00 0.50	3.40		
L3	Treliçada 1D	12	7.00 5.00	9.00	33.00	2.40	0.50 0.00	0.00 0.50	3.40		
L4	Treliçada 1D	12	7.00 5.00	9.00	33.00	2.40	0.50 0.00	0.00 0.50	3.40		
L5	Treliçada 1D	12	7.00 5.00	9.00	33.00	2.40	0.50 0.00	0.00 0.50	3.40		
L6	Treliçada 1D	12	7.00 5.00	9.00	33.00	2.40	0.50 0.00	0.00 0.50	3.40		

Resultados da Laje

COBERTURA	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 3		cobr = 2.00 cm	

Nome	Espessura (cm)	Carga (kN/m²)	Mdx (kN.m/m)	Mdy (kN.m/m)	Asx	Asy
L1	12	3.40	0.70		As = 0.41 cm²/N (TR 06644 - 0.28 cm²/N) (1ø5.0 c/N - 0.20 cm²/N)	
L2	12	3.40	2.78		As = 0.41 cm²/N (TR 06644 - 0.28 cm²/N) (1ø5.0 c/N - 0.20 cm²/N)	
L3	12	3.40	1.46		As = 0.41 cm²/N (TR 06644 - 0.28 cm²/N) (1ø5.0 c/N - 0.20 cm²/N)	
L4	12	3.40	2.48		As = 0.41 cm²/N (TR 06644 - 0.28 cm²/N) (1ø5.0 c/N - 0.20 cm²/N)	
L5	12	3.40	0.61		As = 0.41 cm²/N (TR 06644 - 0.28 cm²/N) (1ø5.0 c/N - 0.20 cm²/N)	
L6	12	3.40	0.25		As = 0.41 cm²/N (TR 06644 - 0.28 cm²/N) (1ø5.0 c/N - 0.20 cm²/N)	

ARMADURA NEGATIVA							
Dados				Resultados			
Viga	Trecho	Laje 1	Laje 2	Reação 1 (kN/m)	Reação 2 (kN/m)	Md (kN.m/m)	As (cm²)
VS4	2	L4	L3	5.25	3.68	-3.81	As = 0.97 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m)
VS4	1	L4	L3	4.22	3.16	-3.47	As = 0.97 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m)
VS2	3	L6		1.70		-0.63	As = 0.90 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m)
VS5	1	L4	L5	3.83	2.05	-3.08	As = 1.07 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m)
VS5	2	L4	L5	4.82	2.91	-3.55	As = 1.07 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m)
VS1	3	L1		2.59		-1.31	As = 0.90 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56

							cm²/m)
VS1	2	L1		3.00		-3.16	As = 1.10 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m)
VS3	2	L3	L2	6.39	2.13	-10.99	As = 4.78 cm²/m Erro D36
VS3	1	L3	L2	4.90	2.59	-8.81	As = 3.77 cm²/m Erro D36
VS2	2	L6		1.92		-1.62	As = 0.90 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m)
VS2	4	L6		1.66		-0.60	As = 0.90 cm²/m Erro D36
VS1	4	L1		2.51		-1.16	As = 0.90 cm²/m Erro D36
VS1	1	L1		1.27		-0.54	As = 0.90 cm²/m Erro D36
VS2	1	L6		1.03		-0.30	As = 0.90 cm²/m Erro D36

Cálculos das Lajes

COBERTURA	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 3		cobr = 2.00 cm	

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
		Momento positivo				Momento negativo						
Laje	**Direção**	**Seção**	**Flexão**	**Verificação axial (compressão)**	**Verificação axial (tração)**	**Seção**	**Flexão**	**Verificação axial (compressão)**	**Verificação axial (tração)**	**Armadura inferior**	**Armadura superior**	**Cisalhamento**
L1	X	bw = 9.0 cm h = 12.0 cm bf = 42.0 cm hf = 5.0 cm	Md = 0.80 kN.m/N As = 0.15 cm²/N A's = 0.00 cm²/N			bw = 9.0 cm h = 12.0 cm	Md = 1.79 kN.m/N As = 0.38 cm²/N A's = 0.00 cm²/N			As = 0.41 cm²/N (TR 06644 - 0.28 cm²/N) 1ø5.0 c/N (0.20 cm²/N) M = 0.20 kN.m/N F = 0.02 kN/N fiss = 0.00 mm	A's = 0.90 cm²/m ø5.0 c/20 (0.98 cm²/N) M = 1.27 kN.m/N F = 0.02 kN/N fiss = 0.04 mm	vsd = 3.54 kN/N vrd1 = 5.81 kN/N Modelo II vrd2 = 33.82 kN/N vsw = 0.00 kN/N asw = 0.00 cm²/m
L2	X	bw = 9.0 cm h = 12.0 cm bf = 42.0 cm hf = 5.0 cm	Md = 1.58 kN.m/N As = 0.29 cm²/N A's = 0.00 cm²/N			bw = 9.0 cm h = 12.0 cm	Md = 1.65 kN.m/N As = 0.35 cm²/N A's = 0.00 cm²/N			As = 0.41 cm²/N (TR 06644 - 0.28 cm²/N) 1ø5.0 c/N (0.20 cm²/N) M = 0.88 kN.m/N F = 0.00 kN/N fiss = 0.01 mm	A's = 0.83 cm²/m ø5.0 c/20 (0.98 cm²/N) M = 1.01 kN.m/N F = 0.00 kN/N fiss = 0.02 mm	vsd = 4.28 kN/N vrd1 = 5.81 kN/N Modelo II vrd2 = 33.82 kN/N vsw = 0.00 kN/N asw = 0.00 cm²/m
L3	X	bw = 9.0 cm h = 12.0	Md = 0.80 kN.m/N As = 0.15	Fd = 0.24 kN/N Situação: GE As = 0.11		bw = 9.0 cm h = 12.0	Md = 4.62 kN.m/N As = 1.40	Fd = 0.24 kN/N Situação: GE As = 1.39		As = 0.41 cm²/N (TR 06644 - 0.28 cm²/N)	A's = 2.68 cm²/m ø10.0 c/20 (3.93 cm²/N)	vsd = 4.37 kN/N vrd1 = 5.81 kN/N Modelo

		cm bf = 42.0 cm hf = 5.0 cm	cm²/N A's = 0.00 cm²/N	cm²/N A's = 0.00 cm²/N		cm	cm²/N A's = 0.32 cm²/N	cm²/N A's = 0.32 cm²/N		1ø5.0 c/N (0.20 cm²/N) M = 0.41 kN.m/N F = 0.03 kN/N fiss = 0.00 mm	M = 3.26 kN.m/N F = 0.03 kN/N fiss = 0.00 mm	II vrd2 = 33.82 kN/N vsw = 0.00 kN/N asw = 0.00 cm²/m
L4	X	bw = 9.0 cm h = 12.0 cm bf = 42.0 cm hf = 5.0 cm	Md = 1.04 kN.m/N As = 0.19 cm²/N A's = 0.00 cm²/N	Fd = 0.94 kN/N Situação: GE As = 0.18 cm²/N A's = 0.00 cm²/N	Fd = 0.13 kN/N Situação: GE As = 0.19 cm²/N A's = 0.00 cm²/N	bw = 9.0 cm h = 12.0 cm	Md = 1.60 kN.m/N As = 0.34 cm²/N A's = 0.00 cm²/N	Fd = 0.94 kN/N Situação: GE As = 0.33 cm²/N A's = 0.00 cm²/N	Fd = 0.13 kN/N Situação: GE As = 0.34 cm²/N A's = 0.00 cm²/N	As = 0.41 cm²/N (TR 06644 - 0.28 cm²/N) 1ø5.0 c/N (0.20 cm²/N) M = 0.65 kN.m/N F = 0.05 kN/N fiss = 0.01 mm		vsd = 3.09 kN/N vrd1 = 5.81 kN/N Modelo II vrd2 = 33.82 kN/N vsw = 0.00 kN/N asw = 0.00 cm²/m
L5	X	bw = 9.0 cm h = 12.0 cm bf = 42.0 cm hf = 5.0 cm	Md = 0.80 kN.m/N As = 0.15 cm²/N A's = 0.00 cm²/N	Fd = 0.17 kN/N Situação: GE As = 0.06 cm²/N A's = 0.00 cm²/N	Fd = 0.20 kN/N Situação: GE As = 0.07 cm²/N A's = 0.00 cm²/N	bw = 9.0 cm h = 12.0 cm	Md = 1.07 kN.m/N As = 0.22 cm²/N A's = 0.00 cm²/N	Fd = 0.17 kN/N Situação: GE As = 0.22 cm²/N A's = 0.00 cm²/N	Fd = 0.20 kN/N Situação: GE As = 0.22 cm²/N A's = 0.00 cm²/N	As = 0.41 cm²/N (TR 06644 - 0.28 cm²/N) 1ø5.0 c/N (0.20 cm²/N) M = 0.01 kN.m/N F = 0.11 kN/N fiss = 0.00 mm	A's = 0.33 cm²/m ø5.0 c/20 (0.98 cm²/N) M = 0.67 kN.m/N F = 0.11 kN/N fiss = 0.01 mm	vsd = 2.41 kN/N vrd1 = 5.81 kN/N Modelo II vrd2 = 33.82 kN/N vsw = 0.00 kN/N asw = 0.00 cm²/m
L6	X	bw = 9.0 cm h = 12.0 cm bf = 42.0 cm	Md = 0.80 kN.m/N As = 0.15 cm²/N A's = 0.00 cm²/			bw = 9.0 cm h = 12.0 cm	Md = 0.92 kN.m/N As = 0.19 cm²/N A's = 0.00 cm²/			As = 0.41 cm²/N (TR 06644 - 0.28 cm²/N) 1ø5.0 c/N (0.20 cm²/N) M =	A's = 0.41 cm²/m ø5.0 c/20 (0.98 cm²/N) M = 0.64 kN.m/N F =	vsd = 2.19 kN/N vrd1 = 5.81 kN/N Modelo II vrd2 = 33.82 kN/N vsw =

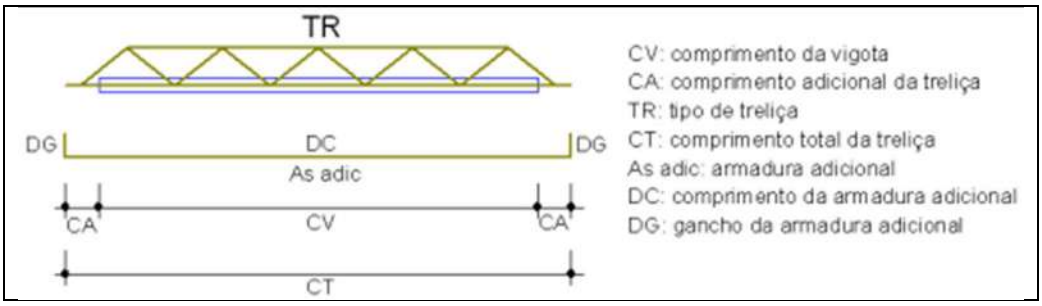
		hf = 5.0 cm	N				N			0.10 kN.m/N F = 0.02 kN/N fiss = 0.00 mm	0.02 kN/N fiss = 0.01 mm	0.00 kN/N asw = 0.00 cm²/m

ARMADURAS NEGATIVAS (NA CONTINUIDADE)										
Viga	**Laje 1**	**Momento negativo**				**Momento positivo**				**Armaduras finais**
Trecho	**Laje 2**	**Seção**	**Flexão**	**Flexo compressão**	**Flexo tração**	**Seção**	**Flexão**	**Flexo compressão**	**Flexo tração**	
VS4 2	L4 L3	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 3.81 kN.m/m As = 0.97 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 2.25 kN Situação: GE As = 0.94 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 0.28 kN Situação: GE As = 0.97 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				As = 0.97 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m) fiss = 0.05 mm
VS4 1	L4 L3	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 3.81 kN.m/m As = 0.97 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 2.25 kN Situação: GE As = 0.94 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 0.28 kN Situação: GE As = 0.97 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				As = 0.97 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m) fiss = 0.05 mm
VS2 3	L6	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 1.37 kN.m/m As = 0.33 cm²/m A's = 0.00 cm²/m			bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				As = 0.90 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m) fiss = 0.00 mm
VS5 1	L4 L5	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 4.16 kN.m/m As = 1.07 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 1.11 kN Situação: GE As = 1.05 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 0.30 kN Situação: GE As = 1.07 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				As = 1.07 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m) fiss = 0.06 mm
VS5 2	L4 L5	bw = 21.4 cm	Md = 4.16 kN.m/m	Fd = 1.11 kN Situação:	Fd = 0.30 kN Situação:	bw = 21.4 cm				As = 1.07 cm²/m (ø6.3 c/20 -

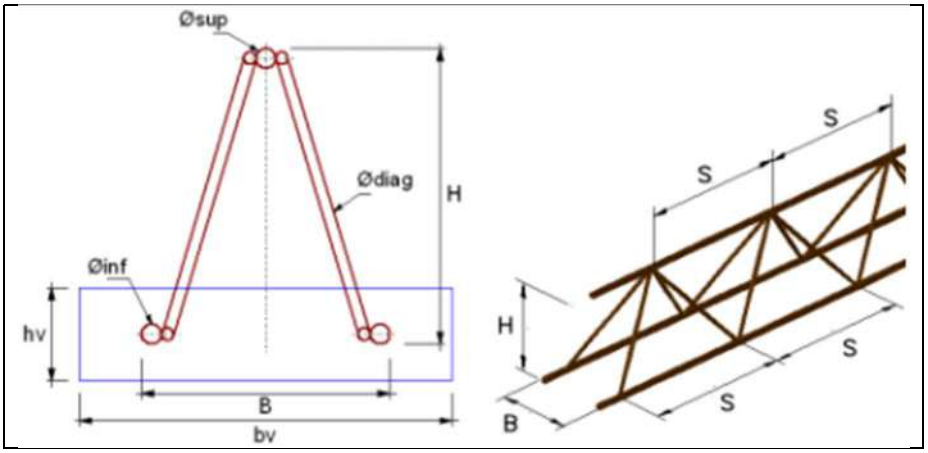
		h = 12.0 cm	As = 1.07 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	GE As = 1.05 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	GE As = 1.07 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				1.56 cm²/m) fiss = 0.06 mm
VS1 3	L1	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 1.77 kN.m/m As = 0.43 cm²/m A's = 0.00 cm²/m			bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				As = 0.90 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m) fiss = 0.01 mm
VS1 2	L1	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 4.27 kN.m/m As = 1.10 cm²/m A's = 0.00 cm²/m			bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				As = 1.10 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m) fiss = 0.06 mm
VS3 2	L3 L2	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 14.84 kN.m/m As = 4.78 cm²/m A's = 2.30 cm²/m	Fd = 0.58 kN Situação: GE As = 4.77 cm²/m A's = 2.31 cm²/m		bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				As = 4.78 cm²/m Erro D36 fiss = 0.00 mm A's = 2.31 cm²/m Erro D36
VS3 1	L3 L2	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 11.89 kN.m/m As = 3.77 cm²/m A's = 1.29 cm²/m	Fd = 0.41 kN Situação: GE As = 3.77 cm²/m A's = 1.30 cm²/m	Fd = 0.14 kN Situação: GE As = 3.77 cm²/m A's = 1.29 cm²/m	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				As = 3.77 cm²/m Erro D36 fiss = 0.00 mm A's = 1.30 cm²/m Erro D36
VS2 2	L6	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 2.19 kN.m/m As = 0.54 cm²/m A's = 0.00 cm²/m			bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0				As = 0.90 cm²/m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm²/m) fiss = 0.02 mm

						cm				
VS2 4	L6	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 1.37 kN.m/m As = 0.35 cm²/m A's = 0.00 cm²/m			bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				As = 0.90 cm²/m Erro D36 fiss = 0.00 mm Erro D36
VS1 4	L1	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 1.57 kN.m/m As = 0.40 cm²/m A's = 0.00 cm²/m			bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				As = 0.90 cm²/m Erro D36 fiss = 0.00 mm Erro D36
VS1 1	L1	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 1.37 kN.m/m As = 0.35 cm²/m A's = 0.00 cm²/m			bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				As = 0.90 cm²/m Erro D36 fiss = 0.00 mm Erro D36
VS2 1	L6	bw = 21.4 cm h = 12.0 cm	Md = 1.37 kN.m/m As = 0.35 cm²/m A's = 0.00 cm²/m			bw = 21.4 cm h = 12.0 cm bf = 100.0 cm hf = 5.0 cm				As = 0.90 cm²/m Erro D36 fiss = 0.00 mm Erro D36

Vigotas pré-moldadas - Lajes do pavimento COBERTURA



Laje	Vigota	Quant.	Compr. (cm)	Compr. Adic. (cm)	Treliça		Armadura adicional			
					Tipo	Compr. (cm)	Armadura	Compr. (cm)	Gancho (cm)	Total (cm)
L1	VT1a	14	51	6/4	TR 06644	60	1ø5.0 c/N	60	6	69
	VT1b	3	36	6/4	TR 06644	45	1ø5.0 c/N	45	6	54
L2	VT2a	9	46	4/6	TR 06644	55	1ø5.0 c/N	55	6	64
L3	VT3a	9	276	6	TR 06644	287	1ø5.0 c/N	287	6	296
L4	VT4a	9	276	6	TR 06644	287	1ø5.0 c/N	287	6	296
L5	VT5a	8	51	6/4	TR 06644	60	1ø5.0 c/N	60	6	69
	VT5b	1	36	6/4	TR 06644	45	1ø5.0 c/N	45	6	54
L6	VT6a	14	51	4/6	TR 06644	60	1ø5.0 c/N	60	6	69
	VT6b	3	36	4/6	TR 06644	45	1ø5.0 c/N	45	6	54



Laje	bv (cm)	hv (cm)	Treliça	Altura (cm)	Base (cm)	Armaduras treliça (mm)			S (cm)
						øsup	ødiag	øinf	
L1	12	3	TR 06644	6	8	6.0	4.2	4.2	20
L2	12	3	TR 06644	6	8	6.0	4.2	4.2	20
L3	12	3	TR 06644	6	8	6.0	4.2	4.2	20
L4	12	3	TR 06644	6	8	6.0	4.2	4.2	20

L5	12	3	TR 06644	6	8	6.0	4.2	4.2	20
L6	12	3	TR 06644	6	8	6.0	4.2	4.2	20

Verificação de incêndio

Vigas

TRRF = 60 min

Legenda

bw, h, bf, hf - dimensões da viga

Ac - área da seção transversal da alma da viga

c1 - distância do centro das armaduras inferiores à face inferior

c1L - distância do centro das armaduras longitudinais inferiores à lateral

Lajes

TRRF = 60 min

Legenda

h - espessura da laje

c1 - distância do centro das armaduras inferiores à face inferior da capa ou fundo (maciça)

ec - espessura da capa

c1n - distância do centro das armaduras da nervura à face inferior

en - largura da nervura crítica

Pilares

TRRF = 60 min

Legenda

u,fi - relação entre esforço solicitante em situação de incêndio e força normal resistente de cálculo à temperatura ambiente

b' - largura efetiva

e - excentricidade de primeira ordem em situação de incêndio

c1 - distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo

Lef,fi - comprimento equivalente em situação de incêndio

As - área de aço

Ac - área de concreto

TRF - tempo de resistência ao fogo

Pavimento BLOCOS

Pavimento TÉRREO

Vigas

Viga	Trecho	Seção Vinculação (Incêndio)	bw (cm)	h (cm)	bf (cm)	hf (cm)	Ac (cm²)	c1 (mm)	Aviso
VB1	1 - 2	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
	3 - 4	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
VB2	1 - 1	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
	2 - 2	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok

VB3	1 - 1	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
	2 - 2	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
VB4	1 - 2	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
	3 - 4	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
VB5	1 - 1	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
VB6	1 - 3	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
VB7	1 - 3	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	30.0 (min = 0.0)	Ok
VB8	1 - 3	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
VB9	1 - 1	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
	2 - 2	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok

Lajes

Laje	Tipo Vinculação (Incêndio)	h (cm)	c1 (mm)	ec (cm)	c1n (mm)	en (cm)	Aviso
LB1	Maciça Apoiada	20.0 (min = 6.5)	24.0 (min = 20.0)	-	-	-	Ok
LB2	Maciça Apoiada	20.0 (min = 6.5)	24.0 (min = 15.0)	-	-	-	Ok

Pilares

Pilar	u,fi	b' (cm)	e (mm)	c1 (mm)	Lef,fi (m)	As/Ac (%)	TRF (min)	Aviso
P1	0.29	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	51.3 (min = 25.0)	0.4 (max = 6.0)	1.23 (max = 4,00%)	225.3 (min = 60.0)	Ok
P2	0.37	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	50.0 (min = 25.0)	0.4 (max = 6.0)	0.79 (max = 4,00%)	205.7 (min = 60.0)	Ok
P3	0.29	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	50.0 (min = 25.0)	0.4 (max = 6.0)	0.79 (max = 4,00%)	220.6 (min = 60.0)	Ok
P4	0.12	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	50.0 (min = 25.0)	5.5 (max = 6.0)	0.79 (max = 4,00%)	146.6 (min = 60.0)	Ok
P5	0.28	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	51.3 (min = 25.0)	0.4 (max = 6.0)	1.23 (max = 4,00%)	228.7 (min = 60.0)	Ok
P6	0.39	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	50.0 (min = 25.0)	0.4 (max = 6.0)	0.79 (max = 4,00%)	201.8 (min = 60.0)	Ok
P7	0.31	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	50.0 (min = 25.0)	0.4 (max = 6.0)	0.79 (max = 4,00%)	218.1 (min = 60.0)	Ok

Pavimento COBERTURA

Vigas

Viga	Trecho	Seção Vinculação (Incêndio)	bw (cm)	h (cm)	bf (cm)	hf (cm)	Ac (cm²)	c1 (mm)	Aviso
VS1	1 - 1	Retangular Biapoiada	15.0 (min = 9.0)	14.0 (min = 9.0)	-	-	210.0 (min = 192.0)	29.0 (min = 9.3)	Ok
	2 - 2	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
	3 - 3	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
	4 - 4	Retangular Biapoiada	15.0 (min = 9.0)	14.0 (min = 9.0)	-	-	210.0 (min = 192.0)	29.0 (min = 9.3)	Ok
VS2	1 - 1	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	14.0 (min = 9.0)	-	-	210.0 (min = 192.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
	2 - 2	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
	3 - 3	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
	4 - 4	Retangular Biapoiada	15.0 (min = 9.0)	14.0 (min = 9.0)	-	-	210.0 (min = 192.0)	29.0 (min = 9.3)	Ok
VS3	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 9.0)	50.0 (min = 9.0)	-	-	1000.0 (min = 69.0)	31.3 (min = 0.0)	Ok
VS4	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 9.0)	50.0 (min = 9.0)	-	-	1000.0 (min = 69.0)	30.0 (min = 0.0)	Ok
VS5	1 - 1	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok
	2 - 2	Retangular Contínua	15.0 (min = 9.0)	40.0 (min = 9.0)	-	-	600.0 (min = 114.0)	29.0 (min = 0.0)	Ok

Lajes

Laje	Tipo Vinculação (Incêndio)	h (cm)	c1 (mm)	ec (cm)	c1n (mm)	en (cm)	Aviso
L1	Treliçada 1D Unidirecional	-	-	5.0 (min = 6.5)	-	9.0 (min = 10.0)	Erro I05
L2	Treliçada 1D Unidirecional	-	-	5.0 (min = 6.5)	-	9.0 (min = 10.0)	Erro I05
L3	Treliçada 1D Unidirecional	-	-	5.0 (min = 6.5)	-	9.0 (min = 10.0)	Erro I05
L4	Treliçada 1D Unidirecional	-	-	5.0 (min = 6.5)	-	9.0 (min = 10.0)	Erro I05

L5	Treliçada 1D Unidirecional	-	-	5.0 (min = 6.5)	-	9.0 (min = 10.0)	Erro I05
L6	Treliçada 1D Unidirecional	-	-	5.0 (min = 6.5)	-	9.0 (min = 10.0)	Erro I05

Pilares

Pilar	u,fi	b' (cm)	e (mm)	c1 (mm)	Lef,fi (m)	As/Ac (%)	TRF (min)	Aviso
P1	0.29	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	51.3 (min = 25.0)	5.1 (max = 6.0)	1.23 (max = 4,00%)	130.4 (min = 60.0)	Ok
P2	0.31	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	50.0 (min = 25.0)	5.1 (max = 6.0)	0.79 (max = 4,00%)	123.8 (min = 60.0)	Ok
P3	0.11	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	50.0 (min = 25.0)	5.1 (max = 6.0)	0.79 (max = 4,00%)	155.8 (min = 60.0)	Ok
P4	0.22	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	50.0 (min = 25.0)	5.5 (max = 6.0)	0.79 (max = 4,00%)	129.9 (min = 60.0)	Ok
P5	0.28	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	51.3 (min = 25.0)	5.1 (max = 6.0)	1.23 (max = 4,00%)	131.3 (min = 60.0)	Ok
P6	0.32	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	50.0 (min = 25.0)	5.1 (max = 6.0)	0.79 (max = 4,00%)	121.7 (min = 60.0)	Ok
P7	0.10	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	50.0 (min = 25.0)	5.1 (max = 6.0)	0.79 (max = 4,00%)	156.8 (min = 60.0)	Ok

CÁLCULO DAS ESTACAS

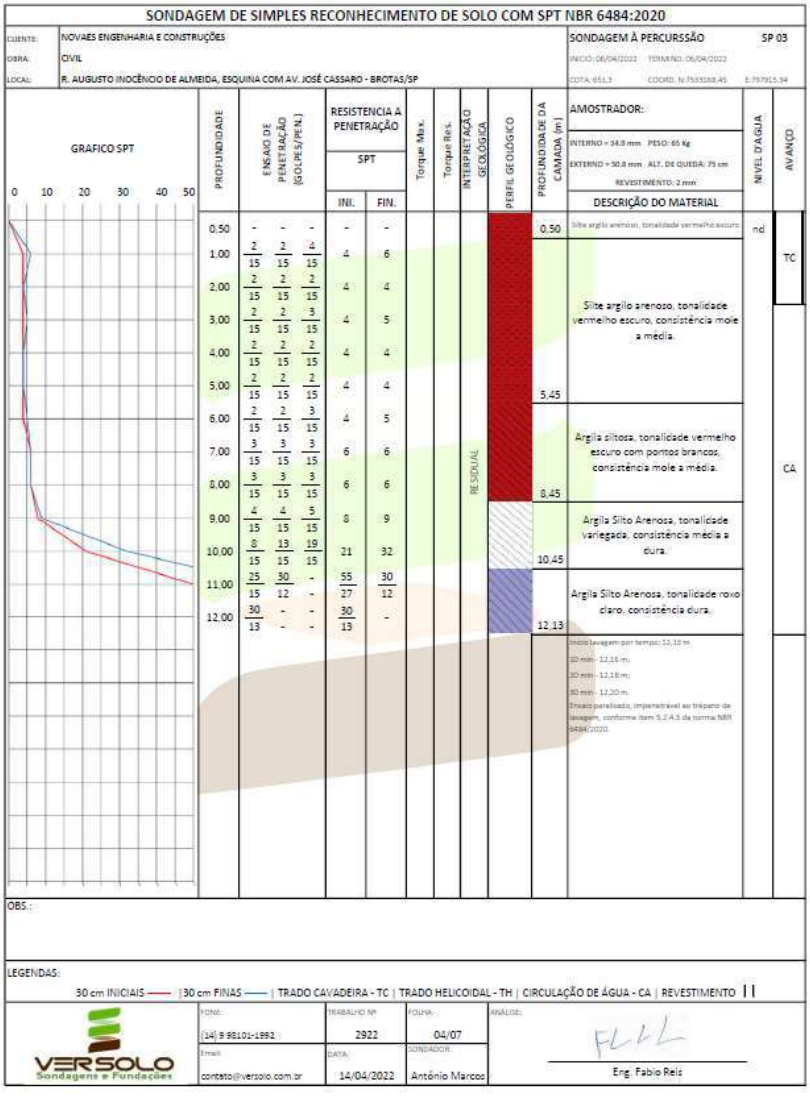
Capacidade Resistente

Para cálculo da capacidade resistente de cada estaca, foi utilizado a planilha de capacidade de carga de fundações por estaca, sendo considerado a média entre os métodos de AOKI-VELLOSO, DÉCOURT-QUARESMA e TEIXEIRA. No primerio e no terceiro métodos, limitou-se a resistência da estaca em 125% da resistente lateral, visto que a resistência de ponta aumentava de forma abrupta sua resitência, o que não é aconselhável pelo método executivo não assegurar tanto controle técnico. Já no segundo método, utilizou-se os fatores de correção alfa e beta, considerando estacas escavadas em solos intermediários.

Foi definido que a cota de apoio seria de 9m de profundidade, visto que o Nspt aumenta de forma repentina para mais de 20 no décimo metro, o que provavelmente impossibilitaria que um trado mecanizado conseguisse ultrapassar tal profundidade.

O diâmetro arbitrado foi de 30cm, e o mesmo foi definido para que, a partir das cargas previstas no dimensionamento da super-estrutura, não fosse necessário utilizar mais do que 2 estacas por pilar, no caso, 69kN cada estaca.

Figura 1: Ponto de sondagem mais próximo da execução do abrigo – SP03.



Fonte: Autor, 2022

Figura 2: Características de solo e da estaca consideradas – Nspt de 2 a 10m .



SONDAGEM			N. A.	FUSTE DA ESTACA
Profundidade (m)	N_{SPT}	Composição da Camada	Não	
1	4	Silte argiloarenoso		1
2	5	Silte argiloarenoso		2
3	4	Silte argiloarenoso		3
4	4	Silte argiloarenoso		4
5	5	Argila siltosa		5
6	6	Argila siltosa		6
7	6	Argila siltosa		7
8	9	Argila siltosa		8
9	32	Argila siltosa		9

DADOS DA ESTACA			
Moldagem	Tipo	Diâmetro (cm)	Cota de apoio (m)
Moldada in-Loco	Escavada	30	8,0

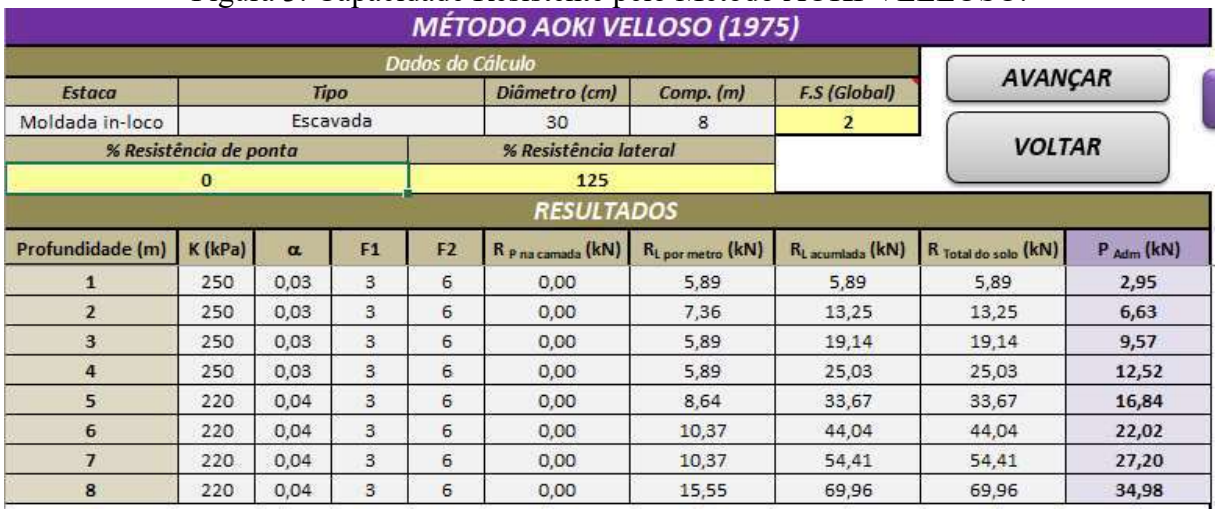
Tutorial

TABELA DE AUXÍLIO P/ DIAMETROS

Método de Cálculo			
		$A_{seção}$ (cm²)	Perímetro (cm)
		706,86	94,25

Fonte: Autor, 2022

Figura 3: Capacidade Resistente pelo Método AOKI-VELLOSO.



MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)

Dados do Cálculo				
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)
Moldada in-loco	Escavada	30	8	2

% Resistência de ponta	% Resistência lateral
0	125

AVANÇAR

VOLTAR

RESULTADOS

Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	$R_{P\ na\ camada}$ (kN)	$R_{L\ por\ metro}$ (kN)	$R_{L\ acumulada}$ (kN)	$R_{Total\ do\ solo}$ (kN)	P_{Adm} (kN)
1	250	0,03	3	6	0,00	5,89	5,89	5,89	**2,95**
2	250	0,03	3	6	0,00	7,36	13,25	13,25	**6,63**
3	250	0,03	3	6	0,00	5,89	19,14	19,14	**9,57**
4	250	0,03	3	6	0,00	5,89	25,03	25,03	**12,52**
5	220	0,04	3	6	0,00	8,64	33,67	33,67	**16,84**
6	220	0,04	3	6	0,00	10,37	44,04	44,04	**22,02**
7	220	0,04	3	6	0,00	10,37	54,41	54,41	**27,20**
8	220	0,04	3	6	0,00	15,55	69,96	69,96	**34,98**

Fonte: Autor, 2022

Figura 4: Capacidade Resistente pelo Método DECÓURT-QUARESMA.



MÉTODO DECÓURT QUARESMA (1978)

DADOS PARA CÁLCULO					
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Ap (m²)	U (m)	Comprimento (m)
Moldada in-loco	Escavada	30	0,0707	0,942	8

AJUSTES DO MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA		
Coef. Solo (kPa)	% Resistência de ponta (α)	% Resistência lateral (β)
Variável de acordo com o Solo*	60	65

AVANÇAR

VOLTAR

Parâmetros do Método

RESULTADOS									Verificação	
Profundidade (m)	N_p	N_L	Coef. solo	R_P (kN)	R_L (kN)	$R_{L\ acumulada}$ (kN)	R_{Total} (kN)	P_{Adm} (kN)	R/2	(Rl/1,3)+(Rp/4)
1	4,50	4,00	200,00	38,17	14,29	0,00	38,17	**9,54**	19,09	9,54
2	4,33	4,50	200,00	36,76	15,32	0,00	36,76	**9,19**	18,38	9,19
3	4,33	4,33	200,00	36,76	14,97	14,97	51,73	**20,71**	25,87	20,71
4	4,33	4,25	200,00	36,76	14,80	29,78	66,54	**32,10**	33,27	32,10
5	5,00	4,40	120,00	25,45	15,11	44,89	70,34	**35,17**	35,17	40,89
6	5,67	4,67	120,00	28,84	15,66	60,55	89,39	**44,69**	44,69	53,78
7	7,00	4,86	120,00	35,63	16,04	76,59	112,22	**56,11**	56,11	67,82
8	15,67	5,38	120,00	79,73	17,10	93,69	173,43	**86,71**	86,71	92,00

Fonte: Autor, 2022

Figura 5: Capacidade Resistente pelo Método TEIXEIRA.

MÉTODO TEIXEIRA (1996)

DADOS PARA CÁLCULO

Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Ap (m²)	U (m)	Comp (m)	F. Segurança
Moldada in-loco	Escavada	30	0,0707	0,942	8	2

% Resistência de ponta	% Resistência lateral
0	125

RESULTADOS

Profundidade (m)	N_p	N_L	α (kPa)	β (kPa)	R_P (kN)	R_L (kN)	$R_{L\ acumlada}$ (kN)	R_{Total} (kN)	P_{Adm} (kN)
1	4,00	4,00	135	4	0,00	18,85	18,85	18,85	9,42
2	4,50	4,50	135	4	0,00	21,21	40,06	40,06	20,03
3	4,50	4,33	135	4	0,00	20,42	60,48	60,48	30,24
4	4,00	4,25	135	4	0,00	20,03	80,50	80,50	40,25
5	4,50	4,40	100	4	0,00	20,73	101,24	101,24	50,62
6	5,50	4,67	100	4	0,00	21,99	123,23	123,23	61,61
7	6,00	4,86	100	4	0,00	22,89	146,12	146,12	73,06
8	7,50	5,38	100	4	0,00	25,33	171,45	171,45	85,72

Fonte: Autor, 2022

Figura 6: Capacidade resistente adotada pela média dos 3 métodos.

RELATÓRIO FINAL

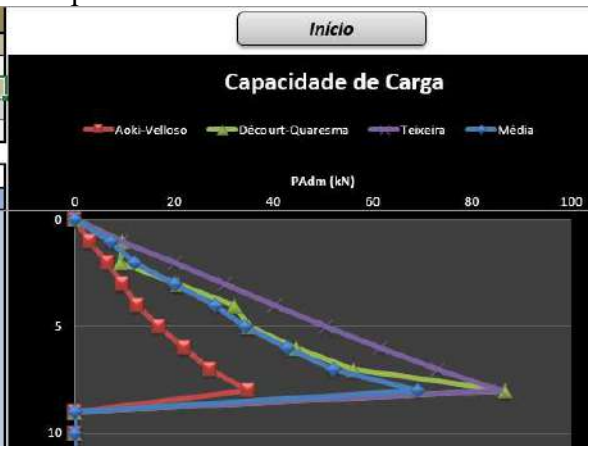
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	N.A (m)
Moldada in-loco	Escavada	30	41

Carga Admissível na cota de apoio da Estca (kN)

Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
8,00	34,98	86,71	85,72	69,14

Carga Geotécnica Admissível (kN)

Profundidade (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
0	0	0	0	0
1	2,95	9,54	9,42	7,30
2	6,63	9,19	20,03	11,95
3	9,57	20,71	30,24	20,17
4	12,52	32,10	40,25	28,29
5	16,84	35,17	50,62	34,21
6	22,02	44,69	61,61	42,78
7	27,20	56,11	73,06	52,12
8	34,98	86,71	85,72	69,14
9	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,00	0,00	0,00



Fonte: Autor, 2022

Parâmetros Geotécnicos

A partir do ensaio SPT foi definido os parâmetros geotécnicos com base em correlações presentes na literatura, formando a seguinte tabela na Planilha "Estacas Modelagem e Dimensionamento", que posteriormente irá alimentar outras planilhas e a modelagem do solo no Eberick:

Figura 7: Parâmetros Geotécnicos.

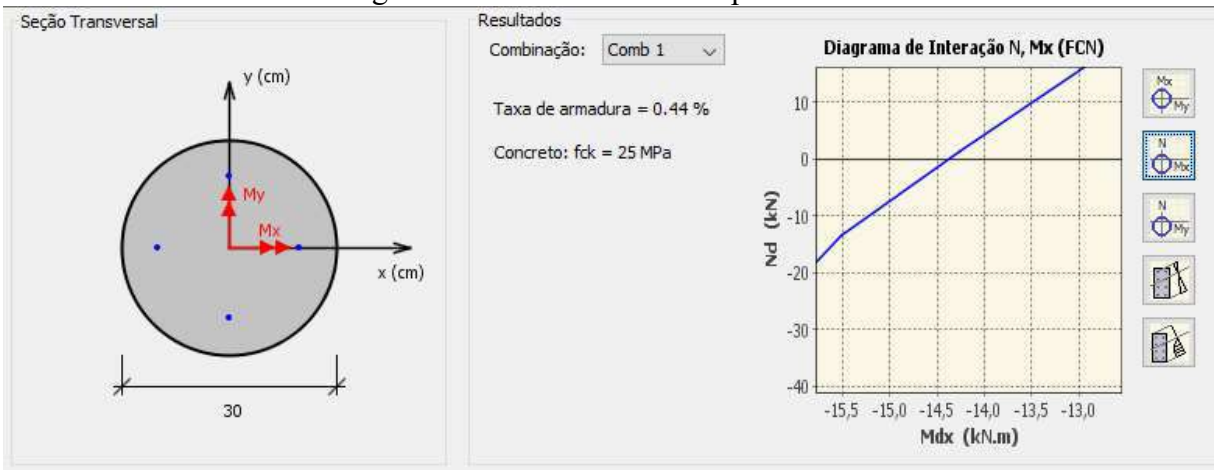
Informações do solo				Coeficiente elástico						Parâmetros diversos					
Cota	NSPT	Z	Tipo de solo	m (KN/m4)	Ch (KN/m³)	kmola (KN/m)	poisson	Cv (KN/m³)	Kn'/Kv' (KN/m)	P. E. (KN/m³)	ANG. ATRITO	coef. emp. Pas. (kp)	coef. emp. Ati. (ka)	C (KN/m²)	Res. Ñ dren. (Su) (KN/m²)
1	6	1	silte argilo arenoso	3000	3000	450,0	0,3	10.000,00	1500,0	19	22,5	2,24	0,45	37,5	50,0
1	6	1	silte argilo arenoso	3000	3000	450,0	0,3	10.000,00	1500,0	19	22,5	2,24	0,45	37,5	50,0
2	4	2	silte argilo arenoso	2000	4000	1200,0	0,3	13.333,33	4000,0	19	22,5	2,24	0,45	25,0	33,3
3	5	3	silte argilo arenoso	2500	7500	2250,0	0,3	25.000,00	7500,0	19	22,5	2,24	0,45	31,3	41,7
4	4	4	silte argilo arenoso	2000	8000	2400,0	0,3	26.666,67	8000,0	19	22,5	2,24	0,45	25,0	33,3
5	4	5	silte argilo arenoso	2000	10000	3000,0	0,3	33.333,33	10000,0	19	22,5	2,24	0,45	25,0	33,3
6	5	6	silte argilo arenoso	2500	15000	4500,0	0,3	50.000,00	15000,0	19	22,5	2,24	0,45	31,3	41,7
7	6	7	argila siltosa	3000	21000	6300,0	0,3	70.000,00	21000,0	19	15	1,70	0,59	37,5	50,0
8	6	8	argila siltosa	3000	24000	7200,0	0,3	80.000,00	24000,0	19	15	1,70	0,59	37,5	50,0
9	9	9	argila siltosa	4000	36000	10800,0	0,3	120.000,00	36000,0	19	15	1,70	0,59	50,0	66,7
10	32	10	argila silto-arenosa	9200	92000	27600,0	0,3	306.666,67	92000,0	21	15	1,70	0,59	200,0	266,7
VALORES MÉDIOS					20318,18	6013,64		67727,27	20045,45	19,18		2,04	0,50	48,86	65,15

Fonte: Autor, 2022

Momento Resistente

Em seguida foi calculado a capacidade resistente mínima que uma seção circular de concreto com 30cm de diâmetro, com um fck de 25MPa e com 4 barras de 10mm de diâmetro conseguiria suportar um momento fletor de cálculo de 14kN.m, através do programa Pcalc:

Figura 8: Momento resistente pelo Pcalc.



Fonte: Autor, 2022

Horizontal Resistente

Em seguida, através de ábacos que permite encontrar a capacidade de resistência horizontal de uma estaca, foi calculado que a força horizontal máxima que a estaca conseguiria absorver seria de 9,00 kN:

Figura 9: Cálculo da capacidade resistente horizontal da estaca.

