R0	EMISSÃO INICIAL	L. C.	16/11/2020		
Nº	**Descrição**	**Aprovação**	**Data**	**Aprovação**	**Data**
REVISÕES		**PROJETISTA**		**UNILA**	

Elab.:	**Verif.:**	**Aprov.:**	**Data:**
Luiz M. A. Cavalcanti CREA BA 91489	Leandro H. Cavalcanti CREA SP 5062959710	Leandro H. Cavalcanti CREA SP 5062959710	16/11/2020

Projetista

PROMONTE ENGENHARIA

UNILA Verif.:	**UNILA Aprov.:**	**Data:**
Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5	Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727	

SECIC – Secretaria de Implantação do Campus
CPP – Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição

MEMORIAL DESCRITIVO
PROJETO ESTRUTURAL
EDFÍCIO ALMOX-ARQUIVO

Referência
Terreno Av. Tancredo Neves, N° 3147

EST

Identificador
AT.14.PMT.ET.9000

R0

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 5

2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA 5

3 DADOS E ORIENTAÇÕES PARA FABRICAÇÃO DAS ESTRUTURAS 6

3.1 Condições Gerais 6

3.2 Normas Técnicas 6

3.3 Estruturas de Concreto 6

3.3.1 Materiais 6

3.3.2 Controle Tecnológico 6

3.3.3 Formas 7

3.3.4 Armação 8

3.3.5 Concreto 9

3.4 Estruturas Metálicas 10

3.4.1 Materiais 10

3.4.2 Fabricação 10

3.4.3 Montagem 12

4 DADOS DE ENTRADA E MATERIAIS UTILIZADOS 15

4.1 Normas Aplicadas 15

4.2 Materiais Empregados Entre Outros 15

5 CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES 16

5.1 Cargas Permanentes 16

5.2 Cargas Variáveis 16

5.3 Combinações e Fatores de Segurança 16

6 SOFTWARES UTILIZADOS 17

7 COBERTURA PRINCIPAL 18

7.1 Carregamento Considerado: 18

7.2 Diagramas de Verificação 18

8 MARQUISE EM AÇO 21

8.1 Carregamento Considerado: 21
8.2 Diagramas de Verificação 21

9 Análise da Estrutura da Escada Metálica 23
9.1 Carregamento Considerado: 23
9.2 Diagramas de Verificação 23

10 Análise das Ligações Metálicas 26
10.1 Aparelho de apoio da base da escada W 200x22,5 26
10.1.1 Descrição dos componentes da ligação 26
10.1.2 Verificação 27
10.1.3 Quantidades 28
10.2 Aparelho de apoio dos pilares 2xUDC 150x50x3,00 da escada 29
10.2.1 Descrição dos componentes da ligação 29
10.2.2 Verificação 30
10.2.3 Quantidades 31
10.3 Aparelho de apoio das vigas da escada W 200x22,5 da escada 31
10.3.1 Descrição dos componentes da ligação 32
10.3.2 Verificação 32
10.3.3 Quantidades 34
10.4 Aparelho de apoio da cobertura 35
10.4.1 Descrição dos componentes da ligação 35
10.4.2 Verificação 36
10.4.3 Quanti 38

11 VIGAS DE CONCRETO 39
11.1 DESCRIÇÃO VP 207 (V429 no CYPECAD) 39
11.2 RESUMO DAS VERIFICAÇÕES 39
11.3 VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA 40
11.4 VERIFICAÇÃO DE FISSURAÇÃO 13
11.5 VERIFICAÇÕES DE FLECHA 20
11.5.1 Flecha total instantânea para o conjunto das cargas de tipo "Sobrecarga" para a combinação "Característica" de ações 20

12 PILARES DE CONCRETO 1
12.1 DESCRIÇÃO P 35 1
12.1.1 PLATIBANDA (9.15 - 10.9 M) 1
12.1.2 FUNDO RESERVATÓRIO (6.1 - 9.15 M) 9
12.1.3 2° PAV (3.05 - 6.1 M) 21

12.1.4 TÉRREO (-1.9 - 3.05 M) 33

13 BLOCOS SOBRE ESTACAS..... 55
13.1 ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO (Bloco sob P35)..... 55
13.2 CONCEITUAÇÃO 55
13.3 ARMADURA DE SUSPENSÃO..... 55
13.4 ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS 55
13.5 ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO..... 56
13.6 COBRIMENTO 56
13.7 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO 57
13.8 ÂNGULO DE INCLINAÇÃO..... 58
13.9 TIRANTES 59
13.10 BIELAS DE COMPRESSÃO 60
13.11 CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA ESTACA 61

14 ANÁLISE DAS ESTACAS..... 61
14.1 Coeficiente de Mola Horizontal Geotécnica..... 61
14.2 Esforço Máximo de Momento Fletor..... 62
14.3 Armadura Longitudinal 63
14.4 Comprimento das Estacas..... 66
14.4.1 RANZINI: atrito lateral externo amostrador padrão..... 66
14.4.2 HAMILTON: resistência estática total amostrador..... 66
14.4.3 AOKI HAMILTON:atrito lateral interno amostrador..... 66

15 ANÁLISE DOS CONSOLOS E DENTES GERBER..... 69

16 MURO DE CONTENÇÃO..... 74

17 RESUMO DAS QUANTIDADES..... 75
17.1 Concreto e Formas 75
17.2 Armadura 77
17.4 Ligação Viga x Pilar 78
17.5 Estruturas Metálicas..... 78

1 INTRODUÇÃO

Este documento tem como objetivo apresentar a solução estrutural proposta pela PROMONTE Engenharia para o edifício Almoxarifado-Arquivo da Universidade Federal de Integração Latino-Americana, a ser construída na cidade de Foz do Iguaçu, estado do Paraná. Tal obra é constituída por contenção em concreto armado e alvenaria estrutural, lajes, vigas, escada e pilares pré-fabricados, fundação e lajes em concreto armado in loco, e escada e cobertura em aço.

2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

O prédio tem 38 pilares dos quais 20 receberão à cobertura no seu topo no nível 9,02 m. Nas figuras a seguir são mostrados os módulos da nova cobertura e os locais de apoio dos mastros desta.

O sistema aporticado será construído com pilares, vigas e lajes alveolares pré-fabricados, executando a concretagem da capa de solidarização na fase final.

As fundações serão blocos sobre estacas, sendo estacas escavadas Ø 30cm e blocos moldados *in loco*.

Serão executados muros de contenção em alvenaria estrutural entre 13 pilares e muros de contenção em concreto armado que comporá a Doca.

Será executada uma escada de concreto pré-fabricado, permitindo acesso do Térreo ao 1° Pavimento, com cobertura interna em concreto pré-fabricado.

Será executada uma escada em estrutura de aço, permitindo acesso do Térreo ao 2° Pavimento.

Será executada marquise em laje de concreto moldado *in loco* no 1° Pavimento.

Será executada cobertura/marquise em estrutura de aço no 2° Pavimento.

3 DADOS E ORIENTAÇÕES PARA FABRICAÇÃO DAS ESTRUTURAS

3.1 Condições Gerais

A CONTRATADA deve visitar o local onde as estruturas serão instaladas, para verificar as condições da área, tais como: interface com estruturas existentes, interferências, dificuldades de montagem, trânsito local, medições de campo, etc.

Antes do início dos serviços a CONTRATADA deve efetuar as medições de campo por meios adequados, a fim de confirmar as dimensões do Projeto para assegurar a perfeita fabricação e montagem das estruturas.

3.2 Normas Técnicas

Esta especificação deve ser complementada pelas disposições de normas e/ou códigos aplicáveis ao assunto, em suas últimas edições, e das Associações relacionadas a seguir:

Associação Brasileira de Normas Técnicas – (ABNT);
American Institute of Steel Construction – (AISC);
American Iron and Steel Institute – (AISI);
American Society for Testing and Materials – (ASTM);
American Welding Society – (AWS);
Structural Steel Painting Council – (SSPC).

3.3 Estruturas de Concreto

3.3.1 Materiais

PREVÊ-SE UTILIZAR OS SEGUINTES MATERIAIS:
Concreto Estrutural .....fck=40 MPa
Modulo de Elasticidade do concreto .....Ec=26 GPa
Classe de agressividade .....II – com controle rigoroso de execução
Concreto Usinado com brita 1 e 2
Armadura.....Aço CA 50
Armadura.....Aço CA 60
Densidade mínima do Concreto.....2350 kg/m3

3.3.2 Controle Tecnológico

O laboratório deverá ter credenciamento no instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial – INMETRO, conforme resolução nº 9 de 24/8/92 do CONMETRO – Conselho Nacional de Metrologia, em nome do seu laboratório.

A contratada deverá ter na obra um arquivo de todos os registros, certificados, laudos relativos aos ensaios, visando o princípio da rastreabilidade. Deverá ser mantido na obra, em caráter permanente, arquivos de todos os quadros de resumo para programação de ensaios/inspeções, pedidos de ensaios, quadro de controle de ensaios/inspeções e recebimento dos materiais, relatórios de ensaios e livro de ocorrência.

Os materiais inspecionados deverão ser separados em lotes, sempre devidamente identificados com etiquetas auto-adesivas ou lacres invioláveis, compatíveis com sua embalagem (que deve ser objeto de verificação). Desta forma é possível proceder à aceitação ou rejeição dos lotes, conforme os resultados do fabricante ou fornecedor.

Sempre que possível, realizar os ensaios dos materiais antes da entrega na obra, ou seja, enquanto ainda estiverem nos depósitos do fabricante ou fornecedor.

Emitir para cada lote dos materiais ensaiados um relatório conclusivo que atesta a qualidade do material.

O controle tecnológico do concreto é de responsabilidade da construtora, esta deve tomar todas as medidas necessárias para que o concreto atenda a todas as especificações de projeto e de normas da ABNT.

3.3.3 Formas

Para execução das formas deve ser obedecida a NB-6118, no que forem aplicáveis.

As fôrmas deverão obedecer às especificações e detalhes contidos no projeto arquitetônico e estrutural. As fôrmas deverão ser limpas, lisas, estanques e solidamente estruturadas e travadas. A execução deverá levar em conta a paginação de lajes, vigas e pilares.

Antes da colocação da armadura a forma deve ser devidamente pintada com desmoldante. Após a aplicação recomenda-se passar estopa para evitar a formação de gotas (manchas).

Antes da concretagem, as fôrmas, depois de limpas, devem ser molhadas usando-se água com um pouco de cimento, que retira eventual ferrugem que se formou dentro destas.

Pilares, vigas de grande altura após desforma, deverão ser encapados com plásticos e terem seus cantos protegidos com madeira se estiverem sujeitos a impacto. Nas peças com grandes vãos, dever-se-á dar às fôrmas a contra-flecha eventualmente necessária para compensar a deformação provocada pelo carregamento. Neste caso, sempre deverá ser consultado o projetista estrutural.

As fôrmas deverão apresentar perfeito ajustamento, evitando saliências, rebarbas e reentrâncias.

3.3.4 Armação

As barras e fios de aço destinados às armaduras das peças de concreto deverão satisfazer as normas brasileiras da ABNT. Para tanto é necessário o controle tecnológico através de ensaio de todo o aço a ser aplicado na obra.

Os aços a serem utilizados serão do tipo CA-50 e CA-60.

Durante a concretagem a Construtora deverá manter um ou mais armadores exclusivamente na função de endireitar e arrumar os aços eventualmente entortados ou deslocados de sua posição. Cuidados especiais devem ser tomados com a armadura negativa.

Após a colocação da armadura, retirar com um imã os pedaços de arame dentro das fôrmas.

Recomenda-se colocar a armadura e concretar o quanto antes, pois a ferrugem deixará manchas se permanecer muito tempo na fôrma.

A execução das armaduras deverá obedecer rigorosamente ao projeto estrutural no que se refere à posição, bitola, dobramento e recobrimento. Para a garantia dos recobrimentos mínimos, previstos em projeto, deverá ser empregado espaçadores.

Qualquer mudança de tipo ou bitola nas barras de aço, por alteração do projeto, só será concedida após aprovação da Fiscalização.

Não se permitirá que o corte e o dobramento das barras de aço encruadas (CA-50B e CA-60B) seja feito à quente.

Não serão permitidas emendas de barras não previstas no projeto.

Na colocação das armaduras nas fôrmas, estas deverão estar limpas e isentas de qualquer impureza como graxas, lama, etc., capaz de comprometer a boa qualidade dos serviços.

Para içamento e montagem de pilares, vigas e lajes, segue-se rigorosamente ao projeto no que se refere a bitolas e número de barras, espaçamentos, cobrimento mínimos, quantidade de espaçadores e posicionamento da armadura negativa de lajes e dos “caranguejos”.

A correta amarração dos estribos, principalmente em vigas junto às barras longitudinais inferiores.

Para efeito de corte, os transpasses e arranques mínimos em vigas e pilares, caso não especificado em projeto, devem ser de 60 diâmetros em zonas de boa aderência e 80 diâmetros em zonas de má aderência, consultando sempre o projetista para uma definição precisa desses valores. As barras de espera deverão ser devidamente protegidas contra oxidação. Ao ser retomada a concretagem, deverão ser perfeitamente limpas de modo a permitir a boa aderência.

A amarração deve estar firme o suficiente para impedir a movimentação do conjunto quando do transporte e/ou da concretagem.

Nas pontas dos arranques devem ser colocados protetores plásticos.

A Construtora deverá na execução da armação, além do corte, dobramento e aplicação, atender os seguintes itens:

Endireitar o aço antes de cortar e dobrar;

Dobrar, armar e colocar a armadura nos locais definitivos, de acordo com os desenhos;

Limpar todo o aço antes de ser colocado nas fôrmas, não sendo aceitas as armações com ferros sujos de barro, areia, graxa, gordura, etc,

Designar profissional para dar assistência durante a concretagem, arrumando a armadura deslocada devido ao movimento do pessoal e acompanhar as verificações das ferragens feitas antes da concretagem pela Fiscalização;

Recolhimento de todo aço a partir do caminhão de entrega e respectivo transporte e armazenamento em local apropriado e transporte das pontas de ferro até o caminhão quando da sua retirada.

3.3.5 Concreto

O concreto deverá ser usinado e proveniente de fornecedor de reconhecida idoneidade. A responsabilidade pela qualidade do concreto é da Contratada.

O traço deve ser estudado de acordo com as dimensões/formato das fôrmas, o afastamento dos ferros e as recomendações do projetista calculista. O Fck deve ser determinado pelo projetista de estrutura e a construtora será responsável pela verificação do traço do concreto, atendendo o valor exigido.

A relação água-cimento será a especificada no projeto estrutural e não poderá ser superior a 0,6, devendo ser dosado de modo que este atenda a resistência exigida em projeto.

Uma só marca de cimento e uma só qualidade de areia deverão ser utilizadas para manter a coloração do concreto uniforme, quando da utilização de concreto aparente.

O cálculo da dosagem do concreto deve ser refeito cada vez que for aprovada pela Fiscalização uma mudança ou marca, tipo ou classe de cimento, na procedência e qualidade dos agregados e demais materiais.

Não será permitido o uso de concreto remisturado.

Na concretagem de lajes o nivelamento deve ser verificado a cada faixa de 50 cm, admitindo-se uma tolerância de +/- 3 mm em relação à cota definida no projeto. Identificando-se as distorções maiores do que 3 mm, corrigir o nível removendo ou lançando concreto no local afetado.

Condições que deverão ser atendidas no concreto, no seu lançamento e aplicação:

- execução de concretos nos traços aprovados pela Fiscalização;
- transporte de todo o concreto;
- aspersão de água nas fôrmas até a saturação;
- lançamento de concreto nas fôrmas e respectiva vibração;
- execução dos caixotes para transporte de areia e de brita,
- cura diária do concreto de acordo com as normas brasileiras;
- limpeza total e diária das betoneiras, carrinhos, ferramentas, vibradores e todos os demais utensílios de seu uso,

- limpeza completa do fundo das fôrmas das vigas, topos de pilares e fôrmas de laje imediatamente antes da concretagem,
- recolhimento de todos os materiais de concreto a partir dos caminhões, com o respectivo transporte até os locais de armazenamento, com o fornecimento de todas as ferramentas para esse recolhimento,

3.4 Estruturas Metálicas

3.4.1 Materiais

Perfis laminados tipo W e HP: aço ASTM A-572 Gr 50;
Perfis soldados de chapas grossas: aço ASTM A-572 Gr 50;
Perfis de chapas finas dobradas à frio: ASTM A-36;
Barras redondas para tirantes, laminados (tipo L, U, I): aço ASTM A-36;
Chumbadores para fixação em estrutura existente: tipo químico, galvanizados e pintados;
Parafusos para ligações principais: ASTM A-325 Galvanizados;
Parafusos para ligações secundárias: ASTM A-394 Galvanizados;
Soldas: eletrodos AWS E70XX.

3.4.2 Fabricação

A fabricação deverá ser executada de modo a se obter um produto da melhor qualidade, de acordo com a melhor e a mais moderna técnica, obedecendo às prescrições das normas citadas no item B desta Especificação.

Todas as matérias-primas e materiais de consumo serão fornecidos pela CONTRATADA e deverão estar em conformidade com o especificado no Projeto Executivo.

Comprovação da qualidade dos materiais:

Perfis e chapas: através do certificado de análise química e propriedades mecânicas, fornecido pela usina siderúrgica;
Barras redondas e parafusos: através do certificado e da estampagem do fabricante;
Consumíveis de soldagem: através do certificado;
Conectores tipo pino com cabeça: através do certificado de propriedades mecânicas.

Desempeno de material:

Antes do seu uso na fabricação, os materiais laminados, perfis soldados, tubos e chapas devem estar desempenados dentro das tolerâncias de fornecimento.

Caso essas tolerâncias não estejam sendo atendidas, é permitido executar trabalho corretivo pelo uso de aquecimento controlado e/ou desempeno mecânico, sujeito as limitações de norma.

A temperatura das áreas aquecidas, medida por métodos aprovados, não deve ser superior a 650ºC.

Corte:

O corte executado por meios términos deve ser feito, de preferência com equipamentos automáticos. Eventuais entalhes ou de pressões deverão ser inspecionados e analisar se estão dentro de tolerâncias permitidas.

Não é necessário aplainar ou dar acabamento às bordas de chapas cortadas com serra, tesoura ou maçarico, desde que não apresentem fissuras, rebarbas ou entalhes.

Quando a espessura do material for inferior ou no máximo igual ao diâmetro nominal do parafuso acrescido de 3 mm, os furos podem ser puncionados.

Para maiores espessuras, os furos podem ser broqueados com seu diâmetro final, podendo também ser subpuncionados ou sub-bronqueados com diâmetro menor e posteriormente usinado até seu diâmetro final. A matriz para todos os furos subpuncionados ou a broca para todos os furos sub-broqueados deve ter no mínimo 3,5 mm a menos que o diâmetro final do furo. O diâmetro do furo não deve ter folga maior que 2 mm em relação ao diâmetro nominal do parafuso.

Não é permitido o uso de maçarico para abertura de furos.

As soldas serão executadas através de procedimentos de soldagem pré-qualificadas segundo AWS D1.1 item 5, parte A (EPS).

As soldas serão realizadas por soldadores/operadores de soldagem qualificados segundo AWS D1.1 item 5, parte C (QSD).

Marcação para montagem:

Todos os componentes da estrutura metálica serão marcados adequadamente por puncionamento, com a mesma marca do desenho de fabricação.

O puncionamento deverá ser cravado na mesma extremidade da peça, conforme mostrado no desenho de fabricação e destacado através de um retângulo pintado na cor amarelo segurança (na maioria dos casos) ou na cor verde (no caso que a cor de acabamento for amarela).

Todas as estruturas devem ser pré-montadas na Fábrica, em todo ou em parte, a fim de assegurar a perfeita montagem no campo.

Limpeza e pintura: as estruturas metálicas deverão ser embarcadas completamente pintadas, ficando a cargo da montagem, pequenos retoques no campo. O esquema de pintura a ser aplicado é o especificado no item M.

Todas as recomendações aplicáveis ao assunto (da SSPC-Steel Structures Painting Council, Fabricantes de tintas, etc.) devem ser obedecidas.

O FABRICANTE deverá apresentar para a FISCALIZAÇÃO, os certificados de análise da tinta, contendo os resultados de todos os requisitos qualitativos e quantitativos da norma correspondente.

Embalagem: parafusos, porcas e arruelas serão embalados em caixa de madeira com uma etiqueta de identificação para o despacho.

Devem estar separados por tipo e dimensões, e conter a identificação dos mesmos.

Peças isoladas, de pequenas dimensões devem estar amarrados convenientemente ou embalados em caixas de madeira se necessário.

3.4.3 Montagem

A montagem das estruturas metálicas deverá se processar de acordo com as indicações contidas no Projeto de Detalhamento e as premissas estabelecidas pela FISCALIZAÇÃO.

Antes no início dos serviços, a contratada deverá apresentar para aprovação da FISCALIZAÇÃO, um plano de montagem completo e detalhado de todas as construções metálicas, incluindo o planejamento detalhado.

As recomendações contidas nas normas ABNT NBR-8800 , AWS e AISC devem ser obedecidas.

A montagem das estruturas será realizada de forma programada, obedecendo à ordem estipulada no cronograma de montagem da obra.

As tolerâncias de montagem são as estabelecidas nas normas citadas no item B desta Especificação.

O manuseio das partes estruturais durante a montagem deverá ser cuidadoso, de modo a se evitar danos nessas partes; as avarias deverão ser reparadas ou substituídas, de acordo com as exigências da FISCALIZAÇÃO.

Os serviços de montagem deverão obedecer rigorosamente às medidas angulares e lineares alinhamentos, prumos e nivelamentos, contidos nas normas citadas anteriormente, ou especificados no Projeto ou Detalhamento.

Os ganchos de içamento fixados às peças de estruturas metálicas devem ser retirados após a montagem.

Os reparos de pintura na estrutura, parafusos e chumbadores, devem ser executados no campo com o mesmo esquema de proteção anti-corrosiva aplicado na Fábrica.

Todos os parafusos de alta resistência ASTM A-325, devem ser apertados e torqueados por meio de chave calibrada, pelo método do giro da porca, e segundo as prescrições da norma

ABNT NBR-8800, complementada pela AISC (“Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts”).

Os parafusos comuns ASTM A-394 e as conexões de barras redondas rosqueadas, devem ser apertados com chave manual empregando-se o esforço manual máximo que se possa obter, até que não haja mais a rotação da porca.

As peças estruturais que trabalharão tracionadas (diagonais de contraventamentos, tirantes, correntes, etc.) deverão ser montadas pré-tensionadas, conforme orientação do Projeto Executivo ou do Detalhamento.

Não se permitirá o uso de soldas de campo, exceto onde indicado no Projeto Executivo ou quando aprovado pela FISCALIZAÇÃO.

A execução e inspeção das soldas serão conforme a pela AWS D1.1 .

Inspeção:

A FISCALIZAÇÃO deverá ter livre acesso ao Canteiro de Obra;

Caberá à fiscalização observar a conduta da CONTRATADA de acordo com o disposto em contrato, projeto e detalhamento;

O recebimento da estrutura metálica já montada deverá ser objeto de termo de aceitação, que deverá conter necessariamente a assinatura do representante oficial da FISCALIZAÇÃO;

E outros necessários. Obs.: os ensaios acima e levantamentos serão de responsabilidade da CONTRATADA.

A CONTRATADA deverá fornecer e instalar todos e quaisquer contraventamentos, escoramentos, etc., que sejam necessários para colocar a estrutura em esquadro e torná-la estável durante a montagem. Estes elementos deverão ser retirados ao final dos serviços.

Deverão ser tomadas todas as precauções para proteger as construções existentes e outras partes da obra que possam estar sujeitas a danos durante os serviços de montagem.

Será permitida apenas ligeira chamada nas peças da estrutura para trazê-las à posição de montagem. Não serão permitidas chamadas para acomodar peças com furos defeituosos ou não alinhadas.

Não serão permitidas alargamentos de furos para facilitar a montagem.

Após a conclusão da montagem da estrutura, esta deverá ser vistoriada pela FISCALIZAÇÃO, para fins de liberação da mesma. Somente após esta liberação deverão ser iniciados os serviços de grouteamento.

O grouteamento para apoios das vigas e/ou aparelhos de apoio deverá ser perfeitamente nivelado e alinhado antes da montagem da estrutura.

Material de Grouteamento

Isento de cloretos, base cimento, alta resistência, grande fluidez, alta resistência inicial, sem retração, alta aderência, impermeável à água e óleo, e isento de substâncias corrosivas.

Resistência à compressão com 24 h de cura: 20 MPa e resistência à compressão com 28 dias de cura: 50 MPa.

Os serviços de montagem só deverão ser iniciados após verificação da locação de todos os eixos da estrutura, elevações de todas as superfícies acabadas, locação e alinhamento dos chumbadores e insertos. Estas verificações são consideradas parte do escopo da CONTRATADA, e deverão ser executadas com todo o rigor, utilizando- se instrumentos de medição apropriados.

4 DADOS DE ENTRADA E MATERIAIS UTILIZADOS

Os dados de entrada utilizados nos cálculos de verificação da segurança estrutural podem ser observados a seguir.

4.1 Normas Aplicadas

- NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado;
- NBR 6122 - Projeto e execução de fundações;
- NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 6120 - Cargas para o Cálculo de Estruturas;
- NBR 10837 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto;
- NBR 8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios.

4.2 Materiais Empregados Entre Outros

- Tipo de Concreto:
  - C40 (f_{ck} = 40 MPa);
- Tipos de Aço:
  - Passivo: CA-50 (f_{yk} = 500 MPa);
  - Conectores e Alças de Içamento: CA-25 (f_{yk} = 250 MPa);
- Coeficiente de minoração da resistência do concreto: γ_c = 1,40;
- Coeficiente de minoração da resistência do aço: γ_s = 1,15;
- Peso próprio do concreto armado: γ_{conc} = 2,5 tf/m³.

5 CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES

5.1 Cargas Permanentes

- Peso próprio da estrutura (super, meso e infraestrutura);
- Revestimento (100 kgf/m²).

5.2 Cargas Variáveis

- Salas de uso geral (200 kgf/m²);
- Áreas/Salas de estoque (600 kgf/m²);
- Vento que incide na lateral da superestrutura;
- Empuxo ativo do solo sobre os muros de contenção: $E_a = k_a \gamma h$;
- Sobrecarga para verificação de empuxo ativo do solo (500 kgf/m²).

5.3 Combinações e Fatores de Segurança

- Estado Limite Último:
  - $1{,}35\ G_k + 1{,}50\ Q_k + 0{,}84\ q_{vento}$;
- Estado Limite Último para pilares:
  - $1{,}40\ G_k + 1{,}50\ Q_k + 0{,}84\ q_{vento}$;
- Coeficiente de segurança global para cálculo das fundações: $\gamma_f = 1{,}4$ ($S_d = 1{,}4\ S_k$).

6 SOFTWARES UTILIZADOS

O CYPECAD foi utilizado para modelagem e dimensionamento das estruturas metálicas e de concreto armado.

As estacas foram dimensionadas através dos softwares PCalc e SAP2000 para verificação estrutural.

Demais ferramentas utilizadas para auxílio no dimensionamento estrutural e geotécnico foram planilhas de cálculo desenvolvidas internamente.

7 COBERTURA PRINCIPAL

7.1 Carregamento Considerado:

- Carga de Vento

Velocidade Base= 45,0 m/s
Coeficiente S_1 = 1,0
Coeficiente S_2 = 0,83
Coeficiente S_3 = 0,95
Velocidade Característica = 35,48 m/s
Distância entre as terças = 1,79 m
Carga máxima nas terças = -157,4x1,79 = -281,7 kgf

- Carga acidental= 30,0 kgf/m²

Distância entre terças = 1,79 m
Carga máxima nas terças = 30x1,79 = 53,7 kgf

- Carga de telhas= 12 kgf/m²

Distância entre as terças = 1,79 m
Carga máxima nas terças = 12x1,79 = 21,48 kg

- Peso próprio – calculado pelo software

7.2 Diagramas de Verificação

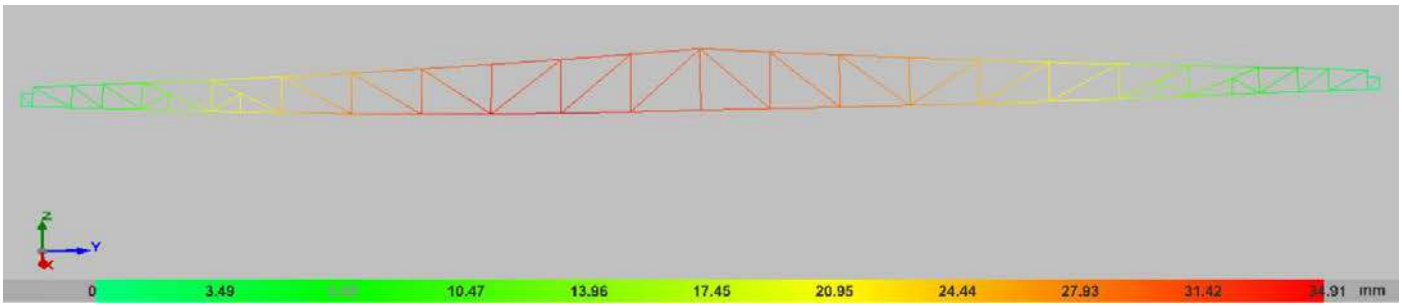


Imagem 01 – Diagrama de Deformação da Treliça 01, Peso Próprio + Carregamento das Telhas + Carregamento Acidental.

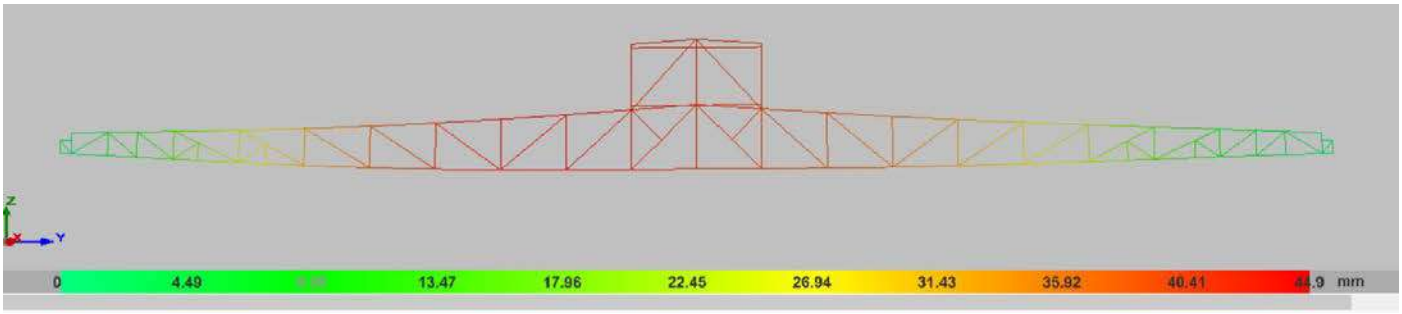


Imagem 02 – Diagrama de Deformação da Treliça 02, Peso Próprio + Carregamento das Telhas + Carregamento Acidental.

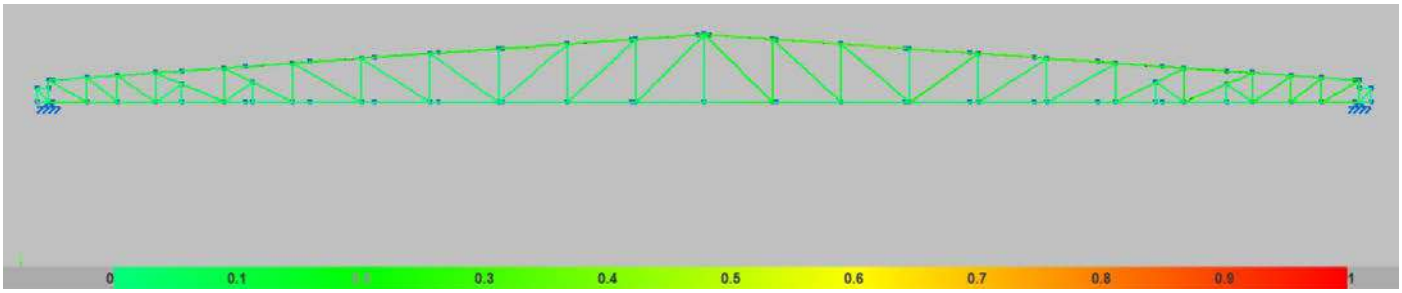


Imagem 03 – Diagrama de TensãoXAprovação da Treliça 01.

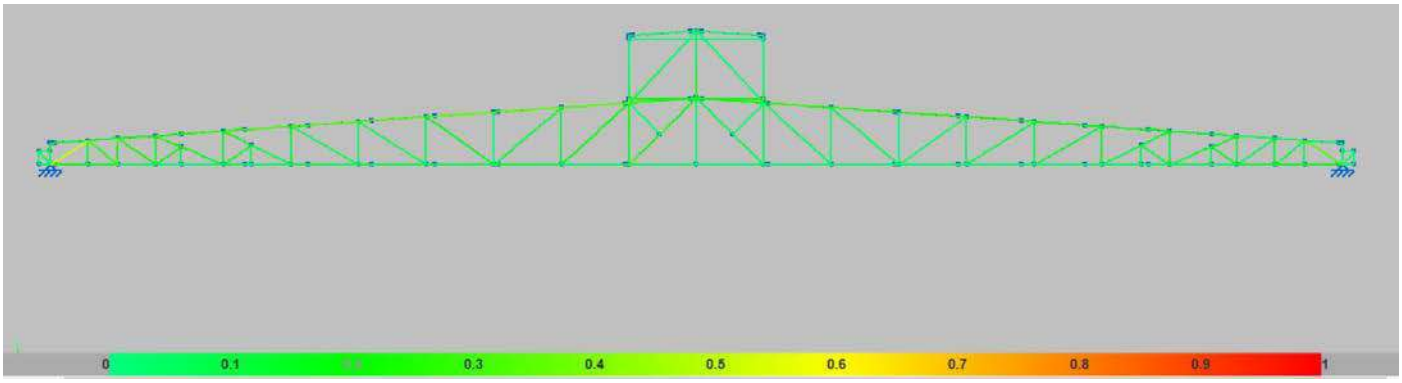


Imagem 04 – Diagrama de TensãoXAprovação da Treliça 02.

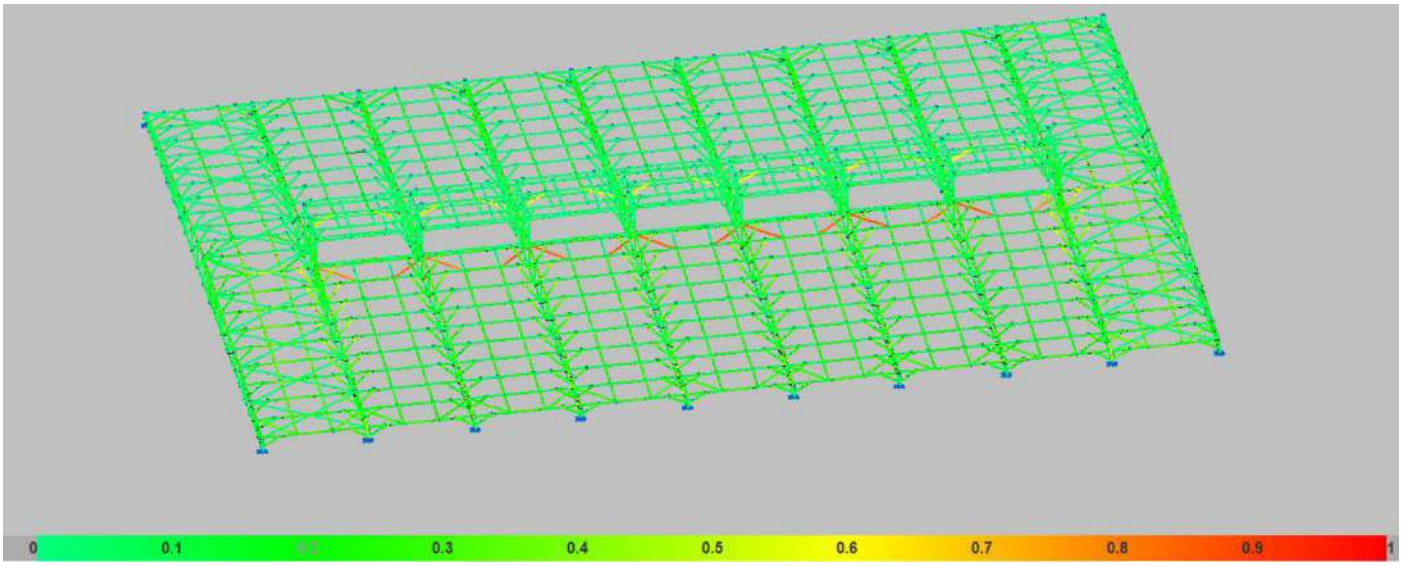


Imagem 05 – Diagrama de TensãoXAprovação da Estrutura Completa.

Conforme as imagens 01 a 05, toda a estrutura está com a deformação e a solicitação abaixo do limite permitido, considerando todos as combinações de carregamento e os seus coeficientes de segurança.

8 MARQUISE EM AÇO

8.1 Carregamento Considerado:

- Carga de Vento

Velocidade Base= 45,0 m/s
Coeficiente S_1 = 1,0
Coeficiente S_2 = 0,83
Coeficiente S_3 = 0,95
Velocidade Característica = 35,48 m/s
Distância entre as terças = 1,79 m
Carga máxima nas terças = -157,4x1,79 = -281,7 kgf

- Carga acidental= 30,0 kgf/m²

Distância entre terças = 1,79 m
Carga máxima nas terças = 30x1,79 = 53,7 kgf

- Carga de telhas= 12 kgf/m²

Distância entre as terças = 1,79 m
Carga máxima nas terças = 12x1,79 = 21,48 kg

- Peso próprio – calculado pelo software

8.2 Diagramas de Verificação

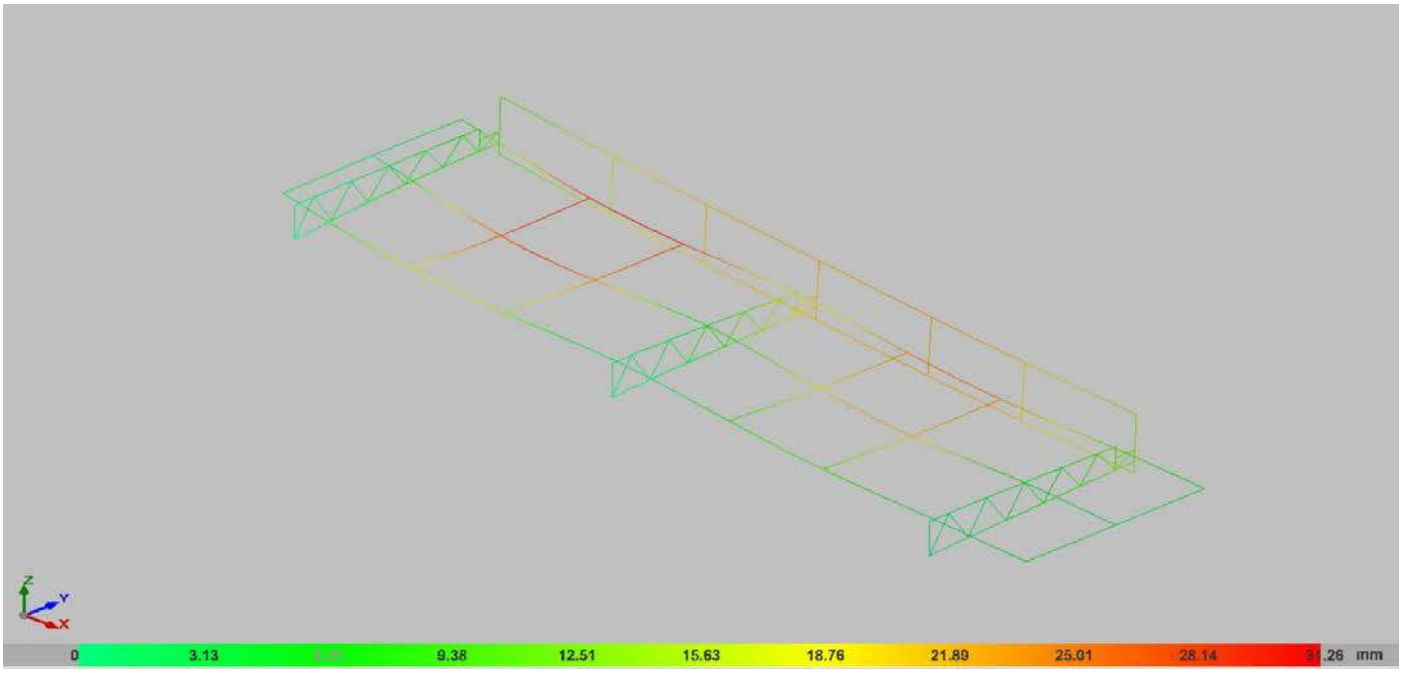


Imagem 06 – Diagrama de Deformação da Marquise, Peso Próprio + Carregamento das Telhas + Carregamento Acidental.

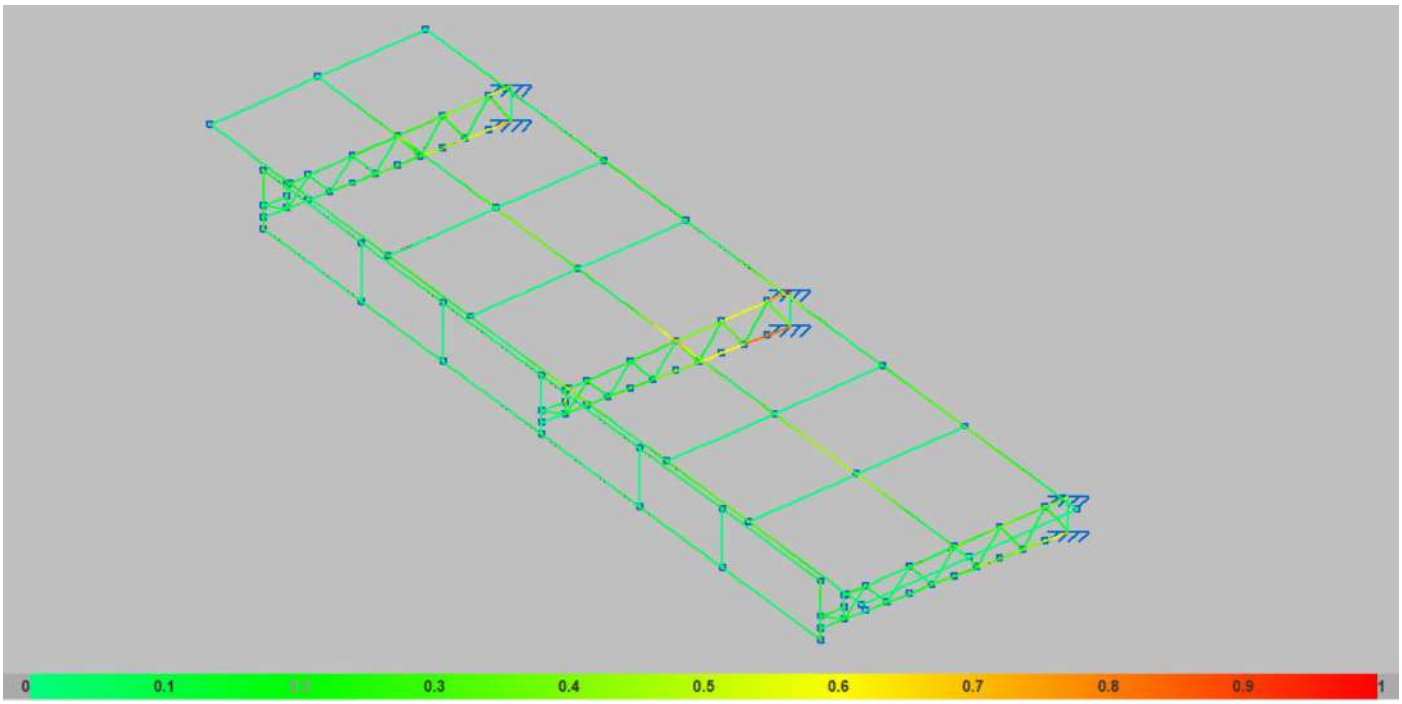


Imagem 07 – Diagrama de TensãoXAprovação da Marquise.

Conforme as imagens 06 e 07, toda a estrutura está com a deformação e a solicitação abaixo do limite permitido, considerando todos as combinações de carregamento e os seus coeficientes de segurança.

9 Análise da Estrutura da Escada Metálica

9.1 Carregamento Considerado:

Carga acidental= 200,0 kgf/m²
Carga permanente (guarda-corpo) 300,0 kgf/m sobre as vigas
Peso próprio – calculado pelo software

9.2 Diagramas de Verificação

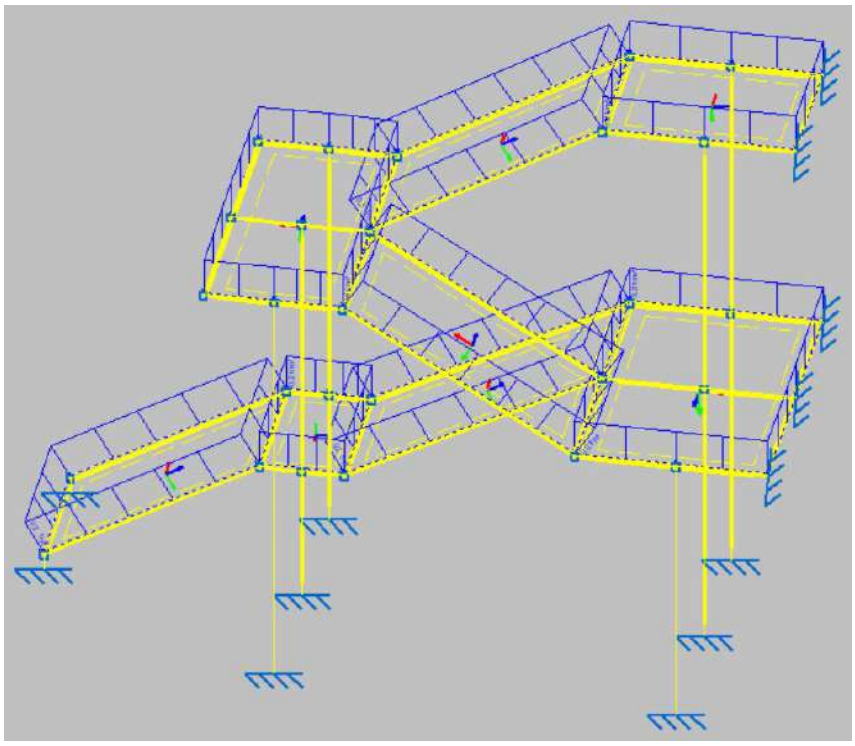


Imagem 10 – Disposição da carga acidental de 200,0 kgf/m² sobre a escada.

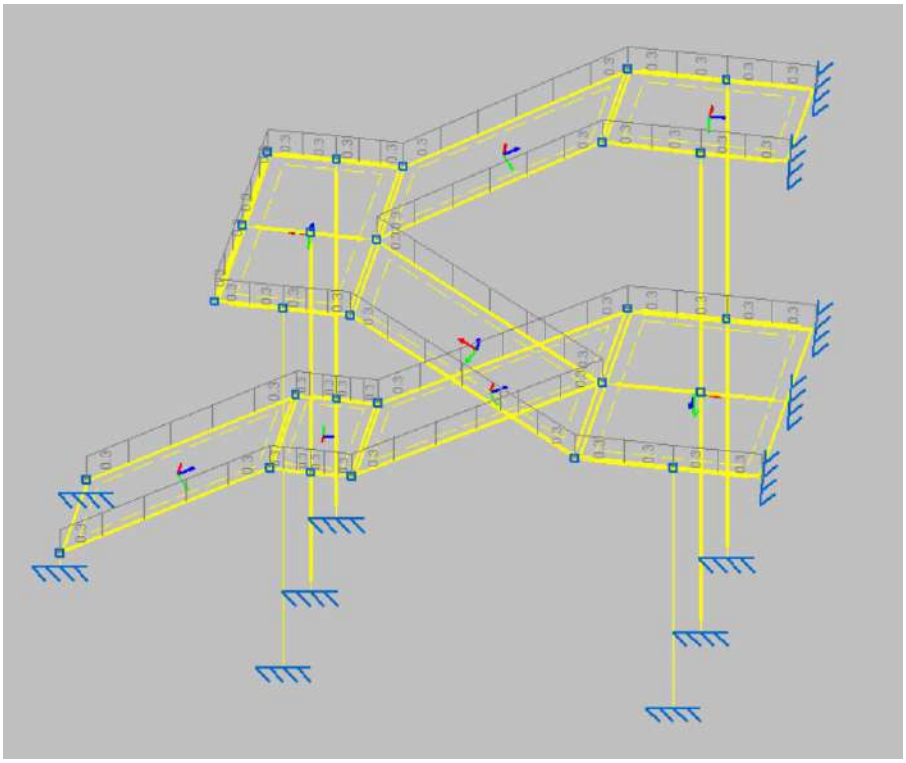


Imagem 11 – Disposição da carga permanente de 300,0 kgf/m referente ao guarda-corpo.

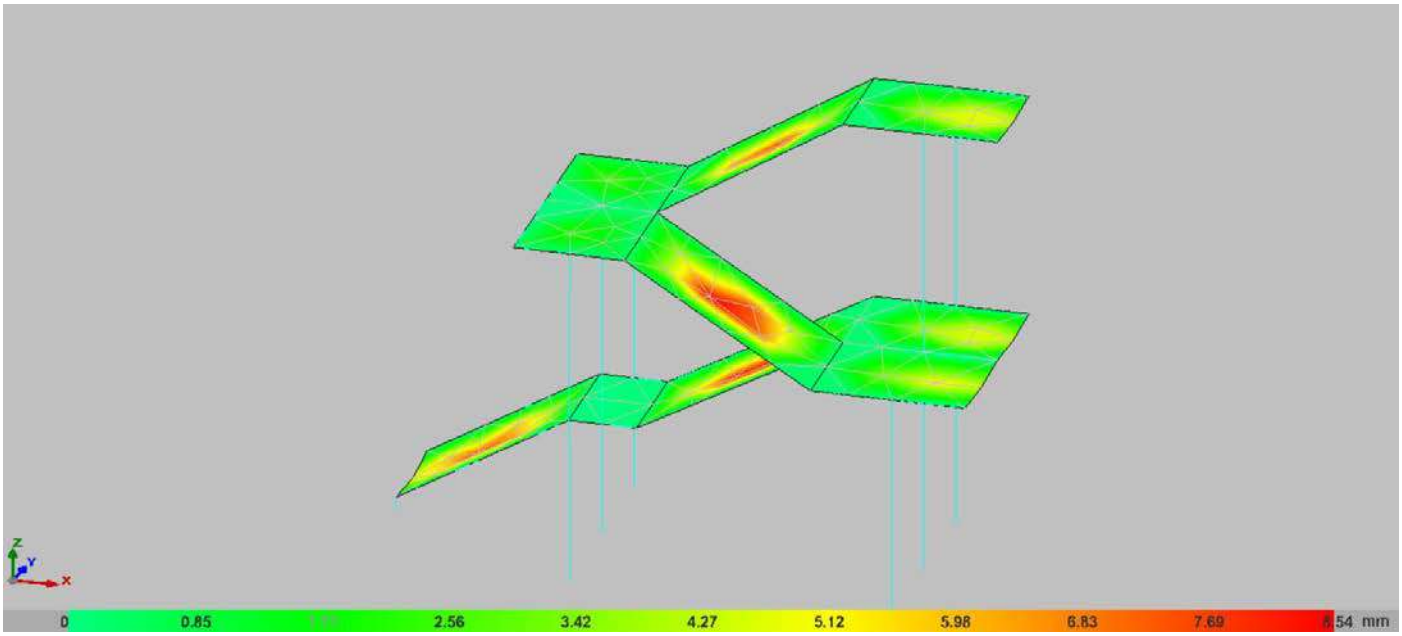


Imagem 12 – Diagrama de Deformação da Escada, Peso Próprio + Carregamento das Telhas + Carregamento Acidental.

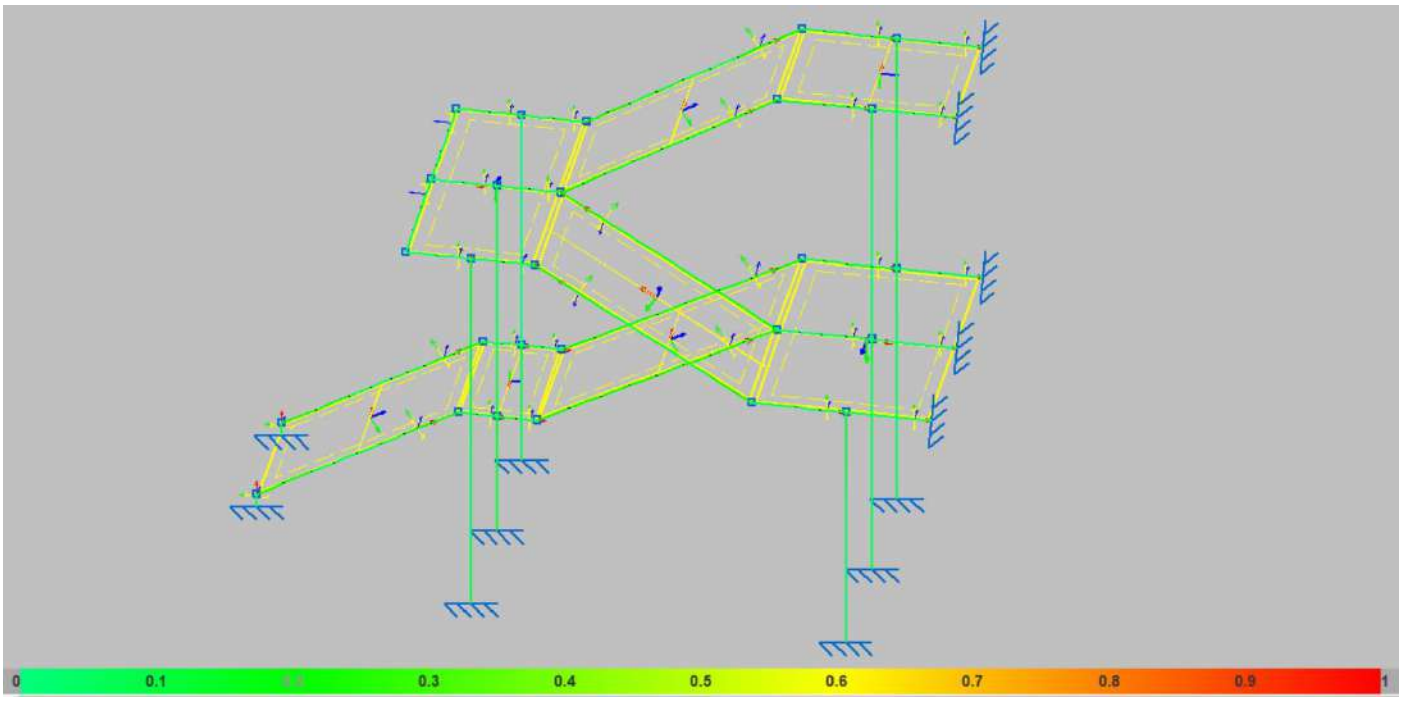
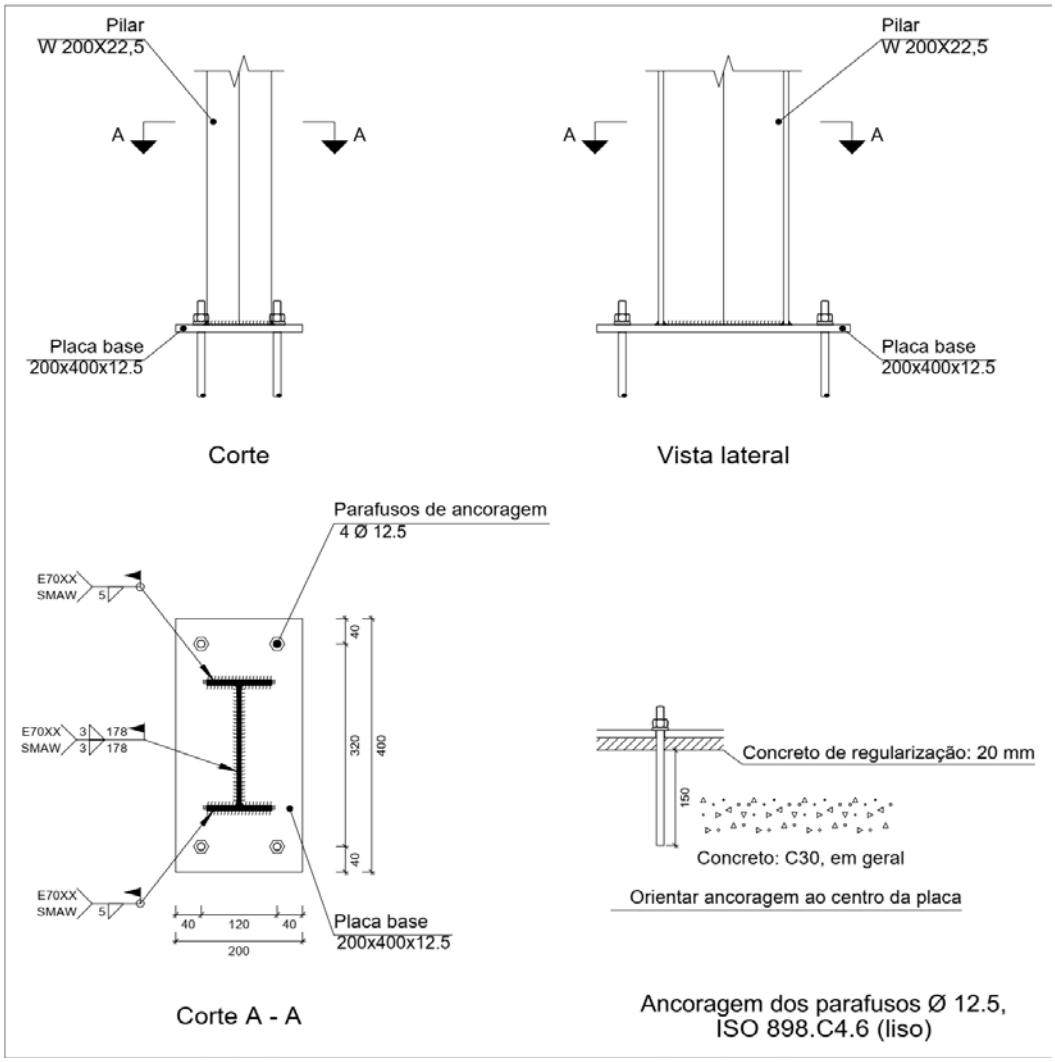


Imagem 13 – Diagrama de TensãoXAprovação da Escada.

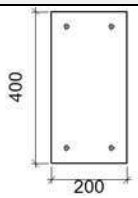
Conforme as imagens 10 a 13, toda a estrutura está com a deformação e a solicitação abaixo do limite permitido, considerando todos as combinações de carregamento e os seus coeficientes de segurança.

10 Análise das Ligações Metálicas

10.1 Aparelho de apoio da base da escada W 200x22,5



10.1.1 Descrição dos componentes da ligação

Elementos complementares									
Peça	Geometria				Furos		Aço		
	Esquema	Largura (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	Tipo	f_y (kgf/cm²)	f_u (kgf/cm²)
Placa base		200	400	12.5	4	12.5	A-36 250Mpa	2548.4	4077.5

10.1.2 Verificação

10.1.2.1 Pilar W 200X22,5

Soldas (ABNT NBR 8800:2008)

Limitações (ABNT NBR 8800, 6.2.6)								
Descrição	Tipo	P.S.	t (mm)	Comprimento		Perna		
				$l_{w,min}$ (mm)	l_w (mm)	$d_{w,min}$ (mm)	$d_{w,max}$ (mm)	d_w (mm)
Solda da aba superior	De ângulo	SMAW	8	40	102	5	8	5
Solda da alma	De ângulo	SMAW	6	40	178	3	6	3
Solda da aba inferior	De ângulo	SMAW	8	40	102	5	8	5

P.S.: Procedimento de soldagem.
t: Menor espessura do metal-base.
l_w: Comprimento total da solda.
d_w: Perna da solda.

Verificação de cordões de soldadura														
Descrição	Perna (mm)	t (mm)	l_w (mm)	Eléctrode	Metal - base	Cisalhamento (Metal da solda)			Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação		
				f_w (N/mm²)	f_y (N/mm²)	Sd (N/mm²)	Rd (N/mm²)	Aprov. (%)	Sd (N/mm²)	Rd (N/mm²)	Aprov. (%)	γ_{a1}	γ_{w1}	γ_{w2}
Solda da aba superior	5	8	102	E70XX (485.0)	250.0	30.1	253.0	11.89	21.3	150.0	14.19	1.00	1.05	1.15
Solda da alma	3	6	178	E70XX (485.0)	250.0	59.6	215.6	27.64	42.1	136.4	30.90	1.10	1.25	1.35
Solda da aba inferior	5	8	102	E70XX (485.0)	250.0	22.1	253.0	8.72	15.6	150.0	10.40	1.00	1.05	1.15

Sd: Solicitação de cálculo
Rd: Resistente de cálculo
- Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.

10.1.2.2 Placa de ancoragem

Referência:		
Verificação	Valores	Estado
Distância mínima entre chumbadores: *3 diâmetros*	Mínimo: 36 mm Calculado: 121 mm	Passa
Distância mínima chumbador-perfil: *1.5 diâmetros*	Mínimo: 18 mm Calculado: 58 mm	Passa
Distância mínima chumbador-borda: *2 diâmetros*	Mínimo: 24 mm Calculado: 40 mm	Passa
Comprimento mínimo do parafuso: *Calcula-se o comprimento de ancoragem necessário por aderência.*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
Ancoragem chumbador no concreto:		
- Tração:	Máximo: 1.98 t Calculado: 0.006 t	Passa
- Cortante:	Máximo: 1.386 t Calculado: 0.332 t	Passa
- Tração + Cortante:	Máximo: 1.98 t Calculado: 0.48 t	Passa

Referência:		
Verificação	Valores	Estado
Tração chumbadores:	Máximo: 2.488 t Calculado: 0.007 t	Passa
Tensão de Von Mises nos chumbadores:	Máximo: 2201.83 kgf/cm² Calculado: 605.185 kgf/cm²	Passa
Esmagamento chumbador na placa: *Limite de esforço de corte em um chumbador atuando contra a placa*	Máximo: 8.601 t Calculado: 0.355 t	Passa
Tensão de Von Mises em seções globais:	Máximo: 2548.42 kgf/cm²	
- Direita:	Calculado: 134.186 kgf/cm²	Passa
- Esquerda:	Calculado: 86.2054 kgf/cm²	Passa
- Acima:	Calculado: 129.273 kgf/cm²	Passa
- Abaixo:	Calculado: 637.36 kgf/cm²	Passa
Flecha global equivalente: *Limite da deformabilidade dos balanços*	Mínimo: 250	
- Direita:	Calculado: 10848.7	Passa
- Esquerda:	Calculado: 21916.3	Passa
- Acima:	Calculado: 11360.5	Passa
- Abaixo:	Calculado: 915.75	Passa
Tensão de Von Mises local: *Tensão por tração de chumbadores sobre placas em balanço*	Máximo: 2548.42 kgf/cm² Calculado: 0 kgf/cm²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

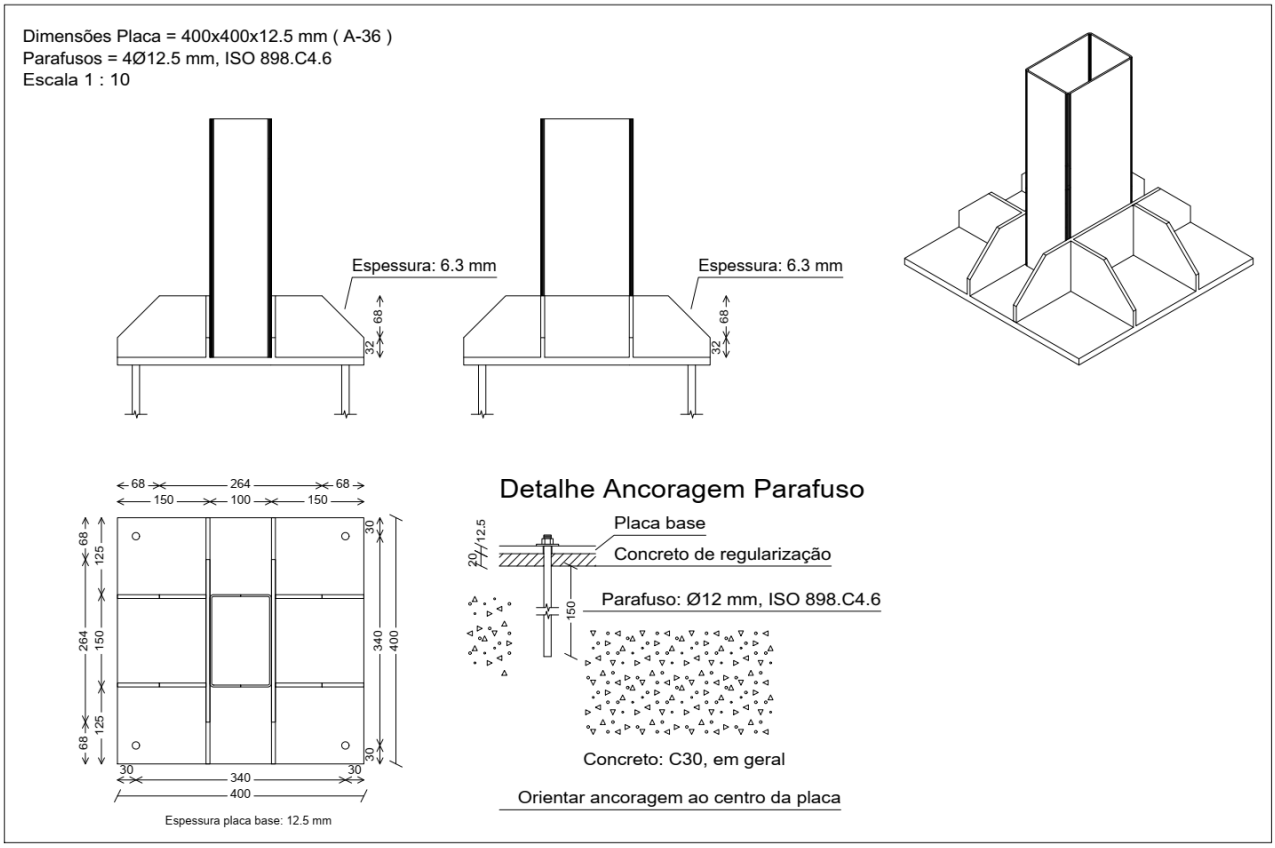
10.1.3 Quantidades

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	3	356
			5	404

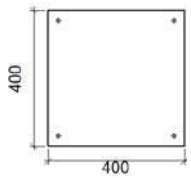
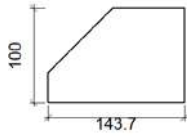
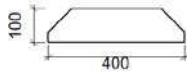
Elementos para aparafusar			
Tipo	Material	Quantidade	Descrição
Porcas	Classe 8S	4	M12, ASTM A563M
Anilhas	Tipo 1	4	M12, ASTM F436M

Placas de base				
Material	Elementos	Quantidade	Dimensões (mm)	Peso (kg)
A-36 250Mpa	Placa base	1	200x400x12.5	7.85
			Total	7.85
ISO 898.C4.6 (liso)	Parafusos de ancoragem	4	Ø 12.5 - L = 150 + 50	0.83
			Total	0.83

10.2 Aparelho de apoio dos pilares 2xUDC 150x50x3,00 da escada



10.2.1 Descrição dos componentes da ligação

Elementos complementares									
Peça	Geometria				Furos		Aço		
	Esquema	Largura (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	Tipo	f_y (kgf/cm²)	f_u (kgf/cm²)
Placa base		400	400	12.5	4	12.5	A-36 250Mpa	2548.4	4077.5
Enrijecedor		143.7	100	6.3	-	-	A-36 250Mpa	2548.4	4077.5
Enrijecedor		400	100	6.3	-	-	A-36 250Mpa	2548.4	4077.5

10.2.2 Verificação

10.2.2.1 Placa de ancoragem

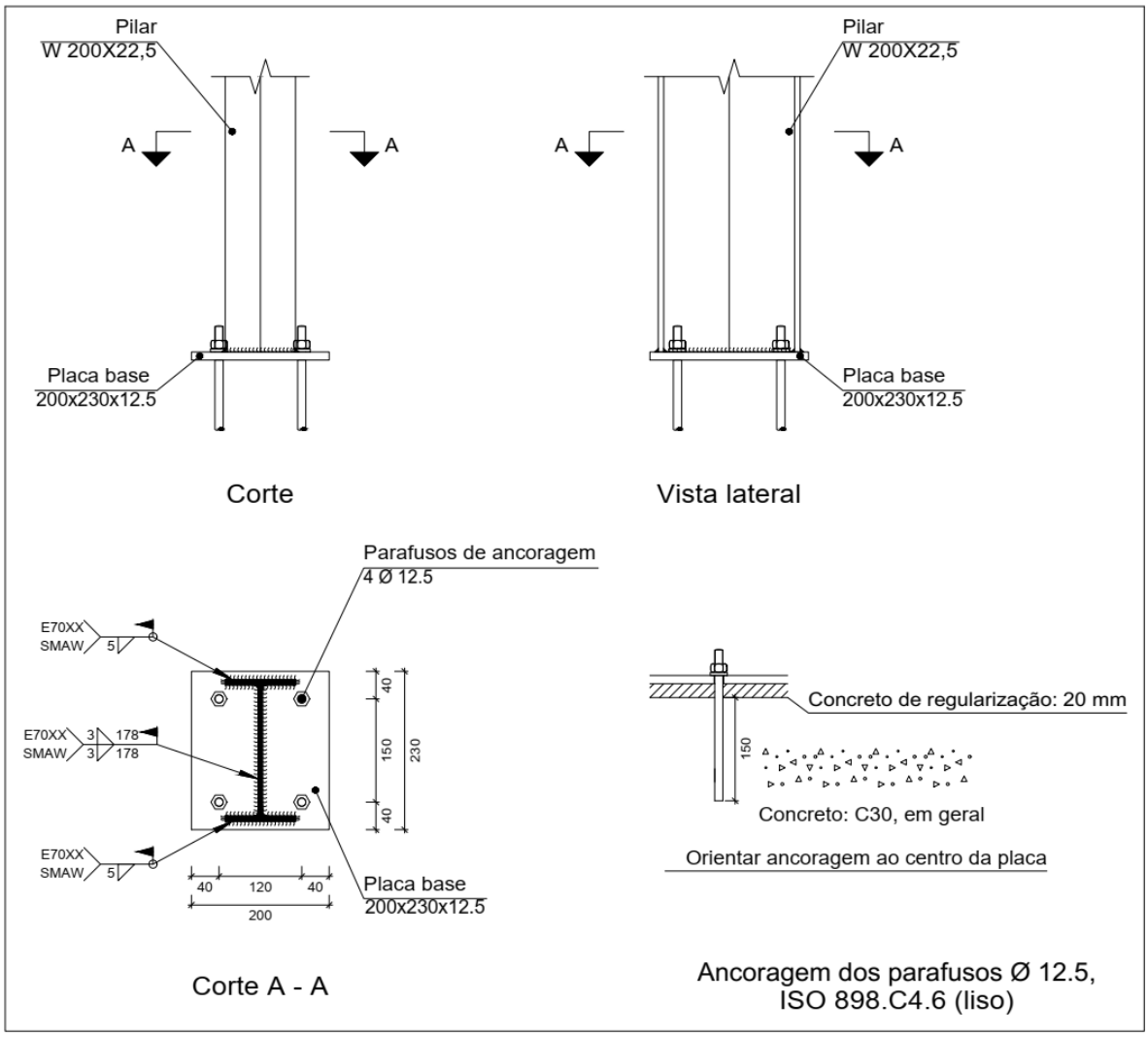
Referência:		
Verificação	Valores	Estado
Distância mínima entre chumbadores: *3 diâmetros*	Mínimo: 36 mm Calculado: 340 mm	Passa
Distância mínima chumbador-perfil: *1.5 diâmetros*	Mínimo: 18 mm Calculado: 96 mm	Passa
Distância mínima chumbador-borda: *2 diâmetros*	Mínimo: 24 mm Calculado: 30 mm	Passa
Esbeltez dos enrijecedores: - Paralelos a X: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 49.6 Calculado: 44	 Passa Passa
Comprimento mínimo do parafuso: *Calcula-se o comprimento de ancoragem necessário por aderência.*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
Ancoragem chumbador no concreto: - Tração: - Cortante: - Tração + Cortante:	 Máximo: 1.98 t Calculado: 0 t Máximo: 1.386 t Calculado: 0.087 t Máximo: 1.98 t Calculado: 0.125 t	 Passa Passa Passa
Tração chumbadores:	Máximo: 2.488 t Calculado: 0 t	Passa
Tensão de Von Mises nos chumbadores:	Máximo: 2201.83 kgf/cm² Calculado: 139.606 kgf/cm²	Passa
Esmagamento chumbador na placa: *Limite de esforço de corte em um chumbador atuando contra a placa*	Máximo: 8.601 t Calculado: 0.082 t	Passa
Tensão de Von Mises em seções globais: - Direita: - Esquerda: - Acima: - Abaixo:	Máximo: 2548.42 kgf/cm² Calculado: 397.916 kgf/cm² Calculado: 386.382 kgf/cm² Calculado: 183.834 kgf/cm² Calculado: 357.683 kgf/cm²	 Passa Passa Passa Passa
Flecha global equivalente: *Limite da deformabilidade dos balanços* - Direita: - Esquerda: - Acima: - Abaixo:	 Mínimo: 250 Calculado: 16929.2 Calculado: 17510.5 Calculado: 43136.1 Calculado: 19820.5	 Passa Passa Passa Passa
Tensão de Von Mises local: *Tensão por tração de chumbadores sobre placas em balanço*	Máximo: 2548.42 kgf/cm² Calculado: 0 kgf/cm²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

10.2.3 Quantidades

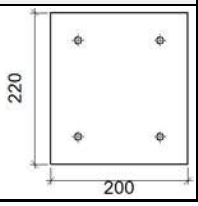
Elementos para aparafusar			
Tipo	Material	Quantidade	Descrição
Porcas	Classe 8S	4	M12, ASTM A563M
Anilhas	Tipo 1	4	M12, ASTM F436M

Placas de base				
Material	Elementos	Quantidade	Dimensões (mm)	Peso (kg)
A-36 250Mpa	Placa base	1	400x400x12.5	15.70
	Enrijecedores passantes	2	400/264x100/32x6.3	3.50
	Enrijecedores não passantes	4	143/75x100/32x6.3	2.39
			Total	21.58
ISO 898.C4.6 (liso)	Parafusos de ancoragem	4	Ø 12.5 - L = 150 + 50	0.83
			Total	0.83

10.3 Aparelho de apoio das vigas da escada W 200x22,5 da escada



10.3.1 Descrição dos componentes da ligação

Elementos complementares									
Peça	Geometria				Furos		Aço		
	Esquema	Largura (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	Tipo	f_y (kgf/cm²)	f_u (kgf/cm²)
Placa base		200	220	12.5	4	12.5	A-36 250Mpa	2548.4	4077.5

10.3.2 Verificação

10.3.2.1 Pilar W 200X22,5

Soldas (ABNT NBR 8800:2008)

Limitações (ABNT NBR 8800, 6.2.6)								
Descrição	Tipo	P.S.	t (mm)	Comprimento		Perna		
				$l_{w,min}$ (mm)	l_w (mm)	$d_{w,min}$ (mm)	$d_{w,max}$ (mm)	d_w (mm)
Solda da aba superior	De ângulo	SMAW	8	40	102	5	8	5
Solda da alma	De ângulo	SMAW	6	40	178	3	6	3
Solda da aba inferior	De ângulo	SMAW	8	40	102	5	8	5

P.S.: Procedimento de soldagem.
t: Menor espessura do metal-base.
l_w: Comprimento total da solda.
d_w: Perna da solda.

Verificação de cordões de soldadura														
Descrição	Perna (mm)	t (mm)	l_w (mm)	Eléctrode	Metal - base	Cisalhamento (Metal da solda)			Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação		
				f_w (N/mm²)	f_y (N/mm²)	Sd (N/mm²)	Rd (N/mm²)	Aprov. (%)	Sd (N/mm²)	Rd (N/mm²)	Aprov. (%)	γ_{a1}	γ_{w1}	γ_{w2}
Solda da aba superior	5	8	102	E70XX (485.0)	250.0	17.6	253.0	6.94	12.4	150.0	8.28	1.00	1.05	1.15
Solda da alma	3	6	178	E70XX (485.0)	250.0	32.2	253.0	12.73	22.8	150.0	15.19	1.00	1.05	1.15
Solda da aba inferior	5	8	102	E70XX (485.0)	250.0	28.2	253.0	11.16	20.0	150.0	13.31	1.00	1.05	1.15

Sd: Solicitação de cálculo
Rd: Resistente de cálculo
- Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.

10.3.2.2 Placa de ancoragem

Referência:		
Verificação	Valores	Estado
Distância mínima entre chumbadores: *3 diâmetros*	Mínimo: 36 mm Calculado: 121 mm	Passa
Distância mínima chumbador-perfil: *1.5 diâmetros*	Mínimo: 18 mm Calculado: 27 mm	Passa
Distância mínima chumbador-borda: *2 diâmetros*	Mínimo: 24 mm Calculado: 40 mm	Passa
Comprimento mínimo do parafuso: *Calcula-se o comprimento de ancoragem necessário por aderência.*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
Ancoragem chumbador no concreto:		
- Tração:	Máximo: 1.65 t Calculado: 0.264 t	Passa
- Cortante:	Máximo: 1.155 t Calculado: 0.048 t	Passa
- Tração + Cortante:	Máximo: 1.65 t Calculado: 0.333 t	Passa
Tração chumbadores:	Máximo: 2.488 t Calculado: 0.275 t	Passa
Tensão de Von Mises nos chumbadores:	Máximo: 2201.83 kgf/cm² Calculado: 255.715 kgf/cm²	Passa
Esmagamento chumbador na placa: *Limite de esforço de corte em um chumbador atuando contra a placa*	Máximo: 8.257 t Calculado: 0.051 t	Passa
Tensão de Von Mises em seções globais:	Máximo: 2548.42 kgf/cm²	
- Direita:	Calculado: 218.069 kgf/cm²	Passa
- Esquerda:	Calculado: 183.476 kgf/cm²	Passa
- Acima:	Calculado: 0 kgf/cm²	Passa
- Abaixo:	Calculado: 0 kgf/cm²	Passa
Flecha global equivalente: *Limite da deformabilidade dos balanços*	Mínimo: 250	
- Direita:	Calculado: 14018	Passa
- Esquerda:	Calculado: 18208.3	Passa
- Acima:	Calculado: 100000	Passa
- Abaixo:	Calculado: 100000	Passa
Tensão de Von Mises local: *Tensão por tração de chumbadores sobre placas em balanço*	Máximo: 2548.42 kgf/cm² Calculado: 0 kgf/cm²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

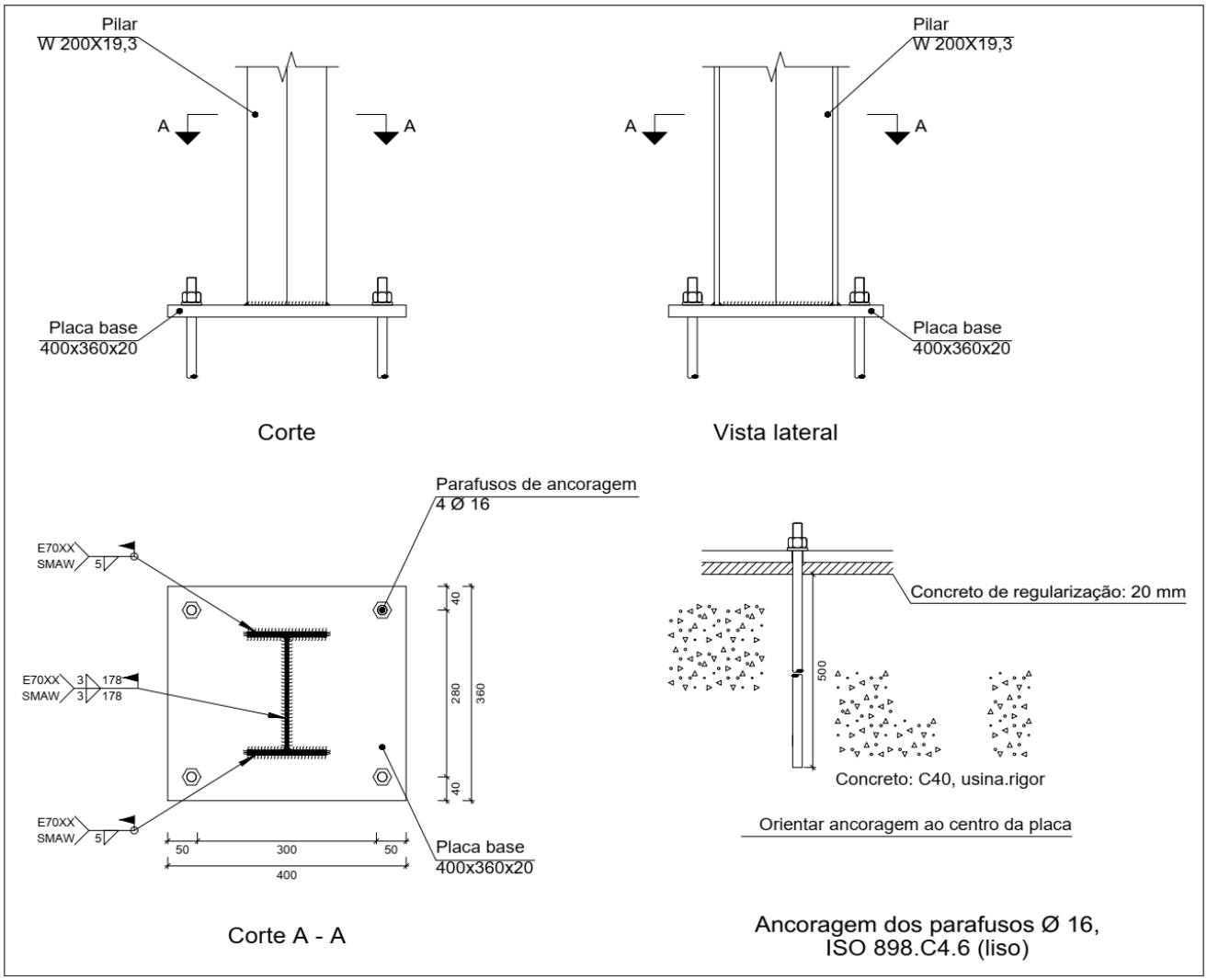
10.3.3 Quantidades

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	3	356
			5	404

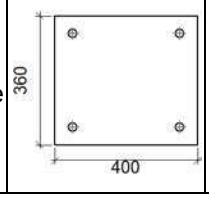
Elementos para aparafusar			
Tipo	Material	Quantidade	Descrição
Porcas	Classe 8S	4	M12, ASTM A563M
Anilhas	Tipo 1	4	M12, ASTM F436M

Placas de base				
Material	Elementos	Quantidade	Dimensões (mm)	Peso (kg)
A-36 250Mpa	Placa base	1	200x220x12.5	4.14
			Total	4.14
ISO 898.C4.6 (liso)	Parafusos de ancoragem	4	Ø 12.5 - L = 150 + 50	0.83
			Total	0.83

10.4 Aparelho de apoio da cobertura



10.4.1 Descrição dos componentes da ligação

Elementos complementares									
Peça	Geometria				Furos		Aço		
	Esquema	Largura (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	Tipo	f_y (kgf/cm²)	f_u (kgf/cm²)
Placa base		400	360	20	4	16	A-36 250Mpa	2548.4	4077.5

10.4.2 Verificação

10.4.2.1 Pilar W 200X19,3

Soldas (ABNT NBR 8800:2008)

Limitações (ABNT NBR 8800, 6.2.6)								
Descrição	Tipo	P.S.	t (mm)	Comprimento		Perna		
				$l_{w,min}$ (mm)	l_w (mm)	$d_{w,min}$ (mm)	$d_{w,max}$ (mm)	d_w (mm)
Solda da aba superior	De ângulo	SMAW	8	40	133	5	8	5
Solda da alma	De ângulo	SMAW	6	40	178	3	6	3
Solda da aba inferior	De ângulo	SMAW	8	40	133	5	8	5

P.S.: Procedimento de soldagen.
t: Menor espessura do metal-base.
l_w: Comprimento total da solda.
d_w: Perna da solda.

Verificação de cordões de soldadura														
Descrição	Perna (mm)	t (mm)	l_w (mm)	Eléctrode	Metal - base	Cisalhamento (Metal da solda)			Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação		
				f_w (N/mm²)	f_y (N/mm²)	Sd (N/mm²)	Rd (N/mm²)	Aprov. (%)	Sd (N/mm²)	Rd (N/mm²)	Aprov. (%)	γ_{a1}	γ_{w1}	γ_{w2}
Solda da aba superior	5	8	133	E70XX (485.0)	250.0	164.4	253.0	64.98	116.3	150.0	77.51	1.00	1.05	1.15
Solda da alma	3	6	178	E70XX (485.0)	250.0	31.0	215.6	14.40	22.0	136.4	16.10	1.10	1.25	1.35
Solda da aba inferior	5	8	133	E70XX (485.0)	250.0	166.4	253.0	65.77	117.7	150.0	78.45	1.00	1.05	1.15

Sd: Solicitação de cálculo
Rd: Resistente de cálculo
- Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.

10.4.2.2 Placa de ancoragem

Referência:		
Verificação	Valores	Estado
Distância mínima entre chumbadores: *3 diâmetros*	Mínimo: 72 mm Calculado: 260 mm	Passa
Distância mínima chumbador-perfil: *1.5 diâmetros*	Mínimo: 36 mm Calculado: 88 mm	Passa
Distância mínima chumbador-borda: *2 diâmetros*	Mínimo: 32 mm Calculado: 40 mm	Passa
Comprimento mínimo do parafuso: *Calcula-se o comprimento de ancoragem necessário por aderência.*	Mínimo: 25 cm Calculado: 50 cm	Passa
Ancoragem chumbador no concreto:		
- Tração:	Máximo: 6.599 t Calculado: 0.252 t	Passa
- Cortante:	Máximo: 4.619 t Calculado: 4.121 t	Passa
- Tração + Cortante:	Máximo: 6.599 t Calculado: 6.139 t	Passa
Tração chumbadores:	Máximo: 9.952 t Calculado: 0.264 t	Passa
Tensão de Von Mises nos chumbadores:	Máximo: 2201.83 kgf/cm² Calculado: 1855.96 kgf/cm²	Passa
Esmagamento chumbador na placa: *Limite de esforço de corte em um chumbador atuando contra a placa*	Máximo: 27.523 t Calculado: 4.358 t	Passa
Tensão de Von Mises em seções globais:	Máximo: 2548.42 kgf/cm²	
- Direita:	Calculado: 1055.73 kgf/cm²	Passa
- Esquerda:	Calculado: 280.839 kgf/cm²	Passa
- Acima:	Calculado: 238.759 kgf/cm²	Passa
- Abaixo:	Calculado: 229.561 kgf/cm²	Passa
Flecha global equivalente: *Limite da deformabilidade dos balanços*	Mínimo: 250	
- Direita:	Calculado: 709.114	Passa
- Esquerda:	Calculado: 3747.15	Passa
- Acima:	Calculado: 17707.8	Passa
- Abaixo:	Calculado: 23274.5	Passa
Tensão de Von Mises local: *Tensão por tração de chumbadores sobre placas em balanço*	Máximo: 2548.42 kgf/cm² Calculado: 0 kgf/cm²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

10.4.3 Quantidades

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	3	356
			5	530

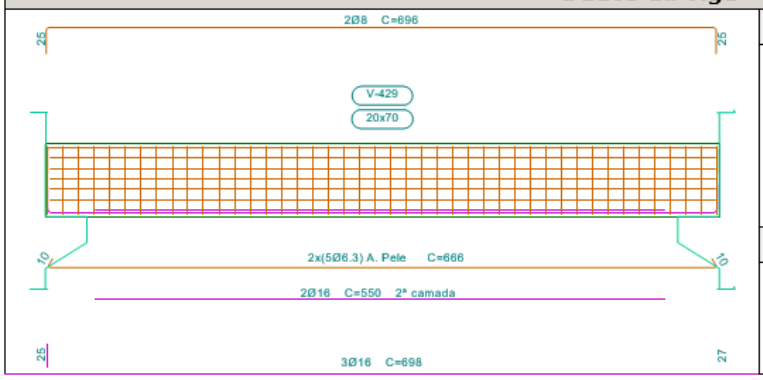
Elementos para aparafusar			
Tipo	Material	Quantidade	Descrição
Porcas	Classe 8S	4	M24, ASTM A563M
Anilhas	Tipo 1	4	M24, ASTM F436M

Placas de base				
Material	Elementos	Quantidade	Dimensões (mm)	Peso (kg)
A-36 250Mpa	Placa base	1	400x360x20	22.61
			Total	22.61
ISO 898.C4.6 (liso)	Parafusos de ancoragem	4	Ø 16 - L = 500 + 133	4.00
			Total	4.00

11 VIGAS DE CONCRETO

11.1 DESCRIÇÃO VP 207 (V429 no CYPECAD)

Dados da viga



Geometria	
Dimensões	: 20x70
Vão livre	: 6.5 m
Cobrimento geométrico superior	: 2.0 cm
Cobrimento geométrico inferior	: 2.0 cm
Cobrimento geométrico lateral	: 2.0 cm

Materiais	
Concreto	: C40, usina.rigor
Armadura longitudinal	: CA-50 e CA-60
Armadura transversal	: CA-50 e CA-60

11.2 RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Vão	VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (ABNT NBR 6118:2014)															Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T_c	T_{st}	T_{sl}	TNM_x	TV_x	TV_y	TV_xS_t	TV_yS_t	$T,Disp._{sl}$	$T,Geom._{st}$	$T,Arm._{st}$	
V-429: P27 - P17	Passa	Passa	'0.334 m' η = 60.4	'2.654 m' η = 95.1	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(2)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	**PASSA ψ = 95.1**

Notação:
Disp.: Disposições relativas às armaduras
Arm.: Armadura mínima e máxima
Q: Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas) T_c: Estado limite de ruptura por torção. Compressão oblíqua.
T_{sl}: Estado limite de ruptura por torção. Tração na alma.
T_{sl}: Estado limite de ruptura por torção. Tração nas armaduras longitudinais.
TNM_x: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X. TV_x: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Compressão oblíqua TV_y: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Compressão oblíqua TV_xS_t: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Tração na alma.
TV_yS_t: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Tração na alma. $T,Disp._{sl}$: Estado limite de ruptura por torção. Espaçamento entre as barras da armadura longitudinal.
$T,Geom._{st}$: Estado limite de ruptura por torção. Diâmetro mínimo da armadura transversal. $T,Arm._{st}$: Estado limite de ruptura por torção. Quantidade mínima de estribos fechados.
x: Distância à origem da barra
ψ: Coeficiente de aproveitamento (%) N.P.: Não procede

Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.P.):
(1) A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção.
(2) A verificação não é necessária, já que não há interação entre torção e esforços normais.

Vão	VERIFICAÇÕES DE FISSURAÇÃO (ABNT NBR 6118:2014)					Estado
	$W_{k,F,sup.}$	$W_{k,F,Lat.Dir.}$	$W_{k,F,inf.}$	$W_{k,F,Lat.Esq.}$	σ_s	
V-429: P27 - P17	x: 0.2 m Passa	x: 3.223 m Passa	x: 3.223 m Passa	x: 3.223 m Passa	x: 1.137 m Passa	**PASSA**

Notação:
$W_{k,F,sup.}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face superior $W_{k,F,Lat.Dir.}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral direita $W_{k,F,inf.}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face inferior
$W_{k,F,Lat.Esq.}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral esquerda
σ_s: Armaduras longitudinais mínimas x: Distância à origem da barra
ψ: Coeficiente de aproveitamento (%)

Viga	**Sobrecarga (Característica)** $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim}$ = L/350	**No tempo infinito (Quase permanente)** $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim}$ = L/250	**Ativa (Característica)** $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim}$ = L/350	Estado
V-429: P27 - P17	$f_{i,Q}$: 6.81 mm $f_{i,Q,lim}$: 18.57 mm	$f_{T,max}$: 15.31 mm $f_{T,lim}$: 26.00 mm	$f_{A,max}$: 18.61 mm $f_{A,lim}$: 15.65 mm	**PASSA**

11.3 VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA

V-429: P27 - P17

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.2 e 18.3.2.2)

Dimensões mínimas

A seção transversal das vigas não deve apresentar largura menor que 100.00 mm (Artigo 13.2.2):

200.00 ≥ 100.00 mm ✓

Onde:

b: Largura do elemento — **b** : 200.00 mm

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais s_b, medido no plano da seção transversal, na direção horizontal, deve ser igual ou superior a s_{min} (Artigo 18.3.2.2):

$s_b \geq s_{min}$ — **50 mm ≥ 20 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. — **s_{min}** : 20 mm

$s_1 = 20$ mm — **s_1** : 20 mm

$s_2 = \varnothing_{max}$ — **s_2** : 16.0 mm

$s_3 = 1.2 \cdot d_g$ — **s_3** : 18 mm

Sendo:

$\varnothing_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. — **$\varnothing_{max}$** : 16.0 mm

d_g: Tamanho máximo agregado. — **d_g** : 15 mm

Estribos

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5.00 mm (Artigo 18.3.3.2):

$\varnothing_t \geq 5$ mm — **6.30 mm ≥ 5.00 mm** ✓

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}} \leq 1$$

ψ : **0.168** ✓

Onde:

$V_{Sd,y}$: Esforço cortante efetivo de cálculo. — **$V_{Sd,y}$** : 15.953 t

$V_{Rd2,Vy}$: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma. — **$V_{Rd2,Vy}$** : 94.711 t

$$\eta_2 = \frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}} \leq 1$$

ψ : **0.604** ✓

Onde:

$V_{Sd,y}$: Esforço cortante efetivo de cálculo. **$V_{Sd,y}$** : 15.953 t

$V_{Rd3,Vy}$: Esforço cortante de ruptura por tração na alma. **$V_{Rd3,Vy}$** : 26.432 t

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.334 m', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(-X)".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : 94.711 t

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

α_{v2} : 0.84

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : 313.65 kgf/cm²

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : 200.00 mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : 665.70 mm

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.334 m', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(-X)".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma considerando a contribuição dos estribos obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

V_{Rd3} : 26.432 t **V_c** : 15.385 t **V_{c0}** : 15.385 t

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. **f_{ctd}** : 19.26 kgf/cm²

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

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

$f_{ctk,inf}$: 25.04 kgf/cm²

f_{ctm} : 35.77 kgf/cm²

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : 407.75 kgf/cm²

ψ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. **ψ_c** : 1.3

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : 200.00 mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : 665.70 mm

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen } \alpha + \cos \alpha)$$ t

Sendo:

A_{sw}: Área da seção transversal dos estribos. **A_{sw}** : 0.62 cm²

s: Espaçamento entre elementos da armadura transversal. **s** : 150 mm

f_{ywd}: Tensão na armadura transversal passiva. **f_{ywd}** : 4432.03 kgf/cm²

$$f_{ywd} = f_{yd} \leq 435 \text{ MPa}$$

Onde:

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço. **f_{yd}** : 4432.03 kgf/cm²

α: Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. **α** : 90.0 graus

Espaçamento das armaduras transversais

Esforço Cortante na direção Y:

O espaçamento máximo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, não deve exceder s_{max} (Artigo 18.3.3.2).

$$s \leq s_{max}$$ **150 mm ≤ 399 mm** ✓

Onde:

s: Espaçamento entre elementos da armadura transversal. **s** : 150 mm

$$s_{max} = 0.6 \cdot d \leq 300 \text{ mm}$$ **s_{max}** : 399 mm

Sendo:

d: Altura útil da seção. **d** : 665.70 mm

O espaçamento transversal s_t entre ramos de armaduras transversais deve cumprir a seguinte condição:

$$s_t \leq s_{t,max}$$ **154 mm ≤ 666 mm** ✓

Onde:

s_t: Espaçamento entre elementos da armadura transversal. **s_t** : 154 mm

$$s_{t,max} = d \leq 800 \text{ mm}$$ **$s_{t,max}$** : 666 mm

Sendo:

d: Altura útil da seção. **d** : 665.70 mm

Quantidade mecânica mínima da armadura transversal.

Esforço Cortante na direção Y:

$$\rho_{sw} \geq \rho_{sw,min}$$ **0.0021 ≥ 0.0014** ✓

A quantidade ρ_{sw} de armadura transversal não deve ser menor que $\rho_{sw,min}$ (Artigo 17.4.1.1.1).

Onde:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha}$$ **θ_{sw}** : 0.0021

Sendo:

A_{sw}: Área da seção transversal dos estribos. **A_{sw}** : 0.62 cm²

b_w: Largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção. **b_w** : 200.00 mm

s: Espaçamento entre elementos da armadura transversal. **s** : 150 mm

α: Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. **α** : 90.0 graus

$$\rho_{sw,min} = 0.2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}$$ **$\theta_{sw,min}$** : 0.0014

Sendo:

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$ **f_{ctm}** : 35.77 kgf/cm²

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. f_{ck} : 407.75 kgf/cm²

f_{ywk}: Resistência característica do aço. f_{ywk} : 5096.84 kgf/cm²

Quantidade mínima de reforço de esforço cortante em forma de estribos transversais.

Esforço Cortante na direção Y:

Pelo menos, o 40% do reforço de esforço cortante necessário deve ser colocado em forma de estribos(Artigo 17.4.1.1.3).

$A_{sw,0} \geq 0.4 \cdot A_{sw}$ **0.62 cm² ≥ 0.39 cm²** ✓

Onde:

$A_{sw,0}$: Área de cada grupo de armaduras de reforço ao esforço cortante em forma de estribos. $A_{sw,0}$: 0.62 cm²

A_{sw}: Área da seção transversal dos estribos. A_{sw} : 0.98 cm²

Diâmetro máximo da armadura transversal

O diâmetro dos reforços transversais não deve ser superior a 1/10 da largura da alma (Artigo 18.3.3.2).

$\varnothing_t \leq \frac{1}{10} \cdot b_w$ **6.3 mm ≤ 20.0 mm** ✓

Onde:

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. b_w : 200 mm

Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '2.654 m', para a combinação de hipóteses "Envoltória de momentos máximos em combinações permanentes".
Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

ψ : ***0.951*** ✓

Verificação de resistência da seção (ψ_1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo. **N_{1d}** : *0.000* t

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem. **$M_{1d,x}$** : *25.819* t·m

$M_{1d,y}$: *0.000* t·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. **N_{Rd}** : *0.000* t

M_{Rd}: Momento resistente **$M_{Rd,x}$** : *27.145* t·m

$M_{Rd,y}$: *0.000* t·m

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

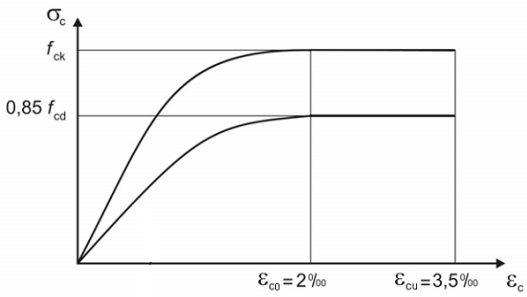
(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribução de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



σ_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. **σ_{cu}** : *0.0035*

σ_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. **σ_{c0}** : *0.0020*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *266.60* kgf/cm²

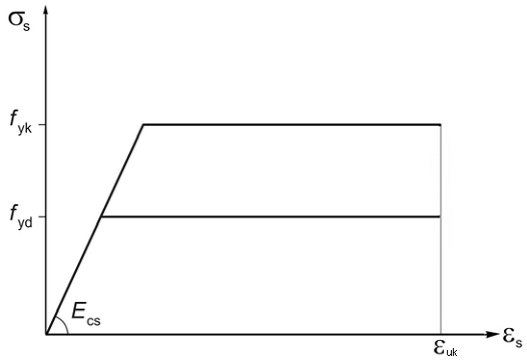
$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *407.75* kgf/cm²

ψ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. **ψ_c** : *1.3*

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



σ_{uk}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. σ_{uk} : 0.0200

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço. f_{yd} : 4432.03 kgf/cm²

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

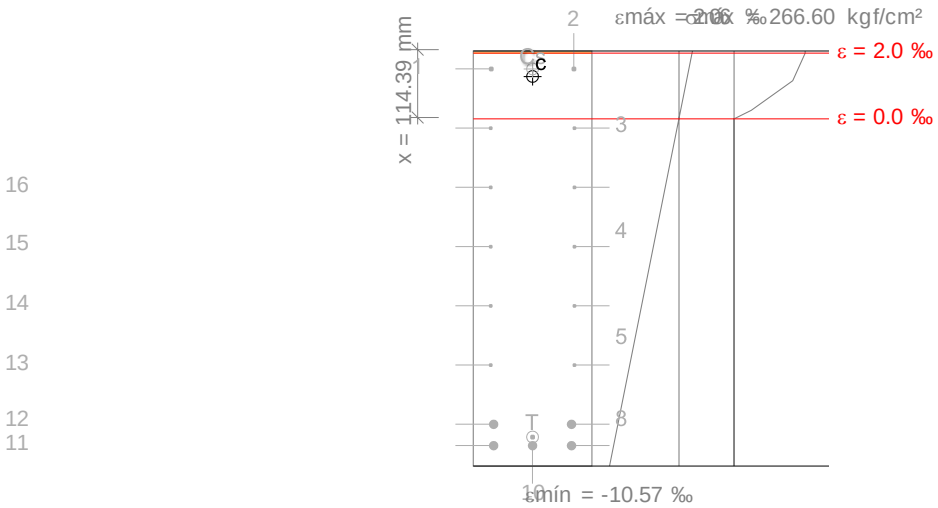
Sendo:

f_{yk}: Resistência característica do aço. f_{yk} : 5096.84 kgf/cm²

ψ_s: Coeficiente parcial de segurança para o aço. ψ_s : 1.15

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σs (kgf/cm²)	σ
1	Ø8	-69.70	319.70	+3248.66	+0.001518
2	Ø8	69.70	319.70	+3248.66	+0.001518
3	Ø6.3	70.55	219.80	0.00	-0.000285
4	Ø6.3	70.55	119.90	0.00	-0.002088
5	Ø6.3	70.55	20.00	0.00	-0.003891
6	Ø6.3	70.55	-79.90	0.00	-0.005694
7	Ø6.3	70.55	-179.80	0.00	-0.007497

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	σ
8	Ø16	65.70	-279.70	-4432.04	-0.009300
9	Ø16	65.70	-315.70	-4432.04	-0.009950
10	Ø16	0.00	-315.70	-4432.04	-0.009950
11	Ø16	-65.70	-315.70	-4432.04	-0.009950
12	Ø16	-65.70	-279.70	-4432.04	-0.009300
13	Ø6.3	-70.55	-179.80	0.00	-0.007497
14	Ø6.3	-70.55	-79.90	0.00	-0.005694
15	Ø6.3	-70.55	20.00	0.00	-0.003891
16	Ø6.3	-70.55	119.90	0.00	-0.002088
17	Ø6.3	-70.55	219.80	0.00	-0.000285

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	41.296	0.00	306.87
Cs	3.268	0.00	319.70
T	44.564	0.00	-301.30

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$ **N_{Rd}** : *0.000* t

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$ **$M_{Rd,x}$** : *27.145* t·m

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$ **$M_{Rd,y}$** : *0.000* t·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. **C_c** : *41.296* t

C_s: Resultante de compressões no aço. **C_s** : *3.268* t

T: Resultante de tração no aço. **T** : *44.564* t

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. **$e_{cc,x}$** : *0.00* mm **$e_{cc,y}$** : *306.87* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm **$e_{cs,y}$** : *319.70* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. **$e_{T,x}$** : *0.00* mm **$e_{T,y}$** : *-301.30* mm

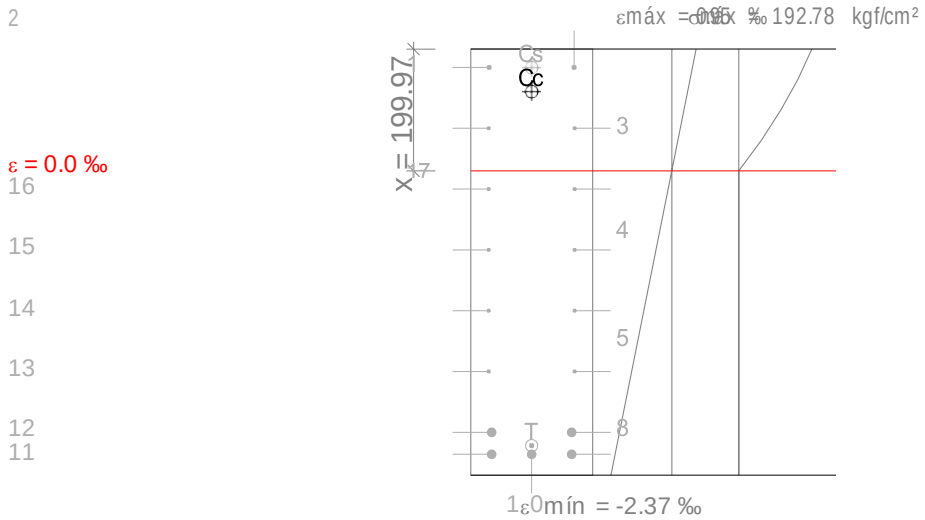
σ_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. **σ_{cmax}** : *0.0021*

σ_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. **σ_{smax}** : *0.0099*

σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. **σ_{cmax}** : *266.60* kgf/cm²

σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. **σ_{smax}** : *4432.04* kgf/cm²

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	σ
1	Ø8	-69.70	319.70	+1721.04	+0.000804
2	Ø8	69.70	319.70	+1721.04	+0.000804
3	Ø6.3	70.55	219.80	0.00	+0.000331
4	Ø6.3	70.55	119.90	0.00	-0.000143
5	Ø6.3	70.55	20.00	0.00	-0.000616
6	Ø6.3	70.55	-79.90	0.00	-0.001090
7	Ø6.3	70.55	-179.80	0.00	-0.001563
8	Ø16	65.70	-279.70	-4358.93	-0.002036
9	Ø16	65.70	-315.70	-4432.03	-0.002207
10	Ø16	0.00	-315.70	-4432.03	-0.002207
11	Ø16	-65.70	-315.70	-4432.03	-0.002207
12	Ø16	-65.70	-279.70	-4358.93	-0.002036
13	Ø6.3	-70.55	-179.80	0.00	-0.001563
14	Ø6.3	-70.55	-79.90	0.00	-0.001090
15	Ø6.3	-70.55	20.00	0.00	-0.000616
16	Ø6.3	-70.55	119.90	0.00	-0.000143
17	Ø6.3	-70.55	219.80	0.00	+0.000331

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	42.539	0.00	280.22
Cs	1.731	0.00	319.70
T	44.270	0.00	-301.44

$$N_{1d} = C_c + C_s - T$$

$$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

N_{1d} : *0.000* t

$M_{1d,x}$: *25.819* t·m

$M_{1d,y}$: *0.000* t·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *42.539* t

C_s: Resultante de compressões no aço. — **C_s** : *1.731* t

T: Resultante de tração no aço. — **T** : *44.270* t

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

$e_{cc,x}$: 0.00 mm $e_{cc,y}$: 280.22 mm $e_{cs,x}$: 0.00 mm $e_{cs,y}$: 319.70 mm $e_{T,x}$: 0.00 mm $e_{T,y}$: -301.44 mm

σ_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. σ_{cmax} : 0.0009

σ_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. σ_{smax} : 0.0022

o_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. o_{cmax} : 192.78 kgf/cm²

o_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. o_{smax} : 4432.03 kgf/cm²

Estado limite de ruptura por torção. Compressão oblíqua. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.5.1.5)

A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção.

Estado limite de ruptura por torção. Tração na alma. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.5.1.6)

A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção.

Estado limite de ruptura por torção. Tração nas armaduras longitudinais. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.5.1.6)

A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção.

Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.1)

A verificação não é necessária, já que não há interação entre torção e esforços normais.

Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Compressão oblíqua (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.2)

A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção.

Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Compressão oblíqua (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.2)

A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção.

Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Tração na alma. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.2)

A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção.

Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Tração na alma. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.2)

A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção.

Estado limite de ruptura por torção. Espaçamento entre as barras da armadura longitudinal.

(ABNT NBR 6118:2014, Artigo 18.3.4)

A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção.

Estado limite de ruptura por torção. Diâmetro mínimo da armadura transversal. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 18.3.4)

A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção.

Estado limite de ruptura por torção. Quantidade mínima de estribos fechados. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.5.1.2)

A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção.

11.4 VERIFICAÇÃO DE FISSURAÇÃO

V-429: P27 - P17

Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face superior

(ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.3.2)

Deve satisfazer:

$W_k \leq W_{max}$ **0.000 mm ≤ 0.300 mm** ✓

A máxima abertura de fissura é produzida em um ponto situado a uma distância de 0.200 m do nó P27, para a combinação de ações PP+CP+0.4·Qa. O ponto desfavorável da seção transversal encontra-se nas coordenadas X = -69.70 mm, Y = 319.70 mm.

Onde:

W_{max}: Abertura máxima de fissura, definida na tabela 13.3 em função da classe de agressividade ambiental. **W_{max}** : 0.300 mm

Classe de agressividade ambiental: CAA II

W_k: Abertura característica de fissura. Obtém-se do menor dos seguintes valores: **W_k** : 0.000 mm

$$w_{k1} = \frac{\phi_i}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

W_{k1} : 0.000 mm

$$w_{k2} = \frac{\phi_i}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45\right)$$

W_{k2} : 0.003 mm

Sendo:

$\exists_i$: Diâmetro da barra considerada. $\exists_i$: 8.00 mm

o_{si}: Tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II. **o_{si}** : 31.12 kgf/cm²

E_{si}: Módulo de elasticidade do aço da barra considerada. **E_{si}** : 2140672.78 kgf/cm²

θ_{ri}: Quantidade de armadura passiva na área envolvente A_{cri}. **θ_{ri}** : 0.0061

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}}$$

Onde:

A_{si}: Área da barra considerada. **A_{si}** : 50.30 mm²

A_{cri}: Área do concreto envolvente da barra considerada. **A_{cri}** : 8190.25 mm²

ψ_1: Coeficiente de conformação superficial da armadura considerada. **ψ_1** : 2.25

f_{ctm}: Resistência média à tração. **f_{ctm}** : 35.77 kgf/cm²

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Sendo:

f_{ck}: [MPa] Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : 407.75 kgf/cm²

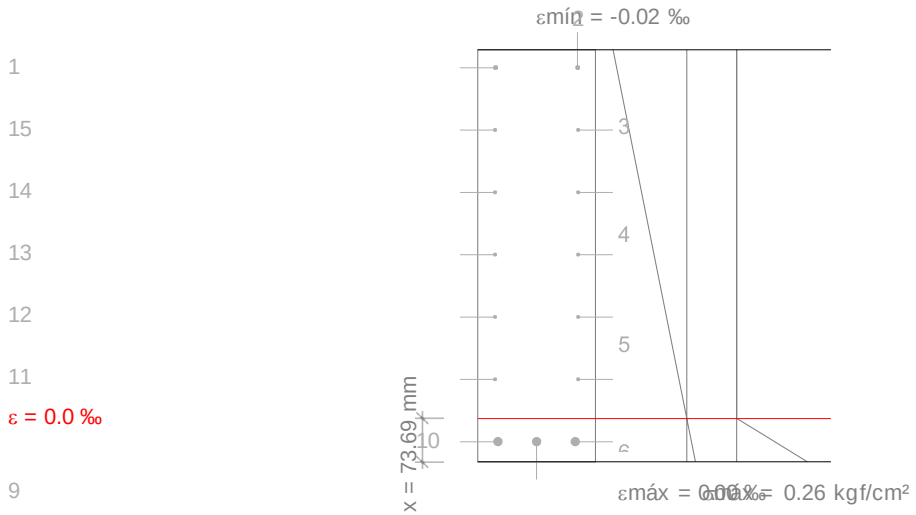
Equilíbrio da seção para os esforços atuantes sem considerar a resistência à tração do concreto:

N_{ed},M_{Ed} Esforços atuantes.

N_{ed}: Esforço axial atuante (valores positivos indicam compressão). **N_{ed}** : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento fletor atuante em torno do eixo 'X'. **$M_{ed,X}$** : 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento fletor atuante em torno do eixo 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : -0.020 t·m



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	σ
1	Ø8	-69.70	319.70	-31.12	-0.000015
2	Ø8	69.70	319.70	-31.12	-0.000015
3	Ø6.3	70.55	213.80	0.00	-0.000012
4	Ø6.3	70.55	107.90	0.00	-0.000009
5	Ø6.3	70.55	2.00	0.00	-0.000007
6	Ø6.3	70.55	-103.90	0.00	-0.000004
7	Ø6.3	70.55	-209.80	0.00	-0.000002
11	Ø6.3	-70.55	-209.80	0.00	-0.000002
12	Ø6.3	-70.55	-103.90	0.00	-0.000004
13	Ø6.3	-70.55	2.00	0.00	-0.000007
14	Ø6.3	-70.55	107.90	0.00	-0.000009
15	Ø6.3	-70.55	213.80	0.00	-0.000012

Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral direita (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.3.2)

Deve satisfazer:

$W_k \leq W_{max}$ **0.113 mm ≤ 0.300 mm** ✓

A máxima abertura de fissura é produzida em um ponto situado a uma distância de 3.223 m do nó P27, para a combinação de ações PP+CP+0.4·Qa. O ponto desfavorável da seção transversal encontra-se nas coordenadas X = 65.70 mm, Y = -279.70 mm.

Onde:

W_{max}: Abertura máxima de fissura, definida na tabela 13.3 em função da classe de agressividade ambiental. **W_{max}** : *0.300* mm

Classe de agressividade ambiental: CAA II

W_k: Abertura característica de fissura. Obtém-se do menor dos seguintes valores: **W_k** : *0.113* mm

$$w_{k1} = \frac{\phi_i}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

W_{k1} : *0.113* mm

$$w_{k2} = \frac{\phi_i}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45\right)$$

W_{k2} : 0.256 mm

Sendo:

$\exists_i$: Diâmetro da barra considerada. — $\exists_i$: 16.00 mm

o_{si}: Tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II. — o_{si} : 2254.29 kgf/cm²

E_{si}: Módulo de elasticidade do aço da barra considerada. — E_{si} : 2140672.78 kgf/cm²

θ_{ri}: Quantidade de armadura passiva na área envolvente A_{cri}. — θ_{ri} : 0.0105

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}}$$

Onde:

A_{si}: Área da barra considerada. — A_{si} : 201.10 mm²

A_{cri}: Área do concreto envolvente da barra considerada. — A_{cri} : 19235.25 mm²

ψ_1: Coeficiente de conformação superficial da armadura considerada. — ψ_1 : 2.25

f_{ctm}: Resistência média à tração. — f_{ctm} : 35.77 kgf/cm²

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Sendo:

f_{ck}: [MPa] Resistência característica à compressão do concreto. — f_{ck} : 407.75 kgf/cm²

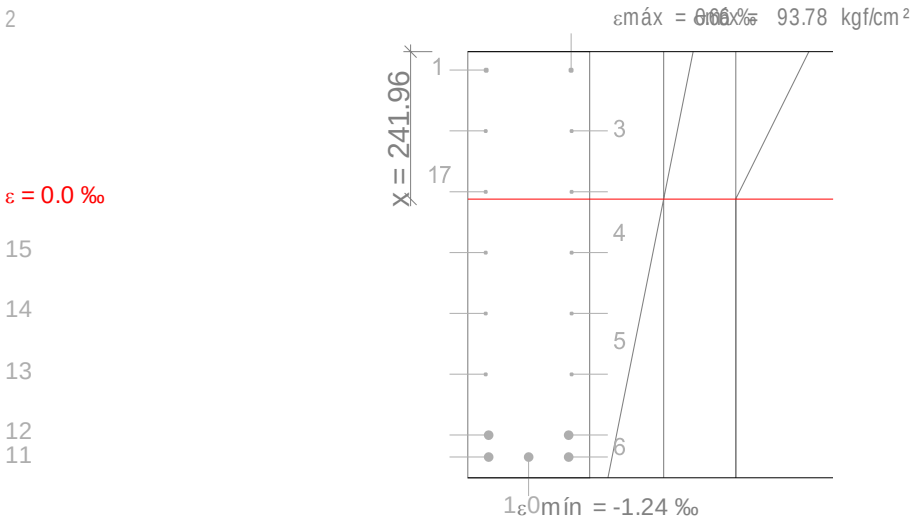
Equilíbrio da seção para os esforços atuantes sem considerar a resistência à tração do concreto:

N_{ed},M_{Ed} Esforços atuantes.

N_{ed}: Esforço axial atuante (valores positivos indicam compressão). — N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento fletor atuante em torno do eixo 'X'. — $M_{ed,X}$: 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento fletor atuante em torno do eixo 'Y'. — $M_{ed,Y}$: 13.736 t·m



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	o_s (kgf/cm²)	σ
5	Ø6.3	70.55	20.00	0.00	-0.000239
6	Ø6.3	70.55	-79.90	0.00	-0.000510

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	σ
7	Ø6.3	70.55	-179.80	0.00	-0.000782
8	Ø16	65.70	-279.70	-2254.29	-0.001053
9	Ø16	65.70	-315.70	-2463.59	-0.001151
10	Ø16	0.00	-315.70	-2463.59	-0.001151
11	Ø16	-65.70	-315.70	-2463.59	-0.001151
12	Ø16	-65.70	-279.70	-2254.29	-0.001053
13	Ø6.3	-70.55	-179.80	0.00	-0.000782
14	Ø6.3	-70.55	-79.90	0.00	-0.000510
15	Ø6.3	-70.55	20.00	0.00	-0.000239

Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face inferior

(ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.3.2)

Deve satisfazer:

$W_k \leq W_{max}$ **0.135 mm ≤ 0.300 mm** ✓

A máxima abertura de fissura é produzida em um ponto situado a uma distância de 3.223 m do nó P27, para a combinação de ações PP+CP+0.4·Qa. O ponto desfavorável da seção transversal encontra-se nas coordenadas X = 0.00 mm, Y = -315.70 mm.

Onde:

W_{max}: Abertura máxima de fissura, definida na tabela 13.3 em função da classe de agressividade ambiental. **W_{max}** : 0.300 mm

Classe de agressividade ambiental: CAA II

W_k: Abertura característica de fissura. Obtém-se do menor dos seguintes valores: **W_k** : 0.135 mm

$$w_{k1} = \frac{\phi_i}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

W_{k1} : 0.135 mm

$$w_{k2} = \frac{\phi_i}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45\right)$$

W_{k2} : 0.162 mm

Sendo:

$\exists_i$: Diâmetro da barra considerada. $\exists_i$: 16.00 mm

σ_{si}: Tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II. σ_{si} : 2463.59 kgf/cm²

E_{si}: Módulo de elasticidade do aço da barra considerada. **E_{si}** : 2140672.78 kgf/cm²

θ_{ri}: Quantidade de armadura passiva na área envolvente A_{cri}. θ_{ri} : 0.0197

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}}$$

Onde:

A_{si}: Área da barra considerada. **A_{si}** : 201.10 mm²

A_{cri}: Área do concreto envolvente da barra considerada. **A_{cri}** : 10197.00 mm²

ψ_1: Coeficiente de conformação superficial da armadura considerada. ψ_1 : 2.25

f_{ctm}: Resistência média à tração. **f_{ctm}** : 35.77 kgf/cm²

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Sendo:

f_{ck}: [MPa] Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *407.75* kgf/cm²

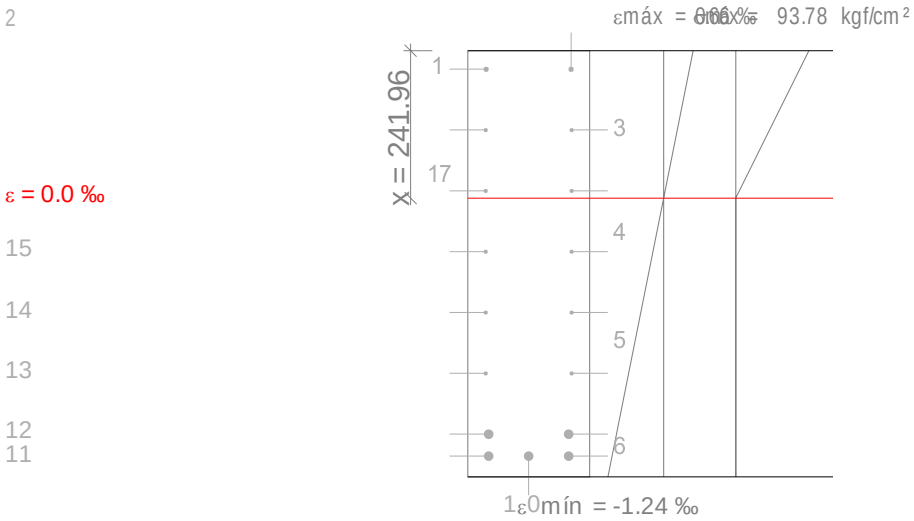
Equilíbrio da seção para os esforços atuantes sem considerar a resistência à tração do concreto:

N_{ed},M_{Ed} Esforços atuantes.

N_{ed}: Esforço axial atuante (valores positivos indicam compressão). **N_{ed}** : *0.000* t

$M_{ed,X}$: Momento fletor atuante em torno do eixo 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.000* t·m

$M_{ed,Y}$: Momento fletor atuante em torno do eixo 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *13.736* t·m



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	σ
5	Ø6.3	70.55	20.00	0.00	-0.000239
6	Ø6.3	70.55	-79.90	0.00	-0.000510
7	Ø6.3	70.55	-179.80	0.00	-0.000782
8	Ø16	65.70	-279.70	-2254.29	-0.001053
9	Ø16	65.70	-315.70	-2463.59	-0.001151
10	Ø16	0.00	-315.70	-2463.59	-0.001151
11	Ø16	-65.70	-315.70	-2463.59	-0.001151
12	Ø16	-65.70	-279.70	-2254.29	-0.001053
13	Ø6.3	-70.55	-179.80	0.00	-0.000782
14	Ø6.3	-70.55	-79.90	0.00	-0.000510
15	Ø6.3	-70.55	20.00	0.00	-0.000239

Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral esquerda (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.3.2)

Deve satisfazer:

$W_k \leq W_{max}$ **0.113 mm ≤ 0.300 mm** ✓

A máxima abertura de fissura é produzida em um ponto situado a uma distância de 3.223 m do nó P27, para a combinação de ações PP+CP+0.4·Qa. O ponto desfavorável da seção transversal encontra-se nas coordenadas X = -65.70 mm, Y = -279.70 mm.

Onde:

W_{max}: Abertura máxima de fissura, definida na tabela 13.3 em função da classe de agressividade ambiental. **W_{max}** : 0.300 mm

Classe de agressividade ambiental: CAA II

W_k: Abertura característica de fissura. Obtém-se do menor dos seguintes valores: **W_k** : 0.113 mm

$$w_{k1} = \frac{\phi_i}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

W_{k1} : 0.113 mm

$$w_{k2} = \frac{\phi_i}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45\right)$$

W_{k2} : 0.256 mm

Sendo:

$\exists_i$: Diâmetro da barra considerada. $\exists_i$: 16.00 mm

o_{si}: Tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II. **o_{si}** : 2254.29 kgf/cm²

E_{si}: Módulo de elasticidade do aço da barra considerada. **E_{si}** : 2140672.78 kgf/cm²

θ_{ri}: Quantidade de armadura passiva na área envolvente A $_{cri}$. **θ_{ri}** : 0.0105

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}}$$

Onde:

A_{si}: Área da barra considerada. **A_{si}** : 201.10 mm²

A_{cri}: Área do concreto envolvente da barra considerada. **A_{cri}** : 19235.25 mm²

ψ_1: Coeficiente de conformação superficial da armadura considerada. **ψ_1** : 2.25

f_{ctm}: Resistência média à tração. **f_{ctm}** : 35.77 kgf/cm²

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Sendo:

f_{ck}: [MPa] Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : 407.75 kgf/cm²

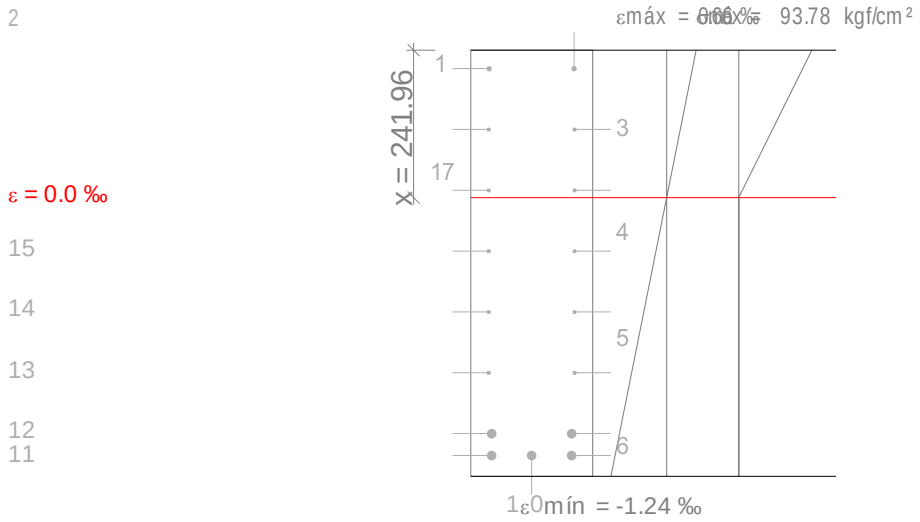
Equilíbrio da seção para os esforços atuantes sem considerar a resistência à tração do concreto:

N_{ed},M_{Ed} Esforços atuantes.

N_{ed}: Esforço axial atuante (valores positivos indicam compressão). **N_{ed}** : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento fletor atuante em torno do eixo 'X'. **$M_{ed,X}$** : 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento fletor atuante em torno do eixo 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : 13.736 t·m



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	σ
5	Ø6.3	70.55	20.00	0.00	-0.000239
6	Ø6.3	70.55	-79.90	0.00	-0.000510
7	Ø6.3	70.55	-179.80	0.00	-0.000782
8	Ø16	65.70	-279.70	-2254.29	-0.001053
9	Ø16	65.70	-315.70	-2463.59	-0.001151
10	Ø16	0.00	-315.70	-2463.59	-0.001151
11	Ø16	-65.70	-315.70	-2463.59	-0.001151
12	Ø16	-65.70	-279.70	-2254.29	-0.001053
13	Ø6.3	-70.55	-179.80	0.00	-0.000782
14	Ø6.3	-70.55	-79.90	0.00	-0.000510
15	Ø6.3	-70.55	20.00	0.00	-0.000239

Armaduras longitudinais mínimas (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.1)

Para garantir que a armadura colocada é maior ou igual à mínima necessária, para garantir a transmissão das trações do concreto às armaduras no momento de se produzir a fissuração, deve-se cumprir:

$\sigma_s < f_{yk}$ **1138.97 kgf/cm² < 5096.84 kgf/cm²** ✓

Onde:

σ_s: Tensão das armaduras na seção fissurada, no instante em que se fissura o concreto. — σ_s : 1138.97 kgf/cm²

f_{yk}: Valor característico do limite elástico da armadura passiva. — f_{yk} : 5096.84 kgf/cm²

N_{td}: Esforço axial (valores positivos indicam compressão). — N_{td} : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento fletor em torno do eixo 'X'. — $M_{td,X}$: 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento fletor em torno do eixo 'Y'. — $M_{td,Y}$: 6.613 t·m

11.5 VERIFICAÇÕES DE FLECHA

Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	No tempo infinito (Quase permanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	Ativa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/350$	Estado
$f_{i,Q}$: 6.81 mm $f_{i,Q,lim}$: 18.57 mm	$f_{T,max}$: 15.31 mm $f_{T,lim}$: 26.00 mm	$f_{A,max}$: 15.65 mm $f_{A,lim}$: 18.57 mm	**PASSA**

11.5.1 Flecha total instantânea para o conjunto das cargas de tipo "Sobrecarga" para a combinação "Característica" de ações

A flecha máxima produz-se na seção "3.22 m" para a combinação de ações: Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga

6.81 mm ≤ 18.57 mm

$$f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$$

✓

$f_{i,Q,lim}$: limite estabelecido para a flecha instantânea produzida pelas sobrecargas

$f_{i,Q,lim} = L/350$

$f_{i,Q,lim}$: 15.65 mm

L: comprimento de referência

L : 6.50 m

$f_{i,Q}$: flecha instantânea produzida pelas sobrecargas aplicadas

$f_{i,Q}$: 6.81 mm

Parcela de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinação de ações	E_c (kgf/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,Q,max}$ (mm)
1	28 dias	Peso próprio	Peso próprio	324943.74	550108.84	1.65	1.65	0.00
2	90 dias	Cargas permanentes - Parede interna	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna	359978.74	349707.12	3.02	1.37	0.00
3	120 dias	Cargas permanentes - Pavimento	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento	366409.23	267681.31	4.74	1.72	0.00
4	12 meses	Sobrecarga,Vento +X,Vento -X,Vento +Y,Vento -Y	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga	383047.72	182831.21	11.55	6.81	6.81

Onde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada no instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantânea total devida ao conjunto de cargas que atuam no instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i, calculado como a diferença das flechas instantâneas totais dos instantes t_i e t_{i-1}.

$f_{i,Q,max}$: valor máximo da flecha instantânea devida às sobrecargas de uso produzida até ao instante t_i

E_c: módulo de deformação do concreto

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\left[\frac{13,26 \cdot t_i \cdot (t_i + 42)}{(9 \cdot t_i + 40)(t_i + 61)}\right]}$$

E_c: módulo de deformação secante aos 28 dias

I_e: momento de inércia equivalente da viga para cada parcela de carga

Obtém-se como a mínima inércia das calculadas para todas as possíveis combinações características das cargas aplicadas na referida parcela. Considera-se sempre o valor mais desfavorável calculado até esse instante.

Parcela	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 dias	Peso próprio	550108.84	550108.84
2	90 dias	Peso próprio,Cargas permanentes - Parede interna	349707.12	349707.12
3	120 dias	Peso próprio,Cargas permanentes - Parede interna,Cargas permanentes - Pavimento	267681.31	267681.31
4	12 meses	Peso próprio,Cargas permanentes - Parede interna,Cargas permanentes - Pavimento,Sobrecarga,Vento +X,Vento -X,Vento +Y,Vento -Y	182831.21	182831.21

Sendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que atuam a partir do instante t_i

$I_{e,i}$: inércia equivalente da viga considerada para o escalão de carga "i". É o valor desfavorável de todos os calculados até o referido instante.

$I_{e,v,i}$: inércia equivalente da viga calculada para o parcela de carga "i"

$$I_{e,i} = \mathrm{MIN}_{j=1}^{j=i}\left(I_{e,v_j}\right)$$

Mostra-se, em seguida, o desenvolvimento do valor desfavorável de $I_{e,v}$, que se produz para a parcela de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inércia equivalente da viga para a combinação "Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga+0.6Vento -X"

$I_{e,v}$: *182831.21* cm4

Calcula-se comparando a viga com um dos casos tipo definidos pela norma em função da lei de momentos resultante. Quando não é possível a comparação com um único caso tipo, interpola-se linearmente entre os mesmos, de forma que a inércia equivalente se possa expressar como combinação das inércias definidas para esses casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Onde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplesmente apoiados	Vãos internos de elementos contínuos	Vãos externos com continuidade somente em um dos apoios	Elementos em balanço
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50 I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85 I_{ec} + 0.15 I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinação para o caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
1	0	0	0	0	0

I_{ec}: momento de inércia equivalente da seção de centro de vão

I_{ec} : *182831.21* cm4

I_{ee1}: momento de inércia equivalente da seção de extremidade (1)

I_{ee1} : *571666.67* cm4

I_{ee2}: momento de inércia equivalente da seção de extremidade (2) I_{ee2} : 571666.67 cm4

Calcula-se através da fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Seção	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremidade (1)	571666.67	19493.88	-6.00	0.00	571666.67
Centro do vão	571666.67	164024.73	6.61	18.44	182831.21
Extremidade (2)	571666.67	19498.23	-6.01	0.00	571666.67

Sendo:

I_b: momento de inércia da seção bruta

I_f: momento de inércia da seção fissurada

M_f: momento de fissuração da seção

M_a: momento fletor aplicado na seção

<u>Flecha total no tempo infinito para a combinação "Quase permanente" de ações</u>

A flecha máxima produz-se na seção "3.22 m" para a combinação de ações: Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento+0.3Sobrecarga

$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ **15.31 mm ≤ 26.00 mm** ✓

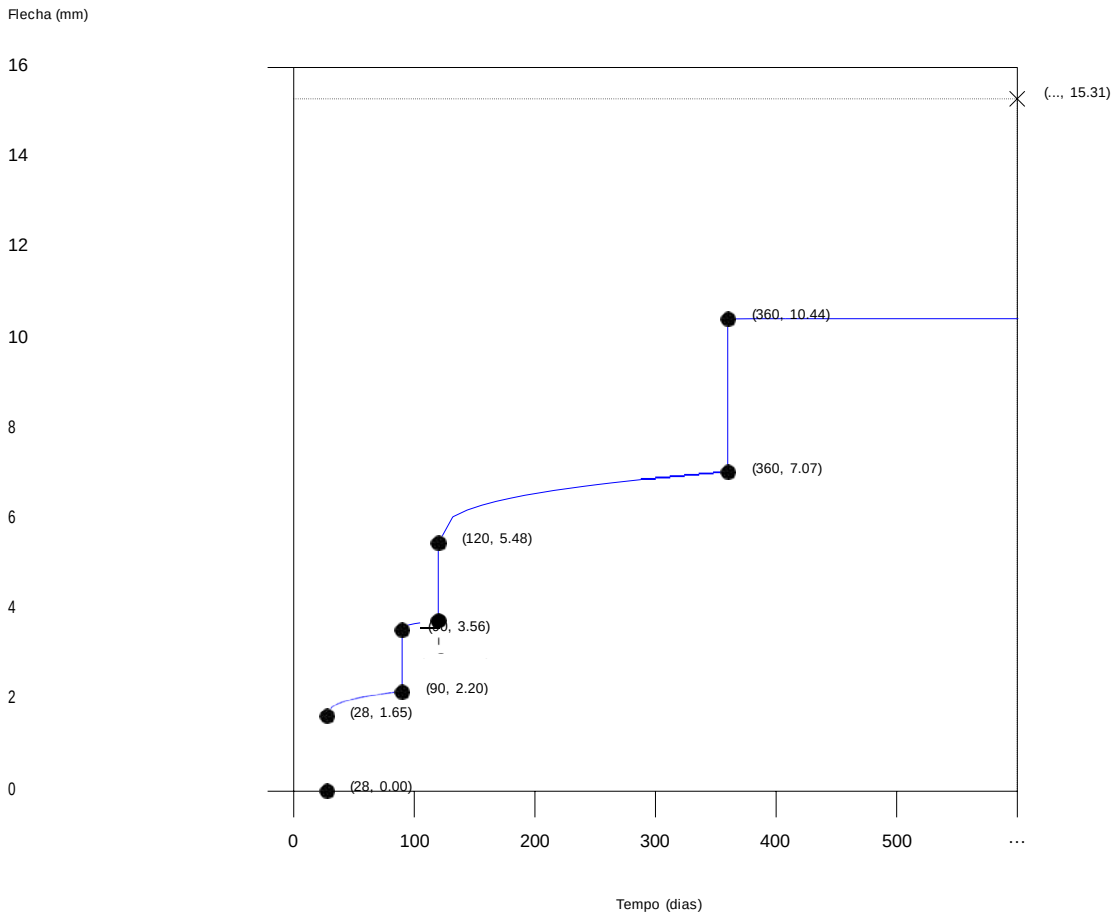
$f_{T,lim}$: limite estabelecido para a flecha total no tempo infinito **$f_{T,lim}$** : 26.00 mm

$f_{T,lim}$ = L/250

L: comprimento de referência **L** : 6.50 m

$f_{T,max}$: valor máximo da flecha total **$f_{T,max}$** : 15.31 mm

Flecha total no tempo infinito



Parcela de carga	t_i (dias)	t_f (dias)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.65	1.65	0.54	2.20	2.20
2-3	90	120	2.20	1.37	3.56	0.20	3.76	3.76
3-4	120	360	3.76	1.72	5.48	1.58	7.07	7.07
4-∞	360	∞	7.07	3.37	10.44	4.87	15.31	15.31

Onde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha no instante inicial do intervalo, antes de aplicar a carga de t_i

O **$f_i(t_i)$**: incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i **$f(t_i)$**: flecha no instante inicial do intervalo, depois de aplicar a carga de t_i **$f_{dif}(t_0,t_f)$**: flecha total diferida produzida no intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total produzida até o instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima produzida até ao instante t_f

Flecha instantânea

Parcela de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinação de ações	E_c (kgf/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 dias	Peso próprio	Peso próprio	324943.74	550108.84	1.65	1.65	1.65
2	90 dias	Cargas permanentes - Parede interna	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna	359978.74	349707.12	3.02	1.37	3.02

Parcela de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinação de ações	E_c (kgf/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
3	120 dias	Cargas permanentes - Pavimento	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento	366409.23	267681.31	4.74	1.72	4.74
4	12 meses	Sobrecarga	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento+0.3Sobrecarga	383047.72	182831.21	8.11	3.37	8.11

Onde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada no instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantânea total devida ao conjunto de cargas que atuam no instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i, calculado como a diferença das flechas instantâneas totais dos instantes t_i e t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo da flecha instantânea produzida até o instante t_i

E_c: módulo de deformação do concreto

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\left[\frac{13,26 \cdot t_i \cdot (t_i + 42)}{(9 \cdot t_i + 40)(t_i + 61)}\right]}$$

E_c: módulo de deformação secante aos 28 dias

I_e: momento de inércia equivalente da viga para cada parcela de carga

Obtém-se como a mínima inércia das calculadas para todas as possíveis combinações características das cargas aplicadas na referida parcela. Considera-se sempre o valor mais desfavorável calculado até esse instante.

Parcela	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 dias	Peso próprio	550108.84	550108.84
2	90 dias	Peso próprio,Cargas permanentes - Parede interna	349707.12	349707.12
3	120 dias	Peso próprio,Cargas permanentes - Parede interna,Cargas permanentes - Pavimento	267681.31	267681.31
4	12 meses	Peso próprio,Cargas permanentes - Parede interna,Cargas permanentes - Pavimento,Sobrecarga,Vento +X,Vento -X,Vento +Y,Vento -Y	182831.21	182831.21

Sendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que atuam a partir do instante t_i

$I_{e,i}$: inércia equivalente da viga considerada para o escalão de carga "i". É o valor desfavorável de todos os calculados até o referido instante.

$I_{e,v,i}$: inércia equivalente da viga calculada para o parcela de carga "i"

$$I_{e,i} = \mathrm{MIN}_{j=1}^{j=i}\left(I_{e,v_j}\right)$$

Mostra-se, em seguida, o desenvolvimento do valor desfavorável de $I_{e,v}$, que se produz para a parcela de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inércia equivalente da viga para a combinação "Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga+0.6Vento -X"

$I_{e,v}$: *182831.21* cm4

Calcula-se comparando a viga com um dos casos tipo definidos pela norma em função da lei de momentos resultante. Quando não é possível a comparação com um único caso tipo, interpola-se linearmente entre os mesmos, de forma que a inércia equivalente se possa expressar como combinação das inércias definidas para esses casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Onde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplesmente apoiados	Vãos internos de elementos contínuos	Vãos externos com continuidade somente em um dos apoios	Elementos em balanço
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50 I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85 I_{ec} + 0.15 I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinação para o caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
1	0	0	0	0	0

I_{ec}: momento de inércia equivalente da seção de centro de vão

I_{ec} : *182831.21* cm4

I_{ee1}: momento de inércia equivalente da seção de extremidade (1)

I_{ee1} : *571666.67* cm4

I_{ee2}: momento de inércia equivalente da seção de extremidade (2)

I_{ee2} : *571666.67* cm4

Calcula-se através da fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Seção	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremidade (1)	571666.67	19493.88	-6.00	0.00	571666.67
Centro do vão	571666.67	164024.73	6.61	18.44	182831.21
Extremidade (2)	571666.67	19498.23	-6.01	0.00	571666.67

Sendo:

I_b: momento de inércia da seção bruta

I_f: momento de inércia da seção fissurada

M_f: momento de fissuração da seção

M_a: momento fletor aplicado na seção

Flecha diferida

Obtém-se como a soma das flechas diferidas produzidas para cada parcela de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por parcela de carga.Calcula-se como a soma das flechas diferidas produzidas por cada carga aplicada durante o intervalo de tempo do parcela de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum\left(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f)\right)$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinação de ações	Δf_i (mm)	$\sum\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 dias	90 dias	Peso próprio	1.65	1.65	0.67	1.00	0.33	0.54
2-3	90 dias	120 dias	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna	1.37	3.02	1.00	1.07	0.07	0.20
3-4	120 dias	12 meses	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento	1.72	4.74	1.07	1.40	0.33	1.58
4-∞	12 meses	∞	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento+0.3Sobrecarga	3.37	8.11	1.40	2.00	0.60	4.87

Onde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Of_i: incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i, calculado como a diferença das flechas instantâneas totais dos instantes t_i e t_{i-1}.

∩(t_i): coeficiente de duração de carga para o instante inicial do intervalo de carga

∩(t_f): coeficiente de duração de carga para o instante final do intervalo de carga

Z(t_i,t_f): fator de cálculo da flecha diferida para o intervalo de carga (t_i,t_f)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

<u>Flecha ativa a partir do instante "3 meses", para a combinação de ações "Característica"</u>

A flecha máxima produz-se na seção "3.22 m" para a combinação de ações: Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga+0.6Vento -X

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ **15.65 mm ≤ 18.57 mm** ✓

$f_{A,lim}$: limite estabelecido para a flecha ativa **$f_{A,lim}$** : *18.57* mm

$f_{A,lim}$= L/350

L: comprimento de referência **L** : *6.50* m

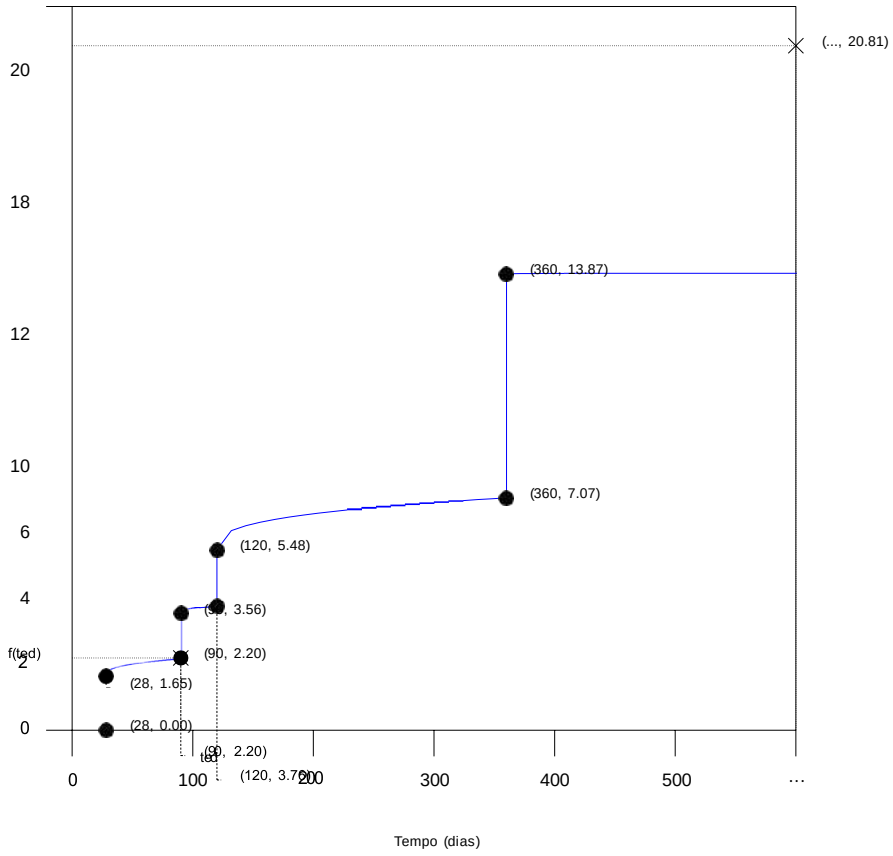
$f_{A,max}$: flecha ativa máxima produzida a partir do instante "3 meses" **$f_{A,max}$** : *15.65* mm

Flecha produzida a partir do instante "3 meses", calculada como a diferença entre a flecha total máxima e a flecha produzida até ao referido instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}$(t_{ed},□): flecha total máxima produzida a partir do instante "3 meses" **$f_{T,max}$(t_{ed},□)** : *20.81* mm

Flecha total no tempo infinito



Parcela de carga	t_i (dias)	t_f (dias)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.65	1.65	0.54	2.20	2.20
2-3	90	120	2.20	1.37	3.56	0.20	3.76	3.76
3-4	120	360	3.76	1.72	5.48	1.58	7.07	7.07
4-∞	360	∞	7.07	6.81	13.87	6.93	20.81	20.81

Onde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha no instante inicial do intervalo, antes de aplicar a carga de t_i

O **$f_i(t_i)$**: incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i **$f(t_i)$**: flecha no instante inicial do intervalo, depois de aplicar a carga de t_i **$f_{dif}(t_0,t_f)$**: flecha total diferida produzida no intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total produzida até o instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima produzida até ao instante t_f

Flecha instantânea

Parcela de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinação de ações	E_c (kgf/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 dias	Peso próprio	Peso próprio	324943.74	550108.84	1.65	1.65	1.65
2	90 dias	Cargas permanentes - Parede interna	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna	359978.74	349707.12	3.02	1.37	3.02

Parcela de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinação de ações	E_c (kgf/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
3	120 dias	Cargas permanentes - Pavimento	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento	366409.23	267681.31	4.74	1.72	4.74
4	12 meses	Sobrecarga,Vento +X,Vento -X,Vento +Y,Vento -Y	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga+0.6Vento -X	383047.72	182831.21	11.55	6.81	11.55

Onde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada no instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantânea total devida ao conjunto de cargas que atuam no instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i, calculado como a diferença das flechas instantâneas totais dos instantes t_i e t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo da flecha instantânea produzida até o instante t_i

E_c: módulo de deformação do concreto

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\left[\frac{13,26 \cdot t_i \cdot (t_i + 42)}{(9 \cdot t_i + 40)(t_i + 61)}\right]}$$

E_c: módulo de deformação secante aos 28 dias

I_e: momento de inércia equivalente da viga para cada parcela de carga Obtém-se como a mínima inércia das calculadas para todas as possíveis
combinações características das cargas aplicadas na referida parcela. Considera-se sempre o valor mais desfavorável calculado até esse instante.

Parcela	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 dias	Peso próprio	550108.84	550108.84
2	90 dias	Peso próprio,Cargas permanentes - Parede interna	349707.12	349707.12
3	120 dias	Peso próprio,Cargas permanentes - Parede interna,Cargas permanentes - Pavimento	267681.31	267681.31
4	12 meses	Peso próprio,Cargas permanentes - Parede interna,Cargas permanentes - Pavimento,Sobrecarga,Vento +X,Vento -X,Vento +Y,Vento -Y	182831.21	182831.21

Sendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que atuam a partir do instante t_i

$I_{e,i}$: inércia equivalente da viga considerada para o escalão de carga "i". É o valor desfavorável de todos os calculados até o referido instante.

$I_{e,v,i}$: inércia equivalente da viga calculada para o parcela de carga "i"

$$I_{e,i} = \underset{j=1}{\overset{j=i}{\mathrm{MIN}}}\left(I_{e,v_j}\right)$$

Mostra-se, em seguida, o desenvolvimento do valor desfavorável de $I_{e,v}$, que se produz para a parcela de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inércia equivalente da viga para a combinação "Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga+0.6Vento -X"

$I_{e,v}$: *182831.21* cm4

Calcula-se comparando a viga com um dos casos tipo definidos pela norma em função da lei de momentos resultante. Quando não é possível a comparação com um único caso tipo, interpola-se linearmente entre os mesmos, de forma que a inércia equivalente se possa expressar como combinação das inércias definidas para esses casos:

$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1}$
$+ \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$

Onde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplesmente apoiados	Vãos internos de elementos contínuos	Vãos externos com continuidade somente em um dos apoios	Elementos em balanço
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50 I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85 I_{ec} + 0.15 I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinação para o caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
1	0	0	0	0	0

I_{ec}: momento de inércia equivalente da seção de centro de vão — I_{ec}: *182831.21* cm4

I_{ee1}: momento de inércia equivalente da seção de extremidade (1) — I_{ee1}: *571666.67* cm4

I_{ee2}: momento de inércia equivalente da seção de extremidade (2) — I_{ee2}: *571666.67* cm4

Calcula-se através da fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Seção	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremidade (1)	571666.67	19493.88	-6.00	0.00	571666.67
Centro do vão	571666.67	164024.73	6.61	18.44	182831.21
Extremidade (2)	571666.67	19498.23	-6.01	0.00	571666.67

Sendo:

I_b: momento de inércia da seção bruta

I_f: momento de inércia da seção fissurada

M_f: momento de fissuração da seção

M_a: momento fletor aplicado na seção

Flecha diferida

Obtém-se como a soma das flechas diferidas produzidas para cada parcela de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por parcela de carga.Calcula-se como a soma das flechas diferidas produzidas por cada carga aplicada durante o intervalo de tempo do parcela de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum\left(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f)\right)$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinação de ações	Δf_i (mm)	$\sum\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 dias	90 dias	Peso próprio	1.65	1.65	0.67	1.00	0.33	0.54
2-3	90 dias	120 dias	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna	1.37	3.02	1.00	1.07	0.07	0.20
3-4	120 dias	12 meses	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento	1.72	4.74	1.07	1.40	0.33	1.58
4-∞	12 meses	∞	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga+0.6Vento -X	6.81	11.55	1.40	2.00	0.60	6.93

Onde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i, calculado como a diferença das flechas instantâneas totais dos instantes t_i e t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duração de carga para o instante inicial do intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duração de carga para o instante final do intervalo de carga

$Z(t_i,t_f)$: fator de cálculo da flecha diferida para o intervalo de carga (t_i,t_f)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

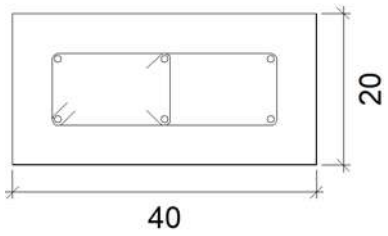
$f(t_{ed})$: flecha total produzida até o instante "3 meses" **$f(t_{ed})$** : *2.20*

mm A flecha total produzida até o instante "t_{ed}" associado ao momento de execução do elemento não estrutural (3 meses) obtém-se a partir da história total de cargas desenvolvida anteriormente no cálculo da flecha total no tempo infinito.

12 PILARES DE CONCRETO

12.1 DESCRIÇÃO P 35

12.1.1 PLATIBANDA (9.15 - 10.9 M)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões : 40x20 cm Tramo : 9.150/10.900 m Altura livre : 1.75 m Cobrimento : 5.0 cm Tamanho máximo agregado : 15 mm	
	Materiais	Comprimento de flambagem
	Concreto : C40, usina.rigor Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZX : 2.00 m Plano ZY : 2.00 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Cantos : 4Ø10 Face X : 2Ø10 Taxa : 0.59 %	Estribos : 1eØ5+Y1rØ5 Espaçamento : 12 cm

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$b_{min} \geq 120$ mm **200.00 mm ≥ 120.00 mm** ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$A_c \geq 360$ cm² **800.00 cm² ≥ 360.00 cm²** ✓

A maior dimensão da seção do pilar, h, não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão, b (Artigo 18.4.1).

$h \leq 5 \cdot b$ **400 mm ≤ 1000 mm** ✓

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar. **h** : *400.00* mm

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *200.00* mm

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$s_b \geq s_{min}$ **70 mm ≥ 20 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1,s_2,s_3. **s_{min}** : *20* mm

$s_1 = 20$ mm **s_1** : *20* mm

$s_2 = \varnothing_{max}$ **s2** : *10.0* mm

$s_3 = 1.2 \cdot d_g$ **s3** : *18* mm

Sendo:

Ø max: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **Ø max** : *10.0* mm

dg: Tamanho máximo agregado. **dg** : *15* mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$s \leq s_{max}$ **140 mm ≤ 400 mm** ✓

Onde:

$s_{max} = 2 \cdot b \leq 400$ mm **smax** : *400* mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *200* mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$\varnothing_{min} \geq 10$ mm **10.0 mm ≥ 10.0 mm** ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8·b (Artigo 18.4.2.1).

$\varnothing_{max} \leq 1/8 \cdot b$ **10.0 mm ≤ 25.0 mm** ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *200* mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

$s \leq s_{max}$ **120 mm ≤ 120 mm** ✓

Onde:

smax: Valor mínimo de s_1,s_2,s_3. **smax** : *120* mm

$s_1 = 200$ mm **s1** : *200* mm

$s_2 = b_{min}$ **s2** : *200* mm

$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{min}$ **s3** : *120.0* mm

Sendo:

b_{min}: Menor dimensão da seção do pilar. **b_{min}** : *200* mm

Ø$_{min}$: Diâmetro mínimo das barras longitudinais. **Ø$_{min}$** : *10.0* mm

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$\varnothing_t \geq 5$ mm **5.0 mm ≥ 5.0 mm** ✓

$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$ **5.0 mm ≥ 2.5 mm** ✓

Onde:

Ø$_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **Ø$_{max}$** : *10.0* mm

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **4.71 cm² ≥ 3.20 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *4.71* cm²

$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$ **$A_{s,min}$** : *3.20* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *800.00* cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$A_s \leq A_{s,max}$ **4.71 cm² ≤ 32.00 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *4.71* cm²

$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$ **$A_{s,max}$** : *32.00* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *800.00* cm²

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **4.71 cm² ≥ 0.02 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área total de armadura comprimida. **A_s** : *4.71* cm²

$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$ **$A_{s,min}$** : *0.02* cm²

Sendo:

N_d: Esforço axial de compressão de cálculo. **N_d** : *0.490* t

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal. **f_{yd}** : *4432.03* kgf/cm²

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}} \leq 1$$

η : **0.008** ✓

Onde:

$V_{Sd,y}$: Esforço cortante efetivo de cálculo. **$V_{Sd,y}$** : 0.227 t

$V_{Rd2,Vy}$: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma. **$V_{Rd2,Vy}$** : 28.454 t

$$\eta_2 = \frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}} \leq 1$$

η : **0.049** ✓

Onde:

$V_{Sd,y}$: Esforço cortante efetivo de cálculo. **$V_{Sd,y}$** : 0.227 t

$V_{Rd3,Vy}$: Esforço cortante de ruptura por tração na alma. **$V_{Rd3,Vy}$** : 4.622 t

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·V(-Y)".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : 28.454 t

Onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - f_{ck} / 250\right)$$

α_{v2} : 0.84

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : 313.65 kgf/cm²

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : 400.00 mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : 100.00 mm

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·V(-Y)".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c$$

V_{Rd3} : 4.622 t

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

V_c : 4.622 t

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Vc0 : *4.622* t

Onde:

fctd: Resistência de cálculo à tração do concreto. **fctd** : *19.26* kgf/cm²

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

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

fctk,inf : *25.04* kgf/cm²

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

fctm : *35.77* kgf/cm²

fck: Resistência característica à compressão do concreto. **fck** : *407.75* kgf/cm²

γc: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. **γc** : *1.3*

bw: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **bw** : *400.00* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *100.00* mm

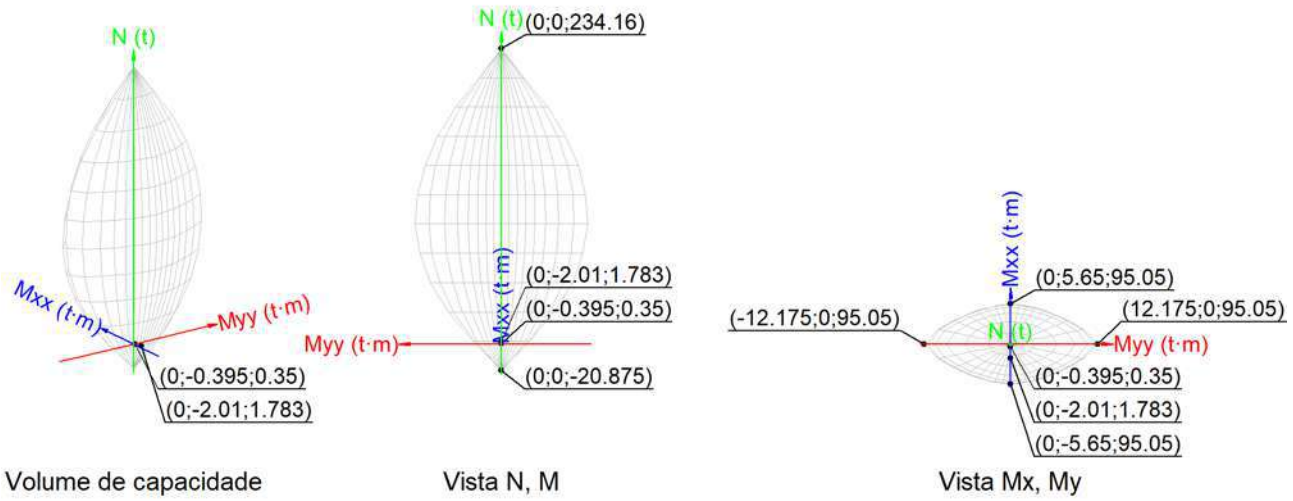
Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "PP+CP+0.7·Qa+1.4·V(-Y)".