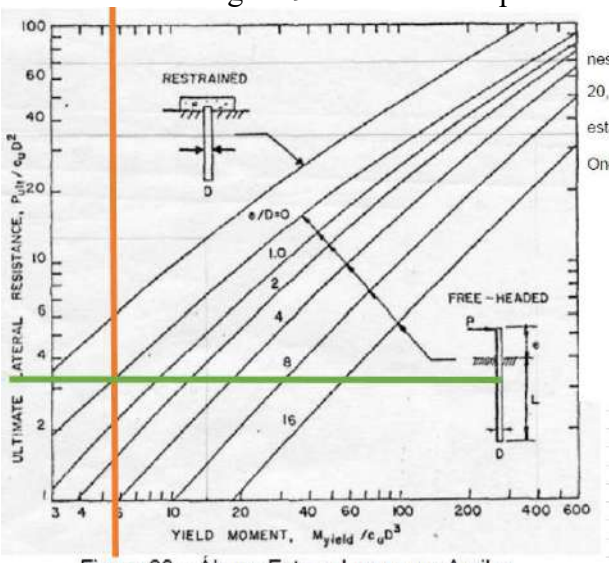


Figura 20 – Ábaco Estaca Longa em Argilas

Sabendo-se a relação $\frac{M_{yield}}{S_u \times D^3}$ define-se a condição da estaca, restrita ou livre, e neste segundo caso informa-se e/D, para enfim obter-se, através do ábaco da Figura 20, o valor de $\frac{P_{ULT}}{S_u \times D^2}$, sempre lembrando que com base nos parâmetros do solo, já estabelecidos, é possível definir o P_{ult}.

Onde,

Myield = momento máximo estruturalmente absorvido pela estaca, ou seja, momento que a armadura empregada é capaz de absorver.

e = excentricidade;

Su = Resistência não drenada do solo;

D = diâmetro da estaca;

Pult = Carga última de esforço horizontal;

DADOS DE ENTRADA			
Myield	10,10	KN.m	
D	0,30	m	
Su	65,15	KN/m²	-> Planilha "Estacas, modelagem e dimensionamento"
e	0	m	

PARÂMETROS ÁBACO		
Myield/(Su.D³)	5,74	
e/D	0,00	
Pult/(Su.D²)	3,1	-> Ábaco

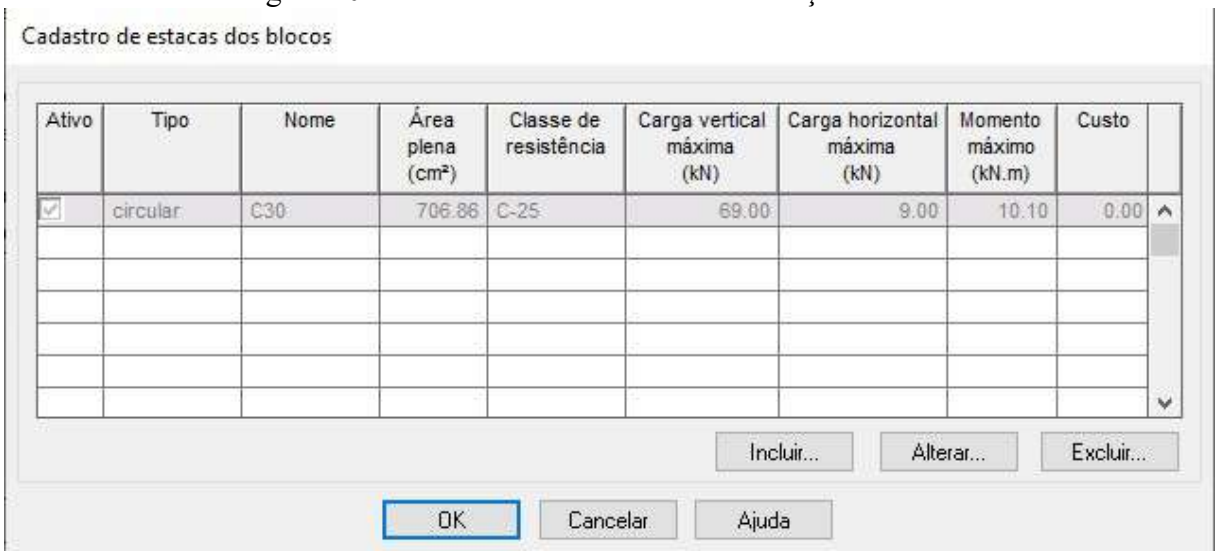
RESULTADO		
Pult	18,18	KN
Pult,k	9,09	KN
Pult,d	12,72	KN

Fonte: Autor, 2022

Lançamento no Eberick

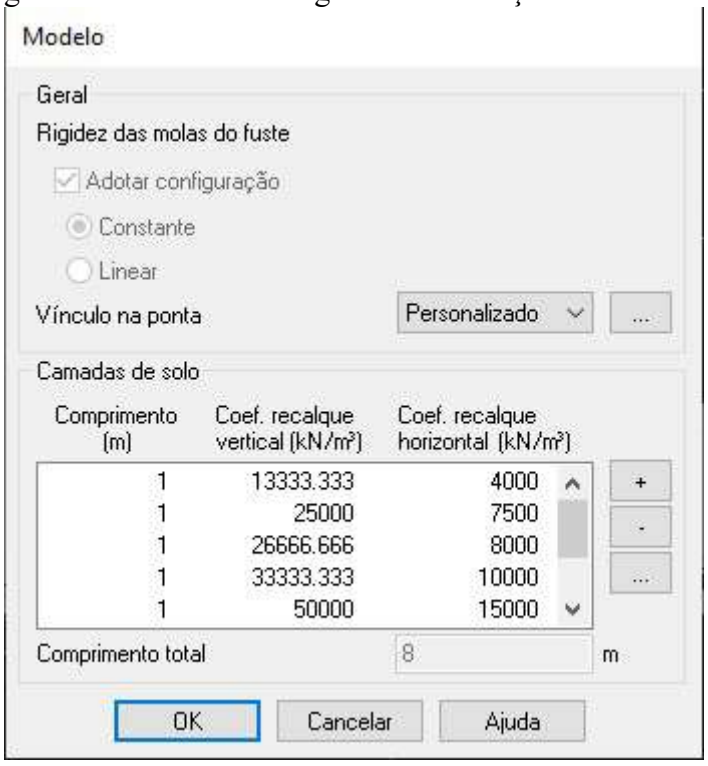
Com os esforços máximos resistentes das estacas e com os coeficientes geotécnicos definidos, criou-se uma estaca com tais características e modelou-se tais parâmetros geotécnicos no eberick:

Figura 10: Estaca cadastrada com seus esforços máximos.



Fonte: Autor, 2022

Figura 11: Características geotécnicas lançadas no eberick.



Fonte: Autor, 2022

Cargas atuantes nas estacas

Ao se processar a estrutura, foi gerado o quadro de cargas da fundação, com os esforços máximos que estavam chegando ali:

Figura 12: Quadro de Cargas das estacas.

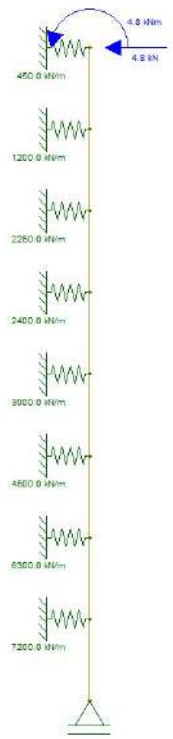
LOCAÇÃO DAS ESTACAS											
Bloco	Nome	Tipo	Coordenada X (cm)	Coordenada Y (cm)	Carga máx. kN	Carga mín. kN	Momento máx. kN.m	Momento mín. kN.m	Força horiz. máx. kN	Força horiz. mín. kN	CA (cm)
B1	E1-1	C30	-40.00	385.46	49.33	36.94	3.34	0.81	3.98	1.04	-0.90
	E1-2		50.00	385.46	54.27	46.37	3.34	0.81	3.98	1.04	
B2	E2-1	C30	255.23	385.46	59.78	50.60	4.55	3.08	4.54	1.33	-0.90
	E2-2		345.23	385.46	59.41	49.87	4.55	3.08	4.54	1.33	
B3	E3-1	C30	550.46	385.46	39.71	27.54	1.20	0.07	2.17	0.50	-0.90
	E3-2		640.46	385.46	29.47	17.13	1.20	0.07	2.17	0.50	
B4	E4-1	C30	555.46	192.73	35.30	22.46	0.46	0.00	2.41	0.20	-0.90
	E4-2		645.46	192.73	35.81	17.80	0.46	0.00	2.41	0.20	
B5	E5-1	C30	-40.00	0.00	43.38	32.70	2.92	1.23	3.18	0.71	-0.90
	E5-2		50.00	0.00	49.85	42.19	2.92	1.23	3.18	0.71	
B6	E6-1	C30	255.23	0.00	59.97	50.65	4.78	3.36	4.71	1.47	-0.90
	E6-2		345.23	0.00	59.65	49.88	4.78	3.36	4.71	1.47	
B7	E7-1	C30	550.46	0.00	38.22	26.20	1.22	0.09	2.15	0.50	-0.90
	E7-2		640.46	0.00	27.62	15.29	1.22	0.09	2.15	0.50	

Fonte: Autor, 2022

Modelagem no Ftool

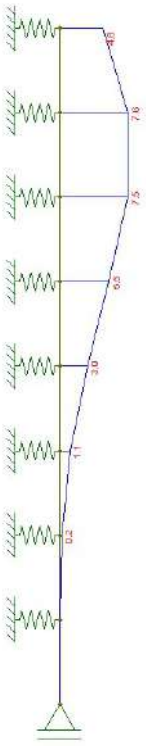
Utilizou-se da estaca com carregamento mais crítico, no caso a E6 para modelá-la no ftool, com os coeficientes de mola encontrados na tabela da figura 7, e encontrar o momento resultante da combinação do momento com a força horizontal na cabeça da estaca:

Figura 13: Estaca modelada no ftool.



Fonte: Autor, 2022

Figura 14: Diagrama de Momento gerado com 7,6kN.m como máximo.

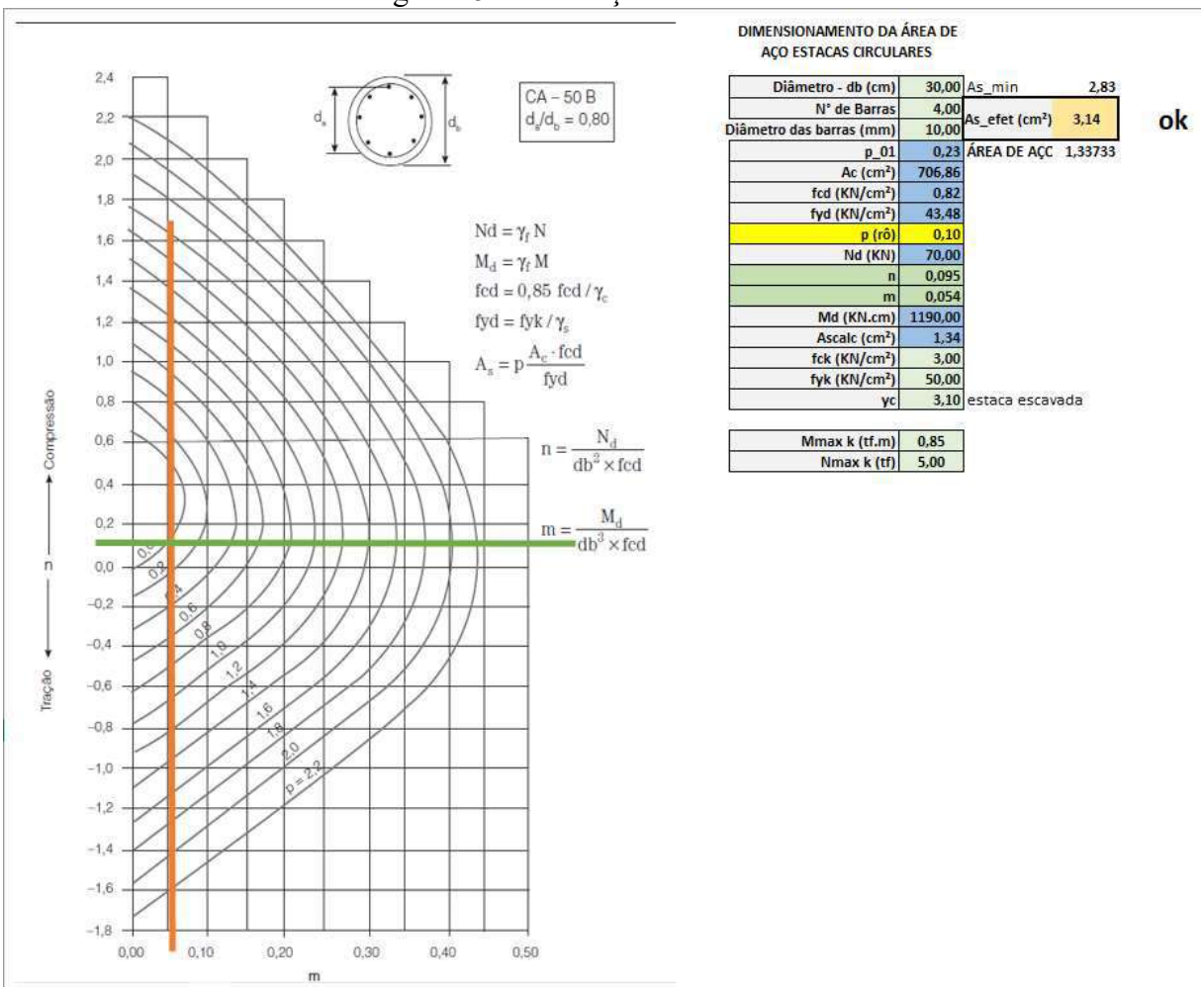


Fonte: Autor, 2022

Verificações finais

Encontrado o momento máximo gerado pela combinação dos esforços na cabeça da estaca, alimentou-se a planilha de modelagem e dimensionamento multiplicando o momento encontrado pelo fator de 1,4 para majoração dos esforços, e foi verificado que a armação prevista atende aos esforços necessários, e calculou-se as armações transversais:

Figura 15: Verificação da estaca OK.



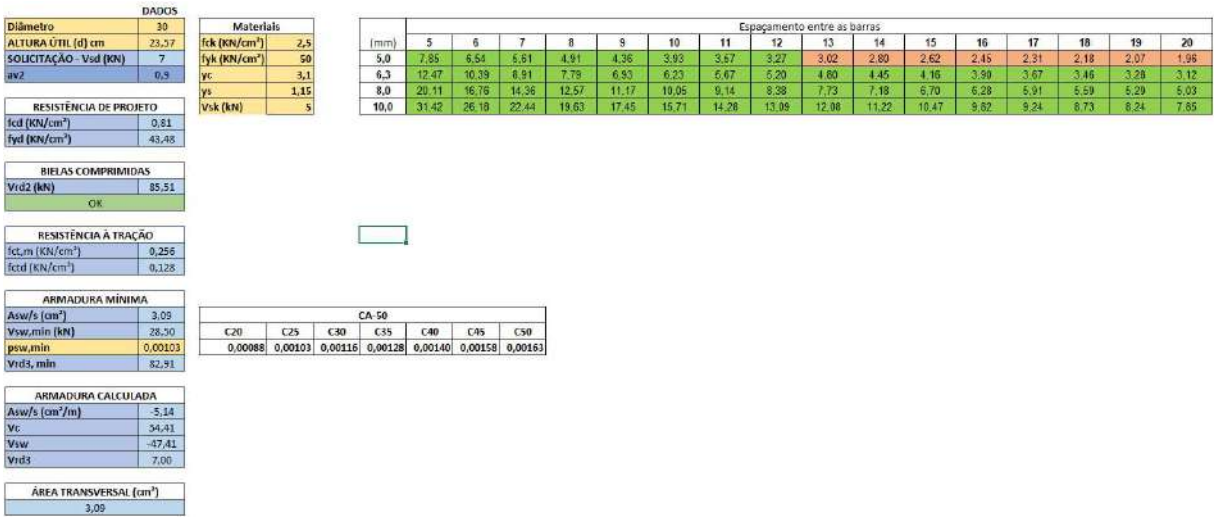
DIMENSIONAMENTO DA ÁREA DE AÇO ESTACAS CIRCULARES

Diâmetro - db (cm)	30,00	As_min	2,83	
N° de Barras	4,00	As_efet (cm²)	3,14	ok
Diâmetro das barras (mm)	10,00			
p_01	0,23	ÁREA DE AÇC	1,33733	
Ac (cm²)	706,86			
fcd (KN/cm²)	0,82			
fyd (KN/cm²)	43,48			
p (rô)	0,10			
Nd (KN)	70,00			
n	0,095			
m	0,054			
Md (KN.cm)	1190,00			
Ascalc (cm²)	1,34			
fck (KN/cm²)	3,00			
fyk (KN/cm²)	50,00			
yc	3,10	estaca escavada		

Mmax k (tf.m)	0,85
Nmax k (tf)	5,00

Fonte: Autor, 2022

Figura 16: Cálculo de estribo.



DADOS

Diâmetro	30
ALTURA ÚTIL (d) cm	23,57
SOLICITAÇÃO - Vsd (KN)	7
av2	0,9

Materiais

fck (KN/cm²)	2,5
fyk (KN/cm²)	50
yc	3,1
ys	1,15
Vsk (kN)	5

(mm)	Espaçamento entre as barras															
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
5,0	7,85	6,54	5,61	4,91	4,36	3,93	3,57	3,27	3,02	2,80	2,62	2,45	2,31	2,18	2,07	1,96
6,3	12,47	10,39	8,91	7,79	6,93	6,23	5,67	5,20	4,80	4,45	4,16	3,90	3,67	3,46	3,28	3,12
8,0	20,11	16,76	14,36	12,57	11,17	10,05	9,14	8,38	7,73	7,18	6,70	6,28	5,91	5,59	5,29	5,03
10,0	31,42	26,18	22,44	19,63	17,45	15,71	14,28	13,09	12,08	11,22	10,47	9,82	9,24	8,73	8,24	7,85

RESISTÊNCIA DE PROJETO

fcd (KN/cm²)	0,81
fyd (KN/cm²)	43,48

BIELAS COMPRIMIDAS

Vrd2 (kN)	85,51
OK	

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

fct,m (KN/cm²)	0,256
fctd (KN/cm²)	0,128

ARMADURA MÍNIMA

Asw/s (cm²)	3,09
Vsw,min (kN)	28,50
psw,min	0,00103
Vrd3, min	82,91

ARMADURA CALCULADA

Asw/s (cm²/m)	-5,14
Vc	34,41
Vsw	-47,41
Vrd3	7,00

ÁREA TRANSVERSAL (cm²)

3,09

CA-50

C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0,00088	0,00103	0,00116	0,00128	0,00140	0,00158	0,00163

Fonte: Autor, 2022

Com isso, foi definido que as estacas teriam 30cm de diâmetro, com cota de fundo a 9 metros de profundidade, totalizando 8,10m de comprimento, 4 barras de 10mm longitudinais e estribo de 6,3mm cada 20cm, armada em toda sua extensão.

ANEXO J: MEMORIAL DE CÁLCULO – ABRIGO DAS BOMBAS DE RETROLAVAGEM.

16 98134.0993 | 16 3419.0906
adm@novaes.eng.br | comercial@novaes.eng.br
engenharia@novaes.eng.br | Rua São Joaquim, 550
São Carlos/SP | www.novaes.eng.br

Memorial de cálculo do abrigo das bombas de retrolavegm pelo programa EBERICK

Memorial de cálculo 1

Resumo de resultados 22

Cargas verticais: 22

Deslocamento horizontal: 22

Verificação de estabilidade (Gama-Z): 22

Análise de 2ª ordem: 22

Verificação da Estabilidade Global da Estrutura 24

Deslocamentos Horizontais Devido à Ação do Vento 25

Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta 27

Imperfeições geométricas globais 28

Relatório de Esforços nas Fundações por Elementos 29

Pavimento Térreo 33

Resultado dos Blocos 34

Cálculo do Bloco B1 35

Cálculo das dimensões do bloco 35

Estimativa da carga solicitante 35

Determinação do número de estacas 35

Estimativa dos esforços nas estacas 36

Dimensionamento da armadura de retração 36

Dimensionamento da armadura 36

Método de cálculo: biela-tirante 36

Cálculo do Bloco B2 37

Cálculo das dimensões do bloco 37

Estimativa da carga solicitante 37

Determinação do número de estacas 37

Estimativa dos esforços nas estacas 38

Dimensionamento da armadura de retração 38

Dimensionamento da armadura 38

Método de cálculo: biela-tirante 38

Cálculo do Bloco B3 39

Cálculo das dimensões do bloco 39

Estimativa da carga solicitante 39

Determinação do número de estacas 39

Estimativa dos esforços nas estacas 40

Dimensionamento da armadura de retração 40

Dimensionamento da armadura 40

Método de cálculo: biela-tirante 40

Cálculo do Bloco B4 41

Cálculo das dimensões do bloco 41

Estimativa da carga solicitante 41

Determinação do número de estacas 41

Estimativa dos esforços nas estacas 42

Dimensionamento da armadura de retração 42

Dimensionamento da armadura 42

Método de cálculo: biela-tirante 42

Cálculo do Bloco B5 43

Cálculo das dimensões do bloco 43

Estimativa da carga solicitante 43

Determinação do número de estacas 43

Estimativa dos esforços nas estacas 44

Dimensionamento da armadura de retração 44

Dimensionamento da armadura 44

Método de cálculo: biela-tirante 44

Cálculo do Bloco B6 45

Cálculo das dimensões do bloco 45

Estimativa da carga solicitante 45

Determinação do número de estacas 45

Estimativa dos esforços nas estacas 46

Dimensionamento da armadura de retração 46

Dimensionamento da armadura 46

Método de cálculo: biela-tirante 46

Cálculo do Bloco B7 47

Cálculo das dimensões do bloco 47

Estimativa da carga solicitante 47

Determinação do número de estacas 47

Estimativa dos esforços nas estacas 48

Dimensionamento da armadura de retração 48

Dimensionamento da armadura 48

Método de cálculo: biela-tirante 48

Relatório de cálculo dos tubulões 49

Dimensionamento da base 49

Resultados de dimensionamento 49

Estabilidade 49

Dimensionamento do fuste 49

Vigas do pavimento Térreo 50

Esforços da Viga VB101 51

Esforços da Viga VB102 52

Esforços da Viga VB103 53

Esforços da Viga VB104 54

Esforços da Viga VB105 55

Esforços da Viga VB106 56

Esforços da Viga VB107 57

Esforços da Viga VB108 58

Esforços da Viga VB109 59

Esforços da Viga VB110 60

Esforços da Viga VB111 61

Resultados da Viga VB101 62

Resultados da Viga VB102 63

Resultados da Viga VB103 64

Resultados da Viga VB104 65

Resultados da Viga VB105 66

Resultados da Viga VB106 67

Resultados da Viga VB107 68

Resultados da Viga VB108 69

Resultados da Viga VB109 70

Resultados da Viga VB110 71

Resultados da Viga VB111 72

Cálculo da viga VB101 73

Pavimento Térreo - Lance 1 73

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 73

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 73

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 74

Verificação de esforços limites 74

Cálculo da viga VB102 76

Pavimento Térreo - Lance 1 76

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 76

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 76

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 77

Verificação de esforços limites 77

Cálculo da viga VB103 79

Pavimento Térreo - Lance 1 79

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 79

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 79

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 80

Verificação de esforços limites 80

Cálculo da viga VB104 82

Pavimento Térreo - Lance 1 82

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 82

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 82

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 83

Verificação de esforços limites 83

Cálculo da viga VB105 85

Pavimento Térreo - Lance 1 85

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 85

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 85

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 86

Verificação de esforços limites 86

Cálculo da viga VB106 88

Pavimento Térreo - Lance 1 88

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 88

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 88

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 89

Verificação de esforços limites 89

Cálculo da viga VB107 91

Pavimento Térreo - Lance 1 91

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 91

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 91

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 91

Verificação de esforços limites 92

Cálculo da viga VB108 93

Pavimento Térreo - Lance 1 93

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 93

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 93

Dimensionamento como consolo 94

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 94

Verificação de esforços limites 94

Cálculo da viga VB109 95

Pavimento Térreo - Lance 1 95

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 95

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 95

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 96

Verificação de esforços limites 96

Cálculo da viga VB110 98

Pavimento Térreo - Lance 1 98

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 98

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 98

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 99

Verificação de esforços limites 99

Cálculo da viga VB111 100

Pavimento Térreo - Lance 1 100

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 100

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 100

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 101

Verificação de esforços limites 101

Diagramas: VIGA VB101 - Térreo 103

Diagramas: VIGA VB102 - Térreo 106

Diagramas: VIGA VB103 - Térreo 109

Diagramas: VIGA VB104 - Térreo 112

Diagramas: VIGA VB105 - Térreo 115

Diagramas: VIGA VB106 - Térreo 118

Diagramas: VIGA VB107 - Térreo 121

Diagramas: VIGA VB108 - Térreo 124

Diagramas: VIGA VB109 - Térreo 127

Diagramas: VIGA VB110 - Térreo 130

Diagramas: VIGA VB111 - Térreo 133

Dados das Lajes 136

Resultados da Laje 137

Cálculos das Lajes 138

Pavimento Tubo Recalque 141

Vigas do pavimento Tubo Recalque 142

Esforços da Viga V201 143

Esforços da Viga V202 144

Esforços da Viga V203 145

Esforços da Viga V204 146

Esforços da Viga V205 147

Resultados da Viga V201 148

Resultados da Viga V202 149

Resultados da Viga V203 150

Resultados da Viga V204 151

Resultados da Viga V205 152

Cálculo da viga V201 153

Pavimento Tubo Recalque - Lance 2 153

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 153

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 153

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 154

Verificação de esforços limites 154

Cálculo da viga V202 156

Pavimento Tubo Recalque - Lance 2 156

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 156

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 156

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 157

Verificação de esforços limites 157

Cálculo da viga V203 158

Pavimento Tubo Recalque - Lance 2 158

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 158

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 158

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 159

Verificação de esforços limites 159

Cálculo da viga V204 160

Pavimento Tubo Recalque - Lance 2 160

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 160

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 160

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 160

Verificação de esforços limites 161

Cálculo da viga V205 162

Pavimento Tubo Recalque - Lance 2 162

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA..... 162

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 162

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 163

Verificação de esforços limites..... 163

Diagramas: VIGA V201 - Tubo Recalque 164

Diagramas: VIGA V202 - Tubo Recalque 167

Diagramas: VIGA V203 - Tubo Recalque 170

Diagramas: VIGA V204 - Tubo Recalque 173

Diagramas: VIGA V205 - Tubo Recalque 176

Pavimento Cobertura 179

Resultados dos Pilares 180

Cálculo do Pilar P1 181

Dimensionamento da armadura longitudinal 181

Seção crítica do pilar: BASE 181

Dimensionamento da armadura transversal 181

Cálculo do Pilar P2 183

Dimensionamento da armadura longitudinal 183

Seção crítica do pilar: CENTRO 183

Dimensionamento da armadura transversal 183

Cálculo do Pilar P3 185

Dimensionamento da armadura longitudinal 185

Seção crítica do pilar: BASE 185

Dimensionamento da armadura transversal 185

Cálculo do Pilar P6 189

Dimensionamento da armadura longitudinal 189

Seção crítica do pilar: CENTRO 189

Dimensionamento da armadura transversal 189

Cálculo do Pilar P7 191

Dimensionamento da armadura longitudinal 191

Seção crítica do pilar: CENTRO 191

Dimensionamento da armadura transversal 191

Cálculo dos Pilares 193

Quadro de Cargas e Taxa de Compressão Permanente nos Pilares 194

Vigas do pavimento Cobertura 195

Esforços da Viga V301 196

Esforços da Viga V302 197

Esforços da Viga V303 198

Esforços da Viga V304 199

Esforços da Viga V305 200

Esforços da Viga V306 201

Resultados da Viga V301 202

Resultados da Viga V302 203

Resultados da Viga V303 204

Resultados da Viga V304 205

Resultados da Viga V305 206

Resultados da Viga V306 207

Cálculo da viga V301 208

Pavimento Cobertura - Lance 3 208

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA..... 208

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 208

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 209

Verificação de esforços limites..... 209

Cálculo da viga V302 210

Pavimento Cobertura - Lance 3 210

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA..... 210

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 210

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 211

Verificação de esforços limites..... 211

Cálculo da viga V303 212

Pavimento Cobertura - Lance 3 212

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA..... 212

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 212

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 213

Verificação de esforços limites 213

Cálculo da viga V304 214

Pavimento Cobertura - Lance 3 214

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 214

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 214

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 214

Verificação de esforços limites 215

Cálculo da viga V305 216

Pavimento Cobertura - Lance 3 216

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA 216

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 216

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 216

Verificação de esforços limites 217

Cálculo da viga V306 218

Pavimento Cobertura - Lance 3 218

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA..... 218

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA 218

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 219

Verificação de esforços limites..... 219

Diagramas: VIGA V301 - Cobertura..... 221

Diagramas: VIGA V302 - Cobertura..... 224

Diagramas: VIGA V303 - Cobertura..... 227

Diagramas: VIGA V304 - Cobertura..... 230

Diagramas: VIGA V305 - Cobertura..... 233

Diagramas: VIGA V306 - Cobertura..... 236

Verificação de incêndio 239

Vigas 239

Legenda..... 239

Lajes..... 239

Legenda 239

Pilares 239

Legenda 240

Pavimento Térreo 240

Vigas 240

Lajes 241

Pavimento Tubo Recalque 241

Vigas 241

Pavimento Cobertura 242

Vigas 242

Pilares 242

Resumo de resultados

Cargas verticais:

Peso próprio = 14.31 tf

Adicional = 3.29 tf

Acidental = 0.16 tf

Total = 17.76 tf

Área aproximada = 3.19 m²

Relação = 5562.84 kgf/m²

AVISO: Relação de carga por área não usual para edifícios

Deslocamento horizontal:

X+ = 0.00 cm (limite 0.64)

X- = 0.00 cm (limite 0.64)

Y+ = 0.00 cm (limite 0.64)

Y- = 0.00 cm (limite 0.64)

Verificação de estabilidade (Gama-Z):

Forças horizontais devido ao vento desabilitadas

AVISO: Não foi realizada verificação de estabilidade global

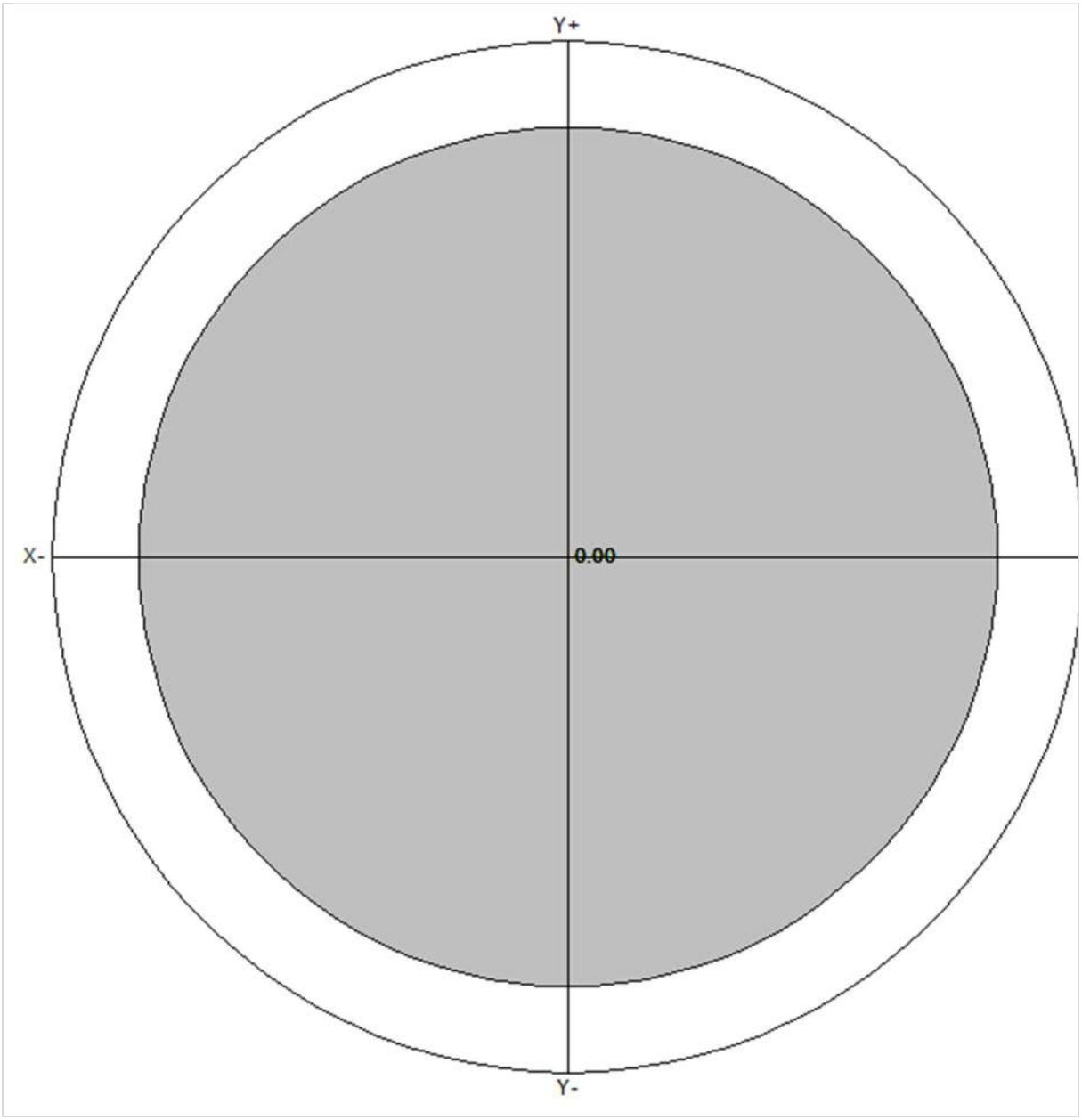
Análise de 2ª ordem:

Processo P-Delta

Sem deslocamentos no topo da edificação

Verificação da Estabilidade Global da Estrutura

Deslocamentos Horizontais Devido à Ação do Vento



Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	1096.00			
Deslocamento limite (cm)	0.64			
Deslocamento característico (cm)	0.00	0.00	0.00	0.00
gf2	0.00	0.00	0.00	0.00
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0.00	0.00	0.00	0.00

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento combinações frequentes (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
Cobertura	115.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.14

Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta

Imperfeições geométricas globais

Parâmetros	
Altura total da edificação (m)	10.96
N° de pilares contínuos	5
Combinação vertical	G1+G2+Q+A
Tipo de estrutura	Estruturas usuais
Ângulo adotado	1/387

Pavimento	Carga vertical (tf)	Carga aplicada (tf)		Deslocamento (cm)	
		X	Y	X	Y
Cobertura	2.83	0.01	0.01	0.00	0.00
Tubo Recalque	6.36	0.02	0.02	0.00	0.00
Térreo	8.57	0.02	0.02	0.00	0.00

Relatório de Esforços nas Fundações por Elementos

Fundação B1						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	30.17	0.07	-0.53	0.20	0.03	0.00
Adicional (G2)	22.28	1.38	0.56	-0.32	2.74	-0.38
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.39	0.03	0.00	0.00	0.02	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Desaprumo X+ (D1)	-0.14	-0.01	0.03	0.13	-0.01	0.00
Desaprumo X- (D2)	0.14	0.01	-0.03	-0.13	0.01	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.17	-0.03	0.00	0.00	0.12	0.00
Desaprumo Y- (D4)	-0.17	0.03	0.00	0.00	-0.12	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+D1	52.31	1.44	0.06	0.01	2.77	-0.37
G1+G2+D2	52.60	1.47	0.01	-0.25	2.78	-0.37
G1+G2+D3	52.62	1.42	0.04	-0.12	2.90	-0.37
G1+G2+D4	52.28	1.49	0.03	-0.12	2.65	-0.37
G1+G2+Q+D1	52.70	1.48	0.06	0.00	2.79	-0.37
G1+G2+Q+D2	52.98	1.50	0.00	-0.25	2.80	-0.37
G1+G2+Q+D3	53.01	1.46	0.03	-0.12	2.92	-0.37
G1+G2+Q+D4	52.67	1.52	0.03	-0.12	2.67	-0.37

Fundação B2						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	21.16	0.77	0.41	-0.33	0.43	-0.01
Adicional (G2)	15.22	1.04	-1.01	0.52	3.50	-0.50
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	-0.02	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Desaprumo X+ (D1)	0.14	0.00	0.02	0.09	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	-0.14	0.00	-0.02	-0.09	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.08	-0.04	-0.01	0.00	0.08	0.00
Desaprumo Y- (D4)	-0.08	0.04	0.01	0.00	-0.08	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+D1	36.51	1.80	-0.58	0.27	3.93	-0.52
G1+G2+D2	36.23	1.81	-0.62	0.09	3.93	-0.52
G1+G2+D3	36.46	1.76	-0.61	0.19	4.01	-0.52
G1+G2+D4	36.29	1.85	-0.60	0.18	3.85	-0.51
G1+G2+Q+D1	36.49	1.81	-0.58	0.27	3.93	-0.52
G1+G2+Q+D2	36.21	1.81	-0.62	0.09	3.94	-0.52
G1+G2+Q+D3	36.44	1.77	-0.60	0.18	4.01	-0.52
G1+G2+Q+D4	36.27	1.85	-0.59	0.17	3.86	-0.52

Fundação B3						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	16.67	0.16	0.20	-0.20	0.06	0.00
Adicional (G2)	-1.32	3.52	0.20	0.40	3.73	-0.33
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.11	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00

Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Desaprumo X+ (D1)	-0.08	0.01	0.02	0.03	0.01	0.00
Desaprumo X- (D2)	0.08	-0.01	-0.02	-0.03	-0.01	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.04	0.00
Desaprumo Y- (D4)	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.04	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+D1	15.27	3.69	0.42	0.23	3.80	-0.33
G1+G2+D2	15.44	3.66	0.37	0.17	3.78	-0.33
G1+G2+D3	15.35	3.67	0.39	0.20	3.83	-0.33
G1+G2+D4	15.36	3.68	0.40	0.20	3.75	-0.33
G1+G2+Q+D1	15.38	3.69	0.43	0.22	3.80	-0.33
G1+G2+Q+D2	15.54	3.66	0.38	0.16	3.78	-0.33
G1+G2+Q+D3	15.46	3.67	0.40	0.19	3.83	-0.33
G1+G2+Q+D4	15.47	3.68	0.40	0.19	3.75	-0.33

Fundação B4						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	11.01	-0.06	-0.73	0.31	-0.05	0.00
Adicional (G2)	-4.69	7.08	0.70	-0.06	6.36	-0.33
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.36	0.02	-0.03	0.02	0.01	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Desaprumo X+ (D1)	0.06	0.00	-0.02	0.03	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	-0.06	0.00	0.02	-0.03	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	-0.06	0.02	0.01	-0.01	0.03	0.00
Desaprumo Y- (D4)	0.06	-0.02	-0.01	0.01	-0.03	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+D1	6.39	7.01	-0.05	0.28	6.30	-0.32
G1+G2+D2	6.26	7.02	-0.01	0.22	6.31	-0.32
G1+G2+D3	6.27	7.03	-0.02	0.24	6.34	-0.32
G1+G2+D4	6.38	7.00	-0.04	0.26	6.27	-0.32
G1+G2+Q+D1	6.75	7.03	-0.08	0.30	6.31	-0.32
G1+G2+Q+D2	6.62	7.03	-0.05	0.23	6.32	-0.32
G1+G2+Q+D3	6.63	7.05	-0.05	0.26	6.35	-0.32
G1+G2+Q+D4	6.75	7.01	-0.08	0.27	6.28	-0.32

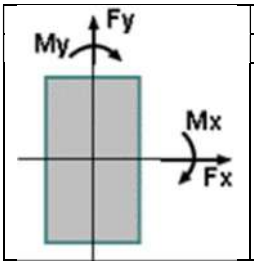
Fundação B5						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	12.78	-0.59	-0.29	0.06	-0.30	-0.02
Adicional (G2)	17.15	6.90	-4.65	3.35	6.32	-0.30
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.54	-0.05	-0.02	0.01	-0.02	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Desaprumo X+ (D1)	0.01	0.00	-0.01	0.09	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	-0.01	0.00	0.01	-0.09	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.05	0.02	-0.01	0.00	0.09	0.00
Desaprumo Y- (D4)	-0.05	-0.02	0.01	0.00	-0.09	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+D1	29.94	6.31	-4.95	3.51	6.02	-0.32
G1+G2+D2	29.92	6.31	-4.92	3.32	6.02	-0.32
G1+G2+D3	29.99	6.32	-4.95	3.42	6.12	-0.32
G1+G2+D4	29.88	6.29	-4.93	3.41	5.93	-0.32

G1+G2+Q+D1	30.48	6.26	-4.97	3.51	6.00	-0.32
G1+G2+Q+D2	30.46	6.26	-4.94	3.33	6.00	-0.32
G1+G2+Q+D3	30.52	6.27	-4.96	3.42	6.09	-0.32
G1+G2+Q+D4	30.41	6.24	-4.95	3.42	5.91	-0.32

Fundação B6						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	29.53	0.14	-0.81	0.36	0.07	-0.02
Adicional (G2)	-19.44	1.33	-3.70	3.08	2.91	-0.32
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.26	-0.02	-0.01	0.00	-0.01	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Desaprumo X+ (D1)	-0.11	0.01	0.00	0.03	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	0.11	-0.01	0.00	-0.03	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	-0.16	-0.02	0.00	0.00	0.02	0.00
Desaprumo Y- (D4)	0.16	0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+D1	9.99	1.47	-4.51	3.46	2.99	-0.34
G1+G2+D2	10.20	1.46	-4.52	3.40	2.98	-0.34
G1+G2+D3	9.94	1.45	-4.52	3.44	3.01	-0.34
G1+G2+D4	10.25	1.48	-4.51	3.43	2.96	-0.34
G1+G2+Q+D1	10.25	1.45	-4.52	3.47	2.98	-0.34
G1+G2+Q+D2	10.47	1.44	-4.52	3.41	2.97	-0.34
G1+G2+Q+D3	10.20	1.43	-4.52	3.44	3.00	-0.34
G1+G2+Q+D4	10.52	1.46	-4.52	3.43	2.95	-0.34

Fundação B7						
Combinação	**N (kN)**	**Mx (kN.m)**	**My (kN.m)**	**Vx (kN)**	**Vy (kN)**	**Mt (kN/m)**
Peso próprio (G1)	21.75	-0.47	0.60	-0.40	-0.26	0.03
Adicional (G2)	3.73	2.08	0.11	1.04	4.45	-0.63
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	-0.05	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Desaprumo X+ (D1)	0.12	0.00	0.02	0.06	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	-0.12	0.00	-0.02	-0.06	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	-0.09	-0.03	0.00	0.00	0.06	0.00
Desaprumo Y- (D4)	0.09	0.03	0.00	0.00	-0.06	0.00
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+D1	25.61	1.60	0.73	0.70	4.19	-0.60
G1+G2+D2	25.36	1.61	0.69	0.59	4.19	-0.60
G1+G2+D3	25.40	1.58	0.71	0.64	4.25	-0.60
G1+G2+D4	25.58	1.63	0.71	0.64	4.13	-0.60
G1+G2+Q+D1	25.56	1.61	0.75	0.69	4.19	-0.60
G1+G2+Q+D2	25.31	1.61	0.70	0.58	4.19	-0.60
G1+G2+Q+D3	25.35	1.58	0.73	0.63	4.25	-0.60
G1+G2+Q+D4	25.53	1.63	0.72	0.63	4.13	-0.60

Legenda	
	- Caso: indica o caso de carregamento no qual serão apresentados os esforços atuantes;
	- Elemento: nome da fundação;
	- N: esforço axial na fundação (inclui o peso próprio do bloco caso sua seção tenha sido definida no lançamento);
	- Mx: momento fletor na fundação, atuante em torno do eixo X global;
	- My: momento fletor na fundação, atuante em torno do eixo Y global;

	- Fx: esforço cortante na fundação, atuante no plano paralelo à direção X global; - Fy: esforço cortante na fundação, atuante no plano paralelo à direção Y global; - Mt: momento de torção atuante.