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : ***0.196*** ✓



Volume de capacidade Vista N, M Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (η1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo. **N_{1d}** : *0.350* t

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem. **$M_{1d,x}$** : *-0.395* t·m

$M_{1d,y}$: *0.000* t·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. **N_{Rd}** : *1.783* t

M_{Rd}: Momento resistente **$M_{Rd,x}$** : *-2.010* t·m

$M_{Rd,y}$: *0.000* t·m

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

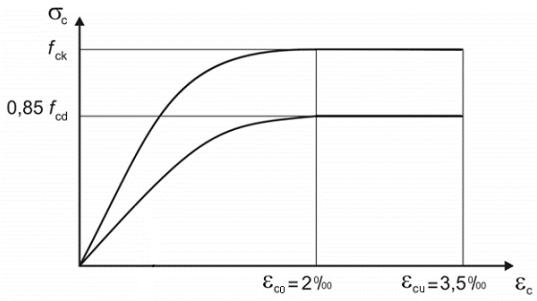
(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribução de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ε_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. **ε_{cu}** : *0.0035*

ε_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. **ε_{c0}** : *0.0020*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *266.60* kgf/cm²

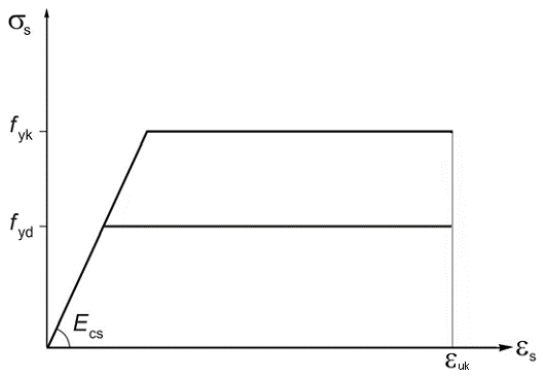
$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *407.75* kgf/cm²

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. **γ_c** : *1.3*

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



εuk: Deformação de ruptura do concreto em flexão. **εuk** : *0.0200*

fyd: Resistência ao escoamento do aço. **fyd** : *4432.03* kgf/cm²

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

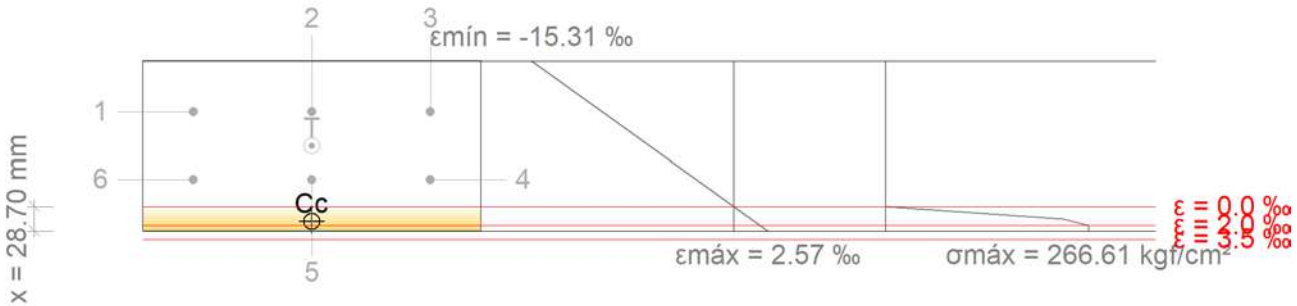
Sendo:

fyk: Resistência característica do aço. **fyk** : *5096.84* kgf/cm²

γs: Coeficiente parcial de segurança para o aço. **γs** : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σs (kgf/cm²)	ε
1	Ø10	-140.00	40.00	-4432.04	-0.009950
2	Ø10	0.00	40.00	-4432.04	-0.009950
3	Ø10	140.00	40.00	-4432.04	-0.009950
4	Ø10	140.00	-40.00	-4432.04	-0.002798
5	Ø10	0.00	-40.00	-4432.04	-0.002798
6	Ø10	-140.00	-40.00	-4432.04	-0.002798

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	22.658	0.00	-88.72
Cs	0.000	0.00	0.00
T	20.875	0.00	0.00

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ **N_{Rd}** : *1.783* t

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ **$M_{Rd,x}$** : *-2.010* t·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ **$M_{Rd,y}$** : *0.000* t·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. **C_c** : *22.658* t

C_s: Resultante de compressões no aço. **C_s** : *0.000* t

T: Resultante de tração no aço. **T** : *20.875* t

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. **$e_{cc,x}$** : *0.00* mm **$e_{cc,y}$** : *-88.72* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. **e_{cs}** : *0.00* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. **e_T** : *0.00* mm

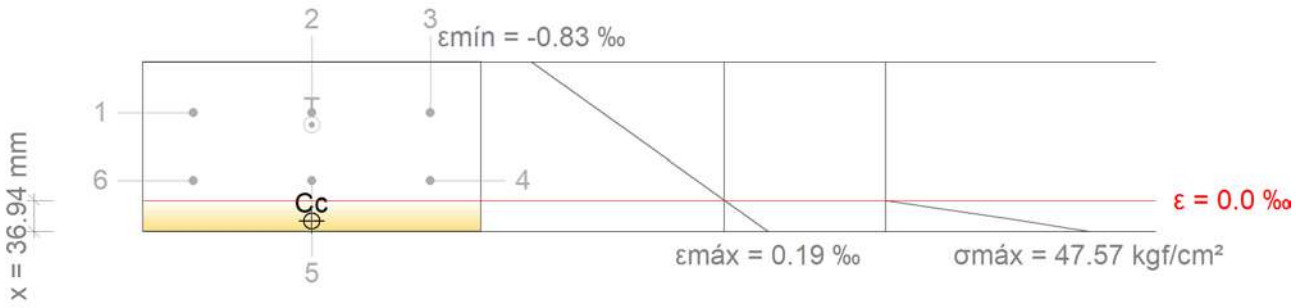
ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. **ε_{cmax}** : *0.0026*

ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. **ε_{smax}** : *0.0099*

σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. **σ_{cmax}** : *266.61* kgf/cm²

σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. **σ_{smax}** : *4432.04* kgf/cm²

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σs (kgf/cm²)	ε
1	Ø10	-140.00	40.00	-1118.05	-0.000522
2	Ø10	0.00	40.00	-1118.05	-0.000522
3	Ø10	140.00	40.00	-1118.05	-0.000522
4	Ø10	140.00	-40.00	-250.17	-0.000117

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	ε
5	Ø10	0.00	-40.00	-250.17	-0.000117
6	Ø10	-140.00	-40.00	-250.17	-0.000117

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	3.572	0.00	-87.59
Cs	0.000	0.00	0.00
T	3.222	0.00	25.37

$$N_{1d} = C_c + C_s - T$$

N1d : *0.350* t

$$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

M1d,x : *-0.395* t·m

$$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

M1d,y : *0.000* t·m

Onde:

Cc: Resultante de compressões no concreto. — **Cc** : *3.572* t

Cs: Resultante de compressões no aço. — **Cs** : *0.000* t

T: Resultante de tração no aço. — **T** : *3.222* t

ecc: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — **ecc,x** : *0.00* mm; **ecc,y** : *-87.59* mm

ecs: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — **ecs** : *0.00* mm

eT: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. — **eT,x** : *0.00* mm; **eT,y** : *25.37* mm

εcmax: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. — **εcmax** : *0.0002*

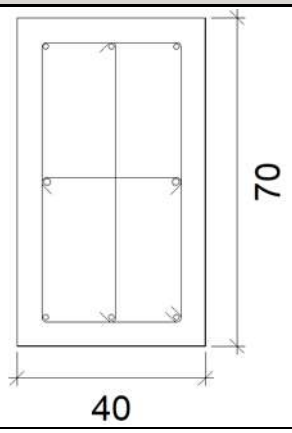
εsmax: Deformação da barra de aço mais tracionada. — **εsmax** : *0.0005*

σcmax: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. — **σcmax** : *47.57* kgf/cm²

σsmax: Tensão da barra de aço mais tracionada. — **σsmax** : *1118.05* kgf/cm²

12.1.2 FUNDO RESERVATÓRIO (6.1 - 9.15 M)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões : 40x70 cm	
	Tramo : 6.100/9.150 m	
	Altura livre : 2.55 m	
	Cobrimento : 5.0 cm	
	Tamanho máximo agregado : 15 mm	
	Materiais	Comprimento de flambagem
	Concreto : C40, usina.rigor	Plano ZX : 3.05 m
	Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 3.05 m

Dados do pilar		
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Cantos : 4Ø12.5 Face X : 2Ø12.5 Face Y : 2Ø16 Taxa : 0.41 %	Estribos : 1eØ5+X1rØ5+Y1rØ5 Espaçamento : 15 cm

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$b_{min} \geq 120$ mm **400.00 mm ≥ 120.00 mm** ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$A_c \geq 360$ cm² **2800.00 cm² ≥ 360.00 cm²** ✓

A maior dimensão da seção do pilar, h, não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão, b (Artigo 18.4.1).

$h \leq 5 \cdot b$ **700 mm ≤ 2000 mm** ✓

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar. **h** : *700.00* mm

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *400.00* mm

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$s_b \geq s_{min}$ **126 mm ≥ 20 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1,s_2,s_3. **s_{min}** : *20* mm

$s_1 = 20$ mm **s_1** : *20* mm

$s_2 = \varnothing_{max}$ **s_2** : *16.0* mm

$s_3 = 1.2 \cdot d_g$ **s_3** : *18* mm

Sendo:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *16.0* mm

d_g: Tamanho máximo agregado. **d_g** : *15* mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$S \leq S_{max}$ **289 mm ≤ 400 mm** ✓

Onde:

$s_{max} = 2 \cdot b \leq 400$ mm **s_{max}** : *400* mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *400* mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$\varnothing_{min} \geq 10$ mm **12.5 mm ≥ 10.0 mm** ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8·b (Artigo 18.4.2.1).

$\varnothing_{max} \leq 1/8 \cdot b$ **16.0 mm ≤ 50.0 mm** ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *400* mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

$S \leq S_{max}$ **150 mm ≤ 150 mm** ✓

Onde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1,s_2,s_3. **s_{max}** : *150* mm

$s_1 = 200$ mm **s_1** : *200* mm

$s_2 = b_{min}$ **s_2** : *400* mm

$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{min}$ **s_3** : *150.0* mm

Sendo:

b_{min}: Menor dimensão da seção do pilar. **b_{min}** : *400* mm

$\varnothing_{min}$: Diâmetro mínimo das barras longitudinais. **$\varnothing_{min}$** : *12.5* mm

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$\varnothing_t \geq 5$ mm **5.0 mm ≥ 5.0 mm** ✓

$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$ **5.0 mm ≥ 4.0 mm** ✓

Onde:

Ø$_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **Ø$_{max}$** : *16.0* mm

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

11.38 cm² ≥ 11.20 cm² ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *11.38* cm²

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$A_{s,min}$: *11.20* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *2800.00* cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

11.38 cm² ≤ 112.00 cm² ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *11.38* cm²

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

$A_{s,max}$: *112.00* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *2800.00* cm²

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

11.38 cm² ≥ 0.55 cm² ✓

Onde:

A_s: Área total de armadura comprimida. **A_s** : *11.38* cm²

$$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$$

$A_{s,min}$: *0.55* cm²

Sendo:

N_d: Esforço axial de compressão de cálculo. **N_d** : *16.140* t

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal. **f_{yd}** : *4432.03* kgf/cm²

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : ***0.020*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo. **$V_{Sd,x}$** : 2.055 t

$V_{Sd,y}$: 1.849 t

V_{Rd2}: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma. **$V_{Rd2,Vx}$** : 143.924 t

$V_{Rd2,Vy}$: 138.853 t

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : ***0.120*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo. **$V_{Sd,x}$** : 2.055 t

$V_{Sd,y}$: 1.849 t

V_{Rd3}: Esforço cortante de ruptura por tração na alma. **$V_{Rd3,Vx}$** : 23.380 t

$V_{Rd3,Vy}$: 22.556 t

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·V(+Y)".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : 143.924 t

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

α_{v2} : 0.84

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : 313.65 kgf/cm²

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : 700.00 mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : 289.03 mm

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : 138.853 t

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

α_{v2} : 0.84

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : 313.65 kgf/cm²

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : 400.00 mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : 487.98 mm

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·V(+Y)".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c$$

V_{Rd3} : *23.380* t

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

V_c : *23.380* t

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{c0} : *23.380* t

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto.

f_{ctd} : *19.26* kgf/cm²

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

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

$f_{ctk,inf}$: *25.04* kgf/cm²

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

f_{ctm} : *35.77* kgf/cm²

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto.

f_{ck} : *407.75* kgf/cm²

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

γ_c : *1.3*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

b_w : *700.00* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

d : *289.03* mm

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c$$

V_{Rd3} : *22.556* t

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

V_c : *22.556* t

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{c0} : *22.556* t

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto.

f_{ctd} : *19.26* kgf/cm²

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

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

fctk,inf : *25.04* kgf/cm²

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

fctm : *35.77* kgf/cm²

fck: Resistência característica à compressão do concreto.

fck : *407.75* kgf/cm²

γc: Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

γc : *1.3*

bw: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

bw : *400.00* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

d : *487.98* mm

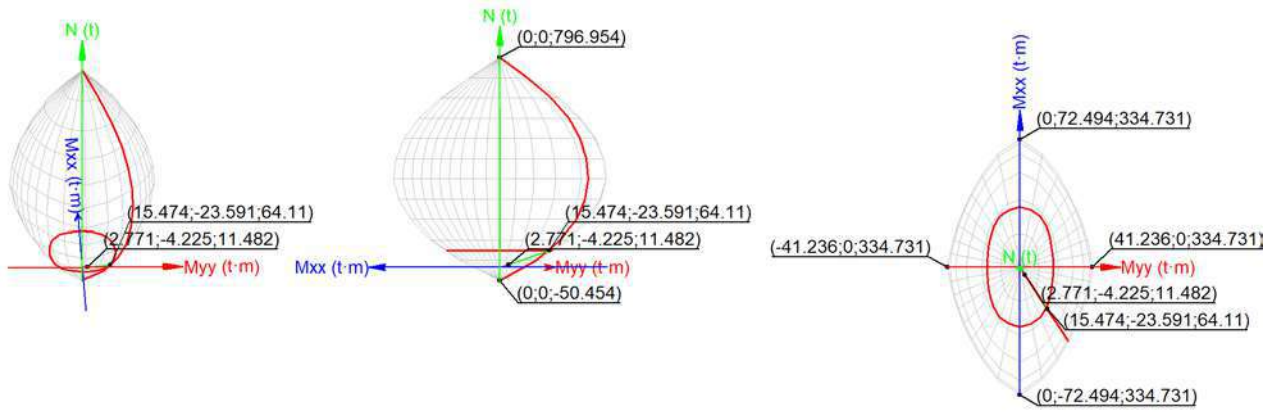
Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "PP+CP+0.7·Qa+1.4·V(+Y)".

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : ***0.179*** ✓



Volume de capacidade | Vista N, M | Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (η1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N1d: Esforço normal de cálculo.

N1d : *11.482* t

M1d: Momento de cálculo de primeira ordem.

M1d,x : *-4.225* t·m

M1d,y : *2.771* t·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

NRd: Esforço normal resistente.

NRd : *64.110* t

M_{Rd}: Momento resistente

$M_{Rd,x}$: *-23.591* t·m

$M_{Rd,y}$: *15.474* t·m

Onde:

$$N_{1d} = N_d$$

$$M_{1d} = N_{1d} \cdot e_e$$

Sendo:

e_e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3.

$e_{e,x}$: *241.37* mm

$e_{e,y}$: *-367.97* mm

Neste caso, as excentricidades $e_{0,x}$ e $e_{0,y}$ são superiores à mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

e_a : *36.00* mm

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

h : *700.00* mm

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_1 : *-367.97* mm

Onde:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

M_d : *-4.225* t·m

N_d: Esforço normal de cálculo.

N_d : *11.482* t

No eixo y:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

e_a : *27.00* mm

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

h : *400.00* mm

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_1 : *241.37* mm

Onde:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

M_d : *2.771* t·m

N_d: Esforço normal de cálculo.

N_d : *11.482* t

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

λ : *16.08*

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

Onde:

$$l_e = MAX(l + h,\ l_0)$$ l_e : 3.250 m

Sendo:

l_0: Comprimento de flambagem. l_0 : 3.050 m

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : 700.00 mm

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. **l** : 2.550 m

A_c: Área total da seção de concreto. A_c : 2800.00 cm²

I_c: Inércia. I_c : 1143333.33 cm4

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$ λ_1 : 35.00

Onde:

e_1: Excentricidade relativa de primeira ordem. e_1 : -367.97 mm

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$ λ : 26.41

Onde:

$$l_e = MAX(l + h,\ l_0)$$ l_e : 3.050 m

Sendo:

l_0: Comprimento de flambagem. l_0 : 3.050 m

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : 400.00 mm

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. **l** : 2.550 m

A_c: Área total da seção de concreto. A_c : 2800.00 cm²

I_c: Inércia. I_c : 373333.33 cm4

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$ λ_1 : 35.00

Onde:

e_1: Excentricidade relativa de primeira ordem. e_1 : 241.37 mm

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

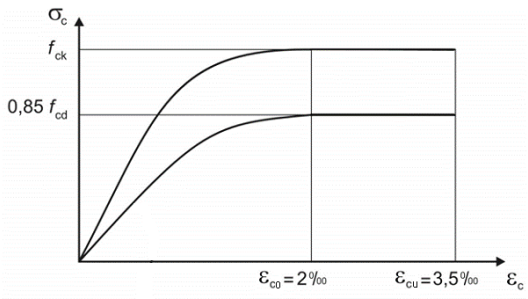
(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribução de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



εcu: Deformação de ruptura do concreto em flexão. **εcu** : *0.0035*

εc0: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. **εc0** : *0.0020*

fcd: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **fcd** : *266.60* kgf/cm²

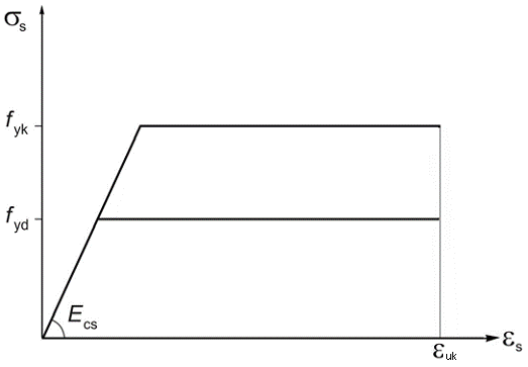
$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo:

fck: Resistência característica à compressão do concreto. **fck** : *407.75* kgf/cm²

γc: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. **γc** : *1.3*

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



εuk: Deformação de ruptura do concreto em flexão. **εuk** : *0.0200*

fyd: Resistência ao escoamento do aço. **fyd** : *4432.03* kgf/cm²

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

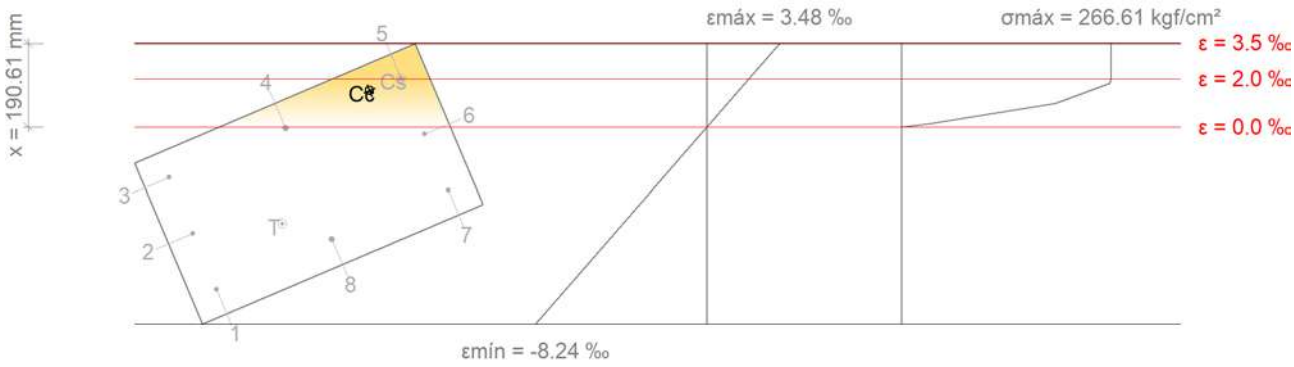
Sendo:

fyk: Resistência característica do aço. **fyk** : *5096.84* kgf/cm²

γs: Coeficiente parcial de segurança para o aço. **γs** : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σs (kgf/cm²)	ε
1	Ø12.5	-138.75	288.75	-4432.04	-0.006769
2	Ø12.5	0.00	288.75	-4432.04	-0.004434
3	Ø12.5	138.75	288.75	-4432.03	-0.002100
4	Ø16	137.00	0.00	-153.42	-0.000072
5	Ø12.5	138.75	-288.75	+4314.65	+0.002016
6	Ø12.5	0.00	-288.75	-682.27	-0.000319
7	Ø12.5	-138.75	-288.75	-4432.03	-0.002653
8	Ø16	-137.00	0.00	-4432.04	-0.004681

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	90.627	141.31	-211.45
Cs	5.294	138.75	-288.75
T	31.811	-60.78	91.13

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

NRd : *64.110* t

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

MRd,x : *-23.591* t·m

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

MRd,y : *15.474* t·m

Onde:

Cc: Resultante de compressões no concreto. — **Cc** : *90.627* t

Cs: Resultante de compressões no aço. — **Cs** : *5.294* t

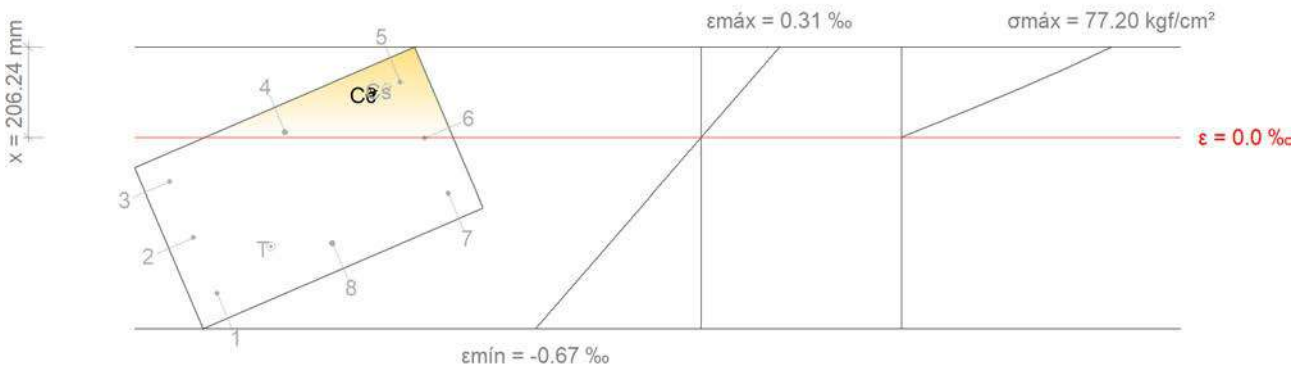
T: Resultante de tração no aço. — **T** : *31.811* t

ecc: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — **ecc,x** : *141.31* mm; **ecc,y** : *-211.45* mm

ecs: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — **ecs,x** : *138.75* mm; **ecs,y** : *-288.75* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{T,x}$:	-60.78 mm
	$e_{T,y}$:	91.13 mm
ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	ε_{cmax} :	0.0035
ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.	ε_{smax} :	0.0068
σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	σ_{cmax} :	266.61 kgf/cm²
σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.	σ_{smax} :	4432.04 kgf/cm²

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	ε
1	Ø12.5	-138.75	288.75	-1163.28	-0.000543
2	Ø12.5	0.00	288.75	-747.25	-0.000349
3	Ø12.5	138.75	288.75	-331.23	-0.000155
4	Ø16	137.00	0.00	+34.35	+0.000016
5	Ø12.5	138.75	-288.75	+410.43	+0.000192
6	Ø12.5	0.00	-288.75	-5.60	-0.000003
7	Ø12.5	-138.75	-288.75	-421.62	-0.000197
8	Ø16	-137.00	0.00	-787.20	-0.000368

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	15.767	143.45	-217.97
Cs	0.573	138.54	-253.92
T	4.858	-88.58	132.34

$$N_{1d} = C_c + C_s - T$$

N_{1d} : 11.482 t

$$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$M_{1d,x}$: -4.225 t·m

$$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

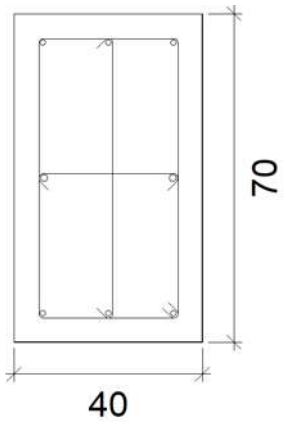
$M_{1d,y}$: 2.771 t·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.	C_c :	15.767 t
C_s: Resultante de compressões no aço.	C_s :	0.573 t
T: Resultante de tração no aço.	T :	4.858 t
e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	$e_{cc,x}$:	143.45 mm
	$e_{cc,y}$:	-217.97 mm
e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{cs,x}$:	138.54 mm
	$e_{cs,y}$:	-253.92 mm
e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{T,x}$:	-88.58 mm
	$e_{T,y}$:	132.34 mm
ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	ε_{cmax} :	0.0003
ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.	ε_{smax} :	0.0005
σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	σ_{cmax} :	77.20 kgf/cm²
σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.	σ_{smax} :	1163.28 kgf/cm²

12.1.3 2° PAV (3.05 - 6.1 M)

Dados do pilar



Geometria	
Dimensões	: 40x70 cm
Tramo	: 3.050/6.100 m
Altura livre	: 2.55 m
Cobrimento	: 5.0 cm
Tamanho máximo agregado	: 15 mm

Materiais	Comprimento de flambagem
Concreto : C40, usina.rigor	Plano ZX : 3.05 m
Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 3.05 m
Armadura longitudinal	**Armadura transversal**
Cantos : 4Ø12.5	Estribos : 1eØ5+X1rØ5+Y1rØ5
Face X : 2Ø12.5	Espaçamento : 15 cm
Face Y : 2Ø16	
Taxa : 0.41 %	

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$b_{min} \geq 120$ mm **400.00 mm ≥ 120.00 mm** ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$A_c \geq 360$ cm² **2800.00 cm² ≥ 360.00 cm²** ✓

A maior dimensão da seção do pilar, h, não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão, b (Artigo 18.4.1).

$h \leq 5 \cdot b$ **700 mm ≤ 2000 mm** ✓

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar. **h** : *700.00* mm

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *400.00* mm

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$$s_b \geq s_{min}$$ **126 mm** ≥ **20 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1,s_2,s_3. **s_{min}** : *20* mm

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$ **s_1** : *20* mm

$$s_2 = \varnothing_{max}$$ **s_2** : *16.0* mm

$$s_3 = 1.2 \cdot d_g$$ **s_3** : *18* mm

Sendo:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *16.0* mm

d_g: Tamanho máximo agregado. **d_g** : *15* mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$$s \leq s_{max}$$ **289 mm** ≤ **400 mm** ✓

Onde:

$$s_{max} = 2 \cdot b \leq 400 \text{ mm}$$ **s_{max}** : *400* mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *400* mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$$\varnothing_{min} \geq 10 \text{ mm}$$ **12.5 mm** ≥ **10.0 mm** ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8·b (Artigo 18.4.2.1).

$$\varnothing_{max} \leq 1/8 \cdot b$$ **16.0 mm** ≤ **50.0 mm** ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *400* mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

$s \leq s_{max}$ **150 mm ≤ 150 mm** ✓

Onde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1,s_2,s_3. **s_{max}** : *150* mm

$s_1 = 200$ mm **s_1** : *200* mm

$s_2 = b_{min}$ **s_2** : *400* mm

$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{min}$ **s_3** : *150.0* mm

Sendo:

b_{min}: Menor dimensão da seção do pilar. **b_{min}** : *400* mm

$\varnothing_{min}$: Diâmetro mínimo das barras longitudinais. **$\varnothing_{min}$** : *12.5* mm

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$\varnothing_t \geq 5$ mm **5.0 mm ≥ 5.0 mm** ✓

$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$ **5.0 mm ≥ 4.0 mm** ✓

Onde:

$\varnothing_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$\varnothing_{max}$** : *16.0* mm

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **11.38 cm² ≥ 11.20 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *11.38* cm²

$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$ **$A_{s,min}$** : *11.20* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *2800.00* cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$A_s \leq A_{s,max}$ **11.38 cm² ≤ 112.00 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *11.38* cm²

$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$ **$A_{s,max}$** : *112.00* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *2800.00* cm²

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

11.38 cm² ≥ 0.89 cm² ✓

Onde:

A_s: Área total de armadura comprimida. **A_s** : *11.38* cm²

$$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$$

$A_{s,min}$: *0.89* cm²

Sendo:

N_d: Esforço axial de compressão de cálculo. **N_d** : *26.295* t

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal. **f_{yd}** : *4432.03* kgf/cm²

<u>Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante</u> (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : ***0.018*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo. **$V_{Sd,x}$** : *2.407* t

$V_{Sd,y}$: *1.021* t

V_{Rd2}: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma. **$V_{Rd2,Vx}$** : *143.924* t

$V_{Rd2,Vy}$: *138.853* t

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : ***0.109*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo. **$V_{Sd,x}$** : *2.387* t

$V_{Sd,y}$: *0.953* t

V_{Rd3}: Esforço cortante de ruptura por tração na alma. **$V_{Rd3,Vx}$** : *23.380* t

$V_{Rd3,Vy}$: *24.160* t

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·V(+X)".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : *143.924* t

Onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - f_{ck} / 250\right)$$ α_{v2} : 0.84

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. f_{cd} : 313.65 kgf/cm²

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. b_w : 700.00 mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : 289.03 mm

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$ V_{Rd2} : 138.853 t

Onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - f_{ck} / 250\right)$$ α_{v2} : 0.84

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. f_{cd} : 313.65 kgf/cm²

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. b_w : 400.00 mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : 487.98 mm

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação de hipóteses "PP+CP+1.4·V(+X)".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c$$ V_{Rd3} : 23.380 t

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$ V_c : 23.380 t

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$ V_{c0} : 23.380 t

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. f_{ctd} : 19.26 kgf/cm²

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

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$ $f_{ctk,inf}$: 25.04 kgf/cm²

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$ f_{ctm} : 35.77 kgf/cm²

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *407.75* kgf/cm²

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. **γ_c** : *1.3*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *700.00* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *289.03* mm

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c$$

V_{Rd3} : *24.160* t

Onde:

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + M_0 / M_{Sd}\right) \leq 2 \cdot V_{c0}$$

V_c : *24.160* t

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{c0} : *22.556* t

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. **f_{ctd}** : *19.26* kgf/cm²

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

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

$f_{ctk,inf}$: *25.04* kgf/cm²

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

f_{ctm} : *35.77* kgf/cm²

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *407.75* kgf/cm²

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. **γ_c** : *1.3*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *400.00* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *487.98* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. **M_0** : *0.128* t·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. **M_{Sd}** : *1.796* t·m

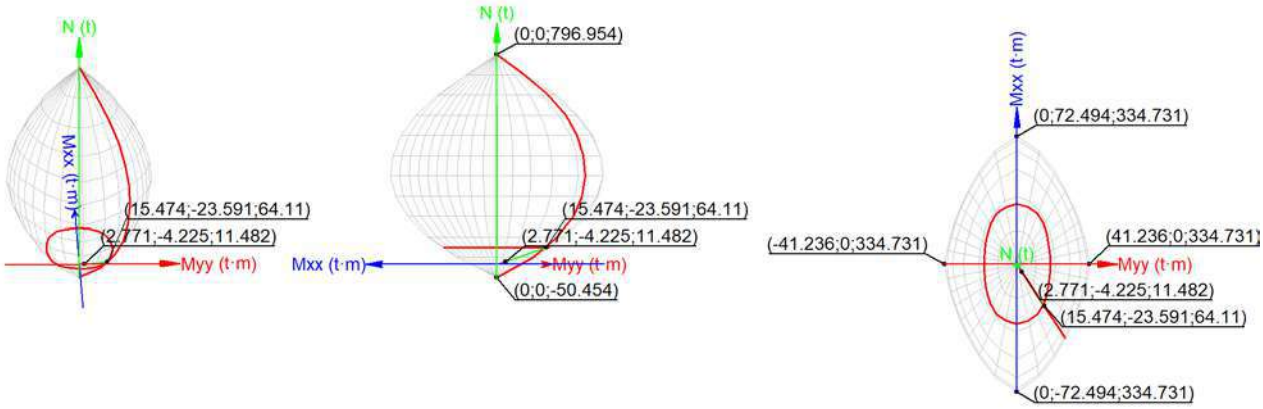
Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '6.1 m', para a combinação de hipóteses "PP+CP+0.7·Qa+1.4·V(+Y)".

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : **0.179** ✓



Volume de capacidade | Vista N, M | Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (η_1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo. — **N_{1d}** : *11.482* t

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem. — **$M_{1d,x}$** : *-4.225* t·m

$M_{1d,y}$: *2.771* t·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. — **N_{Rd}** : *64.110* t

M_{Rd}: Momento resistente — **$M_{Rd,x}$** : *-23.591* t·m

$M_{Rd,y}$: *15.474* t·m

Onde:

$$N_{1d} = N_d$$

$$M_{1d} = N_{1d} \cdot e_e$$

Sendo:

e_e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3.

$e_{e,x}$: *241.37* mm

$e_{e,y}$: *-367.97* mm

Neste caso, as excentricidades $e_{0,x}$ e $e_{0,y}$ são superiores à mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

e_a : *36.00* mm

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : *700.00* mm

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$ **e1** : *-367.97* mm

Onde:

Md: Momento de cálculo de primeira ordem. **Md** : *-4.225* t·m

Nd: Esforço normal de cálculo. **Nd** : *11.482* t

No eixo y:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$ **ea** : *27.00* mm

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : *400.00* mm

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$ **e1** : *241.37* mm

Onde:

Md: Momento de cálculo de primeira ordem. **Md** : *2.771* t·m

Nd: Esforço normal de cálculo. **Nd** : *11.482* t

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$ **λ** : *16.08*

Onde:

$$l_e = MAX\left(l + h,\ l_0\right)$$ **le** : *3.250* m

Sendo:

l0: Comprimento de flambagem. **l0** : *3.050* m

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : *700.00* mm

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. **l** : *2.550* m

Ac: Área total da seção de concreto. **Ac** : *2800.00* cm²

Ic: Inércia. **Ic** : *1143333.33* cm4

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$ **λ1** : *35.00*

Onde:

e1: Excentricidade relativa de primeira ordem. **e1** : *-367.97* mm

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

λ : 26.41

Onde:

$$l_e = MAX(l + h,\ l_0)$$

l_e : 3.050 m

Sendo:

l_0: Comprimento de flambagem. — l_0 : 3.050 m

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. — **h** : 400.00 mm

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. — **l** : 2.550 m

A_c: Área total da seção de concreto. — A_c : 2800.00 cm²

I_c: Inércia. — I_c : 373333.33 cm4

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

λ_1 : 35.00

Onde:

e_1: Excentricidade relativa de primeira ordem. — e_1 : 241.37 mm

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

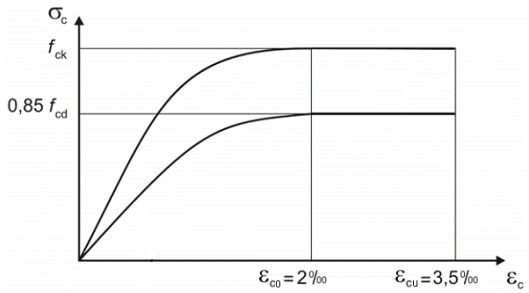
(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribução de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ε_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. — ε_{cu} : 0.0035

ε_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. — ε_{c0} : 0.0020

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. — f_{cd} : 266.60 kgf/cm²

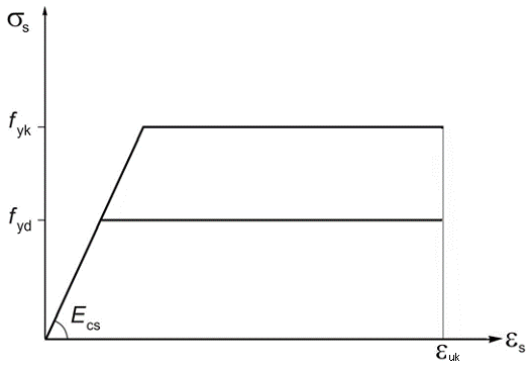
$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. f_{ck} : *407.75* kgf/cm²

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. γ_c : *1.3*

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ε_{uk}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. ε_{uk} : *0.0200*

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço. f_{yd} : *4432.03* kgf/cm²

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

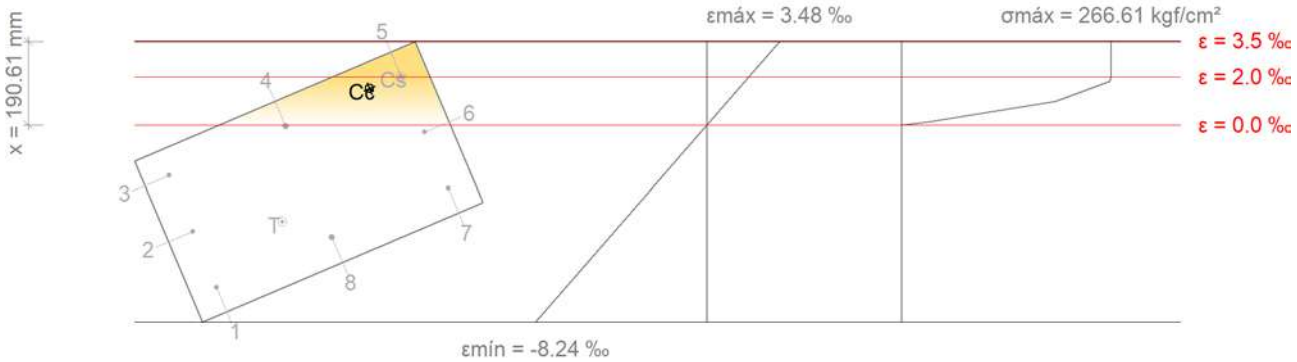
Sendo:

f_{yk}: Resistência característica do aço. f_{yk} : *5096.84* kgf/cm²

γ_s: Coeficiente parcial de segurança para o aço. γ_s : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σs (kgf/cm²)	ε
1	Ø12.5	-138.75	288.75	-4432.04	-0.006769
2	Ø12.5	0.00	288.75	-4432.04	-0.004434
3	Ø12.5	138.75	288.75	-4432.03	-0.002100
4	Ø16	137.00	0.00	-153.42	-0.000072
5	Ø12.5	138.75	-288.75	+4314.65	+0.002016

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	ε
6	Ø12.5	0.00	-288.75	-682.27	-0.000319
7	Ø12.5	-138.75	-288.75	-4432.03	-0.002653
8	Ø16	-137.00	0.00	-4432.04	-0.004681

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	90.627	141.31	-211.45
Cs	5.294	138.75	-288.75
T	31.811	-60.78	91.13

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

N_{Rd} : *64.110* t

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{Rd,x}$: *-23.591* t·m

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{Rd,y}$: *15.474* t·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — C_c : *90.627* t

C_s: Resultante de compressões no aço. — C_s : *5.294* t

T: Resultante de tração no aço. — T : *31.811* t

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — $e_{cc,x}$: *141.31* mm; $e_{cc,y}$: *-211.45* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — $e_{cs,x}$: *138.75* mm; $e_{cs,y}$: *-288.75* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. — $e_{T,x}$: *-60.78* mm; $e_{T,y}$: *91.13* mm

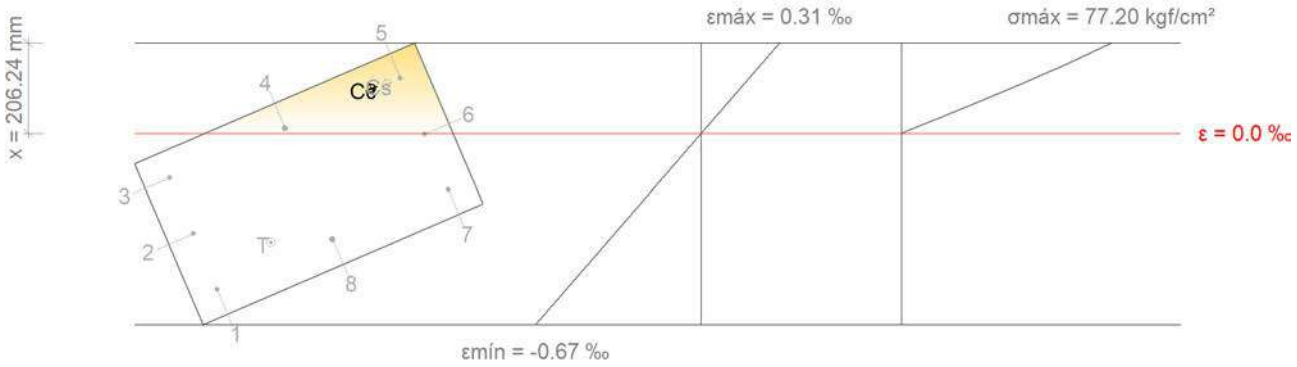
ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. — ε_{cmax} : *0.0035*

ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. — ε_{smax} : *0.0068*

σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. — σ_{cmax} : *266.61* kgf/cm²

σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. — σ_{smax} : *4432.04* kgf/cm²

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σs (kgf/cm²)	ε
1	Ø12.5	-138.75	288.75	-1163.28	-0.000543
2	Ø12.5	0.00	288.75	-747.25	-0.000349
3	Ø12.5	138.75	288.75	-331.23	-0.000155
4	Ø16	137.00	0.00	+34.35	+0.000016
5	Ø12.5	138.75	-288.75	+410.43	+0.000192
6	Ø12.5	0.00	-288.75	-5.60	-0.000003
7	Ø12.5	-138.75	-288.75	-421.62	-0.000197
8	Ø16	-137.00	0.00	-787.20	-0.000368

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	15.767	143.45	-217.97
Cs	0.573	138.54	-253.92
T	4.858	-88.58	132.34

$$N_{1d} = C_c + C_s - T$$

N1d : *11.482* t

$$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

M1d,x : *-4.225* t·m

$$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

M1d,y : *2.771* t·m

Onde:

Cc: Resultante de compressões no concreto. — **Cc** : *15.767* t

Cs: Resultante de compressões no aço. — **Cs** : *0.573* t

T: Resultante de tração no aço. — **T** : *4.858* t

ecc: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — **ecc,x** : *143.45* mm; **ecc,y** : *-217.97* mm

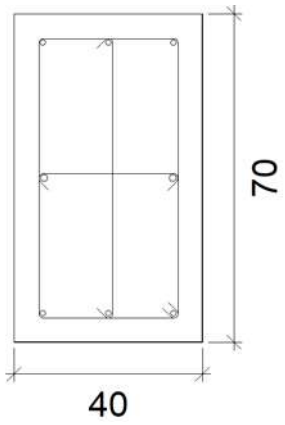
ecs: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — **ecs,x** : *138.54* mm; **ecs,y** : *-253.92* mm

eT,x : *-88.58* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	$e_{T,y}$:	132.34 mm
ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	ε_{cmax} :	0.0003
ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.	ε_{smax} :	0.0005
σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	σ_{cmax} :	77.20 kgf/cm²
σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.	σ_{smax} :	1163.28 kgf/cm²

12.1.4 TÉRREO (-1.9 - 3.05 M)

Dados do pilar



Geometria	
Dimensões	: 40x70 cm
Tramo	: -1.900/3.050 m
Altura livre	: 4.45 m
Cobrimento	: 5.0 cm
Tamanho máximo agregado	: 15 mm

Materiais	Comprimento de flambagem
Concreto : C40, usina.rigor	Plano ZX : 5.08 m
Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 5.08 m

Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø12.5	Estribos : 1eØ5+X1rØ5+Y1rØ5
Face X : 2Ø12.5	Espaçamento : 15 cm
Face Y : 2Ø16	
Taxa : 0.41 %	

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$b_{min} \geq 120$ mm **400.00 mm ≥ 120.00 mm** ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$A_c \geq 360$ cm² **2800.00 cm² ≥ 360.00 cm²** ✓

A maior dimensão da seção do pilar, h, não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão, b (Artigo 18.4.1).

$h \leq 5 \cdot b$ **700 mm ≤ 2000 mm** ✓

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar.	**h** :	700.00 mm
b: Menor dimensão da seção do pilar.	**b** :	400.00 mm

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$s_b \geq s_{min}$ **126 mm ≥ 20 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1,s_2,s_3. **s_{min}** : *20* mm

$s_1 = 20\ mm$ **s_1** : *20* mm

$s_2 = \varnothing_{max}$ **s_2** : *16.0* mm

$s_3 = 1.2 \cdot d_g$ **s_3** : *18* mm

Sendo:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *16.0* mm

d_g: Tamanho máximo agregado. **d_g** : *15* mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$s \leq s_{max}$ **289 mm ≤ 400 mm** ✓

Onde:

$s_{max} = 2 \cdot b \leq 400\ mm$ **s_{max}** : *400* mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *400* mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$\varnothing_{min} \geq 10\ mm$ **12.5 mm ≥ 10.0 mm** ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8·b (Artigo 18.4.2.1).

$\varnothing_{max} \leq 1/8 \cdot b$ **16.0 mm ≤ 50.0 mm** ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *400* mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

$s \leq s_{max}$ **150 mm ≤ 150 mm** ✓

Onde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1,s_2,s_3. **s_{max}** : *150* mm

$s_1 = 200\ mm$ **s_1** : *200* mm

$$s_2 = b_{min}$$ **s2** : 400 mm

$$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{min}$$ **s3** : 150.0 mm

Sendo:

bmin: Menor dimensão da seção do pilar. **bmin** : 400 mm

Ømin: Diâmetro mínimo das barras longitudinais. **Ømin** : 12.5 mm

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$$\varnothing_t \geq 5 \text{ mm}$$ **5.0 mm ≥ 5.0 mm** ✓

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$$ **5.0 mm ≥ 4.0 mm** ✓

Onde:

Ømax: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **Ømax** : 16.0 mm

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$A_s \geq A_{s,min}$$ **11.38 cm² ≥ 11.20 cm²** ✓

Onde:

As: Área da armadura longitudinal. **As** : 11.38 cm²

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$ **As,min** : 11.20 cm²

Sendo:

Ac: Área total da seção de concreto. **Ac** : 2800.00 cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$$A_s \leq A_{s,max}$$ **11.38 cm² ≤ 112.00 cm²** ✓

Onde:

As: Área da armadura longitudinal. **As** : 11.38 cm²

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$ **As,max** : 112.00 cm²

Sendo:

Ac: Área total da seção de concreto. **Ac** : 2800.00 cm²

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$$A_s \geq A_{s,min}$$ **11.38 cm² ≥ 1.30 cm²** ✓

Onde:

As: Área total de armadura comprimida. **As** : 11.38 cm²

$$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$$

As,min : 1.30 cm²

Sendo:

Nd: Esforço axial de compressão de cálculo. **Nd** : 38.436 t

fyd: Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal. **fyd** : 4432.03 kgf/cm²

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : **0.015** ✓

Onde:

VSd: Esforço cortante efetivo de cálculo.

VSd,x : 0.023 t

VSd,y : 2.150 t

VRd2: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

VRd2,Vx : 143.924 t

VRd2,Vy : 138.853 t

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : **0.095** ✓

Onde:

VSd: Esforço cortante efetivo de cálculo.

VSd,x : 0.023 t

VSd,y : 2.150 t

VRd3: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

VRd3,Vx : 46.759 t

VRd3,Vy : 22.556 t

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·V(-Y)".

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

VRd2 : 143.924 t

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

αv2 : 0.84

fcd: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **fcd** : 313.65 kgf/cm²

bw: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **bw** : 700.00 mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : 289.03 mm

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$ **V_{Rd2}** : *138.853* t

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$ **α_{v2}** : *0.84*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *313.65* kgf/cm²

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *400.00* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *487.98* mm

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·V(-Y)".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c$$ **V_{Rd3}** : *46.759* t

Onde:

$$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$$ **V_c** : *46.759* t

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$ **V_{c0}** : *23.380* t

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. **f_{ctd}** : *19.26* kgf/cm²

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

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$ **$f_{ctk,inf}$** : *25.04* kgf/cm²

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$ **f_{ctm}** : *35.77* kgf/cm²

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *407.75* kgf/cm²

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. **γ_c** : *1.3*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *700.00* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *289.03* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. **M_0** : *2.468* t·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. **M_{Sd}** : *0.011* t·m

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c$$

V_{Rd3} : 22.556 t

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

V_c : 22.556 t

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{c0} : 22.556 t

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto.

f_{ctd} : 19.26 kgf/cm²

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

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

$f_{ctk,inf}$: 25.04 kgf/cm²

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

f_{ctm} : 35.77 kgf/cm²

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto.

f_{ck} : 407.75 kgf/cm²

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

γ_c : 1.3

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

b_w : 400.00 mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

d : 487.98 mm

<u>Estado limite de ruptura frente a solicitações normais</u> (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "PP+CP+0.7·Qa+1.4·V(+Y)".

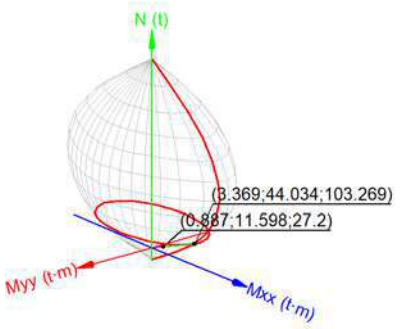
Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

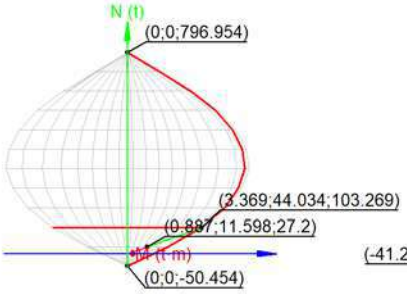
η : **0.257** ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{N_{Sd}^2 + M_{Sd,x}^2 + M_{Sd,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

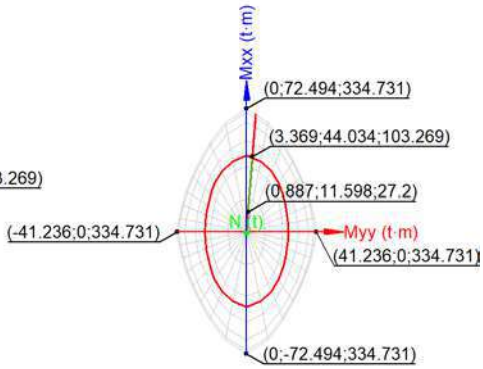
η : **0.263** ✓



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificación de resistência da seção (η_1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo. **N_{1d}** : *27.200* t

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem. **$M_{1d,x}$** : *11.598* t·m

$M_{1d,y}$: *0.012* t·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. **N_{Rd}** : *105.877* t

M_{Rd}: Momento resistente **$M_{Rd,x}$** : *45.147* t·m

$M_{Rd,y}$: *0.045* t·m

Onde:

$$N_{1d} = N_d$$

$$M_{1d} = N_{1d} \cdot e_e$$

Sendo:

e_e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3. **$e_{e,x}$** : *0.43* mm

$e_{e,y}$: *426.41* mm

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$ **e_a** : *36.00* mm

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : *700.00* mm

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$ **e_1** : *426.41* mm

Onde:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem. **M_d** : *11.598* t·m

N_d: Esforço normal de cálculo. **N_d** : *27.200* t

No eixo y:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

e_a : *27.00* mm

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : *400.00* mm

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_1 : *0.43* mm

Onde:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem. **M_d** : *0.012* t·m

N_d: Esforço normal de cálculo. **N_d** : *27.200* t

Verificação do estado limite de instabilidade (η_2)

N_{Sd},M_{Sd} esforços atuantes de cálculo desfavoráveis, obtidos a partir dos esforços de primeira ordem incrementados para levar em conta os efeitos de segunda ordem, em função da esbeltez.

N_{Sd}: Esforço axial atuante de cálculo desfavorável. **N_{Sd}** : *27.200* t

M_{Sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável. **$M_{Sd,x}$** : *11.598* t·m

$M_{Sd,y}$: *0.887* t·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. **N_{Rd}** : *103.269* t

M_{Rd}: Momento resistente **$M_{Rd,x}$** : *44.034* t·m

$M_{Rd,y}$: *3.369* t·m

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

λ : *25.49*

Onde:

$$l_e = MAX\left(l + h,\ l_0\right)$$

l_e : *5.150* m

Sendo:

l_0: Comprimento de flambagem. **l_0** : *5.075* m

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : *700.00* mm

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. **l** : *4.450* m

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *2800.00* cm²

I_c: Inércia. **I_c** : *1143333.33* cm4

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

λ_1 : *35.00*

Onde:

e_1: Excentricidade relativa de primeira ordem. **e_1** : *426.41* mm

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é maior que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

λ : 43.95

Onde:

$$l_e = MAX(l + h,\ l_0)$$

l_e : 5.075 m

Sendo:

l_0: Comprimento de flambagem. l_0 : 5.075 m

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : 400.00 mm

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. **l** : 4.450 m

A_c: Área total da seção de concreto. A_c : 2800.00 cm²

I_c: Inércia. I_c : 373333.33 cm4

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

λ_1 : 35.00

Onde:

e_1: Excentricidade relativa de primeira ordem. e_1 : 0.43 mm

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do artigo 15.8.3.3.2, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade fictícia, que representa os efeitos de segunda ordem, como se detalha em seguida:

$$N_{Sd} = N_{1d}$$

N_{Sd} : 27.200 t

$$M_{Sd} = N_{1d} \cdot e_{tot}$$

M_{Sd} : 0.887 t·m

Onde:

$$e_{tot} = e_e + e_2$$

e_{tot} : 32.62 mm

Sendo:

e_e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 15.8.2. e_e : 0.43 mm

e_2: Excentricidade para levar em conta os efeitos de segunda ordem (Artigo 15.8.3.3.2). e_2 : 32.19 mm

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

Onde:

$$l_e = l_0 + h \leq l$$

l_e : 5.075 m

Sendo:

l_0: Comprimento de flambagem. l_0 : 5.075 m

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : 400.00 mm

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. **l** : *4.450* m

$$1/r = \frac{0.005}{h \cdot (\nu + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h}$$

1 / r : *0.013* m

Sendo:

$$\nu = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

ν : *0.03*

Onde:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *2800.00* cm²

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *313.65* kgf/cm²

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

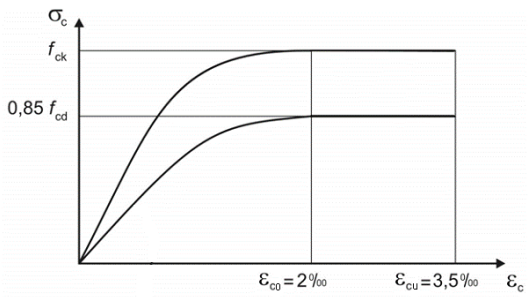
(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribução de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ε_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. **ε_{cu}** : *0.0035*

ε_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. **ε_{c0}** : *0.0020*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *266.60* kgf/cm²

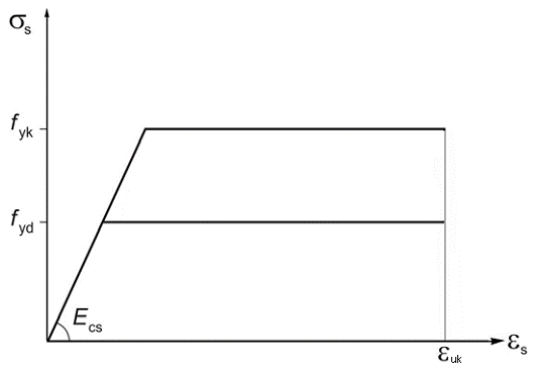
$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *407.75* kgf/cm²

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. **γ_c** : *1.3*

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



εuk: Deformação de ruptura do concreto em flexão. **εuk** : *0.0200*

fyd: Resistência ao escoamento do aço. **fyd** : *4432.03* kgf/cm²

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

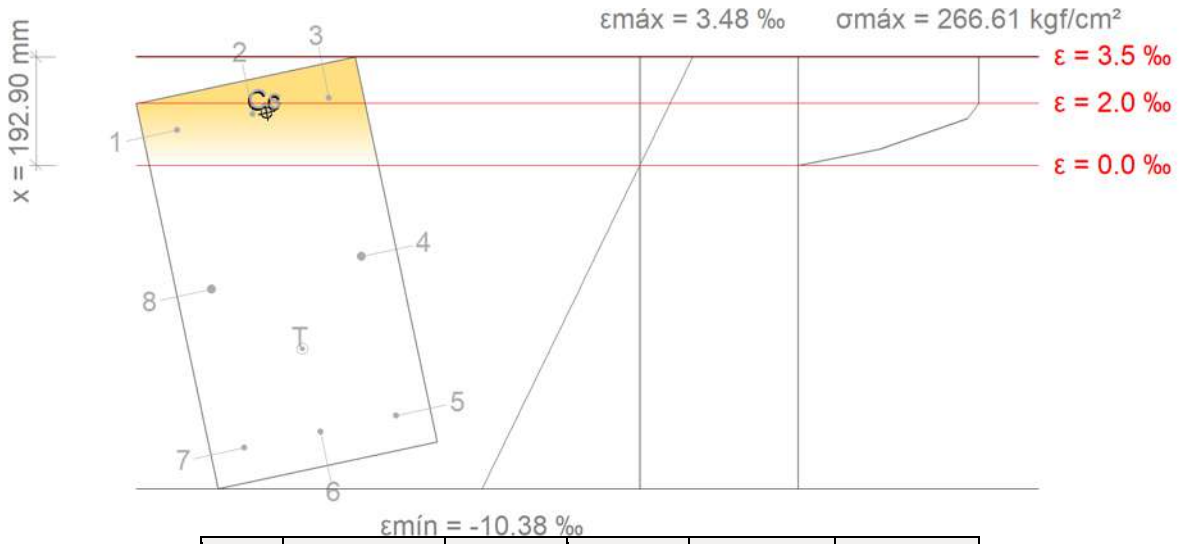
Sendo:

fyk: Resistência característica do aço. **fyk** : *5096.84* kgf/cm²

γs: Coeficiente parcial de segurança para o aço. **γs** : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σs (kgf/cm²)	ε
1	Ø12.5	-138.75	288.75	+2415.09	+0.001128
2	Ø12.5	0.00	288.75	+3531.06	+0.001650
3	Ø12.5	138.75	288.75	+4432.03	+0.002171
4	Ø16	137.00	0.00	-4432.04	-0.002934
5	Ø12.5	138.75	-288.75	-4432.04	-0.008027
6	Ø12.5	0.00	-288.75	-4432.04	-0.008548
7	Ø12.5	-138.75	-288.75	-4432.04	-0.009069
8	Ø16	-137.00	0.00	-4432.04	-0.003964

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	124.675	24.27	285.92
Cs	12.734	26.97	288.75
T	34.140	0.00	-137.98

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

N_{Rd} : *103.269* t

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{Rd,x}$: *44.034* t·m

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{Rd,y}$: *3.369* t·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *124.675* t

C_s: Resultante de compressões no aço. — **C_s** : *12.734* t

T: Resultante de tração no aço. — **T** : *34.140* t

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *24.27* mm; **$e_{cc,y}$** : *285.92* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *26.97* mm; **$e_{cs,y}$** : *288.75* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{T,x}$** : *0.00* mm; **$e_{T,y}$** : *-137.98* mm

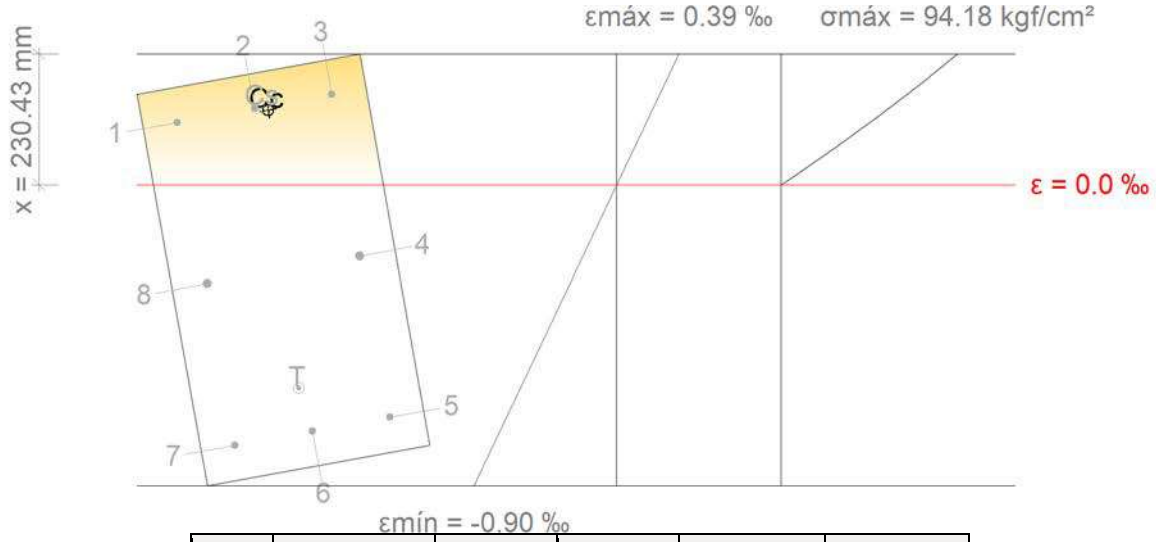
ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. — **ε_{cmax}** : *0.0035*

ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. — **ε_{smax}** : *0.0091*

σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. — **σ_{cmax}** : *266.61* kgf/cm²

σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. — **σ_{smax}** : *4432.04* kgf/cm²

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	ε
1	Ø12.5	-138.75	288.75	+400.54	+0.000187
2	Ø12.5	0.00	288.75	+490.00	+0.000229
3	Ø12.5	138.75	288.75	+579.46	+0.000271

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	ε
4	Ø16	137.00	0.00	-455.44	-0.000213
5	Ø12.5	138.75	-288.75	-1488.07	-0.000695
6	Ø12.5	0.00	-288.75	-1577.53	-0.000737
7	Ø12.5	-138.75	-288.75	-1666.99	-0.000779
8	Ø16	-137.00	0.00	-632.09	-0.000295

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	33.390	23.29	281.54
Cs	1.804	16.89	288.75
T	7.994	-9.90	-209.75

$$N_{Sd} = C_c + C_s - T$$

N_{Sd} : *27.200* t

$$M_{Sd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$M_{Sd,x}$: *11.598* t·m

$$M_{Sd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$M_{Sd,y}$: *0.887* t·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *33.390* t

C_s: Resultante de compressões no aço. — **C_s** : *1.804* t

T: Resultante de tração no aço. — **T** : *7.994* t

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *23.29* mm; **$e_{cc,y}$** : *281.54* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *16.89* mm; **$e_{cs,y}$** : *288.75* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{T,x}$** : *-9.90* mm; **$e_{T,y}$** : *-209.75* mm

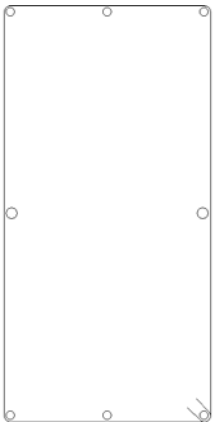
ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. — **ε_{cmax}** : *0.0004*

ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. — **ε_{smax}** : *0.0008*

σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. — **σ_{cmax}** : *94.18* kgf/cm²

σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. — **σ_{smax}** : *1666.99* kgf/cm²

5.- FUNDAÇÃO

Dados do pilar		
	**Geometria**	
	Dimensões : 40x70 cm Tramo : -2.595/-1.900 m Altura livre : 0.00 m Cobrimento : 5.0 cm Tamanho máximo agregado : 15 mm	
	Materiais	**Comprimento de flambagem**
	Concreto : C40, usina.rigor Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZX : 5.08 m Plano ZY : 5.08 m
	Armadura longitudinal	**Armadura transversal**
	Cantos : 4Ø12.5 Face X : 2Ø12.5 Face Y : 2Ø16 Taxa : 0.41 %	Estribos : 1eØ5

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

A verificação não é necessária

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A verificação não é necessária

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : ***0.015*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *0.023* t

$V_{Sd,y}$: *2.150* t

V_{Rd2}: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$V_{Rd2,Vx}$: *143.924* t

$V_{Rd2,Vy}$: *138.853* t

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP+1.4·V(-Y).

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : *143.924* t

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

α_{v2} : *0.84*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *313.65* kgf/cm²

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *700.00* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *289.03* mm

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : *138.853* t

Onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - f_{ck} / 250\right)$$

α_{v2} : *0.84*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *313.65* kgf/cm²

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *400.00* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *487.98* mm

Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações PP+CP+0.7·Qa+1.4·V(+Y).

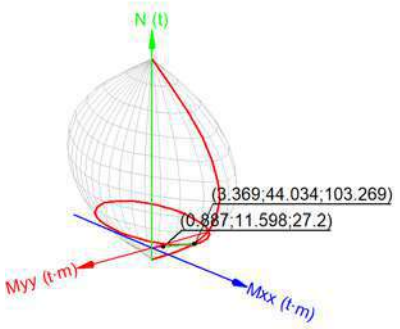
Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

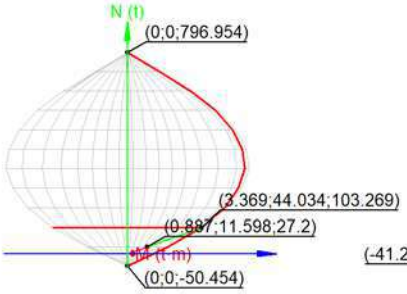
η : ***0.257*** ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{N_{Sd}^2 + M_{Sd,x}^2 + M_{Sd,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

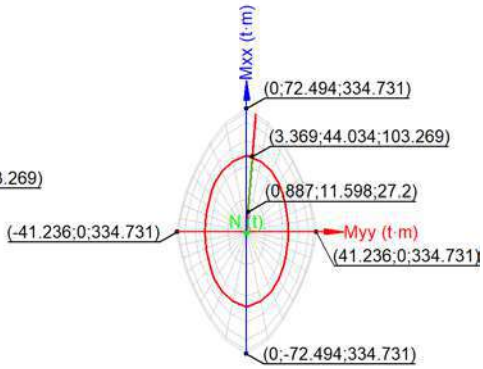
η : ***0.263*** ✓



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificación de resistência da seção (η_1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo. **N_{1d}** : *27.200* t

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem. **$M_{1d,x}$** : *11.598* t·m

$M_{1d,y}$: *0.012* t·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. **N_{Rd}** : *105.877* t

M_{Rd}: Momento resistente **$M_{Rd,x}$** : *45.147* t·m

$M_{Rd,y}$: *0.045* t·m

Onde:

$$N_{1d} = N_d$$

$$M_{1d} = N_{1d} \cdot e_e$$

Sendo:

e_e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3. **$e_{e,x}$** : *0.43* mm

$e_{e,y}$: *426.41* mm

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

e_a : *36.00* mm

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : *700.00* mm

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_1 : *426.41* mm

Onde:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem. **M_d** : *11.598* t·m

N_d: Esforço normal de cálculo. **N_d** : *27.200* t

No eixo y:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

e_a : *27.00* mm

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : *400.00* mm

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_1 : *0.43* mm

Onde:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem. **M_d** : *0.012* t·m

N_d: Esforço normal de cálculo. **N_d** : *27.200* t

Verificação do estado limite de instabilidade (η_2)

N_{Sd},M_{Sd} esforços atuantes de cálculo desfavoráveis, obtidos a partir dos esforços de primeira ordem incrementados para levar em conta os efeitos de segunda ordem, em função da esbeltez.

N_{Sd}: Esforço axial atuante de cálculo desfavorável. **N_{Sd}** : *27.200* t

M_{Sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável. **$M_{Sd,x}$** : *11.598* t·m

$M_{Sd,y}$: *0.887* t·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. **N_{Rd}** : *103.269* t

M_{Rd}: Momento resistente **$M_{Rd,x}$** : *44.034* t·m

$M_{Rd,y}$: *3.369* t·m

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

λ : *25.49*

Onde:

$$l_e = MAX\left(l + h,\ l_0\right)$$

l_e : *5.150* m

Sendo:

l_0: Comprimento de flambagem. **l_0** : *5.075* m

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : *700.00* mm

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. **l** : *4.450* m

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *2800.00* cm²

I_c: Inércia. **I_c** : *1143333.33* cm4

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

λ_1 : *35.00*

Onde:

e_1: Excentricidade relativa de primeira ordem. **e_1** : *426.41* mm

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é maior que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

λ : 43.95

Onde:

$$l_e = MAX(l + h,\ l_0)$$

l_e : 5.075 m

Sendo:

l_0: Comprimento de flambagem. l_0 : 5.075 m

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : 400.00 mm

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. **l** : 4.450 m

A_c: Área total da seção de concreto. A_c : 2800.00 cm²

I_c: Inércia. I_c : 373333.33 cm4

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

λ_1 : 35.00

Onde:

e_1: Excentricidade relativa de primeira ordem. e_1 : 0.43 mm

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do artigo 15.8.3.3.2, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade fictícia, que representa os efeitos de segunda ordem, como se detalha em seguida:

$$N_{Sd} = N_{1d}$$

N_{Sd} : 27.200 t

$$M_{Sd} = N_{1d} \cdot e_{tot}$$

M_{Sd} : 0.887 t·m

Onde:

$$e_{tot} = e_e + e_2$$

e_{tot} : 32.62 mm

Sendo:

e_e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 15.8.2. e_e : 0.43 mm

e_2: Excentricidade para levar em conta os efeitos de segunda ordem (Artigo 15.8.3.3.2). e_2 : 32.19 mm

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

Onde:

$$l_e = l_0 + h \leq l$$

l_e : 5.075 m

Sendo:

l_0: Comprimento de flambagem. l_0 : 5.075 m

h: Altura da seção no plano de flexão considerado. **h** : *400.00* mm

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. **l** : *4.450* m

$$1/r = \frac{0.005}{h \cdot (\nu + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h}$$

1 / r : *0.013* m

Sendo:

$$\nu = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

ν : *0.03*

Onde:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *2800.00* cm²

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *313.65* kgf/cm²

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

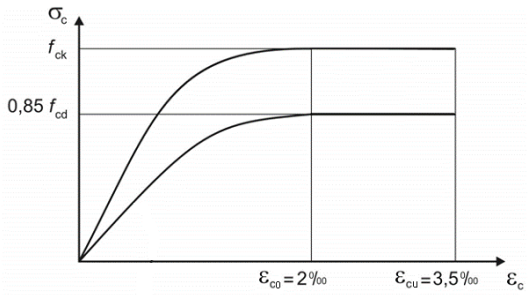
(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribução de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ε_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. **ε_{cu}** : *0.0035*

ε_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. **ε_{c0}** : *0.0020*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *266.60* kgf/cm²

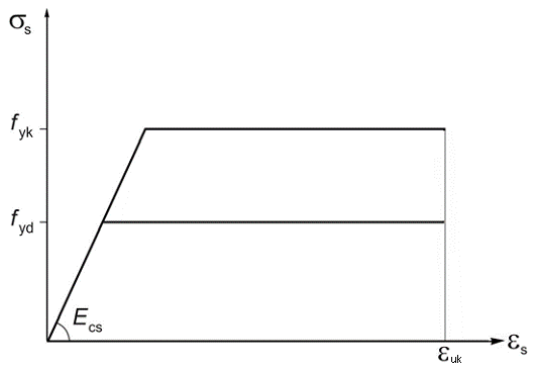
$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *407.75* kgf/cm²

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. **γ_c** : *1.3*

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



εuk: Deformação de ruptura do concreto em flexão. **εuk** : *0.0200*

fyd: Resistência ao escoamento do aço. **fyd** : *4432.03* kgf/cm²

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

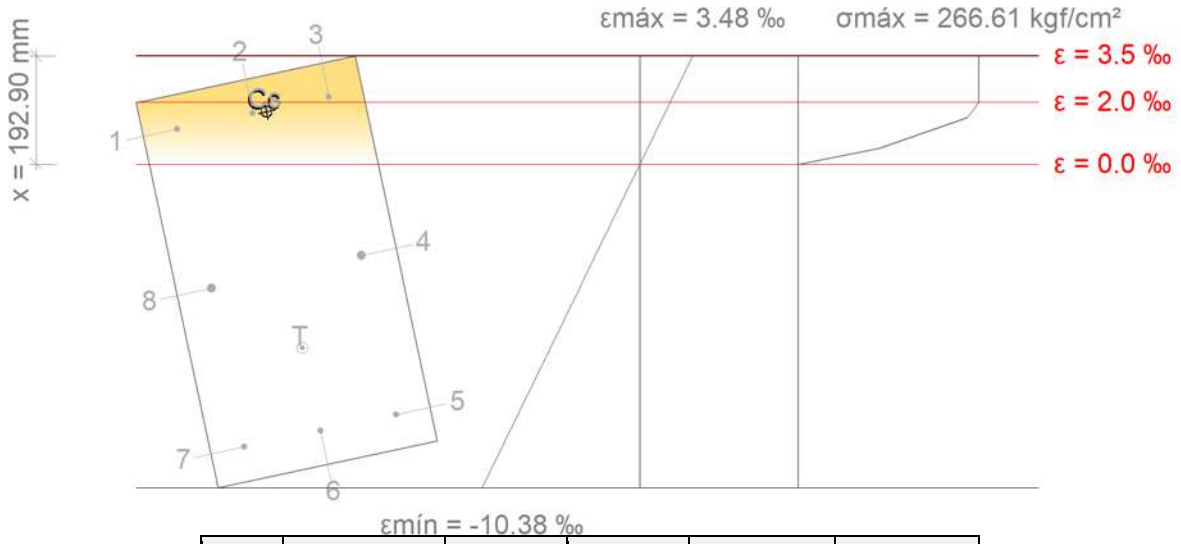
Sendo:

fyk: Resistência característica do aço. **fyk** : *5096.84* kgf/cm²

γs: Coeficiente parcial de segurança para o aço. **γs** : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σs (kgf/cm²)	ε
1	Ø12.5	-138.75	288.75	+2415.09	+0.001128
2	Ø12.5	0.00	288.75	+3531.06	+0.001650
3	Ø12.5	138.75	288.75	+4432.03	+0.002171
4	Ø16	137.00	0.00	-4432.04	-0.002934
5	Ø12.5	138.75	-288.75	-4432.04	-0.008027
6	Ø12.5	0.00	-288.75	-4432.04	-0.008548
7	Ø12.5	-138.75	-288.75	-4432.04	-0.009069
8	Ø16	-137.00	0.00	-4432.04	-0.003964

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	124.675	24.27	285.92
Cs	12.734	26.97	288.75
T	34.140	0.00	-137.98

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

N_{Rd} : *103.269* t

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{Rd,x}$: *44.034* t·m

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{Rd,y}$: *3.369* t·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *124.675* t

C_s: Resultante de compressões no aço. — **C_s** : *12.734* t

T: Resultante de tração no aço. — **T** : *34.140* t

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *24.27* mm; **$e_{cc,y}$** : *285.92* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *26.97* mm; **$e_{cs,y}$** : *288.75* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{T,x}$** : *0.00* mm; **$e_{T,y}$** : *-137.98* mm

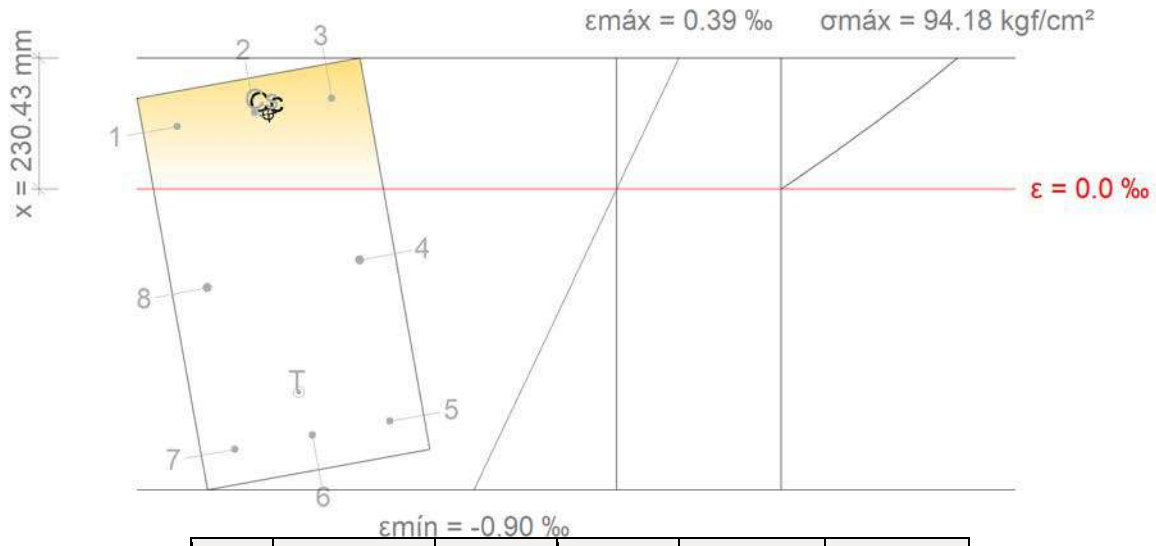
ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. — **ε_{cmax}** : *0.0035*

ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. — **ε_{smax}** : *0.0091*

σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. — **σ_{cmax}** : *266.61* kgf/cm²

σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. — **σ_{smax}** : *4432.04* kgf/cm²

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	ε
1	Ø12.5	-138.75	288.75	+400.54	+0.000187
2	Ø12.5	0.00	288.75	+490.00	+0.000229
3	Ø12.5	138.75	288.75	+579.46	+0.000271

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kgf/cm²)	ε
4	Ø16	137.00	0.00	-455.44	-0.000213
5	Ø12.5	138.75	-288.75	-1488.07	-0.000695
6	Ø12.5	0.00	-288.75	-1577.53	-0.000737
7	Ø12.5	-138.75	-288.75	-1666.99	-0.000779
8	Ø16	-137.00	0.00	-632.09	-0.000295

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	33.390	23.29	281.54
Cs	1.804	16.89	288.75
T	7.994	-9.90	-209.75

$$N_{Sd} = C_c + C_s - T$$

N_{Sd} : *27.200* t

$$M_{Sd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$M_{Sd,x}$: *11.598* t·m

$$M_{Sd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$M_{Sd,y}$: *0.887* t·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *33.390* t

C_s: Resultante de compressões no aço. — **C_s** : *1.804* t

T: Resultante de tração no aço. — **T** : *7.994* t

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *23.29* mm; **$e_{cc,y}$** : *281.54* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *16.89* mm; **$e_{cs,y}$** : *288.75* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{T,x}$** : *-9.90* mm; **$e_{T,y}$** : *-209.75* mm

ε_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. — **ε_{cmax}** : *0.0004*

ε_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. — **ε_{smax}** : *0.0008*

σ_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. — **σ_{cmax}** : *94.18* kgf/cm²

σ_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. — **σ_{smax}** : *1666.99* kgf/cm²

13 BLOCOS SOBRE ESTACAS

13.1 ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO (Bloco sob P35)

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

75.0 cm ≥ 20.0 cm ✓

Espessura média do bloco : *75.0* cm

13.2 CONCEITUAÇÃO

Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para as sapatas (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.1).

22.6.1 - Quando se verifica a expressão a seguir, nas duas direções, a sapata é considerada rígida. Caso contrário, a sapata é considerada flexível:

$h \geq (a - a_p) / 3$ **750.0 mm ≥ 366.7 mm** ✓

Onde:

h: Altura da sapata. **h** : *750.0* mm

a: Dimensão da sapata em uma determinada direção. **a** : *1500.0* mm

a_p: Dimensão do pilar na mesma direção. **a_p** : *400.0* mm

13.3 ARMADURA DE SUSPENSÃO

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada. (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.3). Se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada (ABNT NBR 6118:2014, 22.5.4.1.3).

Espaçamento : *900.0* mm

3 vezes o diâmetro da estaca : *900.0* mm

Diâmetro da estaca : *300.0* mm

13.4 ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 18.0 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 15.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Viga paralela X - Armadura inferior	16.0	106.0	✓

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Viga paralela Y - Armadura inferior	16.0	106.0	✓
Malha inferior - Barras paralelas X	**12.5**	**87.5**	✓
Malha inferior - Barras paralelas Y	12.5	127.5	✓

13.5 ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO

Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.2).

586.82 kN ≥ 242.97 kN ✓

Armadura adicional : *1349.7* mm²

Esforços totais : *1214.85* kN

f_{yd}: Tensão de escoamento de cálculo. **f_{yd}** : *434.78* Mpa

Seção	Armadura adicional (mm²)	Esforços totais (kN)	f_{yd} (Mpa)	Passa
Corte Y-Y	1840.5	1214.85	434.78	✓
Corte X-X	**1349.7**	**1214.85**	**434.78**	✓

13.6 COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para Δc = 10 mm (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

30.0 mm ≥ 30.0 mm ✓

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA II

Cobrimento nominal : *30.0* mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	30.0	✓
Superior	30.0	✓
Lateral	**30.0**	✓

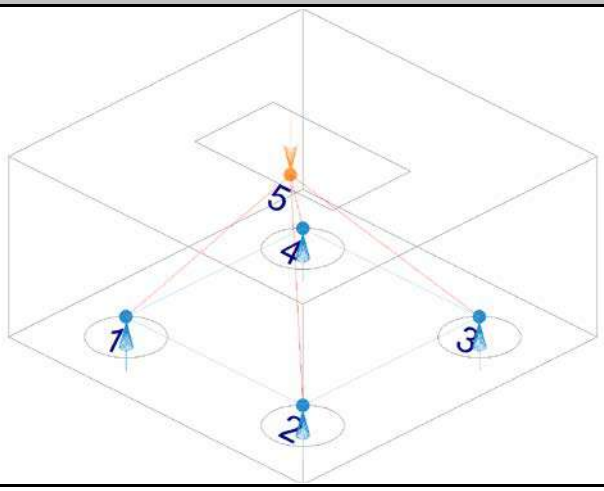
Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

a) $c_{nom} \geq \phi$barra **50.0 mm ≥ 12.5 mm** ✓

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a) $d_{máx} \leq 1,2\, c_{nom}$ **15.0 mm ≤ 36.0 mm** ✓

13.7 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO

Modelo de bielas e tirantes associado à combinação: "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(-Y)"		
	**Elemento**: 4 - 1	
	Nó inicial	Nó final
	4	1
	Reações (kN)	Solicitações (kN)
	R1 = 346.05 R2 = 266.41 R3 = 261.74 R4 = 340.65	P1 = 1214.85

As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades.
Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir da face das estacas (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1).
O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por (ABNT NBR 6118:2014, 9.4.2.5):

$$l_{b,disp} \geq l_{b,nec}$$ **420.0 mm ≥ 318.8 mm** ✓

Onde:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$l_{b,nec}$: *318.8* mm

α = 1 para barras sem gancho.
α = 0.7 para barras tracionadas com gancho, con cobrimento no plano normal ao do gancho ≥ 3Ø

α : *1.0*

l_b é calculado conforme 9.4.2.4:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi$$

l_b : *409.2* mm

Ø: Diâmetro da barra ancorada. **Ø** : *16.0* mm

f_{yd}: Tensão de escoamento de cálculo. f_{yd} : *434.78* MPa

f_{bd}: Resistência de aderência de cálculo entre armadura e concreto na ancoragem de armaduras passivas (ABNT NBR 6118:2014, 9.3.2.1): f_{bd} : *4.25* MPa

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

η_1 = 1.0 para barras lisas (ver Tabela 8.3).
η_1 = 1.4 para barras entalhadas (ver Tabela 8.3).
η_1 = 2.25 para barras nervuradas (ver Tabela 8.3).

η_1 : *2.25*

η_2 = 1.0 para situações de boa aderência (ver 9.3.1).
η_2 = 0.7 para situações de má aderência (ver 9.3.1).

η_2 : *1.0*

η_3 = 1.0 para Ø < 32 mm.
η_3 = (132 - Ø)/100 , para Ø ≥ 32 mm.

η_3 : *1.0*

f_{ctd}: Resistência à tração do concreto. f_{ctd} : *1.89* MPa

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

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$ **$f_{ctk,inf}$** : *2.46*

$f_{ct,m}$: Resistencia média a tração do concreto. **$f_{ct,m}$** : *3.51* MPa

- para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

- para concreto de classes de C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2.12 \cdot \ln(1 + 0.11 \cdot f_{ck})$$

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *40.00* MPa

γ_c: Coeficiente de ponderação da resistência do concreto. **γ_c** : *1.3*

$A_{s,calc}$: *626.8* mm²

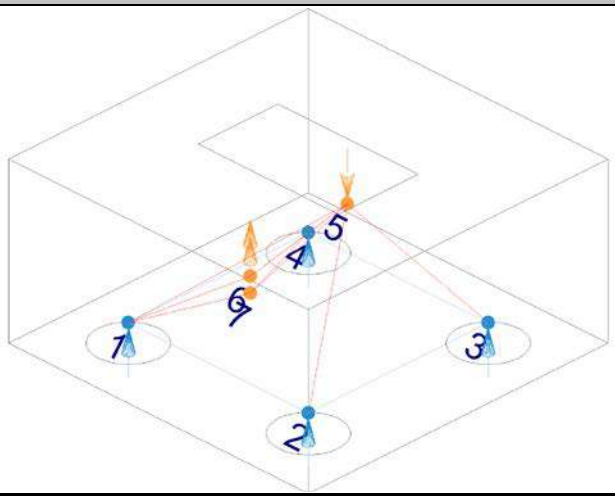
$A_{s,ef}$: *804.4* mm²

$l_{b,min}$: Maior valor entre 0,3 l_b, 10Ø e 100 mm. **$l_{b,min}$** : *160.0* MPa

Tirante	Ø (mm)	l_b (mm)	$l_{b,disp}$ (mm)	$l_{b,nec}$ (mm)	Passa
1 - 2	16.0	409.2	420.0	279.6	✓
2 - 3	16.0	409.2	420.0	245.2	✓
3 - 4	16.0	409.2	420.0	274.9	✓
4 - 1	**16.0**	**409.2**	**420.0**	**318.8**	✓

13.8 ÂNGULO DE INCLINAÇÃO

Modelo de bielas e tirantes associado à combinação: "PP+CP+1.4·V(+Y)"



Elemento: 5 - 1

Nó inicial	Nó final
5	1
Reações (kN)	Solicitações (kN)
R1 = 80.66	P1 = 593.16
R2 = 213.94	T1 = -5.90
R3 = 212.13	T2 = -1.01
R4 = 79.53	

As bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0.57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural (ABNT NBR 6118:2014, 22.3.1).

$0.57 \leq tg\theta$ **$0.57 \leq 0.72$** ✓

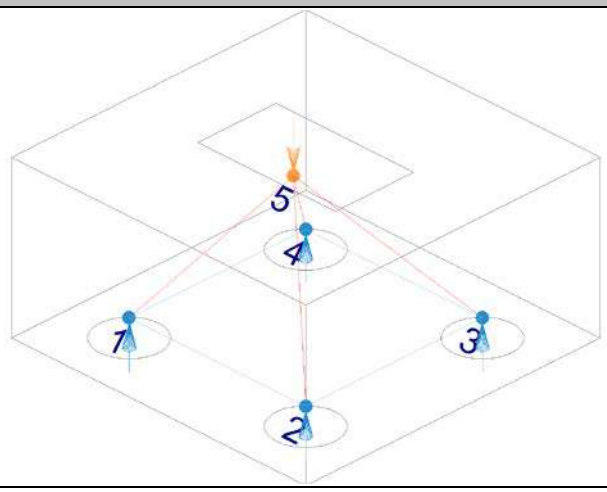
Onde:

θ: Ãngulo de inclinação. **θ** : *35.74* °

Biela	θ (°)	tgθ	Passa
5 - 1	**35.74**	**0.72**	✓
5 - 2	47.82	1.10	✓
5 - 3	47.61	1.10	✓
5 - 4	35.65	0.72	✓

13.9 TIRANTES

Modelo de bielas e tirantes associado à combinação: "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(-Y)"



Elemento: 4 - 1

Nó inicial	Nó final
4	1
Reações (kN)	Solicitações (kN)
R1 = 346.05	P1 = 1214.85
R2 = 266.41	
R3 = 261.74	
R4 = 340.65	

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).
A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, em proporções de equilíbrio das respectivas bielas. As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1).

$A_s \cdot f_{yd} \geq R_{Sd}$ **349.74 kN ≥ 272.50 kN** ✓

Onde:

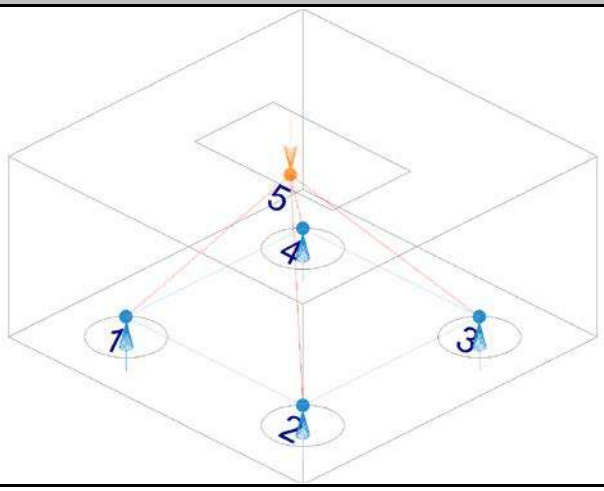
A_s: Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração. **A_s** : *804.4* mm²

f_{yd}: Tensão de escoamento de cálculo. **f_{yd}** : *434.78* MPa

R_{sd}: Força de tração de cálculo na armadura. **R_{sd}** : *272.50* kN

Tirante	A_s (mm²)	f_{yd} (MPa)	R_{sd} (kN)	η	Passa
1 - 2	804.4	434.78	238.94	0.683	✓
2 - 3	804.4	434.78	209.59	0.599	✓
3 - 4	804.4	434.78	234.98	0.672	✓
4 - 1	**804.4**	**434.78**	**272.50**	**0.779**	✓

13.10 BIELAS DE COMPRESSÃO

Modelo de bielas e tirantes associado à combinação: "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(-Y)"		
	**Elemento**: 5 - 1	
	Nó inicial	Nó final
	5	1
	Reações (kN)	Solicitações (kN)
	R1 = 346.05 R2 = 266.41 R3 = 261.74 R4 = 340.65	P1 = 1214.85

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

$$A_c \cdot f_{cd2} \geq R_{cd}$$ **753.45 kN ≥ 500.98 kN** ✓

Onde:

R_{cd}: Carga transmitida do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão. **R_{cd}** : *500.98* kN

A_c: Área da seção transversal de concreto. **A_c** : *48578.4* mm²

f_{cd2}: Bielas atravessadas por mais de um tirante, ou nós CTT ou TTT (ABNT NBR 6118:2014, 22.3.2). **f_{cd2}** : *15.51* MPa

$$f_{cd2} = 0.60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$ **α_{v2}** : *0.84*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *30.77* MPa

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *40.00* MPa

γ_c: Coeficiente de ponderação da resistência do concreto. **γ_c** : *1.3*

Biela	A_c (mm²)	$A_c \cdot f_{cd2}$ (kN)	R_{cd} (kN)	η	Passa
5 - 1	**48578.4**	**753.45**	**500.98**	**0.665**	✓
5 - 2	45164.1	700.50	414.85	0.592	✓
5 - 3	44970.6	697.49	409.32	0.587	✓
5 - 4	48337.9	749.72	495.61	0.661	✓

13.11 CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA ESTACA

A área da base de blocos de fundação deve ser determinada a partir da tensão admissível do solo para cargas não majoradas (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

Capacidade admissível da estaca ≥ Carga não majorada

Combinação	Combinação de ações	Capacidade admissível da estaca (t)	Carga não majorada (t)	Passa
Permanentes ou transitórias	PP+CP+Qa+V(-Y)		29.80	✓

14 ANÁLISE DAS ESTACAS

As estacas foram dimensionadas através dos softwares PCalc e SAP2000 para verificação estrutural.

Geotecnicamente, as estacas foram analisadas pelo método Aoki-Hamilton com parâmetros de Estaca Escavada para determinação da resistência geotécnica por cota de profundidade. O comprimento das estacas foi estabelecido com Fator de Segurança > 2,0 sobre a carga característica.

14.1 Coeficiente de Mola Horizontal Geotécnica

Foi determinada um coeficiente de mola horizontal para cada metro de profundidade da estaca que receberá a maior solicitação normal.

A fórmula do coeficiente supracitado é:

kh (tf/m³) = 300*SPT/(1,5*Ø)

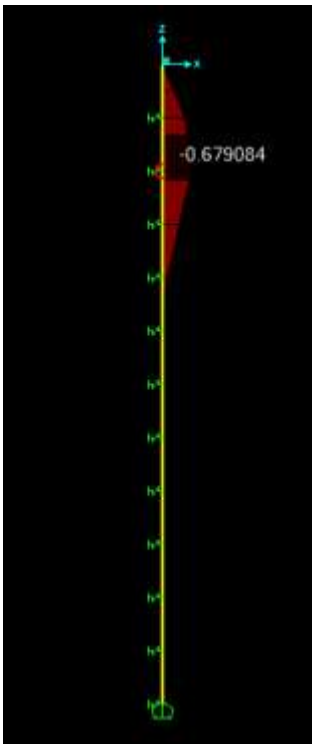
Para estaca com diâmetro de 0,3 m e considerando os dados do perfil de sondagem SPT 08 apresentado no Anexo I obtém os coeficientes a seguir.

Prof. (m)	SPT	kh (tf/m³)
1	1	667
2	4	2667
3	5	3333
4	7	4667
5	10	6667
6	13	8667
7	16	10667
8	19	12667
9	22	14667
10	28	18667

11	29	19333
12	28	18667
13	34	22667

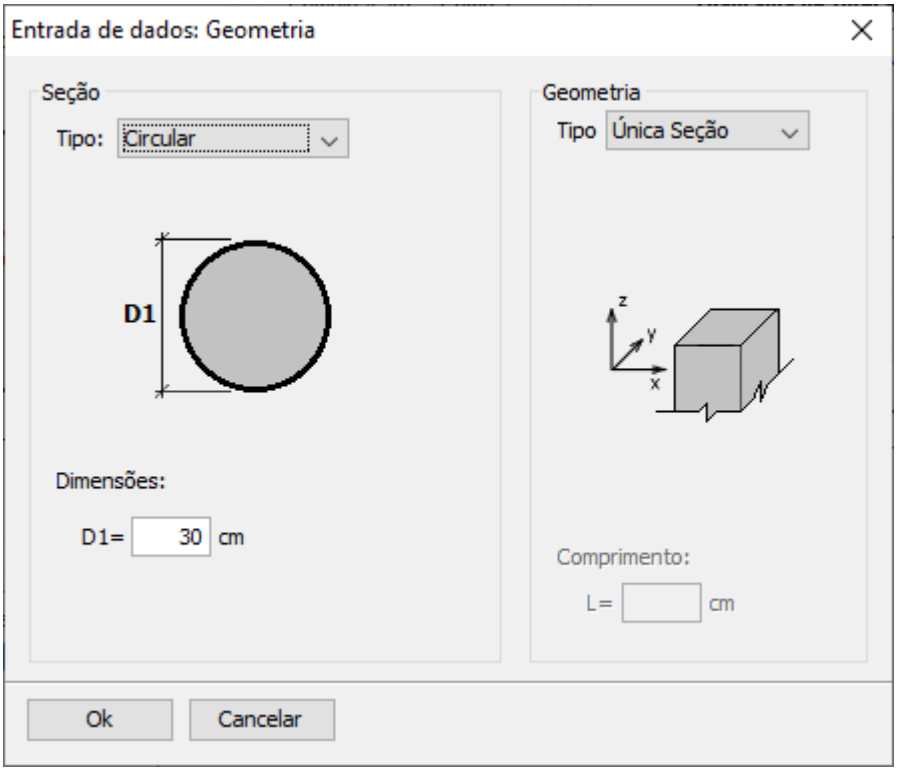
14.2 Esforço Máximo de Momento Fletor

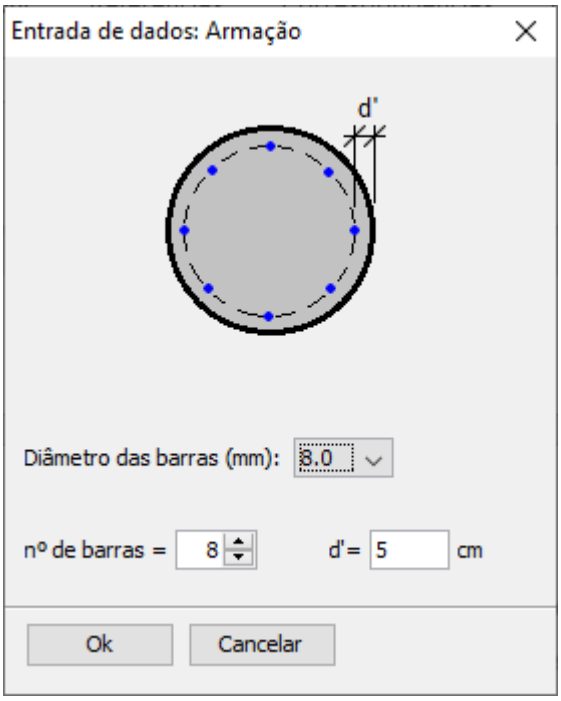
Os esforços de momento fletor característico obtidos por modelagem no SAP2000, aplicando força normal máxima de 34 tf e força cortante resultante máxima de 0,97 tf, estão apresentados na imagem a seguir, sendo o momento fletor máximo obtido igual a 0,68 tf*m.

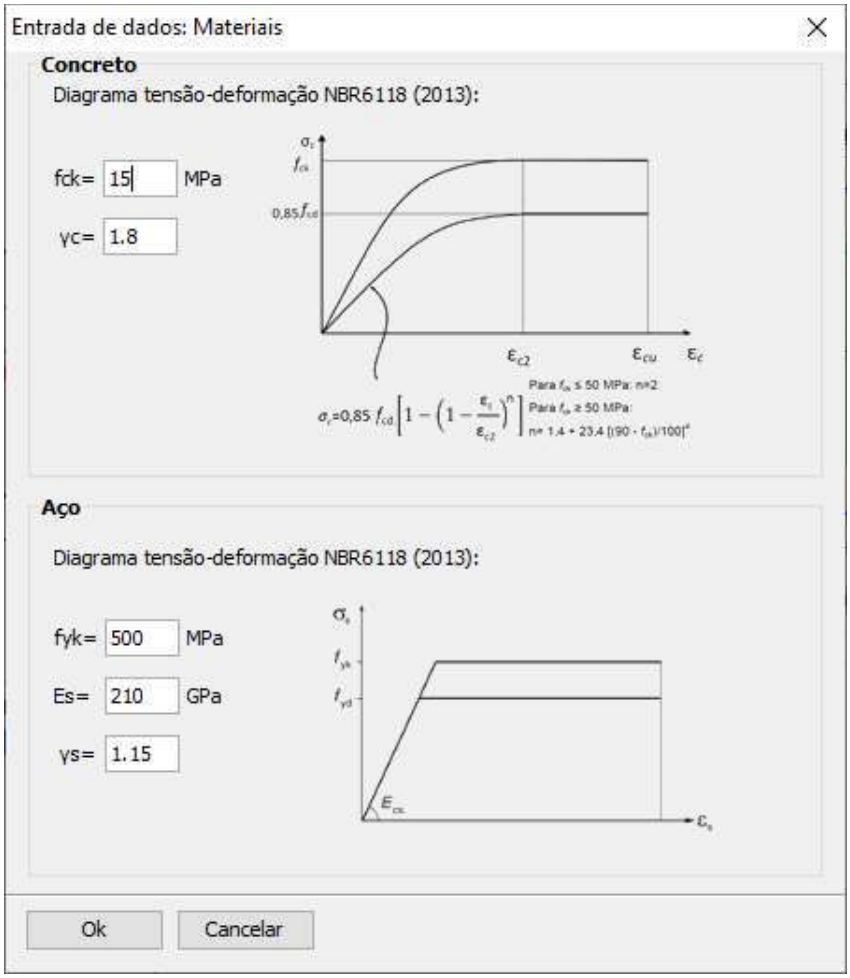


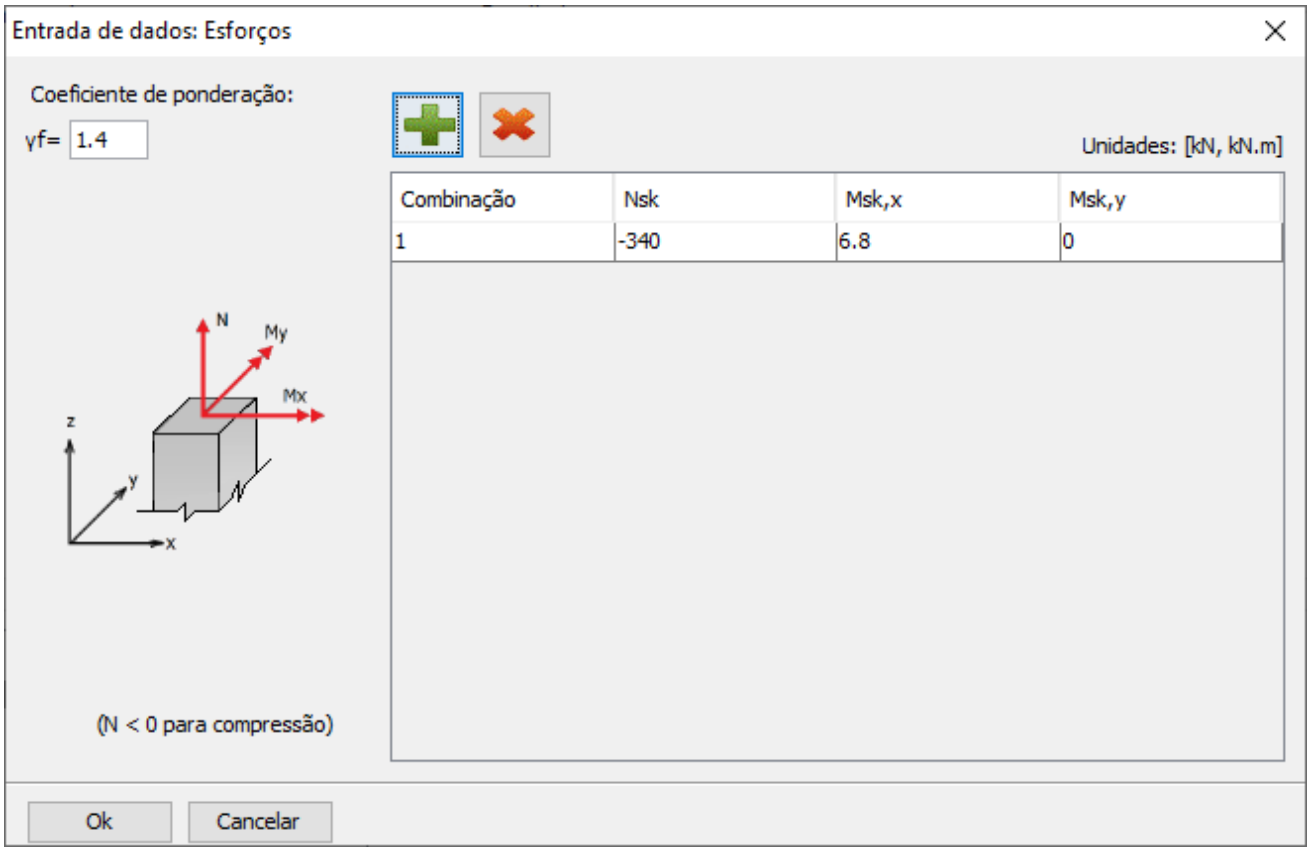
14.3 Armadura Longitudinal

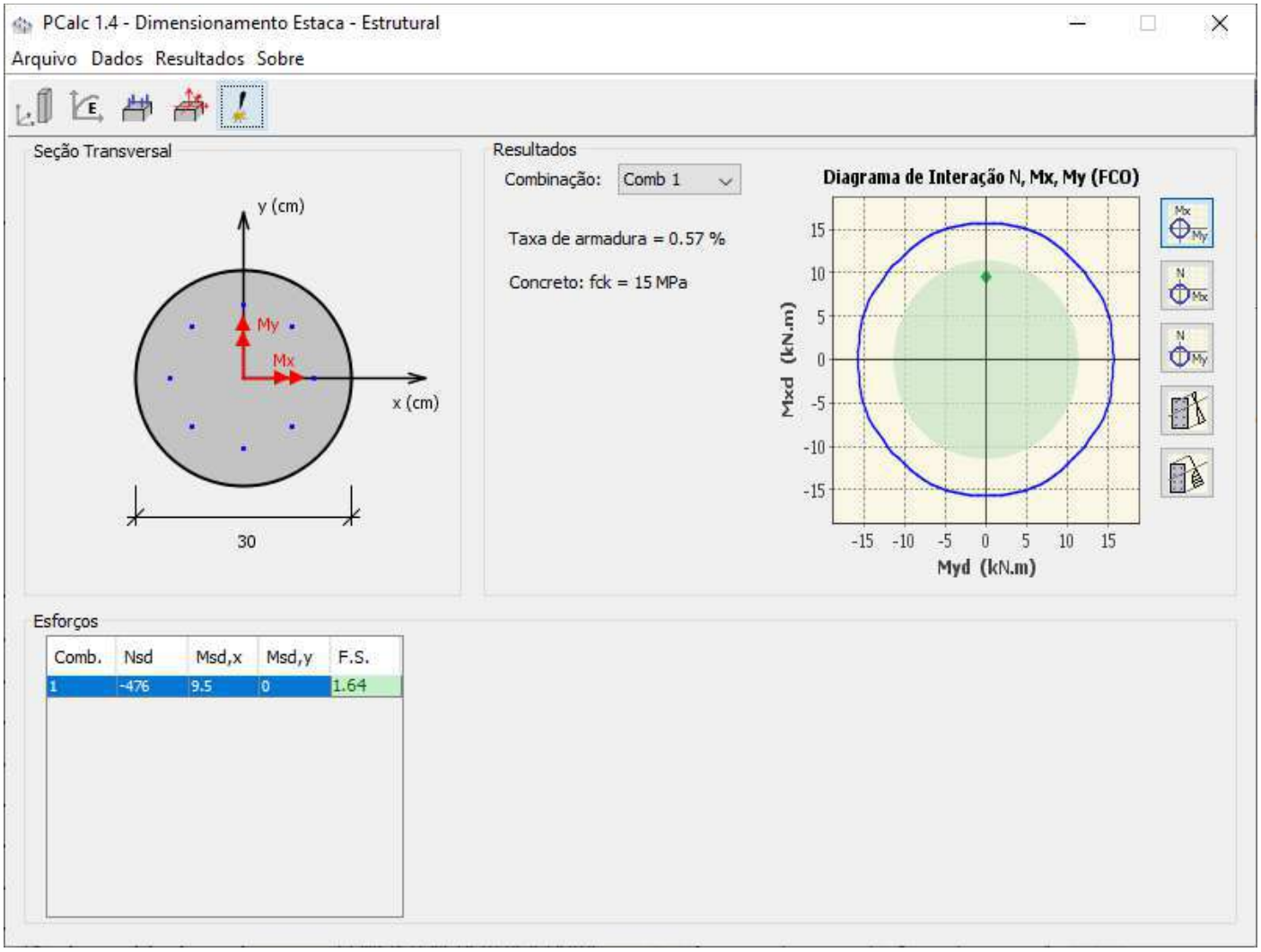
A seguir são apresentados os dados utilizados e resultado final no PCalc.






Entrada de dados: Materiais
Concreto
Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):
fck= 15 MPa
γc= 1.8
Aço
Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):
fyk= 500 MPa
Es= 210 GPa
γs= 1.15
Ok
Cancelar


Entrada de dados: Esforços
Coeficiente de ponderação:
γf= 1.4
Unidades: [kN, kN.m]
Combinação
Nsk
Msk,x
Msk,y
1
-340
6.8
0
N
My
Mx
z
y
x
(N < 0 para compressão)
Ok
Cancelar


PCalc 1.4 - Dimensionamento Estaca - Estrutural
Arquivo Dados Resultados Sobre
Seção Transversal
y (cm)
My
Mx
x (cm)
30
Resultados
Combinação: Comb 1
Taxa de armadura = 0.57 %
Concreto: fck = 15 MPa
Diagrama de Interação N, Mx, My (FCO)
Mxd (kN.m)
Myd (kN.m)
Esforços
Comb. Nsd Msd,x Msd,y F.S.
1 -476 9.5 0 1.64

14.4 Comprimento das Estacas

14.4.1 RANZINI: atrito lateral externo amostrador padrão

As tensões de atrito lateral externo são calculadas (2) pela fórmula geral de Ranzini:

$$\mathbf{f_s = T/(40{,}5366*h - 17{,}406)}$$

h é a altura total de penetração do amostrador, em (cm); fs é a tensão de atrito lateral obtida, em (kgf/cm^2).

$(k \times N_{SPT}) = (e_f \times 467) / [R_F \times 0{,}3\ m \times \pi \times (L_{externo} \times D_{externo} + L_{interno} \times D_{interno})]$

14.4.2 HAMILTON: resistência estática total amostrador

$R_u = \eta.65.75.((30/NSPT+75)/75).N_{SPT} / 30 = R_1+R_2+R_3+R_4$

14.4.3 AOKI HAMILTON:atrito lateral interno amostrador

$R_f = D_{interno}/(4.a.\ Li)$

$R_f = r_l / r_p = (r_{li} / a) / r_p$

$L = \{L_p^2 + [(D_{ext} - D_p)/2]^2\}^{0,5}$

$S_L = p\ L(D_{ext} + D_p)/2$

$R_1 = \pi.D_{ext}.(L_{ext} - L_p).r_l$

$R_2 = \pi.D_{int}.a.r_l.L_i$

$R_3 = (\pi/4.(D_{anel}^2 - D_{int}^2).(r_l/R_f)$

$R_4 = (S_L.L_p/L).r_l$

$R_u = R_1+R_2+R_3+R_4$

$$\mathbf{r_l = \{R_u+W_p\}/\{\pi.D_{ext}(L_{ext} - L_p)+\pi.D_{int}.a.L_i+\pi/4.(D_{anel}^2-D_{int}^2)/R_f+S_L L_p/L\} = r_{le}}$$

$r_p = r_l/R_f = r_{pi}$

		a =	2
Cód	Tipo de Solo	Li	α
0	Agua		0,000
1	Aterro	15	0,030
100	Areia	31	0,014
120	Areia siltosa	22	0,020
123	Areia silto-argilosa	18	0,024
130	Areia argilosa	15	0,030
132	Areia argilo-siltosa	16	0,028
200	Silte	15	0,030
210	Silte arenoso	20	0,022
213	Silte areno-argiloso	16	0,028
230	Silte argiloso	13	0,034
231	Silte argilo-arenoso	15	0,030
300	Argila	7	0,060
310	Argila arenosa	18	0,024
312	Argila areno-siltosa	16	0,028
320	Argila siltosa	11	0,040
321	Argila silto-arenosa	15	0,030

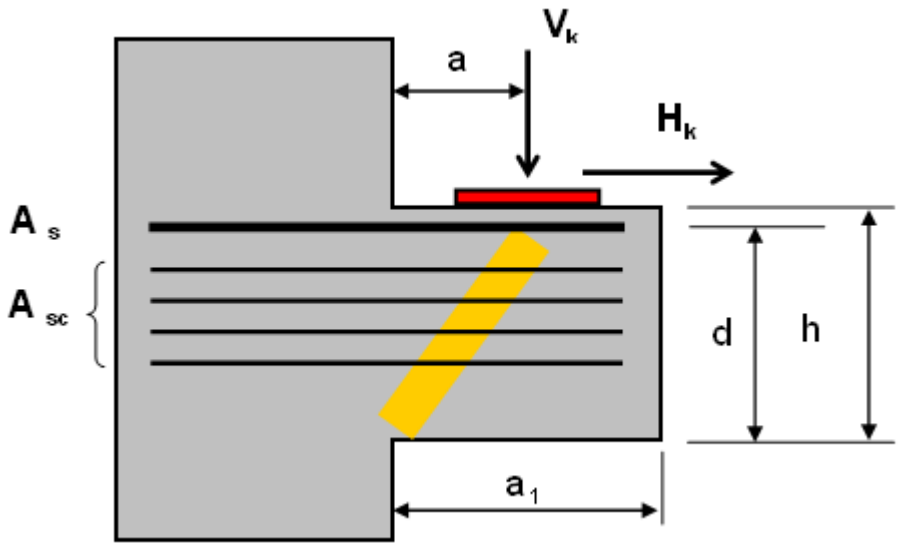
ESTACA	ESCAVADA		F1	3,00	SONDAGEM			NT
TIPO	CONCRETO		F2	3,00	SPT 08			190,20
Diametro	30	cm	Esp par	15	cm	N	0	
Aconcreto	707	cm^2	$U_{interno}$	0	cm	E	0	
Afechada	707	cm^2	Ainterna	0	cm^2	P_{adm}	35	tf
U_{ext}	94	cm			cm^2	R_{estrut}		tf

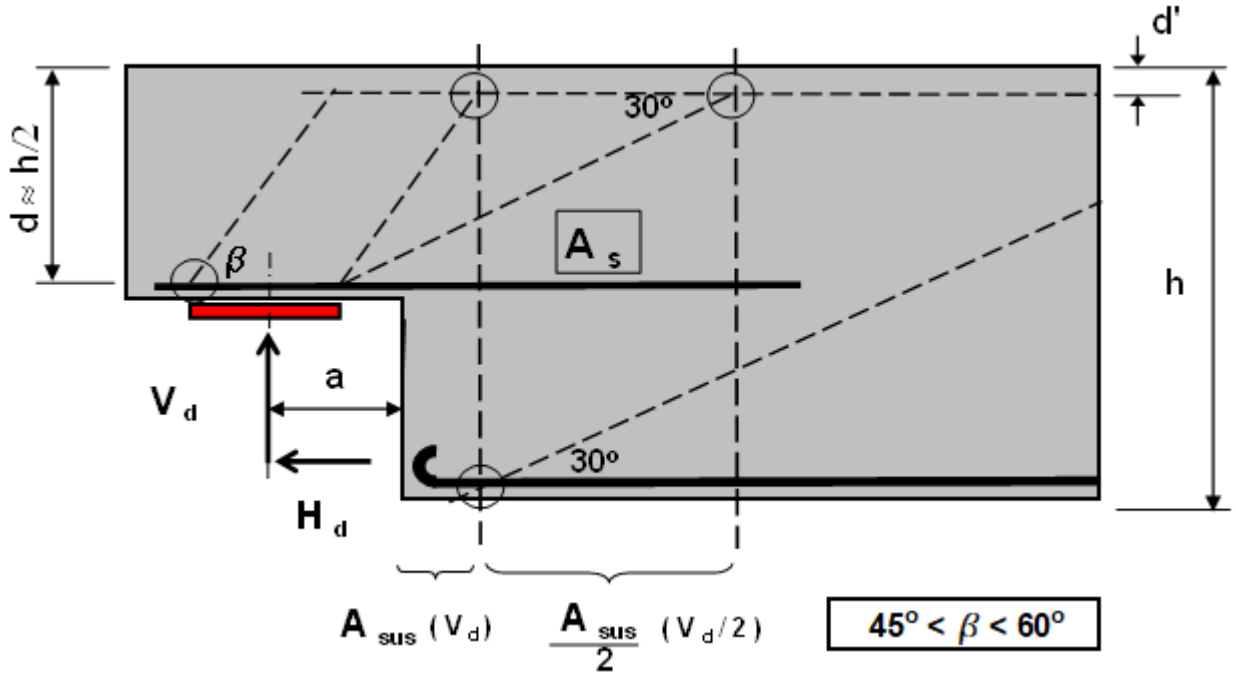
DIMENSÕES AMOSTRADOR PADRÃO DO ENSAIO SPT c/ medida de RECUPERAÇÃO							
Eficiencia SPT	0,70	$a = r_{li}/r_l$	2,00	SONDAGEM	SPT 08		
$D_{externo\ amostrador}$	5,08	cm	$P_{eso\ haste}$	3,60	$A_{ponta\ fechada}$		20,27
$D_{interno\ amostrador}$	3,49	cm	$U_{externo}$	15,96	$A_{interna\ embuchada}$		9,57
$D_{externo\ anel\ cortante}$	3,81	cm	$U_{interno}$	10,96	$A_{ponta=int+anel}$		11,40
$E_{parede\ amostrador}$	0,80	cm	$L_{externo}$	45,00	$A_{parede\ amostrador}$		10,70
$E_{parede\ anel\ cortante}$	0,16	cm	L_{ponta}	2,00	$A_{ponta\ do\ anel}$		1,83

CAPACIDADE DE CARGA MÉTODO AOKI-HAMILTON								ef = 70 %		
OBRA	UNILA					SONDAGEM	SPT 08		SETUP	100%
Prof. (m)	Cota m	N_{SPT} g/30cm	Li cm	Tipo solo	rl estaca kgf/cm²	rp estaca kgf/cm²	rl acAH kgf/cm²	PL AH tf	PP AH tf	PR AH tf
1	189,20	1	7	300,00	0,15	3	0,15	1	1	2
2	188,20	4	7	300,00	0,46	8	0,61	3	2	6
3	187,20	5	7	300,00	0,57	9	1,18	7	3	10
4	186,20	7	7	300,00	0,78	13	1,96	11	4	15
5	185,20	10	11	231F	0,98	25	2,94	17	8	25
6	184,20	13	11	231F	1,27	32	4,21	24	10	34
7	183,20	16	11	231F	1,55	39	5,75	33	13	45
8	182,20	19	11	231F	1,83	46	7,58	43	15	58
9	181,20	22	11	231F	2,11	53	9,69	55	17	72
10	180,20	28	11	231F	2,67	67	12,37	70	22	92
11	179,20	29	11	231F	2,77	69	15,13	86	22	108
12	178,20	28	11	231F	2,68	67	17,81	101	22	122
13	177,20	34	11	231F	3,24	81	21,05	119	26	145

15 ANÁLISE DOS CONSOLOS E DENTES GERBER

A seguir é apresentado dimensionamento das armaduras de tirante e costura para os Consolos, e dimensionamento das armaduras de tirante, costura e suspensão dos Dentes Gerber das vigas.





1) Materiais :

CONCRETO : f_{ck} = **40** MPa

γ_c = 1,4

AÇO : f_{yk} = **500** MPa **CA-50**

γ_s = 1,15

Consolo

2) Esforços (valores característicos) :

V_k = 244,50 kN

H_k = 12,23 kN

γ_f = 1,2

γ_n = 1,1

3) Geometria :

b_w = 20,0 cm (Largura do consolo)

h = 24,0 cm

d' = 3,5 cm (d' = h - d)

a = 13,5 cm

a_1 = 25,0 cm

d = 20,5 cm **(h < 2*a = Consolo Curto)**

4) Verificação CONCRETO :

f_{cd} = 2,86 kN/cm^2

V_d = $\gamma_f * \gamma_n * V_k$ = 322,7 kN $V_{d,R1}$ = 400,2 kN

H_d = $\gamma_f * H_k$ = 14,7 kN $V_{d,R1}$ = 694,8 kN

$V_d < V_{d,R1}$?	OK	=	81%	$V_{d,R1}$
$V_d < V_{d,R2}$?	OK	=	46%	$V_{d,R2}$

5) Armadura TIRANTE :

f_{yd} = 43,48 kN/cm^2

A_s = 6,04 cm^2

$A_{s,min}$ = 1,92 cm^2

$A_{s,ef}$ = **6,04** cm^2

6) Armadura de COSTURA :

f_{yd} = 43,48 kN/cm^2

A_{sc} = 2,36 cm^2

$A_{sc,min}$ = 2,80 cm^2

$A_{sc,ef}$ = **2,80** cm^2 (Asc min)

Dente Gerber

2) Esforços (valores característicos) :

V_k =	244,50	kN
H_k =	12,23	kN
γ_f =	1,2	
γ_n =	1,1	

3) Geometria :

b_w =	20,0	cm	(Largura da viga)
h =	50,0	cm	
d' =	3,5	cm	
a =	11,5	cm	
d =	25,0	cm	
a_1 =	23,0	cm	

4) Verificação CONCRETO :

f_{cd} = 2,86 kN/cm^2

V_d =	$\gamma_f * \gamma_n * V_k$	=	322,7	kN	$V_{d,R1}$ = 529,4	kN
H_d =	$\gamma_f * H_k$	=	14,7	kN	$V_{d,R1}$ = 639,2	kN
Z_d =	$1,5 * V_d$	=	484,1	kN		

$V_d < V_{d,R1}$?	OK	=	61%	$V_{d,R1}$
$V_d < V_{d,R2}$?	OK	=	50%	$V_{d,R2}$

5) Armadura TIRANTE :

f_{yd} =	43,48	kN/cm^2
A_s =	4,50	cm^2
$A_{s,min}$ =	2,00	cm^2
$A_{s,ef}$ =	**4,50**	cm^2

6) Armadura de COSTURA :

f_{yd} =	43,48	kN/cm^2
A_{sc} =	3,37	cm^2
$A_{sc,min}$ =	2,80	cm^2
$A_{sc,ef}$ =	**3,37**	cm^2

7) Armadura de SUSPENSÃO :

fyk (kN/cm²)	50
fyd (kN/cm²)	43,47826
Vk (kN)	244,5
Vd (kN)	366,75
As (cm²)	8,43525
d (cm)	46,5
L (cm)	11,625

16 MURO DE CONTENÇÃO

MURO DE ARRIMO - ALMOXARIFADO VAZIA

- Altura do muro = 1,25m = H
- Assumindo futura compactação do solo, adota-se $\gamma = 2{,}0\ tf/m^3$ e $\phi = 40°$ (areia compacta)

γ = Peso específico natural do solo

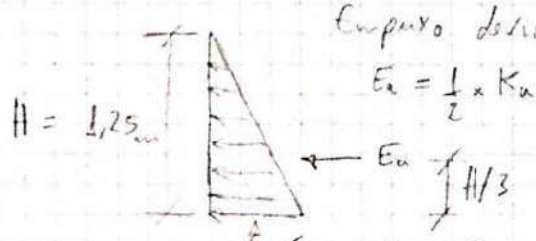
ϕ = Ângulo de atrito interno

K_a = Coeficiente de empuxo ativo.

$$K_a = tg^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) = tg^2\left(45° - \frac{40°}{2}\right) = 0{,}22$$

Empuxo devido ao solo

$$E_a = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 = \frac{1}{2} \times 0{,}22 \times 2{,}0 \times (1{,}25)^2 = \boxed{0{,}34\ tf/m}$$



$$\sigma_{ha} = K_a \times \sigma_{v\,máx} = 0{,}22 \times 2{,}0 \times 1{,}25 = \boxed{0{,}55\ tf/m^2}$$

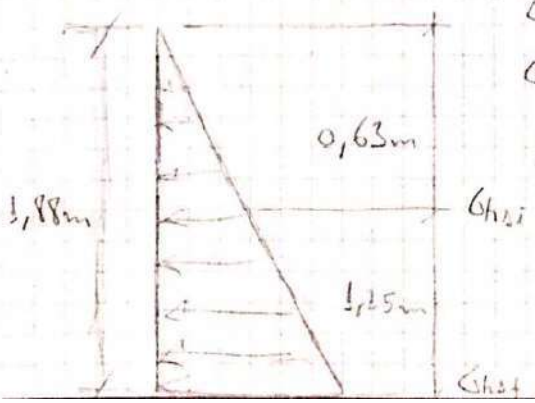
→ Sobrecarga de $0{,}5\ tf/m^2$

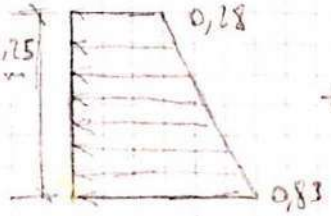
$2{,}0 \longleftrightarrow 1{,}25$

$(0{,}5 + 2{,}0 \times 1{,}25) \longleftrightarrow H_{sc}$ → $H_{sc} = 1{,}875\ m$

$$\sigma_{hsi} = 0{,}22 \times 2{,}0 \times 0{,}63 = 0{,}28\ tf/m^2$$

$$\sigma_{hsf} = 0{,}22 \times 2{,}0 \times 1{,}88 = 0{,}83\ tf/m^2$$





$$E_{a\,tot} = 0{,}34 + 0{,}28 \times 1{,}25 = \boxed{0{,}65\ tf/m}$$

$$M_{sk} = 0{,}34 \times \frac{1{,}25}{3} + 0{,}28 \times \frac{1{,}25^2}{2} = \boxed{0{,}36\ tf.m}$$

17 RESUMO DAS QUANTIDADES

17.1 Concreto e Formas

FUNDAÇÃO		
REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m³)	ÁREA DE FORMAS (m²)
LASTRO	6,64	
BLOCOS	71,62	190,00
CÁLICES	14,05	169,60
MURO DE ARRIMO	5,25	56,80
VIGAS	5,74	69,00
TOTAL	103,30	485,40

TÉRREO		
REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m³)	ÁREA DE FORMAS (m²)
PILARES	15,93	140,85
VIGAS	20,40	267,00
CONSOLOS	0,84	18,90
TOTAL	37,17	426,75

1° PAVIMENTO ATUAL		
REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m³)	ÁREA DE FORMAS (m²)
PILARES	22,40	199,00
VIGAS	28,50	339,20
CONSOLOS	0,95	17,15
CAPA DA LAJE	22,85	0,00
LAJE IN LOCO	7,85	78,48
TOTAL	82,55	633,83

2° PAVIMENTO ATUAL		
REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m³)	ÁREA DE FORMAS (m²)
PILARES	22,40	206,39
VIGAS	28,74	39,97
CONSOLOS	1,13	20,43
CAPA DA LAJE	23,65	0,00
LAJE IN LOCO	0,00	0,00
TOTAL	75,91	266,79

COBERTURA		
REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m³)	ÁREA DE FORMAS (m²)
PILARES	21,66	200,90
VIGAS	24,25	295,00
LAJE	4,85	40,20
PAREDES	8,00	73,50
CONSOLOS	0,99	22,00
TOTAL	59,75	631,60

ESCADA E RESERVATÓRIO		
REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m³)	ÁREA DE FORMAS (m²)
PILARES	0,15	2,75
VIGAS	0,50	3,81
ESCADA	2,84	40,20
PAREDES	24,53	61,31
LAJES	5,11	45,00
CONSOLOS	0,99	22,00
TOTAL	34,12	175,07

ARRIMO EM ALVENARIA ESTRUTURAL		
REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m³)	QUANTIDADE DE BLOCOS (UM)
ARGAMASSA	0,79	
GRAUTE	3,10	
BLOCO 19x19x39		757,00
1/2 BLOCO 19x19x19		66,00
BLOCO CANALETA 19x19x39		158,00
TOTAL	3,89	981,00

17.2 Armadura

RESUMO GERAL CA-50		
Ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6,3	41382,98	10133
8,0	30173,74	11949
10,0	7970,26	4926
12,5	7556,25	7268
16,0	2685,14	4242
20,0	383,95	947
25,0	151,44	584
TOTAL		40050
RESUMO GERAL CA-25		
Ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
12,5	1093,93	1053
TOTAL		1053

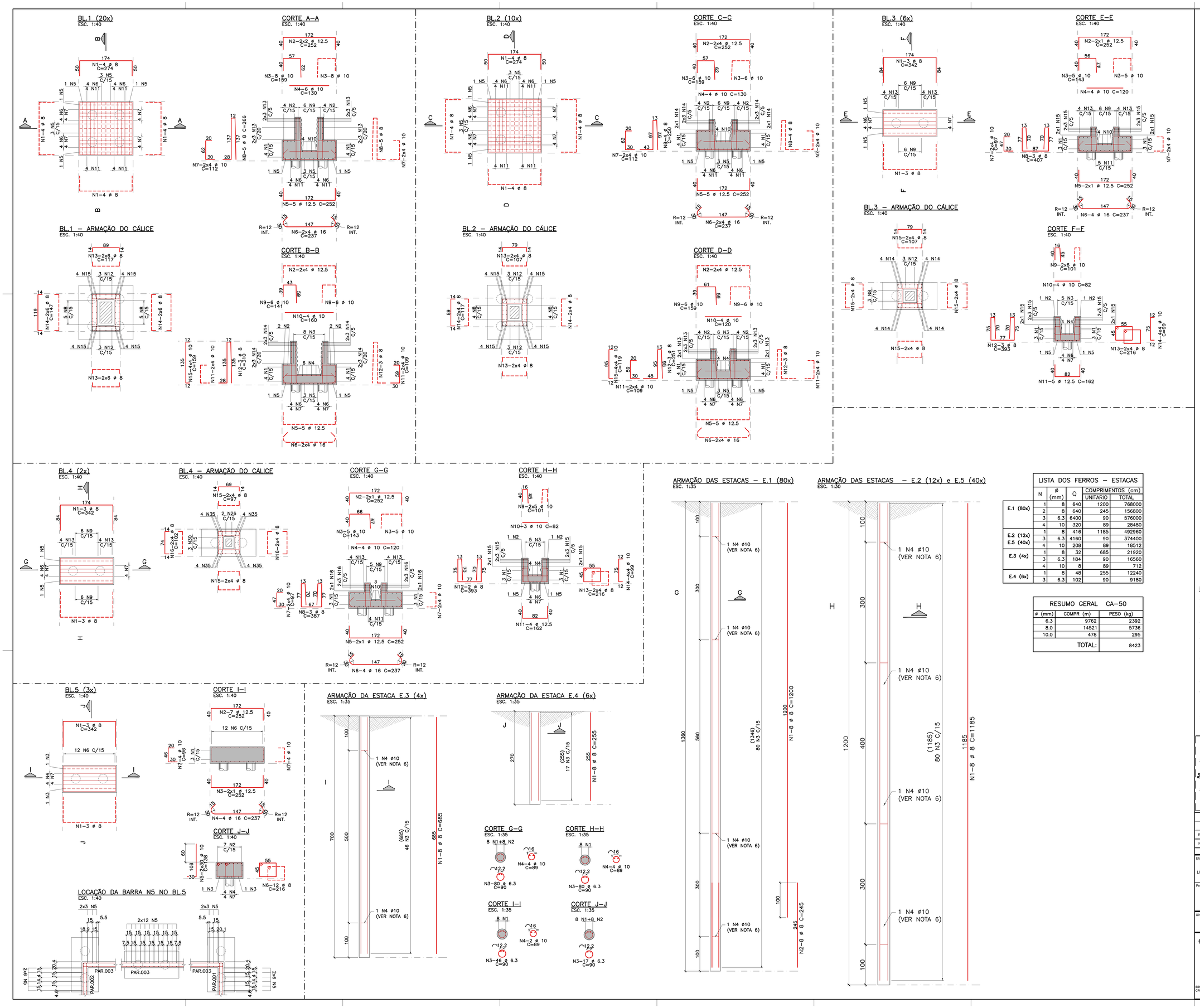
17.4 Ligação Viga x Pilar

LIGAÇÃO VIGA PILAR			
DESCRIÇÃO	COMP (mm)	QUANTIDADE	PESO (kg)
CANTONEIRA 4"x3/8"	100	360,00	565
CHAPA #10	100X100	720,00	565
TOTAL			1130

17.5 Estruturas Metálicas

COBERTURAS			
DESCRIÇÃO	COMP (MM)	QUANTIDADE	PESO (KG)
W 200x26,6	12000	7	2235
W 200x22,5	12000	31	8370
W 200x19,3	12000	16	3706
W 200x15,0	12000	6	1080
UDC 75x40x3,00	6000	118	2384
UDC 75x40x2,65	6000	168	3024
UDC 75x40x2,25	6000	6	93
UDC 50x25x3,00	6000	35	434
UDC 50x25x2,25	6000	4	39
CANTONEIRA 1.1/4”x1/8”	6000	8	72
UDC ENRIJ 127x50x17x3,00	6000	274	9289
UDC ENRIJ 50x25x10x2,25	6000	63	681
BARRA LISA Ø3/8”	6000	127	470
UDC 150x50x3,00	6000	4	135
CANTONEIRA 2.1/2”x3/16”	6000	1	28
CONEXÕES, CHAPARIAS, ETC.	-	10%	3204
TOTAL			35244

ESCADA METÁLICA			
DESCRIÇÃO	COMP (MM)	QUANTIDADE	PESO (KG)
W 200x22,5	12000	4	1080
UDC 150x50x3,00	6000	10	336
CHAPA #4,75	1200x2000	16	1460
CONEXÕES, CHAPARIAS, ETC.	-	10%	288
TOTAL			3164



LISTA DOS FERROS – BLOCOS

	N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
BL.1 (20x)	1	8	320	274	87680
	2	12.5	240	252	60480
	3	10	320	159	50880
	4	10	120	130	15600
	5	12.5	200	252	50400
	6	16	320	223	71360
	7	10	320	112	35840
	8	8	200	266	53200
	9	10	240	141	33840
	10	10	80	160	12800
	11	10	320	109	34880
	12	8	120	310	37200
	13	8	480	117	56160
	14	8	480	147	70560
	15	10	320	159	50880
BL.2 (10x)	1	8	160	274	43840
	2	12.5	160	252	40320
	3	10	120	159	19080
	4	10	40	130	5200
	5	12.5	100	252	25200
	6	16	160	223	35680
	7	10	160	112	17920
	8	8	80	250	20000
	9	10	120	159	19080
	10	10	40	120	4800
	11	10	240	109	26160
	12	8	60	251	15060
	13	8	160	107	17120
	14	8	160	117	18720
	15	10	160	119	19040
BL.3 (6x)	1	8	36	342	12312
	2	12.5	12	252	3024
	3	10	60	143	8580
	4	10	24	120	2880
	5	12.5	12	252	3024
	6	16	24	223	5352
	7	10	96	97	9312
	8	8	18	407	7326
	9	10	72	101	7272
	10	12.5	30	162	4860
	11	8	18	393	7074
	12	8	48	216	10368
	13	10	96	99	9504
	14	8	96	107	10272
	15	8	96	107	10272
	25	10	24	82	1968
BL.4 (2x)	1	8	12	342	4104
	2	12.5	4	252	1008
	3	10	20	143	2860
	4	10	8	120	960
	5	12.5	4	252	1008
	6	16	8	223	1784
	7	10	32	97	3104
	8	8	6	387	2322
	9	10	20	101	2020
	10	10	6	82	492
	11	12.5	8	162	1296
	12	8	4	393	1572
	13	8	16	216	3456
	14	10	32	99	3168
	15	8	32	97	3104
	16	8	32	102	3264
BL.5 (3x)	1	8	18	342	6156
	2	12.5	21	252	5292
	3	12.5	6	252	1512
	4	16	12	223	2676
	5	10	90	138	12420
	6	8	36	216	7776
	7	10	16	96	1536

RESUMO GERAL CA–50

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	5090	2011
10.0	4172	2574
12.5	1975	1902
16.0	1170	1844
	TOTAL:	8331

LISTA DOS FERROS – ESTACAS

	N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
E.1 (80x)	1	8	640	1200	768000
	2	8	640	245	156800
	3	6.3	6400	90	576000
	4	10	320	89	28480
E.2 (12x) E.5 (40x)	1	8	416	1185	492960
	3	6.3	4160	90	374400
	4	10	208	89	18512
E.3 (4x)	1	8	32	685	21920
	3	6.3	184	90	16560
	4	10	8	89	712
E.4 (6x)	1	8	48	255	12240
	3	6.3	102	90	9180

RESUMO GERAL CA–50

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	9762	2392
8.0	14521	5736
10.0	478	295
	TOTAL:	8423

NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   – fck ≥ 40MPa.
   – fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   – AÇO CA–25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   – AÇO CA–50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
3. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   – PARA VIGAS, PILARES E CONSOLOS – 2.5cm.
   – PARA BLOCOS – 3.0cm.
   – PARA ESTACAS – 4.0cm
4. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO–SE UM CONTROLE RIGOROSO NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)
5. OS ARRANQUES PARA LIGAÇÃO DOS MUROS DE CONTENÇÃO COM OS PILARES ESTÃO DETALHADOS NOS DESENHOS DE ARMADURAS DOS PILARES.
6. A ARMADURA DE REFORÇO PARA FLAMBAGEM DAS ESTACAS NA FASE DE EXECUÇÃO DEVERÁ SER SOLDADA NAS BARRAS LONGITUDINAIS (TODAS) PARA GARANTIR A RIGIDEZ DA GAIOLA NO MOMENTO DA MONTAGEM DAS ESTACAS, MESMO QUE OS DEMAIS ESTRIBOS SEJAM AMARRADOS COM ARAME RECOZIDO.
7. UTILIZAR EQUIPAMENTO DE IÇAMENTO PARA EXECUÇÃO DAS ARMADURAS DAS ESTACAS, DE MODO A EVITAR FLAMBAGEM DAS ARMADURAS NO PROCESSO, GARANTINDO SUA LINEARIDADE.

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS

ø	R CA–25	R CA–50	R CA–60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENT
SAIR DO PADRÃO SERÁ
INDICADOS NO DESENH
O COMPRIMENTO (a)
E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Dat
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI, CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_20_

Projetista: PROMONTE PROJETOS, ARQUITETURA E PERSONALIZAÇÃO LTDA. www.promonte.com.br / contato@promonte.com.br (71) 3379-8379

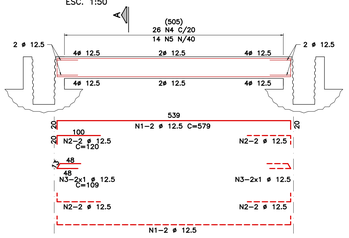
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss, CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam, SIAPE 2088727
Data: ___/___/___

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

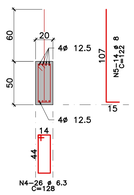
Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX - ARQUIVOS
ARMADURAS DA FUNDAÇÃO
Armaduras das Estacas, Armaduras dos Blocos de Coroamento e dos Cálices

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147 — EST
Identificador: AT.14.PMT.PE.2000 — R0 — FL. 01/1

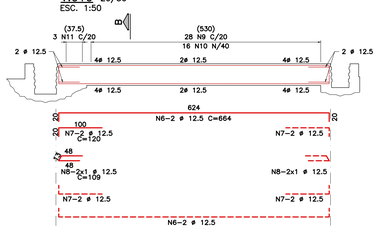
V.001 a V.009 (9x) 20/50
ESC. 1:50



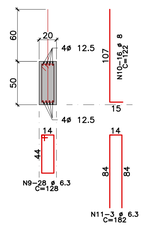
CORTE A-A
ESC. 1:25



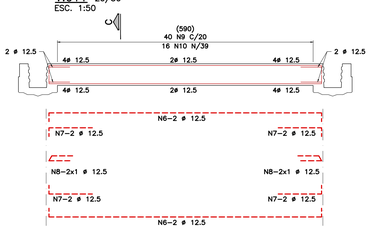
V.010 20/50
ESC. 1:50



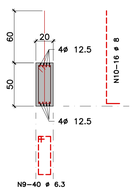
CORTE B-B
ESC. 1:25



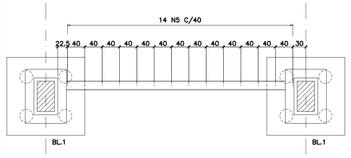
V.011 20/50
ESC. 1:50



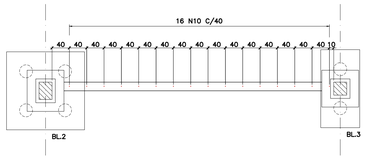
CORTE C-C
ESC. 1:25



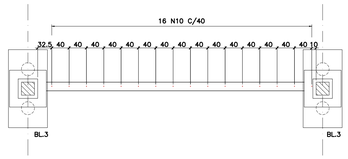
PLANTA - LOCAÇÃO DAS BARRAS N5 PARA VIGAS V.001 a V.009 (9x)
ESC. 1:50



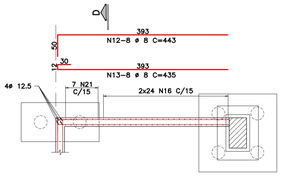
PLANTA - LOCAÇÃO DA BARRA N10 PARA VIGA V.010
ESC. 1:50



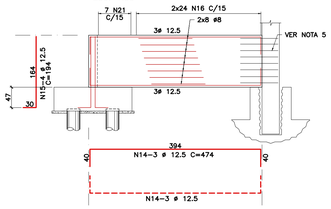
PLANTA - LOCAÇÃO DA BARRA N10 PARA VIGA V.011
ESC. 1:50



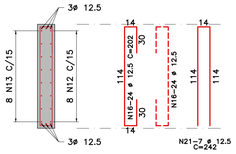
PLANTA - PAR.001 20/120
ESC. 1:50



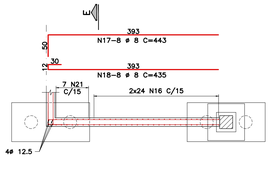
ELEVAÇÃO - PAR.001 20/120
ESC. 1:50



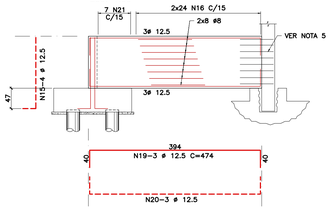
CORTE D-D
ESC. 1:25



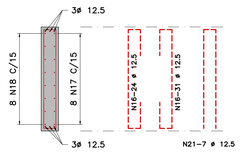
PLANTA - PAR.002 20/120
ESC. 1:50



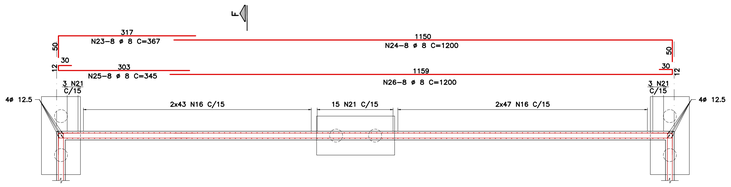
ELEVAÇÃO - PAR.002 20/120
ESC. 1:50



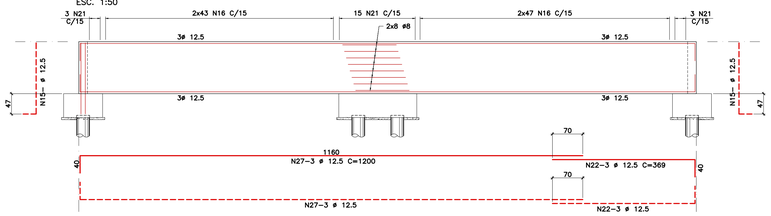
CORTE E-E
ESC. 1:25



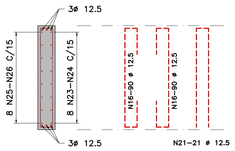
PLANTA - PAR.003 20/120
ESC. 1:50



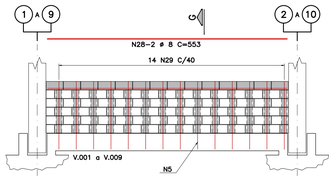
ELEVAÇÃO - PAR.003 20/120
ESC. 1:50



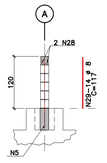
CORTE F-F
ESC. 1:25



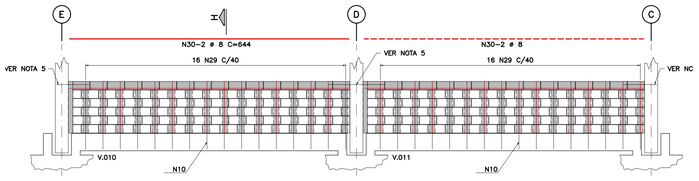
ARMAÇÃO DO MURO EM ALVENARIA ARMADA (9x)
ESC. 1:50



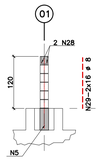
CORTE G-G
ESC. 1:50



ARMAÇÃO DO MURO EM ALVENARIA ARMADA
ESC. 1:50



CORTE H-H
ESC. 1:50



LISTA DOS FERROS

	N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
CA-50	1	12.5	36	579	20844
	2	12.5	72	120	8640
	3	12.5	36	109	3924
	4	6.3	234	128	29952
	5	8	126	122	15372
	6	12.5	8	664	5312
	7	12.5	16	120	1920
	8	12.5	8	109	872
	9	6.3	68	128	8704
	10	8	32	122	3904
	11	6.3	3	182	546
	12	8	8	443	3544
	13	8	8	435	3480
	14	12.5	6	474	2844
	15	12.5	8	194	1552
	16	12.5	283	202	57166
	17	8	8	443	3544
	18	8	8	435	3480
	19	12.5	3	474	1422
	20	12.5	3	474	1422
	21	12.5	35	242	8470
	22	12.5	6	369	2214
	23	8	8	367	2936
	24	8	8	1200	9600
	25	8	8	345	2760
	26	8	8	1200	9600
	27	12.5	6	1200	7200
	28	8	18	553	9954
	29	8	158	117	18486
	30	8	4	644	2576

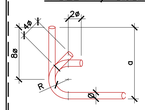
RESUMO GERAL CA-50

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	392.02	96
8.0	892.36	353
12.5	1238.02	1192
	TOTAL:	1641

NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   - fck ≥ 40MPa.
   - fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   - AÇO CA-25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   - AÇO CA-50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
3. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   - PARA VIGAS, PILARES E CONSOLOS - 2.5cm.
   - PARA BLOCOS - 3.0cm.
   - PARA ESTACAS - 4.0cm
4. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO-SE UM **CONTROLE RIGOROSO** NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)
5. OS ARRANQUES PARA LIGAÇÃO DOS MUROS DE CONTENÇÃO COM OS PILARES ESTÃO DETALHADOS NOS DESENHOS DE ARMADURAS DOS PILARES.

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA-25	R CA-50	R CA-60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENT
SAIR DO PADRÃO SERÃ
INDICADOS NO DESENH
O COMPRIMENTO (c)
E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Dat
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_20_

Projetista
PROMONTE
PROJETOS, INSPEÇÕES E ARQUITETURA LTDA.
promontepje@yahoo.com.br / promontepje@hotmail.com
(77) 3214-0470

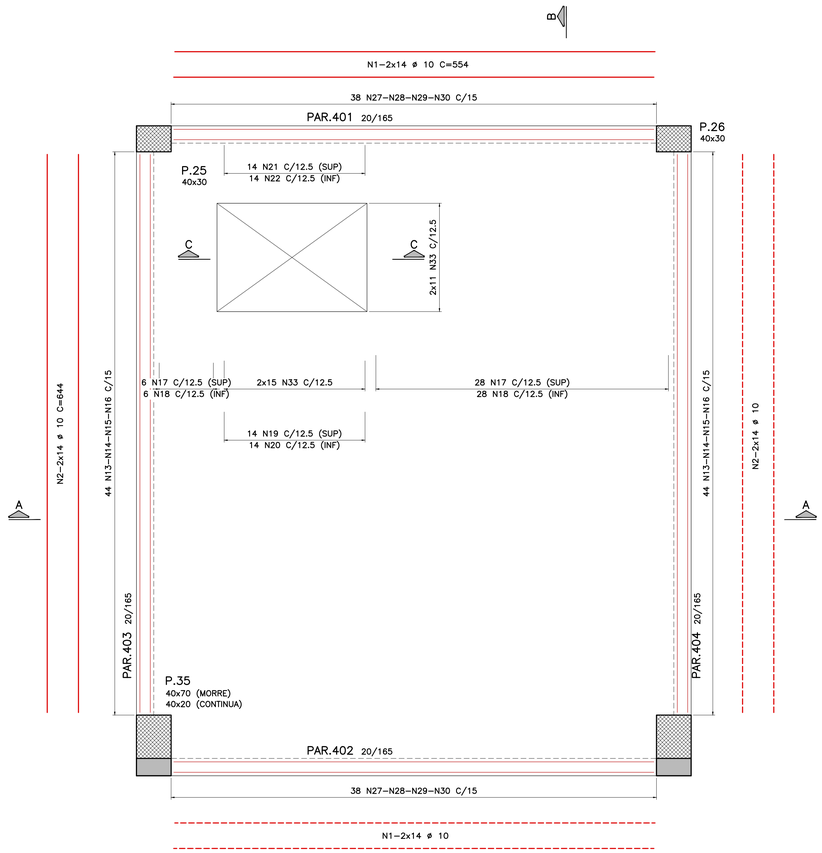
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727
Data: ____/____/____

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

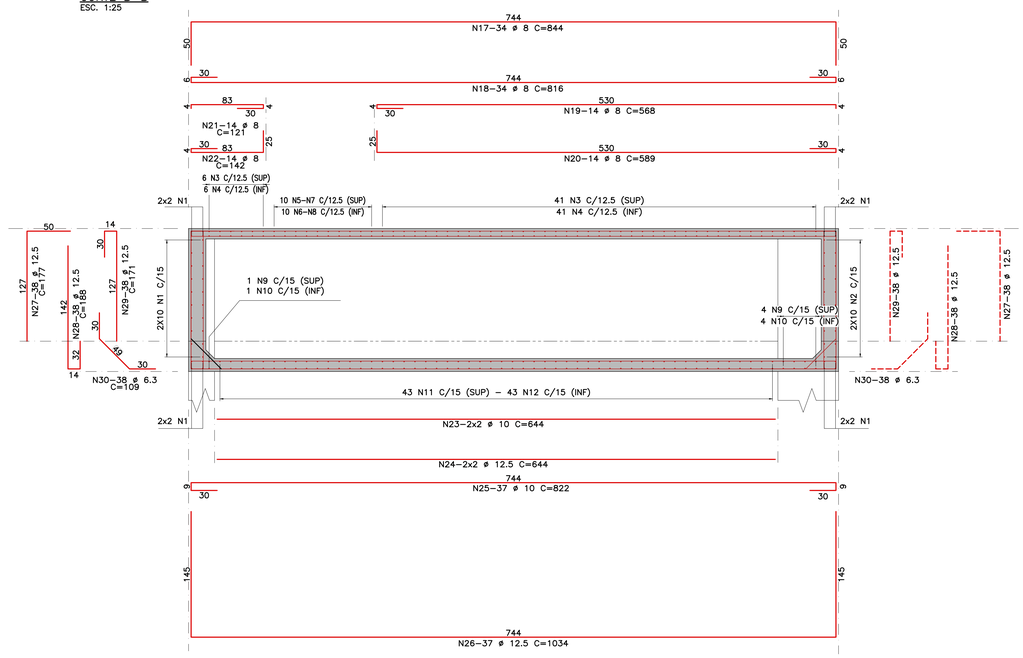
Descrição
PROJETO ESTRUTURAL
EDIFÍCIO ALMOX - ARQUIVOS
ARMADURAS DA FUNDAÇÃO
Armaduras das Vigas, Paredes do Muro de Contenção e Concreto e Muro em Alvenaria Armada

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
EST
Identificador: AT.14.PMT.PE.2001
R0
FL. 02/1

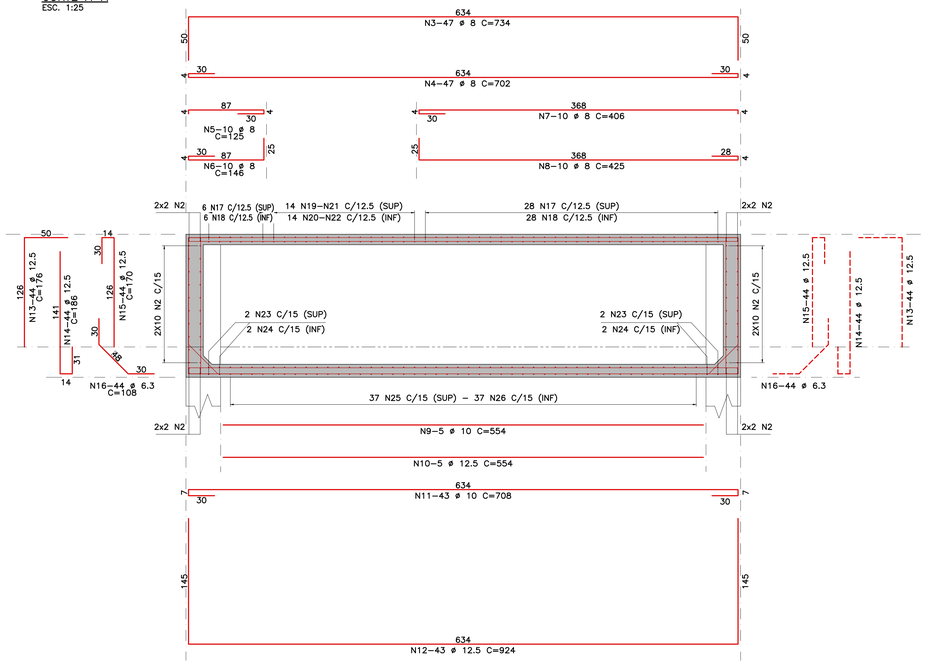
PLANTA DO RESERVATÓRIO – ARMADURA
ESC. 1:25



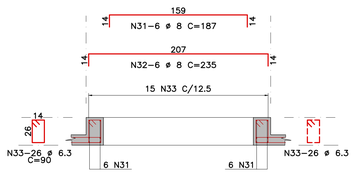
CORTE B–B
ESC. 1:25



CORTE A–A
ESC. 1:25



CORTE C–C
ESC. 1:25



LISTA DOS FERROS

N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	10	56	554	3102
2	10	56	644	3606
3	8	47	734	3449
4	8	47	702	3299
5	8	10	125	125
6	8	10	146	146
7	8	10	406	406
8	8	10	425	425
9	10	5	554	277
10	12.5	5	554	277
11	10	43	708	3044
12	12.5	43	924	3973
13	12.5	88	176	1548
14	12.5	88	186	1636
15	12.5	88	170	1496
16	6.3	88	108	950
17	8	34	844	2869
18	8	34	816	2774
19	8	14	568	795
20	8	14	589	824
21	8	14	121	169
22	8	14	142	198
23	10	4	644	257
24	12.5	4	644	257
25	10	37	822	3041
26	12.5	37	1034	3825
27	12.5	76	177	1345
28	12.5	76	188	1428
29	12.5	76	171	1299
30	6.3	76	109	828
31	8	6	187	112
32	8	6	235	141
33	6.3	52	90	468

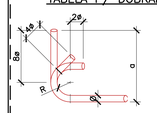
RESUMO GERAL CA–50

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	224.68	55
8.0	1573.64	622
10.0	1332.92	823
12.5	1708.88	1646
	TOTAL:	3146

NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   - fck ≥ 40MPa.
   - fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   - AÇO CA–25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   - AÇO CA–50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
3. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   - PARA RESERVATÓRIO – 3.0cm.
4. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO–SE UM CONTROLE RIGOROSO NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA–25	R CA–50	R CA–60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENT
SAIR DO PADRÃO SERÁ
INDICADOS NO DESENH
O COMPRIMENTO (a)
E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Dat
R0	EMISSÃO INICIAL		L.C	16/11/20	

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI, CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_20

Projetista: PROMONTE PROJETOS ARQUITETURA E ENGENHARIA LTDA. www.promonte.com.br | e-mail: sac@promonte.com.br (11) 3294-8000

UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss, CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam, SIAPE 2086727
Data: ___/___/___

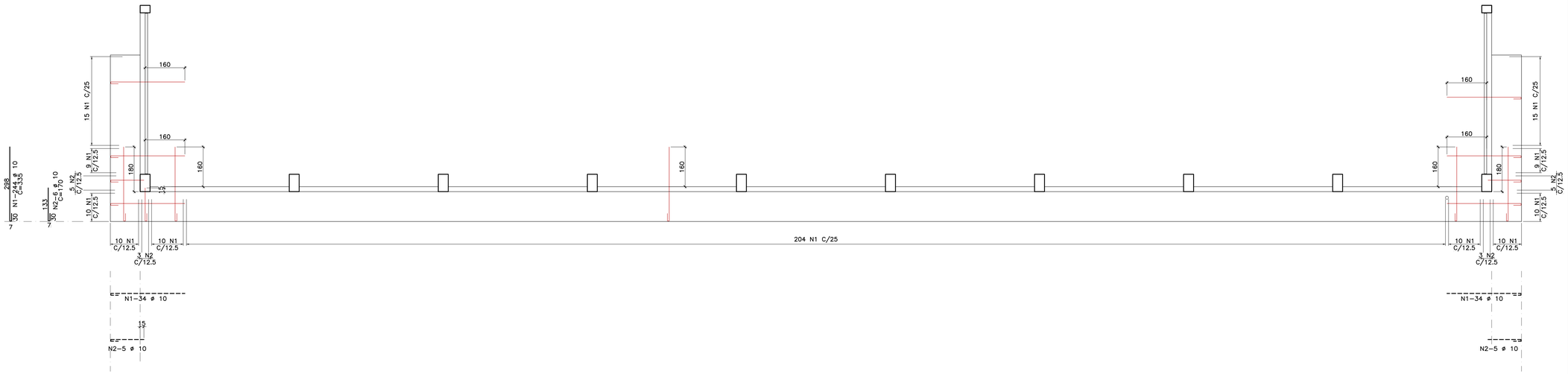
UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana

SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

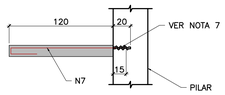
Descrição:
PROJETO ESTRUTURAL
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
VIGAS
Armação do Reservatório

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2002
R0
EST
FL. 03/1

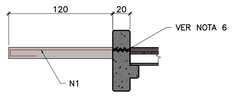
ARMAÇÃO DA MARQUISE EM CONCRETO ARMADO
ESC. 1:65



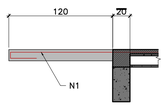
DETALHE DE LIGAÇÃO DO N2 COM O PILAR
ESC. 1:25



DETALHE DE LIGAÇÃO DA BARRA N1 COM A VIGA VP.205
ESC. 1:25



DETALHE DE LIGAÇÃO DA BARRA N1 COM A VIGA VP.204
ESC. 1:25



LISTA DOS FERROS

N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	10	312	335	104520
2	10	16	170	2720

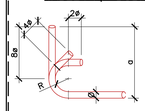
RESUMO GERAL CA-50

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
10.0	1072.40	662
	TOTAL:	662

NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   - fck ≥ 40MPa.
   - fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   - AÇO CA-25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   - AÇO CA-50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
4. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   - PARA MARQUISE - 3cm.
5. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO-SE UM CONTROLE RIGOROSO NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)
6. PARA LOCAÇÃO DAS BARRA N1 JUNTO A VIGA VP.205, VER DESENHO AT.14.PMT.PE.EST.7001.
7. PARA ARMADURAS N2, FURAR O PILAR PRÉ-FABRICADO COM BROCAS Ø 20mm, CONFORME ESPAÇAMENTO INDICADO PARA AS ARMADURAS E NA PROFUNDIDADE DE 20cm. LIMPAR OS FUROS PARA ELIMINAR QUAISQUER RESQUÍCIOS DE POEIRA, PREENCHER OS FUROS COM RESINA EPÓXI HILTI RE500 OU SIMILAR E INSERIR AS ARMADURAS.