Pavimento Térreo

Resultado dos Blocos

Térreo	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

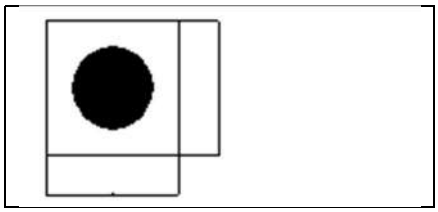
Blocos	ne Estaca	LB LH (cm)	hb (m)	Principal (cm²)		Estribo (cm²)		Superior (cm²)		As dist. (cm²)
				X	Y	Hor.	Vert.	X	Y	
B1	1 C30	50.00 50.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B2	1 C30	50.00 50.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B3	1 C30	50.00 50.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B4	1 C30	50.00 50.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B5	1 C30	50.00 50.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B6	1 C30	50.00 50.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B7	1 C30	50.00 50.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-

Cálculo do Bloco B1

Pavimento Térreo - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	0.50
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	0.90 m²
Volume concreto	0.11 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
2.72	50.29	0.00	53.01

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	53.01	52.28	1.52	2.92

Limites	62.00	-3.10	13.50	11.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E1-1	53.01	52.28	1.52	2.92

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	6.68	19.54	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

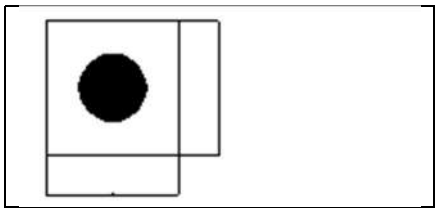
	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	2.48	0.64	5 ø 5.0
Estribo vertical	2.48	0.40	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

Cálculo do Bloco B2

Pavimento Térreo - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	0.50
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	0.90 m²
Volume concreto	0.11 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
2.72	33.79	0.00	36.51

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	36.51	36.21	1.94	4.02

Limites	62.00	-3.10	13.50	11.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E2-1	36.51	36.21	1.94	4.02

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	6.68	19.54	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

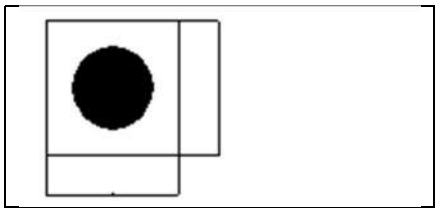
	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	1.71	0.44	5 ø 5.0
Estribo vertical	1.71	0.28	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

Cálculo do Bloco B3

Pavimento Térreo - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	0.50
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	0.90 m²
Volume concreto	0.11 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
0.91	14.64	0.00	15.54

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	17.36	17.09	2.78	3.84

Limites	62.00	-3.10	13.50	11.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E3-1	15.54	15.27	2.78	3.84

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	6.68	19.54	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

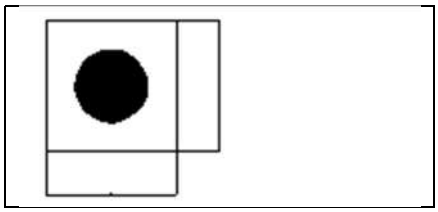
	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.73	0.19	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.73	0.12	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

Cálculo do Bloco B4

Pavimento Térreo - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	0.50
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	0.90 m²
Volume concreto	0.11 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
2.72	4.03	0.00	6.75

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	6.75	6.26	7.05	6.36

Limites	62.00	-3.10	13.50	11.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E4-1	6.75	6.26	7.05	6.36

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	6.68	19.54	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

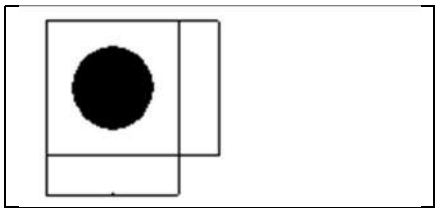
	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.32	0.08	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.32	0.05	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

Cálculo do Bloco B5

Pavimento Térreo - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	0.50
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	0.90 m²
Volume concreto	0.11 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
0.91	29.62	0.00	30.52

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	32.34	31.69	6.31	7.01

Limites	62.00	-3.10	13.50	11.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E5-1	30.52	29.88	6.31	7.01

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	6.68	19.54	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

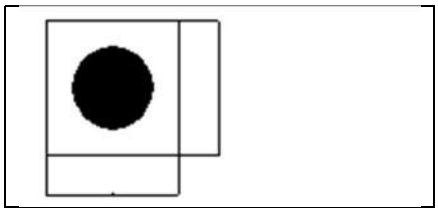
	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	1.43	0.37	5 ø 5.0
Estribo vertical	1.43	0.23	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

Cálculo do Bloco B6

Pavimento Térreo - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	0.50
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	0.90 m²
Volume concreto	0.11 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
0.91	9.61	0.00	10.52

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	12.33	11.75	3.74	4.58

Limites	62.00	-3.10	13.50	11.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E6-1	10.52	9.94	3.74	4.58

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	6.68	19.54	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

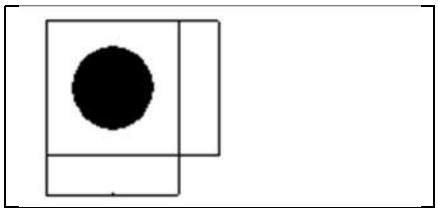
	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.49	0.13	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.49	0.08	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

Cálculo do Bloco B7

Pavimento Térreo - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 0.05 m	fck = 25 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25 kN/m³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	**Útil**	0.40	**LB**	0.50
Seção	0.30	**Total**	0.45	**LH**	0.50
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	**Cobrimento do bloco na estaca**	0.05	**Cobrimento do bloco (CB)**	0.10

Área de forma	0.90 m²
Volume concreto	0.11 m³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
0.91	24.70	0.00	25.61

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	0.50x0.50	0.45	2.72	27.43	27.13	1.08	4.30

Limites	62.00	-3.10	13.50	11.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E7-1	25.61	25.31	1.08	4.30

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)
Estribo horizontal	Lento	6.68	19.54	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	1.20	0.31	5 ø 5.0
Estribo vertical	1.20	0.19	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

Relatório de cálculo dos tubulões

Térreo	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

Dimensionamento da base

Resultados de dimensionamento

Nome	Dados						Resultados			
	Esforços			Solo			Dimensões (m)		Armadura	
	MB MH (kN.m)	FB FH (kN)	Carga Carga total (kN)	Padm	E Solo (kN/m³) Coesão (kN/m²)	Ângulo atrito (graus)	B H	H0 H1	AsB inf AsB sup	AsH inf AsH sup

Estabilidade

Nome	Esforços			Pressões(kN/m²)		Estabilidade				Dimensionamento	
						Tombamento		Deslizamento	Arranc.	Dir. B	Dir. H
	MB MH (kN.m)	FB FH (kN)	Carga Carga total (kN)	Padm	Psolo Sig1 Sig2 Sig3 Sig4	Dir. B Msd Mrd Cond. (1.5)	Dir. H Msd Mrd Cond. (1.5)	Fsd Frd Cond. (1.5)	Nt Ns Ns>Nt	Md As (cm²/m) A's (cm²/m)	Md As (cm²/m) A's (cm²/m)

Dimensionamento do fuste

Nome	Seção (m)	Esforços		Verificação concreto simples				Resultados		
		Nd Vd (kN)	Msd Mtd (kN.m)	SigCd SigCrd (kN/m²) Cond.	SigTd SigTrd (kN/m²) Cond.	CisWd CisWrd (kN/m²) Cond.	Cota limite (m)	Msd Mrd (kN.m) Cond.	As fuste	Estribo Fretagem Cota (m)

Vigas do pavimento Térreo

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kN.m)	As	Als	Md (kN.m)	As	Als	
VB101	1.40 0.00	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-1.48 -1.67	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VB102	1.88 0.00	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	-2.48 -5.17	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB103	3.14	2 ø 8.0		-0.62 -6.02	2 ø 8.0 2 ø 8.0		Aviso 08
VB104	5.14	2 ø 8.0		-1.98 -3.94	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VB105	1.21 1.55	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-0.90 -3.05	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VB106	3.39	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-0.36 -1.16	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB107	12.18	2 ø 10.0		-14.97	2 ø 10.0		
VB108	3.14	2 ø 10.0	2 ø 8.0	-6.42 -11.39	2 ø 10.0 2 ø 10.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	Aviso 38
VB109	1.29	2 ø 10.0	2 ø 8.0	-5.58 -11.18	2 ø 10.0 3 ø 10.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB110	10.07	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-1.65	2 ø 8.0		
VB111	7.32	2 ø 8.0		-0.78	2 ø 8.0		Avisos 06, 38

Esforços da Viga VB101

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P1		0.24								3.13			
1		0.95	2.48	0.00			3.56	0.00	4.28			1.25	-1.48
		0.20											
2		0.74	2.48	0.00			1.83	0.00	4.71			1.40	-1.55
P2		0.50								5.85			
3	1.00 0.91	0.91	2.48	0.00			0.00	0.00	3.32				-1.67
		0.00											

Esforços da Viga VB102

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
		0.50											
1		0.92	2.48	0.00			0.00	-6.48	5.61			1.88	-2.30
		0.20											
2		0.74	2.48	0.00			0.00	-3.99	4.48				-2.48 -5.17
P7		0.50								5.10			
3	0.80 0.71	0.71	2.48	0.00			0.00	0.00	2.66				-1.06
		0.00											

Esforços da Viga VB103

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
		0.31											
1	1.27 1.30	0.39	1.50	0.00			1.44	0.00	9.07				-0.62 -6.02
		0.50											
2		0.41	1.50	0.00			0.00	-1.19	3.74			3.14 1.18	
VB109		0.26								2.46			

Esforços da Viga VB104

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
VB111		0.31								6.49			
1		0.10	1.50	0.00			0.00	-0.81	8.76			0.55 2.70	
		0.00											
2		1.00	1.50	0.00			0.85	-0.81	8.25		2.50	0.59 1.84	
		0.00											
3	3.07 2.79	0.62	1.50	0.00			0.85	0.00	6.60			5.14 1.45	
		0.00											
4		1.00	1.50	0.00			5.70	0.00	14.39			1.47	-1.98
		0.00											
5		0.07	1.50	0.00			5.70	0.00	14.77				-1.12 -3.94
VB109		0.26								10.84			

Esforços da Viga VB105

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
		0.20											
1		0.34	1.50	0.00			4.87	0.00	5.23			1.21	-0.90
		0.00											
2		0.19	1.50	0.00			4.87	0.00	10.13				-0.84 -3.05
P5		0.50								17.24			
3	0.40 0.31	0.31	1.50	0.00			0.00	-0.94	13.06		1.55	1.18 0.46	
		0.00											

Esforços da Viga VB106

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
		0.50											
1	1.18 0.99	0.50	1.50	0.00			0.00	-6.27	9.45			3.39 0.35	
		0.00											
2		0.49	1.50	0.00			0.00	-6.27	1.97				-0.36 -1.16
VB101		0.20								1.36			

Esforços da Viga VB107

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
		0.50											
1	3.23 3.05	3.05	1.50	0.00			0.36	0.00	11.56			12.18	-14.97
P2		0.50								8.39			

Esforços da Viga VB108

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P4		0.23								7.58			
1	1.45 1.27	1.06	1.50	0.00			0.71	-7.42	16.47		3.14	0.62	-3.80
		0.00											
2		0.21	1.50	0.00			0.00	-6.83	17.05				-6.42 -11.39
P1		0.50								12.26			

Esforços da Viga VB109

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
		0.26											
1		0.69	1.50	0.00			0.00	-1.35	5.59			1.29	-3.13
	1.22 1.00	0.26											
2		0.06	1.50	0.00			1.91	0.00	20.81				-5.58 -11.18
P1		0.50								15.10			

Esforços da Viga VB110

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P6		0.58								0.00			
1	1.07 0.89	0.29	1.50	0.00			8.92	0.00	19.44			10.07 2.84	
		0.00											
2		0.60	1.50	0.00			8.92	0.00	19.66			2.48	-1.65
P5		0.58								0.00			

Esforços da Viga VB111

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P6		0.20								2.93			
1	1.40 1.15	0.00	1.50	0.00			1.21	0.00	3.75			6.52 7.32	
		0.31											
2		0.84	1.50	0.00			1.63	0.00	7.82			6.94	-0.78
VB103		0.31								5.66			

Resultados da Viga VB101

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P1	0.24			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	1.89	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.00
P2	0.50			2 ø 8.0 0.90					0.00
2	0.91	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.00
									0.00

Resultados da Viga VB102

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
	0.50								0.00
1	1.86	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.18		ø 5.0 c/ 15			0.01
P7	0.50		2 ø 8.0 0.11	2 ø 8.0 0.90					0.04
2	0.71	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.00
									0.00

Resultados da Viga VB103

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
	0.31			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	1.30	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.01
VB109	0.26								0.00

Resultados da Viga VB104

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
VB111	0.31								0.00
1	2.79	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.04
VB109	0.26			2 ø 8.0 0.90					0.02

Resultados da Viga VB105

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
	0.20								0.00
1	0.52	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.00
P5	0.50			2 ø 8.0 0.90					0.01
2	0.31	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.00
									0.00

Resultados da Viga VB106

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
	0.50								0.00
1	0.99	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.17		ø 5.0 c/ 15			0.02
VB101	0.20		2 ø 8.0 0.17	2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VB107

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
	0.50								0.00
1	3.05	20.00 x 30.00	2 ø 10.0 1.11			ø 5.0 c/ 15			0.10
P2	0.50			2 ø 10.0 1.38					0.16

Resultados da Viga VB108

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P4	0.23								0.00
1	1.27	20.00 x 30.00	2 ø 10.0 1.18	2 ø 8.0 0.66		ø 5.0 c/ 15			0.01
P1	0.50		2 ø 8.0 0.65	2 ø 10.0 1.60					0.10

Resultados da Viga VB109

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
	0.26								0.00
1	1.00	20.00 x 30.00	2 ø 10.0 1.38	2 ø 8.0 0.66		ø 5.0 c/ 15			0.00
P1	0.50		2 ø 8.0 0.66	3 ø 10.0 1.68					0.04

Resultados da Viga VB110

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P6	0.58								0.00
1	0.89	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.91	2 ø 8.0 0.72		ø 5.0 c/ 15			0.13
P5	0.58			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VB111

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P6	0.20								0.00
1	1.15	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.07
VB103	0.31			2 ø 8.0 0.90					0.00

Cálculo da viga VB101

Pavimento Térreo - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 3.56 kN situação: GE Meq = 0.39 kN.m As = 0.08 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.23 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 1.00 kN.m fiss = 0.00 mm
2 3-3	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm				As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.00 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 3.56 kN situação: GE Meq = 0.39 kN.m As = 0.08 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.24 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 1.07 kN.m

				fiss = 0.00 mm
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.83 kN situação: GE Meq = 0.20 kN.m As = 0.12 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.24 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 1.24 kN.m fiss = 0.00 mm
4	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

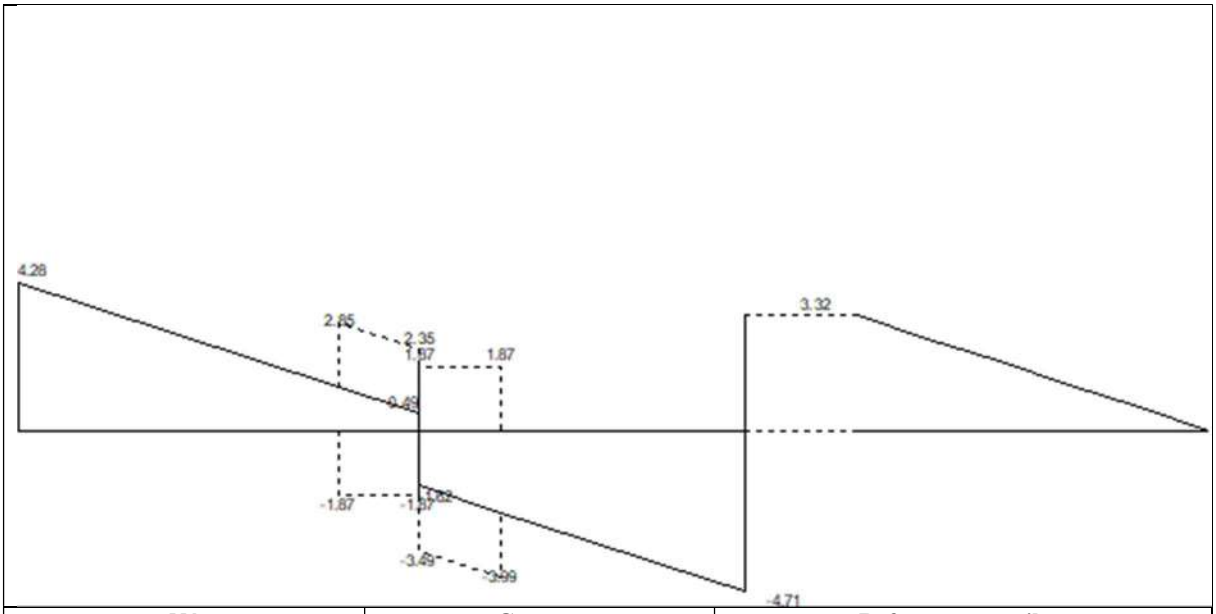
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 4.71 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.81 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
2 3-3	Vd = 3.32 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.13		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	**Viga**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Estribos**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Vdequiv**	**Compr. Trecho (m)**
2	VB106	-	-	-	-1.97	0.03	1.87	0.30
Condição: Nó 2: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								

Cálculo da viga VB102

Pavimento Térreo - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm			Fd = 7.78 kN situação: GE Meq = 0.86 kN.m As = 0.27 cm² A's = 0.18 cm² yLN = 0.13 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.18 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 4.61 kN M = 1.26 kN.m fiss = 0.01 mm
2 3-3	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm				As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.00 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm²		Fd = 7.78 kN situação: GE	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²)

	A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Meq = 0.86 kN.m As = 0.32 cm² A's = 0.18 cm² yLN = 0.20 cm	d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.18 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 4.61 kN M = 1.80 kN.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 4.79 kN situação: GE Meq = 0.53 kN.m As = 0.52 cm² A's = 0.11 cm² yLN = 0.59 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.11 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 2.87 kN M = 3.62 kN.m fiss = 0.04 mm
4	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

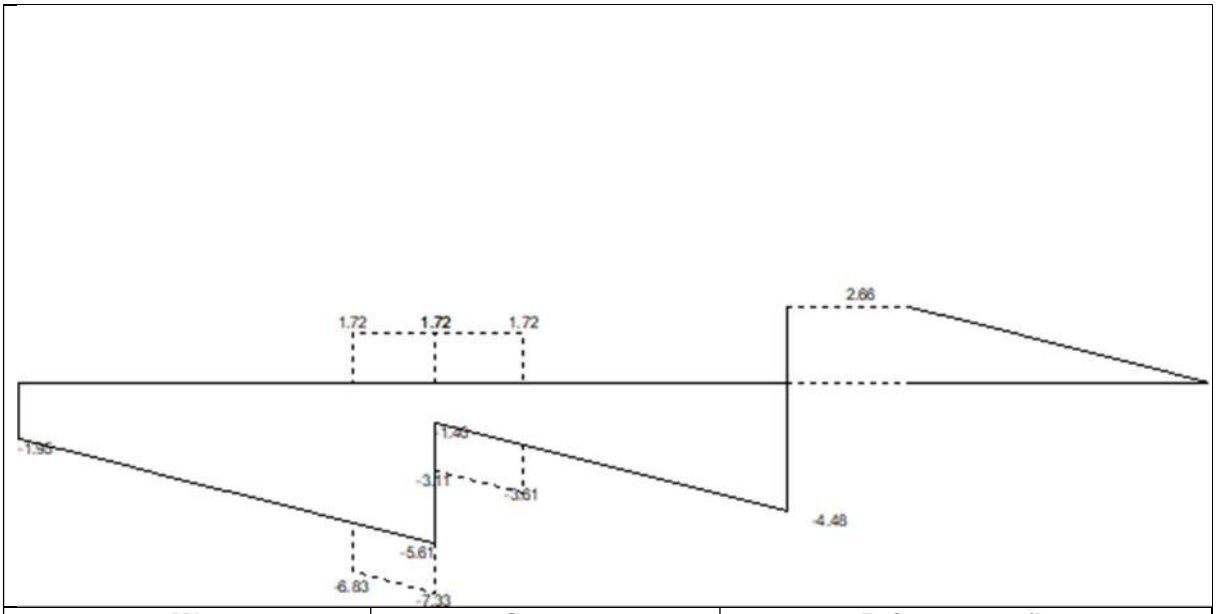
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 5.61 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.87 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11
2 3-3	Vd = 2.66 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	**Viga**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Estribos**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Vdequiv**	**Compr. Trecho (m)**
2	VB105	-	-	-	4.22	0.03	1.72	0.30

Condição:
Nó 2: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga VB103

Pavimento Térreo - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.44 kN situação: GE Meq = 0.16 kN.m As = 0.26 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.42 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.85 kN M = 2.08 kN.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.44 kN situação: GE Meq = 0.16 kN.m As = 0.04 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.10 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.43 kN.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.44 kN situação: GE Meq = 0.16 kN.m As = 0.52 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.79 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.85 kN M = 4.36 kN.m fiss = 0.05 mm

3	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

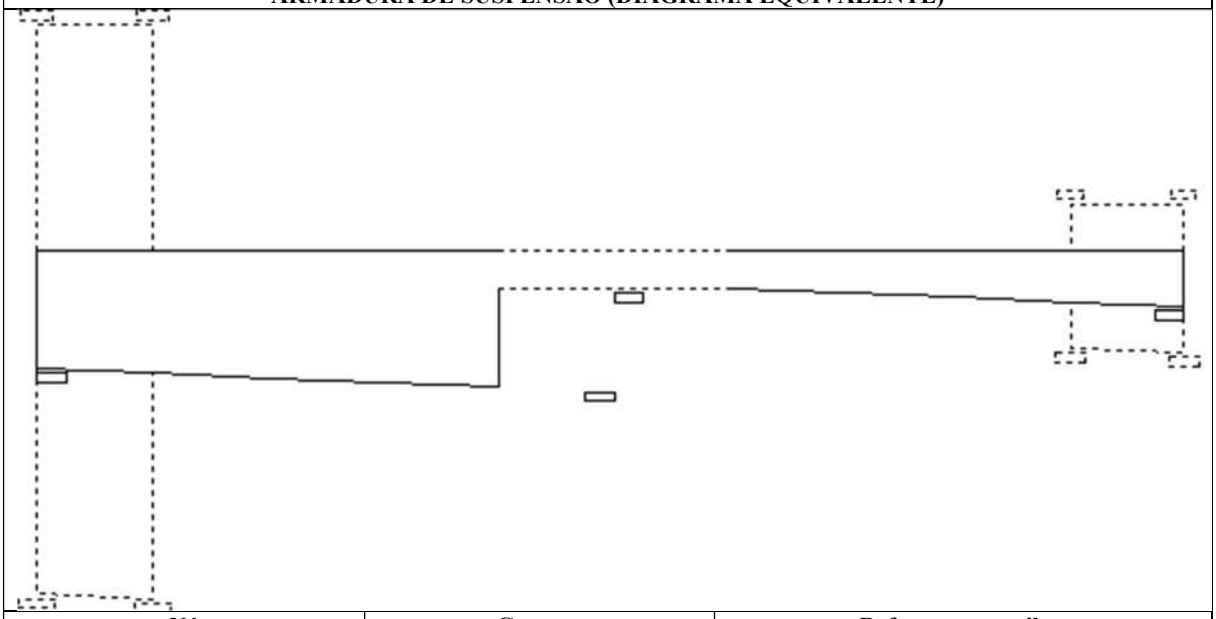
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 9.07 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.71 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	Viga	Vd (kN)	As (cm2)	Estribos	Vd (kN)	As (cm2)	Vdequiv	Compr. Trecho (m)
1	VB111	-	-	-	-7.82	0.13	14.85	0.15
3	VB109	-	-	-	3.74	0.03	3.05	0.15
Condição:								

Nó 1: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 3: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga VB104

Pavimento Térreo - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-5	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 5.70 kN situação: GE Meq = 0.63 kN.m As = 0.38 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.74 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.54 kN M = 3.71 kN.m fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
4	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm²			

	yLN = 0.00 cm			
5	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 5.70 kN situação: GE Meq = 0.63 kN.m As = 0.10 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.33 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 1.43 kN.m fiss = 0.01 mm
6	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 5.70 kN situação: GE Meq = 0.63 kN.m As = 0.28 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.58 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 2.85 kN.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

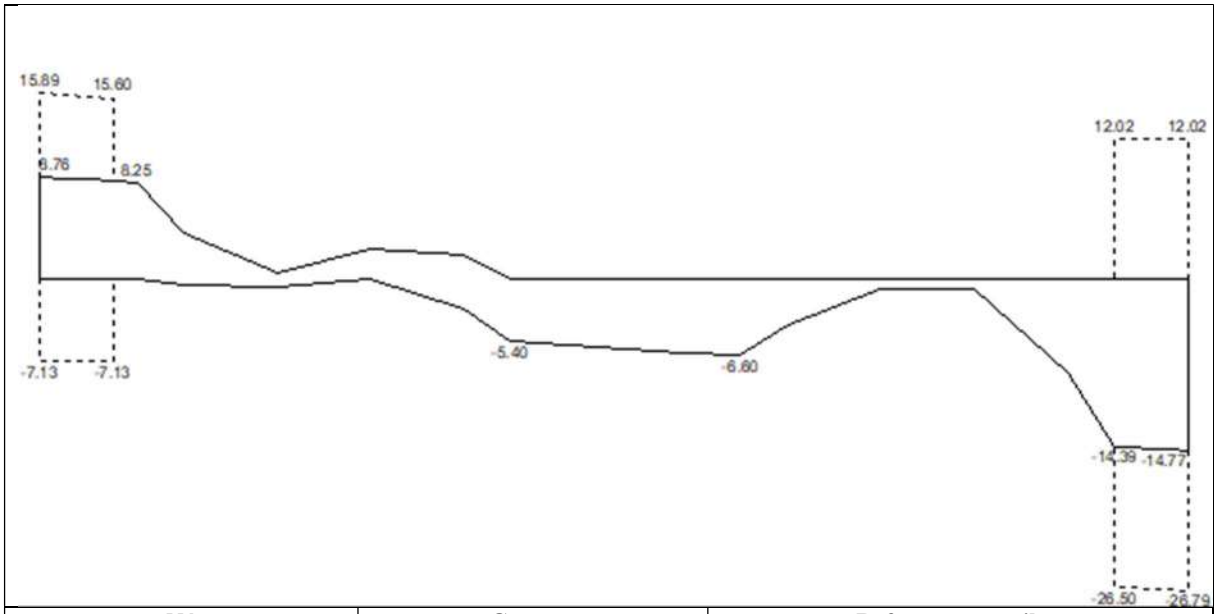
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-5	Vd = 14.77 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-5	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	**Viga**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Estribos**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Vdequiv**	**Compr. Trecho (m)**
1	VB111	-	-	-	8.76	0.06	7.13	0.15
6	VB109	-	-	-	14.77	0.10	12.02	0.15

Condição:
Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 6: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga VB105

Pavimento Térreo - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 4.87 kN situação: GE Meq = 0.54 kN.m As = 0.04 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.22 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.87 kN.m fiss = 0.00 mm
2 3-3	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm				As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.67 kN M = 1.05 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm²	Fd = 4.87 kN situação: GE Meq = 0.54 kN.m		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm

	yLN = 1.03 cm	As = 0.02 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.18 cm		% armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.69 kN.m fiss = 0.00 mm
3	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 4.78 kN situação: GE Meq = 0.53 kN.m As = 0.21 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.46 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.67 kN M = 2.26 kN.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

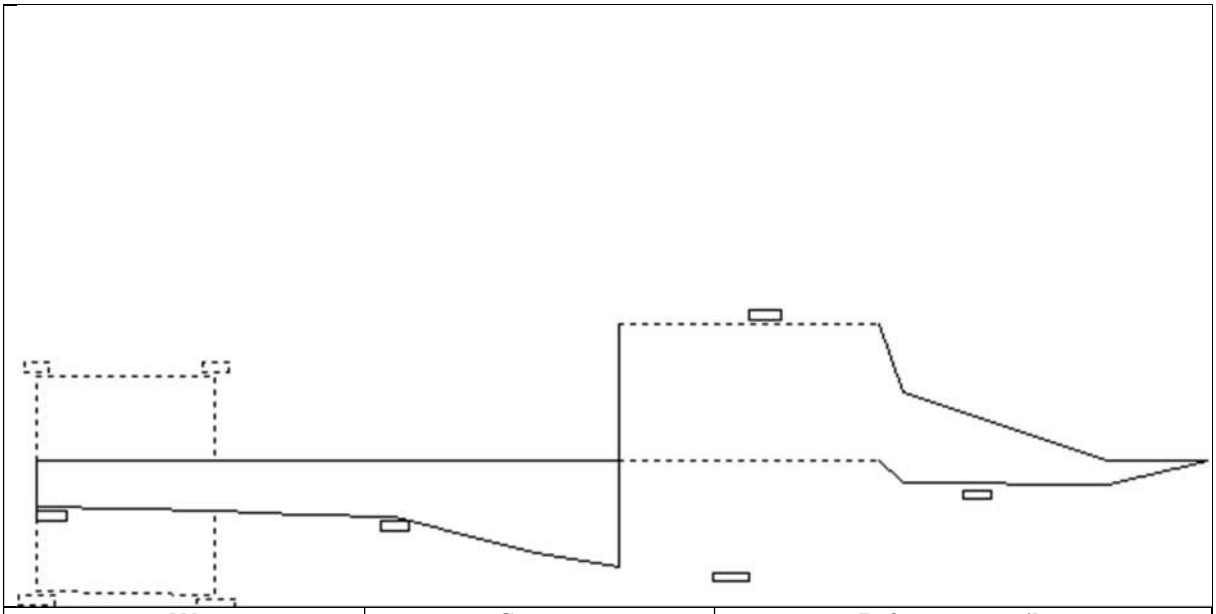
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 10.13 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.18 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 3-3	Vd = 13.06 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.20		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	**Viga**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Estribos**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Vdequiv**	**Compr. Trecho (m)**
1	VB102	-	-	-	-4.22	0.07	8.01	0.15

Condição:
Nó 1: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga VB106

Pavimento Térreo - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm			Fd = 7.53 kN situação: GE Meq = 0.84 kN.m As = 0.40 cm² A's = 0.17 cm² yLN = 0.32 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.17 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 4.46 kN M = 2.35 kN.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 7.53 kN situação: PE Meq = 0.84 kN.m As = 0.17 cm² A's = 0.17 cm²	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.17 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 4.46 kN M = 0.28 kN.m fiss = 0.00 mm
3	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm²		Fd = 7.53 kN situação: GE Meq = 0.84 kN.m	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm

	yLN = 1.03 cm		As = 0.20 cm² A's = 0.17 cm² yLN = 0.04 cm	% armad. = 0.17 A's = 0.17 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 4.46 kN M = 0.81 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

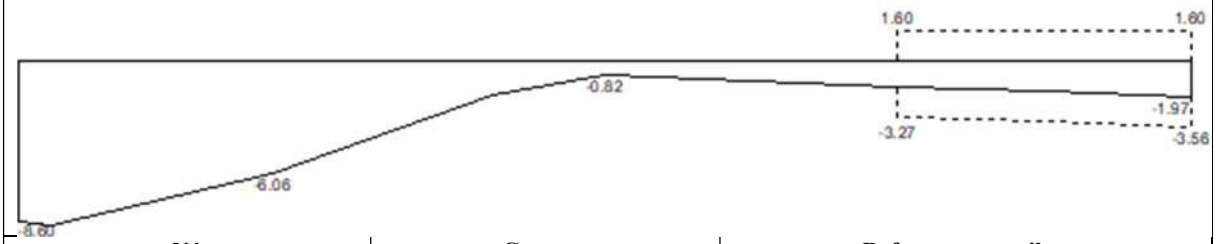
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 9.45 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.16 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	Viga	Vd (kN)	As (cm2)	Estribos	Vd (kN)	As (cm2)	Vdequiv	Compr. Trecho (m)
3	VB101	-	-	-	1.97	0.01	1.60	0.15
Condição:								

Nó 3: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga VB107

Pavimento Térreo - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 12.18 kN.m As = 1.11 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.59 cm		Fd = 0.36 kN situação: GE Meq = 0.04 kN.m As = 1.11 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.60 cm		As = 1.11 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) d = 26.00 cm % armad. = 0.26 F = 0.00 kN M = 8.56 kN.m fiss = 0.10 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 14.97 kN.m As = 1.38 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.97 cm	Fd = 0.36 kN situação: GE Meq = 0.04 kN.m As = 1.37 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.98 cm		As = 1.38 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) d = 26.00 cm % armad. = 0.26 F = 0.00 kN M = 10.71 kN.m fiss = 0.16 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 11.56 kN VRd2 = 195.41 kN	Td = 0.19 kN.m TRd2 = 11.02 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.00 cm Vc0 = 40.01 kN k = 1.00		Vmin = 48.56 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Cálculo da viga VB108

Pavimento Térreo - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Td = 1.79 kN.m Asl = 0.92 cm² Aspele = 0.00 cm² As =+ 0.46 cm² A's=+0.46 cm²	Fd = 0.71 kN situação: GE Meq = 0.08 kN.m As = 0.27 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.41 cm	Fd = 8.91 kN situação: GE Meq = 0.98 kN.m As = 0.40 cm² A's = 0.20 cm² yLN = 0.28 cm	As = 1.18 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) d = 26.00 cm % armad. = 0.26 A's = 0.66 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 5.29 kN M = 2.25 kN.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Verificação como consolo	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm				
2	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 8.20 kN situação: GE Meq = 0.90 kN.m As = 0.68 cm² A's = 0.19 cm² yLN = 0.71 cm		As = 1.18 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) d = 26.00 cm % armad. = 0.26 A's = 0.65 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 4.87 kN M = 4.57 kN.m fiss = 0.04 mm
3	Md = 11.39 kN.m		Fd = 8.19 kN	Rsd = 1740.62 kgf	As = 1.60 cm²

	As = 1.04 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.49 cm		situação: GE Meq = 0.90 kN.m As = 1.14 cm² A's = 0.19 cm² yLN = 1.36 cm	As,tir = 1.04 cm²	(2ø10.0 - 1.57 cm²) d = 26.00 cm % armad. = 0.26 A's = 0.65 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 4.86 kN M = 8.14 kN.m fiss = 0.10 mm

Dimensionamento como consolo

Nó	Relação a/d	Tipo	Tirante	Verificação da biela comprimida	Armadura de costura
3	0.58	curto	Fd = 25.73 kN Hd = 0.00 kN Rsd = 17.41 kN As,tir = 1.04 cm²	Twd = 0.88 MPa Twu = 15.18 MPa	As,cost = 0.16 cm² ø 5.0 c/ 5

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 17.05 kN VRd2 = 195.41 kN	Td = 1.79 kN.m TRd2 = 11.02 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.25

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.00 cm Vc0 = 40.01 kN k = 1.00		Vmin = 48.56 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		he = 6.00 cm Ae = 264.00 cm²	A90 = 0.45 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15 ø 6.3 c/ 15 ø 8.0 c/ 15 ø 10.0 c/ 15

Cálculo da viga VB109

Pavimento Térreo - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Td = 2.58 kN.m Asl = 1.32 cm² Aspele = 0.00 cm² As =+ 0.66 cm² A's=+0.66 cm²	Fd = 1.91 kN situação: GE Meq = 0.21 kN.m As = 0.09 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.19 cm		As = 1.38 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) d = 26.00 cm % armad. = 0.26 A's = 0.66 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.96 kN M = 0.91 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.91 kN situação: GE Meq = 0.21 kN.m As = 0.48 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.74 cm		As = 1.38 cm² (2ø10.0 - 1.57 cm²) d = 26.00 cm % armad. = 0.26 A's = 0.66 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.96 kN M = 3.88 kN.m fiss = 0.02 mm
3	Md = 11.18 kN.m As = 1.02 cm²	Fd = 1.91 kN situação: GE		As = 1.68 cm² (3ø10.0 - 2.36 cm²)

	A's = 0.00 cm² yLN = 1.46 cm	Meq = 0.21 kN.m As = 0.99 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.49 cm		d = 26.00 cm % armad. = 0.39 A's = 0.66 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 7.95 kN.m fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

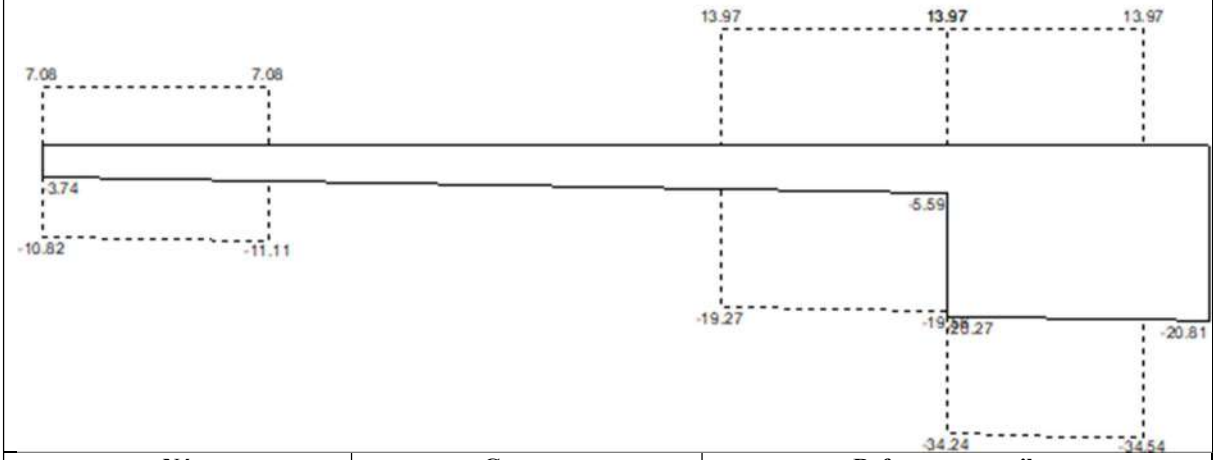
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 20.81 kN VRd2 = 195.41 kN	Td = 2.58 kN.m TRd2 = 11.02 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.34

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.00 cm Vc0 = 40.01 kN k = 1.00		Vmin = 48.56 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		he = 6.00 cm Ae = 264.00 cm²	A90 = 0.65 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15 ø 6.3 c/ 15 ø 8.0 c/ 15 ø 10.0 c/ 15

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	Viga	Vd (kN)	As (cm2)	Estribos	Vd (kN)	As (cm2)	Vdequiv	Compr. Trecho

								(m)
1	VB103	-	-	-	-3.74	0.06	7.08	0.15
2	VB104	-	-	-	-14.77	0.24	13.97	0.30
Condição: Nó 1: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior Nó 2: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								

Cálculo da viga VB110

Pavimento Térreo - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 10.07 kN.m As = 0.91 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.30 cm		Fd = 8.92 kN situação: GE Meq = 0.99 kN.m As = 0.80 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.44 cm		As = 0.91 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.72 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 0.00 kN M = 7.04 kN.m fiss = 0.13 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 4.18 kN situação: GE Meq = 0.46 kN.m As = 0.09 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.27 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN

				M = 1.19 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 19.66 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.57 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.05		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Cálculo da viga VB111

Pavimento Térreo - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.63 kN situação: GE Meq = 0.18 kN.m As = 0.64 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.96 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 5.20 kN.m fiss = 0.07 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.63 kN situação: GE Meq = 0.18 kN.m As = 0.05 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.12 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.54 kN.m

				fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

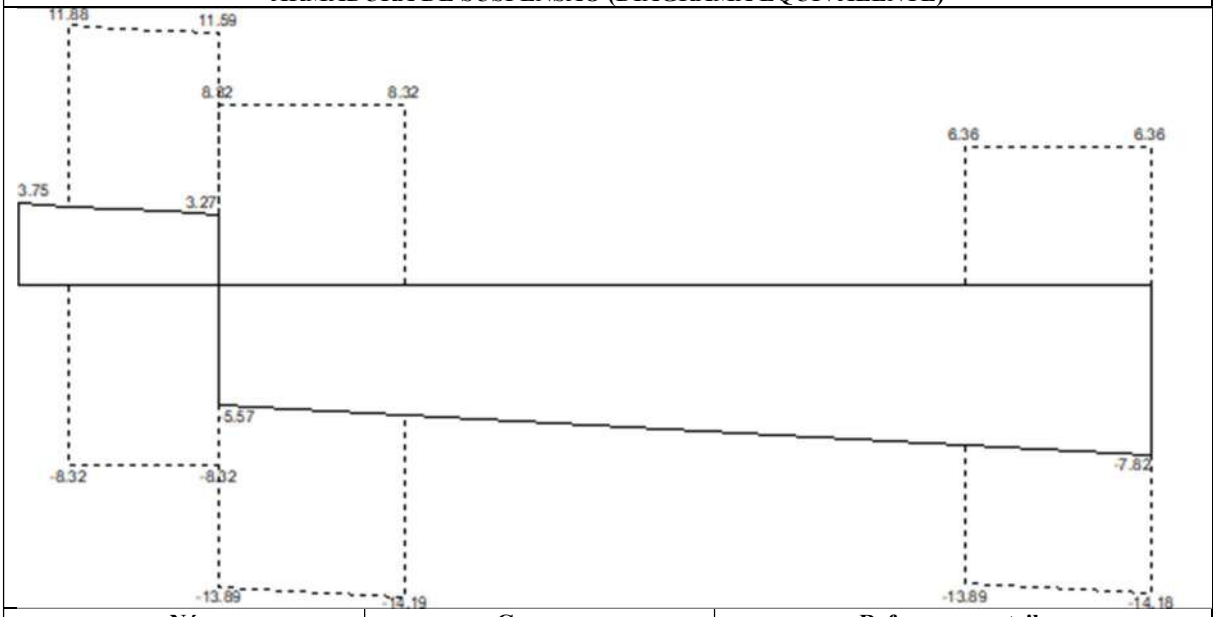
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 7.82 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.30 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.01		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	Viga	Vd (kN)	As (cm2)	Estribos	Vd (kN)	As (cm2)	Vdequiv	Compr. Trecho (m)
2	VB104	-	-	-	-8.76	0.14	8.32	0.30
3	VB103	-	-	-	7.82	0.05	6.36	0.15

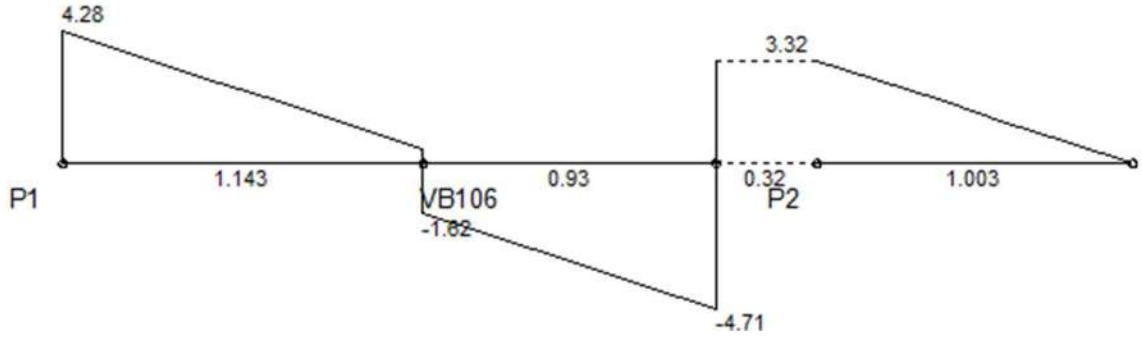
Condição:
Nó 2: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 3: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Diagramas: VIGA VB101 - Térreo

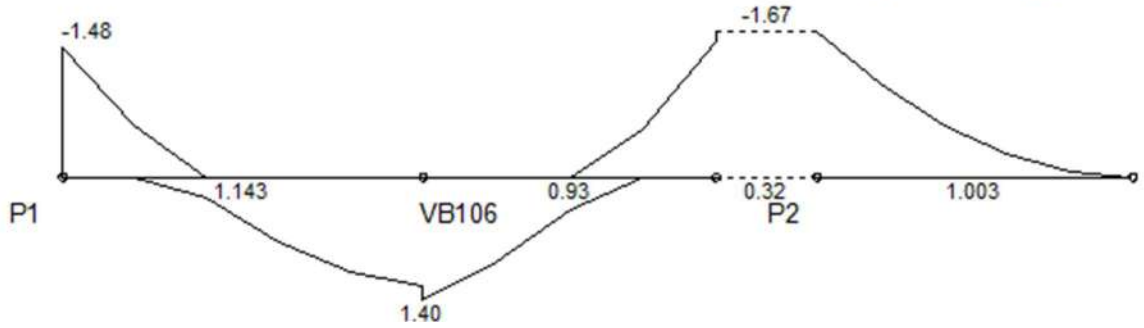
CARREGAMENTO [kN/m;m]



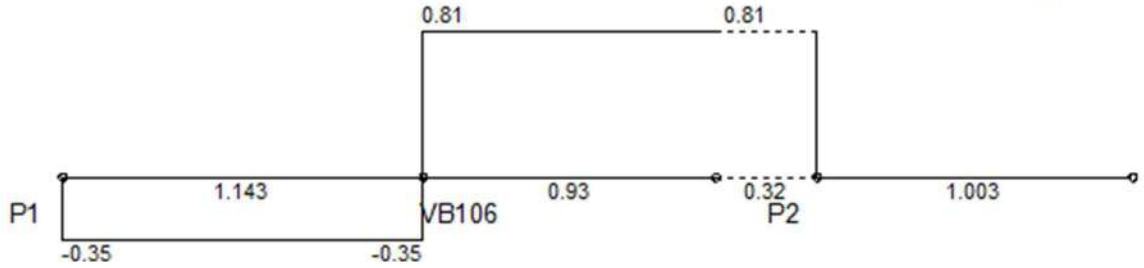
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



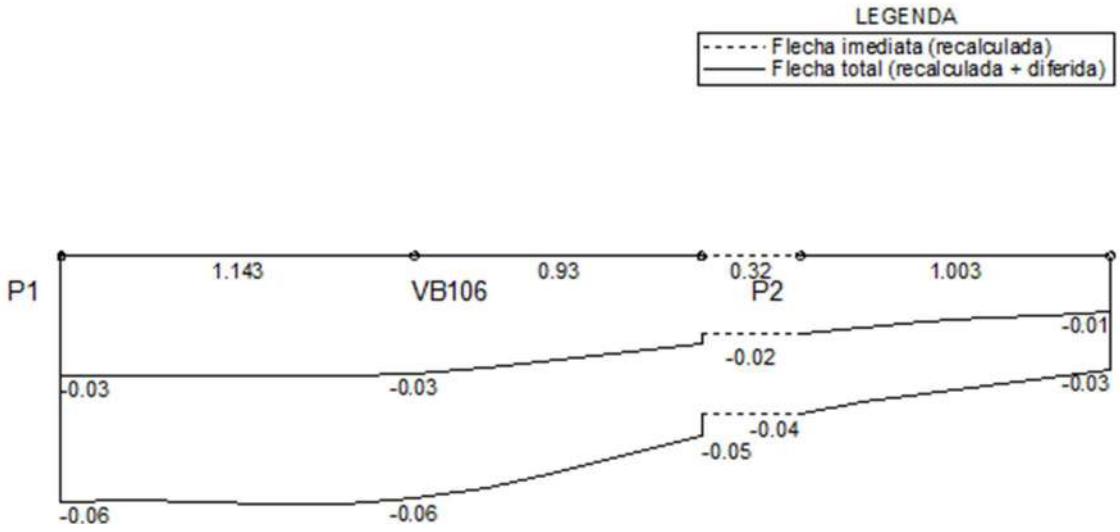
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]



Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	0.00	-0.02	0.00
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	0.00	-0.02	0.00
Flecha diferida	-0.03	0.00	-0.02	0.00
Flecha total	-0.06	0.00	-0.04	0.00

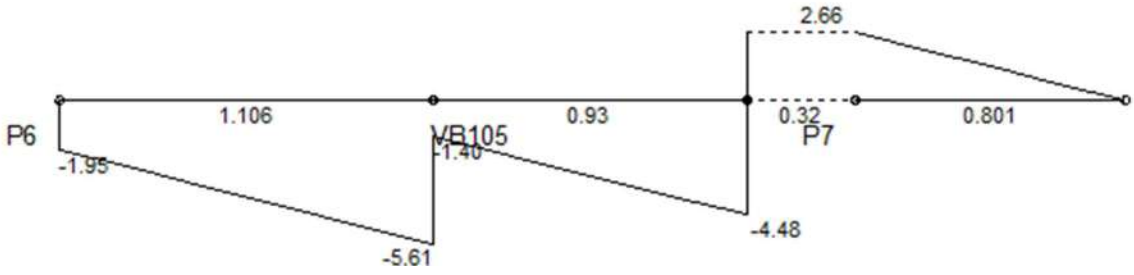
Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	-
Momento de fissuração (kN.m)	11.54	11.54	11.54	11.54	11.54	-
Momento em serviço (kN.m)	-1.71	1.74	-1.24	-1.24	0.00	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	46.34	131.75	29.26	100.30	0.00	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50			4.50		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

Diagramas: VIGA VB102 - Térreo

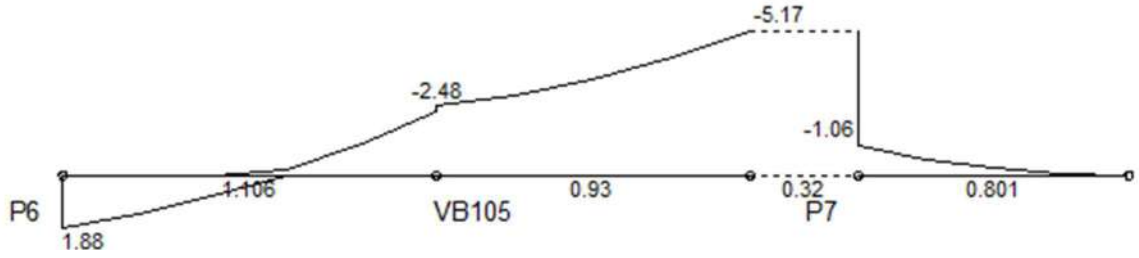
CARREGAMENTO [kN/m;m]



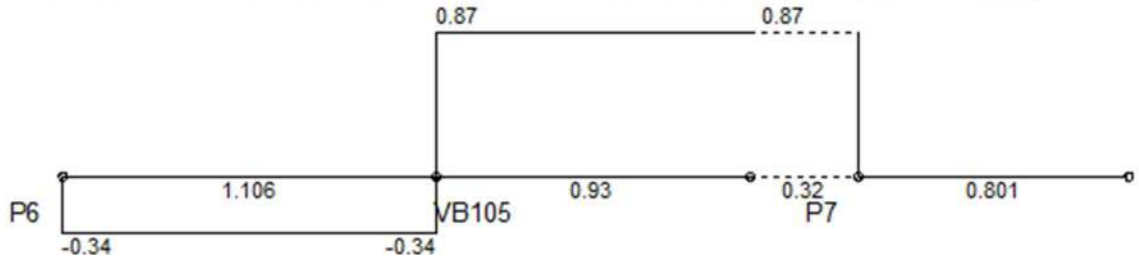
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



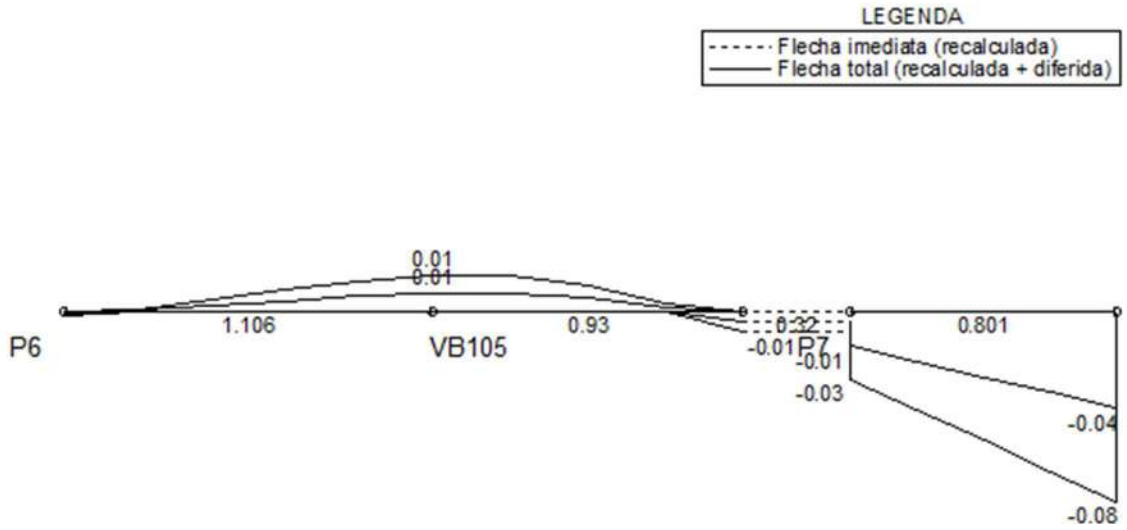
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

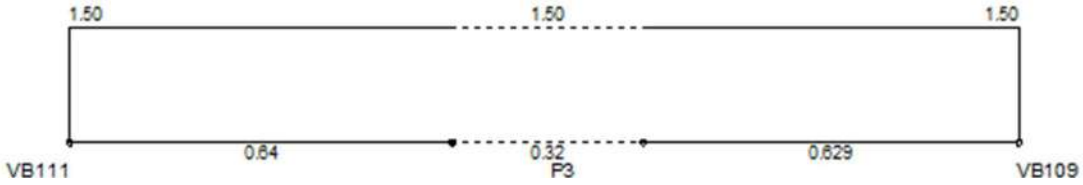


Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	2.04	-0.04	0.801
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	2.04	-0.04	0.801
Flecha diferida	-0.01	2.04	-0.04	0.801
Flecha total	-0.02	2.04	-0.08	0.801

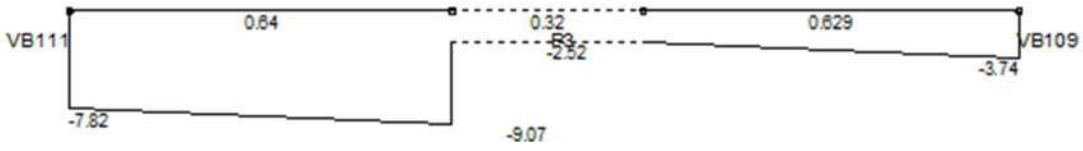
Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	4.50	4.50	4.50	4.50	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.47	0.47	0.47	0.47	-
Momento de fissuração (kN.m)	-	11.54	11.54	11.54	11.54	-
Momento em serviço (kN.m)	-	2.06	-4.69	-4.69	0.00	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	56.47	147.13	80.10	0.00	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50			4.50		
Multiplicador flecha total	1.97			1.97		

Diagramas: VIGA VB103 - Térreo

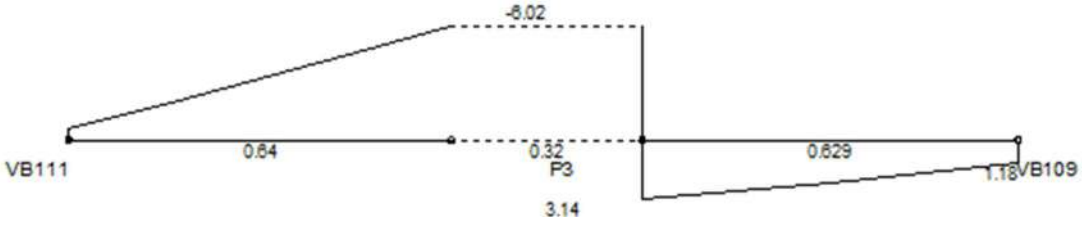
CARREGAMENTO [kN/m;m]



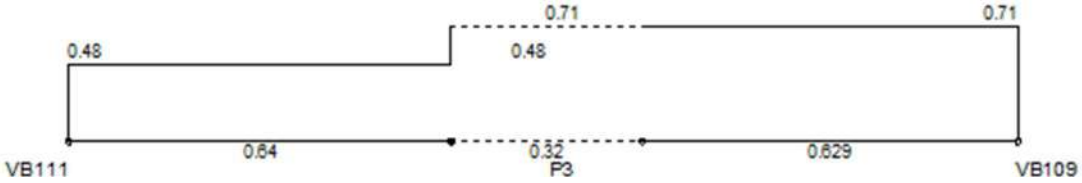
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



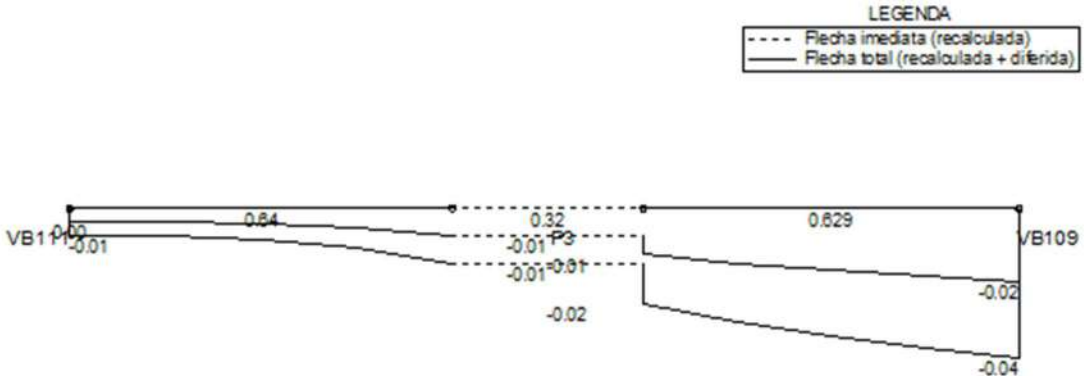
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

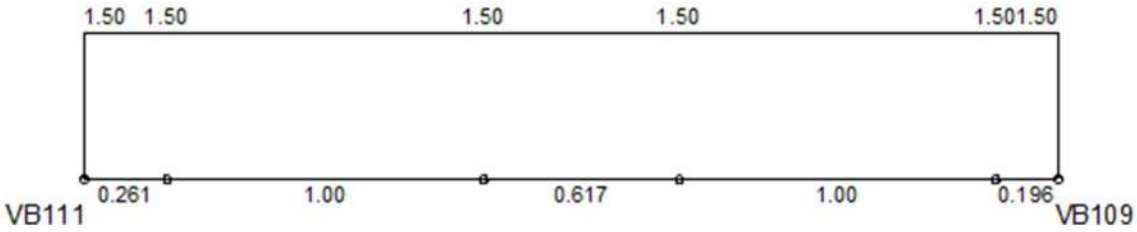


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	1.269
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	1.269
Flecha diferida	-0.02	1.269
Flecha total	-0.04	1.269

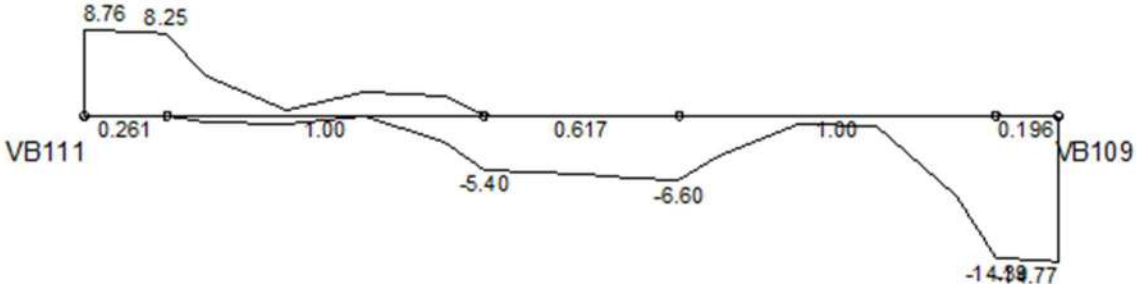
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	4.50	4.50	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.47	0.47	-
Momento de fissuração (kN.m)	11.54	11.54	-
Momento em serviço (kN.m)	-0.35	1.74	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	63.47	0.00	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA VB104 - Térreo

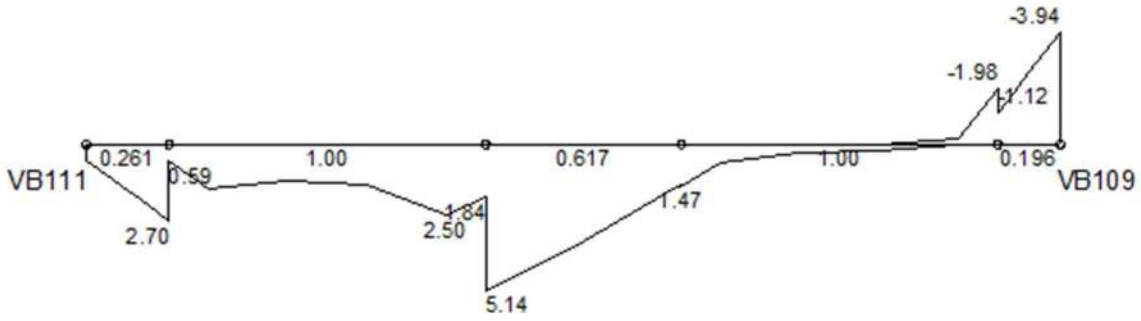
CARREGAMENTO [kN/m;m]



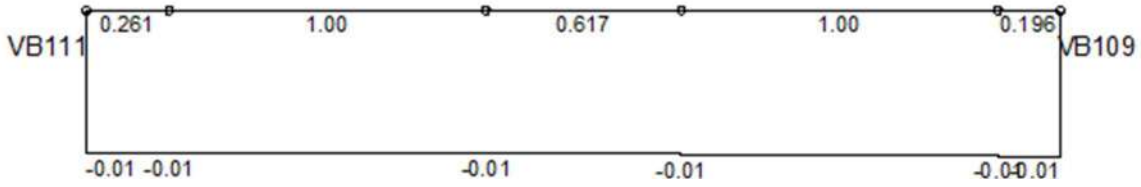
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



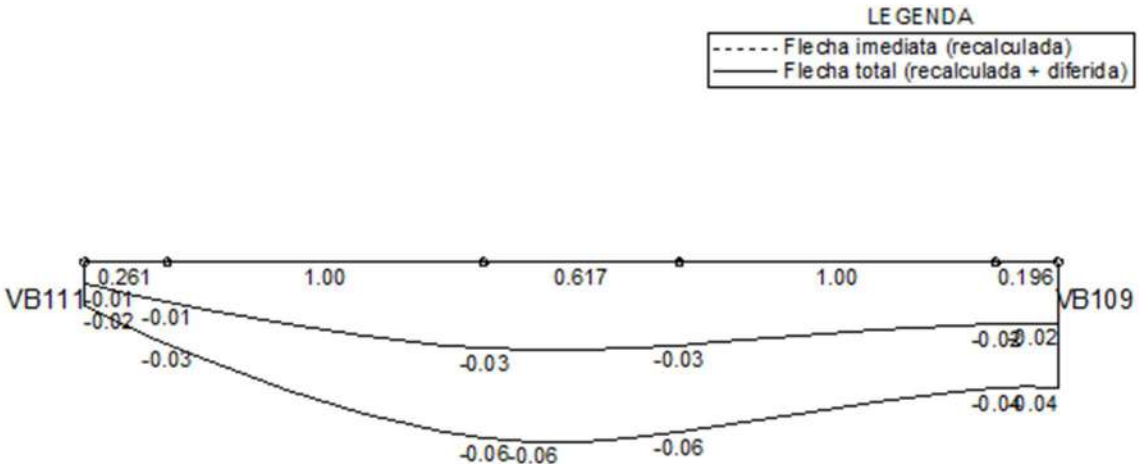
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



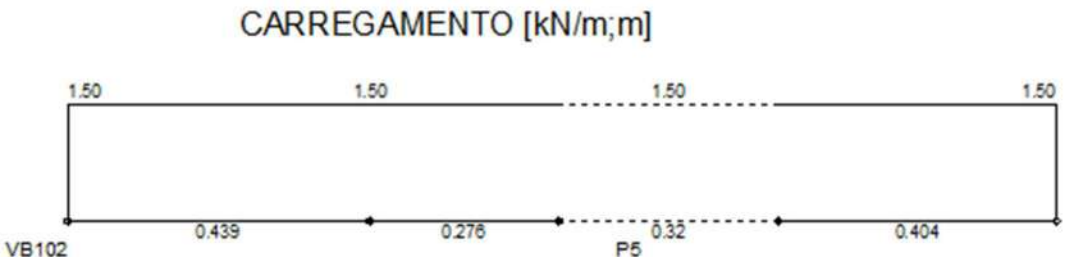
DESLOCAMENTOS [cm;m]

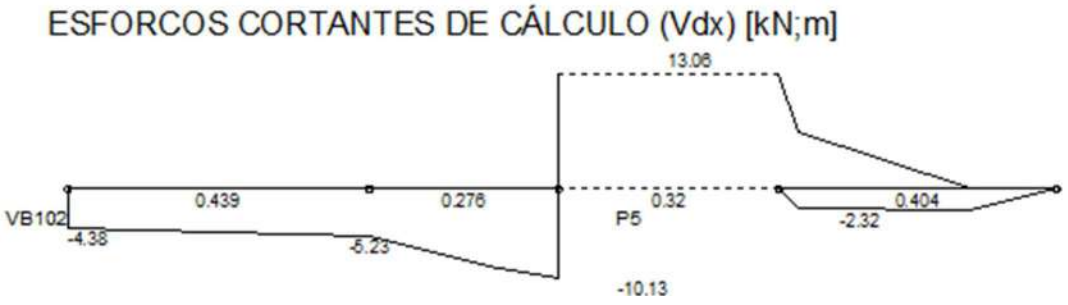


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	1.261
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	1.261
Flecha diferida	-0.03	1.261
Flecha total	-0.06	1.415

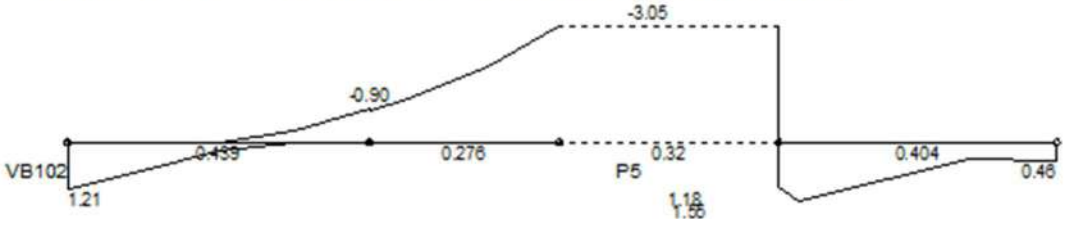
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.47	0.47
Momento de fissuração (kN.m)	-	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-	3.95	-5.44
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	224.40	83.06
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA VB105 - Térreo

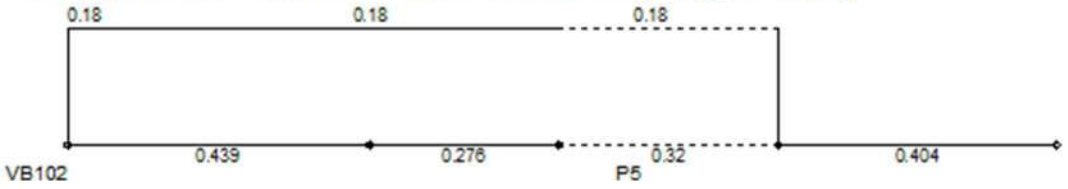




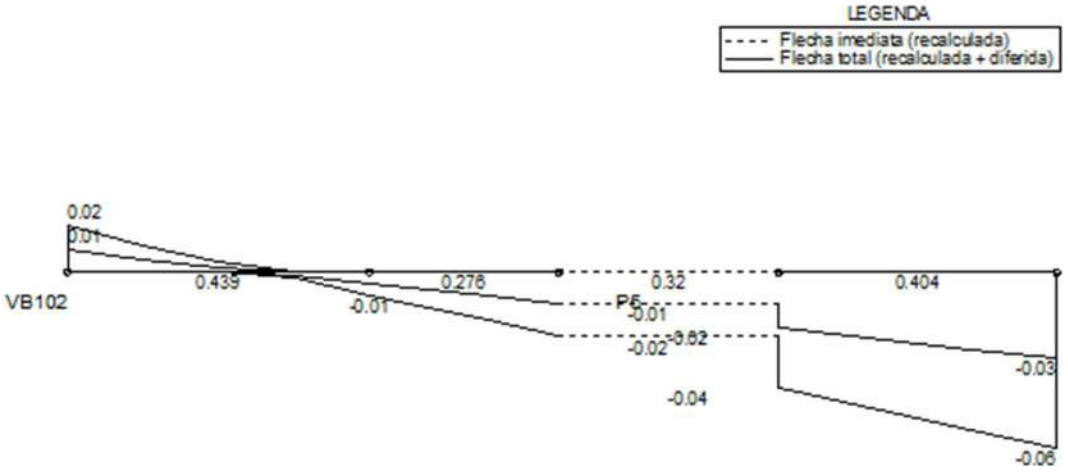
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

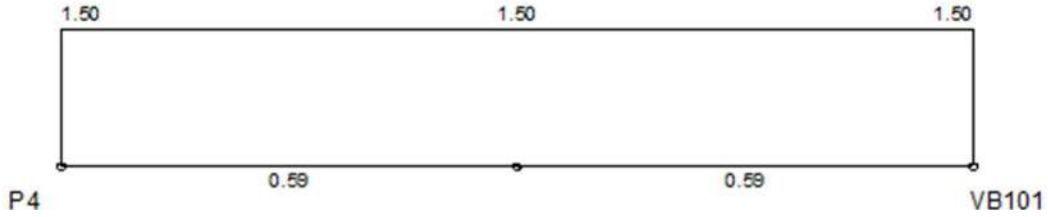


Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	0.715	-0.03	0.404
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	0.715	-0.03	0.404
Flecha diferida	-0.02	0.715	-0.03	0.404
Flecha total	-0.03	0.715	-0.06	0.404

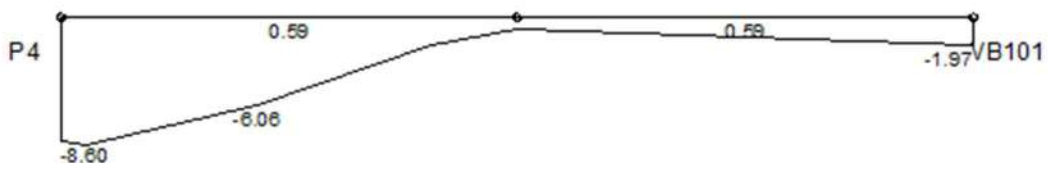
Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	4.50	4.50	4.50	4.50	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.47	0.47	0.47	0.47	-
Momento de fissuração (kN.m)	-	11.54	11.54	11.54	11.54	-
Momento em serviço (kN.m)	-	2.36	-1.95	-1.95	1.18	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	42.38	29.07	0.00	40.44	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50			4.50		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

Diagramas: VIGA VB106 - Térreo

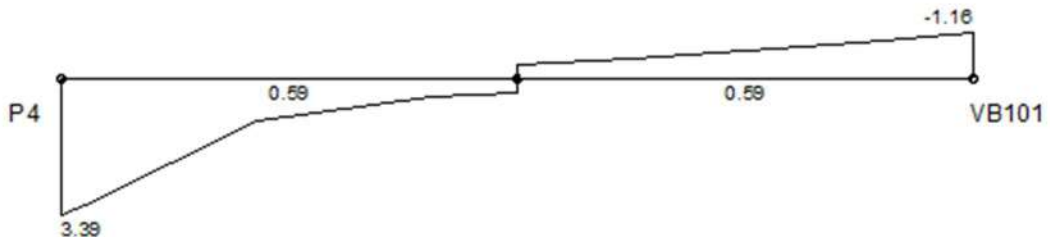
CARREGAMENTO [kN/m;m]



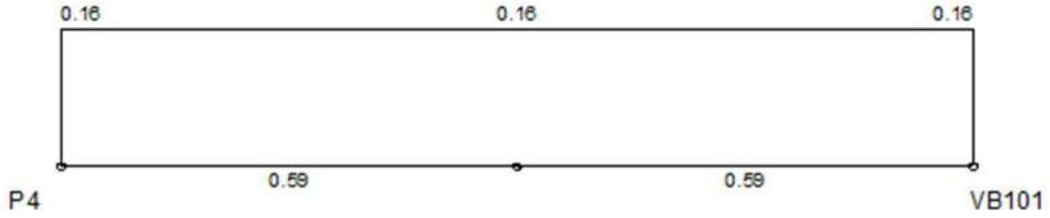
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



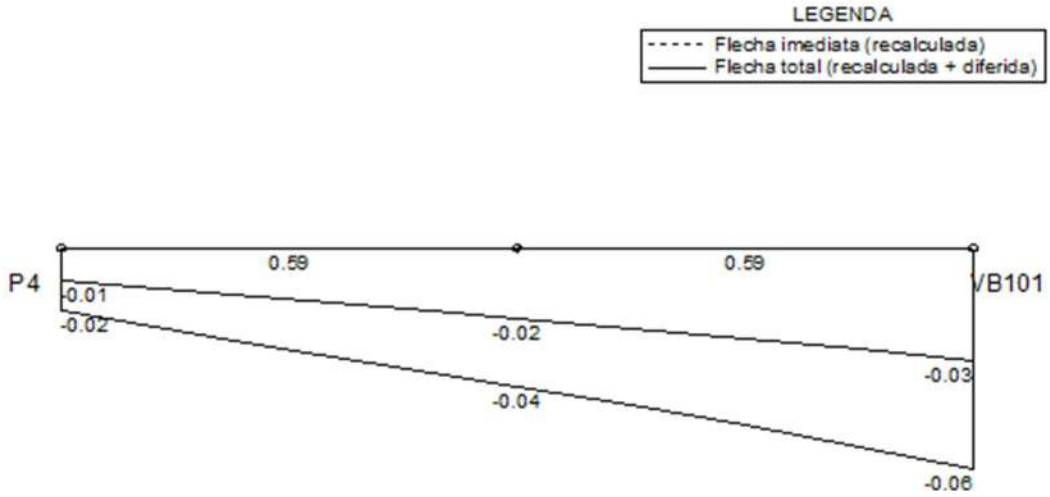
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

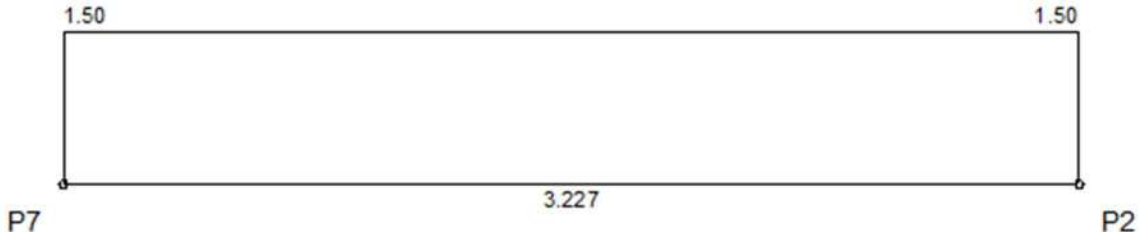


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	1.180
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	1.180
Flecha diferida	-0.03	1.180
Flecha total	-0.06	1.180

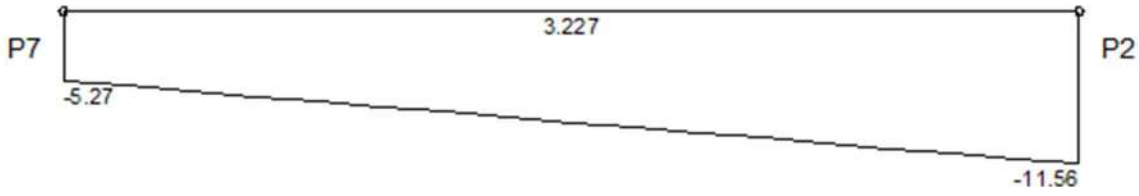
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.47	0.47
Momento de fissuração (kN.m)	-	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-	2.46	-2.09
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	48.53	69.51
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	1.97		

Diagramas: VIGA VB107 - Térreo

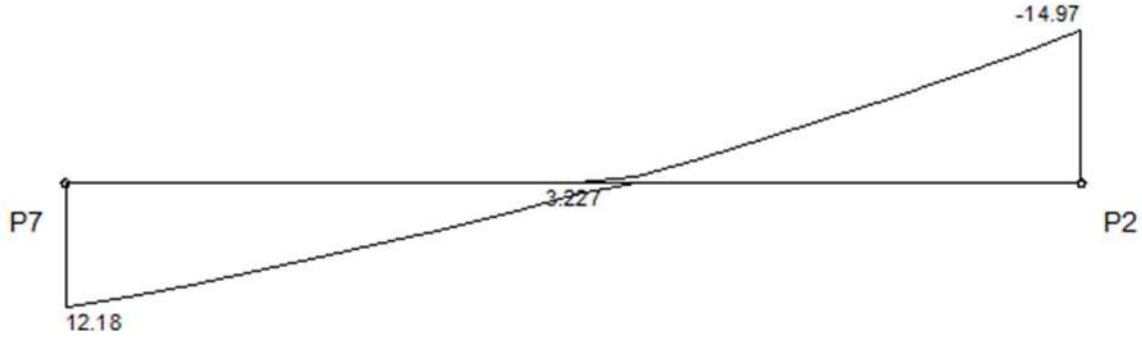
CARREGAMENTO [kN/m;m]



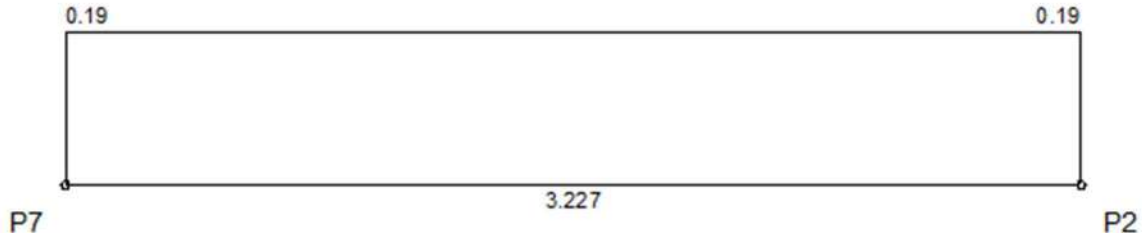
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



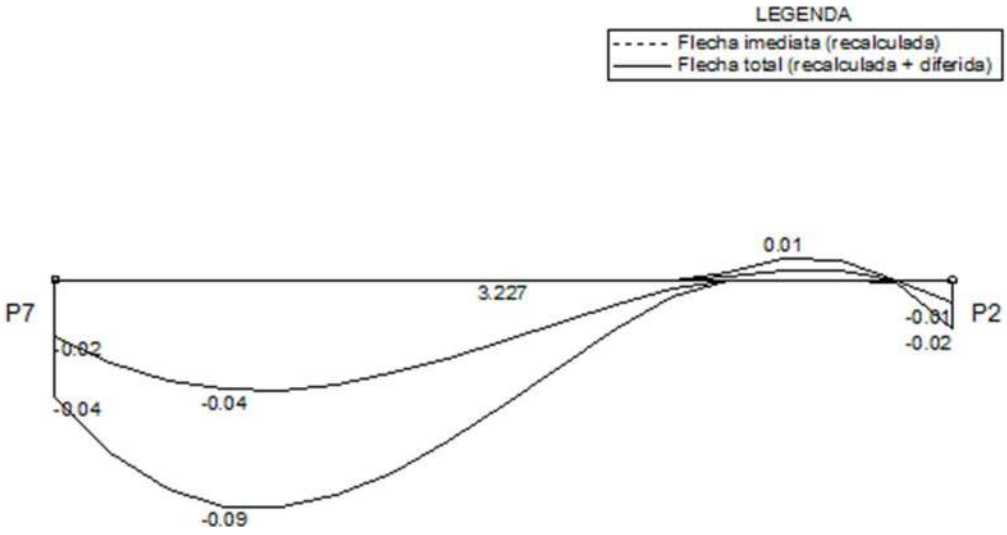
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

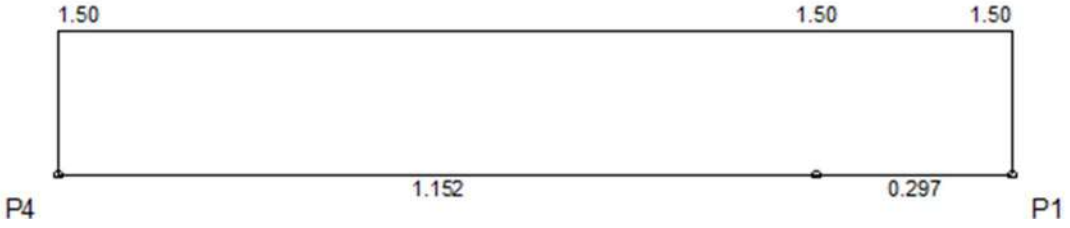


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.04	0.605
Flecha imediata (recalculada)	-0.04	0.605
Flecha diferida	-0.05	0.605
Flecha total	-0.09	0.605

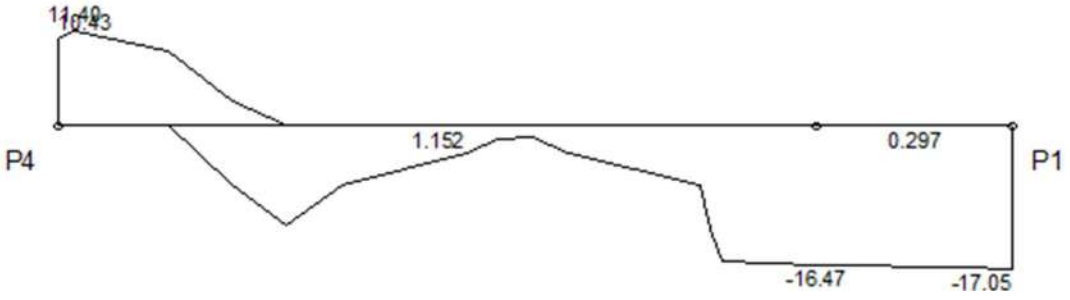
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.68	0.68
Momento de fissuração (kN.m)	-	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-	10.49	-12.53
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	174.12	148.54
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.12		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA VB108 - Térreo

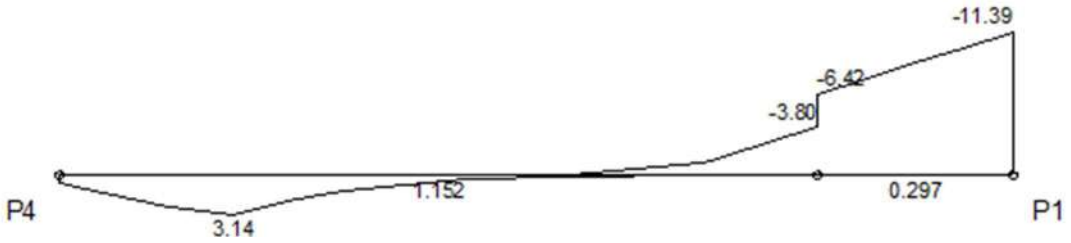
CARREGAMENTO [kN/m;m]



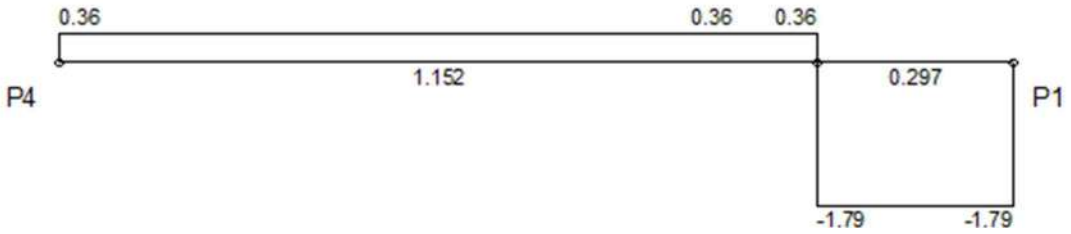
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



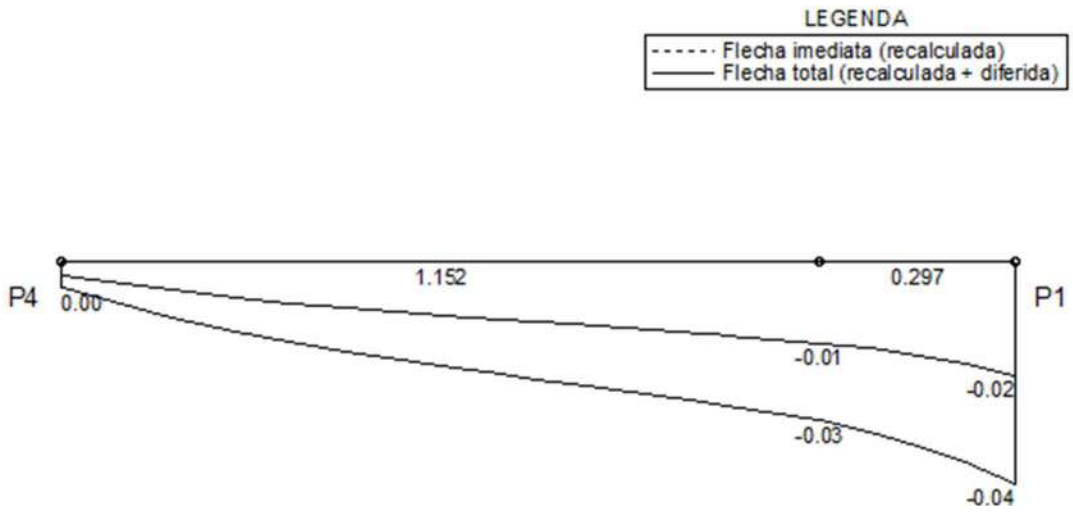
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