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R		
	CA-25	CA-50	CA-60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	-

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENTO SAIR DO PADRÃO SERÃO INDICADOS NO DESENHO O COMPRIMENTO (a) E/OU RAIO (R).

NÃO ESTÃO CONSIDERADOS PERDAS DE CONCRETO BEM COMO REAPROVEITAMENTOS DE FÔRMAS

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		
REVISÕES		PROJETISTA		UNILA	

Elab.:	Verif.:	Aprov.:	Data:
LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	_16_/_11_/_2020_

Projetista
PROMONTE
PROJETOS, MONITORIA E ORÇAMENTO LTDA.
www.promonte.com.br e e-mail: promonte@uol.com.br
CNPJ: 02.762.586/0001-09

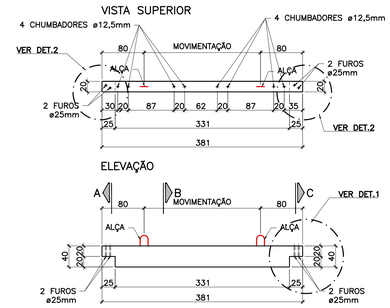
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Areif Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727
Data: ____/____/_____

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição
PROJETO ESTRUTURAL
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
ARMAÇÃO
Armação da Marquise do 1°Pavimento

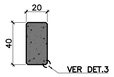
Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2003
EST
R0
FL: 04/16

VP.210 (x1) – FÔRMAS 20/40
ESC. 1:40

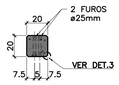


CORTE–A
ESC. 1:20

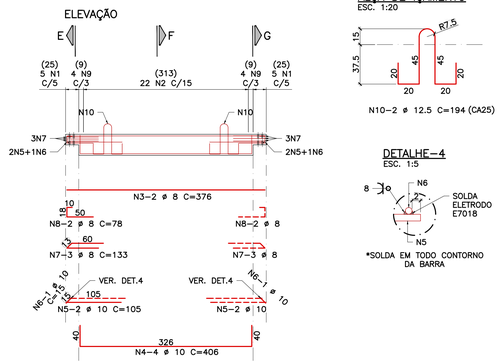
CORTE–B
ESC. 1:20



CORTE–C
ESC. 1:20



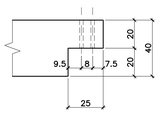
VP.210 (x1) – ARMADURAS 20/50
ESC. 1:40



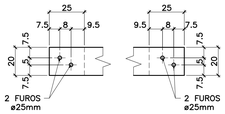
ALÇA DE IÇAMENTO
ESC. 1:20

DETALHE–4
ESC. 1:5

DETALHE–1
ESC. 1:15

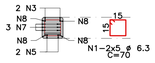


DETALHE–2
ESC. 1:15

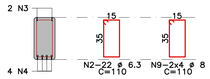


DETALHE–3
ESC. 1:5

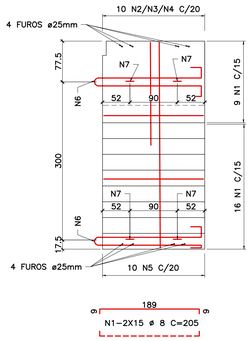
CORTE–E
ESC. 1:20



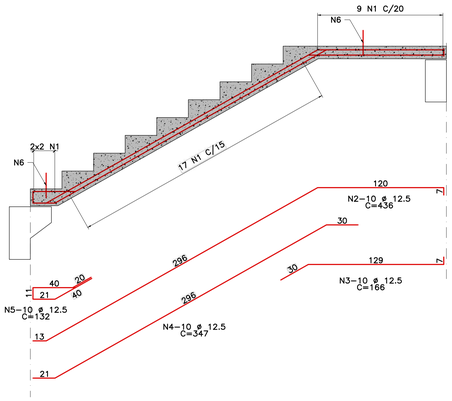
CORTE–F
ESC. 1:20



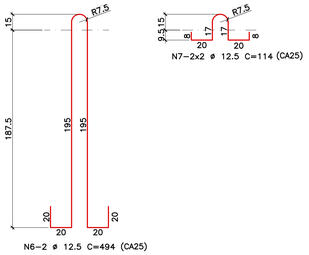
ESCADA ES.1 – ARMADURA PLANTA
ESC. 1:40



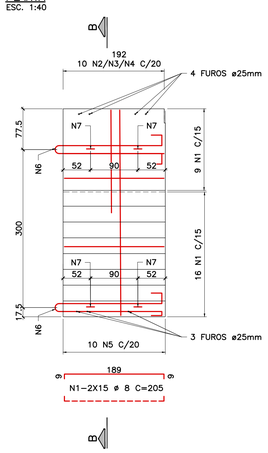
CORTE–A
ESC. 1:20



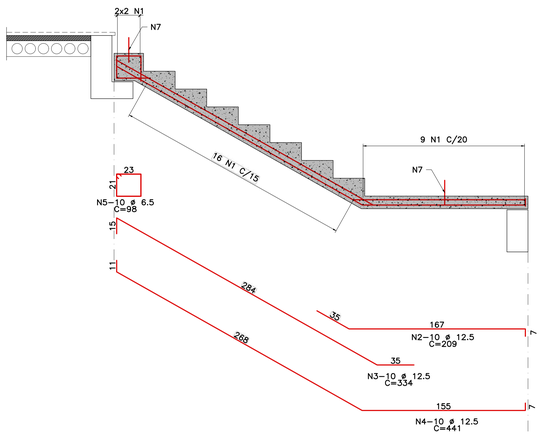
ALÇAS DE IÇAMENTO
ESC. 1:20



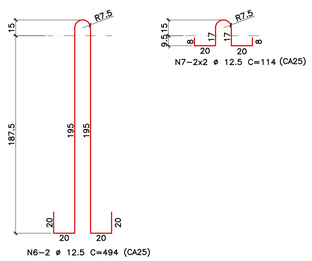
ESCADA ES.2 – ARMADURA PLANTA
ESC. 1:40



CORTE–B
ESC. 1:20



ALÇAS DE IÇAMENTO
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS

		N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITÁRIO	TOTAL
VP.210 (1x)	CA–50	1	6.3	10	70	700
		2	6.3	22	110	2420
		3	8	2	376	752
		4	10	4	406	1624
		5	10	4	105	420
		6	10	2	15	30
		7	8	6	133	798
		8	8	4	78	312
		9	8	8	110	880
	CA–25	10	12.5	2	194	388
ES.1 (1x)	CA–50	1	8	30	205	6150
		2	12.5	10	436	4360
		3	12.5	10	166	1660
		4	12.5	10	347	3470
		5	12.5	10	132	1320
	CA–25	6	12.5	2	494	988
		7	12.5	4	114	456
ES.1 (1x)	CA–50	1	8	30	205	6150
		2	12.5	10	209	2090
		3	12.5	10	334	3340
		4	12.5	10	441	4410
		5	6.5	10	98	980
	CA–25	6	12.5	2	494	988
		7	12.5	4	114	456

RESUMO GERAL CA–50

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	31,20	8
8.0	156,42	59
10.0	20,74	13
12.5	216,20	208
16.0	–	–
	TOTAL:	288

RESUMO GERAL CA–25

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
12.5	32,76	32
	TOTAL:	32

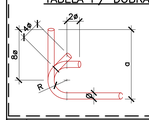
NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   – fck ≥ 40MPa.
   – fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   – AÇO CA–25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   – AÇO CA–50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
4. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   – PARA VIGAS E ESCADA – 2.5cm.
5. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO–SE UM CONTROLE RIGOROSO NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)

TABELA DE PESOS E VOLUMES

ELEMENTOS	QTDE	VOLUME UNIT. (m^3)	VOLUME TOTAL. (m^3)	PESO UNIT. (tf)
VP.210	1	0.285	0.285	0.71
ES.1	1	1.420	1.420	3.55
ES.2	1	1.420	1.420	3.55

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA–25	CA–50	CA–60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENTO SAIR DO PADRÃO SERÃO INDICADOS NO DESENHO O COMPRIMENTO (a) E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL		L.C	16/11/20	

REVISÕES — PROJETISTA: UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI, CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_2020_

Projetista: PROMONTE
PROJETOS, INSPEÇÕES E ENGENHARIA LTDA.
promonte@gmail.com - coordenacao@outlook.com
(71) 3276-0475

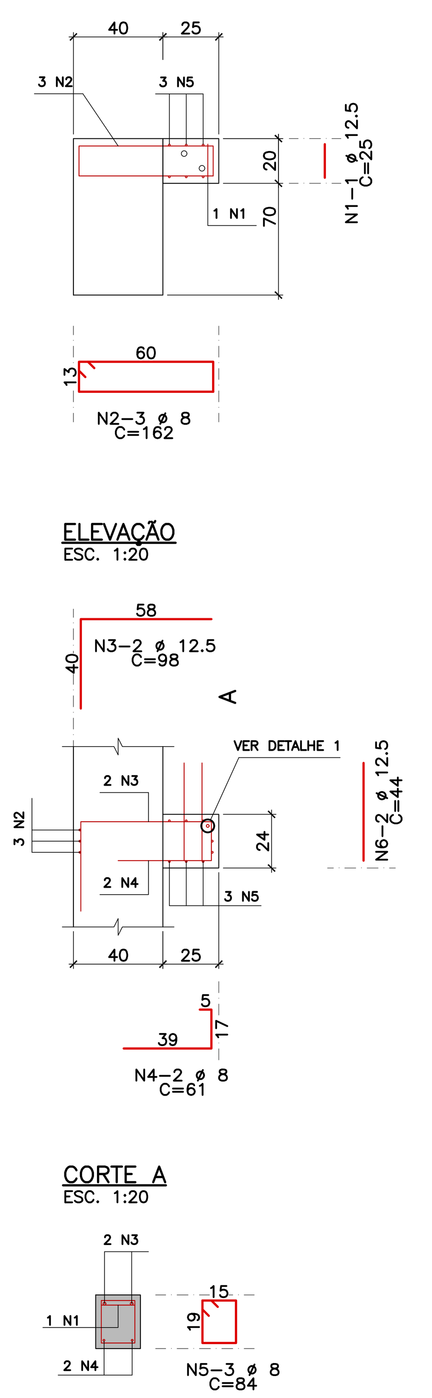
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss, CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam, SIAPE 2086727
Data: ___/___/___

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição
PROJETO ESTRUTURAL
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
VIGA E ESCADA
Forma e Armaduras
VP.210; ES.1 e ES.2

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2004
EST
R0
Fl. 05/16

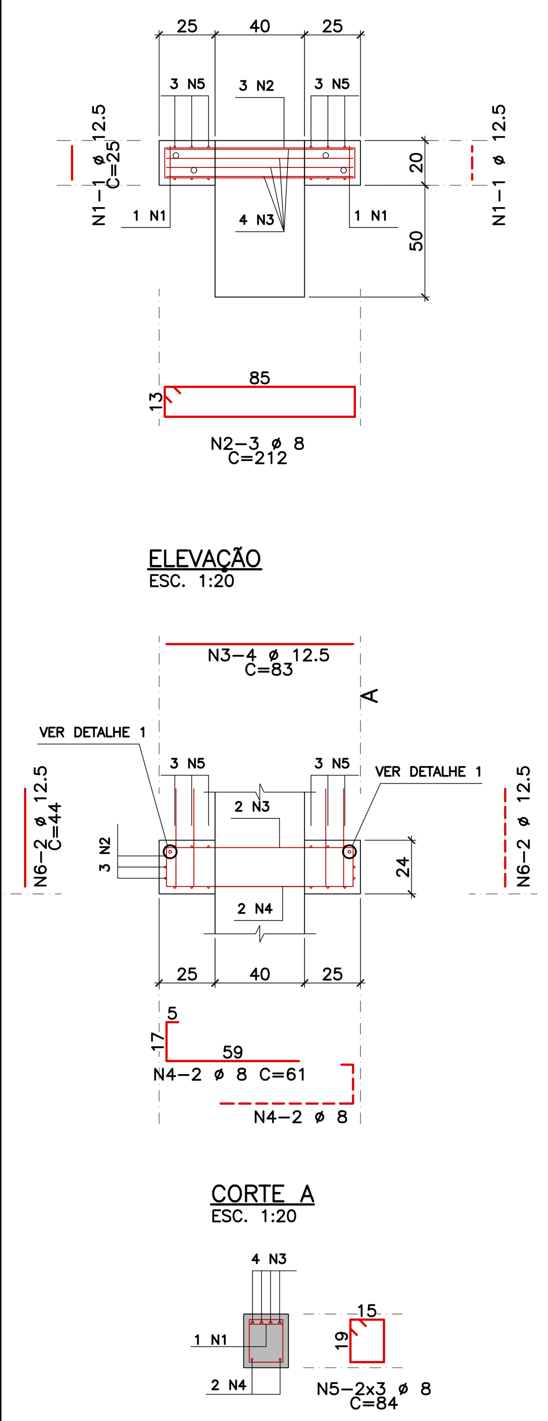
CONSOLO C.001 (12x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	12.5	12	25	300
2	8	36	162	5832
3	12.5	24	98	2352
4	8	24	61	1464
5	8	36	84	3024
6	12.5	24	44	1056

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	103.20	41
12.5	37.08	36
	TOTAL:	77

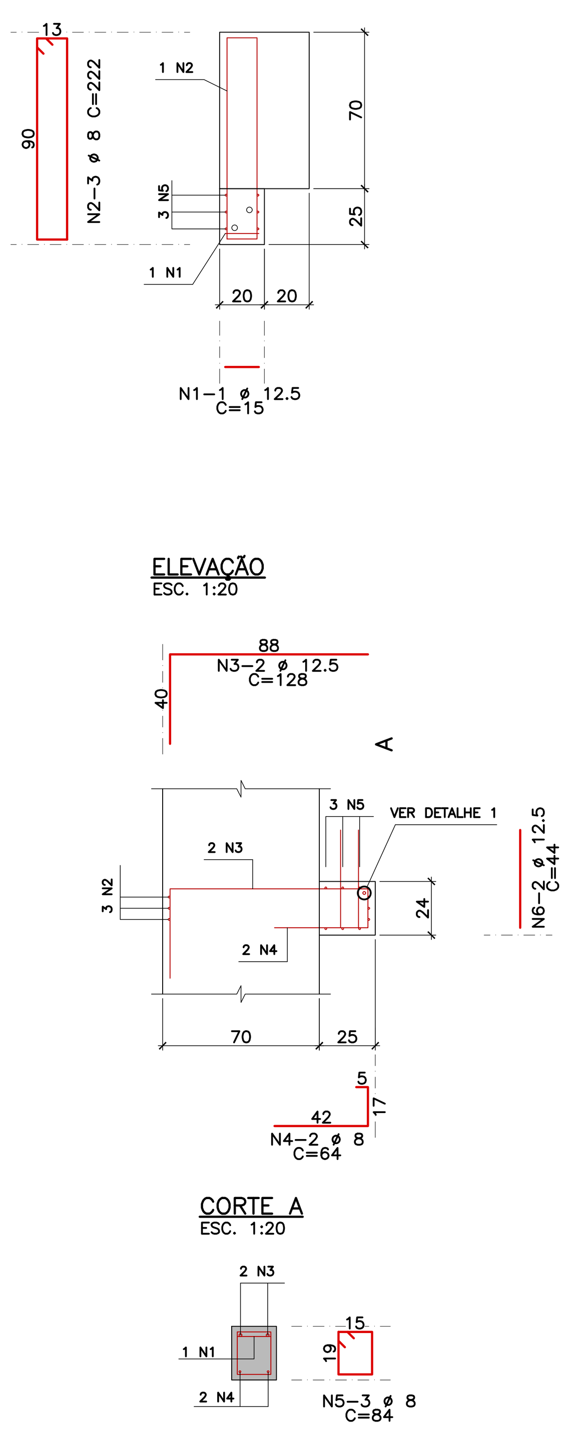
CONSOLO C.02D (17x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	12.5	34	25	850
2	8	51	212	10812
3	12.5	68	83	5644
4	8	68	61	4148
5	8	102	84	8568
6	12.5	68	44	2992

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	235.28	93
12.5	94.86	92
	TOTAL:	185

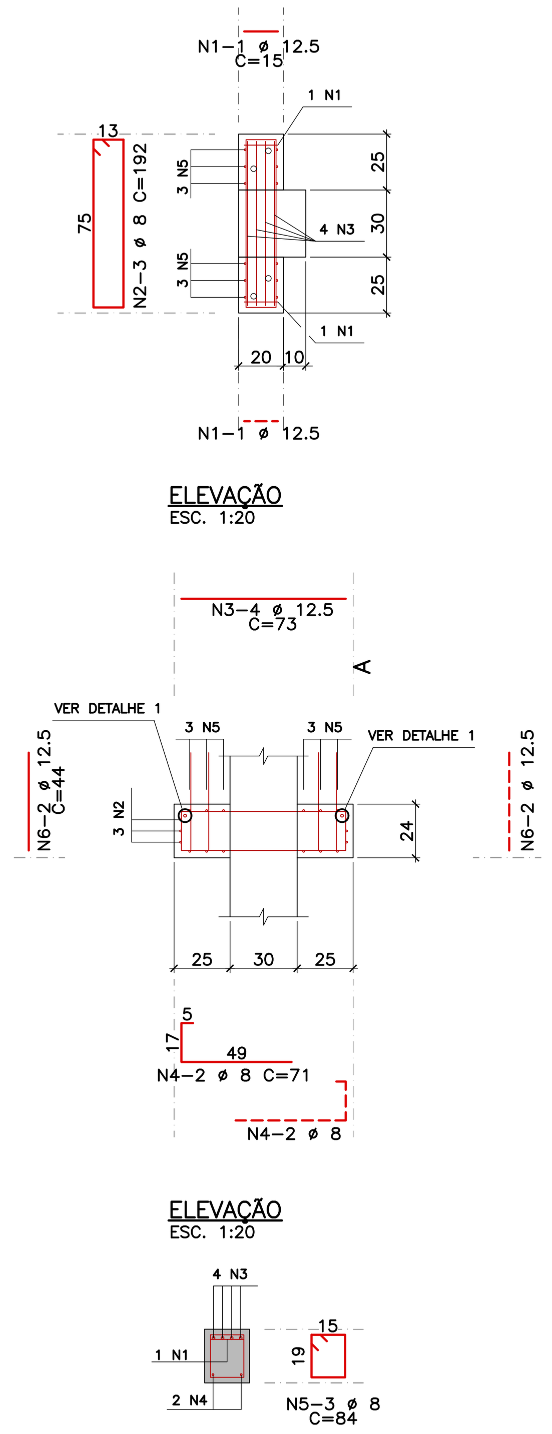
CONSOLO C.003 (8x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	12.5	8	15	120
2	8	24	222	5328
3	12.5	16	128	2048
4	8	16	64	1024
5	8	24	84	2016
6	12.5	16	44	704

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	83.68	33
12.5	28.72	28
	TOTAL:	61

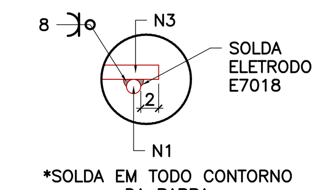
CONSOLO C.04D (24x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	12.5	48	15	720
2	8	72	192	13824
3	12.5	96	73	7008
4	8	96	71	6816
5	8	72	84	6048
6	12.5	96	44	4224

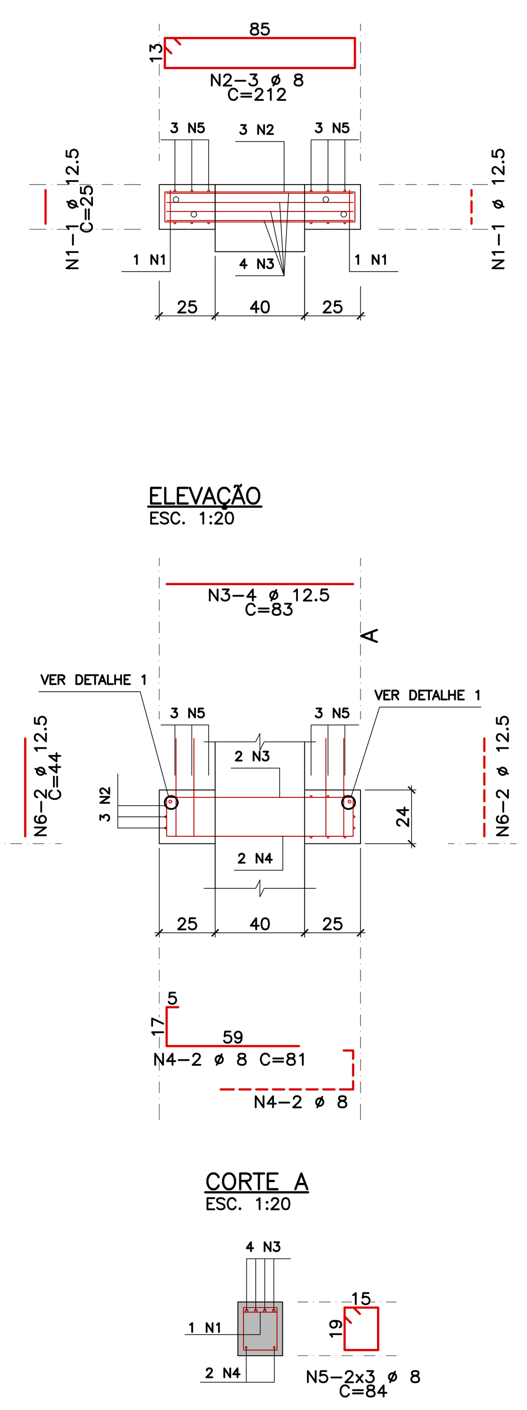
RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	266.88	106
12.5	119.52	115
	TOTAL:	221

DETALHE-1 (TÍPICO)
ESC. 1:5



*SOLDA EM TODO CONTORNO DA BARRA

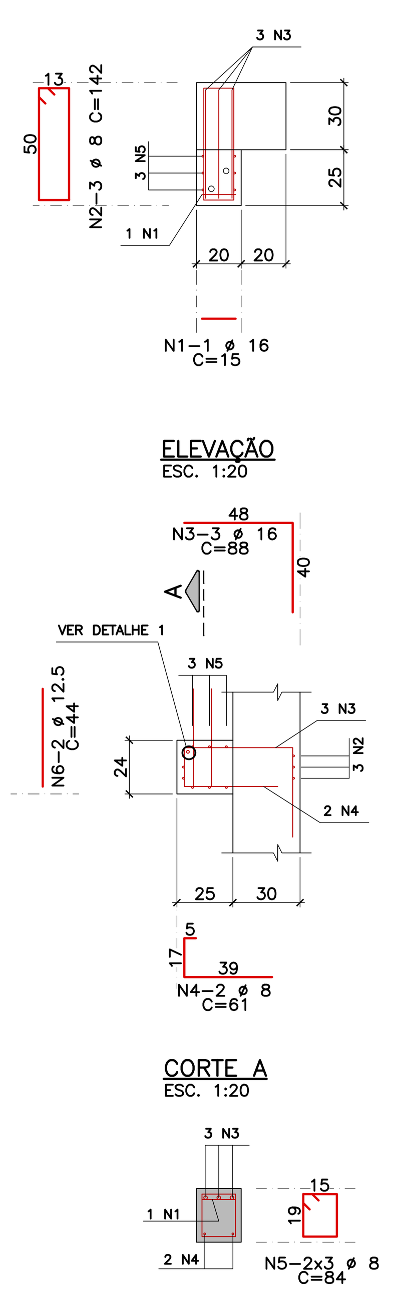
CONSOLO C.05D (30x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	12.5	60	25	1500
2	8	90	212	19080
3	12.5	120	83	9960
4	8	120	81	9720
5	8	180	84	15120
6	12.5	120	44	5280

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	439.20	174
12.5	167.40	161
	TOTAL:	335

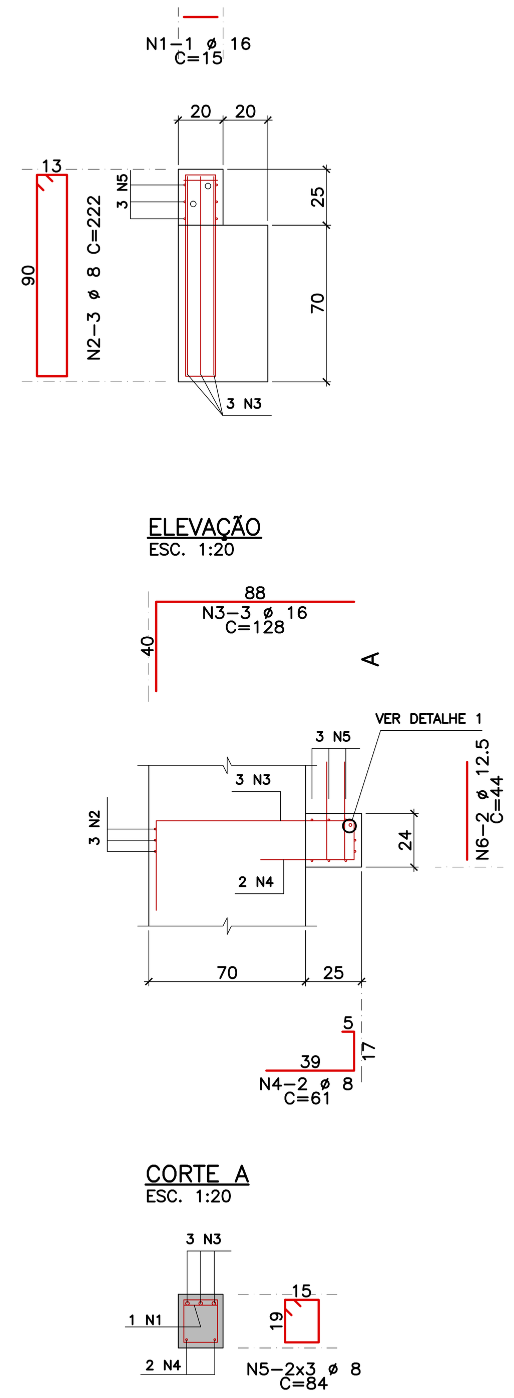
CONSOLO C.06 (32x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	16	32	15	480
2	8	96	142	13632
3	16	96	88	8448
4	8	64	61	3904
5	8	192	84	16128
6	12.5	64	44	2816

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	336.64	133
12.5	28.16	27
16.0	89.28	141
	TOTAL:	301

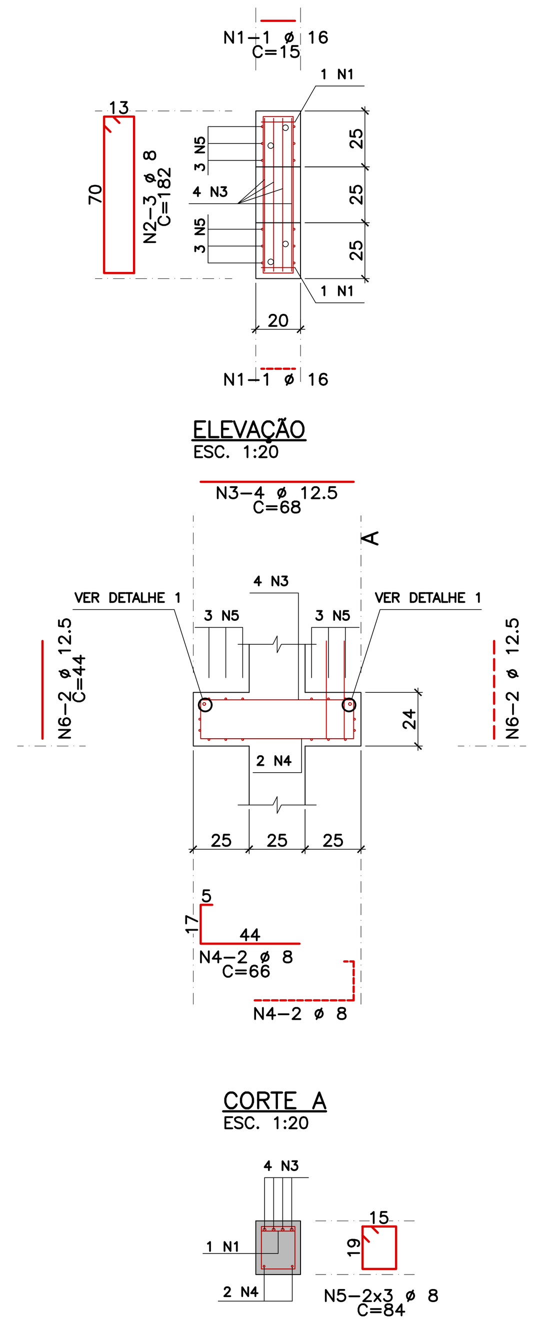
CONSOLO C.07 (34x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	16	34	15	510
2	8	102	222	22644
3	16	102	128	13056
4	8	68	61	4148
5	8	204	84	17136
6	12.5	68	44	2992

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	439.28	174
12.5	29.92	29
16.0	135.66	214
	TOTAL:	417

CONSOLO C.08D (3x)
ESC. 1:20



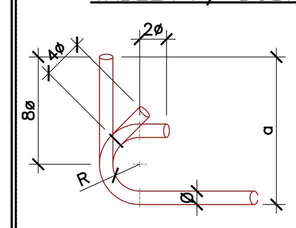
LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	16	6	15	90
2	8	9	182	1638
3	12.5	12	68	816
4	8	12	66	792
5	8	18	84	1512
6	12.5	12	44	528

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	39.42	16
12.5	13.44	13
16.0	0.90	2
	TOTAL:	31

NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   - fck ≥ 40MPa.
   - fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   - AÇO CA-25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   - AÇO CA-50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
3. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   - CONSOLOS – 2.5cm.
4. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO-SE UM **CONTROLE RIGOROSO** NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA-25	R CA-50	R CA-60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENT
SAIR DO PADRÃO SERÁ
INDICADOS NO DESENH
O COMPRIMENTO (a)
E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Dat
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		
	REVISÕES	PROJETISTA		UNILA	

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_20

Projetista: PROMONTE — PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA.

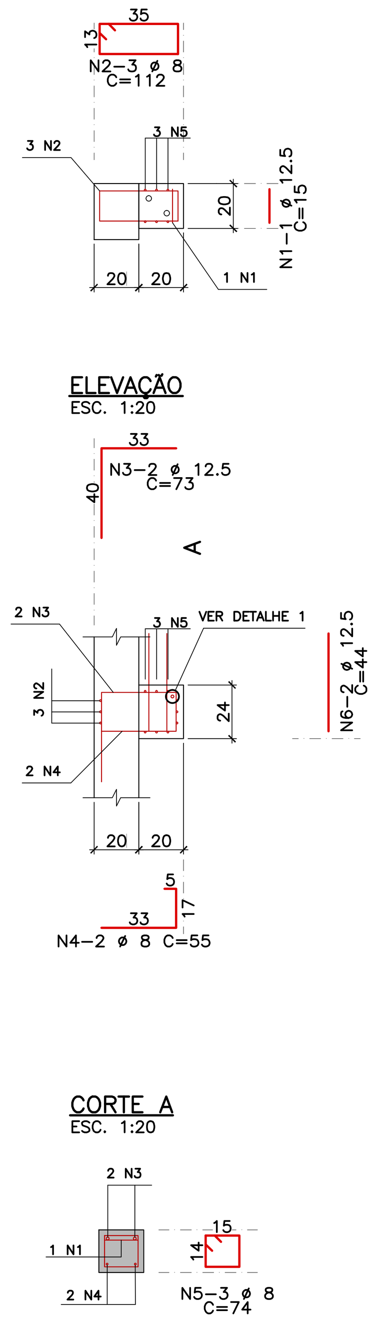
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727
Data: ____/____/____

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
Consolos
Fôrma e Armaduras dos consolos
C.01 a C.08D

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
EST
Identificador: AT.14.PMT.PE.2005
R0
Fl. 06/1

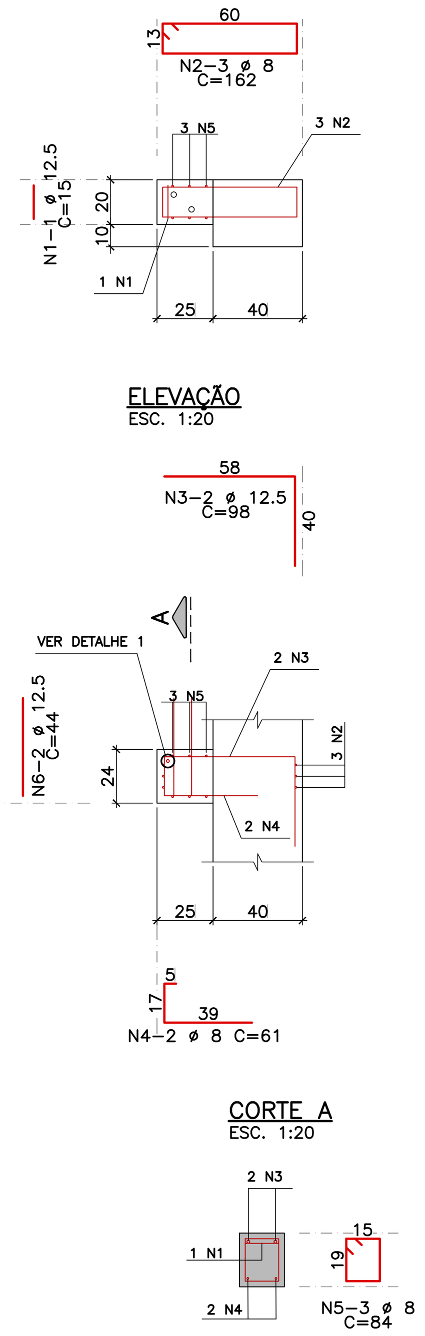
CONSOLO C.09 (1x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	12.5	1	15	15
2	8	3	112	336
3	12.5	2	73	146
4	8	2	55	110
5	8	3	74	222
6	12.5	2	44	88

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	6.68	3
12.5	2.49	3
	TOTAL:	6

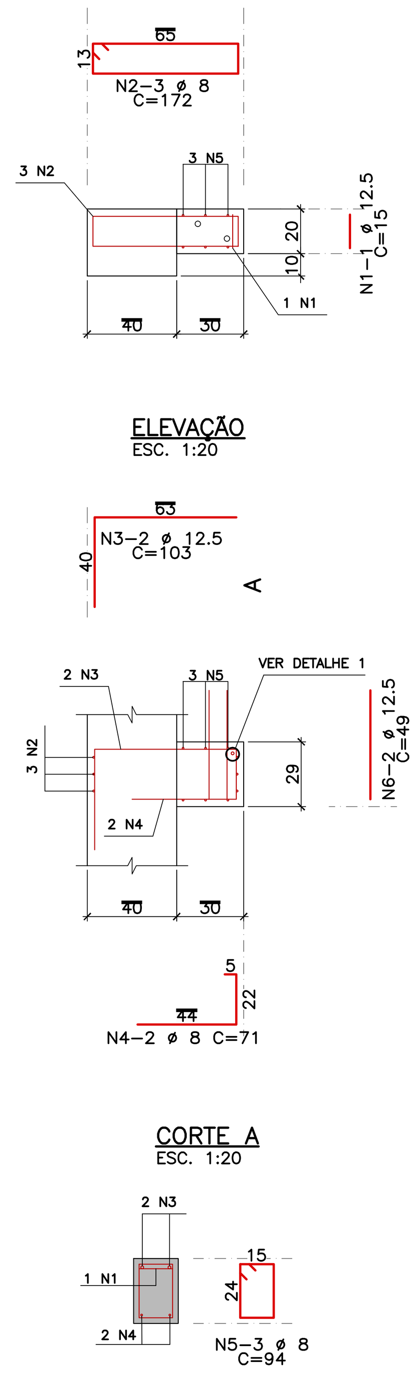
CONSOLO C.10 (8x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	12.5	8	15	120
2	8	24	162	3888
3	12.5	16	98	1568
4	8	16	61	976
5	8	24	84	2016
6	12.5	16	44	704

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	68.80	27
12.5	23.92	23
	TOTAL:	50

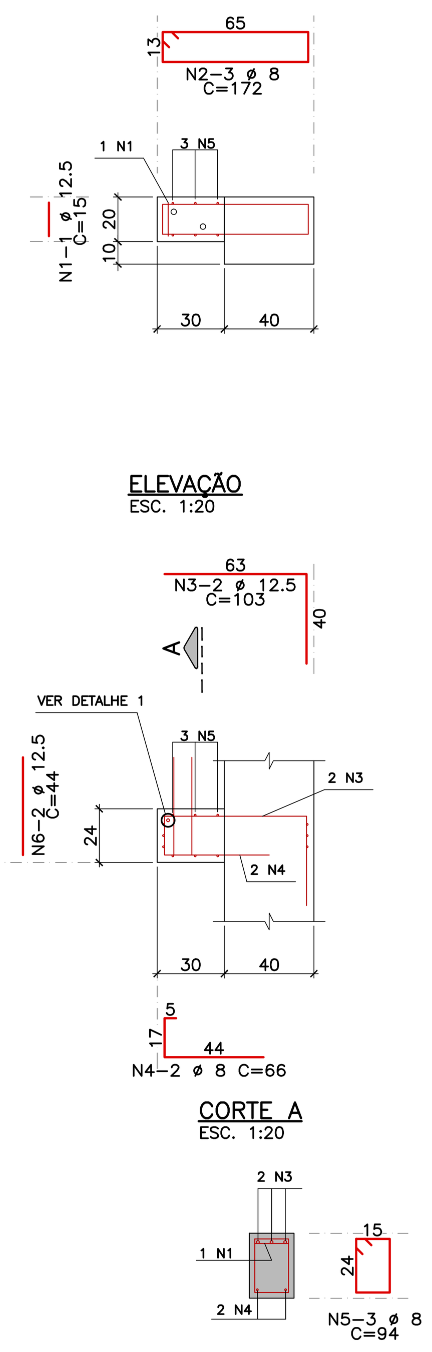
CONSOLO C.11 (1x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	12.5	1	15	15
2	8	3	172	516
3	12.5	2	103	206
4	8	2	71	142
5	8	3	94	282
6	12.5	2	49	98

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	9.40	4
12.5	3.19	3
	TOTAL:	7

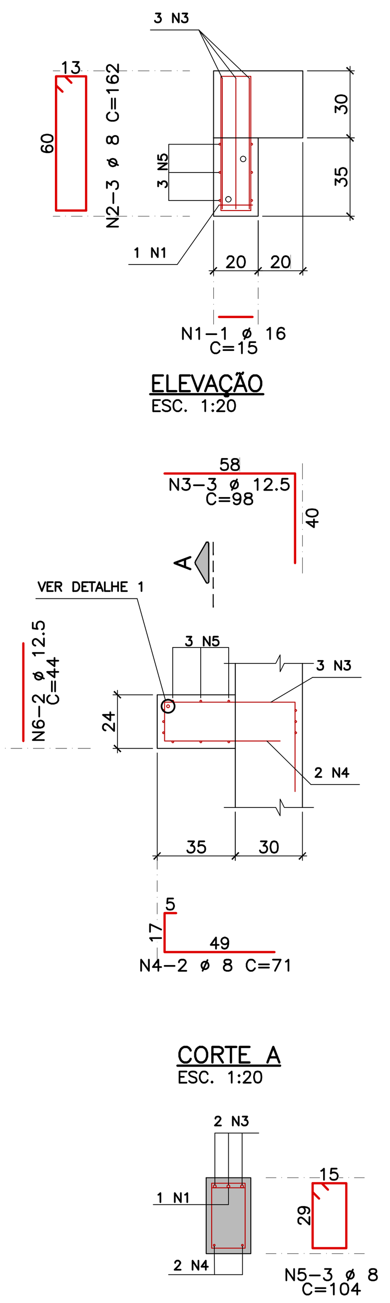
CONSOLO C.12 (1x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	12.5	1	15	15
2	8	3	172	516
3	12.5	2	103	206
4	8	2	66	132
5	8	3	94	282
6	12.5	2	44	88

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	9.30	4
12.5	3.09	3
	TOTAL:	7

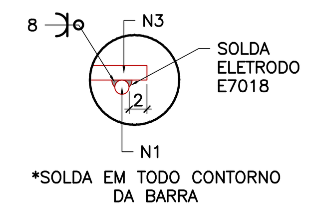
CONSOLO C.13 (4x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	16	4	15	60
2	8	12	162	1944
3	12.5	12	98	1176
4	8	8	71	568
5	8	12	104	1248
6	12.5	8	44	352

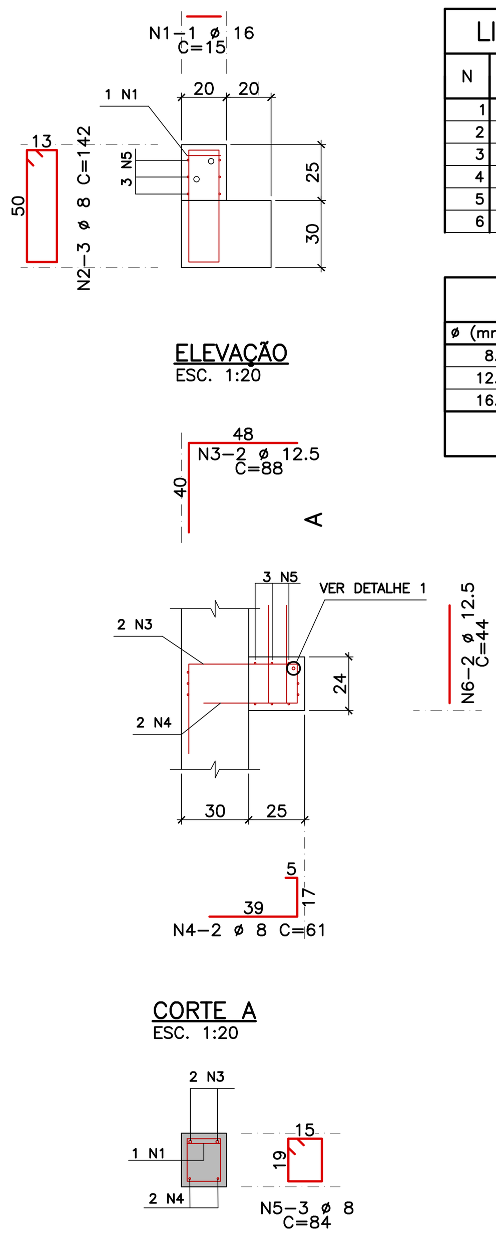
RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	37.60	15
12.5	15.28	15
16.0	0.60	1
	TOTAL:	31

DETALHE-1 (TÍPICO)
ESC. 1:5



*SOLDA EM TODO CONTORNO DA BARRA

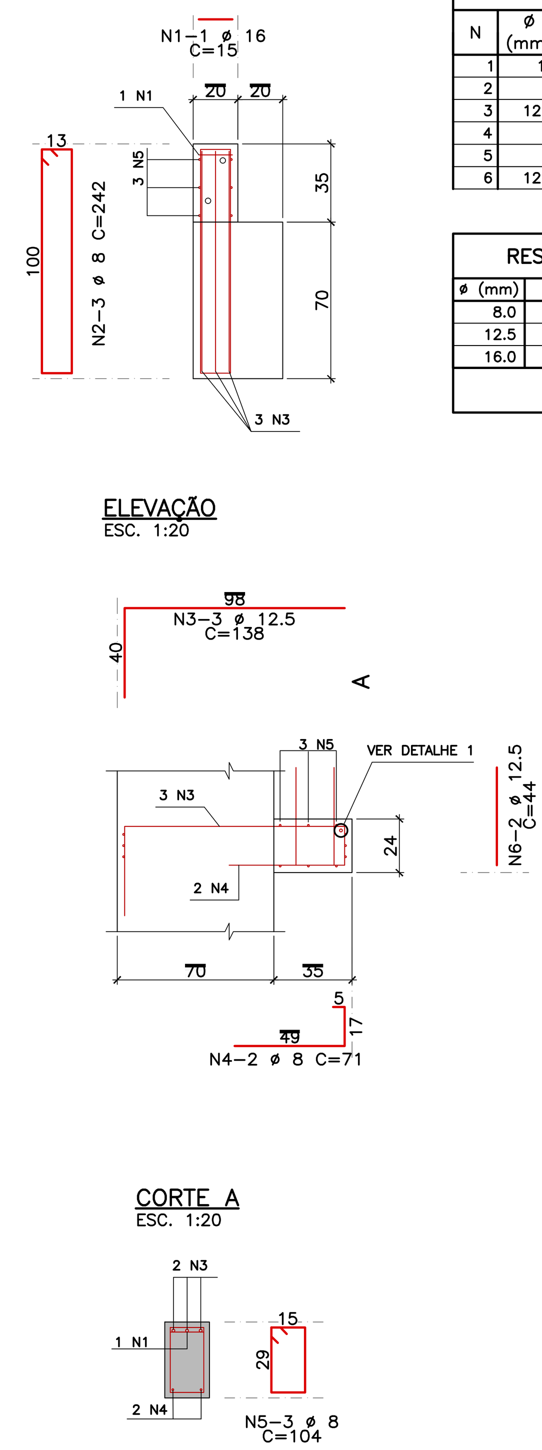
CONSOLO C.14 (5x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	16	5	15	75
2	8	15	142	2130
3	12.5	10	88	880
4	8	10	61	610
5	8	15	84	1260
6	12.5	10	44	440

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	40.00	16
12.5	13.20	13
16.0	0.75	1
	TOTAL:	30

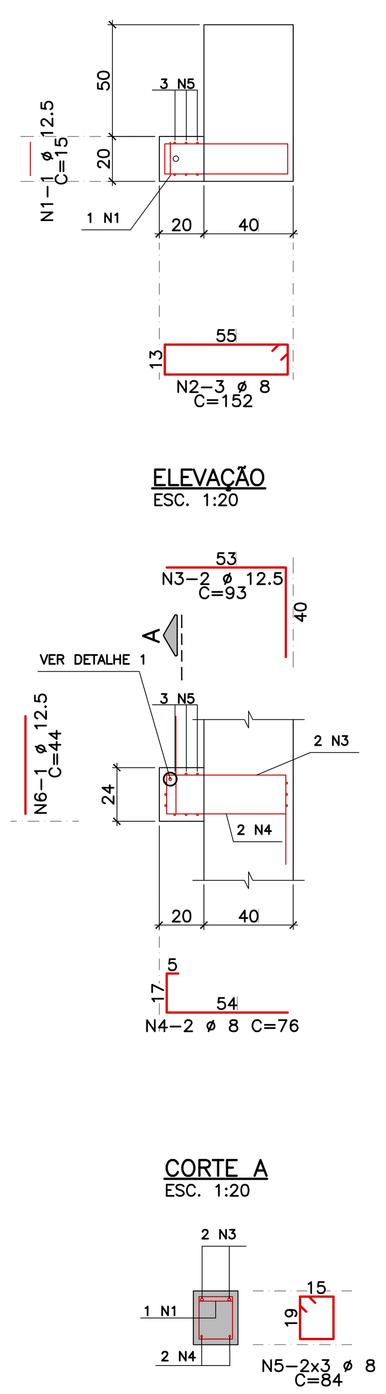
CONSOLO C.15 (4x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	16	4	15	60
2	8	12	242	2904
3	12.5	12	138	1656
4	8	8	71	568
5	8	12	104	1248
6	12.5	8	44	352

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	47.20	19
12.5	20.08	20
16.0	0.60	1
	TOTAL:	40

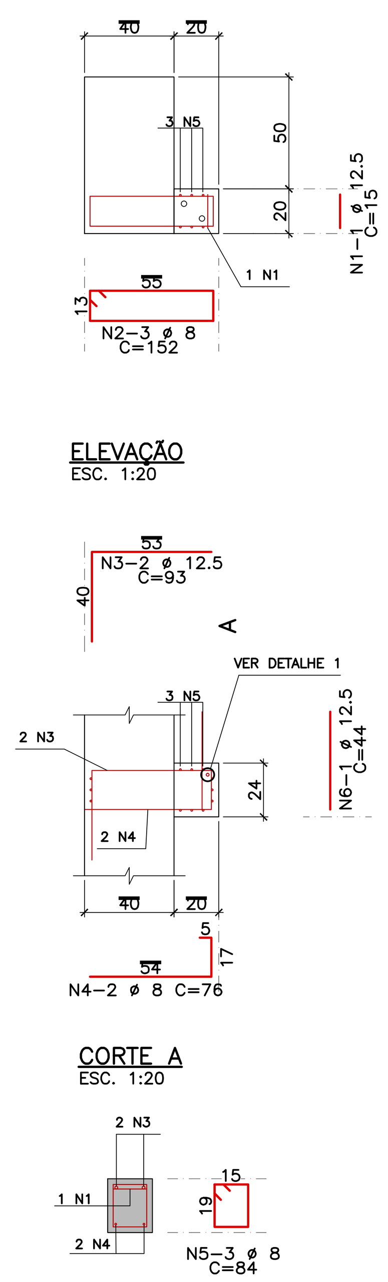
CONSOLO C.16 (4x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	12.5	4	15	60
2	8	12	152	1824
3	12.5	8	93	744
4	8	8	76	608
5	8	24	84	2016
6	12.5	4	44	176

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	44.48	18
12.5	9.80	10
	TOTAL:	28

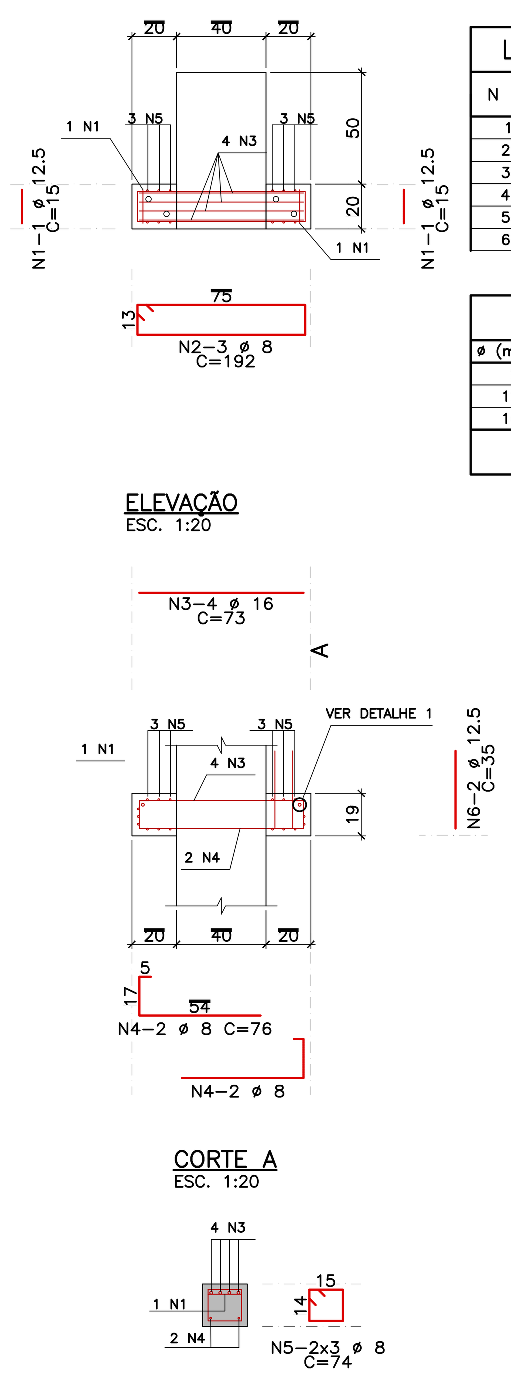
CONSOLO C.17 (1x)
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	12.5	1	15	15
2	8	3	152	456
3	12.5	2	93	186
4	8	2	76	152
5	8	3	84	252
6	12.5	1	44	44

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	8.60	4
12.5	2.45	3
	TOTAL:	7

CONSOLO C.18D (8x)
ESC. 1:20



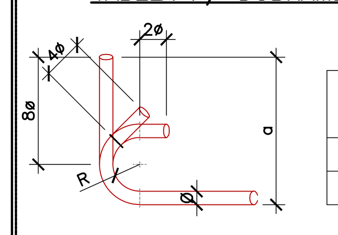
LISTA DOS FERROS				
N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
1	12.5	16	15	240
2	8	24	192	4608
3	16	32	73	2336
4	8	32	76	2432
5	8	48	74	3552
6	12.5	16	35	560

RESUMO GERAL CA-50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
8.0	105.92	42
12.5	8.00	8
16.0	23.36	37
	TOTAL:	87

NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
 - fck ≥ 40MPa.
 - fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
 - AÇO CA-25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
 - AÇO CA-50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
3. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
 - CONSOLOS – 2.5cm.
4. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO-SE UM **CONTROLE RIGOROSO** NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA-25	CA-50	CA-60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENTO SAIR DO PADRÃO SERÃO INDICADOS NO DESENHO O COMPRIMENTO (a) E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação (PROJETISTA)	Data	Aprovação (UNILA)	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		

REVISÕES

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI – CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI – CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI – CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_2020_

Projetista: PROMONTE – PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA.

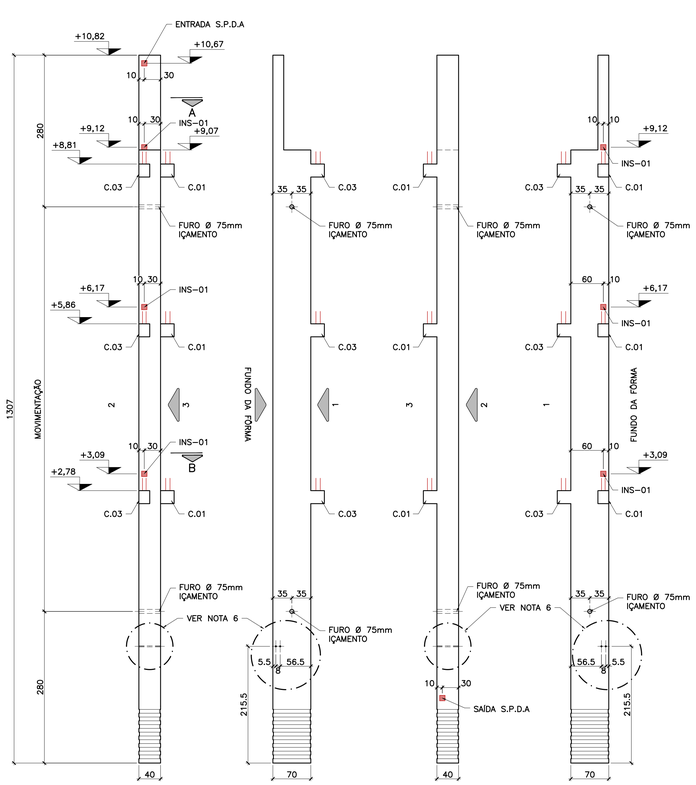
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss – CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam – SIAPE 2086727
Data: ____/____/______

UNILA – Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

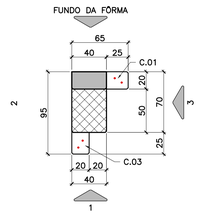
Descrição:
PROJETO ESTRUTURAL
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
Consolos
Fôrma e Armaduras dos consolos
C.09 a C.18D

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2006
EST – R0 – Fl. 07/16

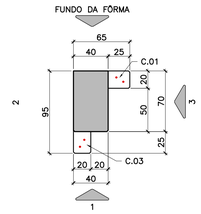
PILARES P.1 (x1) – FÔRMAS
ESC. 1:40



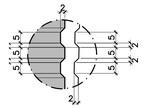
CORTE–A
ESC. 1:25



CORTE–B
ESC. 1:25

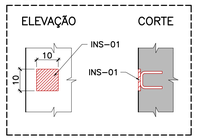


DETALHE TÍPICO DE RANHURAS NO PILAR
ESC. 1:10

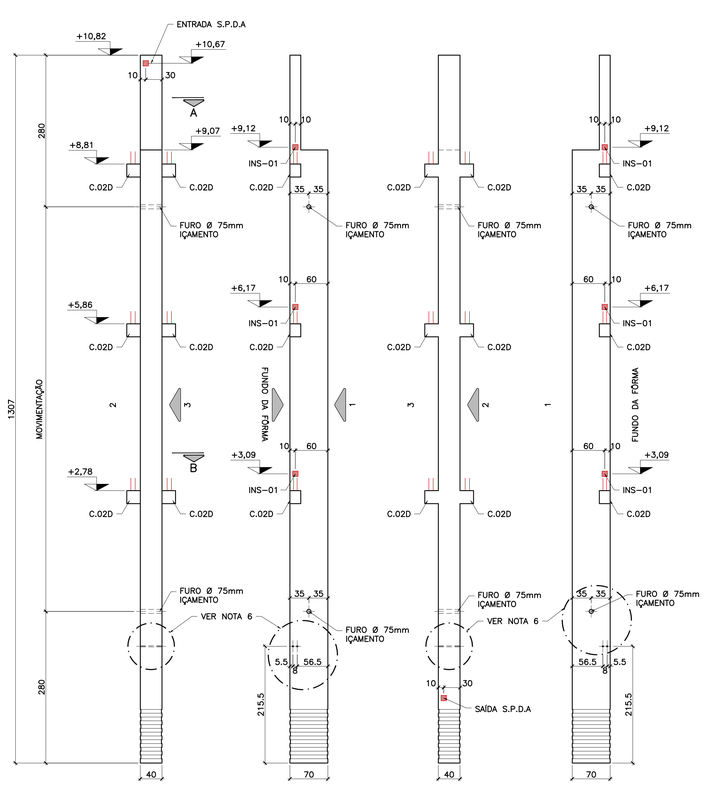


DETALHE TÍPICO DOS CHANFROS
ESC. 1:5

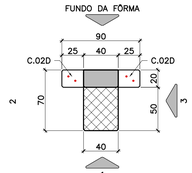
DETALHE TÍPICO INS–01
ESC. 1:10



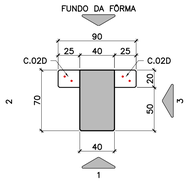
PILARES P.2 a P.9 (x8) – FÔRMAS
ESC. 1:40



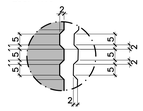
CORTE–A
ESC. 1:25



CORTE–B
ESC. 1:25

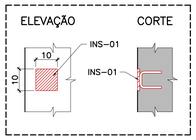


DETALHE TÍPICO DE RANHURAS NO PILAR
ESC. 1:10



DETALHE TÍPICO DOS CHANFROS
ESC. 1:5

DETALHE TÍPICO INS–01
ESC. 1:10



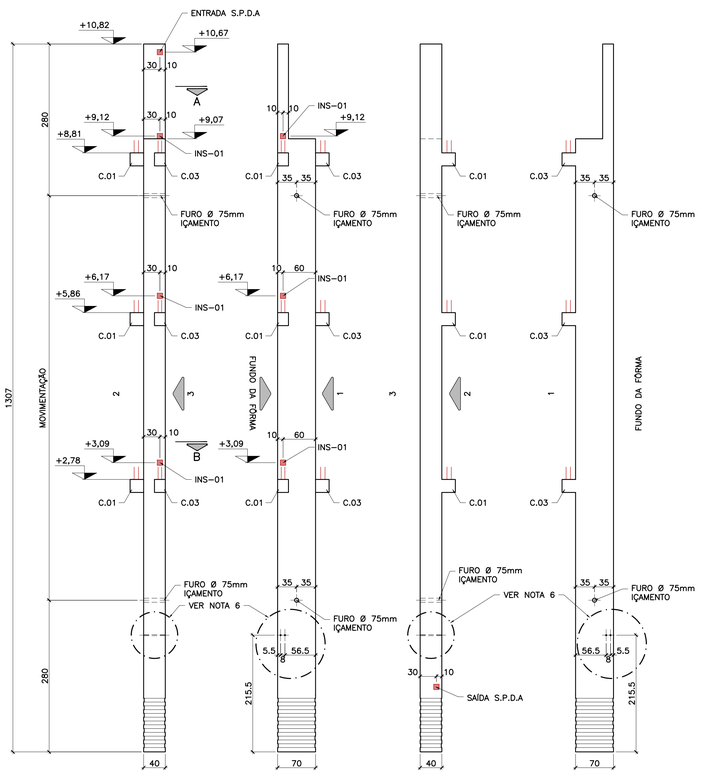
LISTA DOS FERROS

	N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
P.2 a P.9 (8x)	1	6.3	704	215	151364
	2	6.3	704	215	151364
	3	6.3	704	145	102088
	4	16	32	1200	38400
	5	10	48	1200	57600
	6	10	48	192	9216
	7	12.5	128	94	12032
	8	12.5	8	1190	9520
P.1 e P.10 (2x)	1	6.3	176	215	37844
	2	6.3	176	215	37844
	3	6.3	176	145	25520
	4	16	8	1200	9600
	5	10	12	1200	14400
	6	10	12	192	2304
	7	12.5	32	94	3008
	8	12.5	2	1190	2380

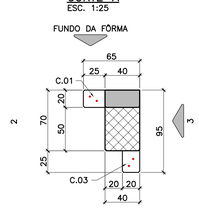
RESUMO GERAL CA–50

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	5060	1240
10.0	835	515
12.5	270	260
16.0	480	758
	TOTAL:	2773

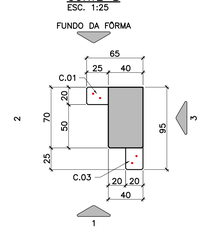
PILARES P.10 (x1) – FÔRMAS
ESC. 1:40



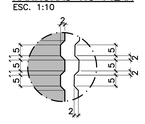
CORTE–A
ESC. 1:25



CORTE–B
ESC. 1:25

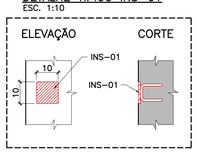


DETALHE TÍPICO DE RANHURAS NO PILAR
ESC. 1:10

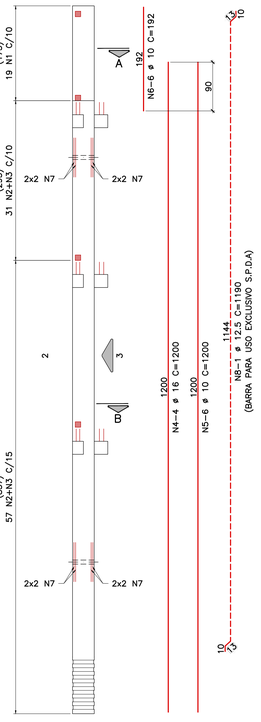


DETALHE TÍPICO DOS CHANFROS
ESC. 1:5

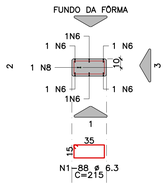
DETALHE TÍPICO INS–01
ESC. 1:10



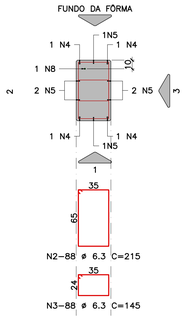
PILARES P.1 e P.10 (x2) – ARMADURAS
ESC. 1:40



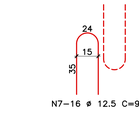
CORTE–A
ESC. 1:25



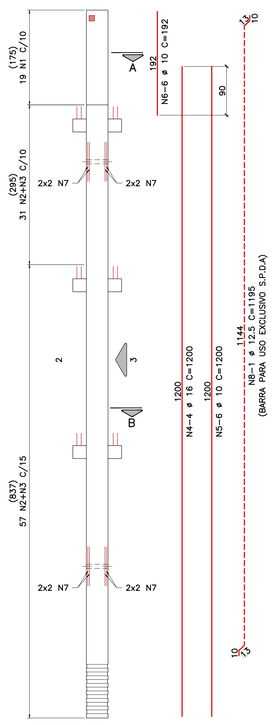
CORTE–B
ESC. 1:25



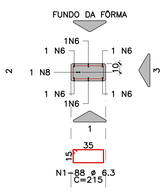
REFORÇO DE IÇAMENTO
ESC. 1:15



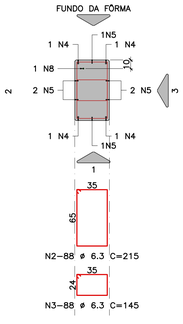
PILARES P.2 a P.9 (x8) – ARMADURAS
ESC. 1:40



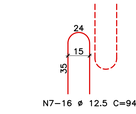
CORTE–A
ESC. 1:25



CORTE–B
ESC. 1:25



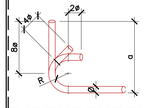
REFORÇO DE IÇAMENTO
ESC. 1:15



NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   – fck ≥ 40MPa.
   – fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   – AÇO CA–25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   – AÇO CA–50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
4. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   – PARA PILARES – 2.5cm.
5. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO–SE UM CONTROLE RIGOROSO NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)
6. PREVER FUROS PASSANTES ø20mm PARA PASSAGEM DAS ARMADURAS DE LIGAÇÃO DO MURO DE CONTENÇÃO EM ALVENARIA ARMADA.

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA–25	R CA–50	R CA–60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENTO SAIR DO PADRÃO SERÁ INDICADOS NO DESENHO O COMPRIMENTO (a) E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL		L.C	16/11/20	

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI, CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_202

Projetista: PROMONTE — PROJETOS, SOLUÇÕES E ENGENHARIA LTDA. — ENGENHEIRO: LEANDRO HENRIQUE CAVALCANTI — CPF: 506295971-00

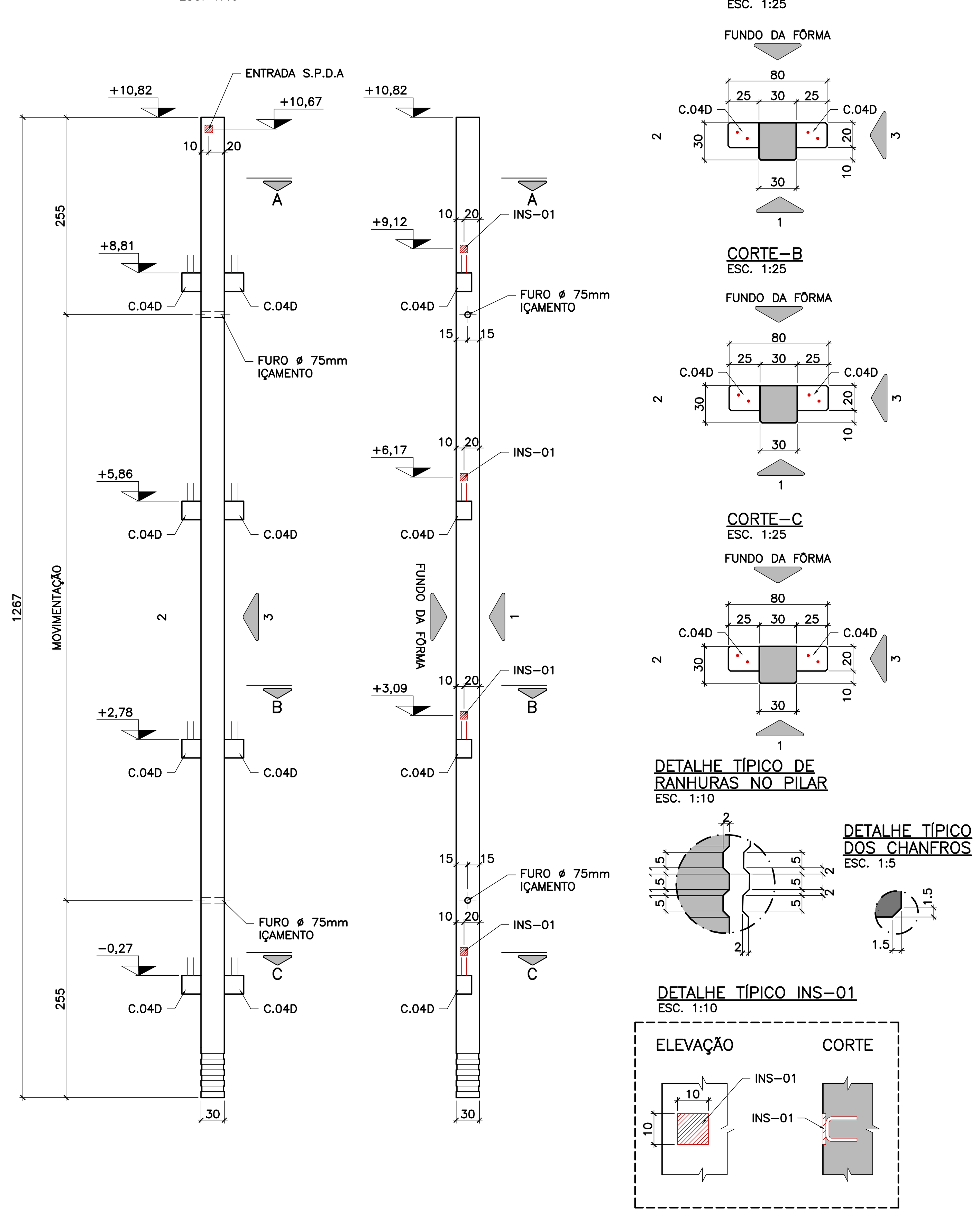
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss, CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam, SIAPE 2088727
Data: ___/___/___

UNILA — Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

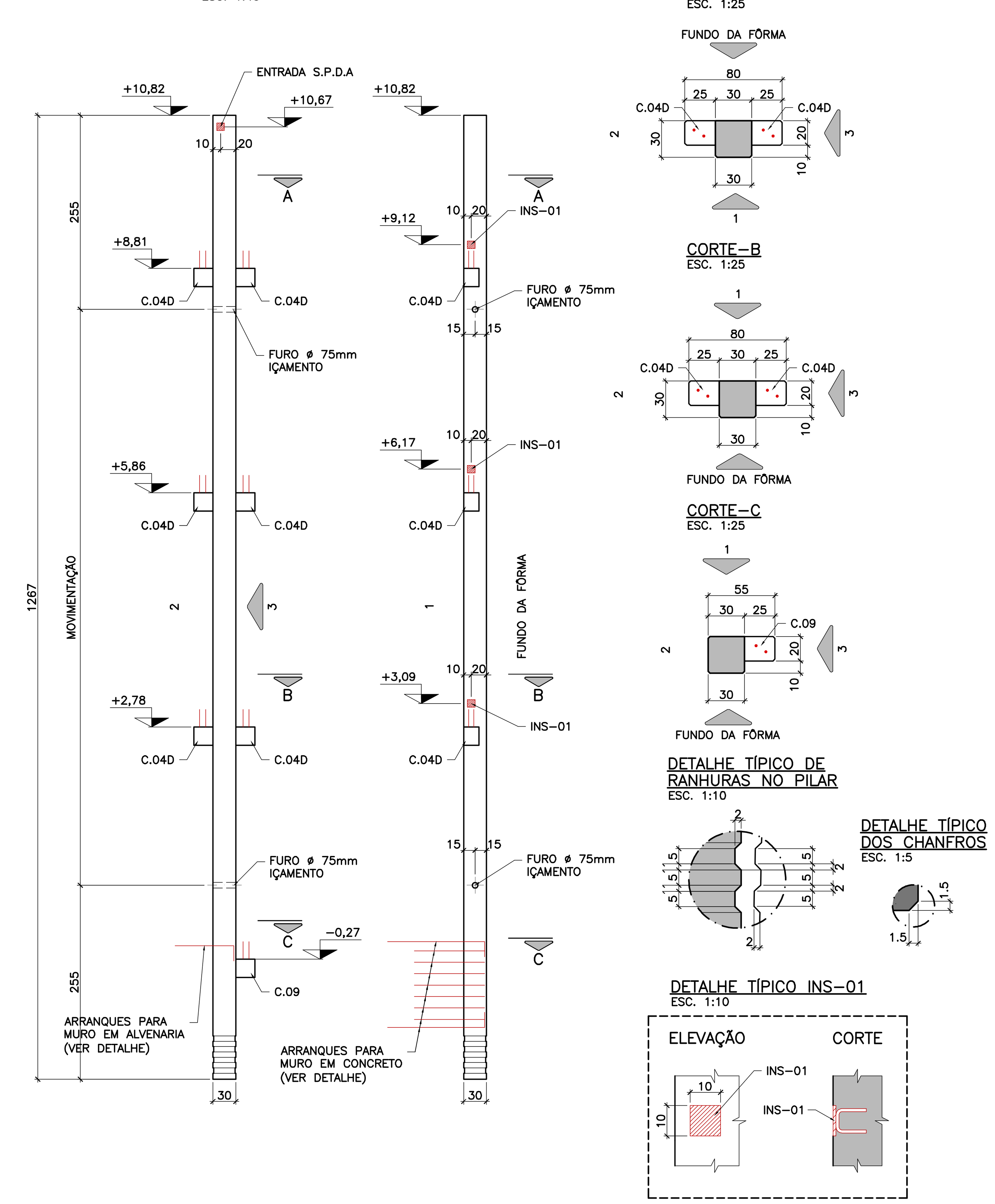
Descrição:
PROJETO ESTRUTURAL
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
PILARES
Armaduras dos Pilares
P.1 a P.10

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2007
EST — R0 — Fl. 08/16

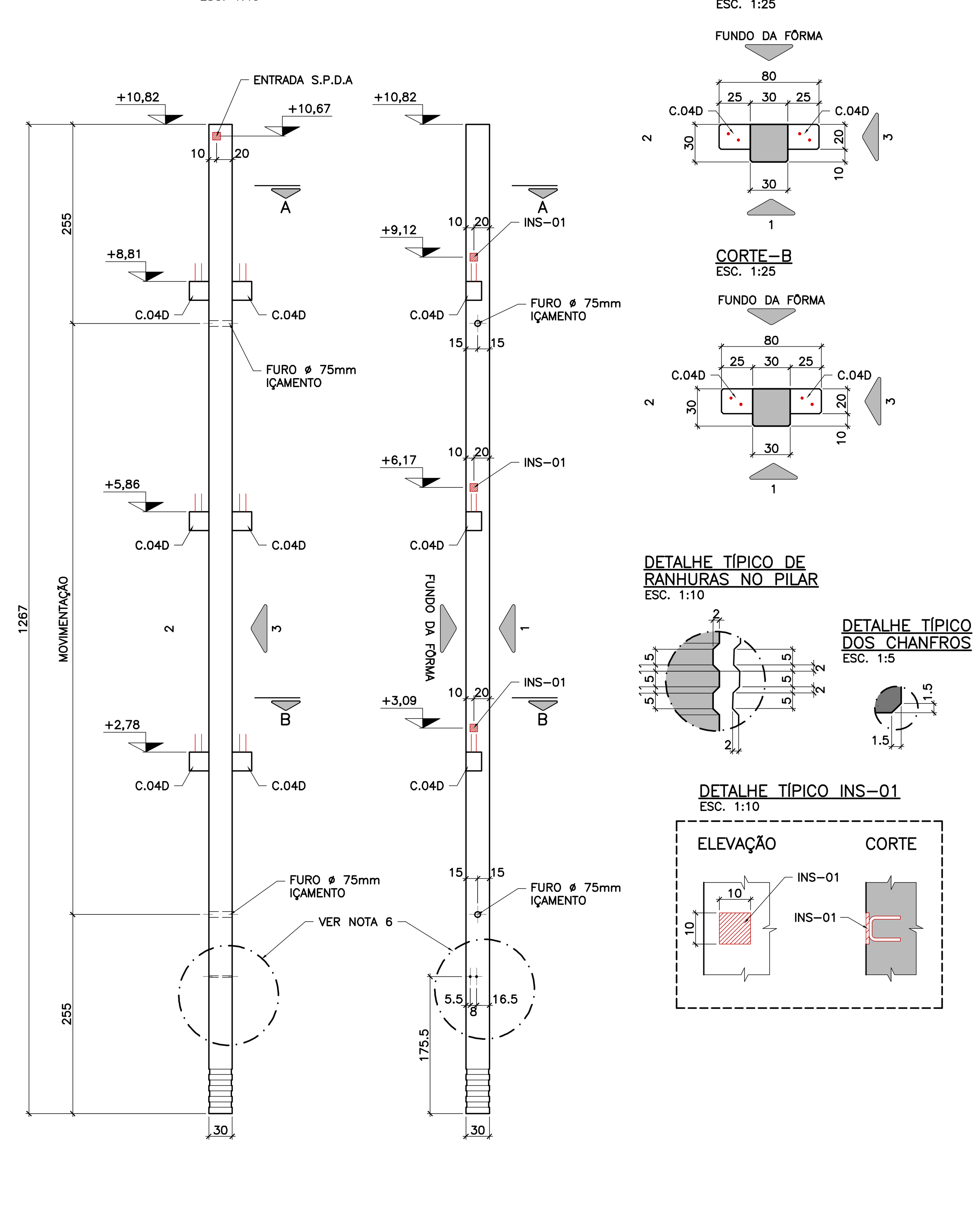
PILARES P.11–P.12–P.14–P.16 (x4) – FÔRMAS
ESC. 1:40