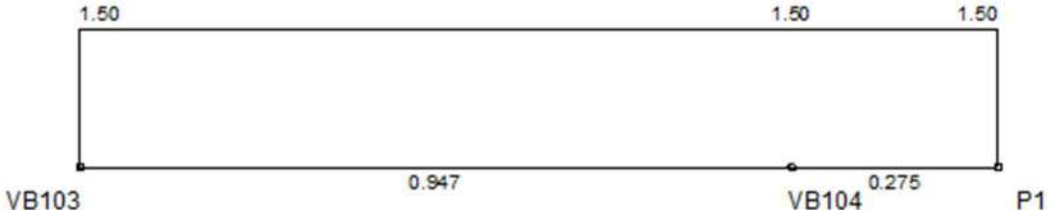


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	1.449
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	1.449
Flecha diferida	-0.02	1.449
Flecha total	-0.05	1.449

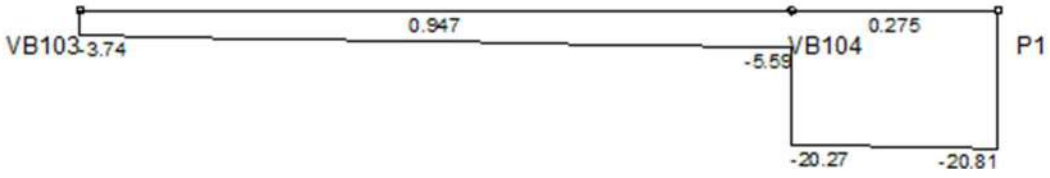
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.69	0.69
Momento de fissuração (kN.m)	-	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-	3.01	-7.51
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	59.52	85.37
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	1.97		

Diagramas: VIGA VB109 - Térreo

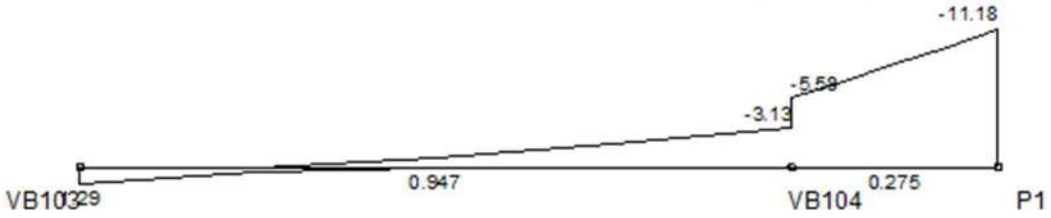
CARREGAMENTO [kN/m;m]



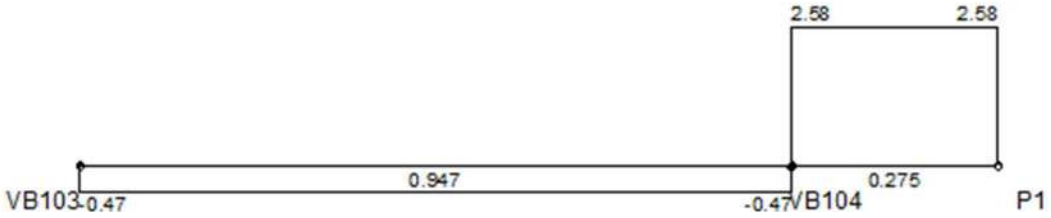
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



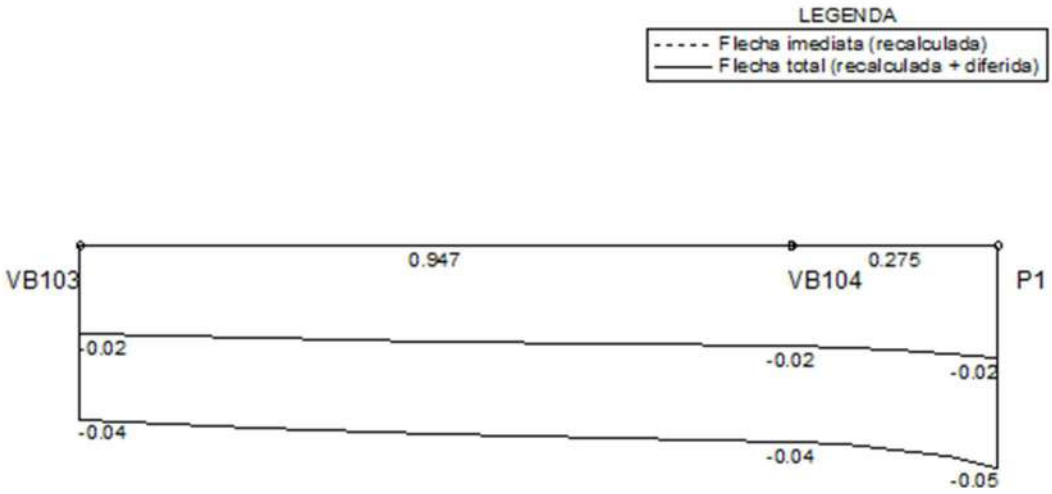
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

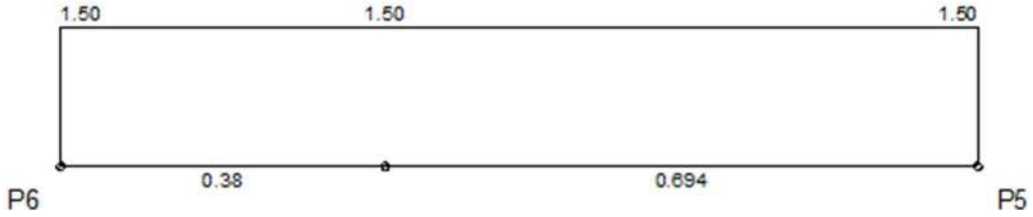


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	1.222
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	1.222
Flecha diferida	-0.02	1.222
Flecha total	-0.05	1.222

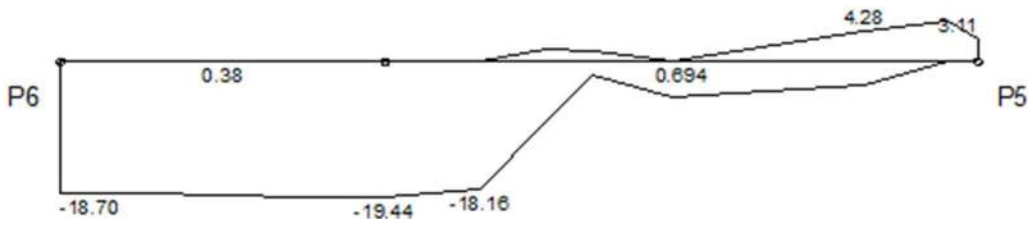
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.69	0.98
Momento de fissuração (kN.m)	-	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-	1.39	-8.68
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	62.60	59.60
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	1.97		

Diagramas: VIGA VB110 - Térreo

CARREGAMENTO [kN/m;m]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



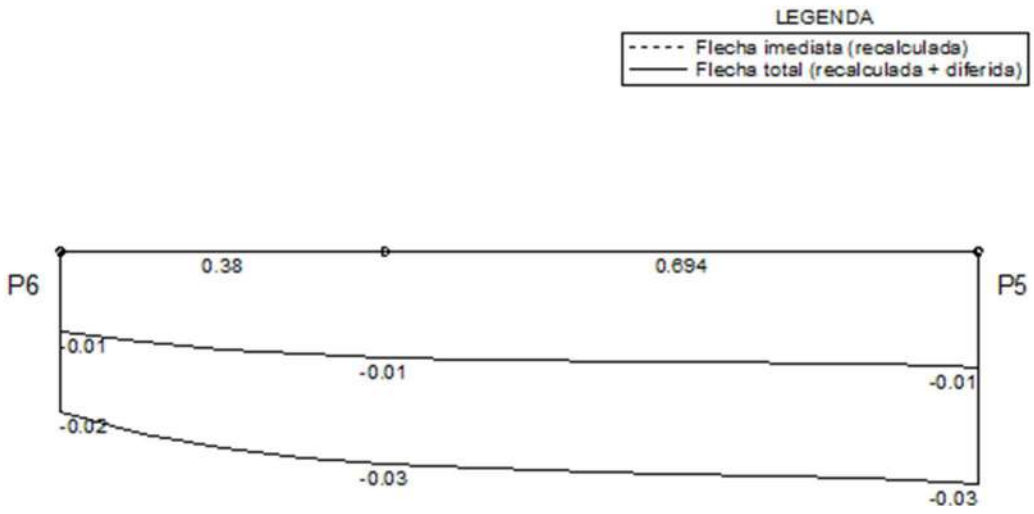
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

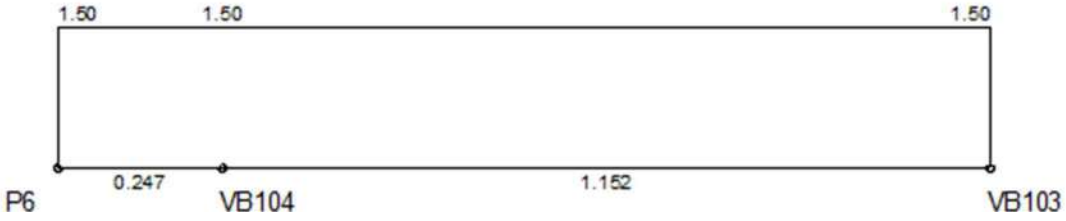


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	1.07
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	1.07
Flecha diferida	-0.01	1.07
Flecha total	-0.03	1.07

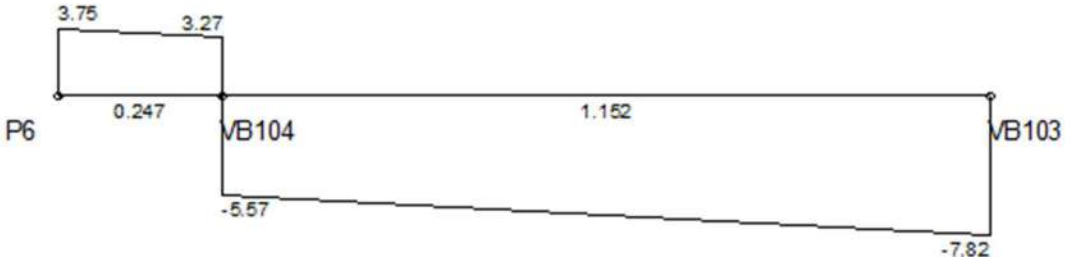
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.47	0.47
Momento de fissuração (kN.m)	-	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-	6.12	-1.38
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	49.81	57.50
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	2.02		

Diagramas: VIGA VB111 - Térreo

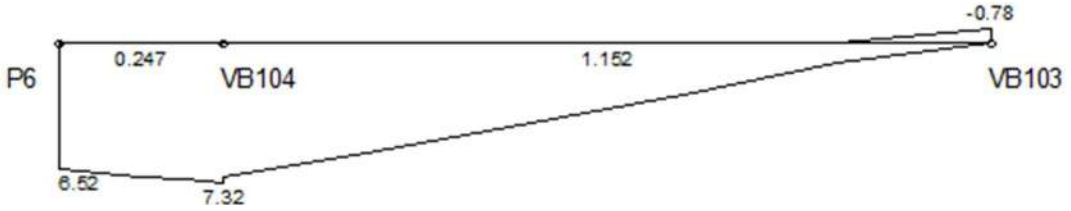
CARREGAMENTO [kN/m;m]



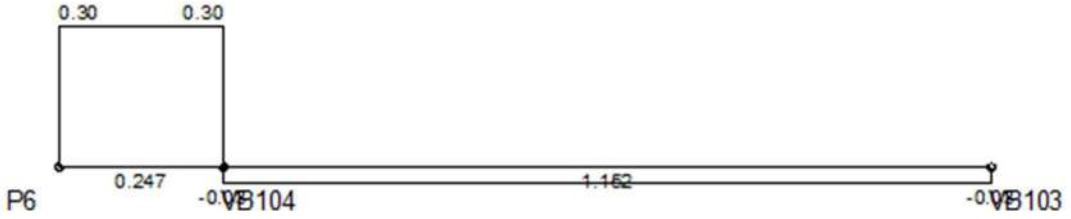
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



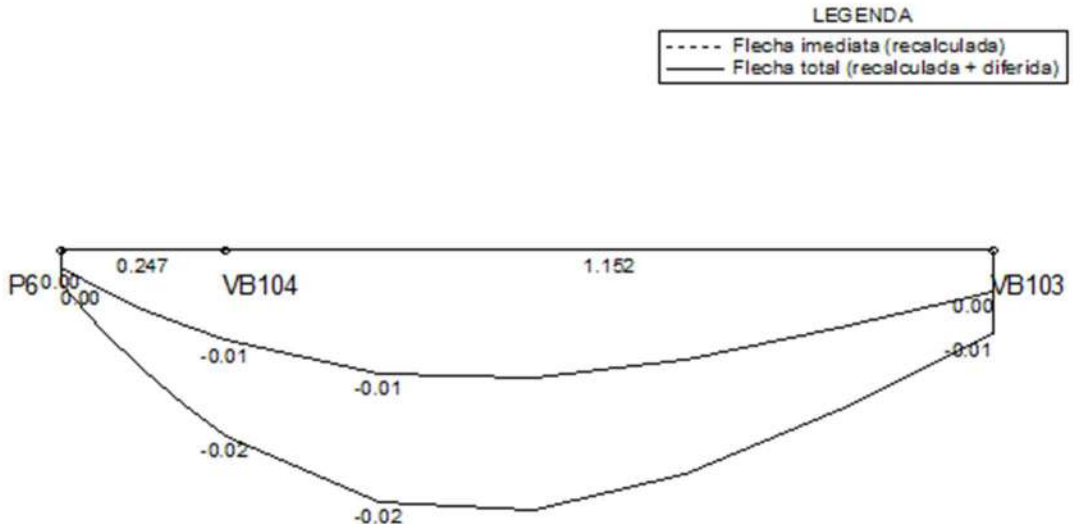
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]



Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	0.477
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	0.477
Flecha diferida	-0.01	0.477
Flecha total	-0.02	0.477

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.47	0.47
Momento de fissuração (kN.m)	-	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-	6.24	-0.56
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	131.22	8.68
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	2.06		

Dados das Lajes

Térreo	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 1		cobr = 5.00 cm	

Seção (cm)						Cargas (kN/m²)				Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração Deform. X Deform. Y (‰)
Laje	**Tipo**	**H**	**ee ec**	**enx eny**	**eex eey**	**Peso Próprio**	**Acidental Revestimento**	**Paredes Outras**	**Total**		
L1	Maciça	30				7.50	0.50 0.50	0.00 3.00	11.50		
L2	Maciça	30				7.50	0.50 0.50	0.00 3.00	11.50		
L3	Maciça	30				7.50	0.50 0.50	0.00 3.00	11.50		
L4	Maciça	30				7.50	0.50 0.50	0.00 3.00	11.50		

Resultados da Laje

Térreo	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 1		cobr = 5.00 cm	

Nome	Espessura (cm)	Carga (kN/m²)	Mdx (kN.m/m)	Mdy (kN.m/m)	Asx	Asy
L1	30	11.50	10.97	6.86	As = 3.02 cm²/m (ø8.0 c/16 - 3.14 cm²/m)	As = 3.02 cm²/m (ø8.0 c/16 - 3.14 cm²/m)
L2	30	11.50	3.33	1.12	As = 3.02 cm²/m (ø8.0 c/16 - 3.14 cm²/m)	As = 3.02 cm²/m (ø8.0 c/16 - 3.14 cm²/m)
L3	30	11.50	5.88	6.97	As = 3.02 cm²/m (ø8.0 c/16 - 3.14 cm²/m)	As = 3.02 cm²/m (ø8.0 c/16 - 3.14 cm²/m)
L4	30	11.50	0.74		As = 3.02 cm²/m (ø8.0 c/16 - 3.14 cm²/m)	As = 3.02 cm²/m (ø8.0 c/16 - 3.14 cm²/m)

Cálculos das Lajes

Térreo	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 1		cobr = 5.00 cm	

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
		Momento positivo				Momento negativo						
Laje	**Direção**	**Seção**	**Flexão**	**Verificação axial (compressão)**	**Verificação axial (tração)**	**Seção**	**Flexão**	**Verificação axial (compressão)**	**Verificação axial (tração)**	**Armadura inferior**	**Armadura superior**	**Cisalhamento**
L1	X	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm	Md = 26.81 kN.m/m As = 2.54 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 2.25 kN Situação: GE As = 1.00 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 9.46 kN Situação: GE As = 1.16 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm				As = 3.02 cm²/m ø8.0 c/16 (3.14 cm²/m) M = 7.91 kN.m/m F = 5.61 kN fiss = 0.02 mm		vsd = 18.73 kN/m vrd1 = 133.61 kN/m Modelo II vrd2 = 905.66 kN/m vsw = 0.00 kN/m asw = 0.00 cm²/m
	Y	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm	Md = 26.81 kN.m/m As = 2.63 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 17.01 kN Situação: GE As = 0.42 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 26.13 kN Situação: GE As = 1.04 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm				As = 3.02 cm²/m ø8.0 c/16 (3.14 cm²/m) M = 4.95 kN.m/m F = 15.50 kN fiss = 0.01 mm		vsd = 49.08 kN/m vrd1 = 130.20 kN/m vrd2 = 875.60 kN/m vsw = 0.00 kN/m asw = 0.00 cm²/m
L2	X	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm	Md = 26.81 kN.m/m As = 2.54 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 3.04 kN Situação: GE As = 0.27 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 5.19 kN Situação: GE As = 0.38 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm				As = 3.02 cm²/m ø8.0 c/16 (3.14 cm²/m) M = 2.36 kN.m/m F = 3.07 kN		vsd = 87.75 kN/m vrd1 = 133.61 kN/m Modelo II vrd2 = 905.66 kN/m vsw = 0.00 kN/m

										fiss = 0.00 mm		asw = 0.00 cm²/m
	Y	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm	Md = 26.81 kN.m/m As = 2.63 cm²/m A's = 0.00 cm²/m		Fd = 17.92 kN Situaçã o: PE As = 0.35 cm²/m A's = 0.06 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm				As = 3.02 cm²/m ø8.0 c/16 (3.14 cm²/m) M = 0.87 kN.m/m F = 10.62 kN fiss = 0.00 mm		vsd = 30.38 kN/m vrd1 = 130.20 kN/m vrd2 = 875.60 kN/m vsw = 0.00 kN/m asw = 0.00 cm²/m
L3	X	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm	Md = 26.81 kN.m/m As = 2.54 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 8.00 kN Situação: GE As = 0.44 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 0.22 kN Situaçã o: GE As = 0.55 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm				As = 3.02 cm²/m ø8.0 c/16 (3.14 cm²/m) M = 4.24 kN.m/m F = 0.12 kN fiss = 0.01 mm		vsd = 50.06 kN/m vrd1 = 133.61 kN/m Modelo II vrd2 = 905.66 kN/m vsw = 0.00 kN/m asw = 0.00 cm²/m
	Y	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm	Md = 26.81 kN.m/m As = 2.63 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 4.18 kN Situação: GE As = 0.62 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 7.23 kN Situaçã o: GE As = 0.78 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm				As = 3.02 cm²/m ø8.0 c/16 (3.14 cm²/m) M = 4.70 kN.m/m F = 4.29 kN fiss = 0.01 mm		vsd = 67.89 kN/m vrd1 = 130.20 kN/m vrd2 = 875.60 kN/m vsw = 0.00 kN/m asw = 0.00 cm²/m
L4	X	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm	Md = 26.81 kN.m/m As = 2.54 cm²/m A's = 0.00	Fd = 1.19 kN Situação: GE As = 0.05 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	Fd = 0.34 kN Situaçã o: GE As = 0.07 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm				As = 3.02 cm²/m ø8.0 c/16 (3.14 cm²/m) M = 0.53 kN.m/m F = 0.22 kN		vsd = 18.63 kN/m vrd1 = 133.61 kN/m Modelo II vrd2 = 905.66 kN/m vsw = 0.00 kN/m

			cm²/m							fiss = 0.00 mm		asw = 0.00 cm²/m
	Y	bw = 100.0 cm h = 30.0 cm	Md = 26.81 kN.m/m As = 2.63 cm²/m A's = 0.00 cm²/m			bw = 100.0 cm h = 30.0 cm				As = 3.02 cm²/m ø8.0 c/16 (3.14 cm²/m) M = 0.00 kN.m/m F = 0.00 kN fiss = 0.00 mm		vsd = 153.82 kN/m vrd1 = 130.20 kN/m vrd2 = 875.60 kN/m vsw = 0.00 kN/m asw = 0.00 cm²/m

Pavimento Tubo Recalque

Vigas do pavimento Tubo Recalque

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kN.m)	As	Als	Md (kN.m)	As	Als	
V201	1.08	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-0.78 -1.03	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
V202	6.27	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-0.13 -8.60	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	
V203	0.00 1.13	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	-16.69 -7.03	4 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	Aviso 38
V204	0.00	2 ø 8.0		-0.60	2 ø 8.0		
V205	4.99	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-9.49 -9.44	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	

Esforços da Viga V201

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P1		0.20								2.21			
1	2.26 2.08	0.68	1.50	0.00			0.00	-5.51	2.92			1.08	-0.78
		0.20											
2		1.19	1.50	0.00			0.00	-5.51	2.88			1.08	-1.03
P2		0.20								2.14			

Esforços da Viga V202

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P6		0.20								4.88			
1	2.49 2.31	1.04	1.50	0.00			0.00	-9.06	6.71			0.10 6.27	-0.13
		0.00											
2		1.27	1.50	0.00			2.17	0.00	12.28			6.27	-8.60
P7		0.20								8.85			

Esforços da Viga V203

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
		0.00											
1	2.51 2.42	2.42	1.50	0.00			0.00	0.00	9.10				-16.69
P6		0.30								7.63			
2	3.32 3.14	3.14	1.50	0.00			0.00	-6.47	5.64		1.13	0.95	-7.03
P1		0.20								4.12			

Esforços da Viga V204

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
		0.00											
1	0.96 0.86	0.86	1.00	0.00			30.80	0.00	1.25				-0.60
V201		0.20								0.96			

Esforços da Viga V205

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
		0.00											
1	5.06 5.09	1.55	1.50	0.00			0.00	0.00	7.39				-9.49
		0.30											
2		3.25	1.50	0.00			0.00	-2.58	7.55			4.99	-9.44
P2		0.30								5.51			

Resultados da Viga V201

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P1	0.20		2 ø 8.0 0.15	2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.08	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.15		ø 5.0 c/ 15			0.00
P2	0.20		2 ø 8.0 0.15	2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga V202

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P6	0.20		2 ø 8.0 0.25	2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.31	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.25		ø 5.0 c/ 15			0.07
P7	0.20			2 ø 8.0 0.90					0.10

Resultados da Viga V203

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
									0.00
1	2.42	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.00
P6	0.30		2 ø 8.0 0.18	4 ø 8.0 1.63					0.11
2	3.14	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.18		ø 5.0 c/ 15			0.00
P1	0.20		2 ø 8.0 0.18	2 ø 8.0 0.90					0.08

Resultados da Viga V204

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
									0.00
1	0.86	20.00 x 20.00	2 ø 8.0 0.60			ø 5.0 c/ 8			0.00
V201	0.20			2 ø 8.0 0.60					0.00

Resultados da Viga V205

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
									0.00
1	5.09	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.07		ø 5.0 c/ 15			0.03
P2	0.30		2 ø 8.0 0.07	2 ø 8.0 0.90					0.13

Cálculo da viga V201

Pavimento Tubo Recalque - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm			Fd = 6.61 kN situação: GE Meq = 0.73 kN.m As = 0.18 cm² A's = 0.15 cm² yLN = 0.04 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.15 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 3.96 kN M = 0.80 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 6.61 kN situação: GE Meq = 0.73 kN.m As = 0.16 cm² A's = 0.15 cm² yLN = 0.01 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.15 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 3.96 kN M = 0.55 kN.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm²		Fd = 6.61 kN situação: GE Meq = 0.73 kN.m	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm

	yLN = 1.03 cm		As = 0.18 cm² A's = 0.15 cm² yLN = 0.04 cm	% armad. = 0.17 A's = 0.15 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 3.96 kN M = 0.72 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

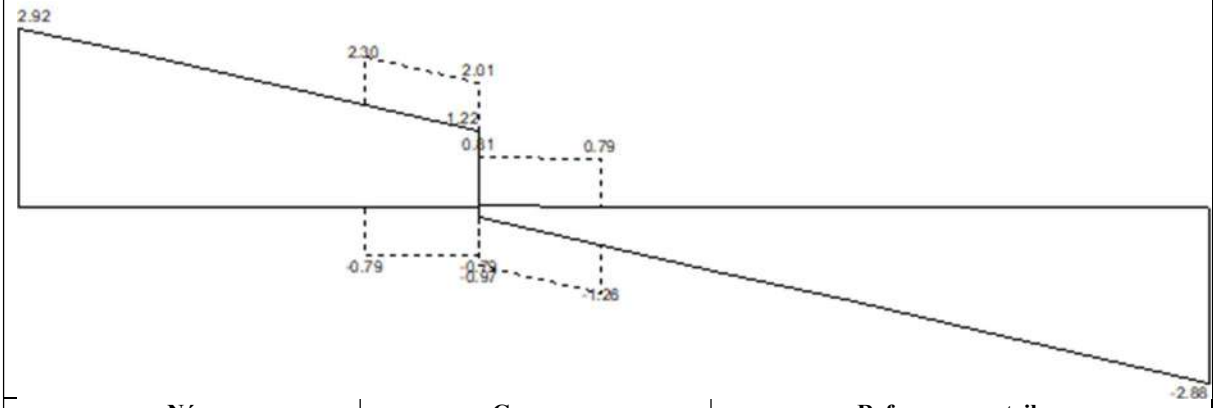
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 2.92 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.38 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	Viga	Vd (kN)	As (cm2)	Estribos	Vd (kN)	As (cm2)	Vdequiv	Compr. Trecho (m)
2	V204	-	-	-	-1.25	0.01	0.79	0.30
Condição:								

Nó 2: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga V202

Pavimento Tubo Recalque - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 2.17 kN situação: GE Meq = 0.24 kN.m As = 0.53 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.84 cm	Fd = 10.87 kN situação: GE Meq = 1.21 kN.m As = 0.70 cm² A's = 0.25 cm² yLN = 0.65 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.25 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 6.52 kN M = 4.51 kN.m fiss = 0.07 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 10.87 kN situação: PE Meq = 1.21 kN.m As = 0.25 cm² A's = 0.25 cm² yLN = 0.00 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.25 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 6.52 kN M = 0.04 kN.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 8.60 kN.m As = 0.77 cm²	Fd = 2.17 kN situação: GE		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²)

	A's = 0.00 cm² yLN = 1.11 cm	Meq = 0.24 kN.m As = 0.75 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.14 cm		d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 6.12 kN.m fiss = 0.10 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 12.28 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.19 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Cálculo da viga V203

Pavimento Tubo Recalque - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm				As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.00 kN.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm			Fd = 7.77 kN situação: GE Meq = 0.86 kN.m As = 0.20 cm² A's = 0.18 cm² yLN = 0.03 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.18 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 4.61 kN M = 0.67 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 16.69 kN.m As = 1.54 cm²		Fd = 7.77 kN situação: GE	As = 1.63 cm² (4ø8.0 - 2.01 cm²)

	A's = 0.00 cm² yLN = 2.20 cm		Meq = 0.86 kN.m As = 1.63 cm² A's = 0.18 cm² yLN = 2.08 cm	d = 26.10 cm % armad. = 0.34 A's = 0.18 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 4.61 kN M = 12.26 kN.m fiss = 0.11 mm
3	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 7.77 kN situação: GE Meq = 0.86 kN.m As = 0.73 cm² A's = 0.18 cm² yLN = 0.79 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.18 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 4.61 kN M = 4.98 kN.m fiss = 0.08 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 9.10 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
2 2-2	Vd = 5.64 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.17 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Cálculo da viga V204

Pavimento Tubo Recalque - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 20.00 cm	Md = 3.56 kN.m As = 0.52 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.74 cm		Fd = 30.80 kN situação: GE Meq = 1.88 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.39 cm		As = 0.60 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 16.10 cm % armad. = 0.25 F = 0.00 kN M = 0.00 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 3.56 kN.m As = 0.52 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.74 cm	Fd = 30.80 kN situação: GE Meq = 1.88 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.51 cm		As = 0.60 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 16.10 cm % armad. = 0.25 F = 0.00 kN M = 0.46 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

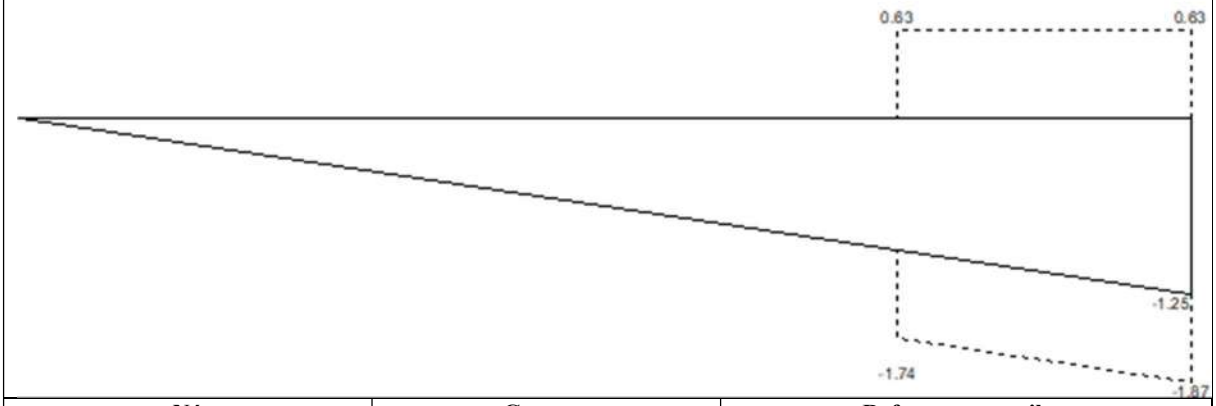
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.25 kN VRd2 = 121.01 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 5.18 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 16.10 cm Vc0 = 24.78 kN k = 2.00		Vmin = 56.38 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 8			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	Viga	Vd (kN)	As (cm2)	Estribos	Vd (kN)	As (cm2)	Vdequiv	Compr. Trecho (m)
2	V201	-	-	-	1.25	0.01	0.63	0.10

Condição:
Nó 2: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga V205

Pavimento Tubo Recalque - Lance 2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm			Fd = 3.10 kN situação: GE Meq = 0.34 kN.m As = 0.49 cm² A's = 0.07 cm² yLN = 0.59 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.07 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 1.92 kN M = 3.35 kN.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 9.49 kN.m As = 0.86 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.23 cm		Fd = 3.10 kN situação: GE Meq = 0.34 kN.m As = 0.90 cm² A's = 0.07 cm² yLN = 1.18 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.07 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 1.92 kN M = 6.92 kN.m fiss = 0.13 mm
3	Md = 9.44 kN.m As = 0.85 cm² A's = 0.00 cm²		Fd = 3.10 kN situação: GE Meq = 0.34 kN.m	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm

	yLN = 1.22 cm		As = 0.89 cm² A's = 0.07 cm² yLN = 1.17 cm	% armad. = 0.17 A's = 0.07 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 1.92 kN M = 6.74 kN.m fiss = 0.13 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

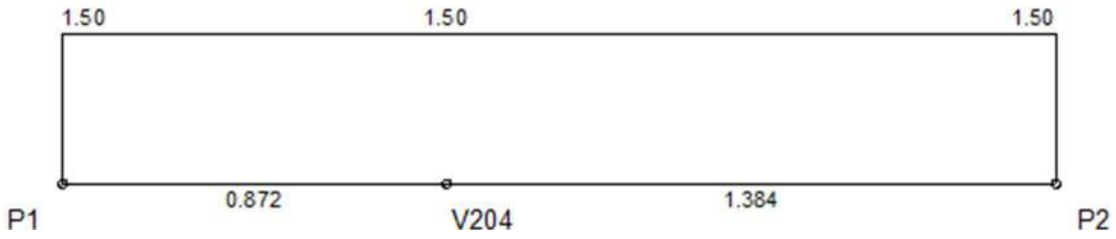
Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 7.55 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.08 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

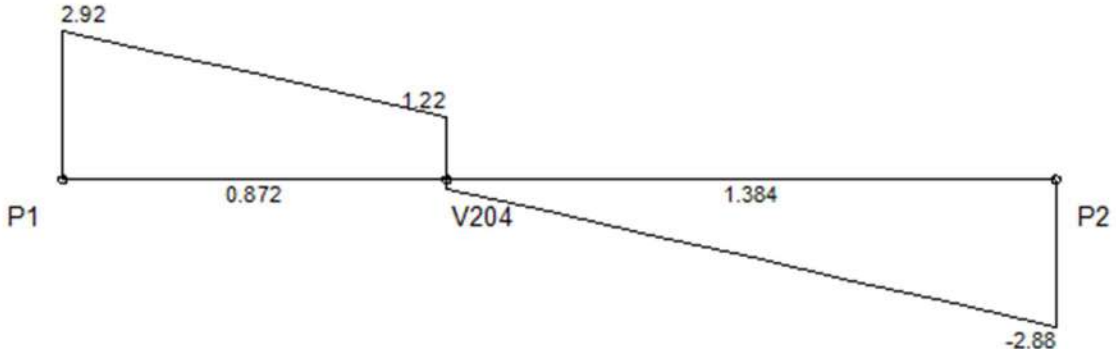
Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Diagramas: VIGA V201 - Tubo Recalque

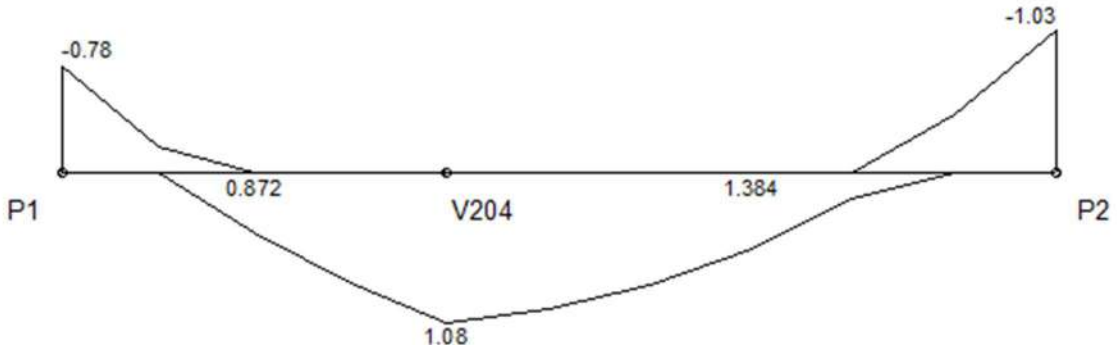
CARREGAMENTO [kN/m;m]



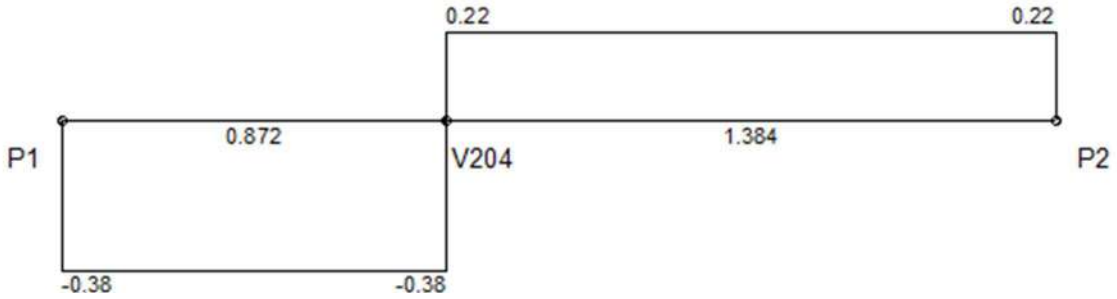
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



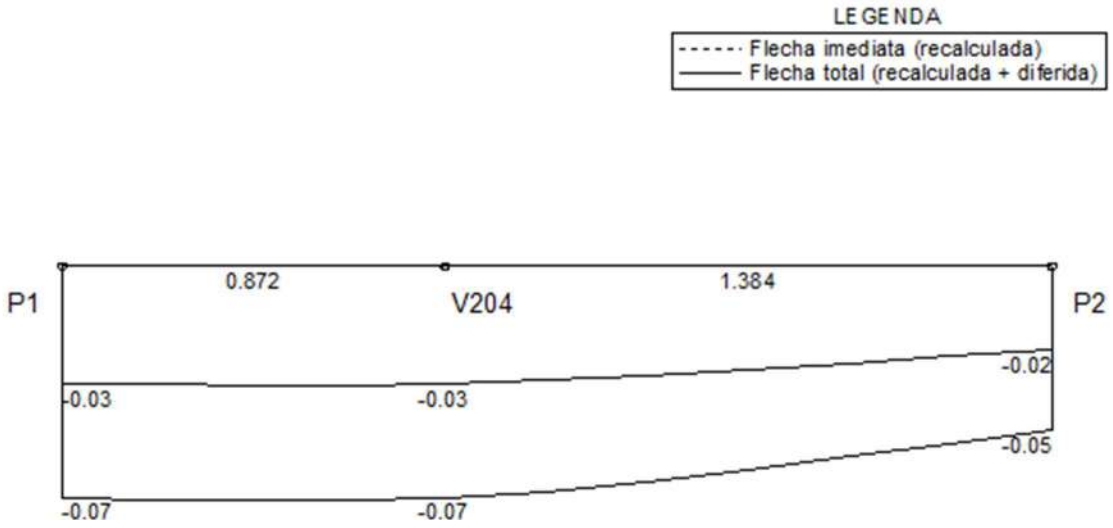
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

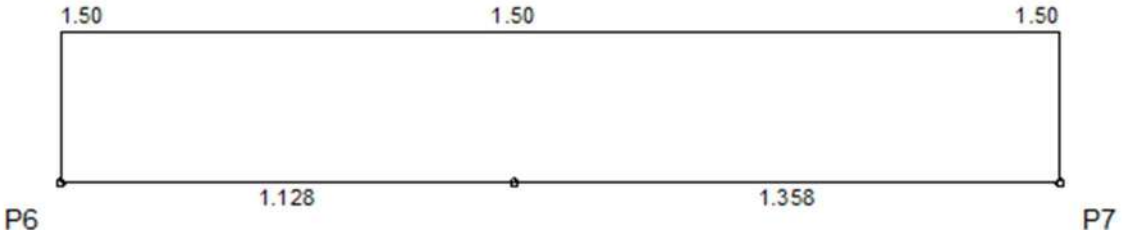


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	0.872
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	0.872
Flecha diferida	-0.03	0.872
Flecha total	-0.07	0.872

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	4.50	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.47	0.47	0.47
Momento de fissuração (kN.m)	11.54	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-0.13	1.03	-0.81
Comprimento do sub-trecho (cm)	6.98	179.09	39.49
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	1.97		

Diagramas: VIGA V202 - Tubo Recalque

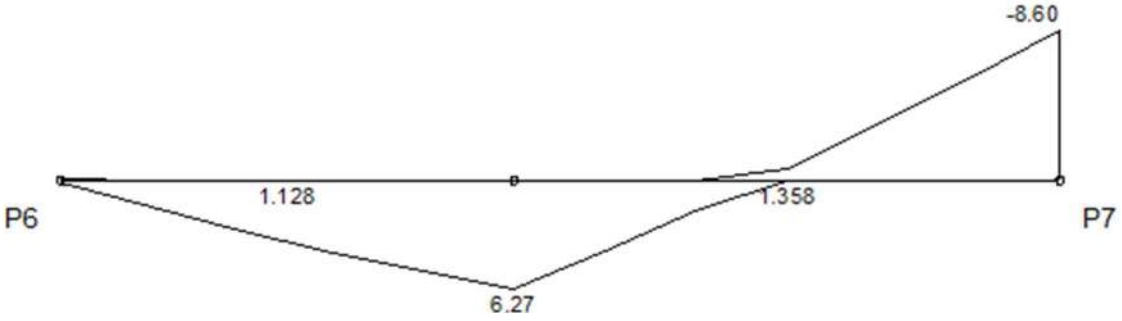
CARREGAMENTO [kN/m;m]



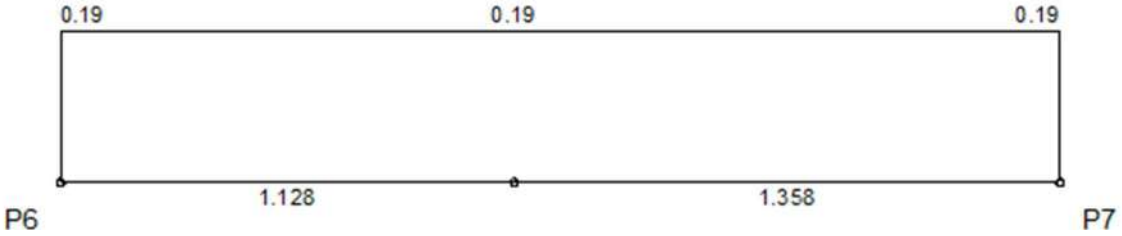
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



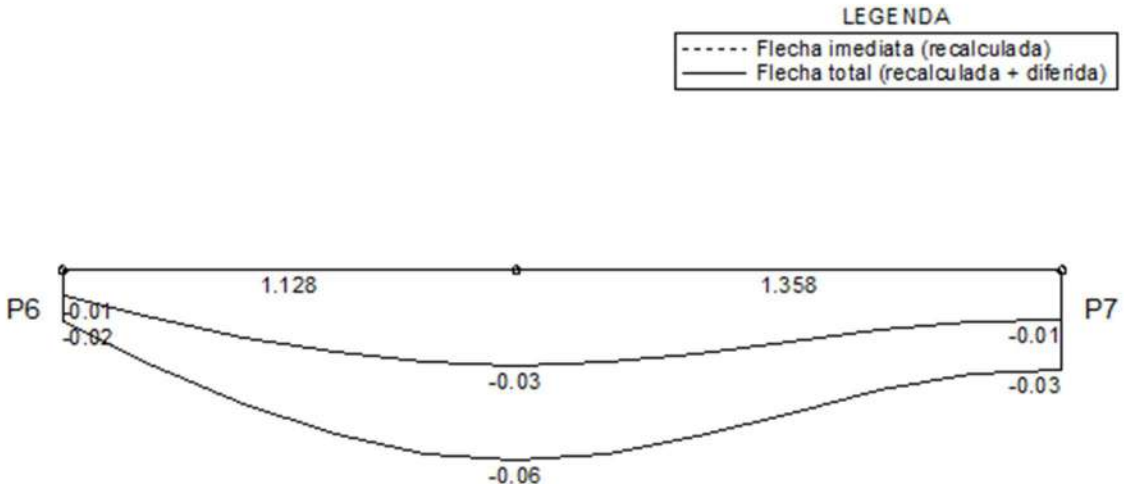
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

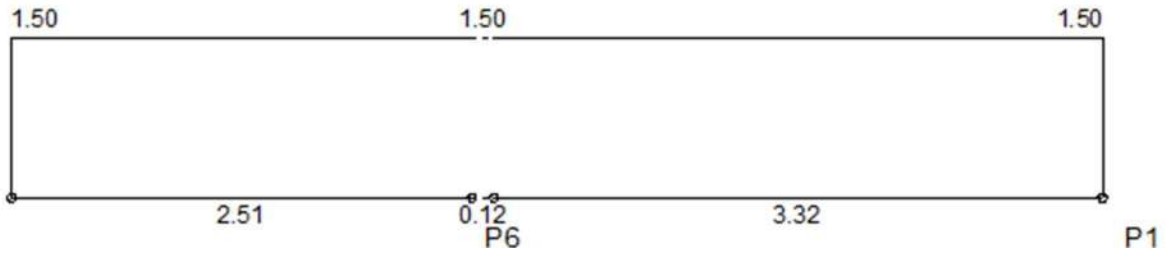


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	1.128
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	1.128
Flecha diferida	-0.03	1.128
Flecha total	-0.06	1.128