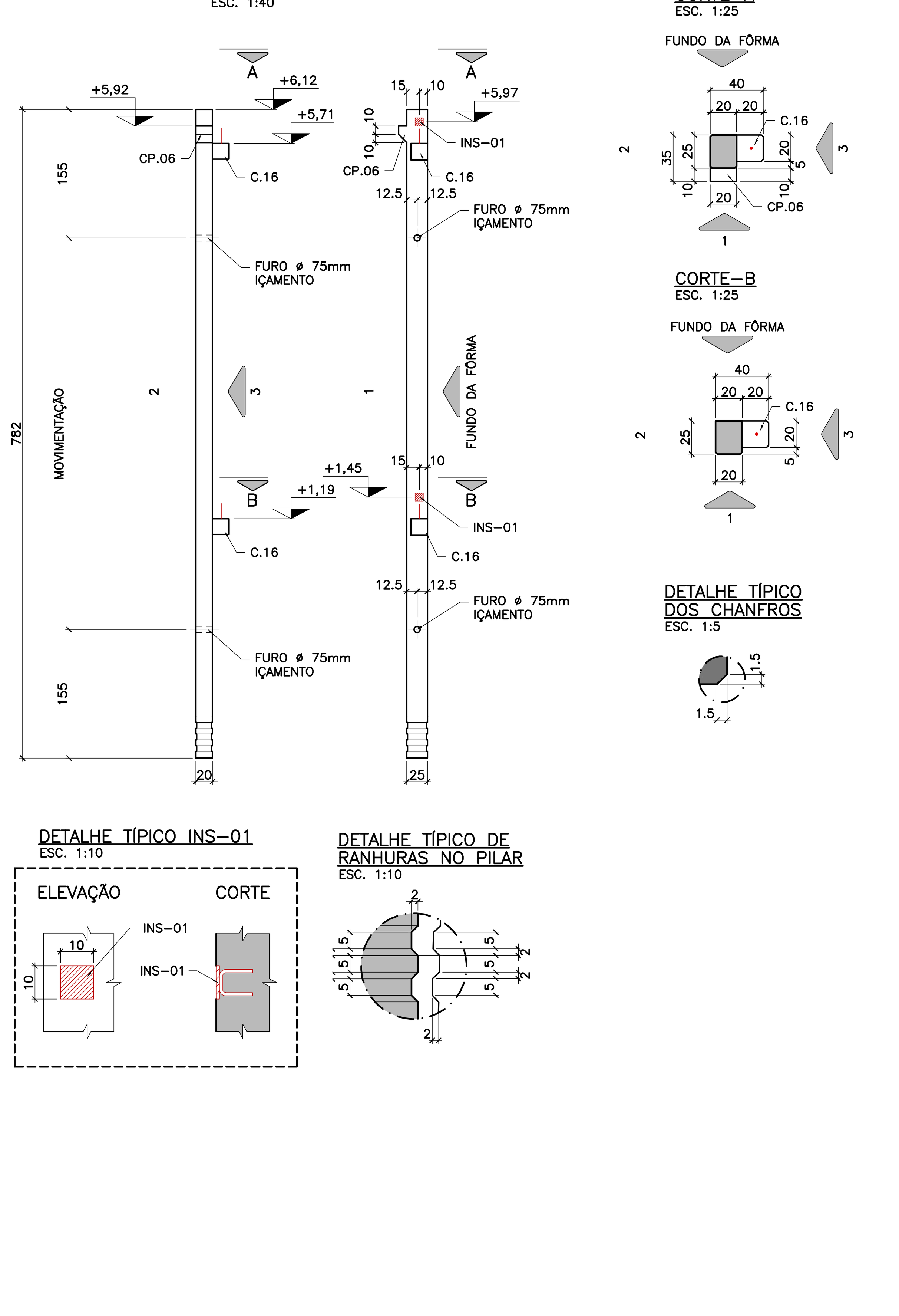
PILARES P.13 (x1) – FÔRMAS
ESC. 1:40



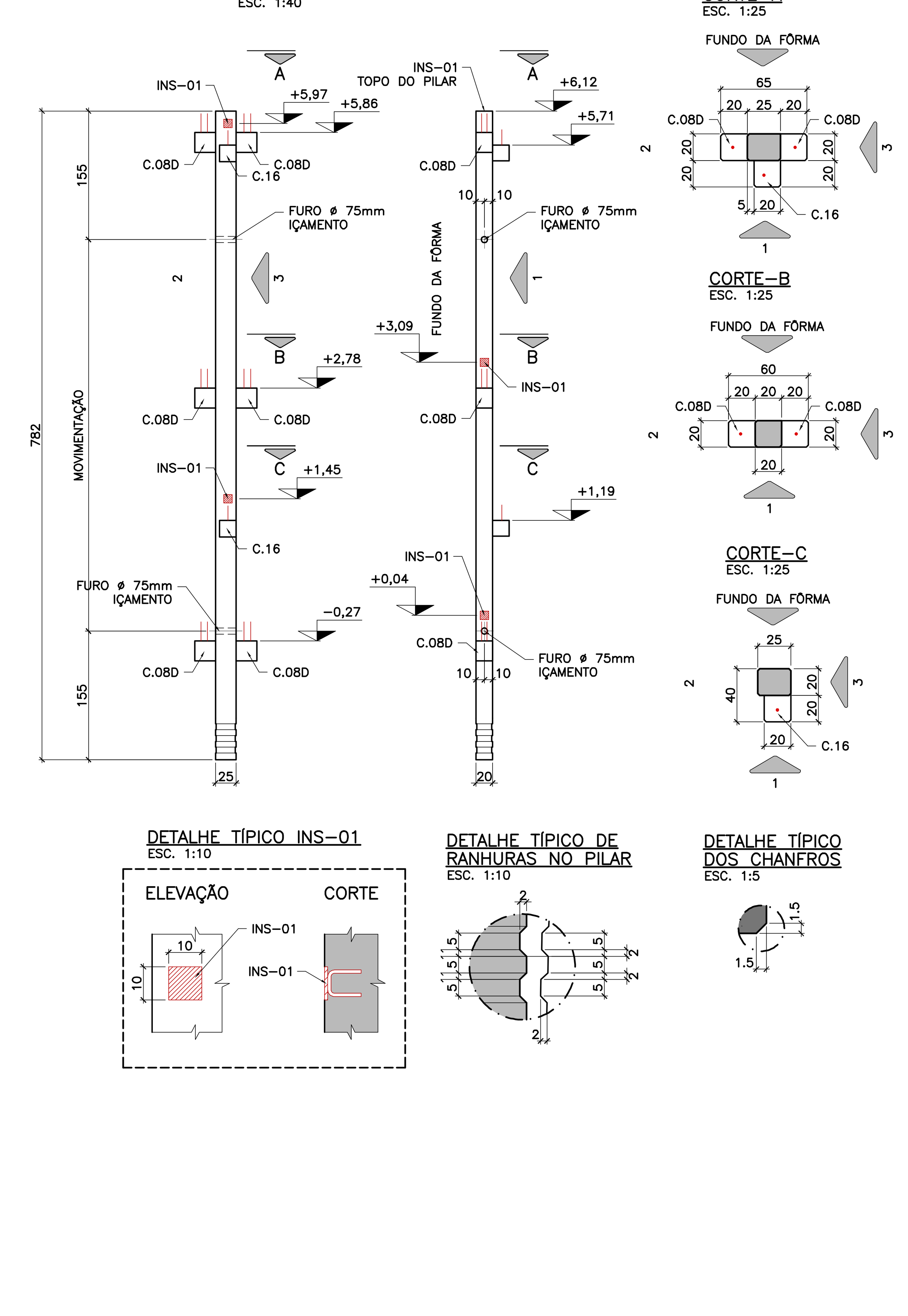
PILARES P.15 (x1) – FÔRMAS
ESC. 1:40



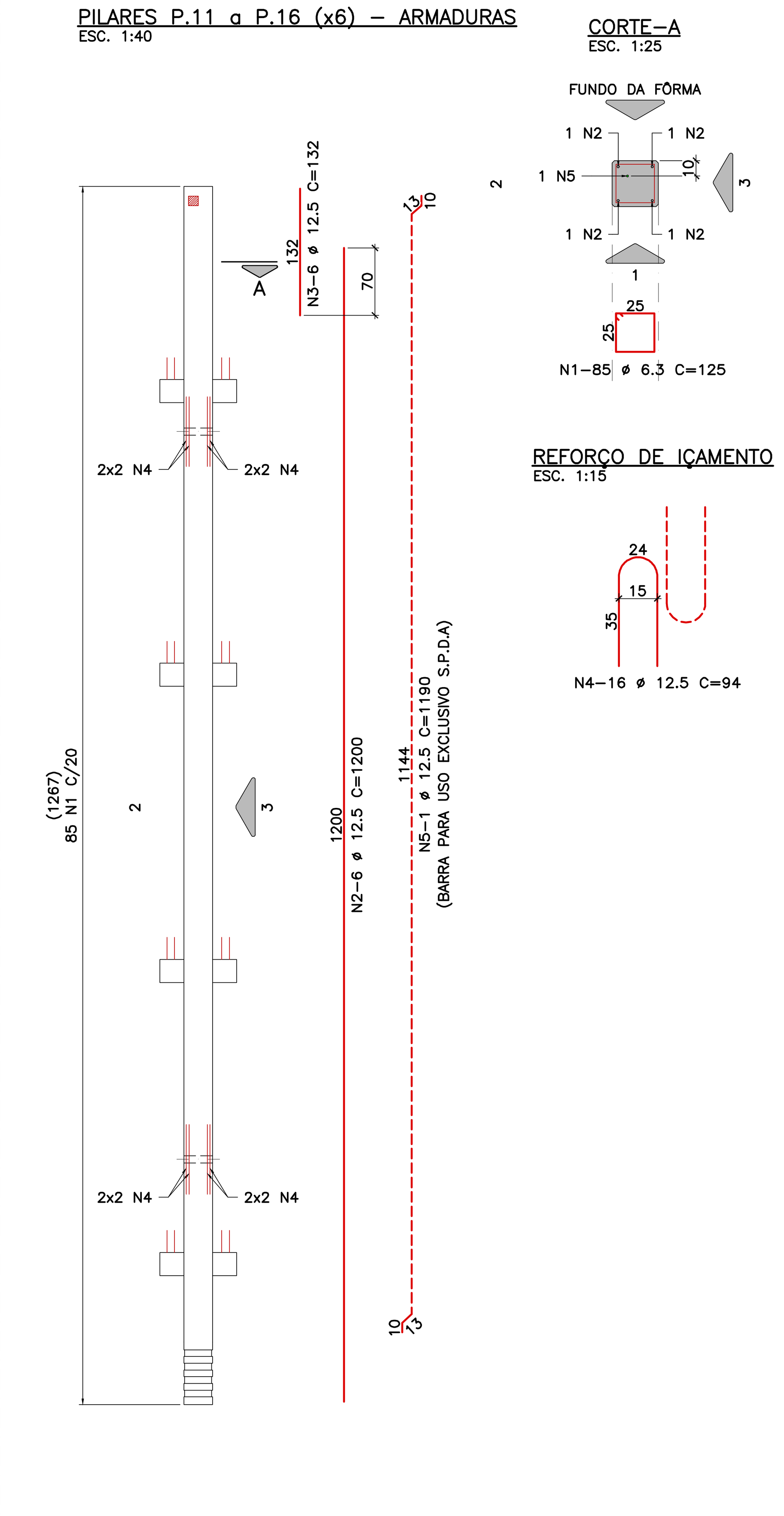
PILARES PE.1 (x1) – FÔRMAS
ESC. 1:40



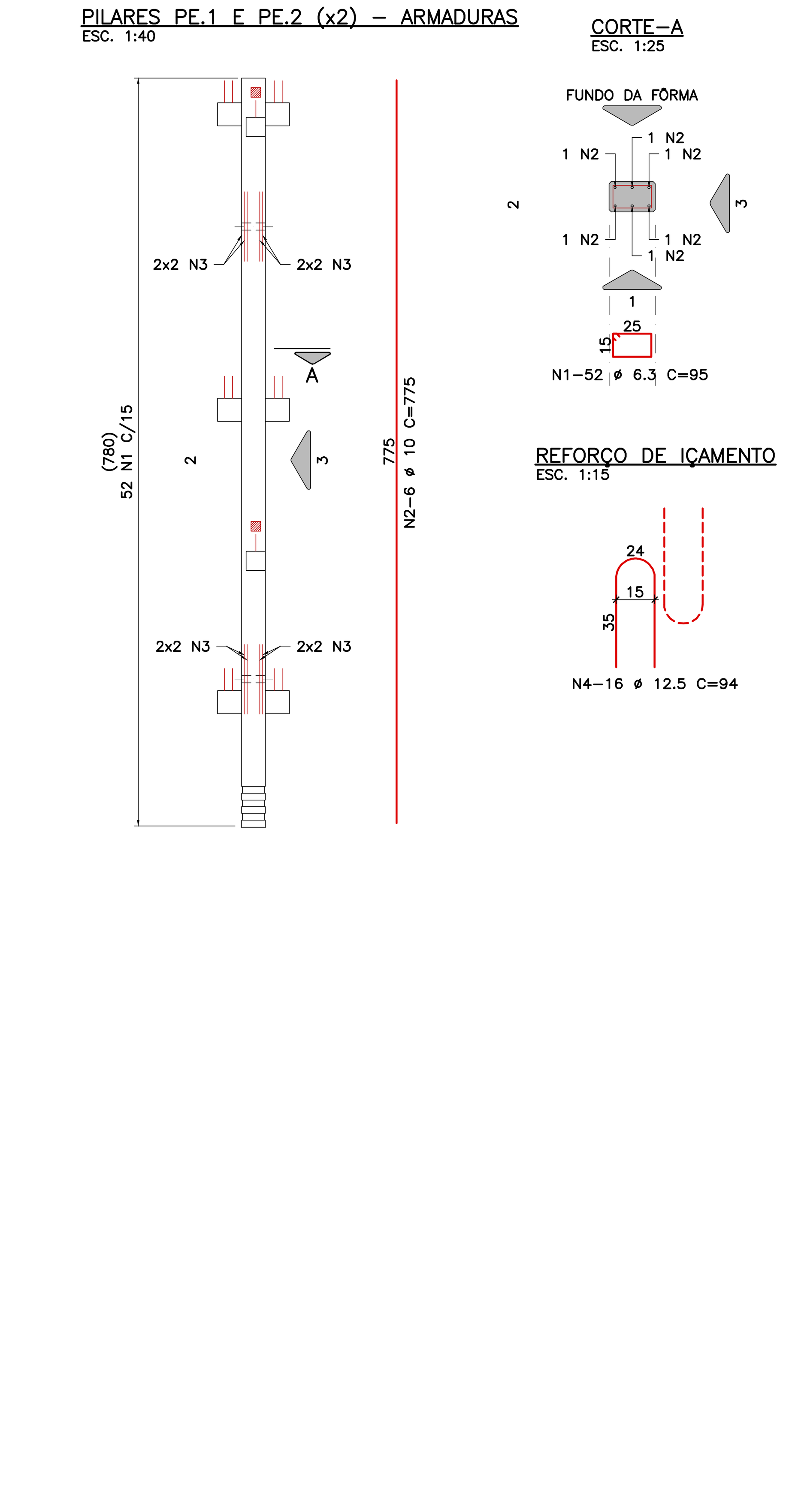
PILARES PE.2 (x1) – FÔRMAS
ESC. 1:40



PILARES P.11 a P.16 (x6) – ARMADURAS
ESC. 1:40



PILARES PE.1 E PE.2 (x2) – ARMADURAS
ESC. 1:40



LISTA DOS FERROS

		N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITÁRIO	TOTAL
P.11 a P.16	CA-50	1	6.3	1275	125	159375
		2	12.5	90	1200	108000
		3	12.5	90	132	11880
		4	12.5	240	94	22560
		5	12.5	15	1190	17850
P.E1 a P.E2	CA-50	1	6.3	104	95	9880
		2	10	12	775	9300
		4	12.5	32	94	3008

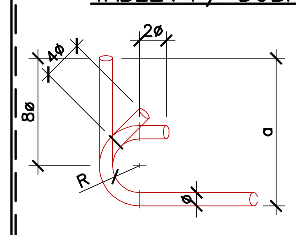
RESUMO GERAL CA-50

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	1692.55	415
10.0	93.00	58
12.5	1632.98	1573
	TOTAL:	2046

NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   - fck ≥ 40MPa.
   - fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   - AÇO CA-25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   - AÇO CA-50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
4. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   - PARA PILARES – 2.5cm.
5. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO-SE UM CONTROLE RIGOROSO NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)
6. PREVER FUROS PASSANTES ø20mm PARA PASSAGEM DAS ARMADURAS DE LIGAÇÃO DO MURO DE CONTENÇÃO EM ALVENARIA ARMADA.

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA-25	CA-50	CA-60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENTO SAIR DO PADRÃO SERÃO INDICADOS NO DESENHO O COMPRIMENTO (a) E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	PROJETISTA Aprovação	Data	UNILA Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		

REVISÕES

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI, CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Data: 16/11/2020

Projetista: PROMONTE

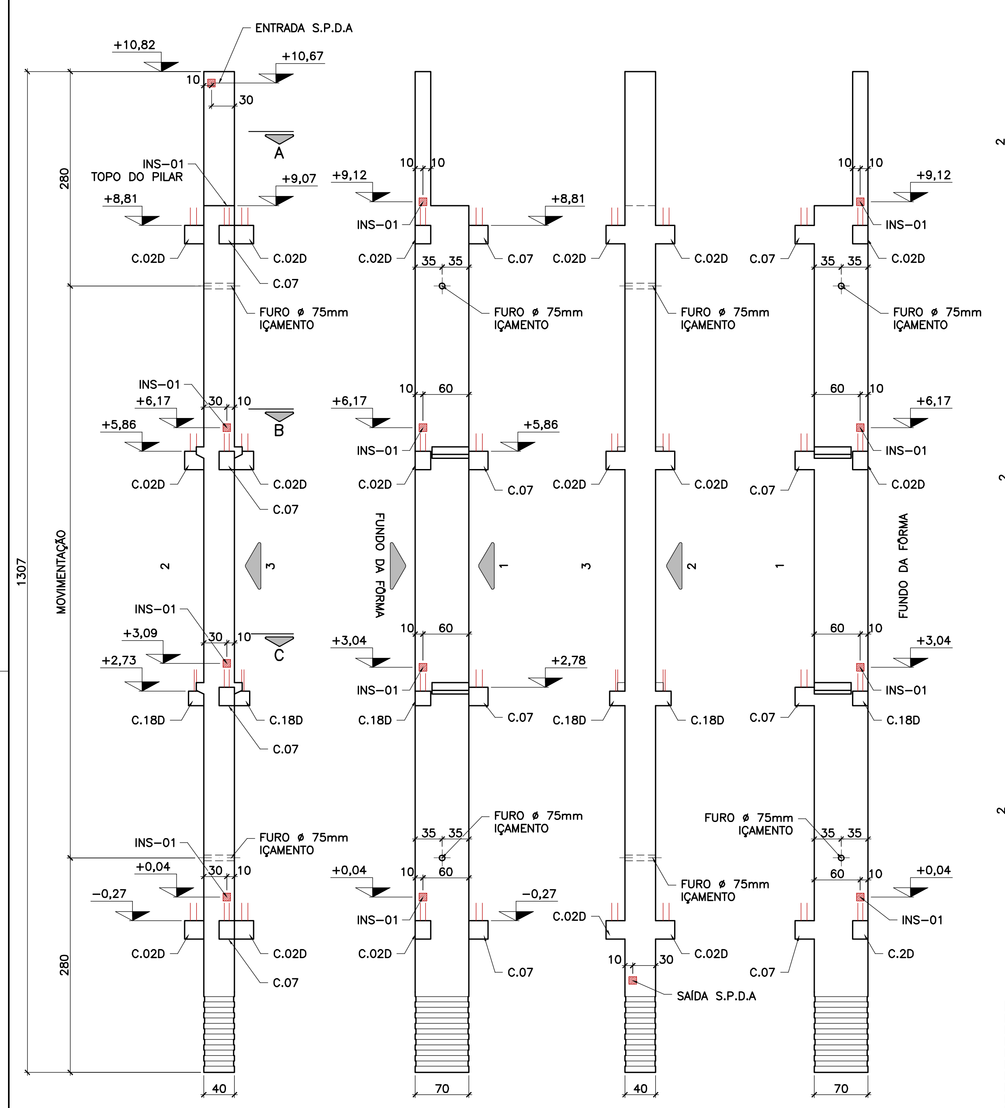
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss, CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam, SIAPE 2086727
Data: __/__/____

UNILA – Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

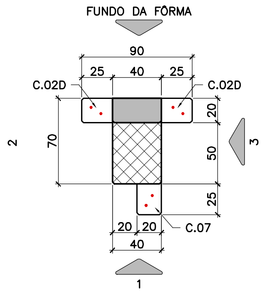
Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
PILARES
Armaduras dos Pilares
P.11 ao P.16, PE.1 e PE.2

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2008
EST | R0 | Fl. 09/16

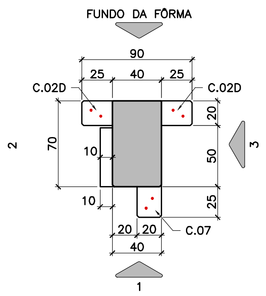
PILARES P.28–P.30–P.31 (x3) – FÔRMAS
ESC. 1:40



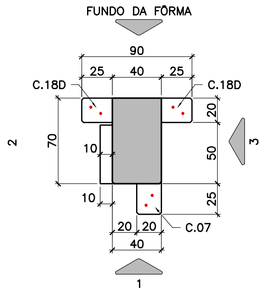
CORTE–A
ESC. 1:25



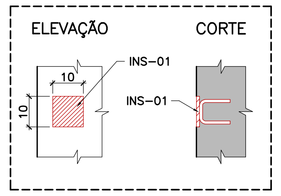
CORTE–B
ESC. 1:25



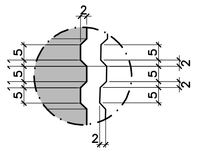
CORTE–C
ESC. 1:25



DETALHE TÍPICO INS–01
ESC. 1:10

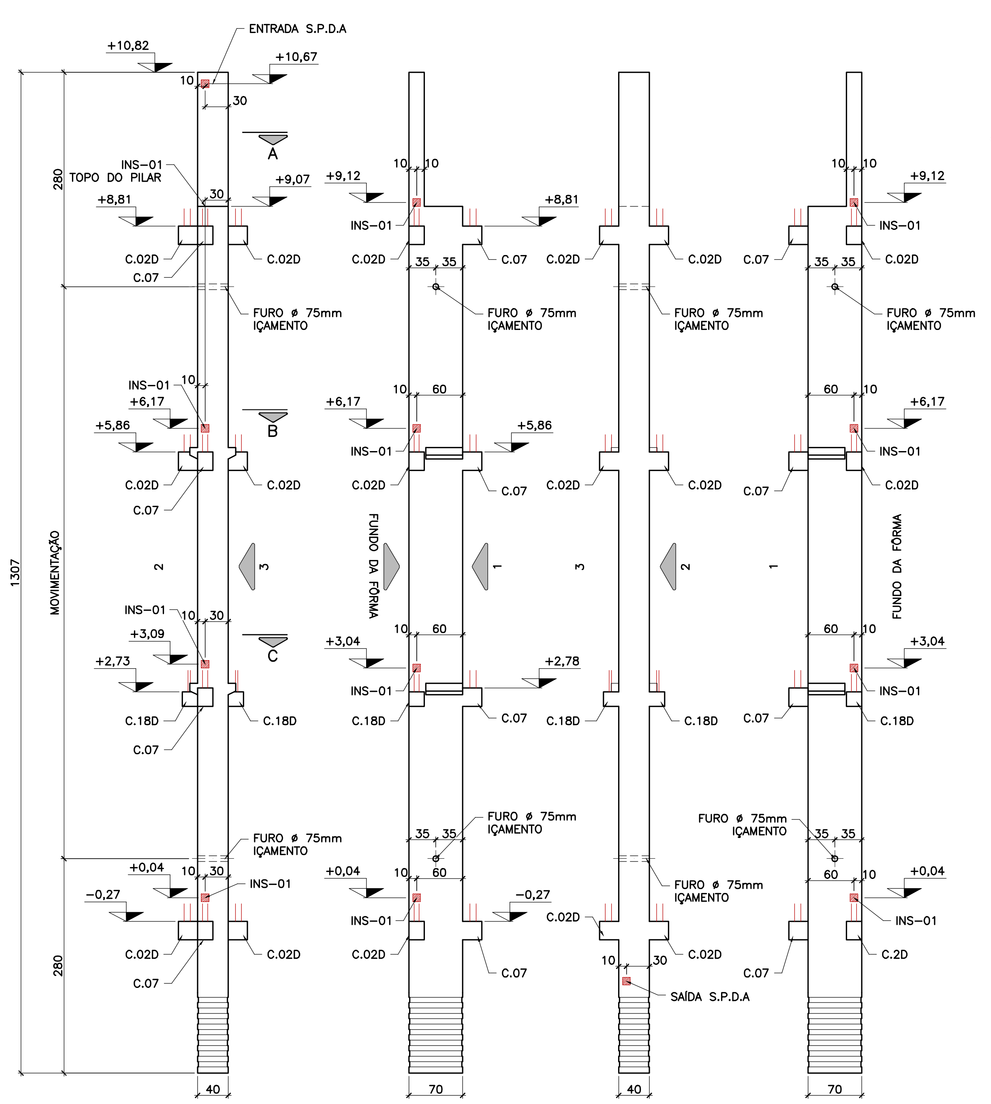


DETALHE TÍPICO DE RANHURAS NO PILAR
ESC. 1:10

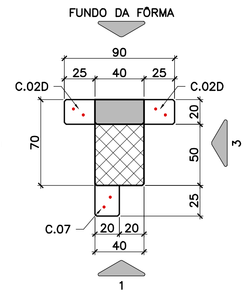


DETALHE TÍPICO DOS CHANFROS
ESC. 1:5

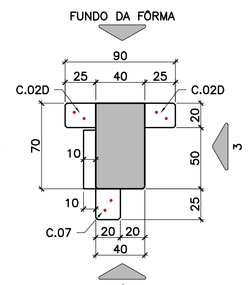
PILARES P.29–P.32–P.33–P.34 (x4) – FÔRMAS
ESC. 1:40



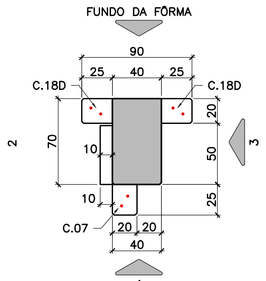
CORTE–A
ESC. 1:25



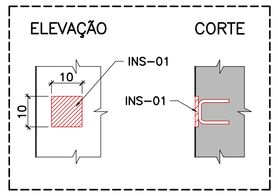
CORTE–B
ESC. 1:25



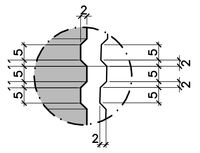
CORTE–C
ESC. 1:25



DETALHE TÍPICO INS–01
ESC. 1:10



DETALHE TÍPICO DE RANHURAS NO PILAR
ESC. 1:10



DETALHE TÍPICO DOS CHANFROS
ESC. 1:5

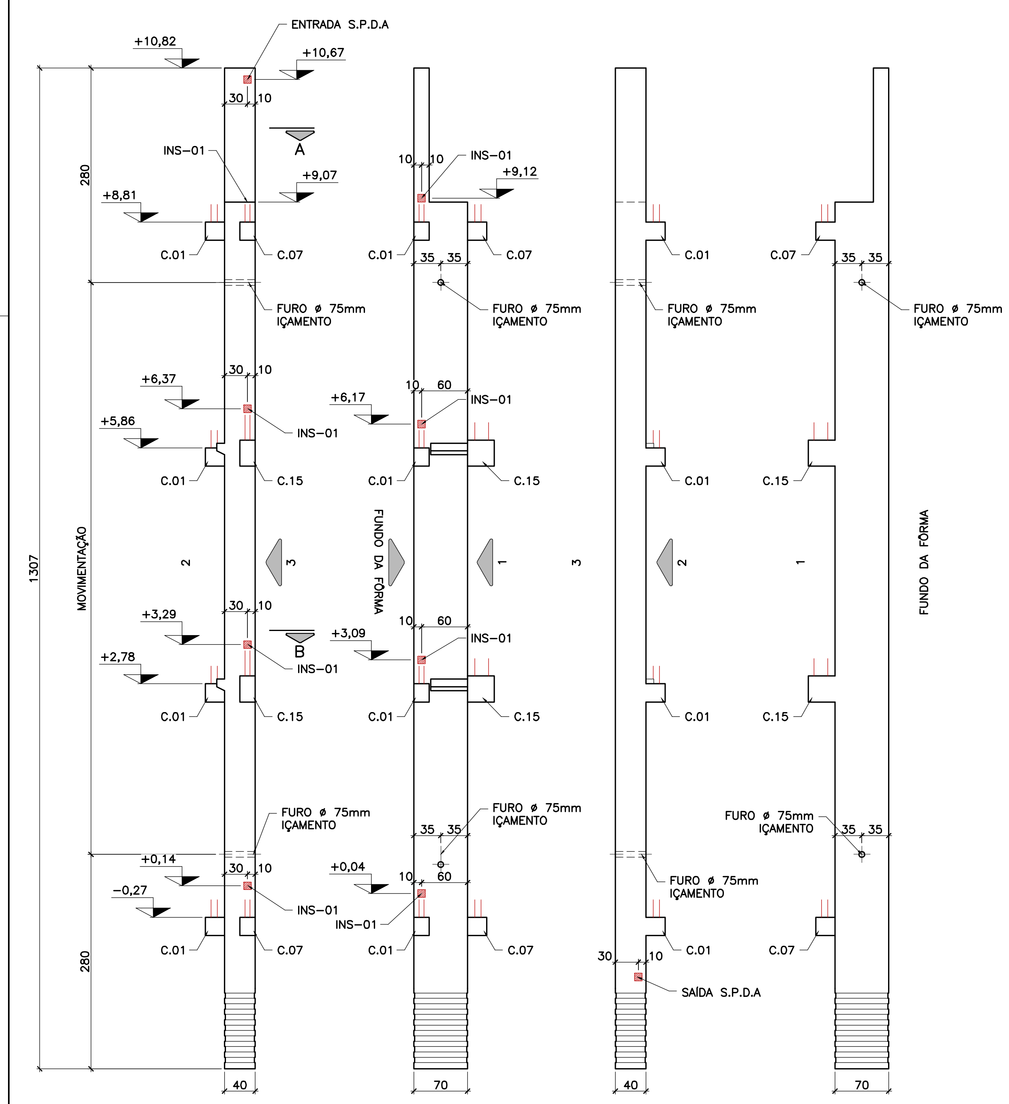
LISTA DOS FERROS

		N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	COMPRIMENTOS (cm) TOTAL
P.27 a P.34	CA–50	2	6.3	1408	215	302720
		3	6.3	704	145	102080
		4	16	32	1129	36128
		5	10	48	1129	54192
		6	10	48	233	11184
		7	12.5	128	94	12032
	CA–25	8	12.5	8	1190	9520

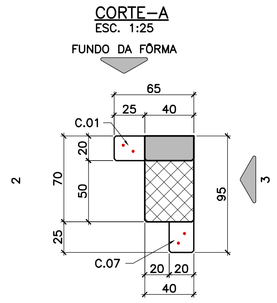
RESUMO GERAL CA–50

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	4048.00	992
10.0	653.76	404
12.5	215.52	208
16.0	361.28	570
	TOTAL:	2174

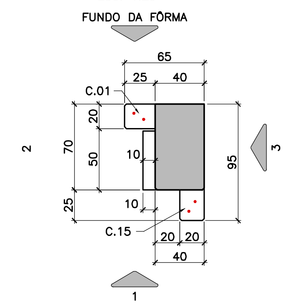
PILARES P.27 (x1) – FÔRMAS
ESC. 1:40



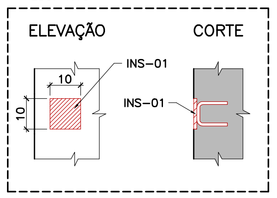
CORTE–A
ESC. 1:25



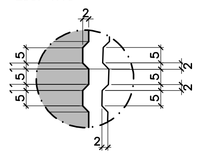
CORTE–B
ESC. 1:25



DETALHE TÍPICO INS–01
ESC. 1:10

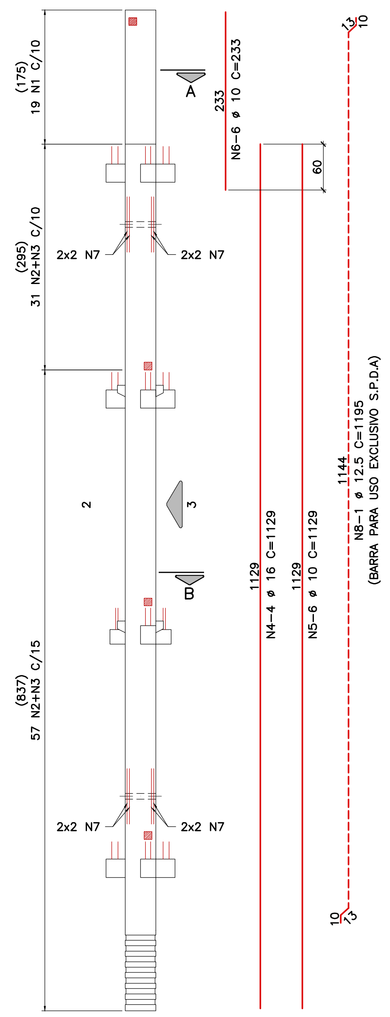


DETALHE TÍPICO DE RANHURAS NO PILAR
ESC. 1:10

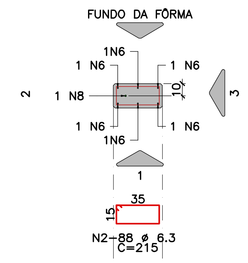


DETALHE TÍPICO DOS CHANFROS
ESC. 1:5

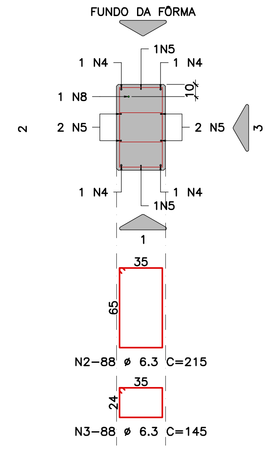
PILARES P.27 a P.34 (x8) – ARMADURAS
ESC. 1:40



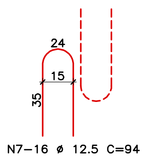
CORTE–A
ESC. 1:25



CORTE–B
ESC. 1:25



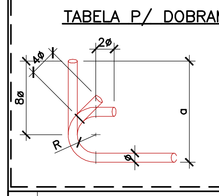
REFORÇO DE IÇAMENTO
ESC. 1:15



NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   - fck ≥ 40MPa.
   - fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   - AÇO CA–25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   - AÇO CA–50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
4. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   - PARA PILARES – 2.5cm.
5. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO–SE UM CONTROLE RIGOROSO NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)
6. PREVER FUROS PASSANTES ø20mm PARA PASSAGEM DAS ARMADURAS DE LIGAÇÃO DO MURO DE CONTENÇÃO EM ALVENARIA ARMADA.

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA–25	R CA–50	R CA–60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENTO SAIR DO PADRÃO SERÃO INDICADOS NO DESENHO O COMPRIMENTO (o) E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI, CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_2020_

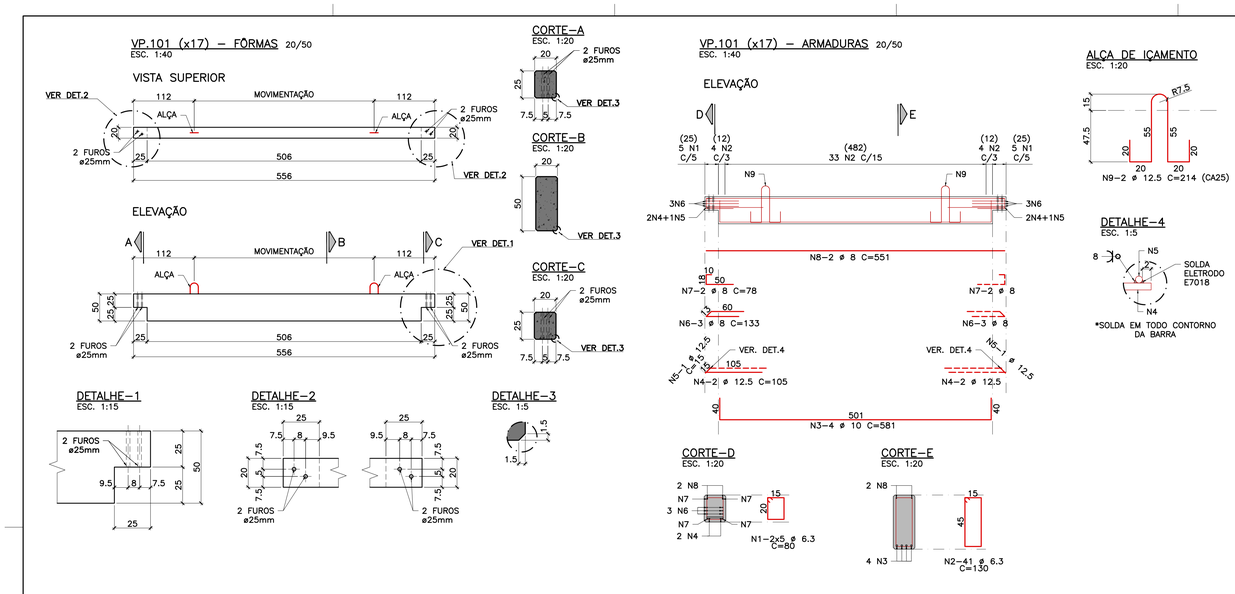
Projetista: PROMONTE PROJETOS, INSPEÇÕES E ENGENHARIA LTDA. www.promonte.com.br e-mail: promonte@uol.com.br Fone: (19) 3234-2600

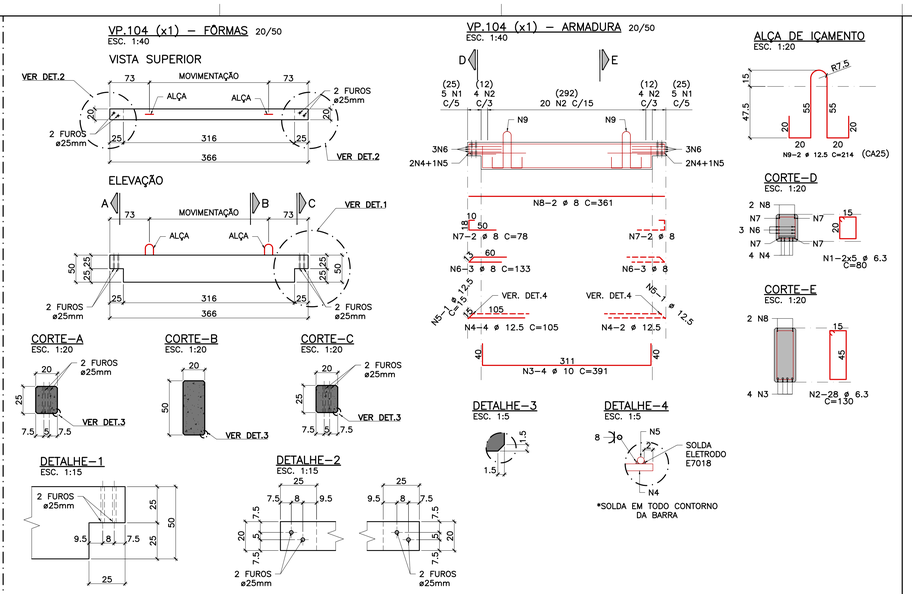
UNILA Verif.: Ana. Clarissa Buss, CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam, SIAPE: 2086727
Data: ___/___/_____

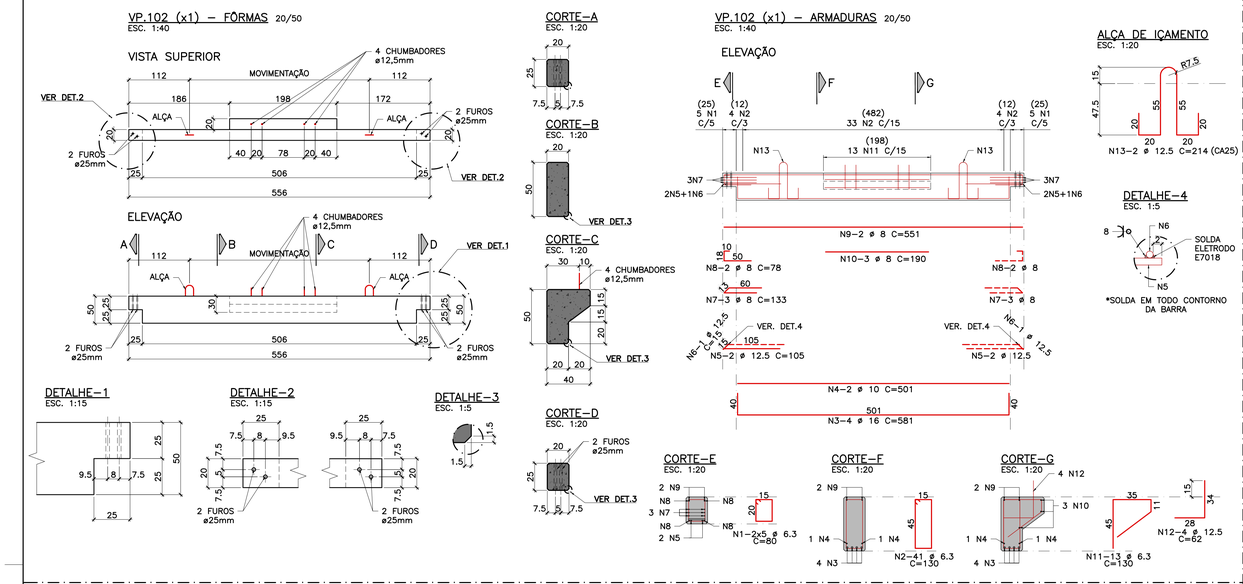
UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

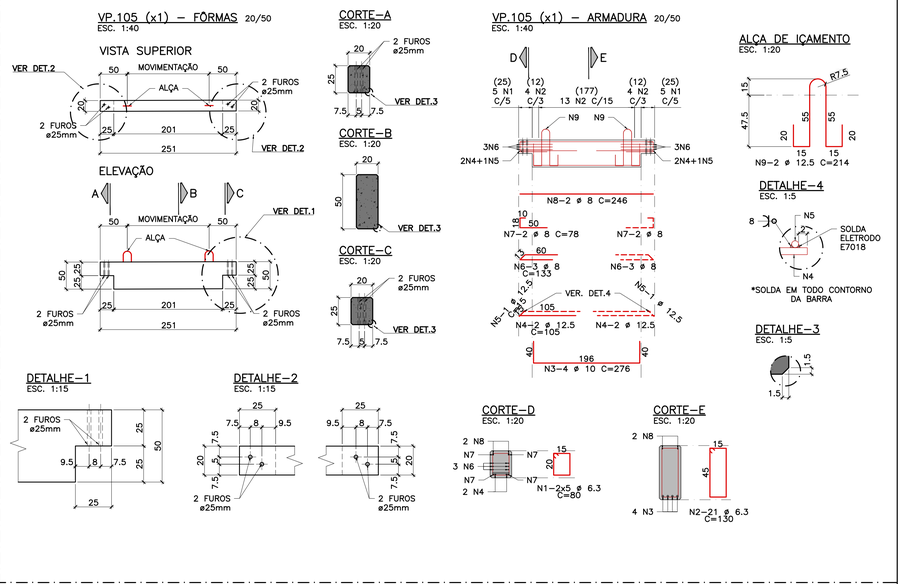
Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
PILARES
Armaduras dos Pilares
P.27 ao P.34

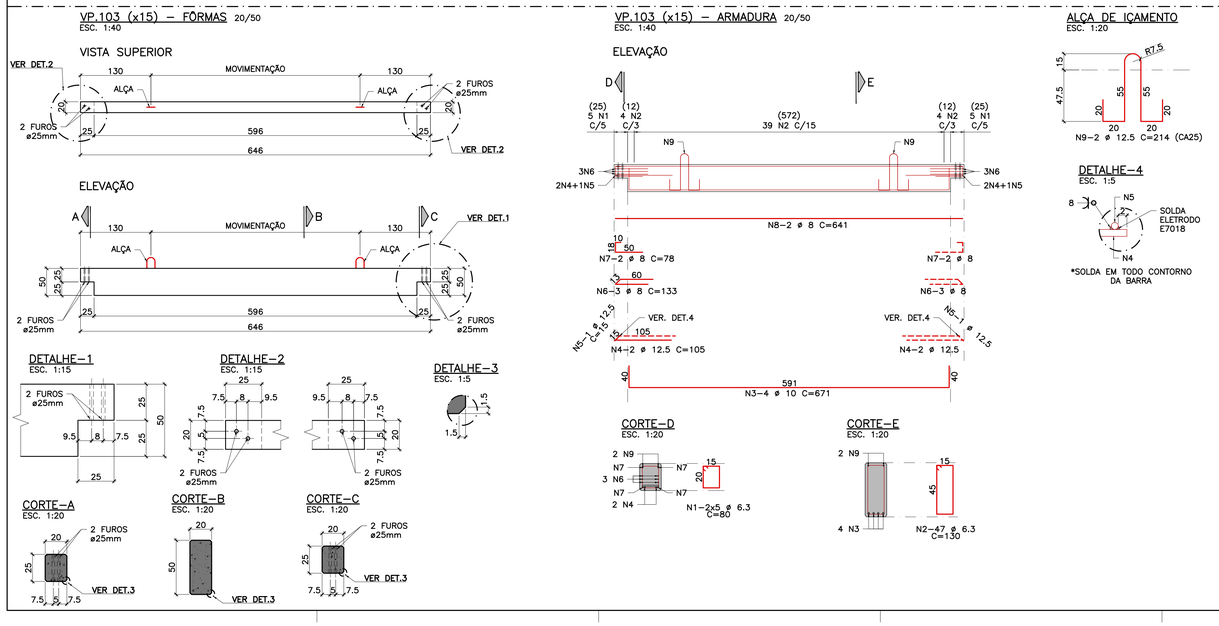
Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2009
EST — R0 — FL. 10/16











LISTA DOS FERROS

		N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
VP.101 (17x)	CA–50	1	6.3	170	80	13600
		2	6.3	697	130	90610
		3	10	68	581	39508
		4	12.5	68	105	7140
		5	12.5	34	15	510
		6	8	102	133	13566
		7	8	68	78	5304
		8	8	34	551	18734
	CA–25	9	12.5	34	214	7276
VP.102 (1x)	CA–50	1	6.3	10	80	800
		2	6.3	41	130	5330
		3	16	4	581	2324
		4	10	2	501	1002
		5	12.5	4	105	420
		6	12.5	2	15	30
		7	8	6	133	798
		8	8	4	78	312
		9	8	2	551	1102
		10	8	3	190	570
		11	6.3	13	130	1690
		12	12.5	4	62	248
	CA–25	13	12.5	2	214	428
VP.103 (15x)	CA–50	1	6.3	150	80	12000
		2	6.3	705	130	91650
		3	10	60	671	40260
		4	12.5	60	105	6300
		5	12.5	30	15	450
		6	8	90	133	11970
		7	8	60	78	4680
		8	8	30	641	19230
	CA–25	9	12.5	30	214	6420
VP.104 (1x)	CA–50	1	6.3	10	80	800
		2	6.3	28	130	3640
		3	10	4	391	1564
		4	12.5	6	105	630
		5	12.5	2	15	30
		6	8	6	133	798
		7	8	4	78	312
		8	8	2	361	722
	CA–25	9	12.5	2	214	428
VP.105 (1x)	CA–50	1	6.3	10	80	800
		2	6.3	21	130	2730
		3	10	4	276	1104
		4	12.5	4	105	420
		5	12.5	2	15	30
		6	8	6	133	798
		7	8	4	78	312
		8	8	2	246	492
	CA–25	9	12.5	2	214	428

RESUMO GERAL CA–50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	2237	549
8.0	797	315
10.0	835	515
12.5	79	77
16.0	27	43
	TOTAL:	1499

RESUMO GERAL CA–25		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
12.5	150	145
	TOTAL:	145

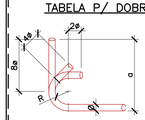
NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   - fck ≥ 40MPa.
   - fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   - AÇO CA–25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   - AÇO CA–50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
3. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   - PARA VIGAS – 2.5cm.
4. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO–SE UM **CONTROLE RIGOROSO** NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)

TABELA DE PESOS E VOLUMES

ELEMENTOS	QTDE	VOLUME UNIT. (m^3)	VOLUME TOTAL. (m^3)	PESO UNIT. (t
VP.101	17	0.531	9.027	1.33
VP.102	1	0.561	0.561	1.40
VP.103	15	0.621	9.315	1.55
VP.104	1	0.336	0.336	0.84
VP.105	1	0.226	0.226	0.57

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA–25	R CA–50	R CA–60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:

QUANDO O DOBRAMENT
SAIR DO PADRÃO SERÁ
INDICADOS NO DESENH
O COMPRIMENTO (c)
E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Dat
R0	EMISSÃO INICIAL		L.C	16/11/20	

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI, CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_20

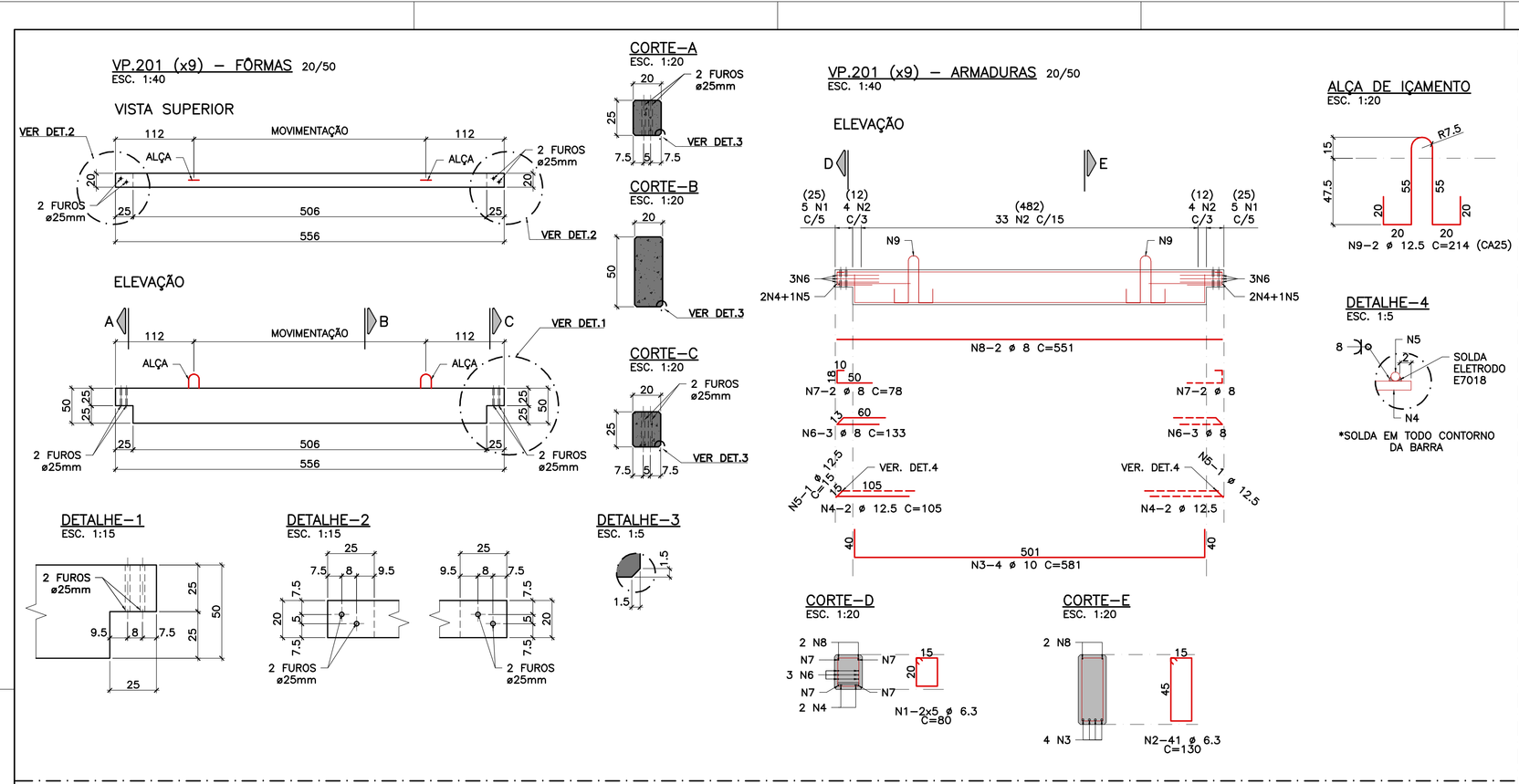
Projetista: PROMONTE
PROJETOS, GERENCIAMENTO E ADMINISTRAÇÃO LTDA.
promonte@gmail.com / coordenacao@promonte.com
(61) 3574-9200

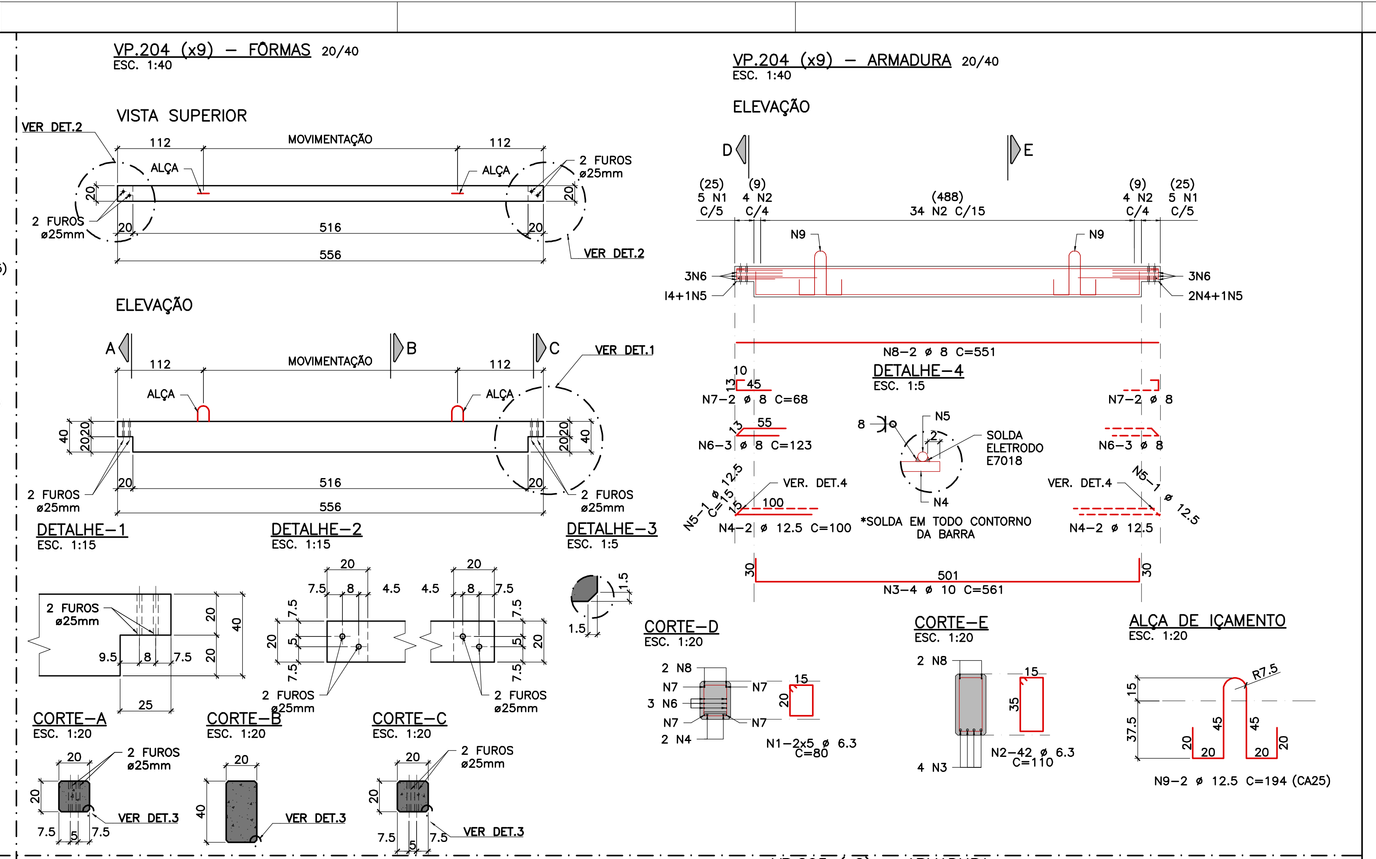
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss, CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Areif Kalilo Lima Kzam, SIAPE 2086727
Data: ___/___/___

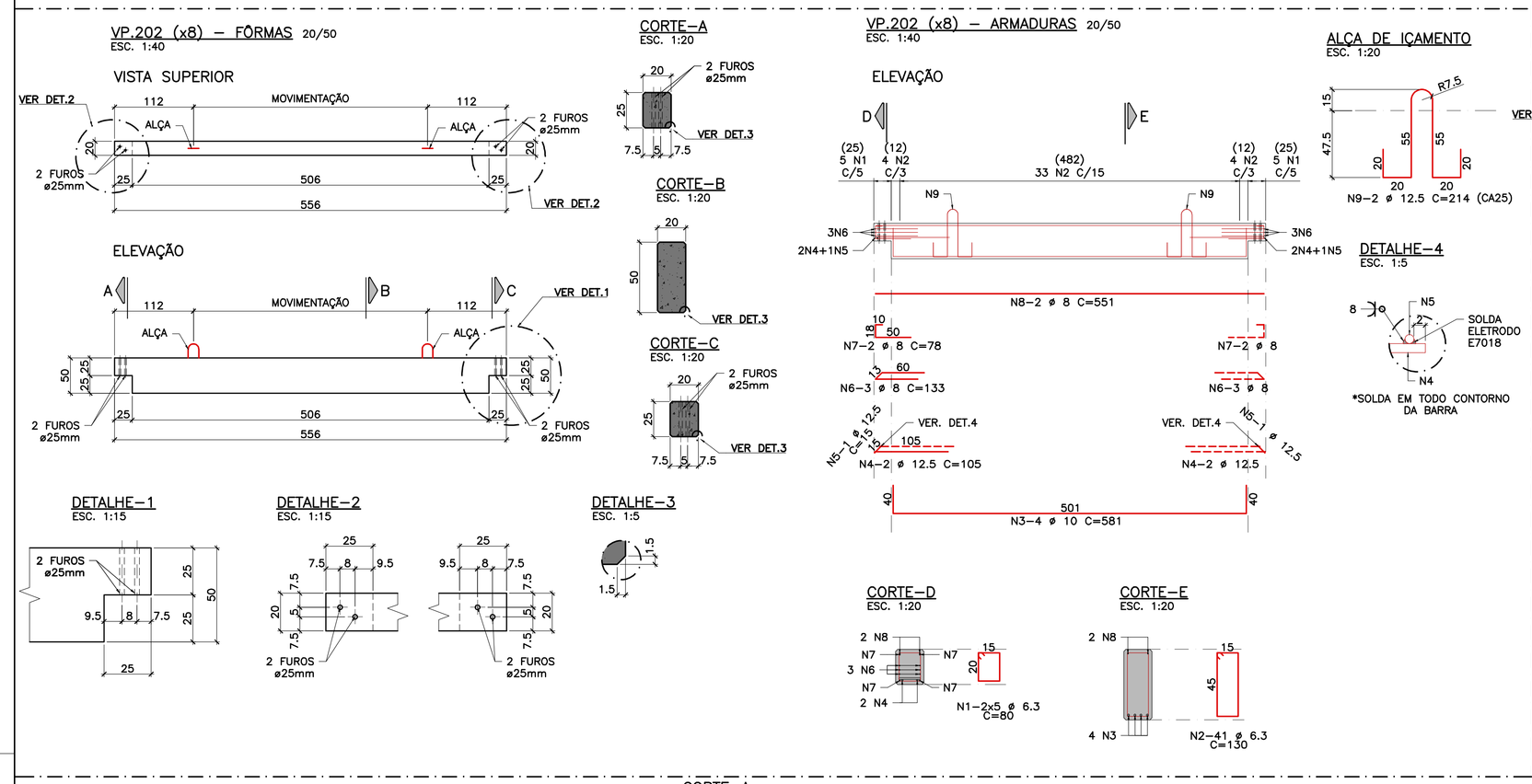
UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

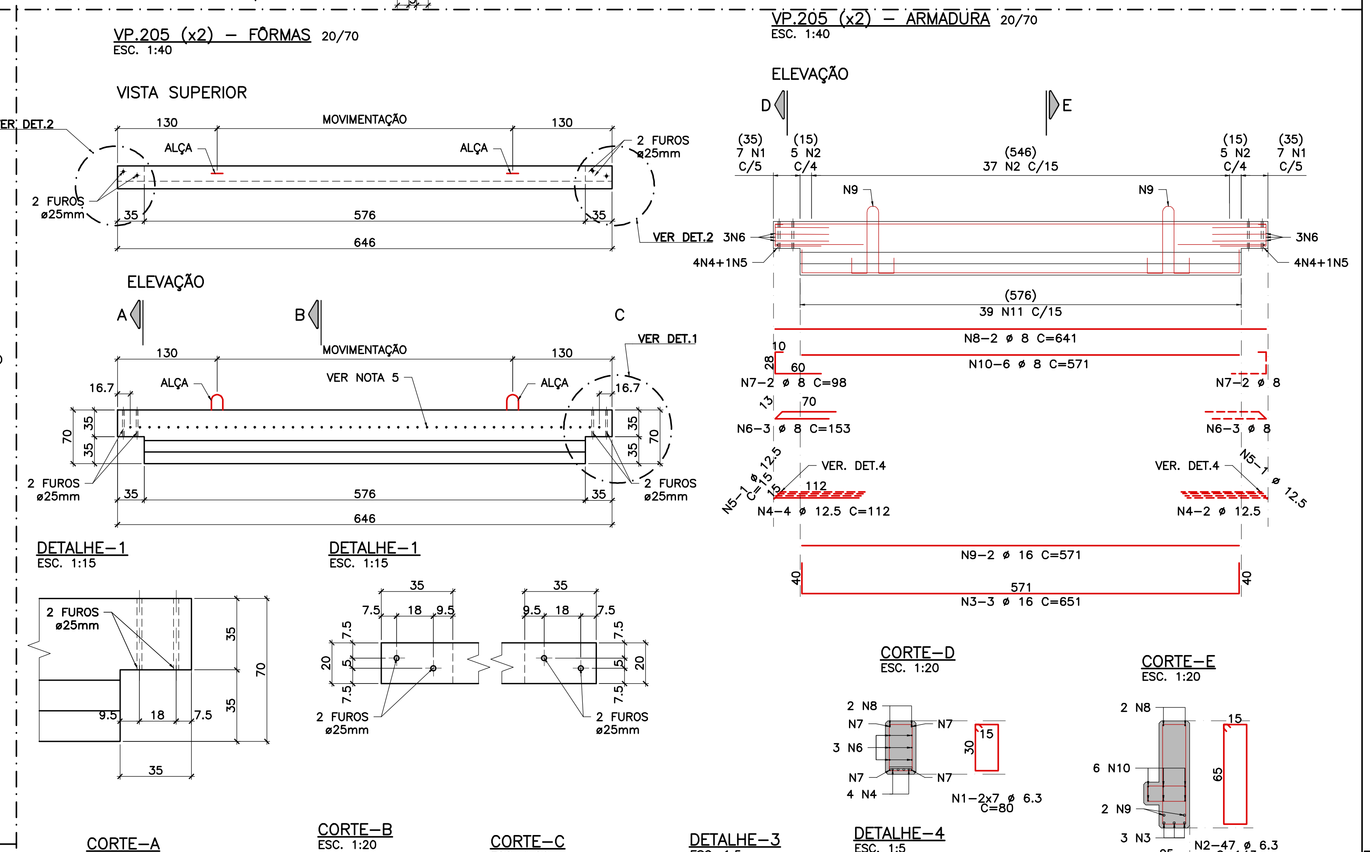
Descrição:
PROJETO ESTRUTURAL
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
VIGAS
Pavimento Térreo - Fôrma e Armaduras
VP.101 a VP.105

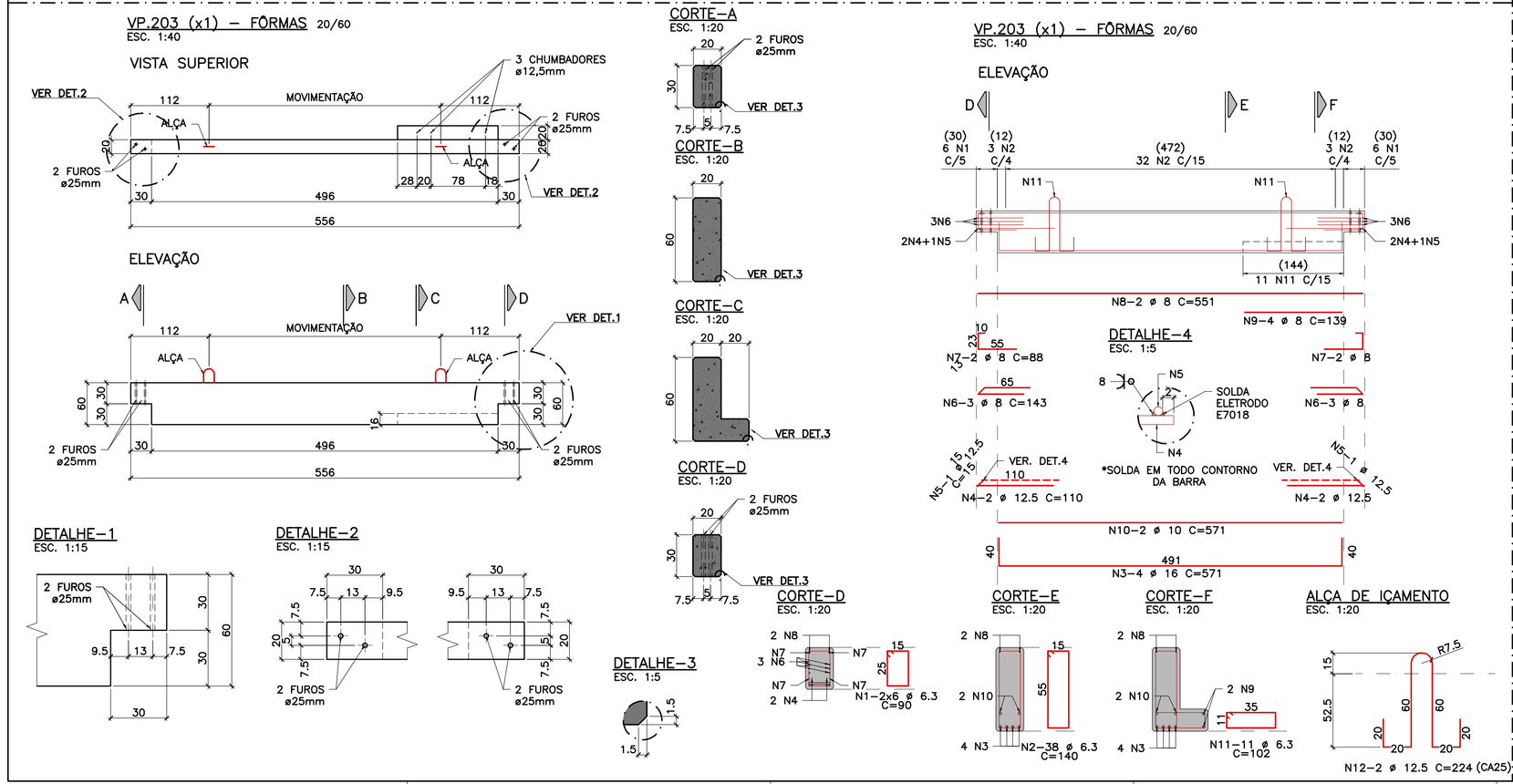
Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2010
EST
R0 | Fl. 11/16











LISTA DOS FERROS

		N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
VP.201 (x9)	CA–50	1	6.3	90	80	7200
		2	6.3	369	130	47970
		3	10	36	581	20916
		4	12.5	36	105	3780
		5	12.5	18	15	270
		6	8	54	133	7182
		7	8	36	78	2808
		8	8	18	551	9918
	CA–25	9	12.5	18	214	3852
VP.202 (x8)	CA–50	1	6.3	80	80	6400
		2	6.3	328	130	42640
		3	10	32	581	18592
		4	12.5	32	105	3360
		5	12.5	16	15	240
		6	8	48	133	6384
		7	8	32	78	2496
		8	8	16	551	8816
	CA–25	9	12.5	16	214	3424
VP.203 (x1)	CA–50	2	6.3	38	140	5320
		3	16	4	571	2284
		4	12.5	4	110	440
		5	12.5	2	15	30
		6	8	6	143	858
		7	8	4	88	352
		8	8	2	551	1102
		9	8	4	139	556
		10	10	2	571	1142
		11	6.3	11	102	1122
	CA–25	12	12.5	2	224	448
VP.204 (x9)	CA–50	1	6.3	90	80	7200
		2	6.3	378	110	41580
		3	10	36	561	20196
		4	12.5	36	100	3600
		5	12.5	18	15	270
		6	8	54	123	6642
		7	8	36	68	2448
		8	8	18	551	9918
	CA–25	9	12.5	18	194	3492
VP.205 (x2)	CA–50	1	6.3	28	80	2240
		2	6.3	94	143	13442
		3	16	6	651	3906
		4	12.5	12	112	1344
		5	12.5	4	15	60
		6	8	12	153	1836
		7	8	8	98	784
		8	8	4	641	2564
		9	16	4	571	2284
		10	8	12	571	6852
		11	6.3	78	80	6240
	CA–25	12	12.5	4	264	1056

RESUMO GERAL CA–50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	1824.34	447
8.0	715.16	283
10.0	608.46	376
12.5	113.94	110
16.0	84.74	134
	TOTAL:	1350

RESUMO GERAL CA–25		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
12.5	122.72	118,18
	TOTAL:	118,18

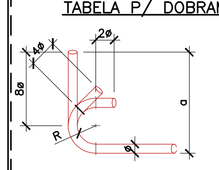
NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   – fck ≥ 40MPa.
   – fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   – AÇO CA–25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   – AÇO CA–50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
3. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   – PARA VIGAS, PILARES E CONSOLOS – 2.5cm.
   – PARA BLOCOS – 3.0cm.
   – PARA ESTACAS – 4.0cm
4. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO–SE UM CONTROLE RIGOROSO NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014).
5. PARA VIGAS VP.205, PREVER FUROS PASSANTES PARA MOTAGEM DAS ARMADURAS DA MARQUISE, POSICIONAR OS ESTRIBOS DA VIGA ENTRE FUROS PASSANTES, ESPAÇADOS A CADA 12,5cm.

TABELA DE PESOS E VOLUMES

ELEMENTOS	QTDE	VOLUME UNIT. (m³)	VOLUME TOTAL. (m³)	PESO UNIT. (tf)
VP.201	9	0.531	4.779	1.33
VP.202	8	0.531	4.248	1.33
VP.203	1	0.631	0.631	1.58
VP.204	9	0.429	3.861	1.07
VP.205	2	0.855	1.710	2.14

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA–25	R CA–50	R CA–60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENTO SAIR DO PADRÃO SERÃO INDICADOS NO DESENHO O COMPRIMENTO (a) E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-0062050710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-0062050710
Data: _16_/_11_/_2020_

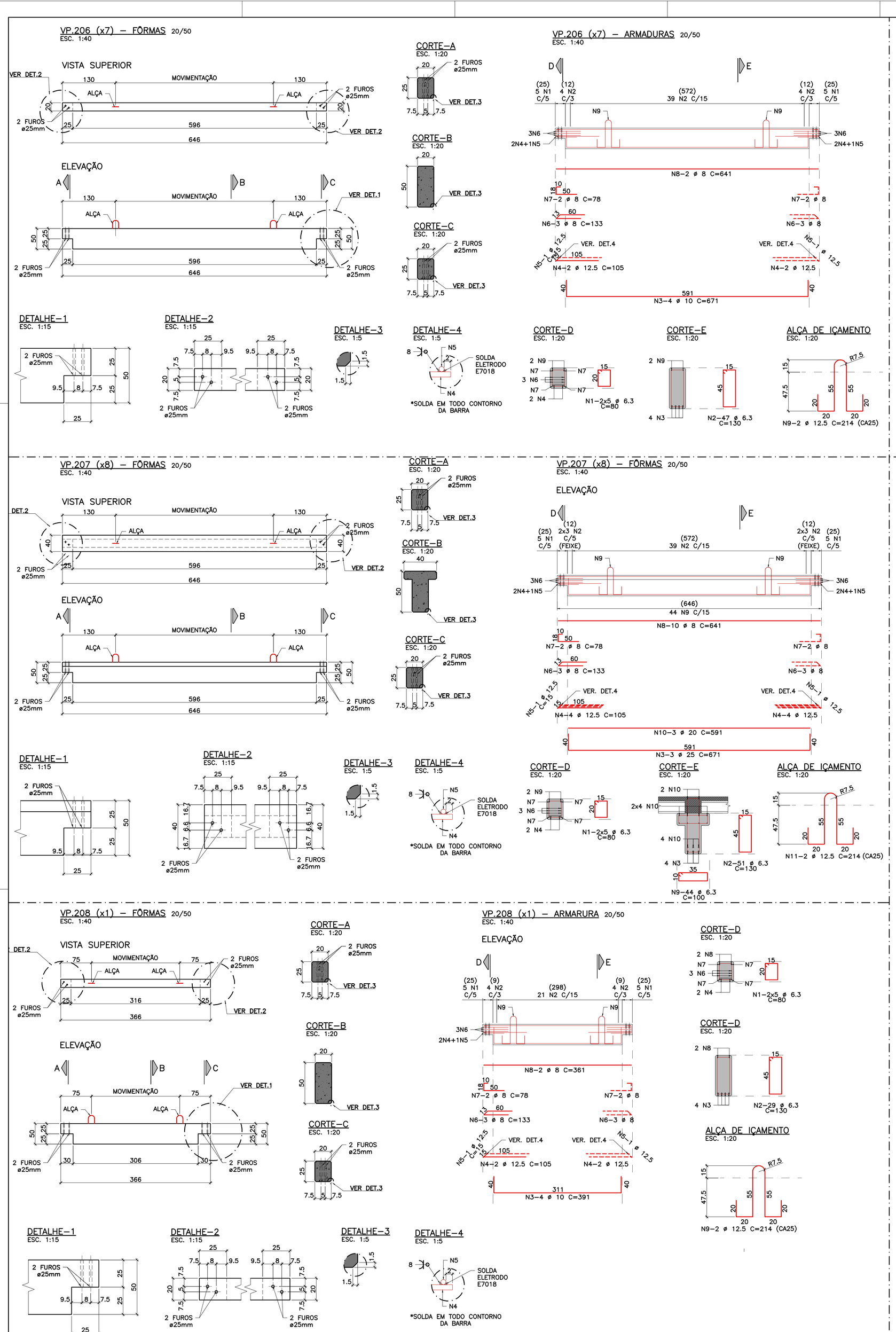
Projetista: PROMONTE — PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA. promonte@gmail.com / coordenacao@uniluab.com

UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727
Data: ___/___/___

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
VIGAS
1° Pavimento - Fôrma e Armaduras
VP.201 a VP.205

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2011
EST — R0 — Fl. 12/15



LISTA DOS FERROS

		N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
VP.206 (7x)	CA–50	1	6.3	70	80	5600
		2	6.3	329	130	42770
		3	10	28	671	18788
		4	12.5	28	105	2940
		5	12.5	14	15	210
		6	8	42	133	5586
		7	8	28	78	2184
		8	8	14	641	8974
	CA–25	9	12.5	14	214	2996
VP.207 (8x)	CA–50	1	6.3	80	80	6400
		2	6.3	408	130	53040
		3	25	24	671	16104
		4	12.5	64	105	6720
		5	12.5	16	15	240
		6	8	48	133	6384
		7	8	32	78	2496
		8	8	80	641	51280
		9	6.3	352	100	35200
		10	20	24	591	14184
	CA–25	11	12.5	16	214	3424
VP.208 (1x)	CA–50	1	6.3	10	80	800
		2	6.3	29	130	3770
		3	10	4	391	1564
		4	12.5	4	105	420
		5	12.5	2	15	30
		6	8	6	133	798
		7	8	4	78	312
		8	8	2	361	722
	CA–25	9	12.5	2	214	428
VP.209 (1x)	CA–50	1	6.3	10	80	800
		2	6.3	27	130	3510
		3	10	4	276	1104
		4	12.5	4	105	420
		5	12.5	2	15	30
		6	8	6	133	798
		7	8	4	78	312
		8	8	2	196	392
	CA–25	9	12.5	2	214	428

RESUMO GERAL CA–50

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	1518.90	372
8.0	802.38	317
10.0	214.56	133
12.5	110.10	106
20.0	141.84	350
25.0	161.04	621
	TOTAL:	1899

RESUMO GERAL CA–25

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
12.5	72.09	69.42
	TOTAL:	69.42

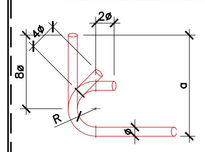
NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   – fck ≥ 40MPa.
   – fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   – AÇO CA–25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   – AÇO CA–50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
3. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   – PARA VIGAS – 2.5cm.
4. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO–SE UM CONTROLE RIGOROSO NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)

TABELA DE PESOS E VOLUMES

ELEMENTOS	QTDE	VOLUME UNIT. (m^3)	VOLUME TOTAL. (m^3)	PESO UNIT. (tf)
VP.206	7	0.62	4.340	1.55
VP.207	8	0.81	6.480	2.03
VP.208	1	0.34	0.340	0.85
VP.209	1	0.23	0.230	0.58

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA–25	CA–50	CA–60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENTO SAIR DO PADRÃO SERÃO INDICADOS NO DESENHO O COMPRIMENTO (a) E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		
	REVISÕES	PROJETISTA		UNILA	

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_2020_

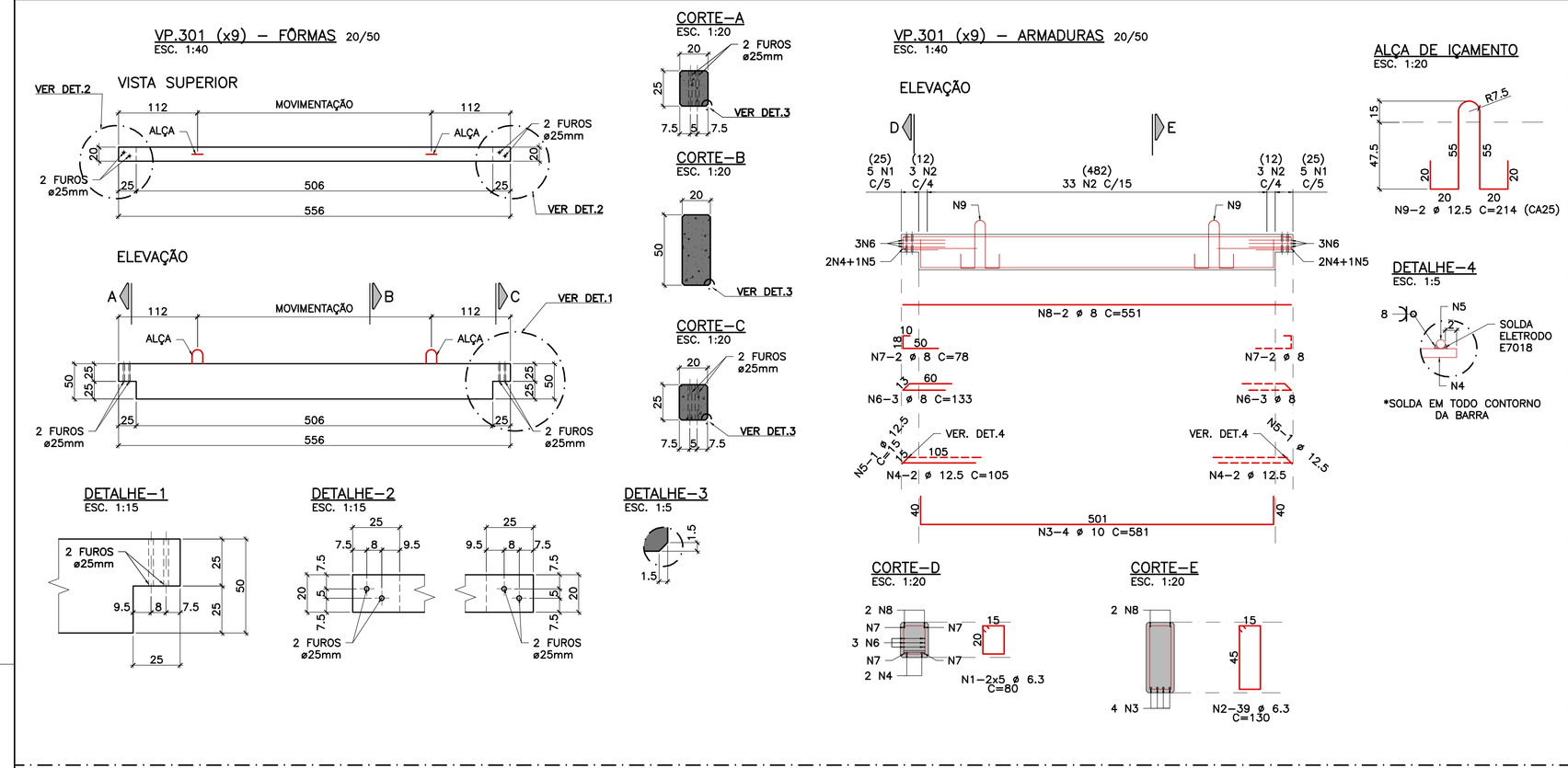
Projetista: PROMONTE PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA. promonte@yahoo.com.br (66) 3566-9876

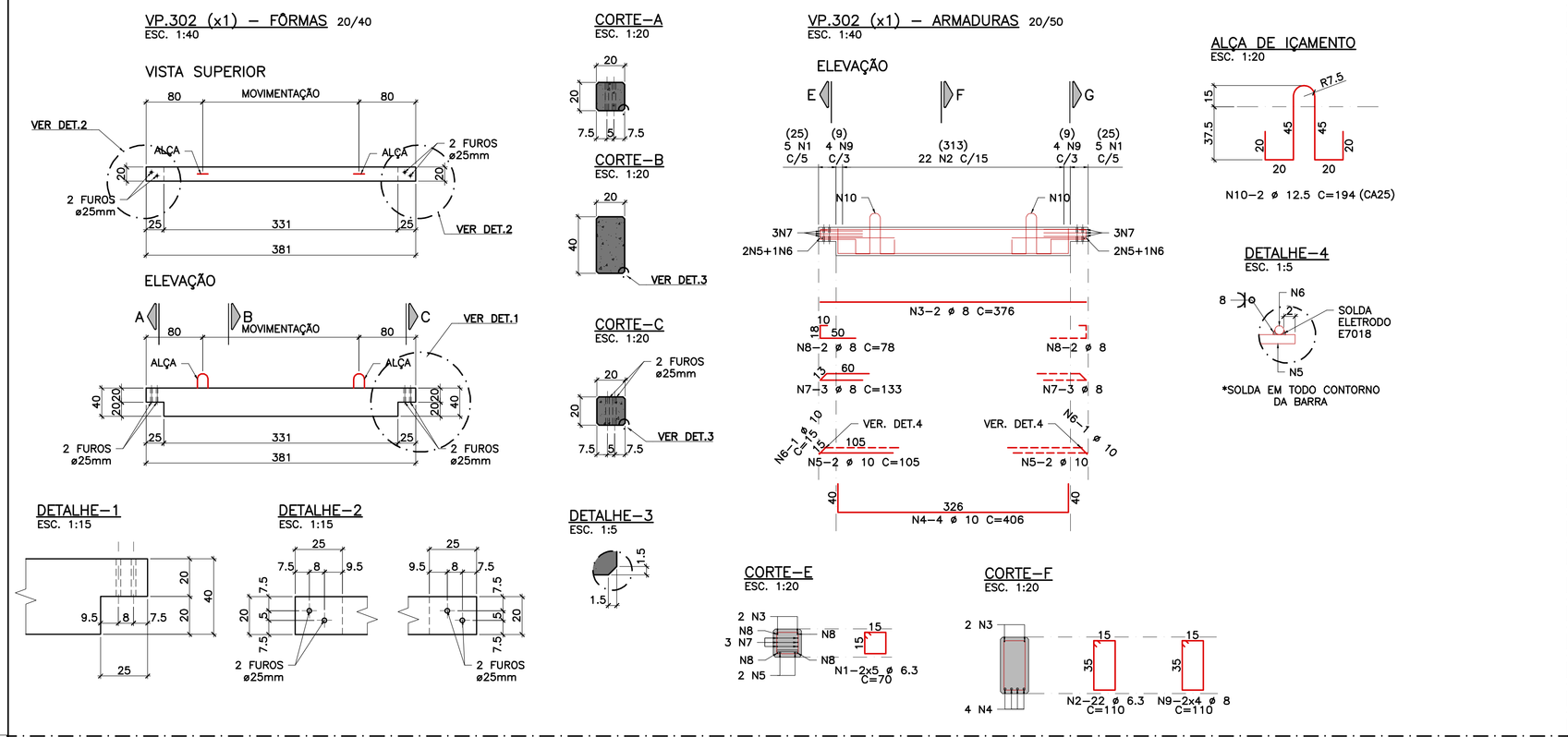
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2686727
Data: ___/___/___

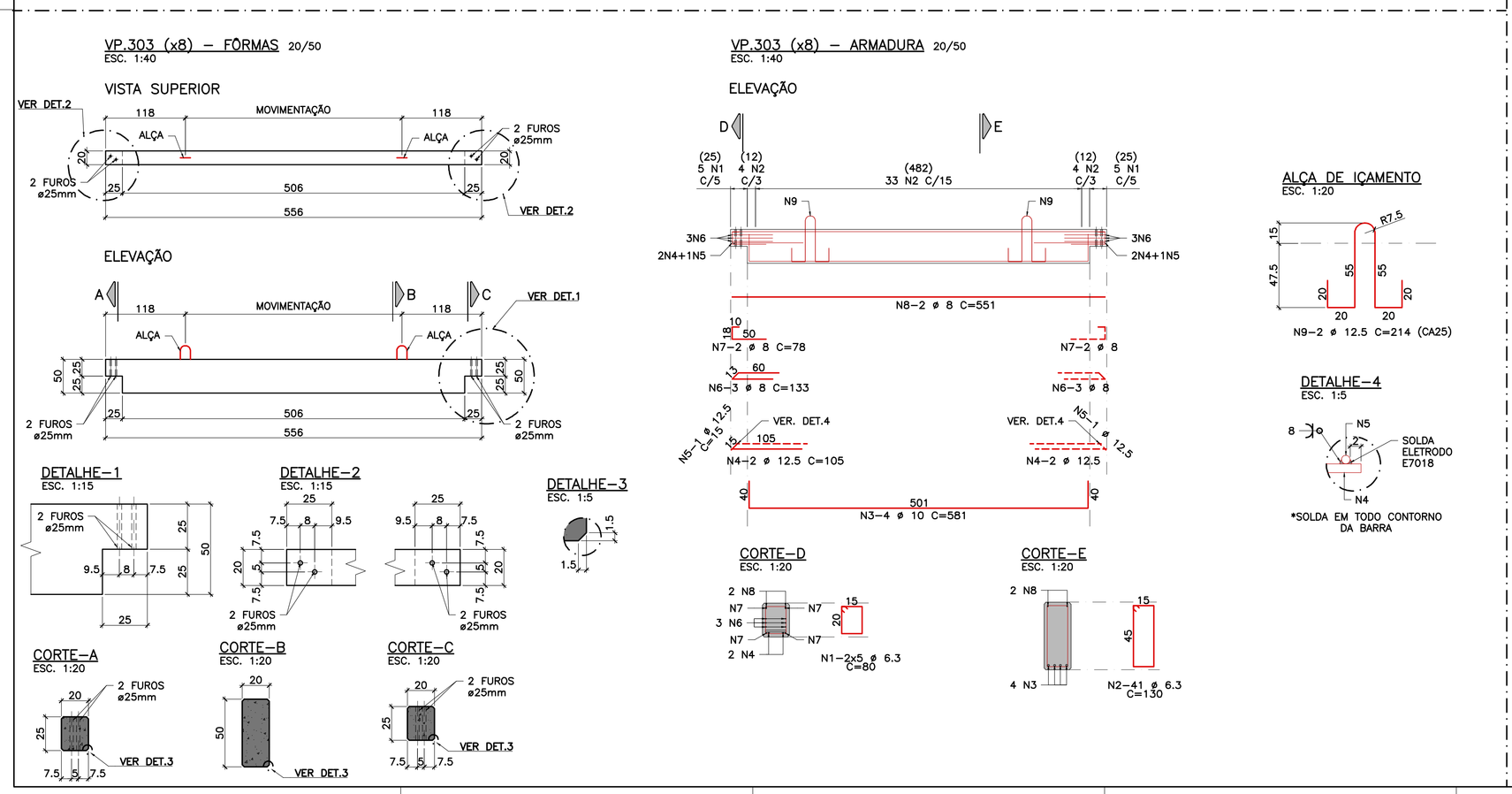
UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

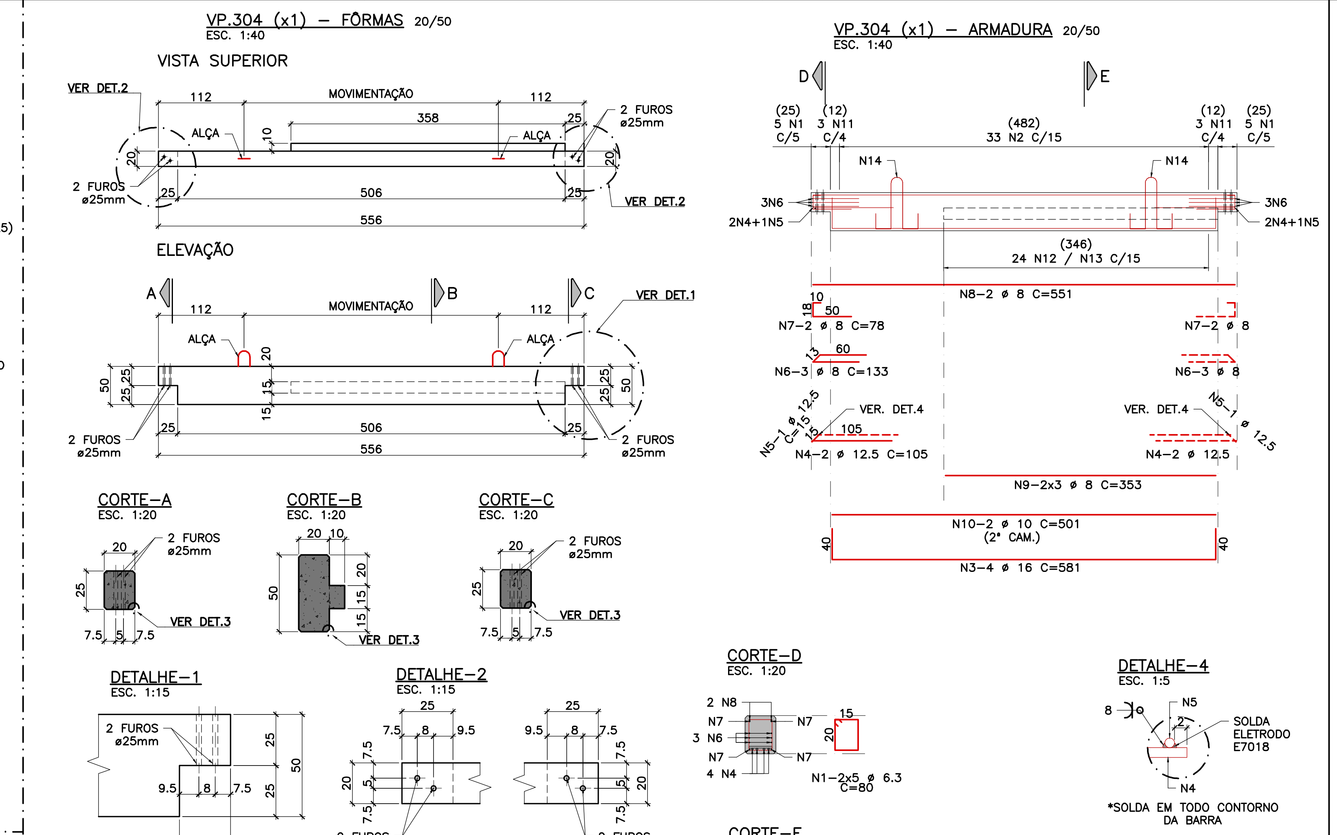
Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
VIGAS
1° Pavimento - Fôrma e Armaduras
VP.206 a VP.209

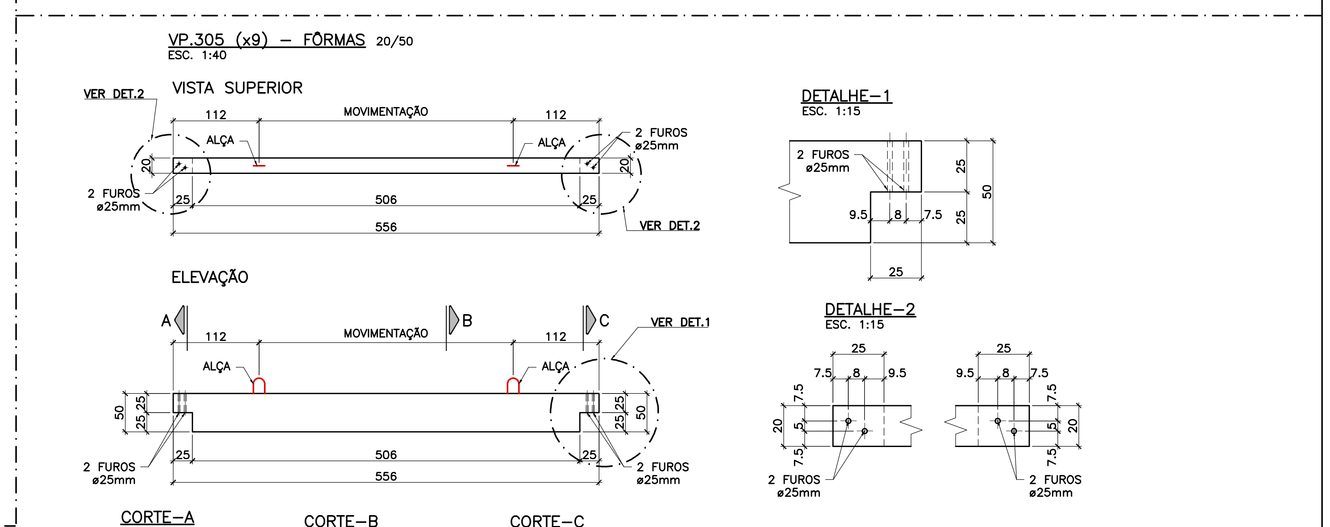
Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2012
EST — R0 — Fl. 13/16











LISTA DOS FERROS

		N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
VP.301 (9x)	CA–50	1	6.3	90	80	7200
		2	6.3	351	130	45630
		3	10	36	581	20916
		4	12.5	36	105	3780
		5	12.5	18	15	270
		6	8	54	133	7182
		7	8	36	78	2808
		8	8	18	551	9918
	CA–25	9	12.5	18	214	3852
VP.302 (1x)	CA–50	1	6.3	10	70	700
		2	6.3	22	110	2420
		3	8	2	376	752
		4	10	4	406	1624
		5	10	4	105	420
		6	10	2	15	30
		7	8	6	133	798
		8	8	4	78	312
		9	8	8	110	880
	CA–25	10	12.5	2	194	388
VP.303 (8x)	CA–50	1	6.3	80	80	6400
		2	6.3	328	130	42640
		3	10	32	581	18592
		4	12.5	32	105	3360
		5	12.5	16	15	240
		6	8	48	133	6384
		7	8	32	78	2496
		8	8	16	551	8816
	CA–25	9	12.5	16	214	3424
VP.304 (1x)	CA–50	1	6.3	10	80	800
		2	6.3	33	130	4290
		3	16	4	581	2324
		4	12.5	4	105	420
		5	12.5	2	15	30
		6	8	6	133	798
		7	8	4	78	312
		8	8	2	551	1102
		9	8	6	353	2118
		10	10	2	501	1002
		11	8	6	130	780
		12	6.3	24	100	2400
		13	6.3	24	100	2400
	CA–25	14	12.5	2	214	428
VP.305 (9x)	CA–50	1	6.3	90	80	7200
		2	6.3	369	130	47970
		3	10	36	581	20916
		4	12.5	36	105	3780
		5	12.5	18	15	270
		6	8	54	133	7182
		7	8	36	78	2808
		8	8	18	551	9918
	CA–25	9	12.5	18	214	3852

RESUMO GERAL CA–50

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	1676.50	412
8.0	653.64	259
10.0	635.00	392
12.5	121.50	118
16.0	23.74	37
	TOTAL:	1218

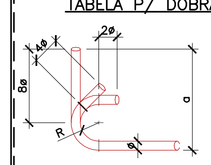
RESUMO GERAL CA–25

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
12.5	119.44	115
	TOTAL:	115

NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   - fck ≥ 40MPa.
   - fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   - AÇO CA–25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   - AÇO CA–50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
4. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   - PARA VIGAS – 2.5cm.
5. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO–SE UM CONTROLE RIGOROSO NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA–25	R CA–50	R CA–60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENTO SAIR DO PADRÃO SERÃO INDICADOS NO DESENHO O COMPRIMENTO (a) E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL		L.C	16/11/20	
	REVISÕES		PROJETISTA		UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_2020_

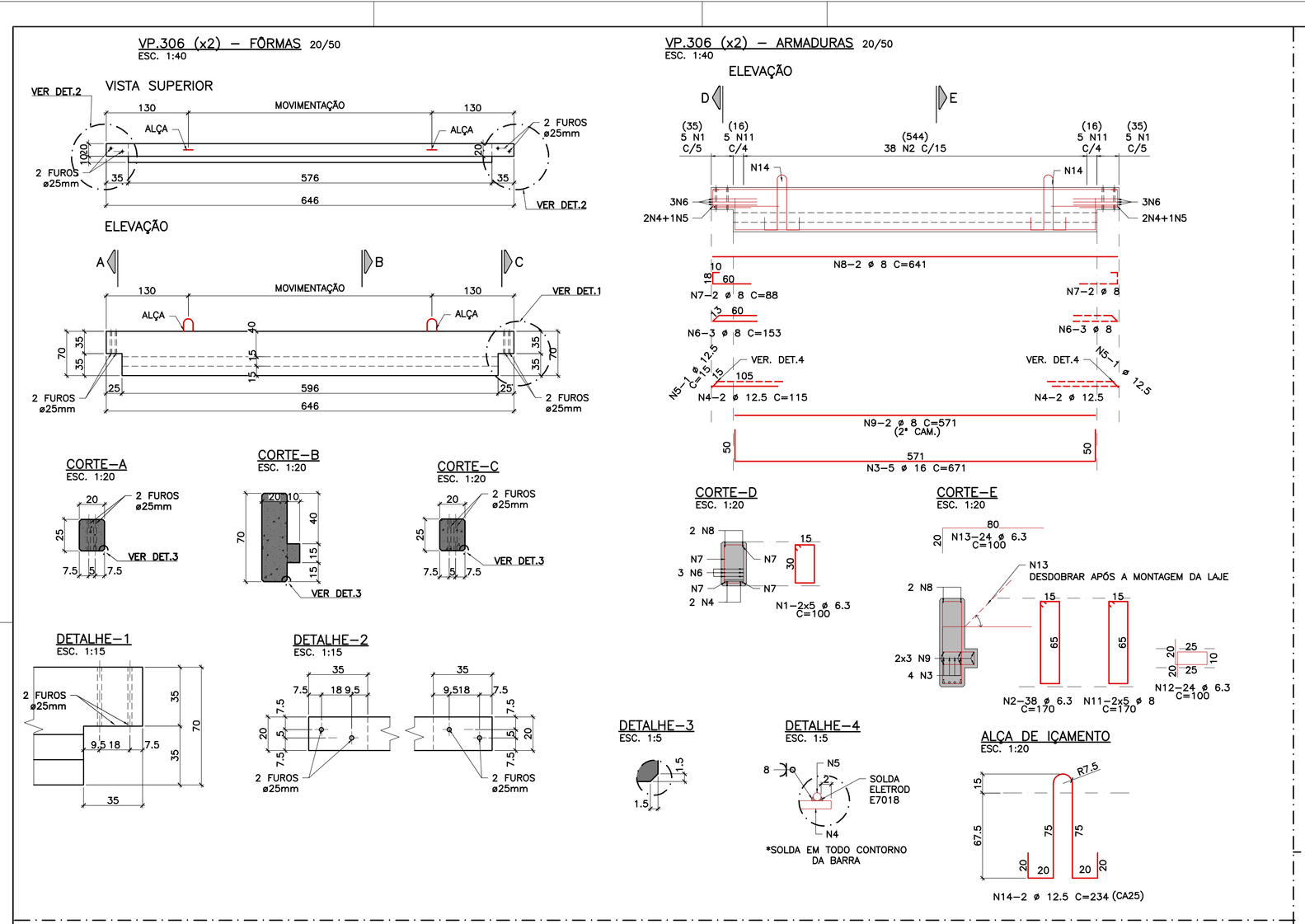
Projetista: PROMONTE PROJETOS ESPECIAIS E CONSTRUTORA LTDA. gerenciamento@promonte.com.br (31) 3276-3475

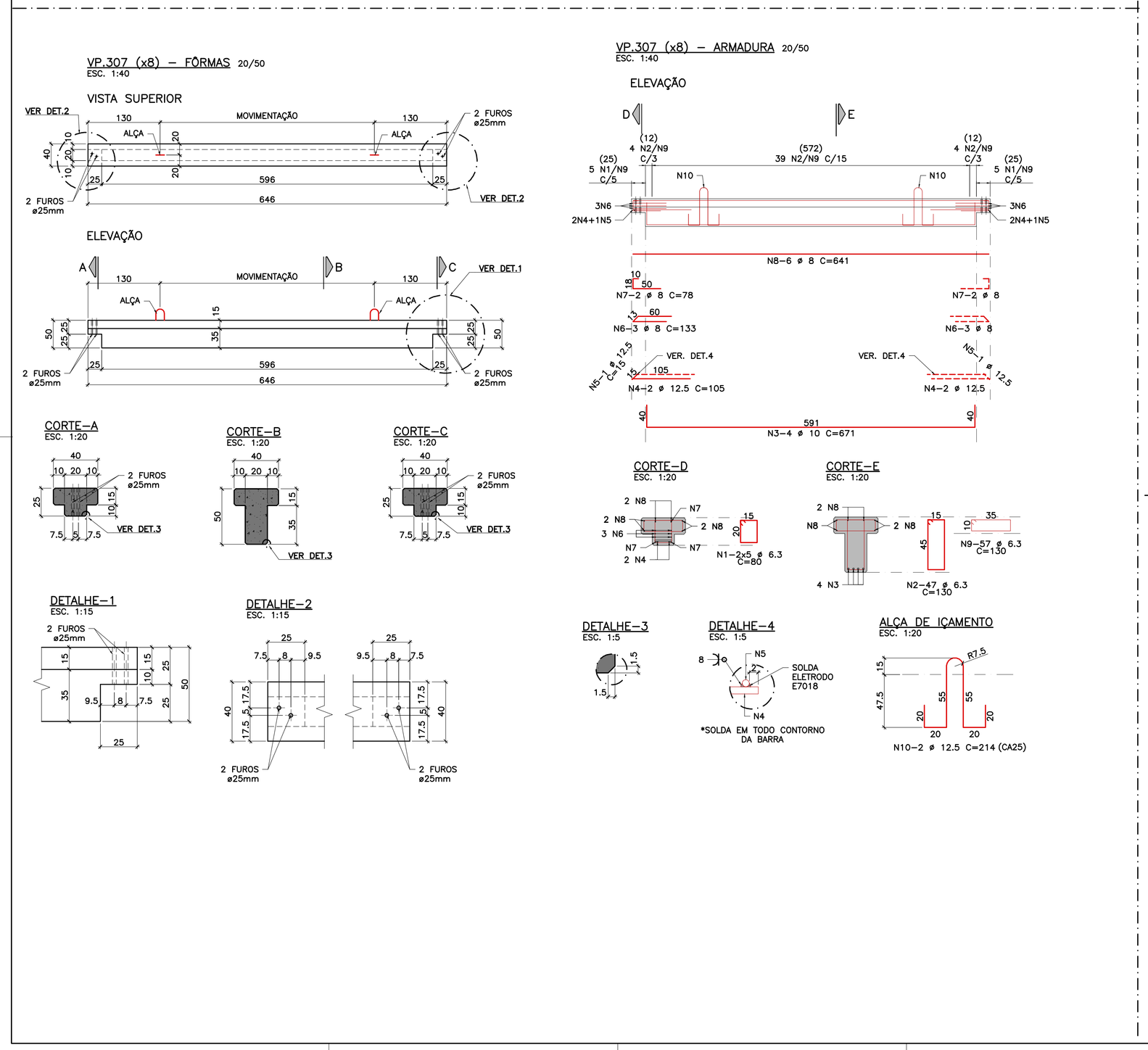
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A424248-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727
Data: ___/___/___

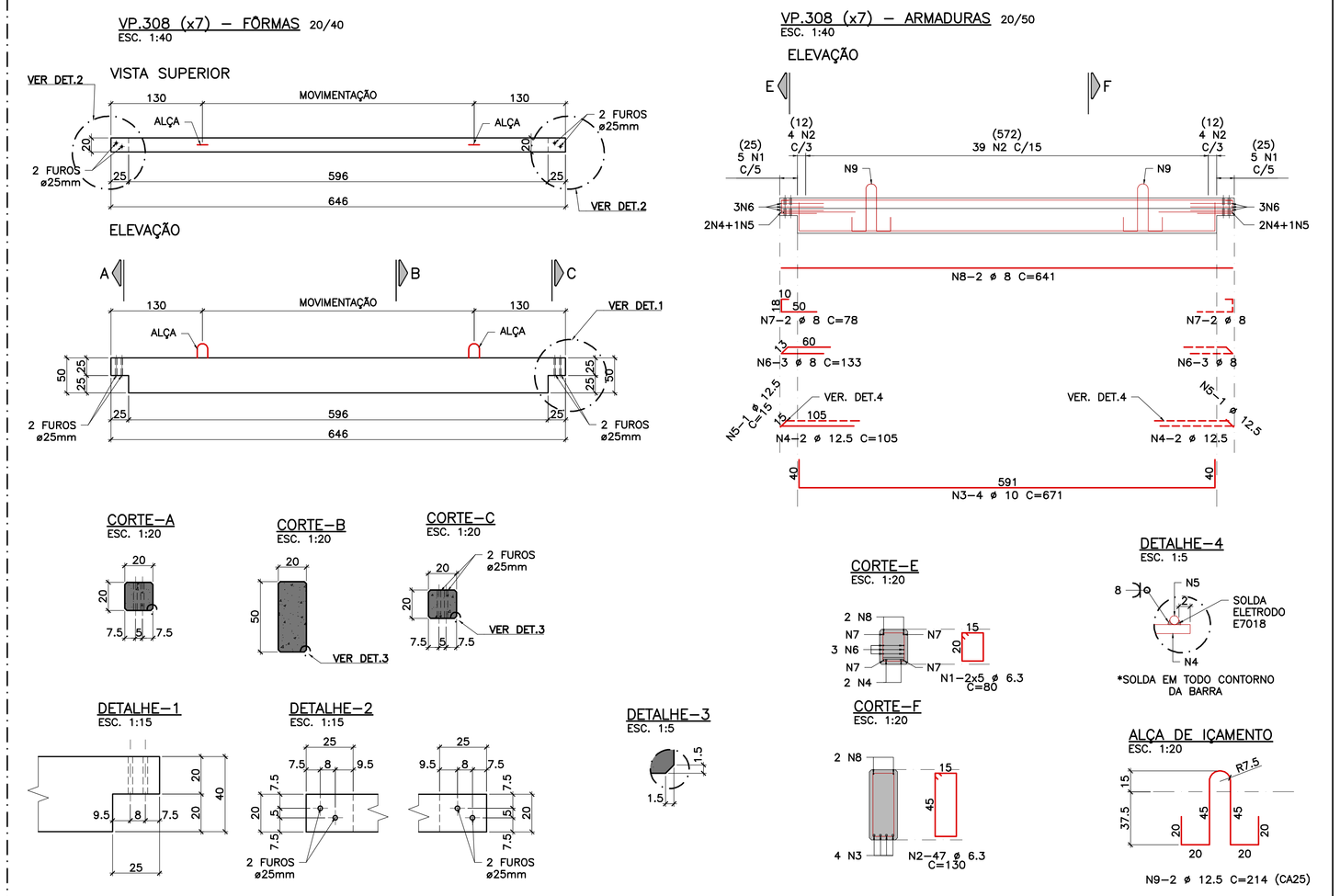
UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

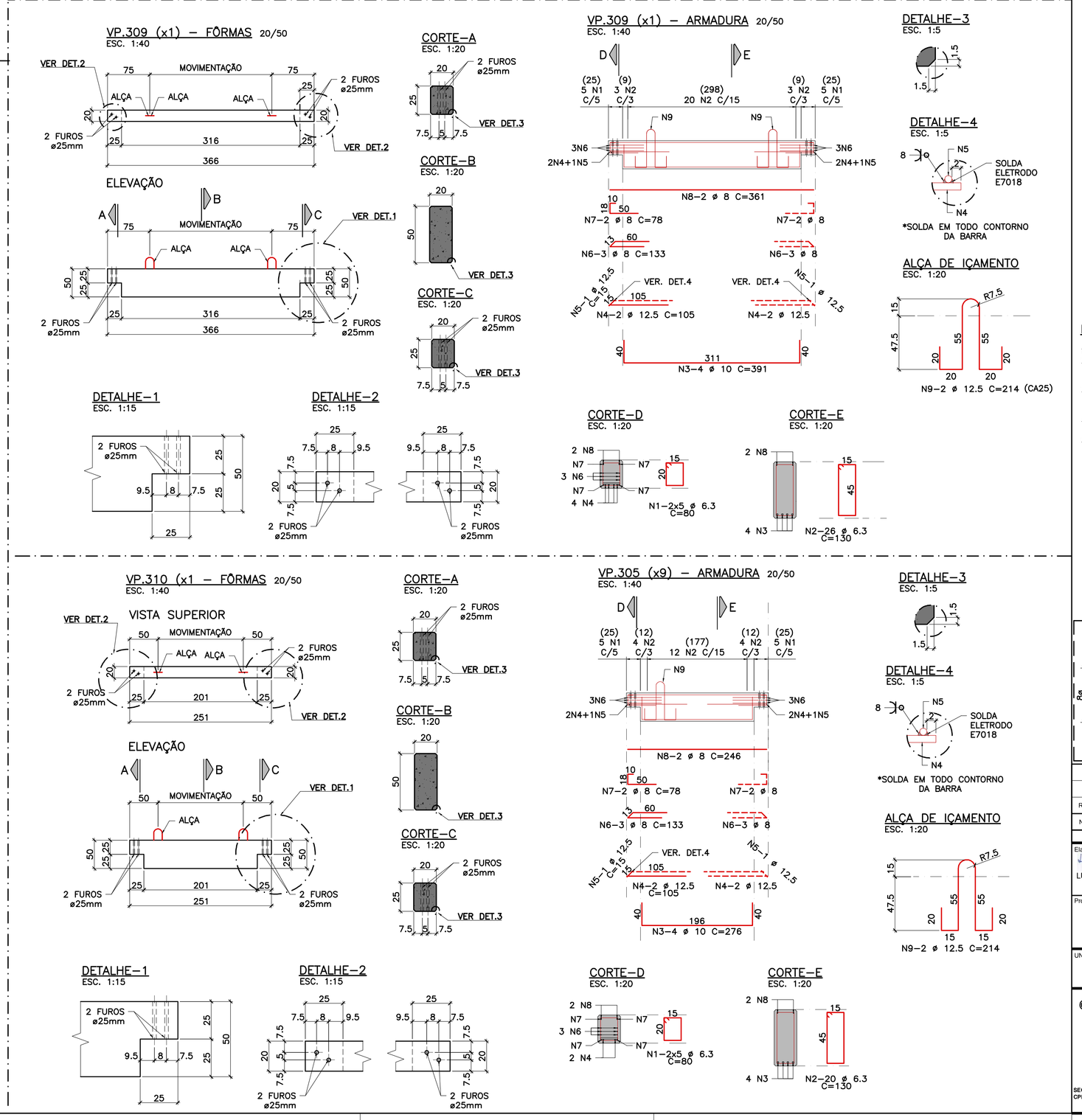
Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
VIGAS
2º Pavimento - Fôrma e Armaduras
VP.301 a VP.305

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2013
EST | R0 | Fl. 14/15









LISTA DOS FERROS

		N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	TOTAL
VP.306 (2x)	CA–50	1	6.3	20	100	2000
		2	6.3	76	170	12920
		3	16	10	671	6710
		4	12.5	8	115	920
		5	12.5	4	15	60
		6	8	12	153	1836
		7	8	8	88	704
		8	8	4	641	2564
		9	8	4	571	2284
		11	8	20	170	3400
		12	6.3	48	100	4800
		13	6.3	48	100	4800
	CA–25	14	12.5	4	234	936
VP.307 (8x)	CA–50	1	6.3	80	80	6400
		2	6.3	376	130	48880
		3	10	32	671	21472
		4	12.5	32	105	3360
		5	12.5	16	15	240
		6	8	48	133	6384
		7	8	32	78	2496
		8	8	48	641	30768
		9	6.3	456	130	59280
	CA–25	10	12.5	16	214	3424
VP.308 (7x)	CA–50	1	6.3	70	80	5600
		2	6.3	329	130	42770
		3	10	28	671	18788
		4	12.5	28	105	2940
		5	12.5	14	15	210
		6	8	42	133	5586
		7	8	28	78	2184
		8	8	14	641	8974
	CA–25	9	12.5	14	214	2716
VP.309 (1x)	CA–50	1	6.3	10	80	800
		2	6.3	26	130	3380
		3	10	4	391	1564
		4	12.5	4	105	420
		5	12.5	2	15	30
		6	8	6	133	798
		7	8	4	78	312
		8	8	2	361	722
	CA–25	9	12.5	2	214	428
VP.310 (1x)	CA–50	1	6.3	10	80	800
		2	6.3	20	130	2600
		3	10	4	276	1104
		4	12.5	4	105	420
		5	12.5	2	15	30
		6	8	6	133	798
		7	8	4	78	312
		8	8	2	246	492
	CA–25	9	12.5	2	214	428

RESUMO GERAL CA–50

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	1950,30	479
8.0	706,14	280
10.0	429,28	266
12.5	86,30	86
16.0	67,10	76
	TOTAL:	1217

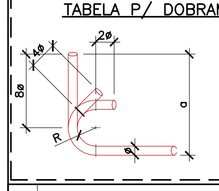
RESUMO GERAL CA–25

ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
12.5	79,32	76
	TOTAL:	76

NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   - fck ≥ 40MPa.
   - fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   - AÇO CA–25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   - AÇO CA–50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
4. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   - PARA VIGAS – 2.5cm.
5. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO–SE UM CONTROLE RIGOROSO NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA–25	R CA–50	R CA–60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENTO SAIR DO PADRÃO SERÃO INDICADOS NO DESENHO O COMPRIMENTO (a) E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL		L.C	16/11/20	

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-0062595710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-0062595710
Data: _16_/_11_/_2020_

Projetista: PROMONTE — PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA. promonte@gmail.com / coordenacao@ufpel.edu.br (53) 9 9111-2019 / (53) 3027-7000

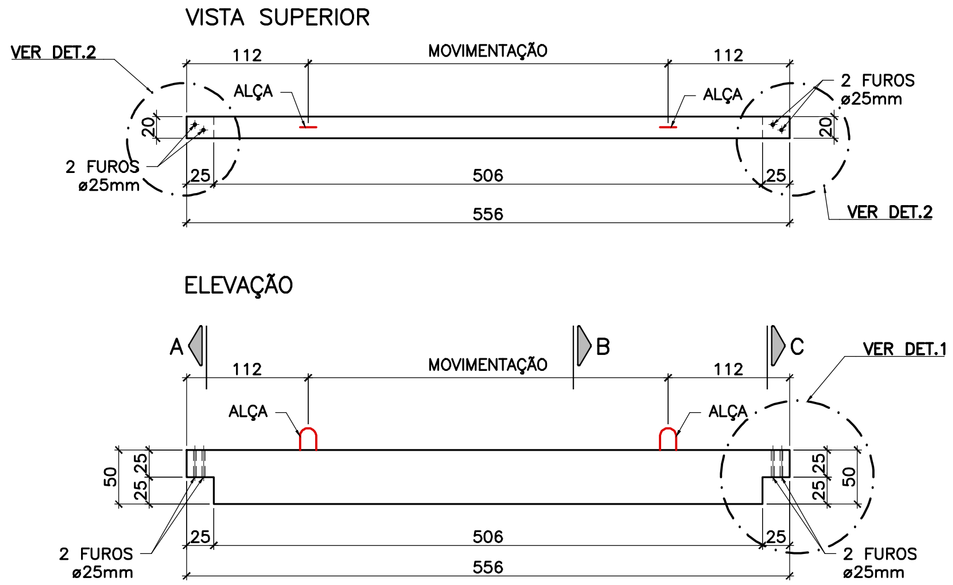
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727
Data: ___/___/___

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

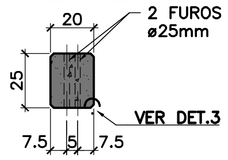
Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
VIGAS
2º Pavimento - Fôrma e Armaduras
VP.306 a VP.310

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2014
EST — R0 — Fl. 15/16

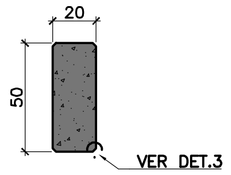
VP.401 (x25) – FÔRMAS 20/50
ESC. 1:40



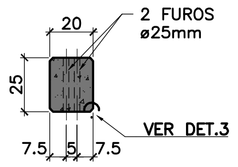
CORTE–A
ESC. 1:20



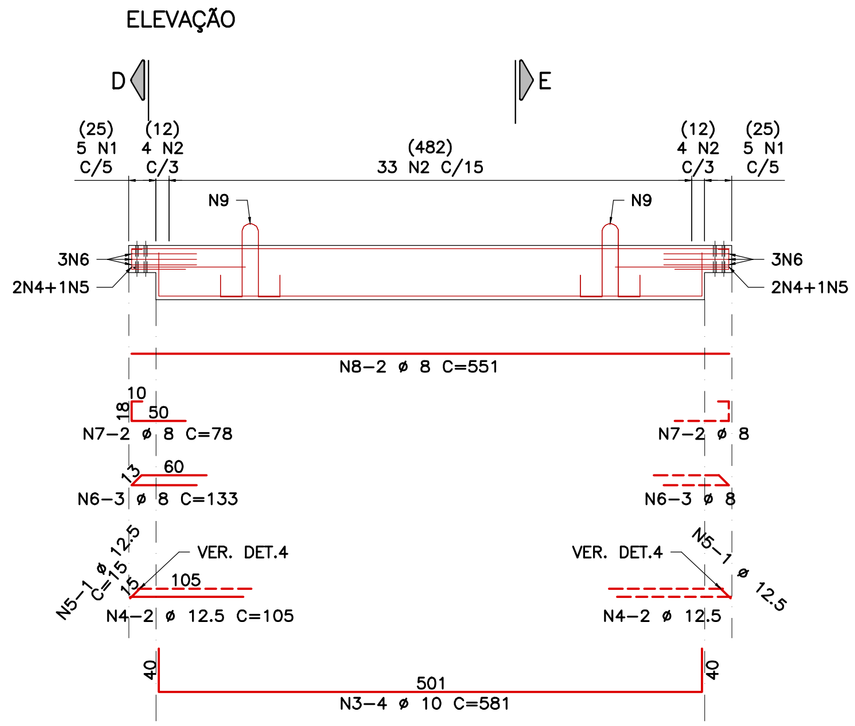
CORTE–B
ESC. 1:20



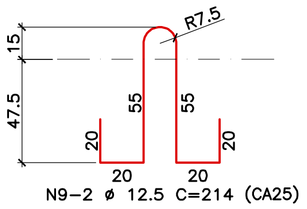
CORTE–C
ESC. 1:20



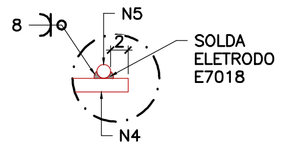
VP.401 (x25) – ARMADURAS 20/50
ESC. 1:40



ALÇA DE IÇAMENTO
ESC. 1:20

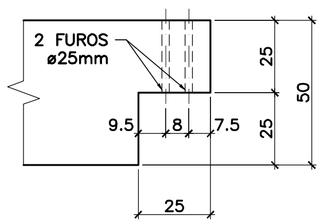


DETALHE–4
ESC. 1:5

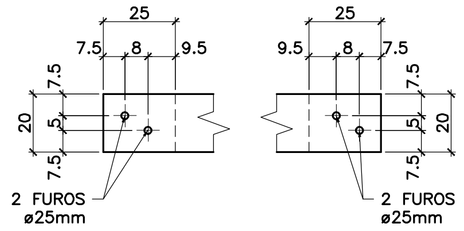


*SOLDA EM TODO CONTORNO DA BARRA

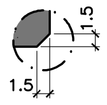
DETALHE–1
ESC. 1:15



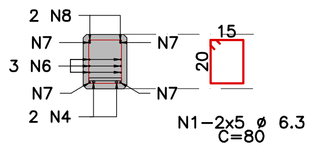
DETALHE–2
ESC. 1:15



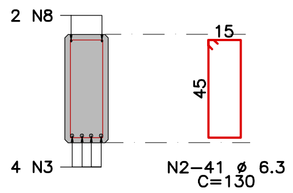
DETALHE–3
ESC. 1:5



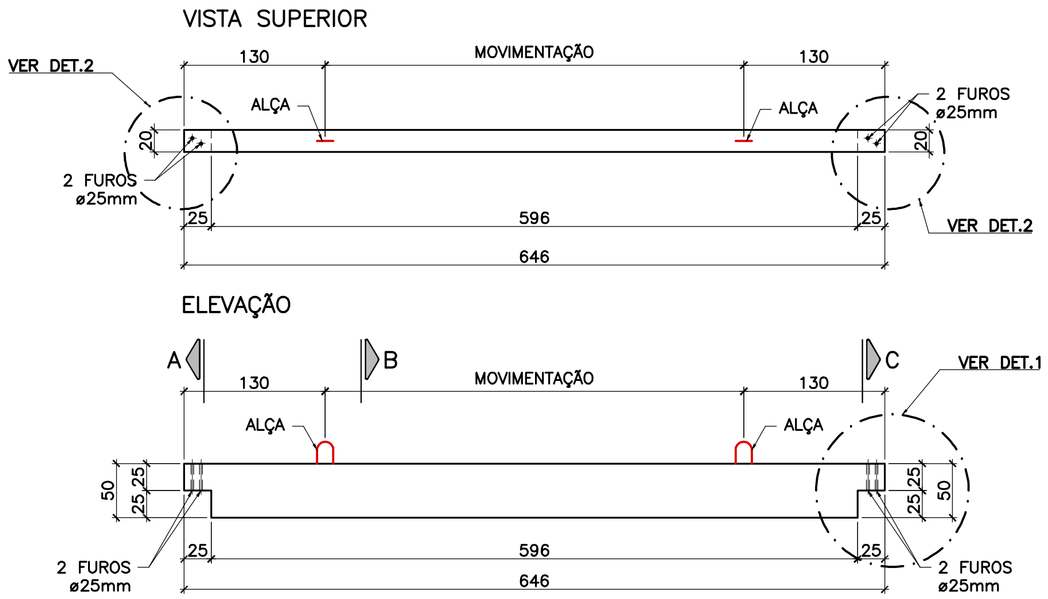
CORTE–D
ESC. 1:20



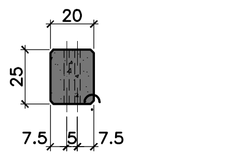
CORTE–E
ESC. 1:20



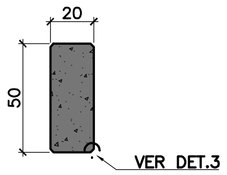
VP.402 (x1) – FÔRMAS 20/50
ESC. 1:40



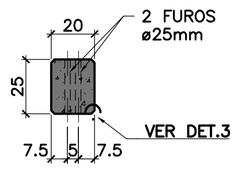
CORTE–A
ESC. 1:20



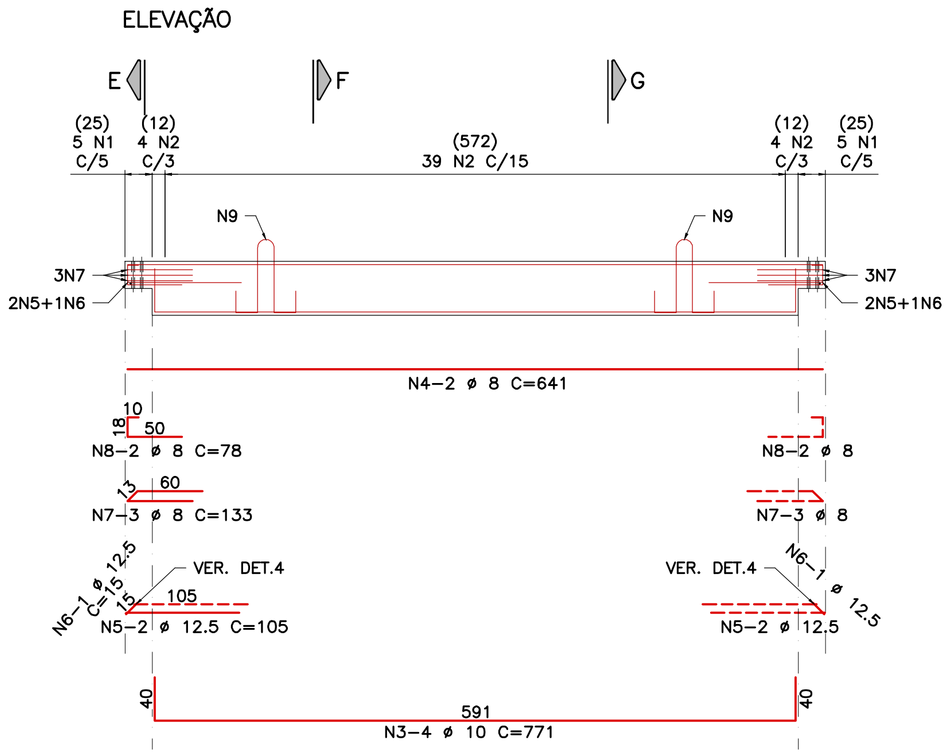
CORTE–B
ESC. 1:20



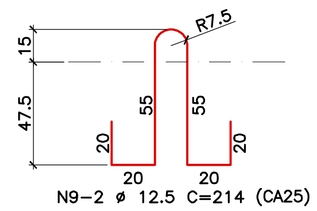
CORTE–C
ESC. 1:20



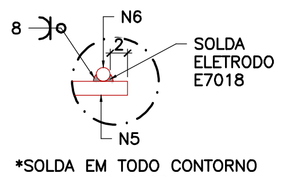
VP.402 (x1) – ARMADURAS 20/50
ESC. 1:40



ALÇA DE IÇAMENTO
ESC. 1:20

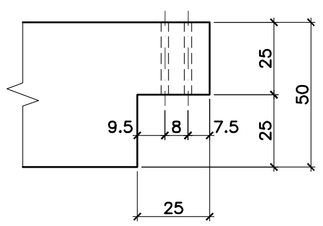


DETALHE–4
ESC. 1:5

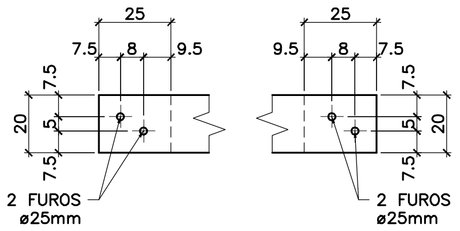


*SOLDA EM TODO CONTORNO DA BARRA

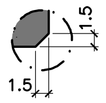
DETALHE–1
ESC. 1:15



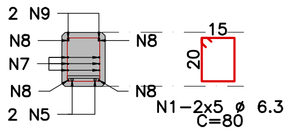
DETALHE–2
ESC. 1:15



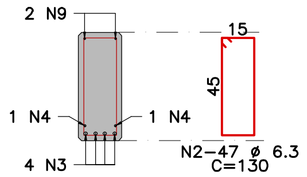
DETALHE–3
ESC. 1:5



CORTE–E
ESC. 1:20



CORTE–F
ESC. 1:20



LISTA DOS FERROS

		N	ø (mm)	Q	COMPRIMENTOS (cm) UNITARIO	COMPRIMENTOS (cm) TOTAL
VP.401 (25x)	CA–50	1	6.3	250	80	20000
		2	6.3	1025	130	133250
		3	10	100	581	58100
		4	12.5	100	105	10500
		5	12.5	50	15	750
		6	8	150	133	19950
		7	8	100	78	7800
		8	8	50	551	27550
	CA–25	9	12.5	50	214	10700
VP.402 (16x)	CA–50	1	6.3	160	80	12800
		2	6.3	752	130	97760
		3	10	64	771	49344
		4	8	32	641	20512
		5	12.5	64	105	6720
		6	12.5	32	15	480
		7	8	96	133	12768
		8	8	64	78	4992
	CA–25	9	12.5	32	214	6848

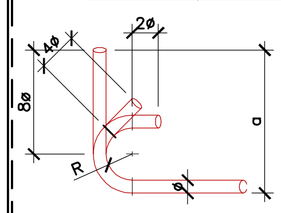
RESUMO GERAL CA–50		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
6.3	2638,10	647
8.0	935,72	370
10.0	1074,44	664
12.5	184,50	179
16.0	–	–
	TOTAL:	1860

RESUMO GERAL CA–25		
ø (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
12.5	175,48	169
	TOTAL:	169

NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MILÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CONCRETO ESTRUTURAL:
   - fck ≥ 40MPa.
   - fcj ≥ 21MPa. (IDADE DE DESFORMA, TRANSPORTE E MONTAGEM)
3. ARMADURAS:
   - AÇO CA–25, fyk ≥ 250 MPa (SOLDÁVEL).
   - AÇO CA–50, fyk ≥ 500 MPa (SOLDÁVEL).
4. COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
   - PARA VIGAS – 2.5cm.
5. OS COBRIMENTOS DEVERÃO SER GARANTIDOS COM O USO DE ESPAÇADORES OU PASTILHAS, EXIGINDO–SE UM CONTROLE RIGOROSO NA EXECUÇÃO. TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO PARA O COBRIMENTO Δc= 5mm (CONFORME ITEM 7.4.7.4 DA NBR 6118/2014)

TABELA P/ DOBRAMENTOS PADRÃO DOS GANCHOS



ø	R CA–25	R CA–50	R CA–60
≤20	2ø	2,5ø	3ø
≥20	2,5ø	4ø	–

NOTAS:
QUANDO O DOBRAMENTO SAIR DO PADRÃO SERÃO INDICADOS NO DESENHO O COMPRIMENTO (a) E/OU RAIO (R).

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		
REVISÕES		PROJETISTA		UNILA	

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI, CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_2020_

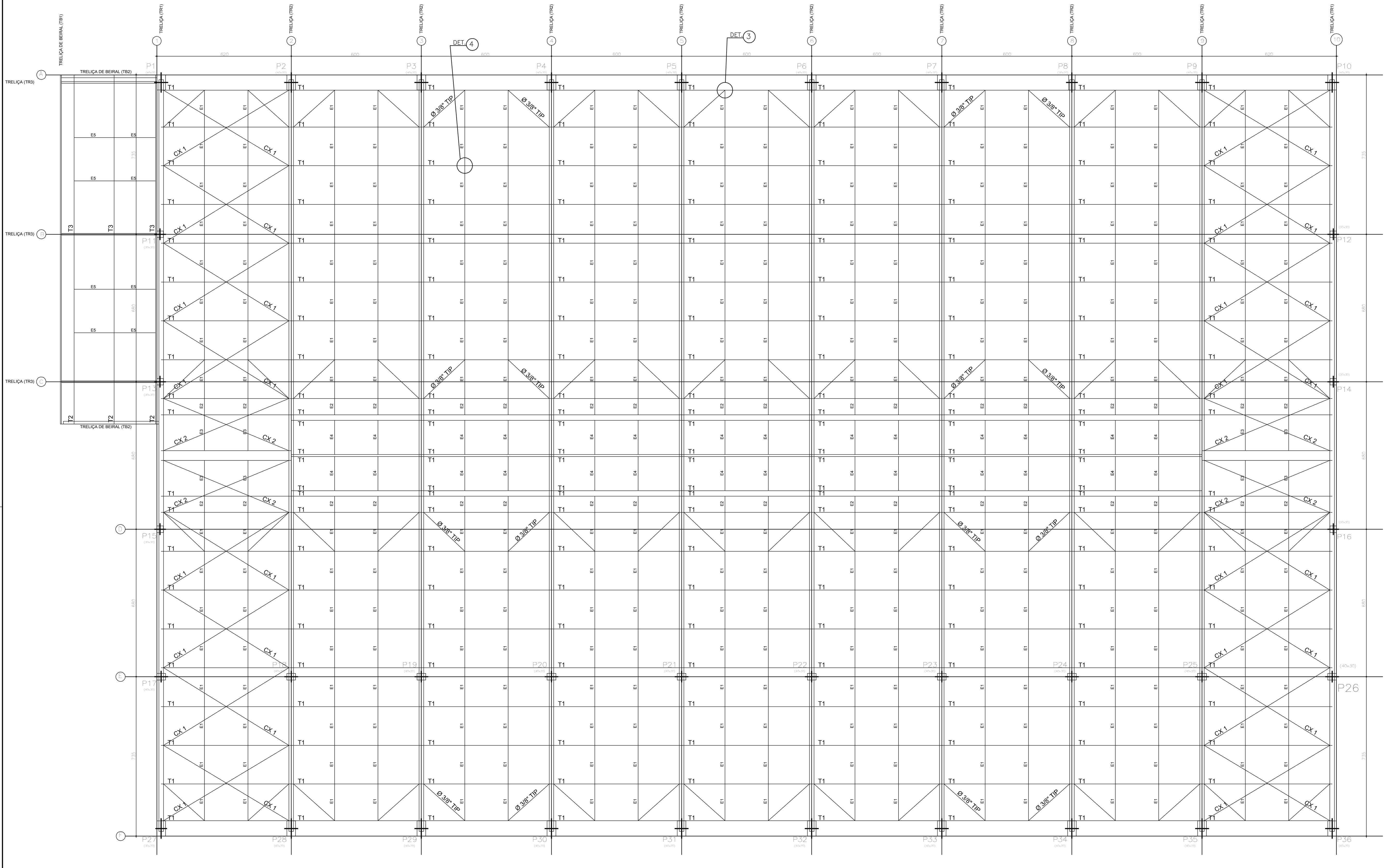
Projetista: PROMONTE — PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA. promonte@gmail.com / cavalcanti.ca@outlook.com (71) 3253-3478

UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss, CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam, SIAPE 2086727
Data: ___/___/_____

UNILA – Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
VIGAS
Cobertura - Fôrma e Armaduras
VP.401 2 VP.402

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.2015
EST R0 Fl. 16/16



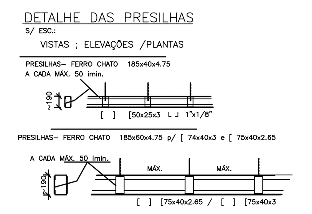
Esquema Geral da Estrutura
escala 1:100

LISTA DE MATERIAL

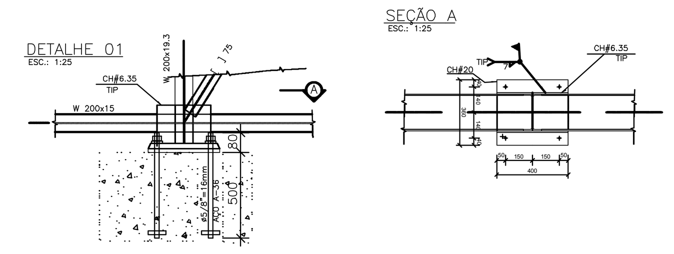
DESCRIÇÃO	COMP (MM)	QUANTIDADE	PESO (KG)
W 200x26.6	12000	7	2235
W 200x22.5	12000	31	8370
W 200x19.3	12000	16	3706
W 200x15	12000	6	1080
UDC 75x40x3.00	6000	118	2384
UDC 75x40x2.65	6000	168	3024
UDC 75x40x2.25	6000	6	93
UDC 50x25x3.00	6000	35	434
UDC 50x25x2.25	6000	4	39
CANTONEIRA 1.1/4x1/8"	6000	8	72
UDC ENRIJ 127x50x17x3.00	6000	274	9289
UDC ENRIJ 50x25x10x2.25	6000	63	681
BARRA LISA Ø3/8"	6000	127	470
UDC 150x50x3.00	6000	4	135
CANTONEIRA 2.1/2"x3/16"	6000	1	28
CONEXÕES, CHAPARIAS, ETC.	-	10%	3204
PESO TOTAL			35244

TABELA DOS MONTANTES E DIAGONAIS

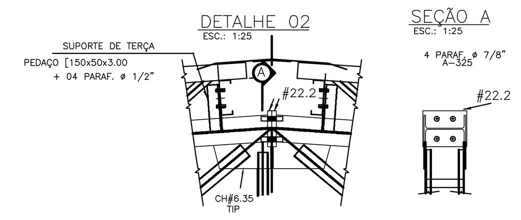
POSIÇÃO	MATERIAL
M1	[75x40x3
M2	[75x40x2.65
M3	[50x25x3
M4	L 1.1/4"x1/8"



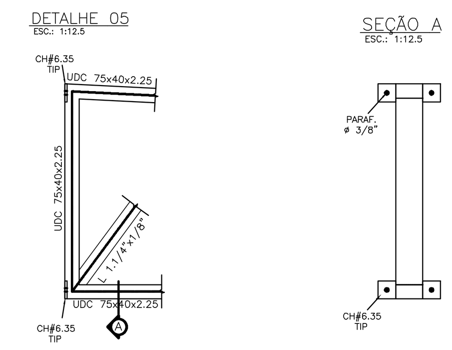
DETALHE DAS PRESILHAS
S/ ESC.:



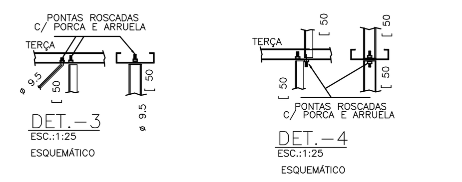
DETALHE 01 — ESC.: 1:25; SEÇÃO A — ESC.: 1:25



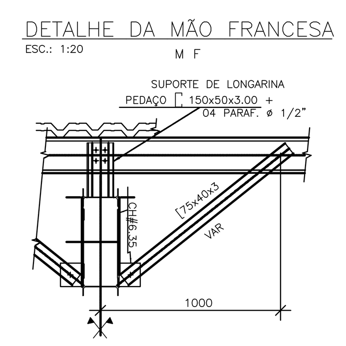
DETALHE 02 — ESC.: 1:25; SEÇÃO A — ESC.: 1:25



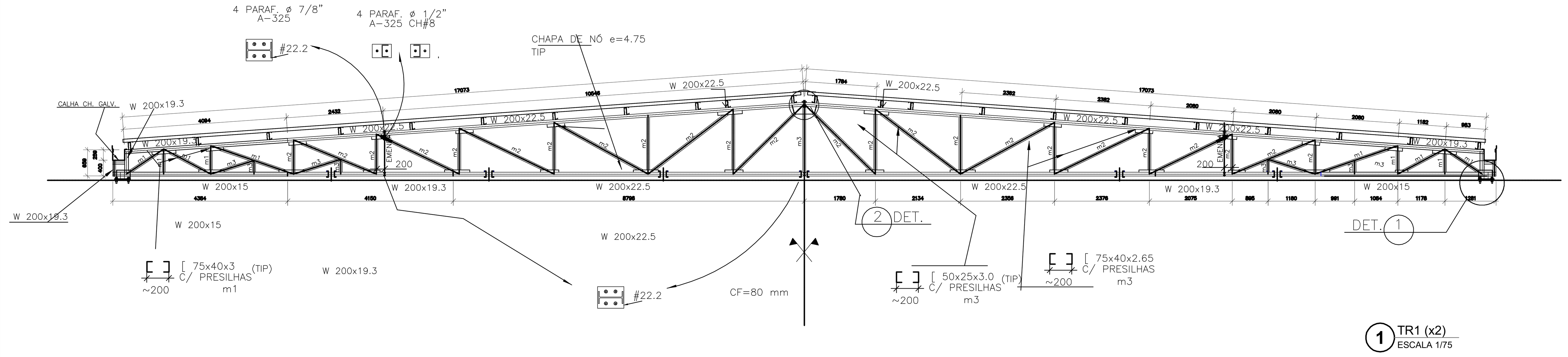
DETALHE 05 — ESC.: 1:12.5; SEÇÃO A — ESC.: 1:12.5



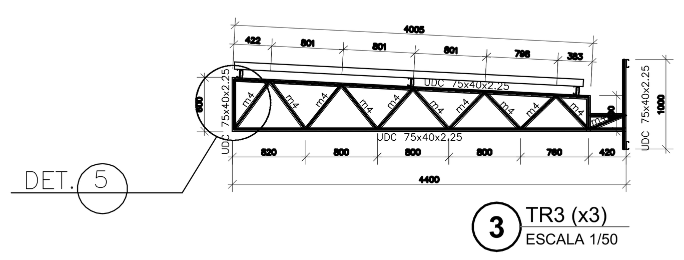
DET.-3 — ESC.:1:25 — ESQUEMÁTICO; DET.-4 — ESC.:1:25 — ESQUEMÁTICO



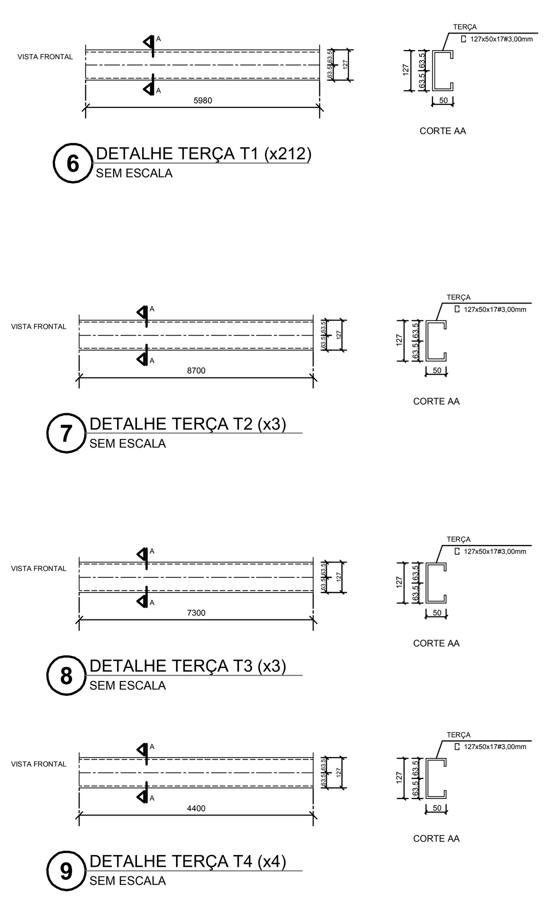
DETALHE DA MÃO FRANCESA
ESC.: 1:20



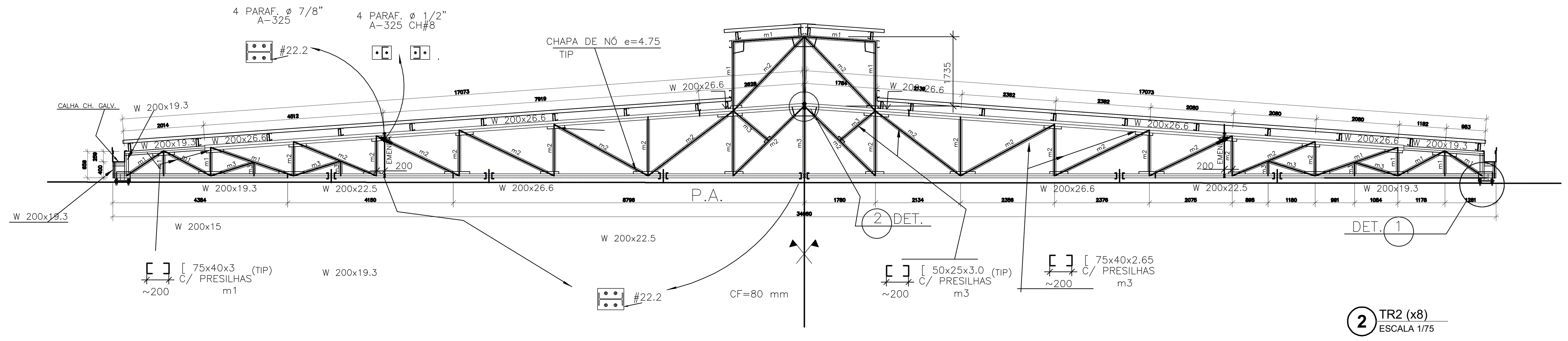
1 TR1 (x2)
ESCALA 1/75



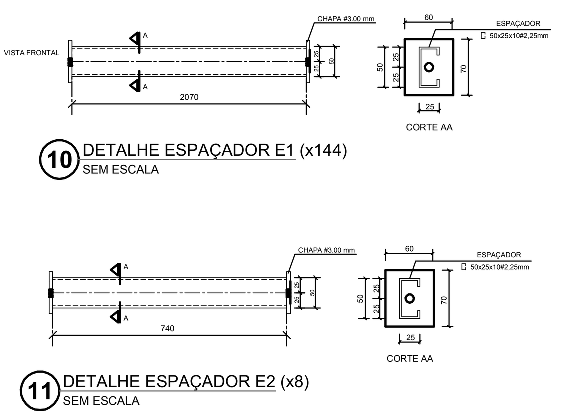
3 TR3 (x3)
ESCALA 1/50



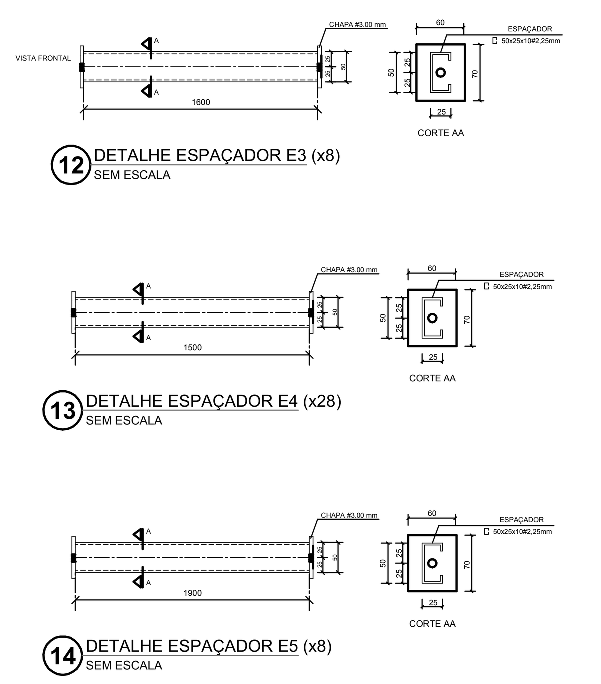
6 DETALHE TERÇA T1 (x212) — SEM ESCALA
7 DETALHE TERÇA T2 (x3) — SEM ESCALA
8 DETALHE TERÇA T3 (x3) — SEM ESCALA
9 DETALHE TERÇA T4 (x4) — SEM ESCALA



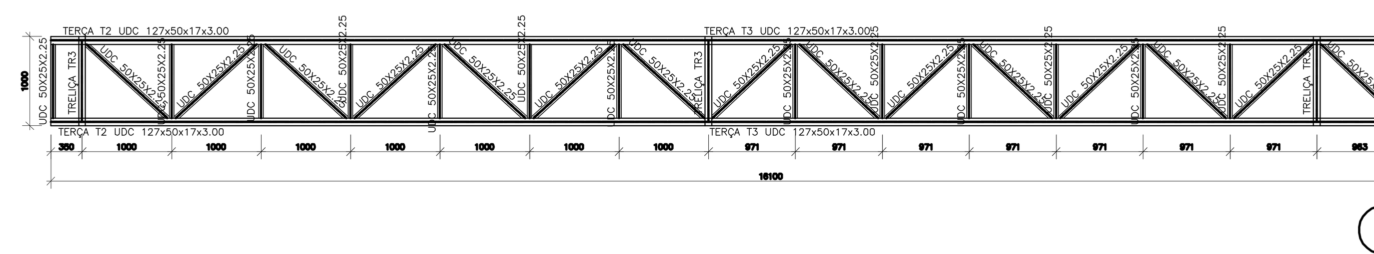
2 TR2 (x8)
ESCALA 1/75



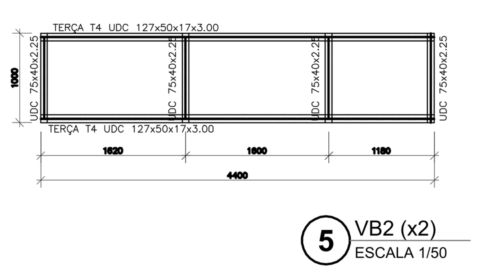
10 DETALHE ESPAÇADOR E1 (x144) — SEM ESCALA
11 DETALHE ESPAÇADOR E2 (x8) — SEM ESCALA



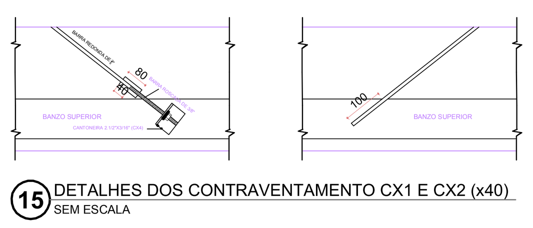
12 DETALHE ESPAÇADOR E3 (x8) — SEM ESCALA
13 DETALHE ESPAÇADOR E4 (x28) — SEM ESCALA
14 DETALHE ESPAÇADOR E5 (x8) — SEM ESCALA



4 VB1 (x1)
ESCALA 1/50



5 VB2 (x2)
ESCALA 1/50



15 DETALHES DOS CONTRAVENTAMENTO CX1 E CX2 (x40)
SEM ESCALA

LIGAÇÕES SOLDADAS EM ESTRUTURA METÁLICA

NORMA:

ABNT NBR 8800:2008: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Artículo 6: Condições específicas para o dimensionamento de ligações metálicas.

MATERIAIS:

– Perfis (Material base): A-572 345MPa e A-36 250MPa.

– Material de adição (soldas): Eletrodos da série E70XX. Para os materiais utilizados e o procedimento de solda SMAW (Arco elétrico com eletrodo revestido), cumprem-se as condições de compatibilidade entre materiais exigidas pelo item 6.2.4 ABNT NBR 8800:2008.

DEFINIÇÕES PARA SOLDAS EM ÂNGULO:

– Garganta efetiva: é igual à menor distância medida desde a raiz à face plana teórica da solda (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).

– Lado do cordão: é o menor dos dois lados situados nas faces de fusão do maior triângulo que pode ser inscrito na seção da solda (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).

– Raiz da solda: é a interseção das faces de fusão (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).

– Comprimento efetivo do cordão de solda: é igual ao comprimento total da solda com dimensões uniformes, incluídos os retornos (item 6.2.2.2 c) ABNT NBR 8800:2008).

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS:

1) As prescrições consideradas neste projeto aplicam-se a ligações soldadas nas quais:

– Os aços das peças a unir têm um limite elástico não superior a 100 ksi [690 MPa] (item 1.2 (1) AWS D1.1/D1.1M:2002).

– As espessuras das peças a unir são pelo menos de 1/8 in [3mm] (item 1.2 (2) AWS D1.1/D1.1M:2002).

– As peças soldadas não são de seção tubular.

2) Em soldas de topo de penetração total ou parcial verifica-se que:

– O comprimento efetivo das soldas de penetração total ou parcial é igual ao seu comprimento total, o qual é igual ao comprimento da parte unida (item 6.2.2.1 b) ABNT NBR 8800:2008).

– Em soldas de penetração total, a garganta efetiva é igual à menor espessura das peças unidas (item 6.2.2.1 c) ABNT NBR 8800:2008).

– Em soldas de penetração parcial, a espessura mínima da garganta efetiva cumpre os valores da seguinte tabela:

Tabela 9 ABNT NBR 8800:2008	
Menor espessura das peças a unir (mm)	Espessura mínima da garganta efetiva (mm)
Menor que ou igual a 6.35	3
Menor que ou igual a 12.5	5
Menor que ou igual a 19	6
Menor que ou igual a 37.5	8
Menor que ou igual a 57	10
Menor que ou igual a 152	13
Maior que 152	16

– A espessura de garganta efetiva das soldas de penetração parcial determina-se segundo a tabela 5 ABNT NBR 8800:2008.

3) Em soldas em ângulo verifica-se que:

– O tamanho mínimo do lado de uma solda de ângulo cumpre os valores da seguinte tabela:

Tabela 10 ABNT NBR 8800:2008	
Menor espessura das peças a unir (mm)	Tamanho mínimo do lado de uma solda em ângulo* (mm)
Menor que ou igual a 6.35	3
Menor que ou igual a 12.5	5
Menor que ou igual a 19	6
Maior que 19	8
*Executada em uma só passada	

– O tamanho máximo do lado de uma solda em ângulo ao longo das bordas de peças soldadas cumpre o especificado no item 6.2.6.2.2 ABNT NBR 8800:2008, o qual exige que:

– ao longo das bordas de material com espessura inferior a 6.35 mm, seja menor ou igual à espessura do material.

– ao longo das bordas de material com espessura igual ou superior 6.35 mm, seja menor ou igual à espessura do material menos 1.5 mm.

– O comprimento efetivo de um cordão de solda em ângulo cumpre que é maior que ou igual a 4 vezes o tamanho do seu lado, ou que o lado não se considera maior que o 25 % do comprimento efetivo da solda. Além disso, o comprimento efetivo de uma solda em ângulo exposta a qualquer solicitação de cálculo não é inferior a 40 mm (item 6.2.6.2.3 ABNT NBR 8800:2008).

4) No detalhe das soldas indica-se o comprimento efetivo do cordão (comprimento sobre o qual o cordão tem o seu tamanho completo). Para alcançar tal comprimento, pode ser necessário prolongar o cordão rodeando os cantos, com o mesmo tamanho de cordão.

5) As soldas de ângulo de ligações em 'T' com ângulos menores que 30° não se consideram como efetivas para a transmissão das cargas aplicadas (item 2.3.3.4 AWS D1.1/D1.1M:2002).

6) Nos processos de fabricação e montagem deverão ser cumpridos os requisitos indicados no capítulo 5 de AWS D1.1/D1.1M:2002. No que diz respeito à preparação do metal base, exige-se que as superfícies sobre as quais se depositará o metal de adição devem ser suaves, uniformes, e livres de fissuras e outras descontinuidades que afetariam a qualidade ou resistência da solda. As superfícies a soldar, e as superfícies adjacentes a uma solda, deverão estar também livres de lâminas, escamas, óxido solto ou aderido, escória, ferrugem, humidade, óleo, gordura e outros materiais estranhos que impeçam uma solda apropriada ou produzam emissões prejudiciais.

VERIFICAÇÕES:

– A resistência de cálculo dos cordões de solda determina-se de acordo com o item 6.2.5 ABNT NBR 8800:2008.

– O método utilizado para a verificação da resistência dos cordões de solda é aquele em que as tensões calculadas nos cordões (resultante vetorial), consideram-se como tensões de corte aplicadas sobre a área efetiva (item 2.5.4.1 AWS D1.1/D1.1M:2002).

– A área efetiva de um cordão de solda é igual ao produto do comprimento efetivo do cordão pela espessura de garganta efetiva (itens 6.2.2.1 a) e 6.2.2.2 a) ABNT NBR 8800:2008).

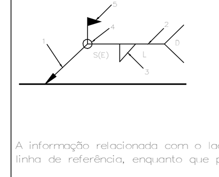
– Na verificação da resistência dos cordões de solda considerou-se uma solicitação mínima de cálculo de 45kN (item 6.1.5.2 ABNT NBR 8800:2008).

REFERÊNCIAS E SIMBOLOGIA

Para a representação dos símbolos de soldas consideram-se as indicações da norma ANSI/AWS A2.4-98 'STANDARD SYMBOLS FOR WELDING, BRAZING, AND NONDESTRUCTIVE EXAMINATION'.

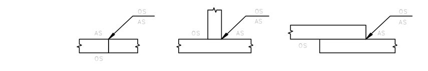
MÉTODO DE REPRESENTAÇÃO DE SOLDAS

Conforme a figura 2 de ANSI/AWS A2.4-98 e os tipos de soldas utilizados neste projeto, desenvolve-se o seguinte esquema de representação de uma solda:



Referências:
1: seta (ligação entre 2 e 6)
2: linha de referência
3: símbolo de solda
4: símbolo solda perimetral.
5: símbolo de solda no local de montagem.
6: linha do desenho que identifica a ligação proposta.
S: profundidade do bisel. Em soldas em ângulo, é o lado do cordão de solda.
(E): tamanho do cordão em soldas de topo.
L: comprimento efetivo do cordão de solda
D: dado suplementar. Em geral, a série de eletrodo a utilizar e o processo pré-qualificado de solda.