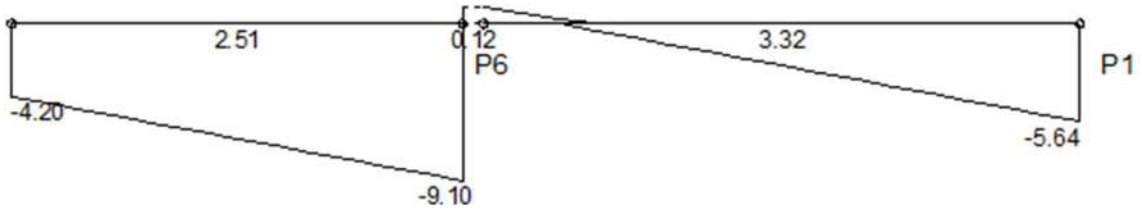
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	4.50	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.47	0.47	0.47
Momento de fissuração (kN.m)	11.54	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	0.00	4.95	-5.82
Comprimento do sub-trecho (cm)	0.00	179.57	69.03
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	2.00		

Diagramas: VIGA V203 - Tubo Recalque

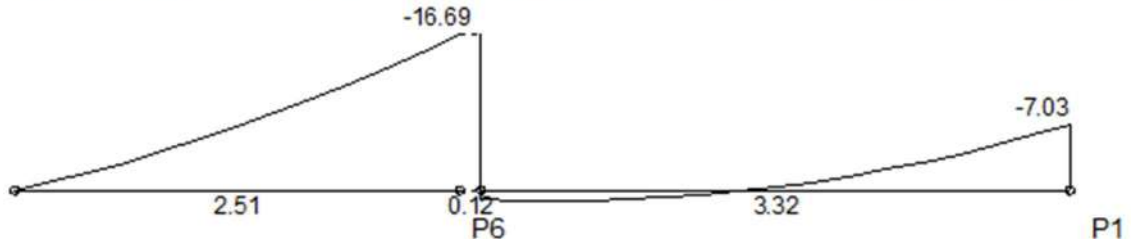
CARREGAMENTO [kN/m;m]



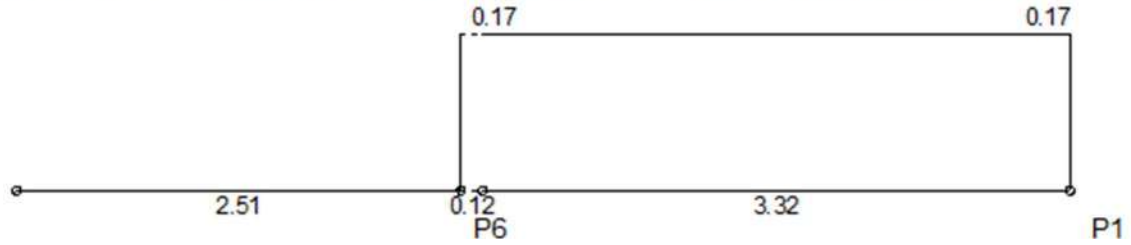
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



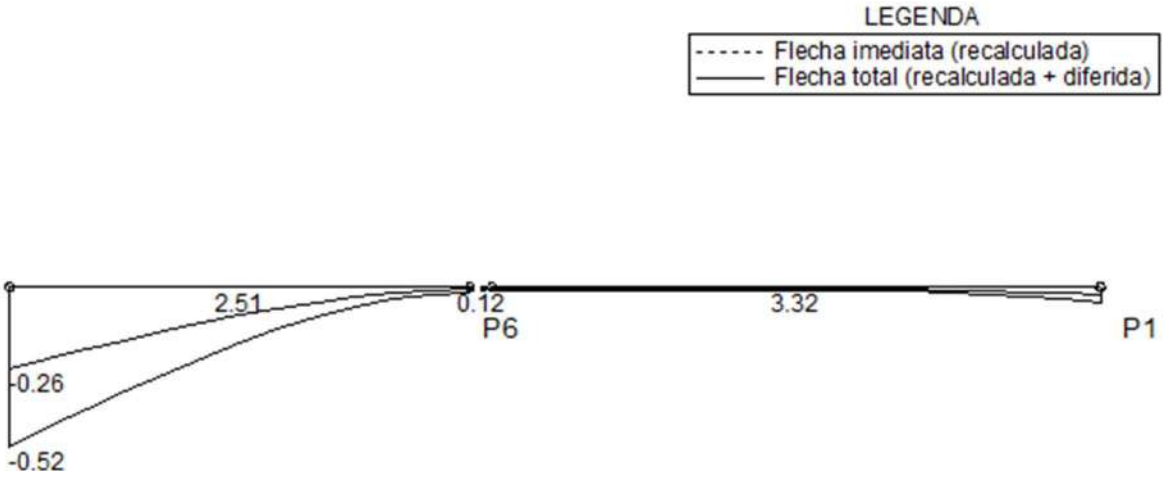
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

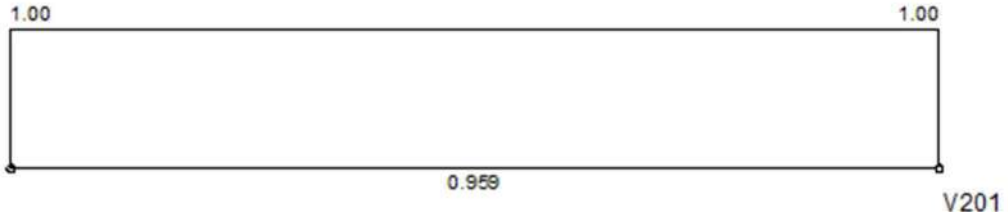


Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.26	0.00	-0.03	3.320
Flecha imediata (recalculada)	-0.26	0.00	-0.03	3.320
Flecha diferida	-0.25	0.00	-0.03	3.320
Flecha total	-0.52	0.00	-0.06	3.320

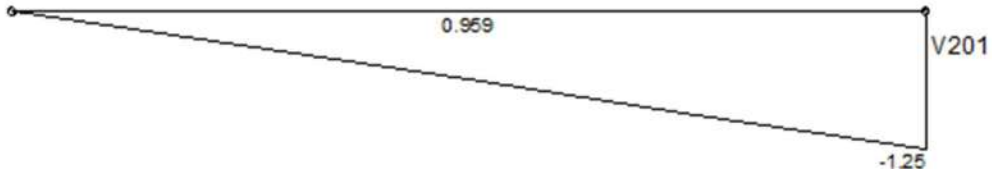
Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.47	0.86	0.86	0.47	0.47
Momento de fissuração (kN.m)	-	11.54	11.54	11.54	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-	0.00	-12.26	-12.26	0.00	-4.51
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	0.00	251.06	165.99	0.00	165.99
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.90			4.20		
Multiplicador flecha total	1.97			1.97		

Diagramas: VIGA V204 - Tubo Recalque

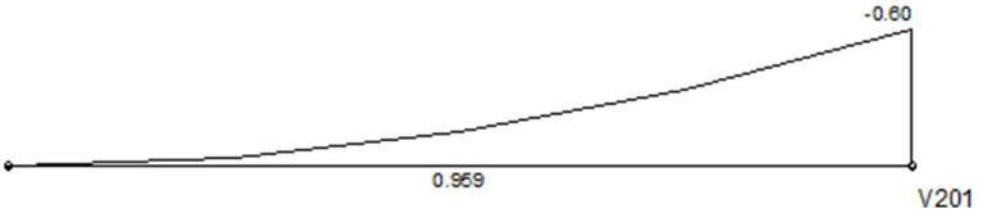
CARREGAMENTO [kN/m;m]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



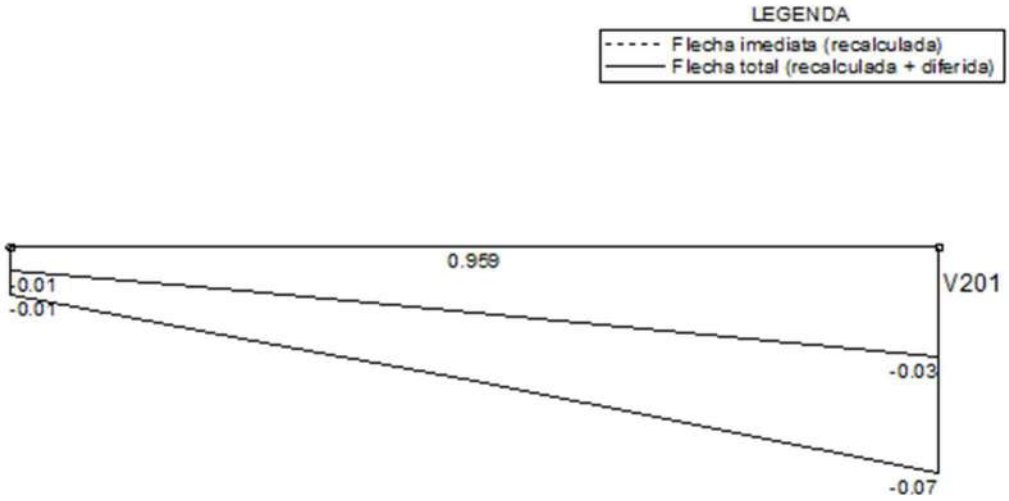
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

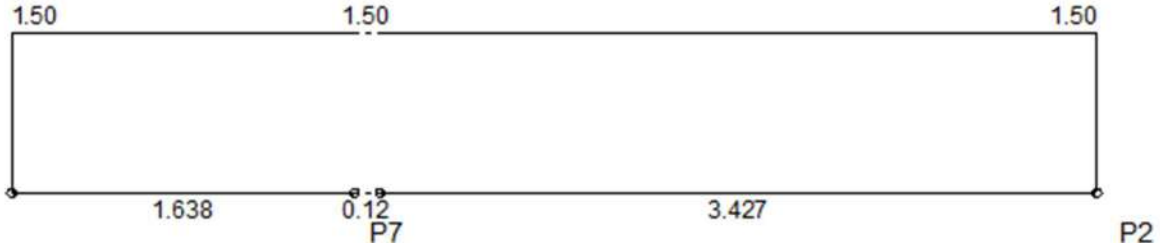


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	0.96
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	0.96
Flecha diferida	-0.04	0.96
Flecha total	-0.07	0.96

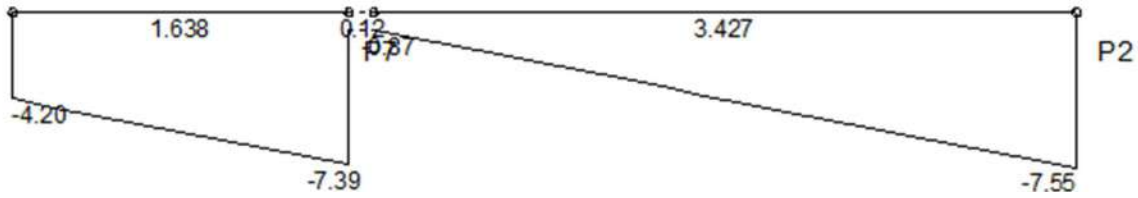
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	1.33	1.33
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.17	0.17
Momento de fissuração (kN.m)	-	5.13	5.13
Momento em serviço (kN.m)	-	0.00	-0.46
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	0.00	95.89
Inércia equivalente (m4 E-4)	1.33		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA V205 - Tubo Recalque

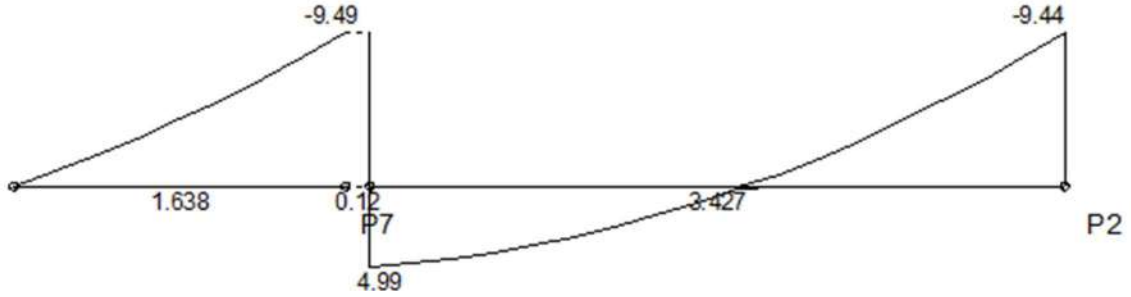
CARREGAMENTO [kN/m;m]



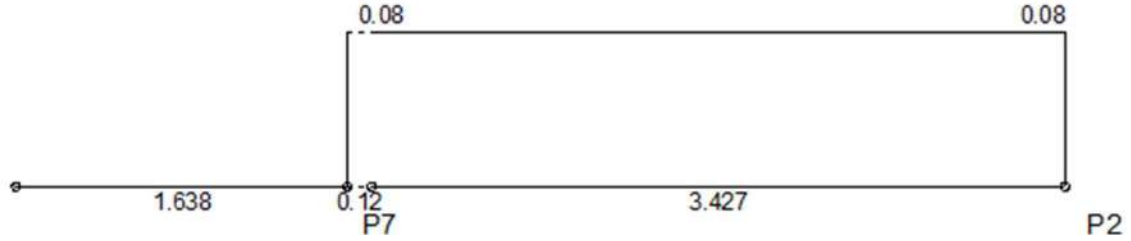
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



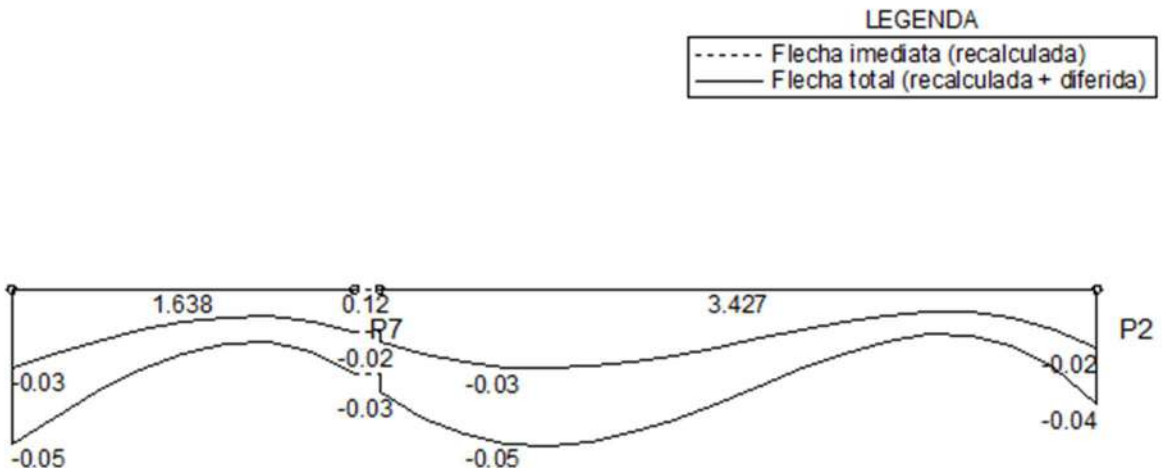
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]



Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	2.242
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	2.242
Flecha diferida	-0.03	2.242
Flecha total	-0.05	2.242

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.47	0.47
Momento de fissuração (kN.m)	-	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-	4.01	-7.77
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	344.32	162.11
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	1.97		

Pavimento Cobertura

Resultados dos Pilares

Cobertura	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 3		cobr = 3.00 cm	

Dados				**Resultados**					
Pilar	**Seção (cm)**	**Nível Altura (m)**	**lib vínc lih vínc (m)**	**Nd máx Nd mín (kN)**	**MBd topo MBd base (kN.m)**	**MHd topo MHd base (kN.m)**	**As b Armaduras As h % armad total**	**Estribo Topo Base cota**	**Esb b Esb h**
P1 1:20	20.00 X 45.00	3.65 3.65	2.81 RR 2.81 RR	25.73 4.91	1.38 7.12	1.83 12.42	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.5 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	48.61 21.61
P2 1:20	20.00 X 30.00	3.96 3.96	2.81 RR 2.81 RR	25.92 5.78	1.27 1.27	5.57 12.33	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.5 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	48.61 32.41
P3 1:20	20.00 X 30.00	3.53 3.53	7.06 EL 3.53 RR	12.18 4.04	0.46 0.78	4.63 5.04	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.5 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	122.14 40.71
P6 1:20	20.00 X 30.00	3.65 3.65	2.81 RR 2.81 RR	27.11 2.64	0.58 7.64	0.10 13.31	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.8 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	48.61 32.41
P7 1:20	20.00 X 30.00	3.96 3.96	2.81 RR 2.81 RR	30.58 3.13	2.33 5.40	2.42 11.09	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 0.8 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	48.61 32.41

Cálculo do Pilar P1

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 45.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.57

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 2.81 cm Esbeltez = 48.61	Msdtopo = 1.38 kN.m Msdbase = 7.12 kN.m	Ndmax = 25.73 kN Ndmin = 4.91 kN ni = 0.02
H	Vínculo = RR li = 2.81 cm Esbeltez = 21.61	Msdtopo = 1.83 kN.m Msdbase = 12.42 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 1.35 Msdcentro = 6.70 Msdbase = 7.10	Madtopo = 0.13 Madcentro = 0.23 Madbase = 0.47 M2d = 0.56 Mcd = 0.04	Td = 5.52 kN.m Asl = 2.43 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.5 %	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.4D3 Msd(x) = 7.57 kN.m Msd(y) = 12.34 kN.m Mrd(x) = 9.10 kN.m Mrd(y) = 14.82 kN.m Mrd/Msd=1.20
H	Msdtopo = 1.78 Msdcentro = 9.67 Msdbase = 12.34	Madtopo = 0.13 Madcentro = 0.23 Madbase = 0.47 M2d = 0.23 Mcd = 0.01			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 4.92 kN	Td = 5.52 kN.m

	VBd base = 4.92 kN VHd topo = 7.89 kN VHd base = 7.89 kN	

Verificação de esforços limites			
Direção	**Cisalhamento**	**Torção**	**Cisalhamento + Torção**
B	Vd = 4.92 kN VRd2 = 270.57 kN	Td = 5.52 kN.m TRd2 = 21.39 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.28
H	Vd = 7.89 kN VRd2 = 308.15 kN	Td = 5.52 kN.m TRd2 = 21.39 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.28

Direção	**Armadura de cisalhamento**		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.16 m Vc0 = 55.40 kN k = 1.13 Vc = 62.61 kN	Vmin = 22.25 kN Aswmin = 2.05 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.41 m Vc0 = 63.10 kN k = 1.17 Vc = 73.64 kN	Vmin = 57.02 kN Aswmin = 2.05 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		**Armadura de fretagem**		**Armadura final**
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.92 cm Ae = 444.00 cm²	A90 = 0.83 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 2.05 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P2

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 2.81 cm Esbeltez = 48.61	Msdtopo = 1.27 kN.m Msdbase = 1.27 kN.m	Ndmax = 25.92 kN Ndmin = 5.78 kN ni = 0.02
H	Vínculo = RR li = 2.81 cm Esbeltez = 32.41	Msdtopo = 5.57 kN.m Msdbase = 12.33 kN.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 1.23 Msdcentro = 2.03 Msdbase = 1.21	Madtopo = 0.17 Madcentro = 0.26 Madbase = 0.51 M2d = 0.46 Mcd = 0.02	Td = 1.55 kN.m Asl = 0.80 cm²	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm² 0.5 %	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.4D3 Msd(x) = 2.03 kN.m Msd(y) = 15.38 kN.m Mrd(x) = 2.06 kN.m Mrd(y) = 15.59 kN.m Mrd/Msd=1.01
H	Msdtopo = 5.57 Msdcentro = 14.68 Msdbase = 12.33	Madtopo = 0.17 Madcentro = 0.26 Madbase = 0.51 M2d = 0.39 Mcd = 0.05			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 2.88 kN	Td = 1.55 kN.m

	VBd base = 2.88 kN VHd topo = 9.61 kN VHd base = 9.61 kN	

Verificação de esforços limites			
Direção	**Cisalhamento**	**Torção**	**Cisalhamento + Torção**
B	Vd = 2.88 kN VRd2 = 180.38 kN	Td = 1.55 kN.m TRd2 = 11.02 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.16
H	Vd = 9.61 kN VRd2 = 195.41 kN	Td = 1.55 kN.m TRd2 = 11.02 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19

Direção	**Armadura de cisalhamento**		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.16 m Vc0 = 36.94 kN k = 1.43 Vc = 52.95 kN	Vmin = 22.25 kN Aswmin = 2.05 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.26 m Vc0 = 40.01 kN k = 1.09 Vc = 43.73 kN	Vmin = 36.16 kN Aswmin = 2.05 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		**Armadura de fretagem**		**Armadura final**
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 264.00 cm²	A90 = 0.39 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 2.05 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P3

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL li = 7.06 cm Esbeltez = 122.14	Msdtopo = 0.46 kN.m Msdbase = 0.78 kN.m	Ndmax = 12.18 kN Ndmin = 4.04 kN ni = 0.01
H	Vínculo = RR li = 3.53 cm Esbeltez = 40.71	Msdtopo = 4.63 kN.m Msdbase = 5.04 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 0.45 Msdcentro = 0.73 Msdbase = 0.73	Madtopo = 0.12 Madcentro = 0.11 Madbase = 0.21 M2d = 1.57 Mcd = 0.02	Td = 1.30 kN.m Asl = 0.67 cm²	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm² 0.5 %	1.3G1+1.4G2+1.4D3 Msd(x) = 0.73 kN.m Msd(y) = 5.26 kN.m Mrd(x) = 2.04 kN.m Mrd(y) = 14.63 kN.m Mrd/Msd=2.78
H	Msdtopo = 4.63 Msdcentro = 2.66 Msdbase = 5.04	Madtopo = 0.12 Madcentro = 0.11 Madbase = 0.21 M2d = 0.25 Mcd = 0.01			

Dimensionamento da armadura transversal

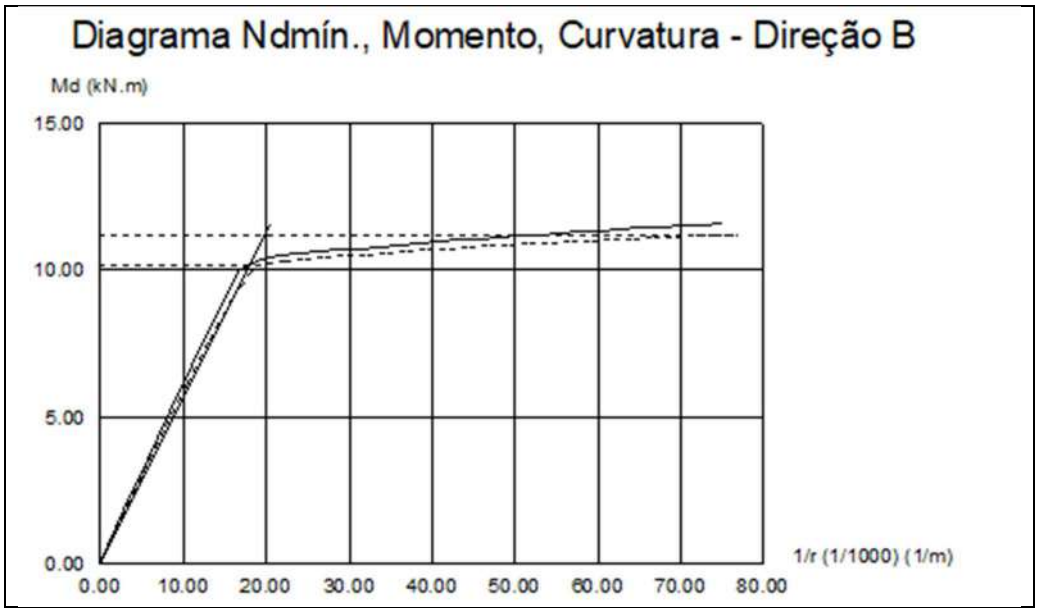
Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 0.35 kN	Td = 1.30 kN.m

	VBd base = 0.35 kN VHd topo = 2.74 kN VHd base = 2.74 kN	

Verificação de esforços limites			
Direção	**Cisalhamento**	**Torção**	**Cisalhamento + Torção**
B	Vd = 0.35 kN VRd2 = 180.38 kN	Td = 1.30 kN.m TRd2 = 11.02 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12
H	Vd = 2.74 kN VRd2 = 195.41 kN	Td = 1.30 kN.m TRd2 = 11.02 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13

Direção	**Armadura de cisalhamento**		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.16 m Vc0 = 36.94 kN k = 1.59 Vc = 58.71 kN	Vmin = 22.25 kN Aswmin = 2.05 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.26 m Vc0 = 40.01 kN k = 1.13 Vc = 45.39 kN	Vmin = 36.16 kN Aswmin = 2.05 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		**Armadura de fretagem**		**Armadura final**
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 264.00 cm²	A90 = 0.33 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 2.05 cm²/m ø 5.0 c/12



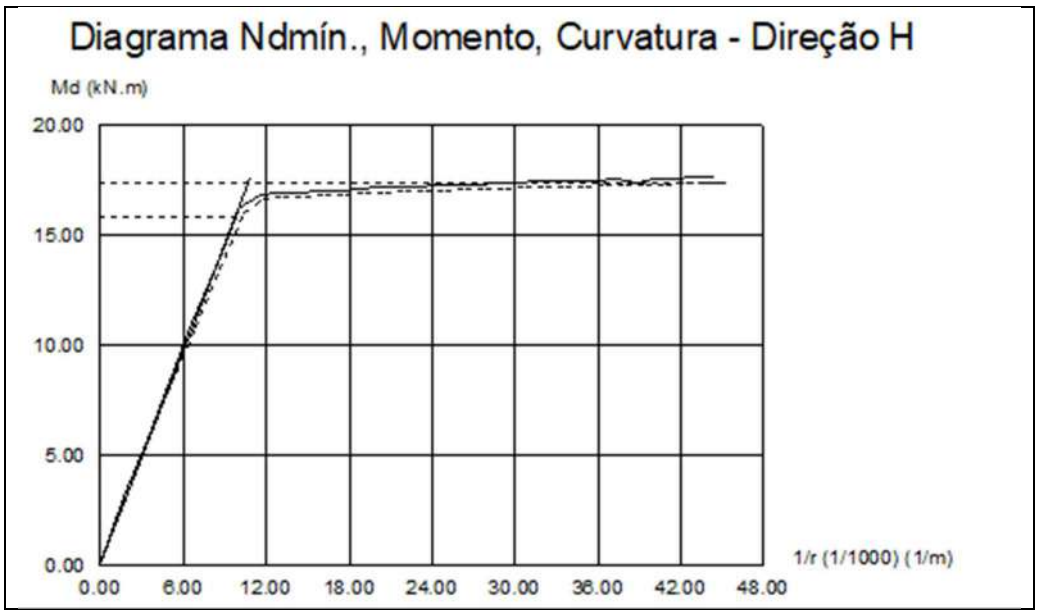


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
1/r (1/1000) (1/m)

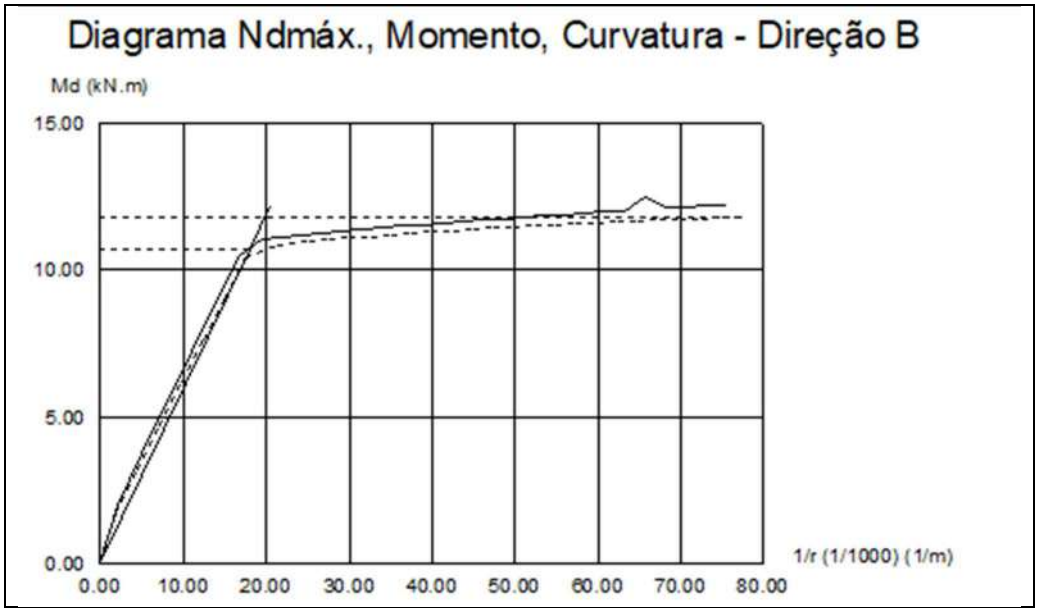


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B
Md (kN.m)
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
10.00
20.00
30.00
40.00
50.00
60.00
70.00
80.00
1/r (1/1000) (1/m)

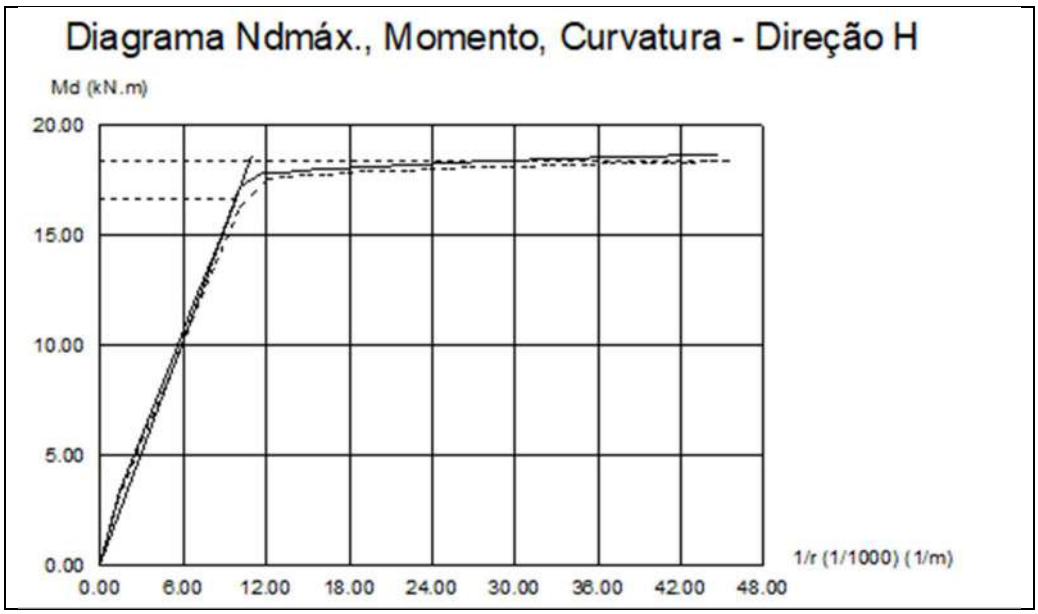


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H
Md (kN.m)
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0.00
6.00
12.00
18.00
24.00
30.00
36.00
42.00
48.00
1/r (1/1000) (1/m)

Cálculo do Pilar P6

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 2.81 cm Esbeltez = 48.61	Msdtopo = 0.58 kN.m Msdbase = 7.64 kN.m	Ndmax = 27.11 kN Ndmin = 2.64 kN ni = 0.03
H	Vínculo = RR li = 2.81 cm Esbeltez = 32.41	Msdtopo = 0.10 kN.m Msdbase = 13.31 kN.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 0.54 Msdcentro = 5.15 Msdbase = 7.51	Madtopo = 0.06 Madcentro = 0.25 Madbase = 0.49 M2d = 0.56 Mcd = 0.04	Td = 1.86 kN.m Asl = 0.95 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.8 %	1.3G1+1.4G2+1.4D3 Msd(x) = 5.15 kN.m Msd(y) = 19.69 kN.m Mrd(x) = 5.67 kN.m Mrd(y) = 21.70 kN.m Mrd/Msd=1.10
H	Msdtopo = 0.10 Msdcentro = 18.97 Msdbase = 13.31	Madtopo = 0.06 Madcentro = 0.25 Madbase = 0.49 M2d = 0.41 Mcd = 0.07			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 5.37 kN	Td = 1.86 kN.m

	VBd base = 5.37 kN VHd topo = 11.49 kN VHd base = 11.49 kN	

Verificação de esforços limites			
Direção	**Cisalhamento**	**Torção**	**Cisalhamento + Torção**
B	Vd = 5.37 kN VRd2 = 180.38 kN	Td = 1.86 kN.m TRd2 = 11.02 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.20
H	Vd = 11.49 kN VRd2 = 195.41 kN	Td = 1.86 kN.m TRd2 = 11.02 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.23

Direção	**Armadura de cisalhamento**		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.16 m Vc0 = 36.94 kN k = 1.13 Vc = 41.66 kN	Vmin = 22.25 kN Aswmin = 2.05 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.26 m Vc0 = 40.01 kN k = 1.08 Vc = 43.05 kN	Vmin = 36.16 kN Aswmin = 2.05 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		**Armadura de fretagem**		**Armadura final**
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 264.00 cm²	A90 = 0.47 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 2.05 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P7

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 20.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.60

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 2.81 cm Esbeltez = 48.61	Msdtopo = 2.33 kN.m Msdbase = 5.40 kN.m	Ndmax = 30.58 kN Ndmin = 3.13 kN ni = 0.03
H	Vínculo = RR li = 2.81 cm Esbeltez = 32.41	Msdtopo = 2.42 kN.m Msdbase = 11.09 kN.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 2.32 Msdcentro = 6.59 Msdbase = 5.29	Madtopo = 0.09 Madcentro = 0.30 Madbase = 0.60 M2d = 0.64 Mcd = 0.06	Td = 1.55 kN.m Asl = 0.79 cm²	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0 4.71 cm² 0.8 %	1.3G1+1.4G2+1.4D3 Msd(x) = 7.60 kN.m Msd(y) = 16.35 kN.m Mrd(x) = 9.41 kN.m Mrd(y) = 20.24 kN.m Mrd/Msd=1.24
H	Msdtopo = 2.42 Msdcentro = 16.35 Msdbase = 11.09	Madtopo = 0.09 Madcentro = 0.30 Madbase = 0.60 M2d = 0.45 Mcd = 0.07			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
II 30	VBd topo = 4.30 kN	Td = 1.55 kN.m

	VBd base = 4.30 kN VHd topo = 9.77 kN VHd base = 9.77 kN	

Verificação de esforços limites			
Direção	**Cisalhamento**	**Torção**	**Cisalhamento + Torção**
B	Vd = 4.30 kN VRd2 = 180.38 kN	Td = 1.55 kN.m TRd2 = 11.02 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.16
H	Vd = 9.77 kN VRd2 = 195.41 kN	Td = 1.55 kN.m TRd2 = 11.02 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19

Direção	**Armadura de cisalhamento**		
	Dados	**Armadura mínima**	**Armadura cisalhamento**
B	d = 0.16 m Vc0 = 36.94 kN k = 1.16 Vc = 42.95 kN	Vmin = 22.25 kN Aswmin = 2.05 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.26 m Vc0 = 40.01 kN k = 1.10 Vc = 43.98 kN	Vmin = 36.16 kN Aswmin = 2.05 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		**Armadura de fretagem**		**Armadura final**
Dados	**Armadura torção**	**Topo**	**Base**	
he = 6.00 cm Ae = 264.00 cm²	A90 = 0.39 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 2.05 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo dos Pilares

Cobertura	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 3		cobr = 3.00 cm	

Pilar	**Seção (cm)**	**vínc esb B vínc esb H**	**Nd máx Nd mín (kN)**	**Msd(x) Msd(y) (kN.m)**	**Mrd(x) Mrd(y) (kN.m)**	**Mrd/Msd**	**As b As h (cm²)**
P1	20.00 X 45.00	RR 48.61 RR 21.61	25.73 4.91	7.57 12.34	9.10 14.82	1.20	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P2	20.00 X 30.00	RR 48.61 RR 32.41	25.92 5.78	2.03 15.38	2.06 15.59	1.01	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P3	20.00 X 30.00	EL 122.14 RR 40.71	12.18 4.04	0.73 5.26	2.04 14.63	2.78	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P6	20.00 X 30.00	RR 48.61 RR 32.41	27.11 2.64	5.15 19.69	5.67 21.70	1.10	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P7	20.00 X 30.00	RR 48.61 RR 32.41	30.58 3.13	7.60 16.35	9.41 20.24	1.24	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)

Quadro de Cargas e Taxa de Compressão Permanente nos Pilares

Cobertura						
Pilares	**Seção (cm)**	**Nmáx (kN)**	**Nmin (kN)**	**Nperm (kN)**	**Taxa de compressão (bruta)**	**Taxa de compressão (homogeneizada)**
P1	20x45	19.55	0.00	27.27	0.02	0.02
P2	20x30	19.49	0.00	27.18	0.03	0.02
P3	20x30	9.39	0.00	13.11	0.01	0.01
P6	20x30	20.71	0.00	28.92	0.03	0.02
P7	20x30	23.09	0.00	32.23	0.03	0.03

Vigas do pavimento Cobertura

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kN.m)	As	Als	Md (kN.m)	As	Als	
V301	2.48	2 ø 8.0		0.00 -5.37	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
V302	0.34	2 ø 8.0		-1.29 -0.65	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
V303	0.83	2 ø 8.0		-2.25 0.00	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
V304	0.37	2 ø 8.0		-3.41	2 ø 8.0		Avisos 28, 38
V305	0.16	2 ø 8.0		-0.28	2 ø 8.0		Aviso 28
V306	0.09 0.70	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	-4.11 -0.51	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	

Esforços da Viga V301

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P7		0.30								1.04			
1	3.43 3.25	3.25	1.50	0.00			0.00	-1.27	5.53		2.48	2.14	-5.37
P2		0.30								4.10			

Esforços da Viga V302

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P2		0.20								1.72			
1	2.28 2.08	2.08	1.50	0.00			1.88	0.00	2.51		0.34		-1.29 -0.65
P1		0.20								1.66			

Esforços da Viga V303

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P7		0.20								2.11			
1	2.51 2.31	2.31	1.50	0.00			5.34	0.00	3.44		0.83	0.35	-2.25
P6		0.20								1.62			

Esforços da Viga V304

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P1		0.20								3.28			
1	1.16 0.96	0.96	1.50	0.00			0.00	-0.58	4.38			0.37	-3.41
		0.20											

Esforços da Viga V305

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
P6		0.20								1.06			
1	0.93 0.73	0.73	1.50	0.00			0.00	-0.39	1.25		0.16	0.09	-0.28
		0.20											

Esforços da Viga V306

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados							Envoltória					
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (ºC)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)			Nd (kN)	Rd (kN)					
		0.20											
1	1.81 1.62	1.62	1.50	0.00			0.39	0.00	4.09			0.09	-4.11
P3		0.30								4.07			
2	1.72 1.53	1.53	1.50	0.00			0.00	-2.32	2.17		0.70	0.35	-0.51
V304		0.20								1.55			

Resultados da Viga V301

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P7	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	3.25	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.01
P2	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.04

Resultados da Viga V302

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P2	0.20			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.08	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.00
P1	0.20			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga V303

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P7	0.20			2 ø 8.0 0.90					0.01
1	2.31	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.00
P6	0.20			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga V304

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P1	0.20			2 ø 8.0 0.90					0.02
1	0.96	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.00
	0.20								0.00

Resultados da Viga V305

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
P6	0.20			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	0.73	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.00
	0.20								0.00

Resultados da Viga V306

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	**Apoio 1 e 1o (m)**	**Seção (cm)**	**As Inf (cm²)**	**As Sup (cm²)**	**As esq trecho (cm²)**	**Asw min (cm²)**	**As dir trecho (cm²)**	**Asw Pele (cm²)**	**Fissura (mm)**
	0.20								0.00
1	1.62	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 15			0.00
P3	0.30		2 ø 8.0 0.06	2 ø 8.0 0.90					0.03
2	1.53	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.06		ø 5.0 c/ 15			0.00
V304	0.20		2 ø 8.0 0.06	2 ø 8.0 0.90					0.00

Cálculo da viga V301

Pavimento Cobertura - Lance 3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm				As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.80 kN M = 1.73 kN.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm			As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.80 kN M = 0.00 kN.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm			As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.80 kN M = 3.87 kN.m fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 5.53 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.05 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Cálculo da viga V302

Pavimento Cobertura - Lance 3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.88 kN situação: GE Meq = 0.21 kN.m As = 0.01 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.07 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.26 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.28 kN situação: GE Meq = 0.14 kN.m As = 0.10 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.18 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.93 kN.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.88 kN situação: GE Meq = 0.21 kN.m As = 0.03 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.11 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.49 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.51 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.15 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.19		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Cálculo da viga V303

Pavimento Cobertura - Lance 3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 5.34 kN situação: GE Meq = 0.59 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.18 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.59 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 4.74 kN situação: GE Meq = 0.53 kN.m As = 0.14 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.35 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 1.62 kN.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 5.34 kN situação: GE Meq = 0.59 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.07 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.00 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 3.44 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.15 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.29		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Cálculo da viga V304

Pavimento Cobertura - Lance 3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm				As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.42 kN M = 0.26 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm			As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.42 kN M = 2.50 kN.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

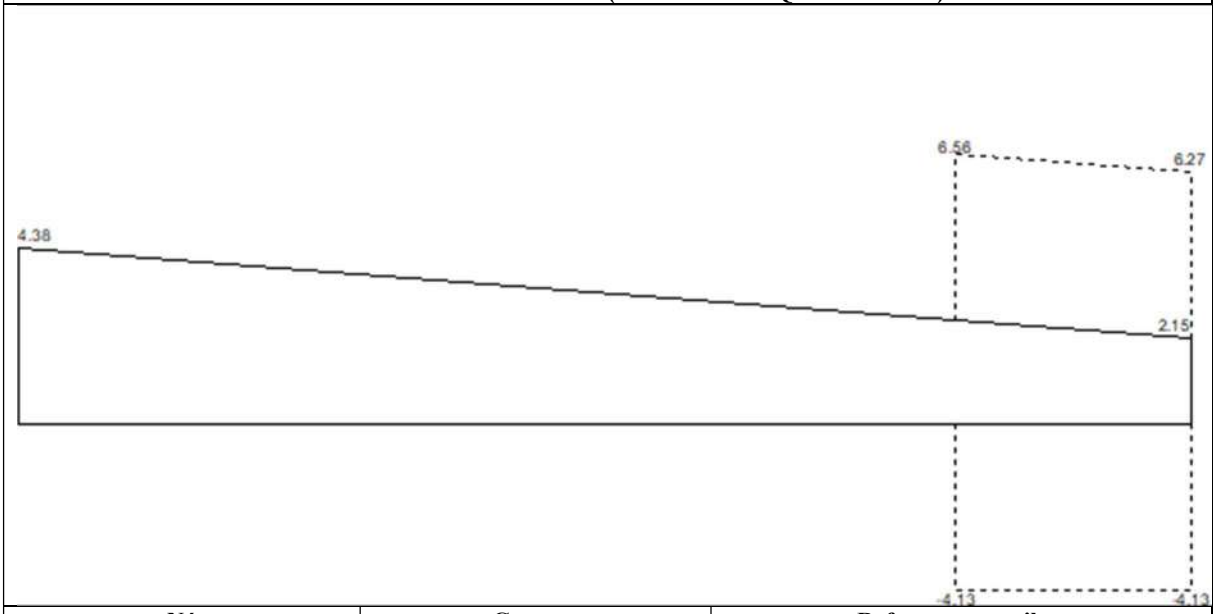
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 4.38 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.39 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	Viga	Vd (kN)	As (cm2)	Estribos	Vd (kN)	As (cm2)	Vdequiv	Compr. Trecho (m)
2	V306	-	-	-	-2.17	0.03	4.13	0.15

Condição:
Nó 2: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga V305

Pavimento Cobertura - Lance 3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm				As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.30 kN M = 0.10 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm			As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.30 kN M = 0.25 kN.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

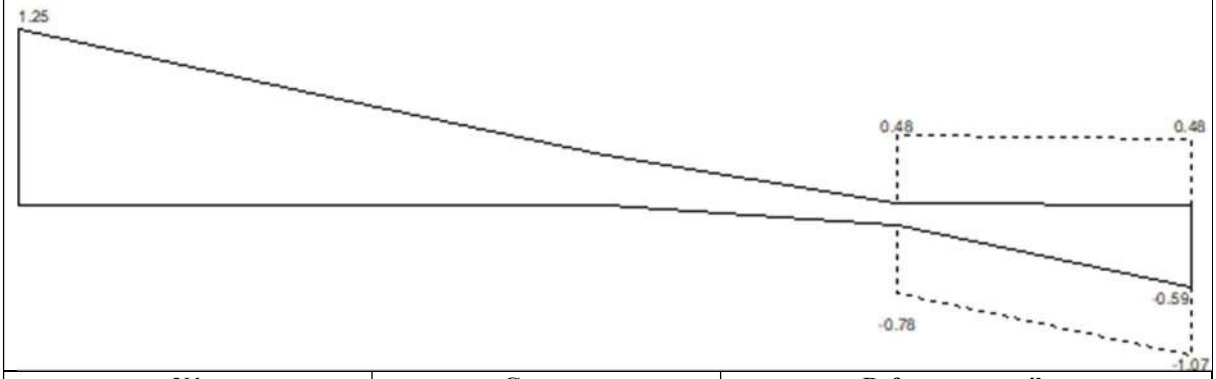
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.25 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.09 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	Viga	Vd (kN)	As (cm2)	Estribos	Vd (kN)	As (cm2)	Vdequiv	Compr. Trecho (m)
2	V306	-	-	-	0.59	0.00	0.48	0.15

Condição:
Nó 2: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Cálculo da viga V306

Pavimento Cobertura - Lance 3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.39 kN situação: GE Meq = 0.04 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.02 cm		As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 F = 0.00 kN M = 0.05 kN.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm			Fd = 2.79 kN situação: GE Meq = 0.31 kN.m As = 0.10 cm² A's = 0.06 cm² yLN = 0.05 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.06 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 1.66 kN M = 0.45 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0.00 kN.m As = 0.00 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.00 cm			

2	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.39 kN situação: GE Meq = 0.04 kN.m As = 0.36 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.53 cm	Fd = 2.79 kN situação: GE Meq = 0.31 kN.m As = 0.40 cm² A's = 0.06 cm² yLN = 0.48 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.06 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 1.66 kN M = 2.99 kN.m fiss = 0.03 mm
3	Md = 8.00 kN.m As = 0.72 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 2.79 kN situação: GE Meq = 0.31 kN.m As = 0.08 cm² A's = 0.06 cm² yLN = 0.02 cm	As = 0.90 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.17 A's = 0.06 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) F = 1.66 kN M = 0.35 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

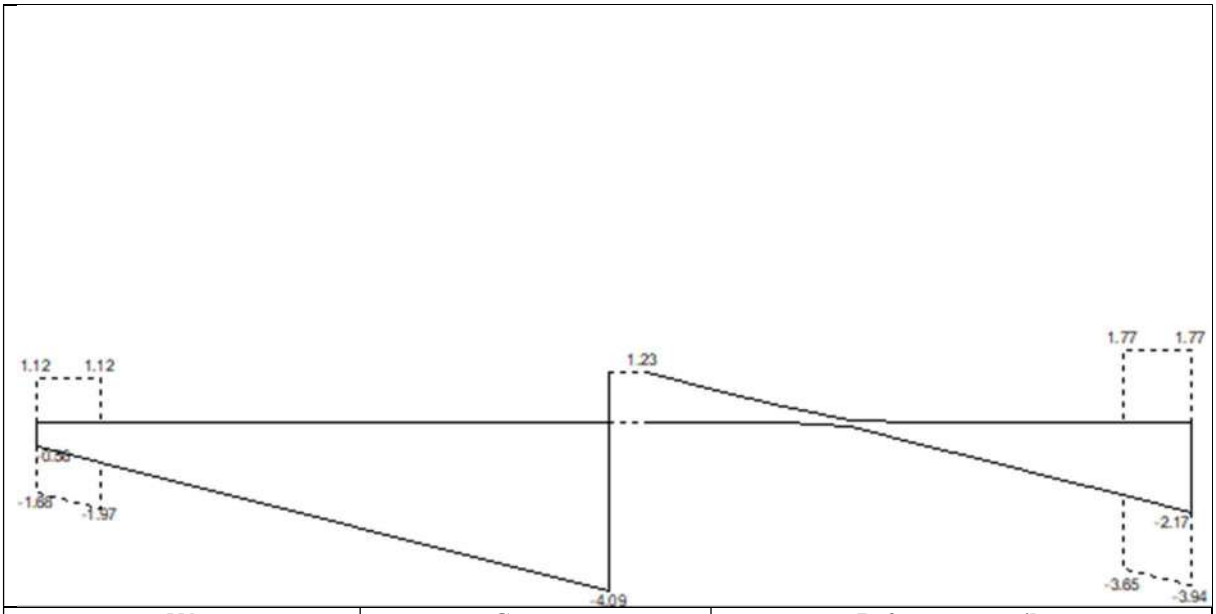
Modelo de cálculo	**II**
Inclinação bielas	**30**

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 4.09 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.09 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 2.17 kN VRd2 = 196.16 kN	Td = 0.37 kN.m TRd2 = 11.31 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.22		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 40.17 kN k = 1.00		Vmin = 48.75 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)

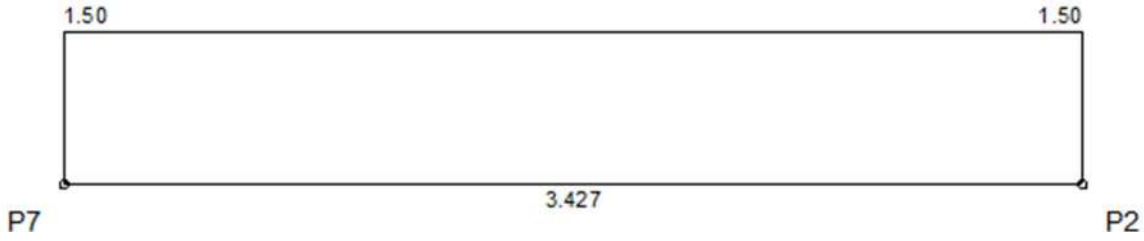


Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
N°	**Viga**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Estribos**	**Vd (kN)**	**As (cm2)**	**Vdequiv**	**Compr. Trecho (m)**
1	V305	-	-	-	-0.59	0.01	1.12	0.15
3	V304	-	-	-	2.17	0.01	1.77	0.15

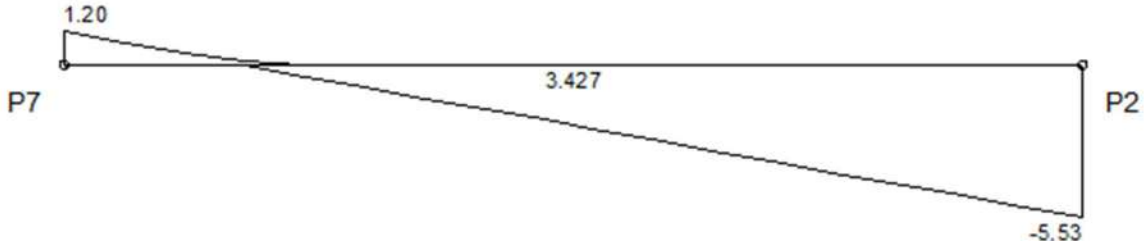
Condição:
Nó 1: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 3: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Diagramas: VIGA V301 - Cobertura

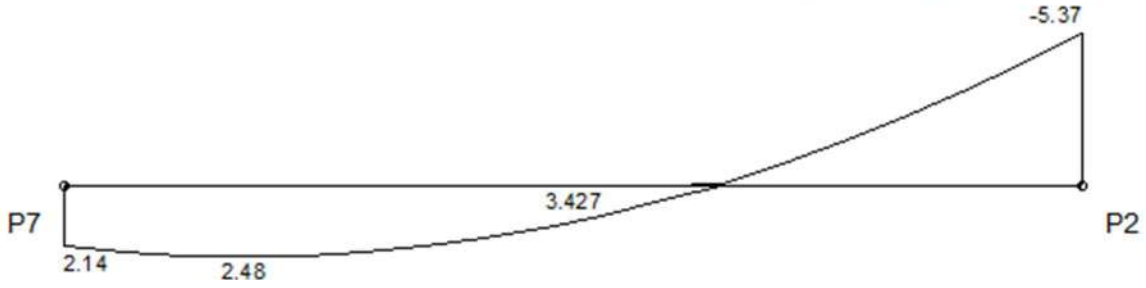
CARREGAMENTO [kN/m;m]



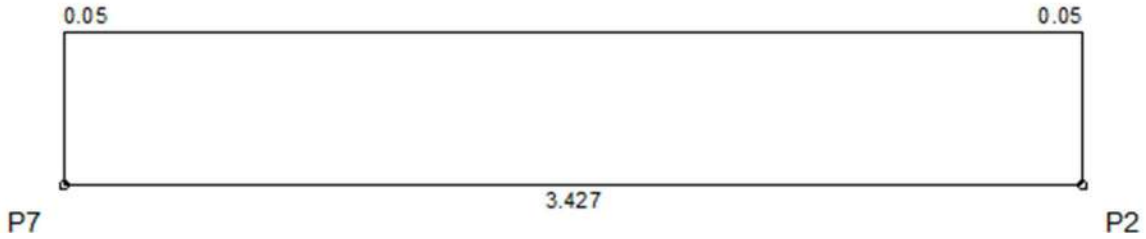
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



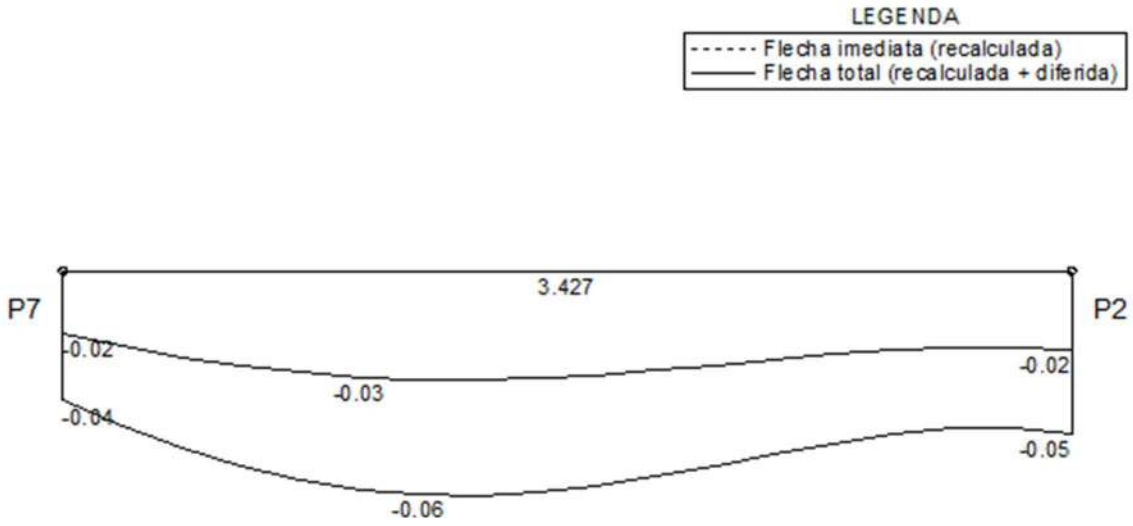
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

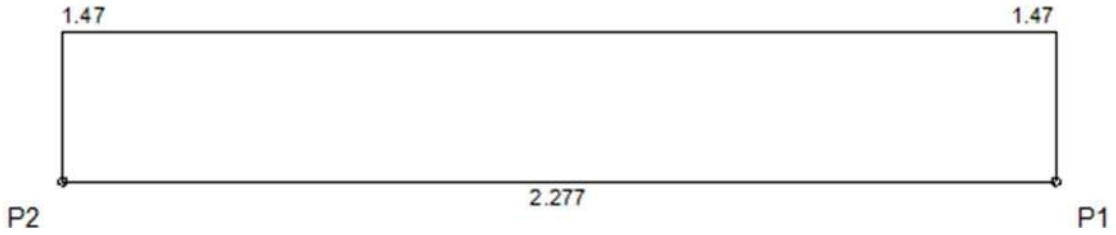


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	1.01
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	1.01
Flecha diferida	-0.03	1.01
Flecha total	-0.06	1.209

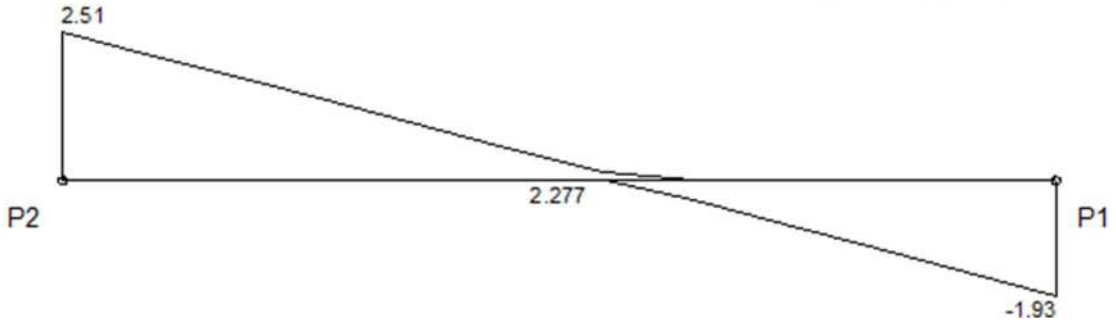
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	4.50	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.47	0.47	0.47
Momento de fissuração (kN.m)	11.54	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	0.00	1.62	-3.28
Comprimento do sub-trecho (cm)	0.00	233.67	108.99
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA V302 - Cobertura

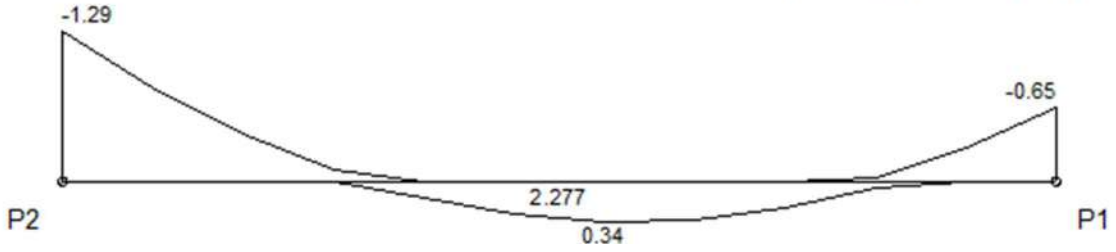
CARREGAMENTO [kN/m;m]



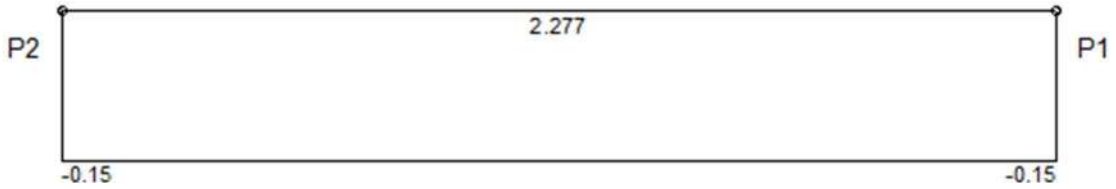
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



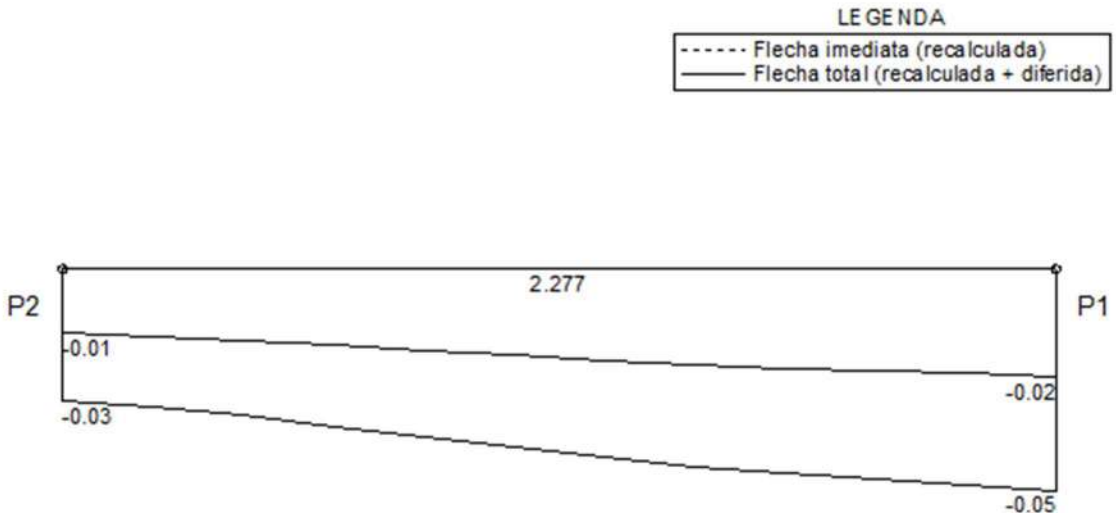
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



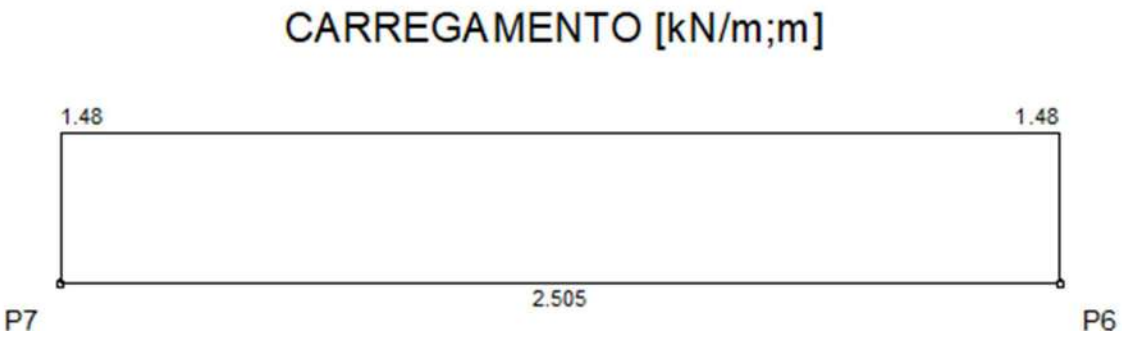
DESLOCAMENTOS [cm;m]

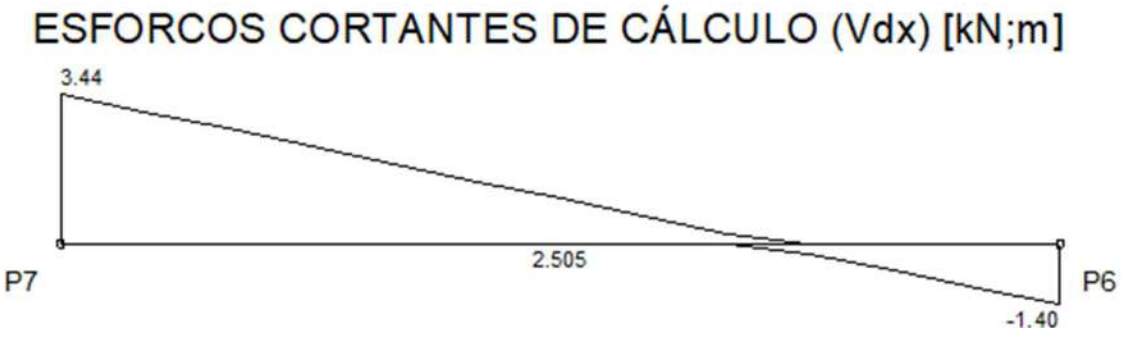


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	2.277
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	2.277
Flecha diferida	-0.03	2.277
Flecha total	-0.06	2.277

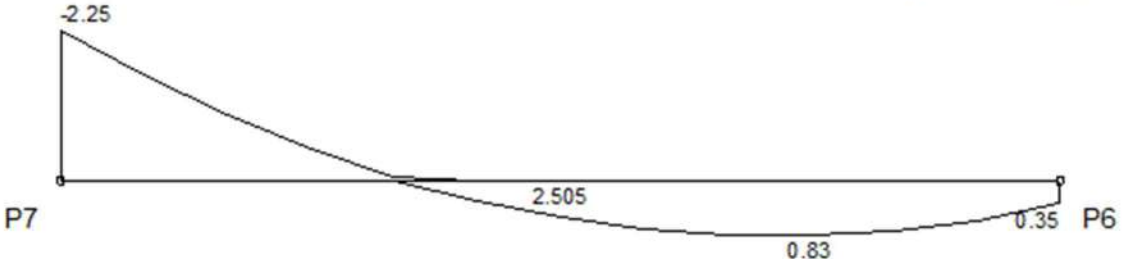
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	4.50	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.47	0.47	0.47
Momento de fissuração (kN.m)	11.54	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-1.15	0.36	-0.16
Comprimento do sub-trecho (cm)	74.12	138.78	14.77
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA V303 - Cobertura

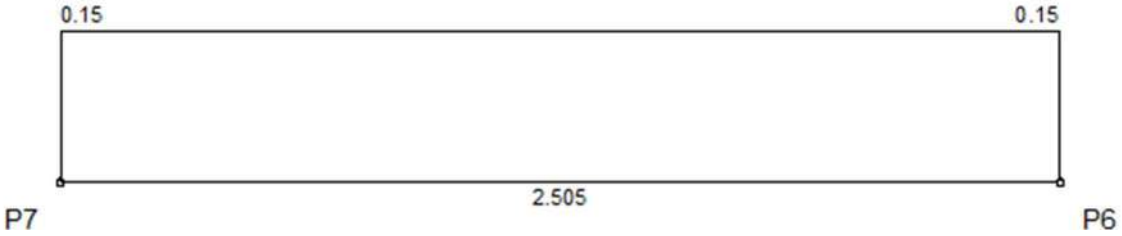




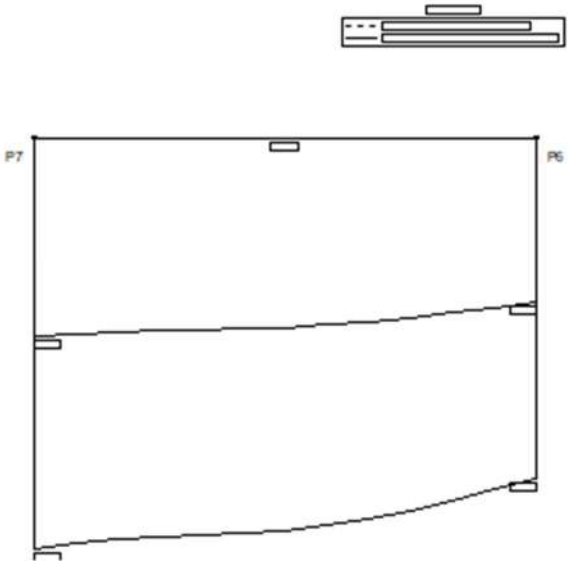
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

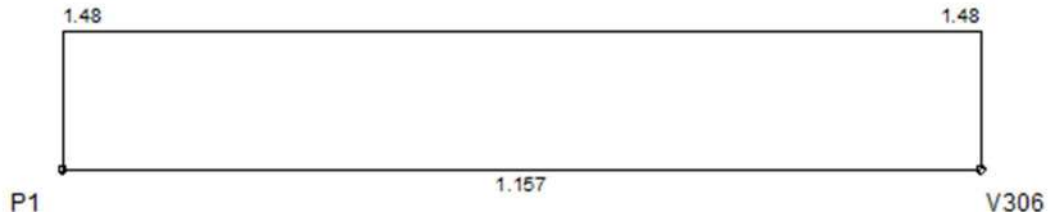


Envoltória	Vão 1	
	Valor	**Posição**
Flecha imediata	-0.05	0.00
Flecha imediata (recalculada)	-0.05	0.00
Flecha diferida	-0.05	0.00
Flecha total	-0.09	0.00

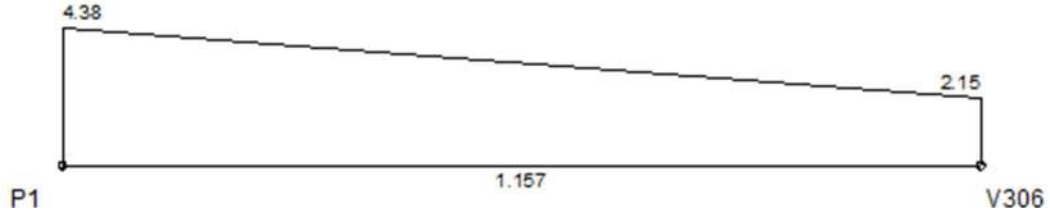
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	**Vão**	**Nó F**
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	4.50	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.47	0.47	0.47
Momento de fissuração (kN.m)	11.54	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-1.21	0.49	-0.23
Comprimento do sub-trecho (cm)	70.92	162.01	17.59
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA V304 - Cobertura

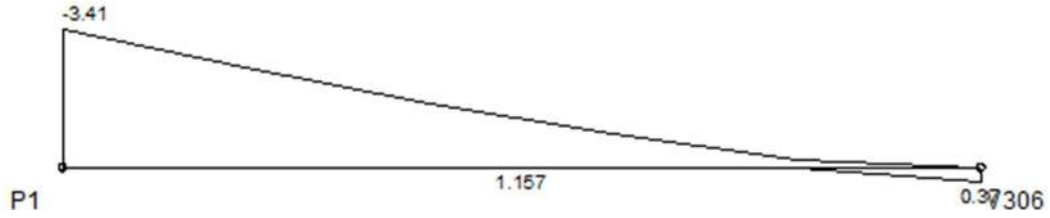
CARREGAMENTO [kN/m;m]



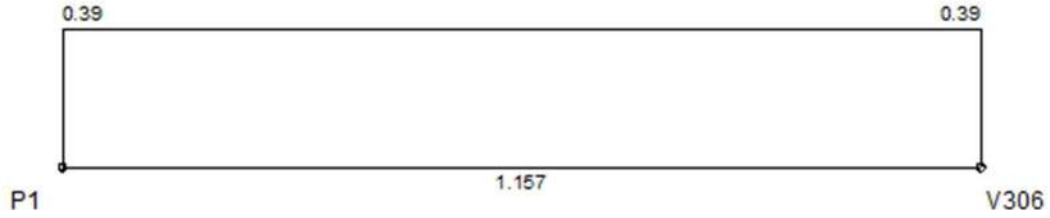
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



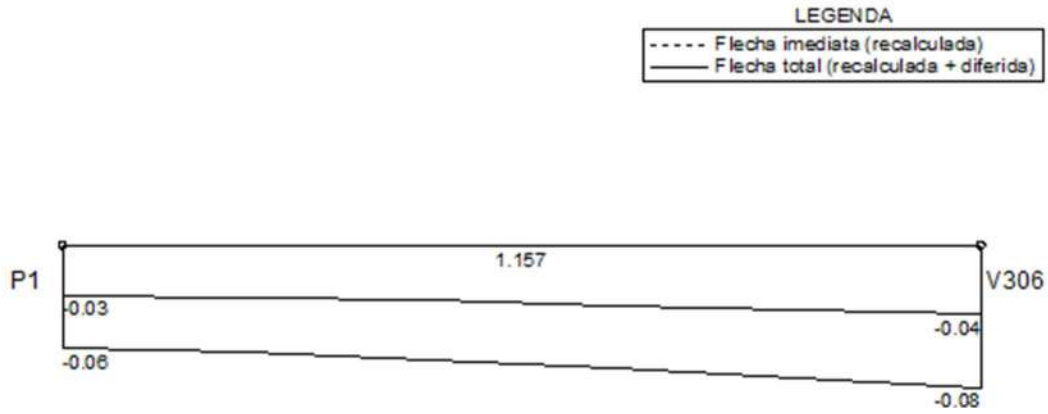
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

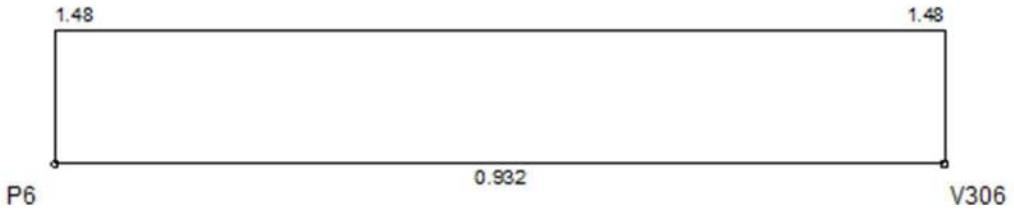


Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.04	1.157
Flecha imediata (recalculada)	-0.04	1.157
Flecha diferida	-0.05	1.157
Flecha total	-0.09	1.157

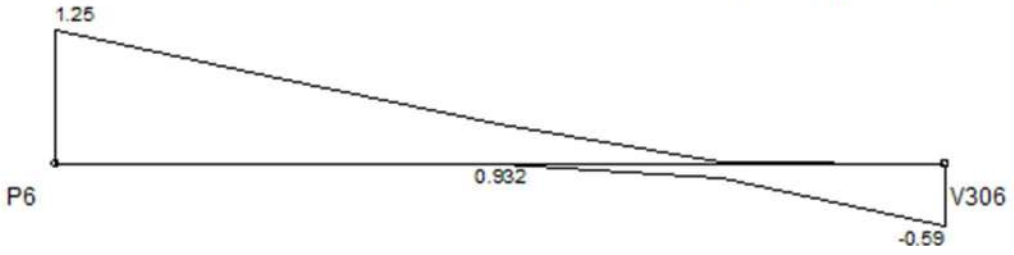
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	4.50	4.50	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.47	0.47	-
Momento de fissuração (kN.m)	11.54	11.54	-
Momento em serviço (kN.m)	-2.22	0.56	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	84.81	30.90	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA V305 - Cobertura

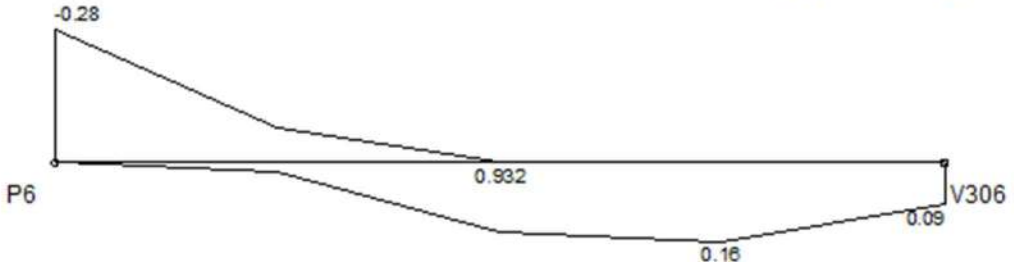
CARREGAMENTO [kN/m;m]



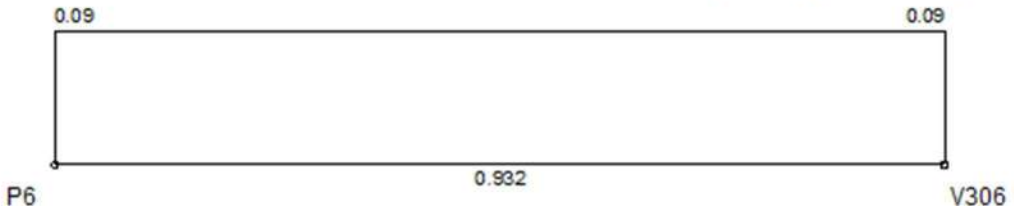
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]

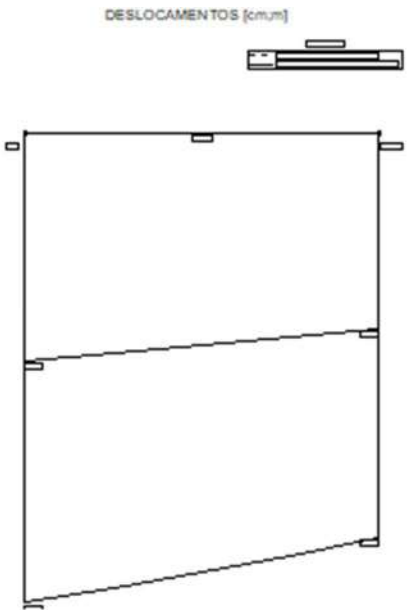


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



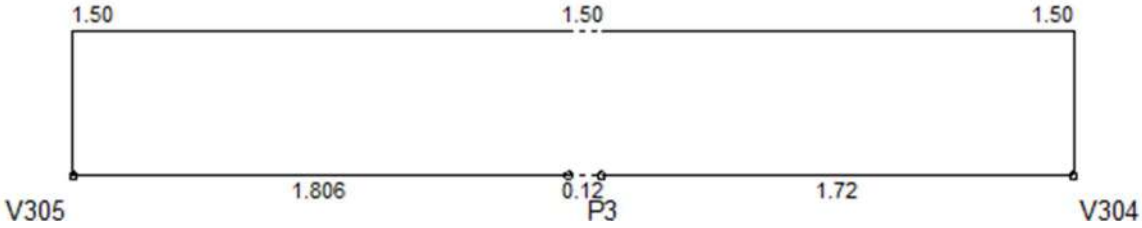


Envoltória	Vão 1	
	Valor	**Posição**
Flecha imediata	-0.04	0.00
Flecha imediata (recalculada)	-0.04	0.00
Flecha diferida	-0.04	0.00
Flecha total	-0.08	0.00

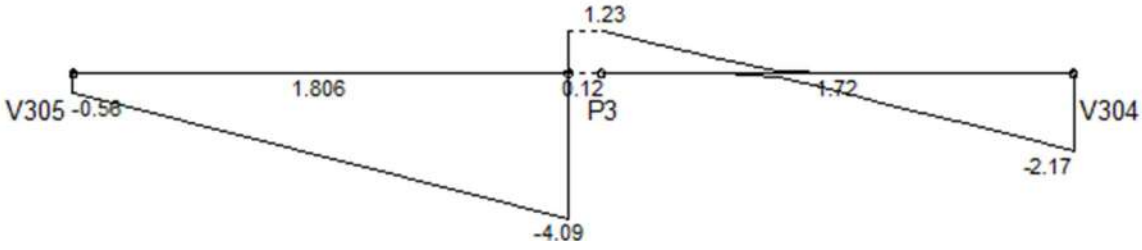
Envoltória	Vão 1		
	Nó I	**Vão**	**Nó F**
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	4.50	4.50	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.47	0.47	-
Momento de fissuração (kN.m)	11.54	11.54	-
Momento em serviço (kN.m)	-0.15	0.16	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	19.28	73.95	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50		
Multiplicador flecha total	2.06		

Diagramas: VIGA V306 - Cobertura

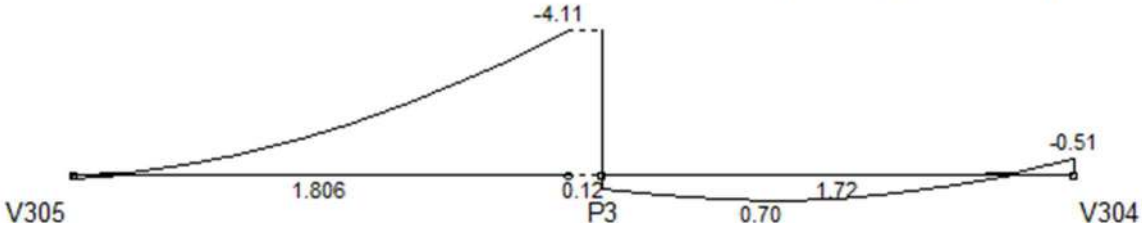
CARREGAMENTO [kN/m;m]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



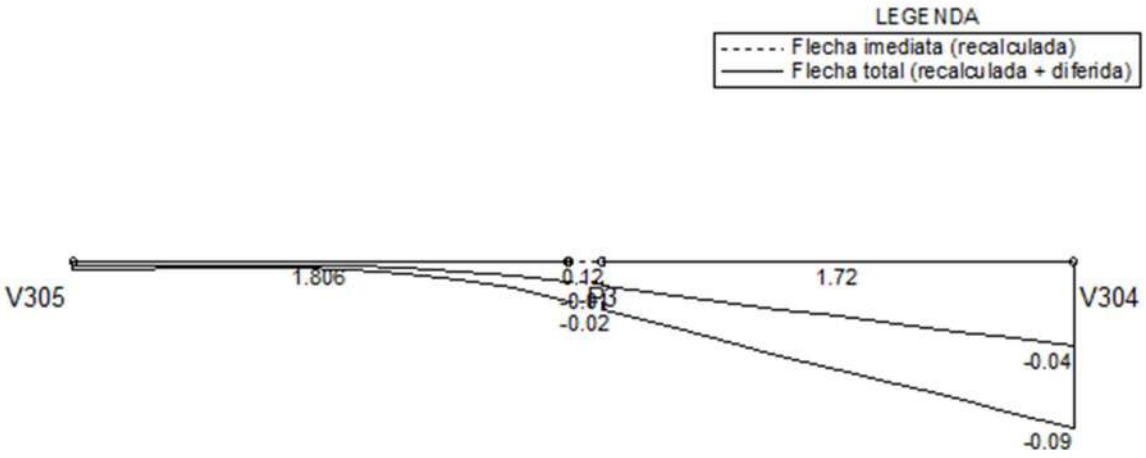
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]



Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	1.806	-0.04	1.721
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	1.806	-0.04	1.721
Flecha diferida	-0.01	1.806	-0.04	1.721
Flecha total	-0.02	1.806	-0.09	1.721

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
Momento de fissuração (kN.m)	-	11.54	11.54	11.54	11.54	11.54
Momento em serviço (kN.m)	-	0.00	-3.20	-3.20	0.24	-0.58
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	0.00	90.30	12.44	110.60	49.03
Inércia equivalente (m4 E-4)	4.50			4.50		
Multiplicador flecha total	2.02			1.97		

Verificação de incêndio

Vigas

TRRF = 30 min

Legenda

bw, h, bf, hf - dimensões da viga

Ac - área da seção transversal da alma da viga

c1 - distância do centro das armaduras inferiores à face inferior

c1L - distância do centro das armaduras longitudinais inferiores à lateral

Lajes

TRRF = 30 min

Legenda

h - espessura da laje

c1 - distância do centro das armaduras inferiores à face inferior da capa ou fundo (maciça)

ec - espessura da capa

c1n - distância do centro das armaduras da nervura à face inferior

en - largura da nervura crítica

Pilares

TRRF = 30 min

Legenda

u,fi - relação entre esforço solicitante em situação de incêndio e força normal resistente de cálculo à temperatura ambiente

b' - largura efetiva

e - excentricidade de primeira ordem em situação de incêndio

c1 - distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo

Lef,fi - comprimento equivalente em situação de incêndio

As - área de aço

Ac - área de concreto

TRF - tempo de resistência ao fogo

Pavimento Térreo

Vigas

Viga	Trecho	Seção Vinculação (Incêndio)	bw (cm)	h (cm)	bf (cm)	hf (cm)	Ac (cm²)	c1 (mm)	Aviso
VB101	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
	3 - 3	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
VB102	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
	3 - 3	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
VB103	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
VB104	1 - 5	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
VB105	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok

	3 - 3	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
VB106	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
VB107	1 - 1	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	40.0 (min = 0.0)	Ok
VB108	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	40.0 (min = 0.0)	Ok
VB109	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	40.0 (min = 0.0)	Ok
VB110	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
VB111	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok

Lajes

Laje	Tipo Vinculação (Incêndio)	h (cm)	c1 (mm)	ec (cm)	c1n (mm)	en (cm)	Aviso
L1	Maciça Apoiada	30.0 (min = 4.5)	54.0 (min = 10.0)	-	-	-	Ok
L2	Maciça Apoiada	30.0 (min = 4.5)	54.0 (min = 10.0)	-	-	-	Ok

Pavimento Tubo Recalque

Vigas

Viga	Trecho	Seção Vinculação (Incêndio)	bw (cm)	h (cm)	bf (cm)	hf (cm)	Ac (cm²)	c1 (mm)	Aviso
V201	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
V202	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
V203	1 - 1	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
	2 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
V204	1 - 1	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	20.0 (min = 5.0)	-	-	400.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
V205	1 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok

Pavimento Cobertura

Vigas

Viga	Trecho	Seção Vinculação (Incêndio)	bw (cm)	h (cm)	bf (cm)	hf (cm)	Ac (cm²)	c1 (mm)	Aviso
V301	1 - 1	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
V302	1 - 1	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
V303	1 - 1	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
V304	1 - 1	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
V305	1 - 1	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
V306	1 - 1	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok
	2 - 2	Retangular Contínua	20.0 (min = 5.0)	30.0 (min = 5.0)	-	-	600.0 (min = 0.0)	39.0 (min = 0.0)	Ok

Pilares

Pilar	u,fi	b' (cm)	e (mm)	c1 (mm)	Lef,fi (m)	As/Ac (%)	TRF (min)	Aviso
P1	0.76	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	55.0 (max = 80.0)	2.8 (max = 6.0)	0.52 (max = 4,00%)	110.4 (min = 30.0)	Ok
P2	0.84	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	55.0 (max = 80.0)	2.8 (max = 6.0)	0.52 (max = 4,00%)	80.4 (min = 30.0)	Ok
P3	0.36	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	55.0 (max = 80.0)	7.1 (max = 6.0)	0.52 (max = 4,00%)	78.4 (min = 30.0)	Ok
P6	0.78	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	55.0 (max = 80.0)	2.8 (max = 6.0)	0.79 (max = 4,00%)	107.4 (min = 30.0)	Ok
P7	0.69	24.0 (min = 19.0)	0.0 (max = 30.0)	55.0 (max = 80.0)	2.8 (max = 6.0)	0.79 (max = 4,00%)	119.9 (min = 30.0)	Ok

CÁLCULO DAS ESTACAS

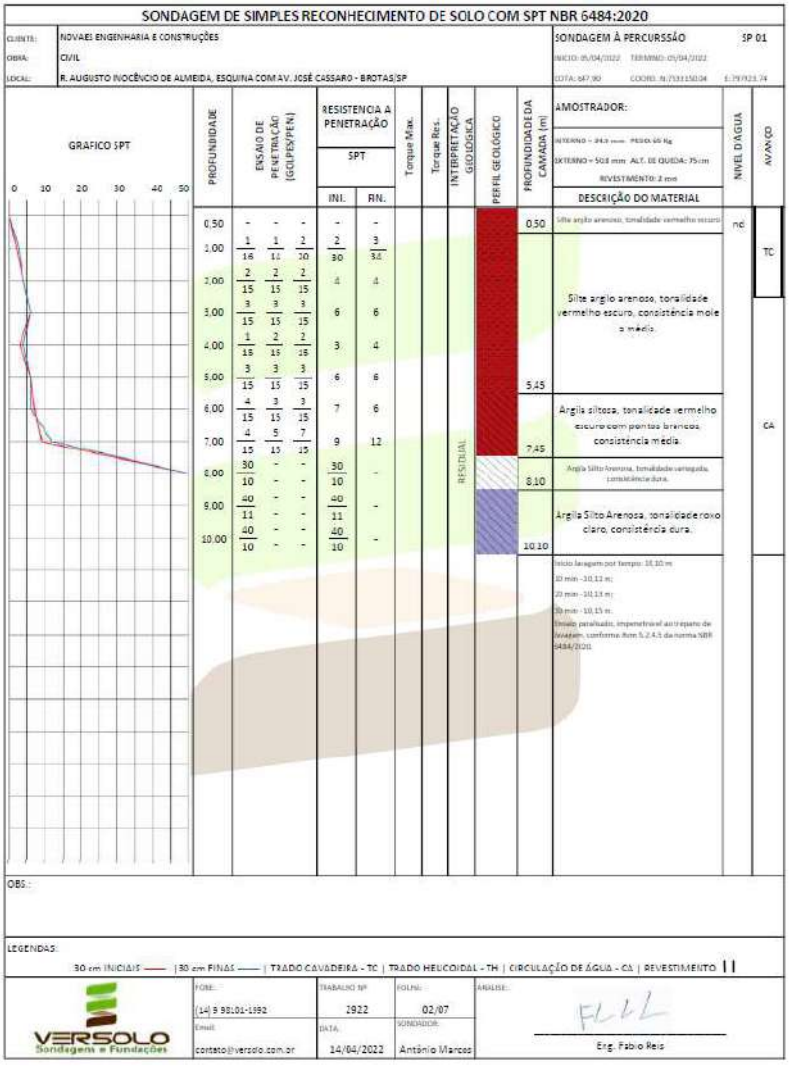
Capacidade Resistente

Para cálculo da capacidade resistente de cada estaca, foi utilizado a planilha de capacidade de carga de fundações por estaca, sendo considerado a média entre os métodos de AOKI-VELLOSO, DÉCOURT-QUARESMA e TEIXEIRA. No primeiro e no terceiro métodos, limitou-se a resistência da estaca em 125% da resistente lateral, visto que a resistência de ponta aumentava de forma abrupta sua resistência total, o que não é aconselhável pelo método executivo não assegurar tanto controle técnico no contato entre solo e ponta da estaca. Já no segundo método, utilizou-se os fatores de correção alfa e beta, considerando estacas escavadas em solos intermediários.

Foi definido que a cota de apoio seria de 7m de profundidade, visto que o Nspt aumenta de forma repentina para mais de 20 no 8º metro, o que provavelmente impossibilitaria que um trado mecanizado conseguisse ultrapassar tal profundidade.

O diâmetro arbitrado foi de 30cm, e o mesmo foi definido para que, a partir das cargas previstas no dimensionamento da superestrutura, não fosse necessário utilizar mais do que 1 estaca por pilar, no caso, 62kN cada estaca.

Figura 1: Ponto de sondagem mais próximo da execução do abrigo – SP01.



Fonte: Autor, 2022

Figura 2: Características de solo e da estaca consideradas – Nspt de 1 a 8m .



SONDAGEM			N. A.	FUSTE DA ESTACA
Profundidade (m)	N_{SPT}	Composição da Camada	Não	
1	0	Silte argiloarenoso		1
2	4	Silte argiloarenoso		2
3	6	Silte argiloarenoso		3
4	4	Silte argiloarenoso		4
5	6	Silte argiloarenoso		5
6	6	Argila siltosa		6
7	12	Argila siltosa		7
8	30	Argila siltosa		8

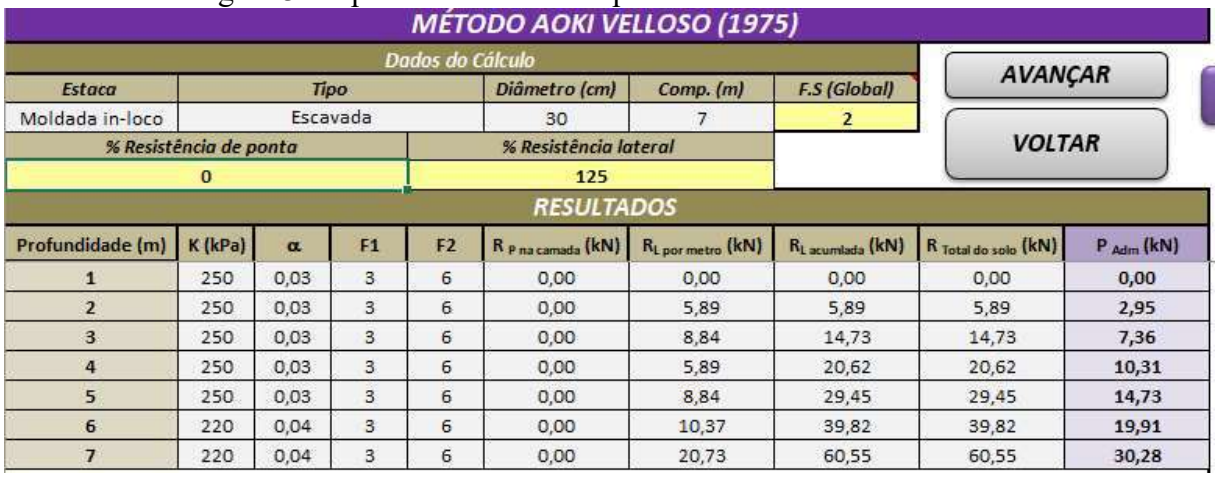
DADOS DA ESTACA			
Moldagem	Tipo	Diâmetro (cm)	Cota de apoio (m)
Moldada in-Loco	Escavada	30	7,0

TABELA DE AUXÍLIO P/ DIAMETROS

Método de Cálculo			
		$A_{seção}$ (cm^2)	Perímetro (cm)
		706,86	94,25

Fonte: Autor, 2022

Figura 3: Capacidade Resistente pelo Método AOKI-VELLOSO.



MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)

Dados do Cálculo

Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)
Moldada in-loco	Escavada	30	7	2

% Resistência de ponta	% Resistência lateral
0	125

AVANÇAR

VOLTAR

RESULTADOS

Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	$R_{P\ na\ camada}$ (kN)	$R_{L\ por\ metro}$ (kN)	$R_{L\ acumulada}$ (kN)	$R_{Total\ do\ solo}$ (kN)	P_{Adm} (kN)
1	250	0,03	3	6	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
2	250	0,03	3	6	0,00	5,89	5,89	5,89	**2,95**
3	250	0,03	3	6	0,00	8,84	14,73	14,73	**7,36**
4	250	0,03	3	6	0,00	5,89	20,62	20,62	**10,31**
5	250	0,03	3	6	0,00	8,84	29,45	29,45	**14,73**
6	220	0,04	3	6	0,00	10,37	39,82	39,82	**19,91**
7	220	0,04	3	6	0,00	20,73	60,55	60,55	**30,28**

Fonte: Autor, 2022

Figura 4: Capacidade Resistente pelo Método DECÓURT-QUARESMA.



MÉTODO DECÓURT QUARESMA (1978)

DADOS PARA CÁLCULO

Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Ap (m^2)	U (m)	Comprimento (m)
Moldada in-loco	Escavada	30	0,0707	0,942	7

AJUSTES DO MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA

Coef. Solo (kPa)	% Resistência de ponta (α)	% Resistência lateral (β)
Variável de acordo com o Solo	60	65

AVANÇAR

VOLTAR

Parâmetros do Método

RESULTADOS

Profundidade (m)	N_P	N_L	Coef. solo	R_P (kN)	R_L (kN)	$R_{L\ acumulada}$ (kN)	R_{Total} (kN)	P_{Adm} (kN)	Verificação R/2	Verificação (Rl/1,3)+(Rp/4)
1	2,00	3,00	200,00	16,96	12,25	0,00	16,96	**4,24**	8,48	4,24
2	3,33	3,50	200,00	28,27	13,27	0,00	28,27	**7,07**	14,14	7,07
3	4,67	4,33	200,00	39,58	14,97	14,97	54,56	**21,42**	27,28	21,42
4	5,33	4,25	200,00	45,24	14,80	29,78	75,02	**34,22**	37,51	34,22
5	5,33	4,60	200,00	45,24	15,52	45,30	90,54	**45,27**	45,27	46,16
6	8,00	4,83	120,00	40,72	16,00	61,30	102,01	**51,01**	51,01	57,33
7	16,00	5,86	120,00	81,43	18,09	79,38	160,81	**80,41**	80,41	81,42

Fonte: Autor, 2022

Figura 5: Capacidade Resistente pelo Método TEIXEIRA.

MÉTODO TEIXEIRA (1996)

DADOS PARA CÁLCULO

Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Ap (m²)	U (m)	Comp (m)	F. Segurança
Moldada in-loco	Escavada	30	0,0707	0,942	7	2

% Resistência de ponta	% Resistência lateral
0	125

RESULTADOS

Profundidade (m)	N_p	N_L	α (kPa)	β (kPa)	R_P (kN)	R_L (kN)	$R_{L\ acumulada}$ (kN)	R_{Total} (kN)	P_{Adm} (kN)
1	4,00	4,00	135	4	0,00	18,85	18,85	18,85	**9,42**
2	4,00	4,00	135	4	0,00	18,85	37,70	37,70	**18,85**
3	5,00	4,67	135	4	0,00	21,99	59,69	59,69	**29,85**
4	5,00	4,50	135	4	0,00	21,21	80,90	80,90	**40,45**
5	5,00	4,80	135	4	0,00	22,62	103,52	103,52	**51,76**
6	6,00	5,00	100	4	0,00	23,56	127,08	127,08	**63,54**
7	9,00	6,00	100	4	0,00	28,27	155,35	155,35	**77,68**

Fonte: Autor, 2022

Figura 6: Capacidade resistente adotada pela média dos 3 métodos.

RELATÓRIO FINAL

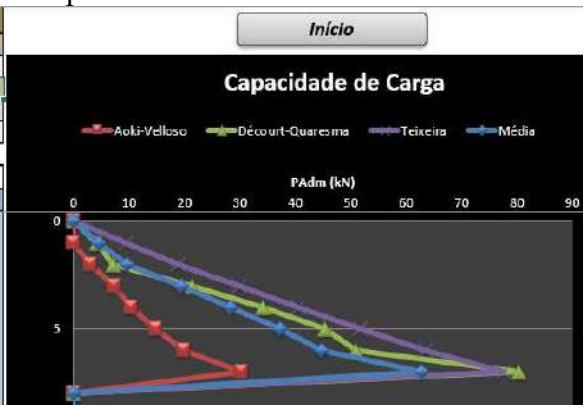
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	N.A (m)
Moldada in-loco	Escavada	30	41

Carga Admissível na cota de apoio da Esta (kN)

Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
7,00	30,28	80,41	77,68	62,79

Carga Geotécnica Admissível (kN)

Profundidade (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
0	0	0	0	0
1	0,00	4,24	9,42	4,56
2	2,95	7,07	18,85	9,62
3	7,36	21,42	29,85	19,54
4	10,31	34,22	40,45	28,32
5	14,73	45,27	51,76	37,25
6	19,91	51,01	63,54	44,82
7	30,28	80,41	77,68	62,79
8	0,00	0,00	0,00	0,00



Fonte: Autor, 2022

Parâmetros Geotécnicos

A partir do ensaio SPT foi definido os parâmetros geotécnicos com base em correlações presentes na literatura, formando a seguinte tabela na Planilha "Estacas Modelagem e Dimensionamento", que posteriormente irá alimentar outras planilhas e a modelagem do solo no Eberick:

Figura 7: Parâmetros Geotécnicos.

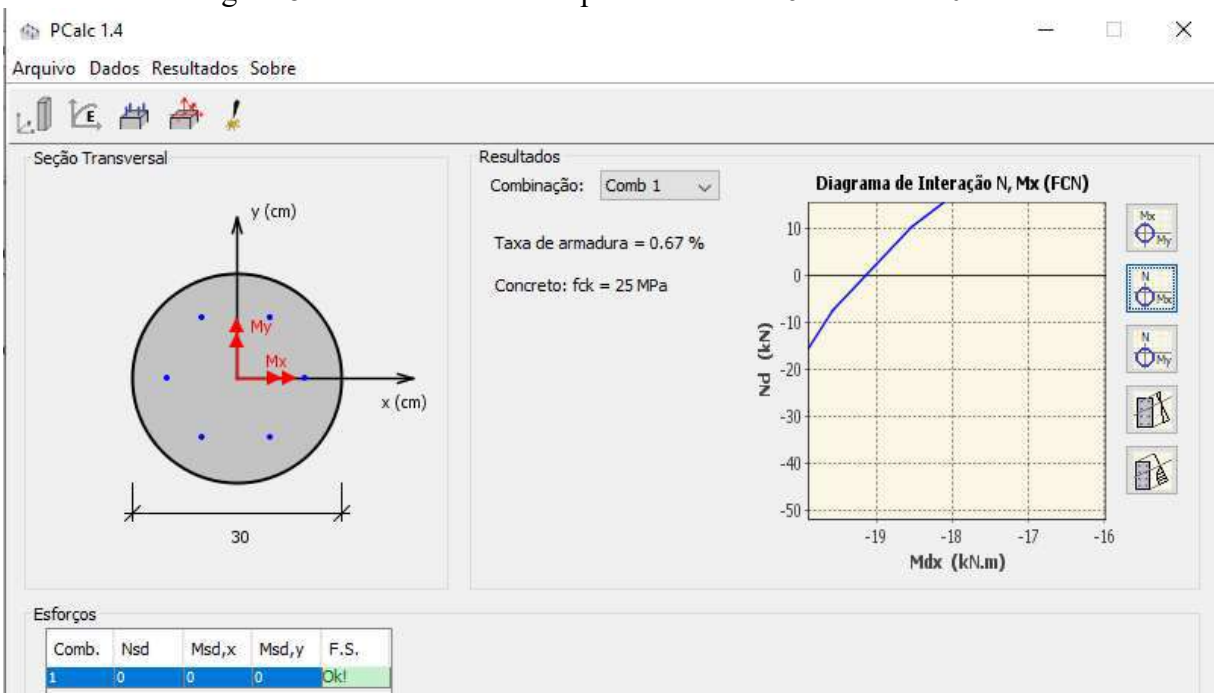
Informações do solo				Coeficiente elástico						Parâmetros diversos					
Cota	NSPT	Z	Tipo de solo	m (KN/m4)	Ch (KN/m³)	kmola (KN/m)	poisson	Ev (KN/m²)	Kn'/Kv' (KN/m)	P. E. (KN/m³)	ANG. ATRITO	coef. emp. Pas. (kp)	coef. emp. Ati. (ka)	C (KN/m²)	Res. Ñ dren. (Su) (KN/m²)
1	0	1	silte argilo arenoso	250	250	37,5	0,3	833,33	125,0	19	22,5	2,24	0,45	10,0	13,3
1	0	1	silte argilo arenoso	250	250	37,5	0,3	833,33	125,0	19	22,5	2,24	0,45	10,0	13,3
2	4	2	silte argilo arenoso	2000	4000	1200,0	0,3	13.333,33	4000,0	19	22,5	2,24	0,45	25,0	33,3
3	6	3	silte argilo arenoso	3000	9000	2700,0	0,3	30.000,00	9000,0	19	22,5	2,24	0,45	37,5	50,0
4	4	4	silte argilo arenoso	2000	8000	2400,0	0,3	26.666,67	8000,0	19	22,5	2,24	0,45	25,0	33,3
5	6	5	silte argilo arenoso	3000	15000	4500,0	0,3	50.000,00	15000,0	19	22,5	2,24	0,45	37,5	50,0
6	6	6	argila siltosa	3000	18000	5400,0	0,3	60.000,00	18000,0	19	15	1,70	0,59	37,5	50,0
7	12	7	argila siltosa	5000	35000	10500,0	0,3	116.666,67	35000,0	19	15	1,70	0,59	80,0	106,7
8	30	8	argila siltosa	9000	72000	21600,0	0,3	240.000,00	72000,0	21	15	1,70	0,59	200,0	266,7
VALORES MÉDIOS					11587,50	3445,88		38551,67	11534,38	18,88		2,10	0,48	32,81	43,7

Fonte: Autor, 2022

Momento Resistente

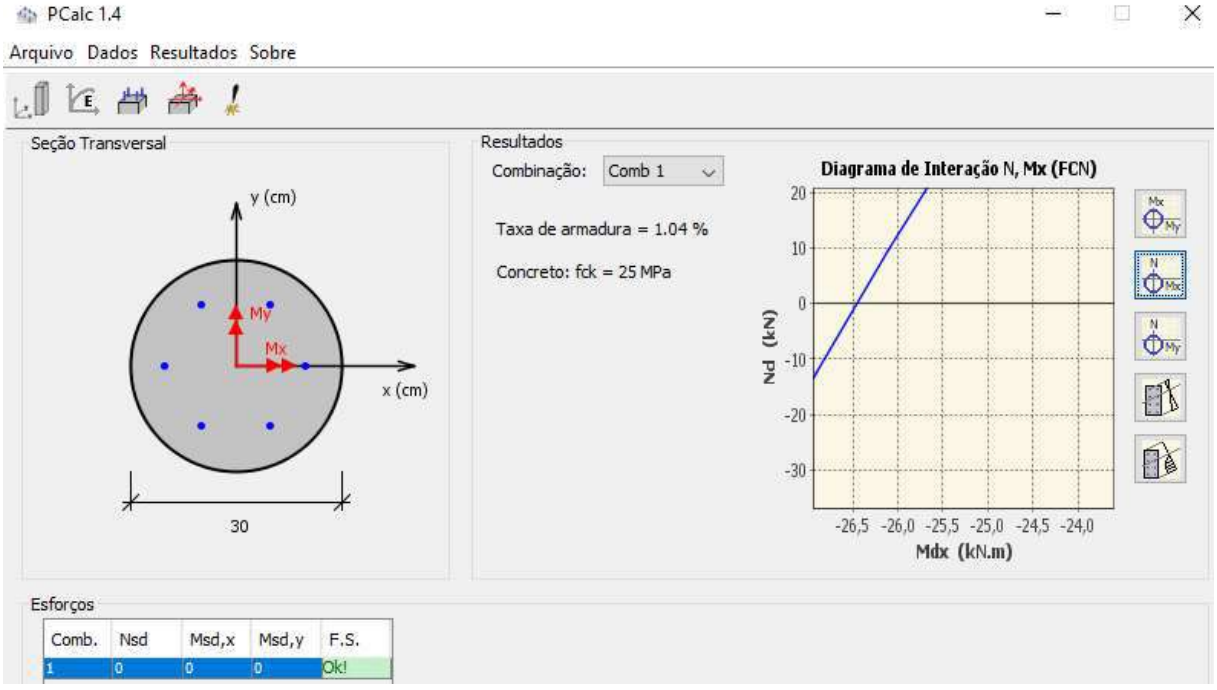
Em seguida foi calculado a capacidade resistente mínima que uma seção circular de concreto com 30cm de diâmetro, com um fck de 25MPa e com 6 barras de 10mm de diâmetro, e outra com 6 barras de 12,5mm de diâmetro, conseguiriam suportar um momento fletor de cálculo de 19kN.m e 26kN.m, respectivamente, através do programa Pcalc:

Figura 8: Momento resistente pelo Pcalc com 6 barras de 10mm.



Fonte: Autor, 2022

Figura 9: Momento resistente pelo Pcalc com 6 barras de 12,5mm.



Fonte: Autor, 2022

Horizontal Resistente

Em seguida, através de ábacos que permite encontrar a capacidade de resistência horizontal de uma estaca, foi calculado que a força horizontal máxima que as estacas conseguirias absorver seria de 11kN e 14,5kN, respectivamente:

Figura 10: Cálculo da capacidade resistente horizontal da estaca com barras de 10mm.

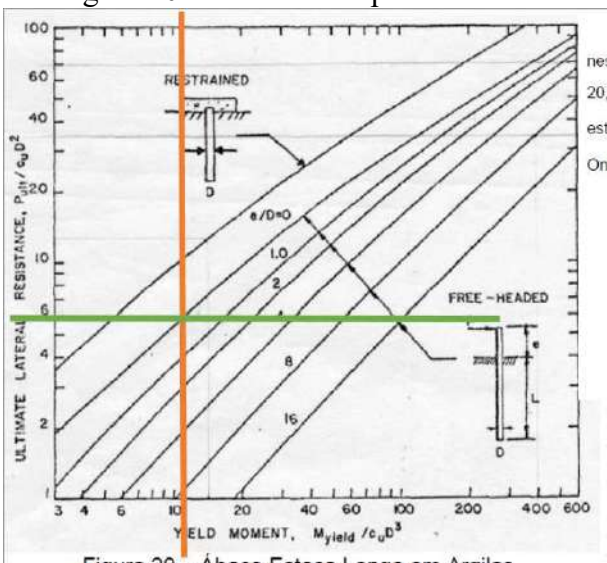


Figura 20 – Ábaco Estaca Longa em Argilas

Sabendo-se a relação $\frac{M_{yield}}{S_u \times D^3}$ define-se a condição da estaca, restrita ou livre, e neste segundo caso informa-se e/D, para enfim obter-se, através do ábaco da Figura 20, o valor de $\frac{P_{ULT}}{S_u \times D^3}$, sempre lembrando que com base nos parâmetros do solo, já estabelecidos, é possível definir o P_{ult}.

Onde,

Myield = momento máximo estruturalmente absorvido pela estaca, ou seja, momento que a armadura empregada é capaz de absorver.

e = excentricidade;

Su = Resistência não drenada do solo;

D = diâmetro da estaca;

Pult = Carga última de esforço horizontal;

DADOS DE ENTRADA			
Myield	13,57	KN.m	
D	0,30	m	
Su	43,75	KN/m²	-> Planilha "Estacas, modelagem e dimensionamento"
e	0	m	

PARÂMETROS ÁBACO		
Myield/(Su.D³)	11,49	
e/D	0,00	
Pult/(Su.D²)	5,7	-> Ábaco

RESULTADO		
Pult	22,44	KN
Pult,k	11,22	KN
Pult,d	15,71	KN

Fonte: Autor, 2022

Figura 11: Cálculo da capacidade resistente horizontal da estaca com barras de 12,5mm.

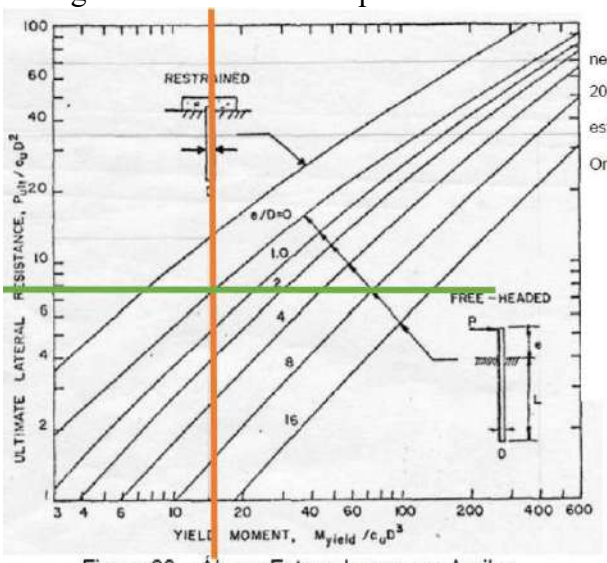


Figura 20 – Ábaco Estaca Longa em Argilas

Sabendo-se a relação $\frac{M_{yield}}{S_u \times D^3}$ define-se a condição da estaca, restrita ou livre, e neste segundo caso informa-se e/D, para enfim obter-se, através do ábaco da Figura 20, o valor de $\frac{P_{ULT}}{S_u \times D^3}$, sempre lembrando que com base nos parâmetros do solo, já estabelecidos, é possível definir o P_{ult}.

Onde,

Myield = momento máximo estruturalmente absorvido pela estaca, ou seja, momento que a armadura empregada é capaz de absorver.

e = excentricidade;

Su = Resistência não drenada do solo;

D = diâmetro da estaca;

Pult = Carga última de esforço horizontal;

DADOS DE ENTRADA			
Myield	18,67	KN.m	
D	0,30	m	
Su	43,75	KN/m²	-> Planilha "Estacas, modelagem e dimensionamento"
e	0	m	

PARÂMETROS ÁBACO		
Myield/(Su.D³)	15,72	
e/D	0,00	
Pult/(Su.D²)	7,5	-> Ábaco

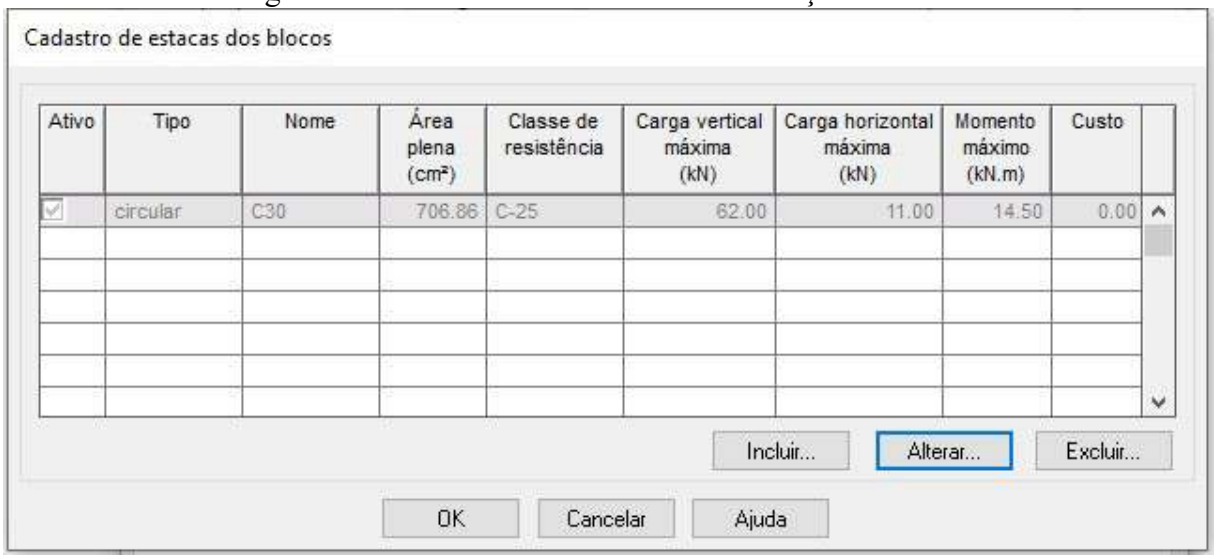
RESULTADO		
Pult	29,53	KN
Pult,k	14,77	KN
Pult,d	20,67	KN

Fonte: Autor, 2022

Lançamento no Eberick

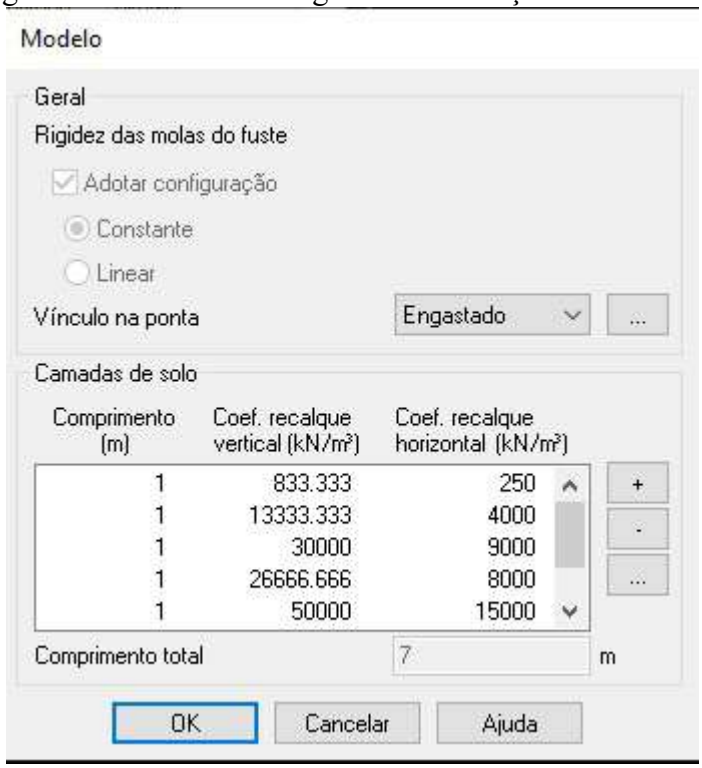
Com os esforços máximos resistentes das estacas e com os coeficientes geotécnicos definidos, criou-se uma estaca com as características da dimensionada com 6 barras de 12,5mm e modelou-se tais parâmetros geotécnicos no eberick:

Figura 12: Estaca cadastrada com seus esforços máximos.



Fonte: Autor, 2022

Figura 13: Características geotécnicas lançadas no eberick.



Fonte: Autor, 2022

Cargas atuantes nas estacas

Ao se processar a estrutura, foi gerado o quadro de cargas da fundação, com os esforços máximos que estavam chegando ali:

Figura 14: Quadro de Cargas das estacas.

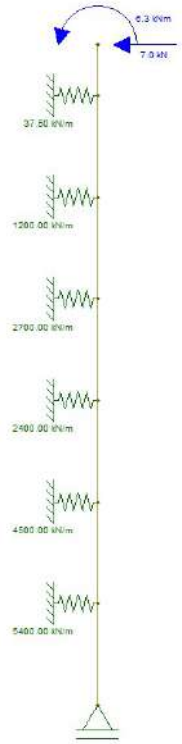
LOCAÇÃO DAS ESTACAS											
Bloco	Nome	Tipo	Coordenada X (cm)	Coordenada Y (cm)	Carga máx. kN	Carga mín. kN	Momento máx. kN.m	Momento mín. kN.m	Força horiz. máx. kN	Força horiz. mín. kN	CA (cm)
B1	E1-1	C30	786.70	639.71	53.01	52.28	1.52	1.42	2.92	2.66	-0.40
B2	E2-1	C30	1014.09	658.31	36.51	36.21	1.94	1.87	4.02	3.86	-0.40
B3	E3-1	C30	670.04	485.24	15.54	15.27	2.78	2.75	3.84	3.75	-0.40
B4	E4-1	C30	907.57	529.26	6.75	6.26	7.05	7.00	6.36	6.28	-0.40
B5	E5-1	C30	905.07	386.10	30.52	29.88	6.31	6.28	7.01	6.82	-0.40
B6	E6-1	C30	778.49	313.65	10.52	9.94	3.74	3.72	4.58	4.52	-0.40
B7	E7-1	C30	1014.09	303.65	25.61	25.31	1.08	1.00	4.30	4.18	-0.40

Fonte: Autor, 2022

Modelagem no Ftool

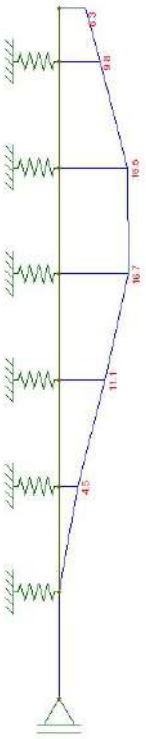
Utilizou-se da estaca com carregamento mais crítico, no caso a E5 para modelá-la no ftool, com os coeficientes de mola encontrados na tabela da figura 7, e encontrar o momento resultante da combinação do momento com a força horizontal na cabeça da estaca:

Figura 15: Estaca modelada no ftool.



Fonte: Autor, 2022

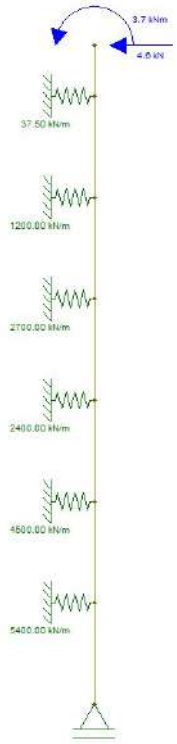
Figura 16: Diagrama de Momento gerado com 16,7kN.m como máximo.



Fonte: Autor, 2022

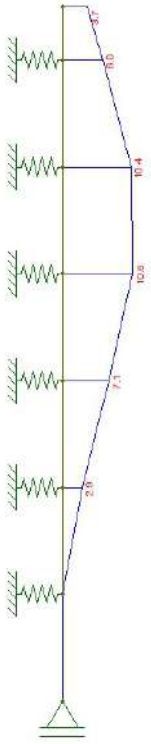
Como as estacas mais carregadas foram a E4 e a E5 e, portanto, sendo necessárias 6 barras longitudinais de 12,5mm, visando economizar no projeto de fundações, diferenciou-se estas das demais, as quais poderiam ser atendidas com 6 barras longitudinais de 10mm conforme modelagem no ftool mostrado a seguir:

Figura 17: Estaca modelada no ftool.



Fonte: Autor, 2022

Figura 18: Diagrama de Momento gerado com 10,67kN.m como máximo.

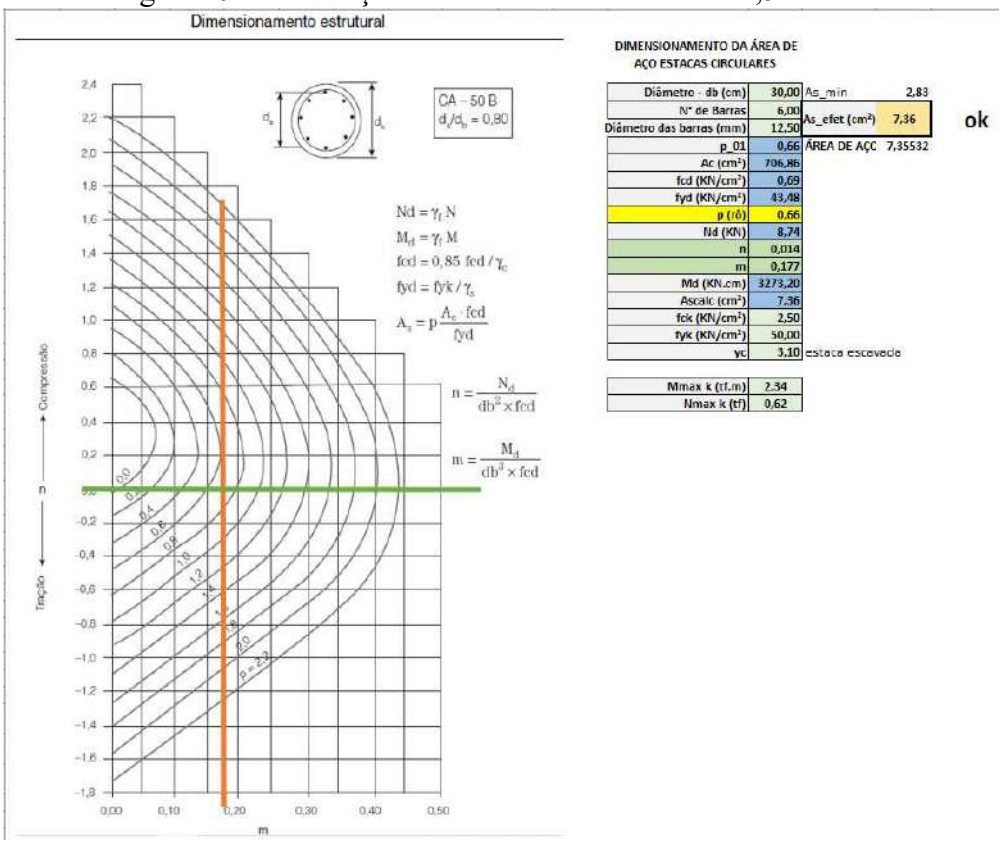


Fonte: Autor, 2022

Verificações finais

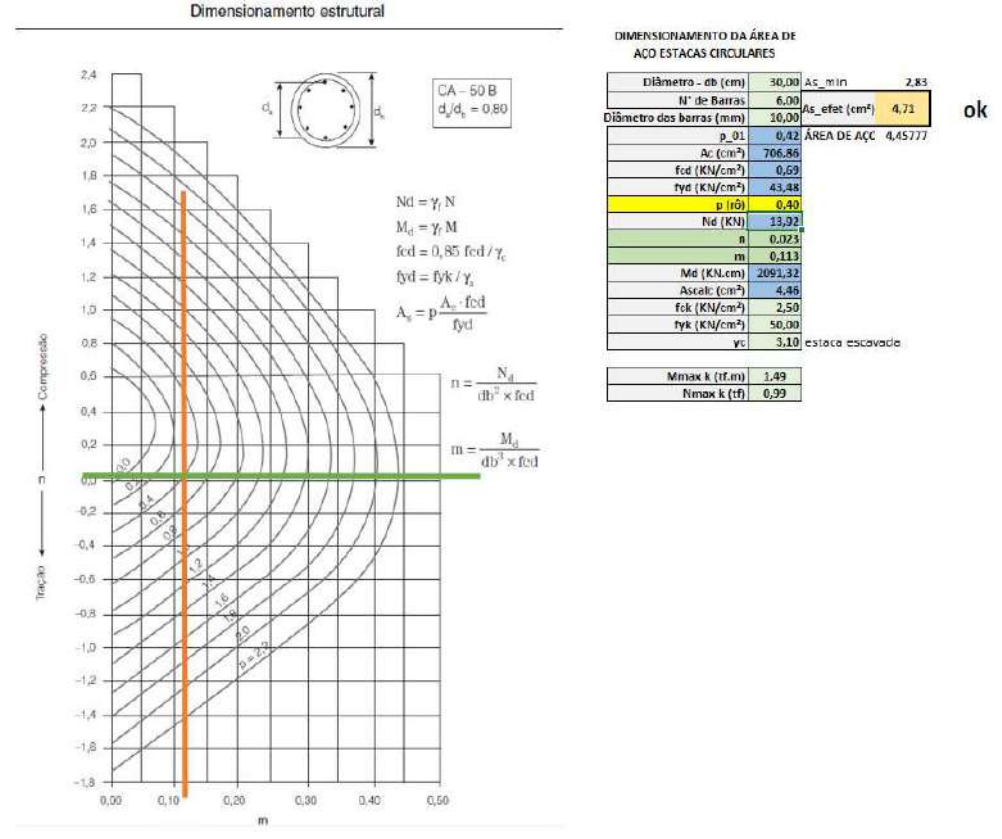
Encontrado o momento máximo gerado pelas combinações dos esforços na cabeça das estacas, alimentou-se a planilha de modelagem e dimensionamento multiplicando o momento encontrado pelo fator de 1,4 para majoração dos esforços, e foi verificado que a armação prevista atende aos esforços necessários, e calculou-se as armações transversais:

Figura 19: Verificação da estaca com barras de 12,5mm OK.



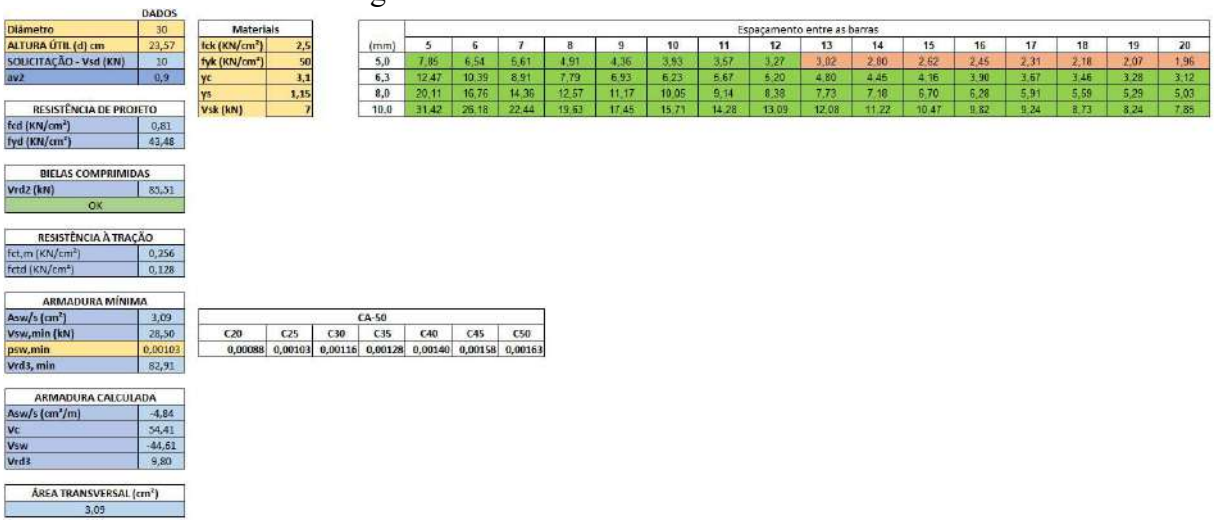
Fonte: Autor, 2022

Figura 20: Verificação da estaca com barras de 10,0mm OK.



Fonte: Autor, 2022

Figura 21: Cálculo de estribo das estacas.



DADOS	
Diâmetro	30
ALTURA ÚTIL (d) cm	23,57
SOLICITAÇÃO - Vsd (KN)	10
av2	0,9

RESISTÊNCIA DE PROJETO	
fcd (KN/cm²)	0,81
fyd (KN/cm²)	43,48

BIELAS COMPRIMIDAS	
Vrd2 (kN)	85,51
OK	

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	
fct,m (KN/cm²)	0,256
fctd (KN/cm²)	0,128

ARMADURA MÍNIMA	
Asw/s (cm²)	3,09
Vsw,min (kN)	28,50
psw,min	0,00103
Vrd3, min	82,91

ARMADURA CALCULADA	
Asw/s (cm²/m)	-4,84
Vc	54,41
Vsw	-44,61
Vrd3	9,80

ÁREA TRANSVERSAL (cm²)
3,09

Materiais	
fck (KN/cm²)	2,5
fyk (KN/cm²)	50
γc	1,1
γs	1,15
Vsk (kN)	7

CA-50						
C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0,00088	0,00103	0,00116	0,00128	0,00140	0,00158	0,00163

	Espaçamento entre as barras														
(mm)	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
5,0	7,85	6,54	5,61	4,91	4,36	3,93	3,57	3,27	3,02	2,80	2,62	2,45	2,31	2,18	2,07	1,96
6,3	12,47	10,39	8,91	7,79	6,93	6,23	5,67	5,20	4,80	4,45	4,16	3,90	3,67	3,46	3,28	3,12
8,0	20,11	16,76	14,36	12,57	11,17	10,05	9,14	8,38	7,73	7,18	6,70	6,28	5,91	5,59	5,29	5,03
10,0	31,42	26,18	22,44	19,63	17,45	15,71	14,28	13,09	12,08	11,22	10,47	9,82	9,24	8,73	8,24	7,85

Fonte: Autor, 2022

Com isso, foi definido que as estacas teriam 30cm de diâmetro, com cota de fundo a 7 metros de profundidade, totalizando 6,5m de comprimento, sendo que, duas delas seriam armadas com 6 barras de 12,5mm longitudinais e o restante com 6 barras de 10mm, ambas com estribo de 6,3mm cada 20cm e armadas até o 6º metro de profundidade.