A informação relacionada com o lado da ligação soldada à qual aponta a seta, coloca-se por baixo da linha de referência, enquanto que para o lado oposto, indica-se acima da linha de referência:



Onde:

OS(Other Side): é o outro lado da seta

AS(Arrow Side): é o lado da seta

Referência 3

Designação	Ilustração	Símbolo
Solda de filete		
Solda de topo em 'V' simples (com chanfro)		
Solda de topo em bisel simples		
Solda de topo em bisel duplo		
Solda de topo em bisel simples com chanfro de raiz largo		
Solda combinada de topo em bisel simples e em ângulo		
Solda de topo em bisel simples com lado curvo		

Nº	Descrição	Aprovação (PROJETISTA)	Data (PROJETISTA)	Aprovação (UNILA)	Data (UNILA)
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		

REVISÕES

Elab.:	Verif.:	Aprov.:	Data:
LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	_16_/_11_/_2020_

Projetista

PROMONTE
PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA.
jpromonte@gmail.com / cavalcantiluiz@outlook.com
(71) 3379-3478

UNILA Verif.:	UNILA Aprov.:	Data:
Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5	Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727	____/____/______

UNILA
Universidade Federal da Integração Latino-Americana

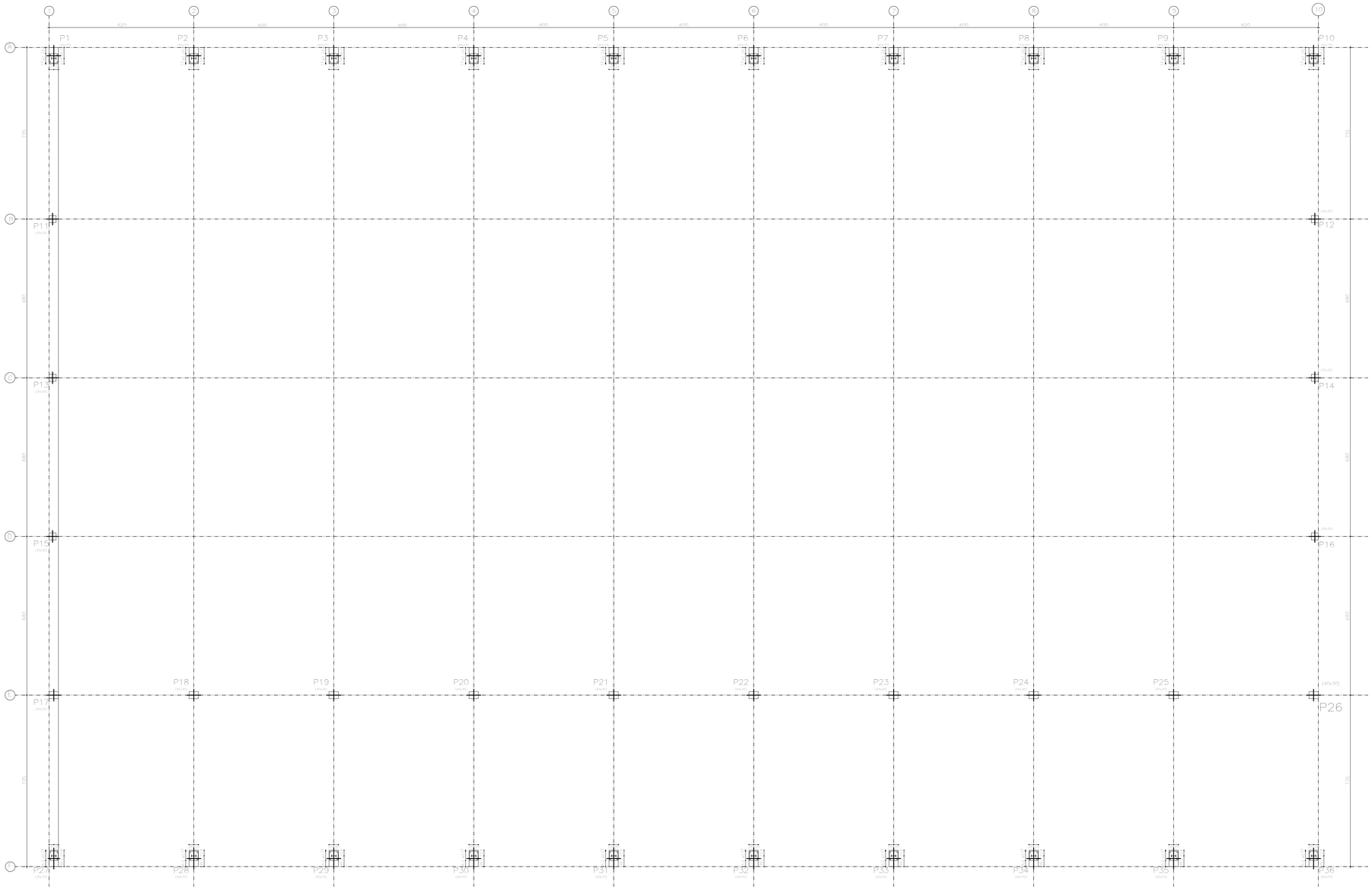
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição
PROJETO ESTRUTURAL
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
ESTRUTURAS METÁLICAS
Planta de forma e detalhes das coberturas metálicas

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147

STM

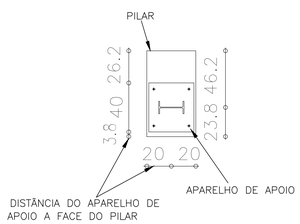
Identificador: AT.14.PMT.PE.3000 — R0 — Fl. 01/04



PLANTA DE LOCAÇÃO

escala 1:75

LEGENDA



R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		
Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
REVISÕES		PROJETISTA		UNILA	

Elab.:	Verif.:	Aprov.:	Data:
LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	_16_/_11_/_2020_

Projetista

PROMONTE
PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA.
promonte@gmail.com | cavalcantiluiz@outlook.com
(71) 3379-3679

UNILA Verif.:	UNILA Aprov.:	Data:
Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5	Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727	____/____/_____

UNILA
Universidade Federal da Integração Latino-Americana

SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição

PROJETO ESTRUTURAL

EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO

ESTRUTURAS METÁLICAS

Planta de locação da cobertura metálica

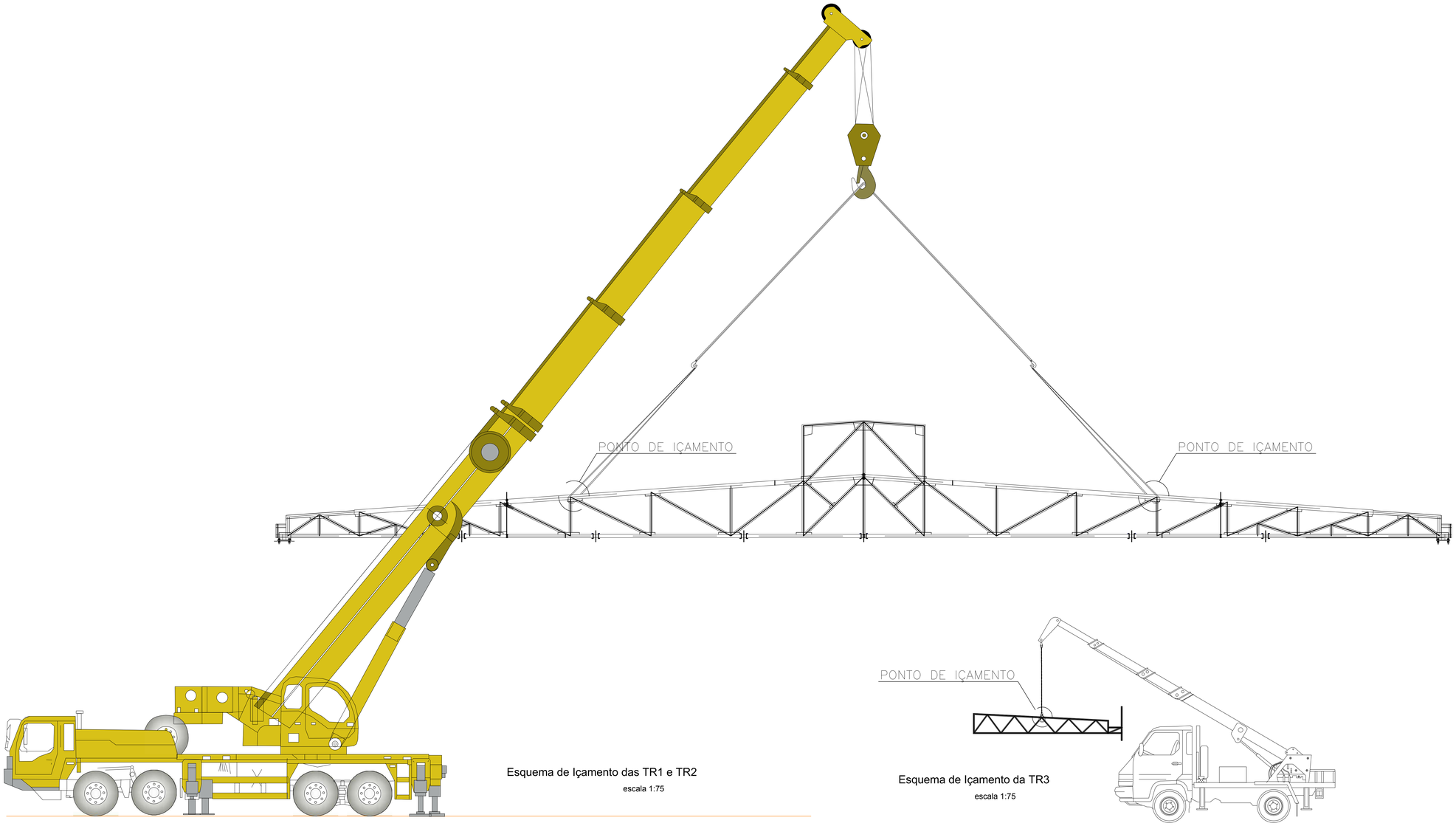
Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147

STM

Identificador: AT.14.PMT.PE.3001

R0

Fl. 02/04

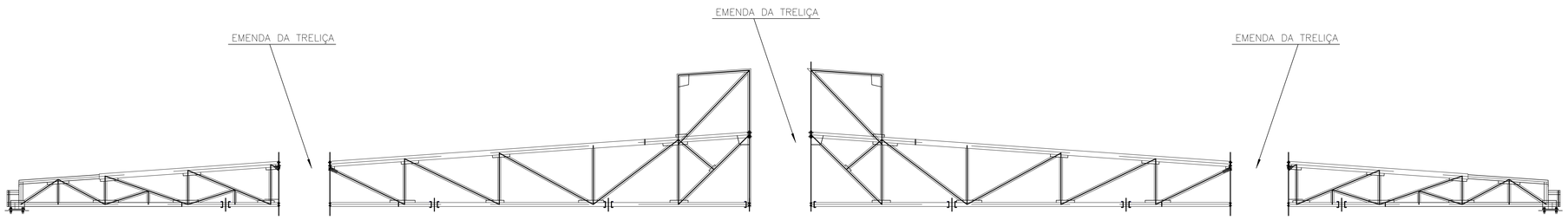


Esquema de Içamento das TR1 e TR2

escala 1:75

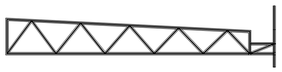
Esquema de Içamento da TR3

escala 1:75



Esquema de Fabricação das TR1 e TR2

escala 1:75



Esquema de Fabricação das TR3

escala 1:50

R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		
Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
REVISÕES		PROJETISTA		UNILA	

Elab.:	Verif.:	Aprov.:	Data:
LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	_16_/_11_/_2020_

Projetista

PROMONTE
PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA.
promonte@gmail.com | cavalcantilaiz@outlook.com
(71) 3229-3478

UNILA Verif.:	UNILA Aprov.:	Data:
Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5	Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727	____/____/_____

UNILA
Universidade Federal da Integração Latino-Americana

SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição

PROJETO ESTRUTURAL

EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO

ESTRUTURAS METÁLICAS

Planta de fabricação e de içamento

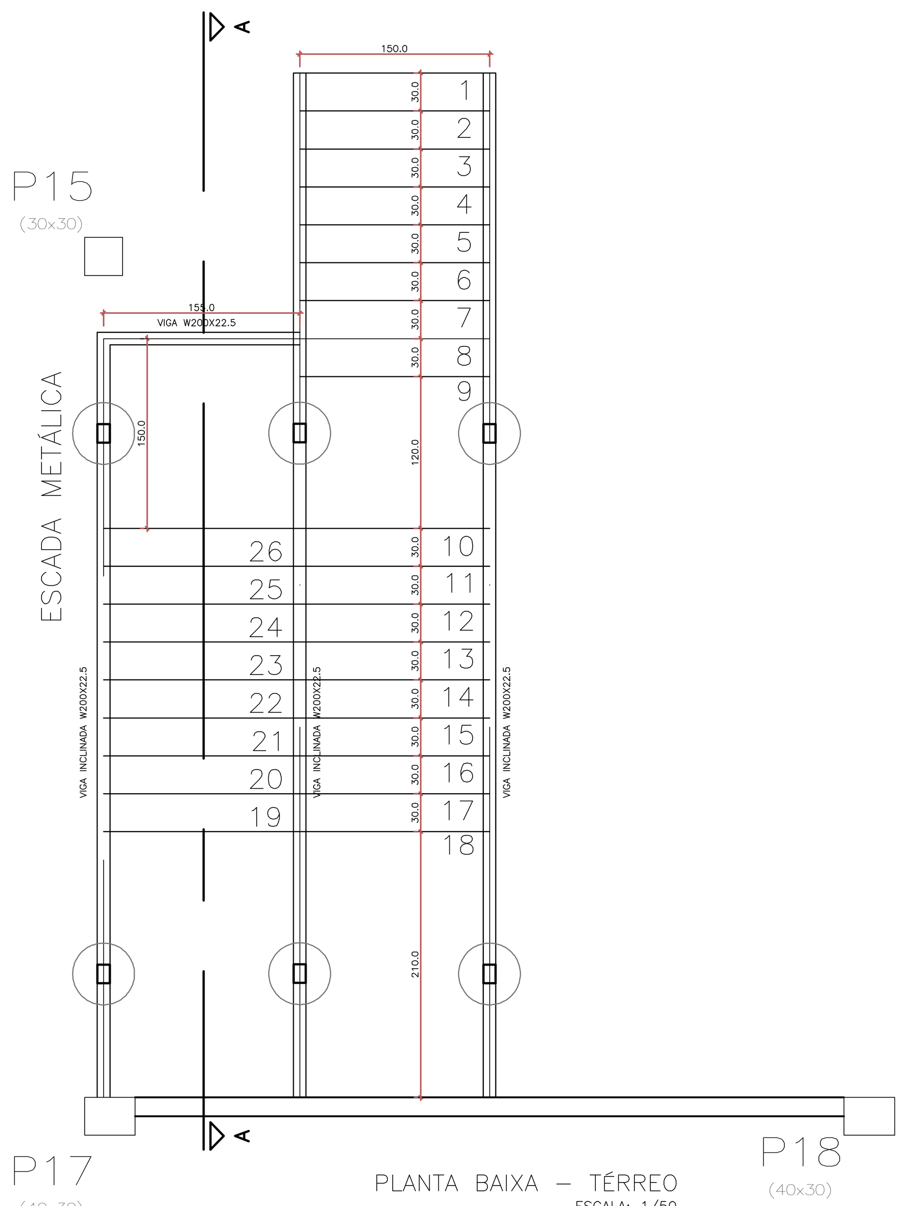
Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147

STM

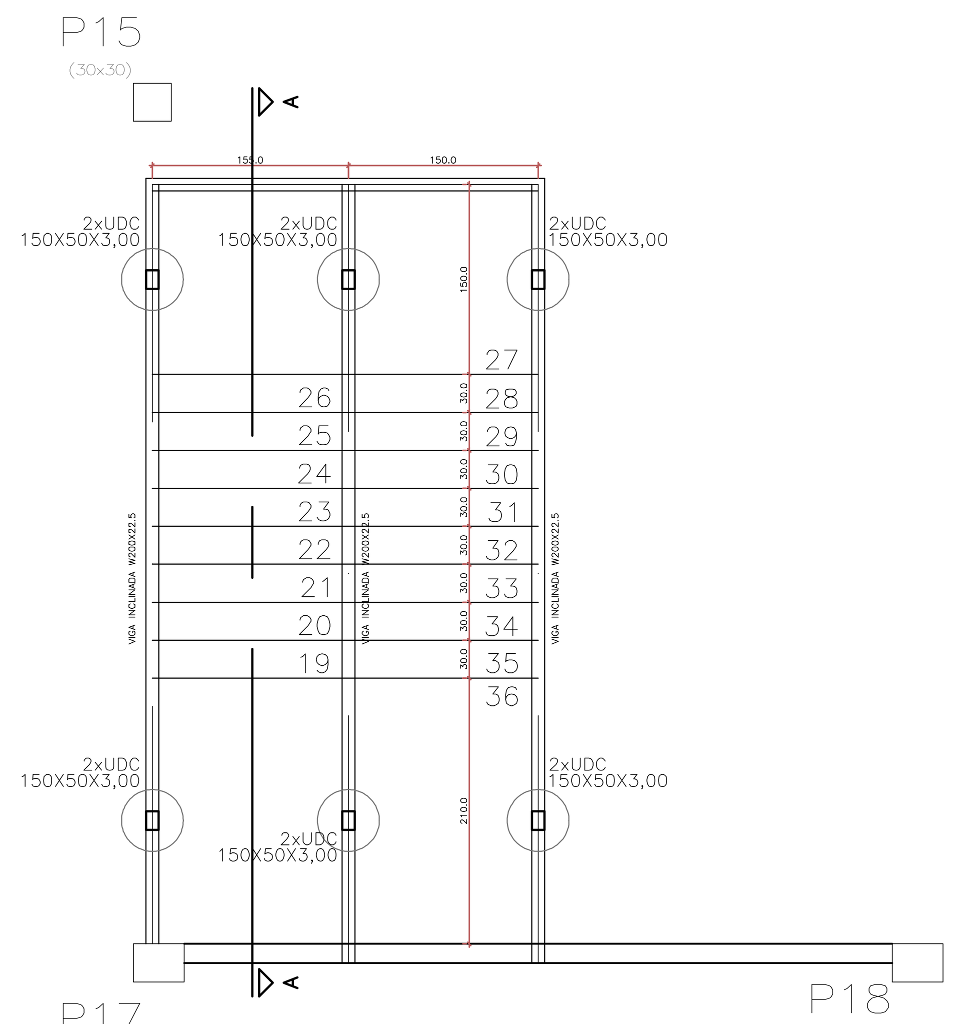
Identificador: AT.14.PMT.PE.3002

R0

Fl. 03/04



PLANTA BAIXA – TÉRREO
ESCALA: 1/50



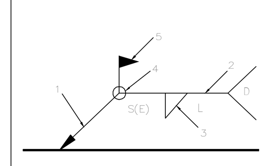
PLANTA BAIXA – 1° PAVIMENTO
ESCALA: 1/50

REFERÊNCIAS E SIMBOLOGIA

Para a representação dos símbolos de soldas consideram-se as indicações da norma ANSI/AWS A2.4-98 'STANDARD SYMBOLS FOR WELDING, BRAZING, AND NONDESTRUCTIVE EXAMINATION'.

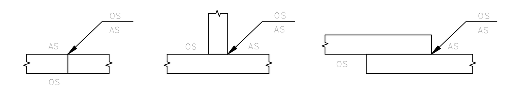
MÉTODO DE REPRESENTAÇÃO DE SOLDAS

Conforme a figura 2 de ANSI/AWS A2.4-98 e os tipos de soldas utilizados neste projeto, desenvolve-se o seguinte esquema de representação de uma solda:



Referências:
1: seta (ligação entre 2 e 6)
2: linha de referência
3: símbolo de solda
4: símbolo solda perimetral.
5: símbolo de solda no local de montagem.
6: linha do desenho que identifica a ligação proposta.
S: profundidade do bisel. Em soldas em ângulo, é o lado do cordão de solda.
(E): tamanho do cordão em soldas de topo.
L: comprimento efetivo do cordão de solda
D: dado suplementar. Em geral, a série de eletrodo a utilizar e o processo pré-qualificado de solda.

A informação relacionada com o lado da ligação soldada à qual aponta a seta, coloca-se por baixo da linha de referência, enquanto que para o lado oposto, indica-se acima da linha de referência:



Onde:

OS(Other Side): é o outro lado da seta
AS(Arrow Side): é o lado da seta

Referência 3

Designação	Ilustração	Símbolo
Solda de filete		
Solda de topo em 'V' simples (com chanfro)		
Solda de topo em bisel simples		
Solda de topo em bisel duplo		
Solda de topo em bisel simples com chanfro de raiz largo		
Solda combinada de topo em bisel simples e em ângulo		
Solda de topo em bisel simples com lado curvo		

LIGAÇÕES SOLDADAS EM ESTRUTURA METÁLICA

NORMA:

ABNT NBR 8800:2008: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Artículo 6: Condições específicas para o dimensionamento de ligações metálicas.

MATERIAIS:

– Perfis (Material base): A-572 345MPa e A-36 250MPa.

– Material de adição (soldas): Eletrodos da série E70XX. Para os materiais utilizados e o procedimento de solda SMAW (Arco elétrico com eletrodo revestido), cumprem-se as condições de compatibilidade entre materiais exigidas pelo item 6.2.4 ABNT NBR 8800:2008.

DEFINIÇÕES PARA SOLDAS EM ÂNGULO:

– Garganta efetiva: é igual à menor distância medida desde a raiz à face plana teórica da solda (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).

– Lado do cordão: é o menor dos dois lados situados nas faces de fusão do maior triângulo que pode ser inscrito na seção da solda (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).

– Raiz da solda: é a interseção das faces de fusão (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).

– Comprimento efetivo do cordão de solda: é igual ao comprimento total da solda com dimensões uniformes, incluídos os retornos (item 6.2.2.2 c) ABNT NBR 8800:2008).

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS:

1) As prescrições consideradas neste projeto aplicam-se a ligações soldadas nas quais:

– Os aços das peças a unir têm um limite elástico não superior a 100 ksi [690 MPa] (item 1.2 (1) AWS D1.1/D1.1M:2002).

– As espessuras das peças a unir são pelo menos de 1/8 in [3mm] (item 1.2 (2) AWS D1.1/D1.1M:2002).

– As peças soldadas não são de seção tubular.

2) Em soldas de topo de penetração total ou parcial verifica-se que:

– O comprimento efetivo das soldas de penetração total ou parcial é igual ao seu comprimento total, o qual é igual ao comprimento da parte unida (item 6.2.2.1 b) ABNT NBR 8800:2008).

– Em soldas de penetração total, a garganta efetiva é igual à menor espessura das peças unidas (item 6.2.2.1 c) ABNT NBR 8800:2008).

– Em soldas de penetração parcial, a espessura mínima da garganta efetiva cumpre os valores da seguinte tabela:

Tabela 9 ABNT NBR 8800:2008	
Menor espessura das peças a unir (mm)	Espessura mínima de garganta efetiva (mm)
Menor que ou igual a 6.35	3
Menor que ou igual a 12.5	5
Menor que ou igual a 19	6
Menor que ou igual a 37.5	8
Menor que ou igual a 57	10
Menor que ou igual a 152	13
Maior que 152	16

– A espessura de garganta efetiva das soldas de penetração parcial determina-se segundo a tabela 5 ABNT NBR 8800:2008.

3) Em soldas em ângulo verifica-se que:

– O tamanho mínimo do lado de uma solda de ângulo cumpre os valores da seguinte tabela:

Tabela 10 ABNT NBR 8800:2008	
Menor espessura das peças a unir (mm)	Tamanho mínimo do lado de uma solda em ângulo(*) (mm)
Menor que ou igual a 6.35	3
Menor que ou igual a 12.5	5
Menor que ou igual a 19	6
Maior que 19	8
(*)Executada em uma só passada	

– O tamanho máximo do lado de uma solda em ângulo ao longo das bordas de peças soldadas cumpre o especificado no item 6.2.6.2.2 ABNT NBR 8800:2008, o qual exige que:

– ao longo das bordas de material com espessura inferior a 6.35 mm, seja menor ou igual à espessura do material.

– ao longo das bordas de material com espessura igual ou superior 6.35 mm, seja menor ou igual à espessura do material menos 1.5 mm.

– O comprimento efetivo de um cordão de solda em ângulo cumpre que é maior que ou igual a 4 vezes o tamanho do seu lado, ou que o lado não se considera maior que o 25 % do comprimento efetivo da solda. Além disso, o comprimento efetivo de uma solda em ângulo exposta a qualquer solicitação de cálculo não é inferior a 40 mm (item 6.2.6.2.3 ABNT NBR 8800:2008).

4) No detalhe das soldas indica-se o comprimento efetivo do cordão (comprimento sobre o qual o cordão tem o seu tamanho completo). Para alcançar tal comprimento, pode ser necessário prolongar o cordão rodeando os cantos, com o mesmo tamanho de cordão.

5) As soldas de ângulo de ligações em 'T' com ângulos menores que 30° não se consideram como efetivas para a transmissão das cargas aplicadas (item 2.3.3.4 AWS D1.1/D1.1M:2002).

6) Nos processos de fabricação e montagem deverão ser cumpridos os requisitos indicados no capítulo 5 de AWS D1.1/D1.1M:2002. No que diz respeito à preparação do metal base, exige-se que as superfícies sobre as quais se depositará o metal de adição devem ser suaves, uniformes, e livres de fissuras e outras descontinuidades que afetariam a qualidade ou resistência da solda. As superfícies a soldar, e as superfícies adjacentes a uma solda, deverão estar também livres de lâminas, escamas, óxido solto ou aderido, escória, ferrugem, humidade, óleo, gordura e outros materiais estranhos que impeçam uma solda apropriada ou produzam emissões prejudiciais.

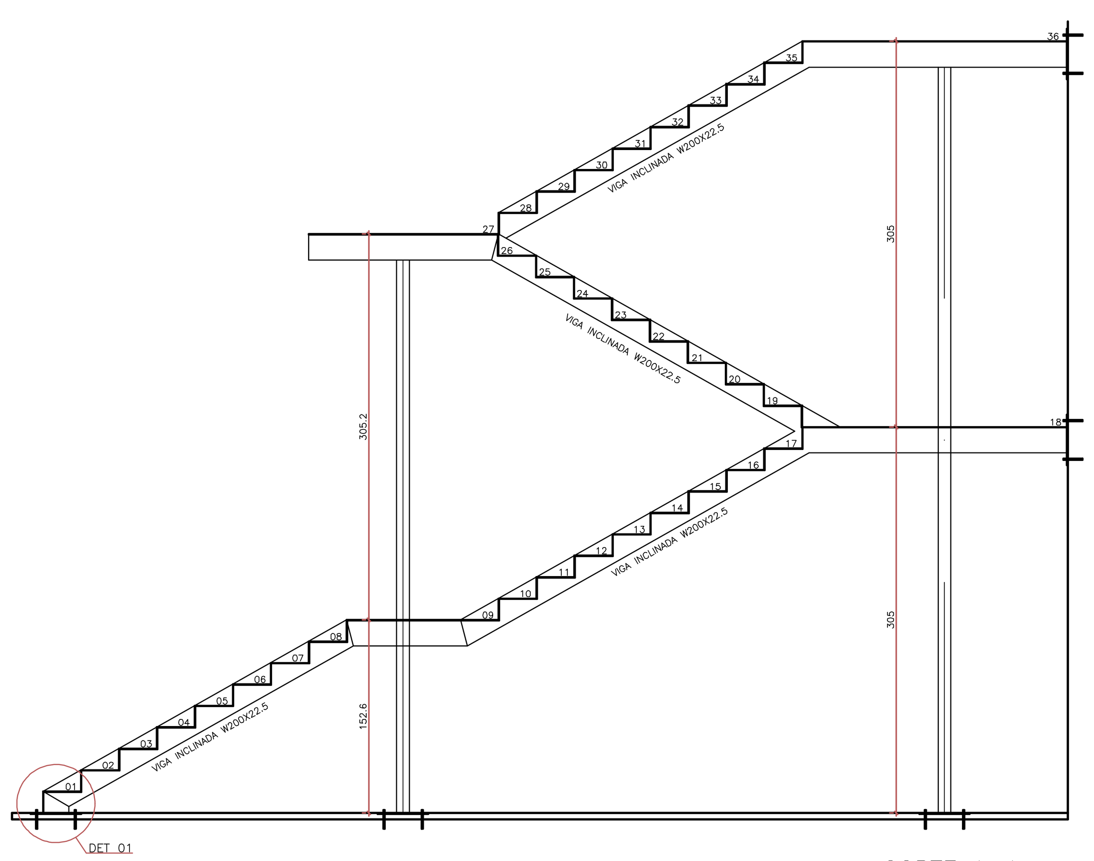
VERIFICAÇÕES:

– A resistência de cálculo dos cordões de solda determina-se de acordo com o item 6.2.5 ABNT NBR 8800:2008.

– O método utilizado para a verificação da resistência dos cordões de solda é aquele em que as tensões calculadas nos cordões (resultante vetorial), consideram-se como tensões de corte aplicadas sobre a área efetiva (item 2.5.4.1 AWS D1.1/D1.1M:2002).

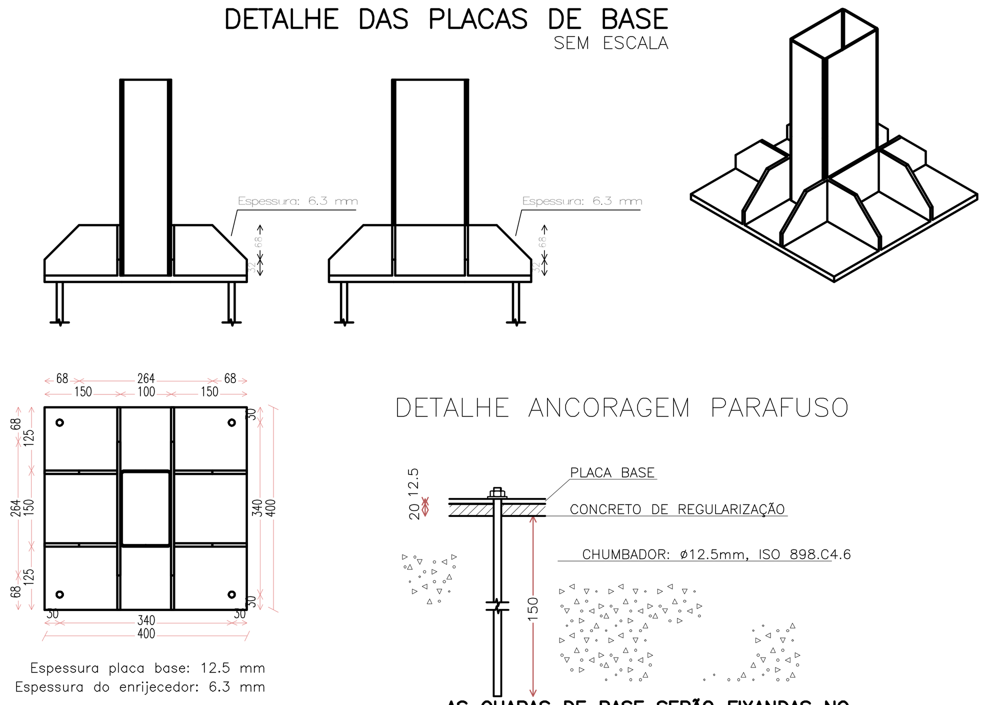
– A área efetiva de um cordão de solda é igual ao produto do comprimento efetivo do cordão pela espessura de garganta efetiva (itens 6.2.2.1 a) e 6.2.2.2 a) ABNT NBR 8800:2008).

– Na verificação da resistência dos cordões de solda considerou-se uma solicitação mínima de cálculo de 45kN (item 6.1.5.2 ABNT NBR 8800:2008).



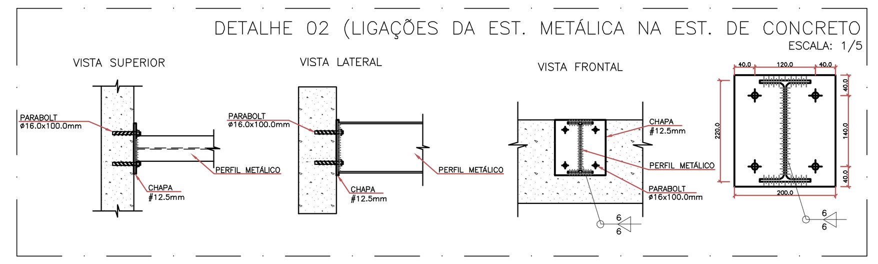
CORTE A–A
ESCALA: 1/25

DETALHE DAS PLACAS DE BASE
SEM ESCALA



Espessura placa base: 12.5 mm
Espessura do enrijecedor: 6.3 mm

AS CHAPAS DE BASE SERÃO FIXANDAS NO PISO ARMADO COM CHUMBADOR PARABOLT.



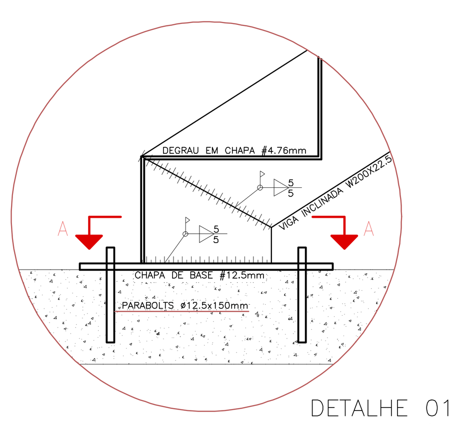
DETALHE 02 (LIGAÇÕES DA EST. METÁLICA NA EST. DE CONCRETO
ESCALA: 1/5

Elementos complementares

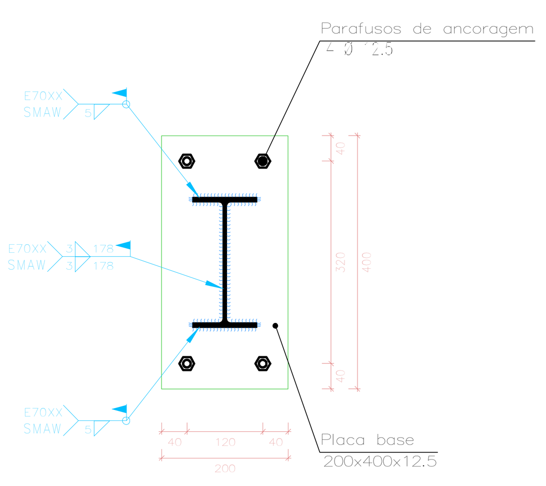
Peça	Geometria				Furos		Aço		
	Esquema	Largura (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	Tipo	f_y (kgf/cm²)	f_u (kgf/cm²)
Placa base		400	400	12.5	4	12.5	A-36 250Mpa	2548.4	4077.5
Enrijecedor		143.7	100	6.3	-	-	A-36 250Mpa	2548.4	4077.5
Enrijecedor		400	100	6.3	-	-	A-36 250Mpa	2548.4	4077.5

LISTA DE MATERIAL

DESCRIÇÃO	COMP (MM)	QUANTIDADE	PESO (KG)
W 200x22.5	12000	4	1080
UDC 150x50x3.00	6000	10	336
CHAPA #4.75	1200x2000	16	1460
CONEXÕES, ETC.	-	10%	288
PESO TOTAL			3164



DETALHE 01
ESCALA: 1/10



CORTE A–A
ESCALA: 1/10

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		
REVISÕES		PROJETISTA		UNILA	

Elab.:	Verif.:	Aprov.:	Data:
LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	_16_/_11_/_2020_

Projetista
PROMONTE
PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA.
jpromonte@gmail.com / cavalcantiluiz@outlook.com
(71) 3379-3478

UNILA Verif.:	UNILA Aprov.:	Data:
Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5	Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727	____/____/______

UNILA
Universidade Federal da Integração Latino-Americana

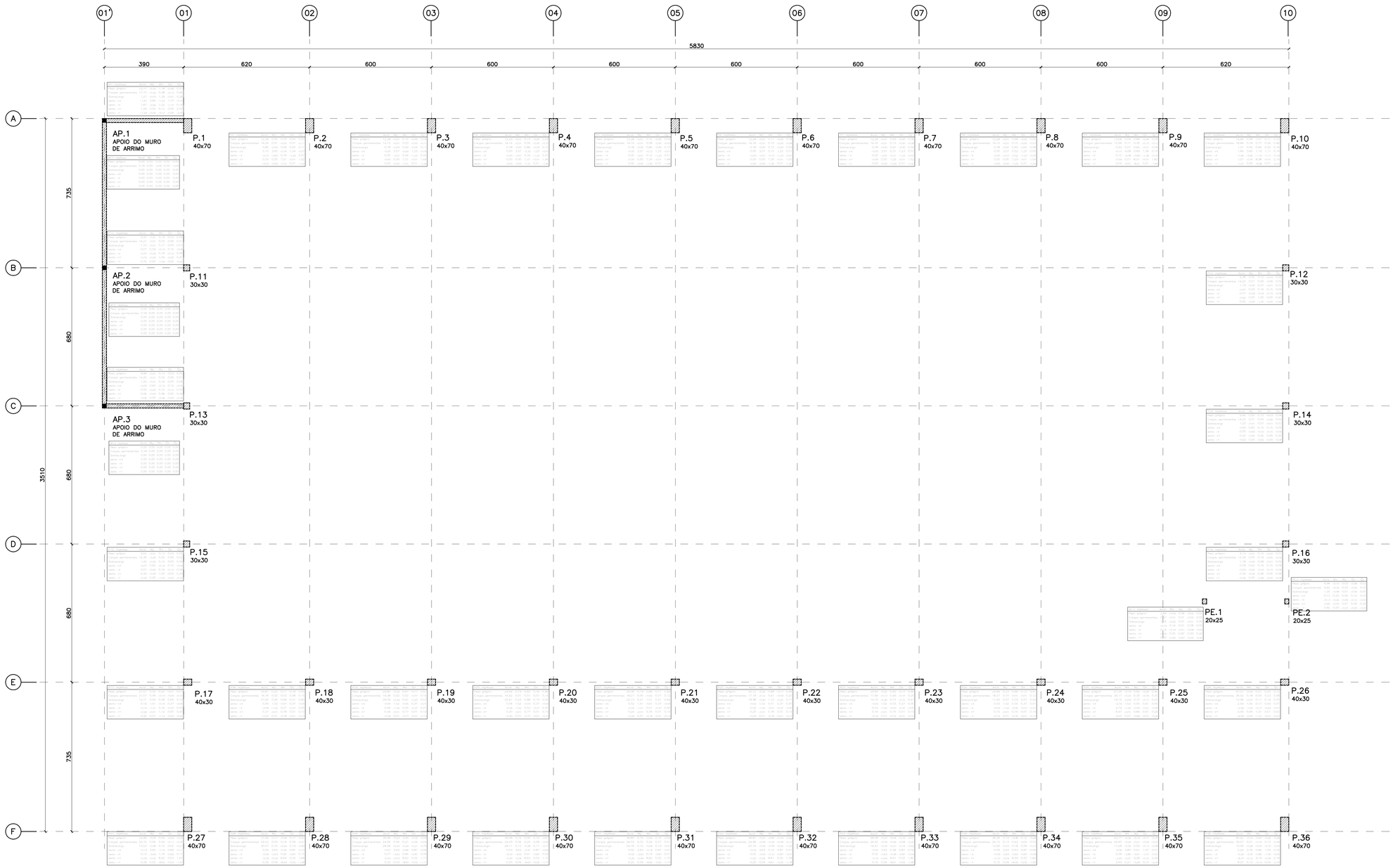
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição
PROJETO ESTRUTURAL
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
ESTRUTURAS METÁLICAS
Planta de forma e detalhes da escada metálica

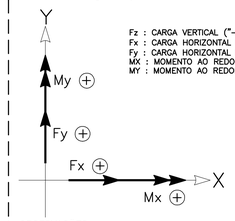
Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
STM
Identificador: AT.14.PMT.PE.3003
R0
Fl. 04/04

PLANTA DE CARGAS

ESCALA 1:75



CONVENÇÃO P/ AS CARGAS NOS PILARES



Fz : CARGA VERTICAL ("–" COMPRESSÃO)
Fx : CARGA HORIZONTAL NA DIREÇÃO X
Fy : CARGA HORIZONTAL NA DIREÇÃO Y
MX : MOMENTO AO REDOR DO EIXO X
MY : MOMENTO AO REDOR DO EIXO Y

OBSERVAÇÕES:

1. Esforços com valores característicos.
2. Forças em tf.
3. Momentos em tfm.
4. Sistema de coordenadas GLOBAL (VER CONVENÇÃO)
5. Os esforços foram obtidos com combinações de cargas permanentes, acidentais e vento, considerando–se os coeficientes (ψ_0) de minoração de carga conforme ABNT NBR 6118/2014.

LEGENDA:

▨ PILAR, OU PAREDE QUE NASCE

P. PILARES

AP. APOIOS DO MURO DE ARRIMO (PONTOS DE APLICAÇÃO DA CARGAS)

NOTAS

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, NÍVEIS EM METROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II (MODERADA–URBANA), CONFORME TABELA 6.1 DA NBR6118/2014.
3. CONCRETO ESTRUTURAL: fck ≥ 40 MPa.
   E_{cs}: 35GPa (MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE INICIAL NA IDADE DE DESFORMA).
   FATOR A/C ≤ 0,60 (MÁXIMO).
4. CONCRETO MAGRO: fck ≥ 10 MPa.
5. USAR BRITA GRADUADA TIPO 1 COM ø ≤ 19mm.
6. VENTO CONFORME ABNT NBR6123.
7. OS PROJETOS DE DIMENSIONAMENTO DAS FÔRMAS E ESCORAMENTOS NÃO FAZEM PARTE DO ESCOPO DE NOSSOS SERVIÇOS.
8. AS PAREDES REFEREM–SE AO MURO DE CONTENÇÃO EM CONCRETO ARMADO.
9. PARA FÔRMAS DO MURO EM CONCRETO, E DO MURO EM ALVENARIA ESTRUTURAL, VER DESENHO **AT.14.PMT.PE.EST.1007**.
10. PARA LOCAÇÃO DAS ESTACAS E DETALHES EXECUTIVOS, VER DESENHO **AT.14.PMT.PE.EST.1000**.
11. **IMPORTANTE:** A LOCAÇÃO DOS BLOCOS DEVERÁ SER REALIZADA PELOS EIXOS DE CONSTRUÇÃO INDICADOS NA PLANTA. APÓS A LOCAÇÃO DOS BLOCOS, OS MESMOS DEVERÃO PASSAR POR RELOCAÇÃO, PARA VERIFICAR A POSSÍVEL EXISTÊNCIA DE DESVIOS OU EXCENTRICIDADES. ESTES SE OBSERVADOS, DEVEM SER COMUNICADOS AO PROJETISTA PARA QUE O MESMO POSSA TOMAR AS MEDIDAS CORRETIVAS, SOB PENA DE SUSPENSÃO DA RESPONSABILIDADE TÉCNICA, CASO OCORRA NEGLIGÊNCIA E/OU OMISSÃO POR PARTE DO EXECUTOR.

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.:	Verif.:	Aprov.:	Data:
LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	_16_/_11_/_2020_

Projetista: PROMONTE — PROJETOS, INSPEÇÕES E CONSTRUÇÕES LTDA. — promonte@yahoo.com.br — (11) 2021-4870

UNILA Verif.:	UNILA Aprov.:	Data:
Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5	Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727	____/____/____

UNILA — Universidade Federal da Integração Latino-Americana

SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
INFORMAÇÕES DE PROJETO
Planta de Cargas

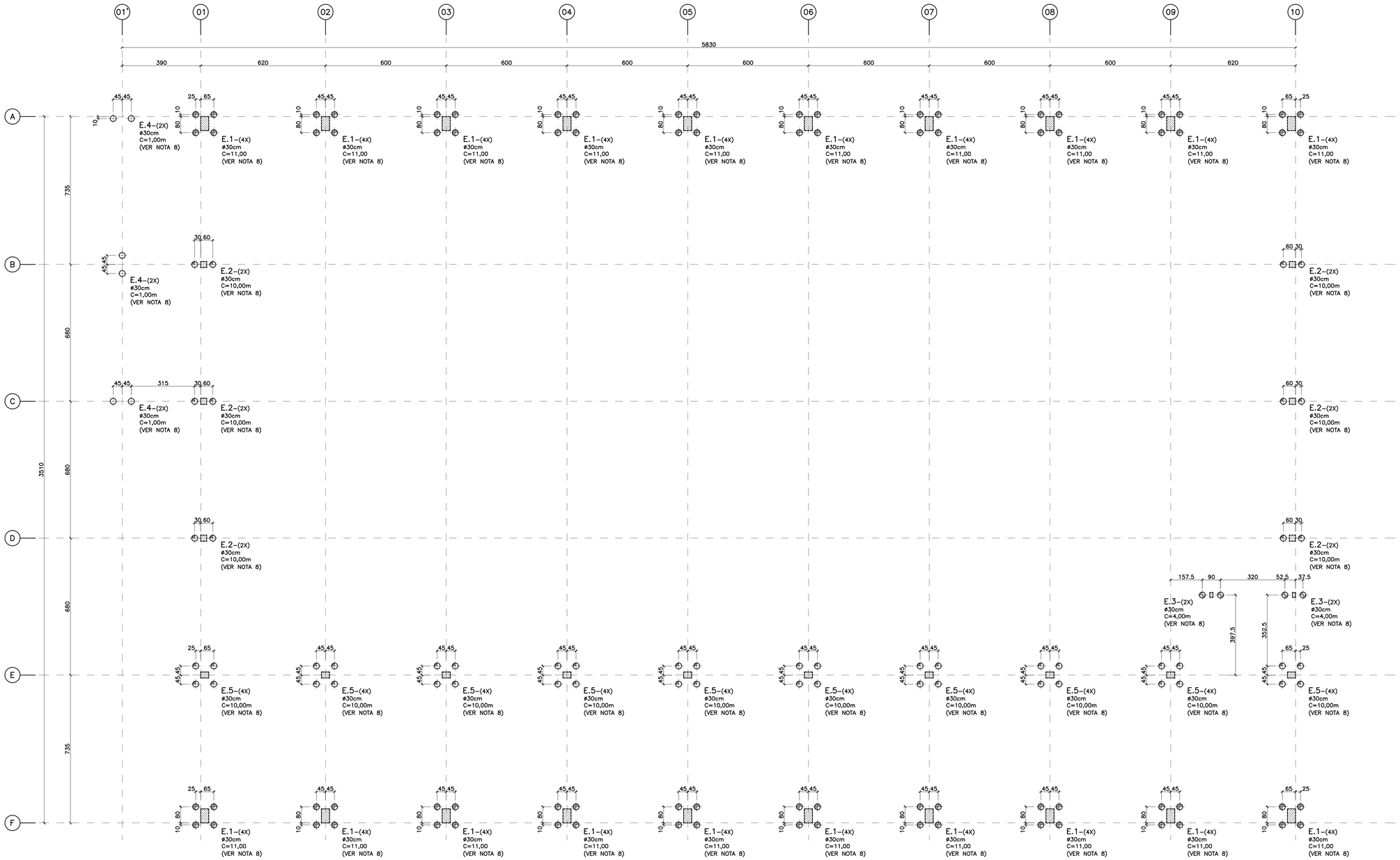
Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147

Identificador: AT.14.PMT.PE.1000

EST — R1 — Fl. 01/10

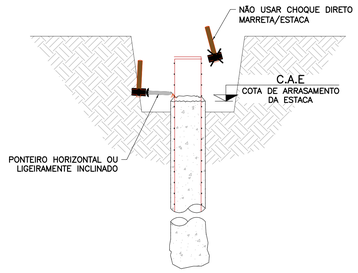
PLANTA DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS

ESCALA 1/75



ARRASAMENTO DAS ESTACAS – DETALHE TÍPICO

SEM ESCALA



SEQUÊNCIA EXECUTIVA – (VER ABNT NBR6122/2019)

1. EXECUÇÃO DA ESTACA:
   1.1. NÃO EXECUTAR ESTACAS COM ESPAÇAMENTO INFERIOR A 5 DIAMETROS EM INTERVALO INFERIOR A 12h (ESTA DISTÂNCIA REFERE-SE A ESTACA DE MAIOR DIAMETRO, QUANDO HOUVER DIAMETROS DIFERENTES).
   1.2. APÓS PERFURAÇÃO DA ESTACA, APILOAR O FUNDO DA ESCAVAÇÃO COM SOQUETE.
   1.3. A CONCRETAGEM DEVE SER REALIZADA NO MESMO DIA DA ESCAVAÇÃO, ATRAVÉS DE UM FUNIL QUE TENHA COMPRIMENTO MÍNIMO DE 1,5m, PARA ORIENTAR O FLUXO DO CONCRETO.
   1.4. PELO MENOS 1% DAS ESTACAS, E NO MÍNIMO UMA POR OBRA, DEVERÁ SER EXPOSTA ABAIXO DA COTA DE ARRASAMENTO E, SE POSSÍVEL, ATÉ O NÍVEL DE ÁGUA, PARA VERIFICAÇÃO DE SUA INTEGRIDADE E QUALIDADE DO FUSTE.
2. PREPARO DA CABEÇA E LIGAÇÃO COM O BLOCO DE COROAMENTO:
   2.1. NO CASO DE ESTACAS COM CONCRETO INADEQUADO ABAIXO DA COTA DE ARRASAMENTO OU ESTACAS CUJO TOPO RESULTE ABAIXO DA COTA DE ARRASAMENTO PREVISTA, DEVE-SE FAZER A DEMOLIÇÃO DO COMPRIMENTO E RECOMPÔ-LO ATÉ A COTA DE ARRASAMENTO. O MATERIAL A SER UTILIZADO NA RECOMPOSIÇÃO DAS ESTACAS DEVE APRESENTAR RESISTÊNCIA NÃO INFERIOR À DO CONCRETO DA ESTACA.
   2.2. NA DEMOLIÇÃO PODEM SER UTILIZADOS PONTEIROS OU MARTELETES LEVES (POTÊNCIA 1000W) PARA SEÇÕES DE ATÉ 900CM² (ø30). O USO DE MARTELETES MAIORES FICA LIMITADO A ESTACAS CUJA ÁREA DE CONCRETO SEJA SUPERIOR A 900CM² (ø40). O ACERTO FINAL DO TOPO DAS ESTACAS DEMOLIDAS DEVE SER SEMPRE EFETUADO COM O USO DE PONTEIROS OU FERRAMENTA DE CORTE APROPRIADA. PRESERVAR A ARMADURA EXISTENTE NAS ESTACAS E SEUS RESPECTIVOS ESTRIBOS.
3. EXIGÊNCIAS PARA CONCRETO UTILIZADO:
   3.1. CONSUMO DE CIMENTO SUPERIOR À 280kg/m³ E FATOR A/C ≤ 0,60 (MÁXIMO).
   3.2. ABATIMENTO OU "SLUMP TEST" ENTRE 100mm E 160mm, E TEOR DE EXSUDAÇÃO INFERIOR A 4%.
   3.3. OS CONCRETOS DESTINADOS À FUNDAÇÃO DEVEM SEGUIR A CONDIÇÃO "A" DE PREPARO, ESTABELECIDA NA NBR12655.
4. O SERVIÇO DE ESTAQUEAMENTO DEVERÁ SER CONTROLADO EM TODAS AS SUAS FASES DE EXECUÇÃO, SENDO OS DADOS COLETADOS E REGISTRADOS EM RELATÓRIO PARA CADA ESTACA. PARA RELATÓRIO DA QUALIDADE DOS SERVIÇOS, VER ITENS NO ANEXO "I" DA ABNT NBR6122.

LEGENDA:

- PILAR, OU PAREDE QUE NASCE
- E. ESTACAS
- ESTACA PARA ATÉ 0,5 tf
- ESTACA PARA ATÉ 32 tf
- ESTACA PARA ATÉ 2,2 tf
- ESTACA PARA ATÉ 34 tf

NOTAS

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, NÍVEIS EM METROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II (MODERADA-URBANA), CONFORME TABELA 6.1 DA NBR6118/2014.
3. CONCRETO ESTRUTURAL: fck ≥ 25 MPa.
   E_{ci}: 28GPa. (MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE INICIAL NA IDADE DE DESFORMA).
   FATOR A/C ≤ 0,60 (MÁXIMO).
4. USAR BRITA GRADUADA TIPO 1 COM ø ≤ 19mm.
5. VENTO CONFORME ABNT NBR6123.
6. OS PROJETOS DE DIMENSIONAMENTO DAS FÔRMAS E ESCORAMENTOS NÃO FAZEM PARTE DO ESCOPO DE NOSSOS SERVIÇOS.
7. PARA LOCAÇÃO DOS BLOCOS DE COROAMENTO E DETALHES EXECUTIVOS, VER DESENHO **AT.14.PMT.PE.EST.1001**.
8. OS DIAMETROS DAS ESTACAS, COMPRIMENTOS EFETIVOS, COMPRIMENTOS DE ESCAVAÇÃO E COTAS DE ARRASAMENTO, SÃO APRESENTADOS NA **"TABELA DE INFORMAÇÕES DAS ESTACAS"**, E SUAS CAPACIDADES DE CARGA APRESENTADAS NA LEGENDA.
9. AO INICIAR A PERFURAÇÃO DE CADA ESTACA, DEVE-SE PROCEDER A VERIFICAÇÃO DA CORRETA LOCAÇÃO, DIMENSÕES DA HELICE E VERTICALIDADE DO EQUIPAMENTO.
10. A LOCAÇÃO DAS ESTACAS DEVERÁ SER REALIZADA PELOS EIXOS DE CONSTRUÇÃO INDICADOS NA PLANTA.
11. **IMPORTANTE:** APÓS A EXECUÇÃO DAS ESTACAS, AS MESMAS DEVERÃO PASSAR POR RELOCAÇÃO PARA VERIFICAR A POSSÍVEL EXISTÊNCIA DE DESVIOS OU EXCENTRICIDADES. ESTES SE OBSERVADOS, DEVEM SER COMUNICADOS AO PROJETISTA PARA QUE O MESMO POSSA TOMAR AS MEDIDAS CORRETIVAS, SOB PENA DE SUSPENSÃO DA RESPONSABILIDADE TÉCNICA, CASO OCORRA NEGLIGÊNCIA E/OU OMISSÃO POR PARTE DO EXECUTOR.
12. O ENGENHEIRO RESPONSÁVEL PELA EXECUÇÃO DEVERÁ VERIFICAR AS CONDIÇÕES DO CONCRETO EM ESTADO FRESCO APÓS A EXECUÇÃO DA ESTACA. OCORRÊNCIA DE EXCESSOS DE EXSUDAÇÃO, SEGREGAÇÃO E/OU FLUXO D'ÁGUA PODEM INDICAR FALHAS NO CONCRETO. NESTA SITUAÇÃO A OBRA DEVERÁ SER PARALIZADA E O RESPONSÁVEL PELO CONCRETO NOTIFICADO. O PROJETISTA DEVE SER NOTIFICADO E AS ESTACAS ONDE HOUVEREM TAIS OCORRÊNCIAS DEVERÃO SER SINALIZADAS EM DIÁRIO DE EXECUÇÃO.
13. QUALQUER ALTERAÇÃO NO PROCESSO EXECUTIVO, OU PROJETO, DEVERÁ SER AUTORIZADO POR ESCRITO PELO PROJETISTA.

TABELA DE INFORMAÇÕES DAS ESTACAS

ESTACAS	TIPO	ø ESTACAS	QUANTIDADE	COMPRIMENTO EFETIVO	C.A.E	PERFURAÇÃO
E1	ESCAVADA	30cm	80	11,0m	-2,60m	13,60m
E2	ESCAVADA	30cm	12	10,0m	-2,00m	12,00m
E3	ESCAVADA	30cm	4	4,0m	-2,00m	6,00m
E4	ESCAVADA	30cm	6	1,0m	-1,70m	2,70m
E5	ESCAVADA	30cm	40	10,0m	-2,20m	12,20m

RESUMO DOS MATERIAIS – CONCRETO fck ≥ 25MPa

REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m³)	COMPRIMENTO TOTAL (m)
ESTACAS	101.17	1072.00
TOTAL	101.17	1072.00

NÃO ESTÃO CONSIDERADOS PERDAS DE CONCRETO BEM COMO REAPROVEITAMENTOS DE FÔRMAS

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMITIDO PARA APROVAÇÃO	L.C	16/11/20		
	REVISÕES	PROJETISTA		UNILA	

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489

Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710

Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710

Data: _16_/_11_/_2020_

Projetista

PROMONTE
PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA.
promontes@gmail.com; promontes@outlook.com

UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5

UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727

Data: ___/___/___

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana

SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CFP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição

PROJETO ESTRUTURAL

EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO

LOCAÇÃO

Planta de locação das estacas e detalhes construtivos

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147

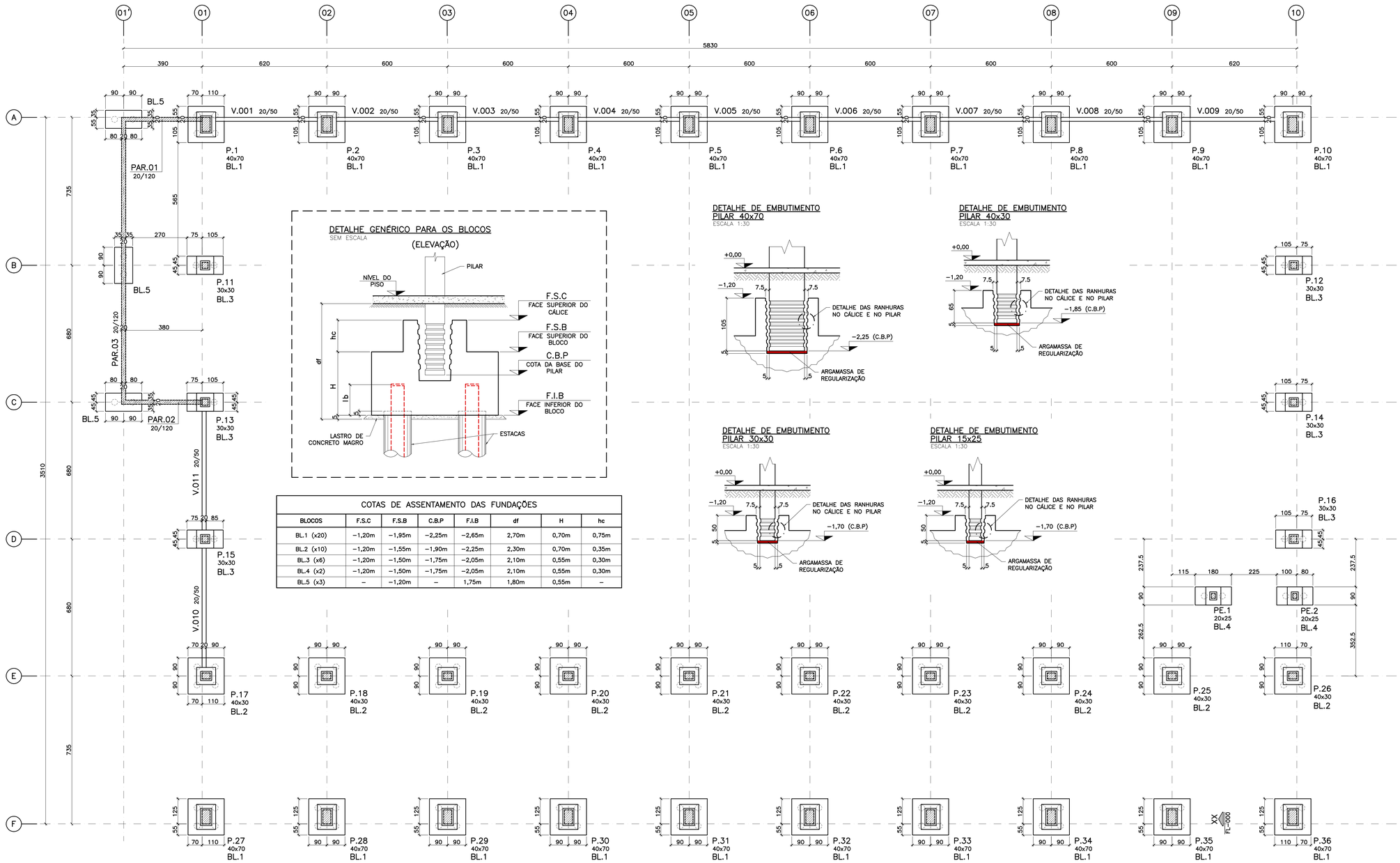
Identificador: AT.14.PMT.PE.1001

EST

R0

Fl. 02/10

PLANTA DE FÔRMAS – FUNDAÇÃO
ESCALA 1:75



DETALHE GENÉRICO PARA OS BLOCOS
SEM ESCALA

DETALHE DE EMBUTIMENTO PILAR 40x70
ESCALA 1:30

DETALHE DE EMBUTIMENTO PILAR 40x30
ESCALA 1:30

DETALHE DE EMBUTIMENTO PILAR 30x30
ESCALA 1:30

DETALHE DE EMBUTIMENTO PILAR 15x25
ESCALA 1:30

COTAS DE ASSENTAMENTO DAS FUNDAÇÕES

BLOCOS	F.S.C	F.S.B	C.B.P	F.I.B	df	H	hc
BL.1 (x20)	–1,20m	–1,95m	–2,25m	–2,65m	2,70m	0,70m	0,75m
BL.2 (x10)	–1,20m	–1,55m	–1,90m	–2,25m	2,30m	0,70m	0,35m
BL.3 (x6)	–1,20m	–1,50m	–1,75m	–2,05m	2,10m	0,55m	0,30m
BL.4 (x2)	–1,20m	–1,50m	–1,75m	–2,05m	2,10m	0,55m	0,30m
BL.5 (x3)	–	–1,20m	–	1,75m	1,80m	0,55m	–

LEGENDA:

- PILAR, OU PAREDE QUE NASCE
- PILAR OU PAREDE QUE SEGUE
- PILAR OU PAREDE QUE MORRE
- LASTRO DE CONCRETO MAGRO
- PILAR OU PAREDE QUE MUDA DE SEÇÃO (PARTE QUE CONTINUA / PARTE QUE MORRE)

P. PILARES
PAR. PAREDES
V. VIGAS "IN LOCO"
BL. BLOCOS DE COROAMENTO DE ESTACAS

NOTAS

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, NÍVEIS EM METROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II (MODERADA–URBANA), CONFORME TABELA 6.1 DA NBR6118/2014.
3. CONCRETO ESTRUTURAL: fck ≥ 40 MPa.
   E_{cj}: 35GPa. (MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE INICIAL NA IDADE DE DESFORMA).
   FATOR A/C ≤ 0,60 (MÁXIMO).
4. CONCRETO MAGRO: fck ≥ 10 MPa.
5. USAR BRITA GRADUADA TIPO 1 COM ø ≤ 19mm.
6. VENTO CONFORME ABNT NBR6123.
7. OS PROJETOS DE DIMENSIONAMENTO DAS FÔRMAS E ESCORAMENTOS NÃO FAZEM PARTE DO ESCOPO DE NOSSOS SERVIÇOS.
8. AS PAREDES REFEREM–SE AO MURO DE CONTENÇÃO EM CONCRETO ARMADO.
9. PARA FÔRMAS DO MURO EM CONCRETO, E DO MURO EM ALVENARIA ESTRUTURAL, VER DESENHO **AT.14.PMT.PE.EST.1007.**
10. PARA LOCAÇÃO DAS ESTACAS E DETALHES EXECUTIVOS, VER DESENHO **AT.14.PMT.PE.EST.1000.**
11. **IMPORTANTE:** A LOCAÇÃO DOS BLOCOS DEVERÁ SER REALIZADA PELOS EIXOS DE CONSTRUÇÃO INDICADOS NA PLANTA. APÓS A LOCAÇÃO DOS BLOCOS, OS MESMOS DEVERÃO PASSAR POR RELOCAÇÃO, PARA VERIFICAR A POSSÍVEL EXISTÊNCIA DE DESVIOS OU EXCENTRICIDADES. ESTES SE OBSERVADOS, DEVEM SER COMUNICADOS AO PROJETISTA PARA QUE O MESMO POSSA TOMAR AS MEDIDAS CORRETIVAS, SOB PENA DE SUSPENSÃO DA RESPONSABILIDADE TÉCNICA, CASO OCORRA NEGLIGÊNCIA E/OU OMISSÃO POR PARTE DO EXECUTOR.

RESUMO DOS MATERIAIS – CONCRETO fck ≥ 40MPa

REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m^3)	ÁREA DE FORMAS (m^2)
LASTRO	6.64	–
BLOCOS	71.62	190.00
CÁLICES	14.05	169.60
MURO DE ARRIMO	5.25	56.80
VIGAS	5.74	69.00
TOTAL	103.30	485.40

NÃO ESTÃO CONSIDERADOS PERDAS DE CONCRETO BEM COMO REAPROVEITAMENTOS DE FÔRMAS

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI, CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI, CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_2020_

Projetista: PROMONTE
(62) 3093-3000 / (62) 3093-3001 / promonte@promonte.com.br / promontego@gmail.com / construtorapromonte@gmail.com / (62) 3093-3000

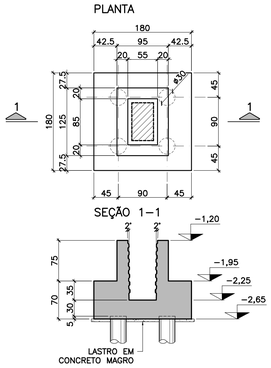
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss, CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam, SIAPE 2086727
Data: ___/___/___

UNILA – Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

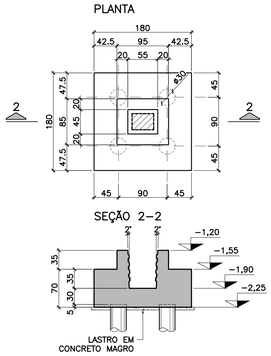
Descrição:
PROJETO ESTRUTURAL
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
FÔRMAS
Planta da fundação, detalhes dos blocos, vigas e cálices dos pilares

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.1002
EST — R0 — Fl. 03/10

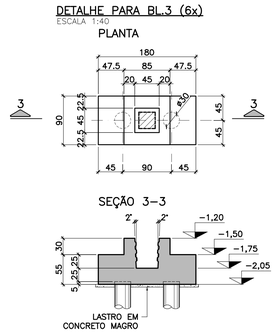
DETALHE PARA BL.1 (20x)
ESCALA 1:40



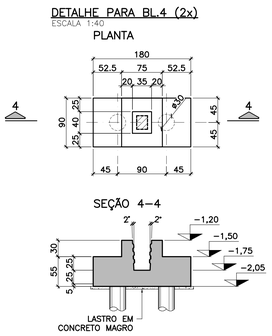
DETALHE PARA BL.2 (10x)
ESCALA 1:40



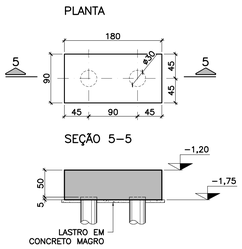
DETALHE PARA BL.3 (6x)
ESCALA 1:40



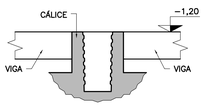
DETALHE PARA BL.4 (2x)
ESCALA 1:40



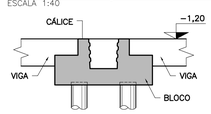
DETALHE PARA BL.5 (3x)
ESCALA 1:40



DETALHE DE LIGAÇÃO VIGA x CÁLICE
ESCALA 1:40



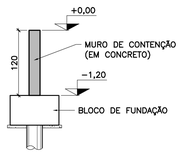
DETALHE DE LIGAÇÃO VIGA x BLOCO
ESCALA 1:40



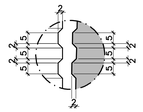
COTAS DE ASSENTAMENTO DAS VIGAS

VIGAS	F.S.V	F.I.V	df
V.001 A V.011	–1,20m	–1,70m	1,75m
PAR.01 A PAR.03	+0,00m	–1,20m	1,25m

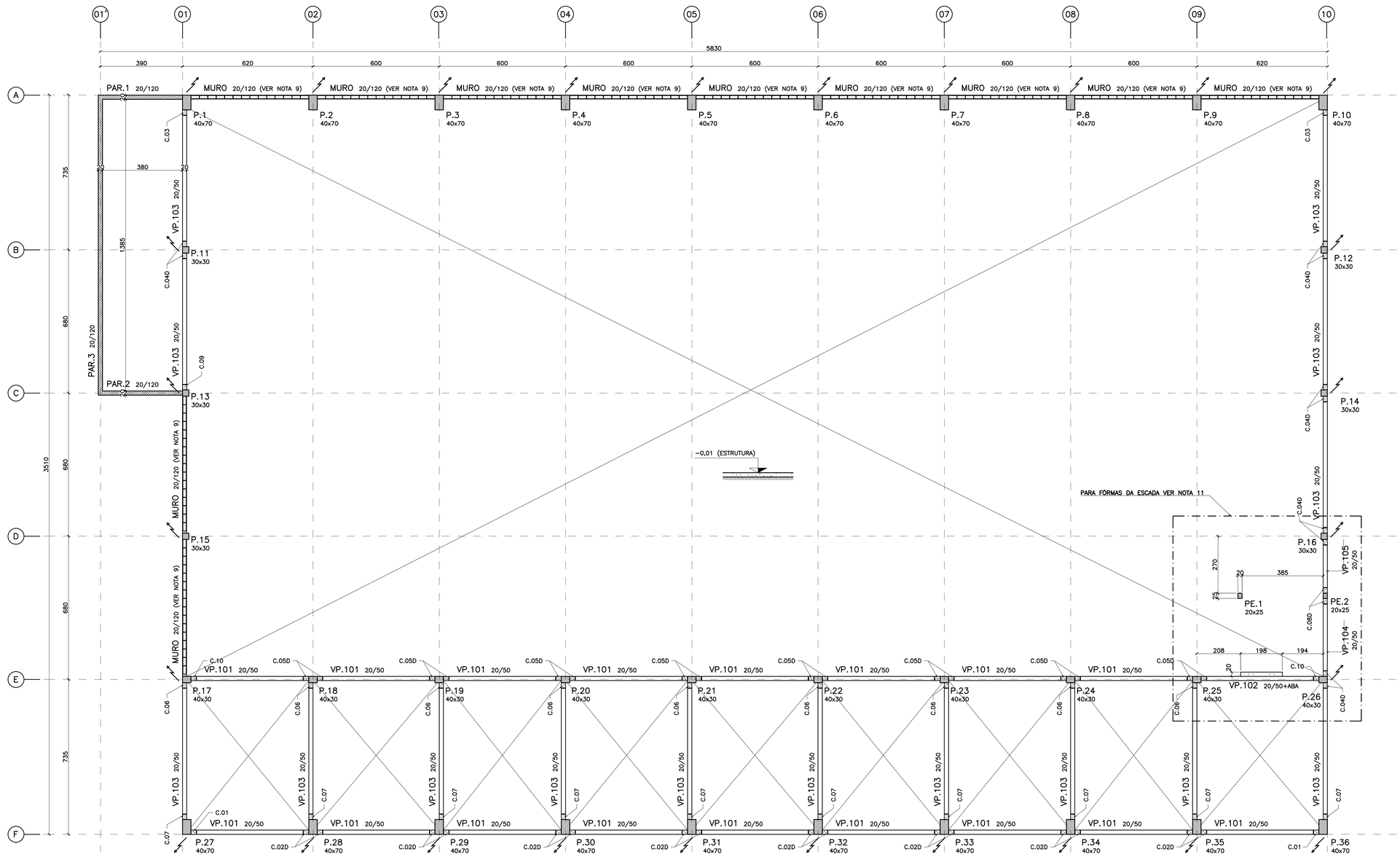
DETALHE MURO DE CONTENÇÃO
ESCALA 1:40



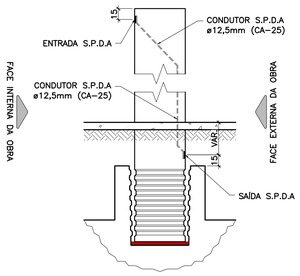
DETALHE DAS RANHURAS
ESCALA 1:10



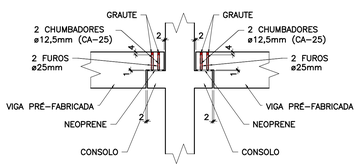
PLANTA DE MONTAGEM – PAVIMENTO TÉRREO
ESCALA 1:75



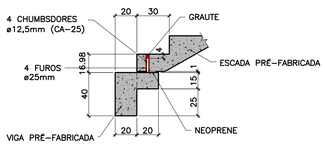
DETALHE ENTRADA/SAÍDA S.P.D.A
ESCALA 1:30



DETALHE DE LIGAÇÃO VIGAxPILAR – TÍPICO
ESCALA 1:30



DETALHE DE LIGAÇÃO VIGAxESCADA
ESCALA 1:20



LEGENDA:

- PILAR, OU PAREDE QUE NASCE
- PILAR OU PAREDE QUE SEGUE
- PILAR OU PAREDE QUE MORRE
- CONCRETO PRÉ MOLDADO
- PARTE QUE CONTINUA / PILAR OU PAREDE QUE MUDA DE SEÇÃO / PARTE QUE MORRE
- S.P.D.A

P. PILARES
PAR. PAREDES
VP. VIGAS PRÉ–FABRICADAS
C. CONSOLOS PARA APOIO DE VIGAS

NOTAS

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, NÍVEIS EM METROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II (MODERADA–URBANA), CONFORME TABELA 6.1 DA NBR6118/2014.
3. CONCRETO ESTRUTURAL: fck ≥ 40 MPa.
   E_{ci}: 35GPa. (MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE INICIAL NA IDADE DE DESFORMA).
   FATOR A/C ≤ 0,60 (MÁXIMO).
4. USAR BRITA GRADUADA TIPO 1 COM ø ≤ 19mm.
5. GRAUTE: fck ≥ 40 MPa (EXPANSIVO).
6. VENTO CONFORME ABNT NBR6123.
7. OS PROJETOS DE DIMENSIONAMENTO DAS FÔRMAS E ESCORAMENTOS NÃO FAZEM PARTE DO ESCOPO DE NOSSOS SERVIÇOS.
8. A INCLUSÃO DE QUAISQUER INSERTOS METÁLICOS QUE PRECISEM SER INCORPORADOS À ESTRUTURA PRÉ–FABRICADA OU QUE SEJAM COLOCADOS POSTERIORMENTE DEVERÃO SER VALIDADOS PELA PROMONTE.
9. PARA FÔRMAS DO MURO EM CONCRETO, E DO MURO EM ALVENARIA ESTRUTURAL, VER DESENHO AT.14.PMT.PE.EST.1007.
10. A UTILIZAÇÃO DE CARGAS NA ESTRUTURA PRÉ–FABRICADA SUPERIORES A ESPECIFICADA EM PROJETO SEM QUE HAJA ANUÊNCIA POR PARTE DA PROMONTE IMPLICA NA SUSPENSÃO DA RESPONSABILIDADE TÉCNICA.
11. PARA FÔRMAS E CORTES DA ESCADA VER DESENHO AT.14.PMT.PE.EST.1006.

RESUMO DOS MATERIAIS – CONCRETO fck ≥ 40MPa

REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m³)	ÁREA DE FORMAS (m²)
PILARES	15.93	140.85
VIGAS	20.40	267.00
CONSOLOS	0.84	18.90
TOTAL	37.17	426.75

NÃO ESTÃO CONSIDERADOS PERDAS DE CONCRETO BEM COMO REAPROVEITAMENTOS DE FÔRMAS

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL		L.C	16/11/20	

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_2020_

Projetista: PROMONTE PROJETOS GEOTÉCNICOS E ESTRUTURAIS LTDA. www.promonte.com.br (71) 3016-2875

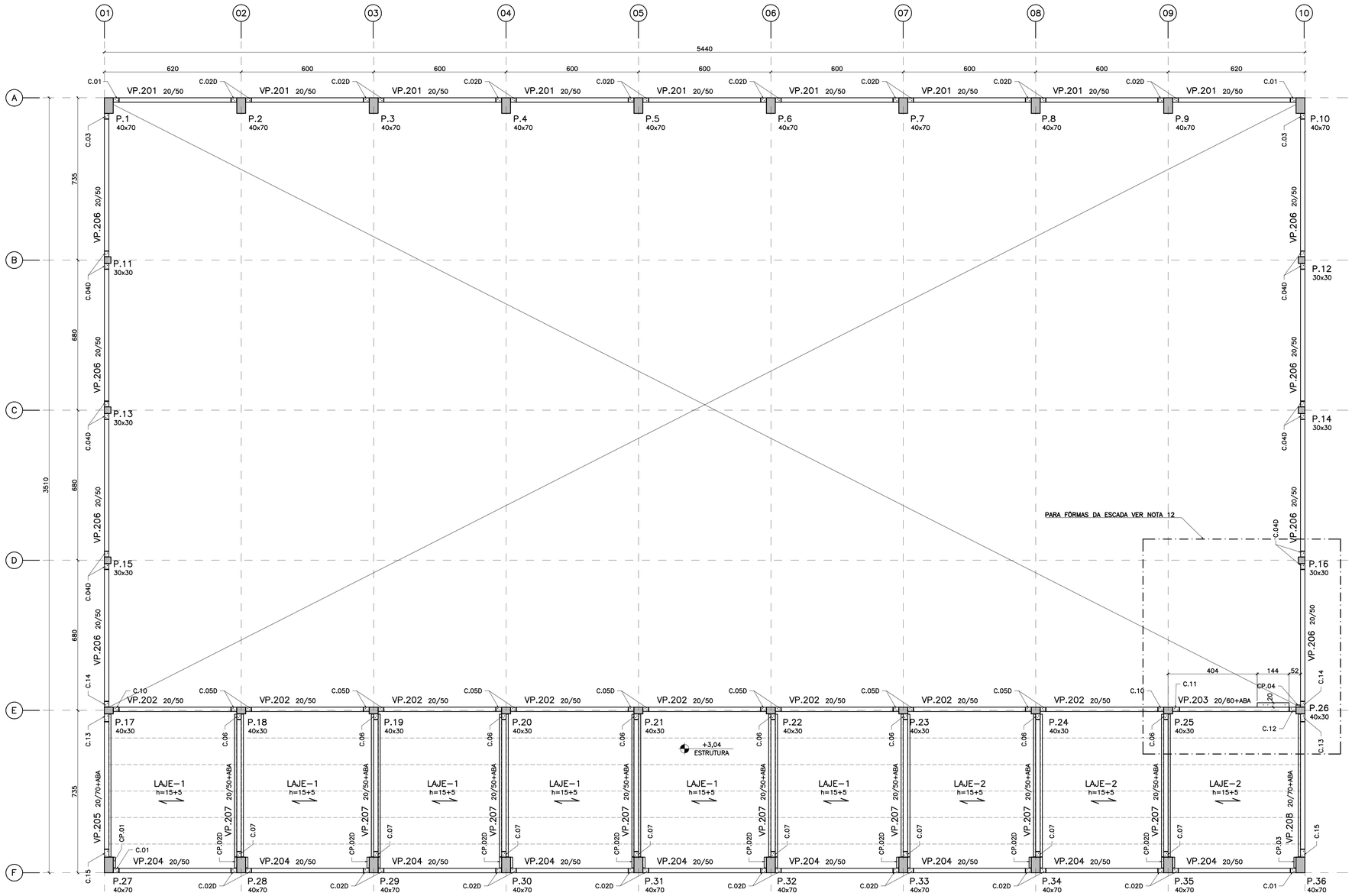
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727
Data: ___/___/___

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

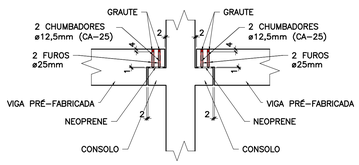
Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
FÔRMAS
Planta do térreo, detalhes construtivos

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.1003
EST R0 Fl. 04/10

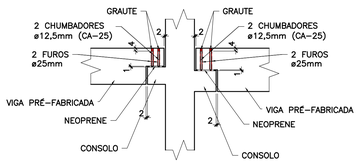
PLANTA DE MONTAGEM – 1° PAVIMENTO
ESCALA 1:75



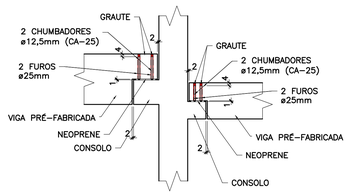
DETALHE DE LIGAÇÃO VIGAxPILAR – TÍPICO
ESCALA 1:30



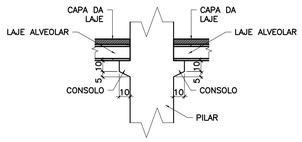
DETALHE DE LIGAÇÃO VIGAxPILAR – VP.203
ESCALA 1:30



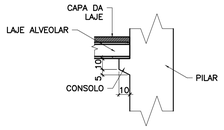
DETALHE DE LIGAÇÃO VIGAxPILAR – VP.205/VP.208
ESCALA 1:30



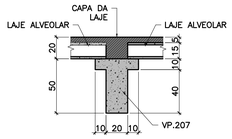
DETALHE DE LIGAÇÃO LAJExPILAR CONSOLO DUPLO
ESCALA 1:20



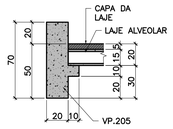
DETALHE DE LIGAÇÃO LAJExPILAR CONSOLO SIMPLES
ESCALA 1:20



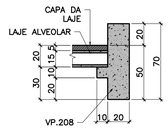
SEÇÃO DA VIGA VP.207
ESCALA 1:20



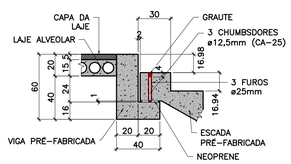
SEÇÃO DA VIGA VP.205
ESCALA 1:20



SEÇÃO DA VIGA VP.208
ESCALA 1:20



DETALHE DE LIGAÇÃO – VP.203xESCADA
ESCALA 1:20



LEGENDA:

- PILAR, OU PAREDE QUE NASCE
- PILAR OU PAREDE QUE SEGUE
- PILAR OU PAREDE QUE MORRE
- CONCRETO PRÉ MOLDADO
- CONCRETO 2ª FASE – CAPA DA LAJE
- PARTE QUE CONTINUA / PILAR OU PAREDE QUE MUDA DE SEÇÃO / PARTE QUE MORRE

P. PILARES
LAJE LAJES PRÉ–FABRICADAS (ALVEOLARES)
VP. VIGAS PRÉ–FABRICADAS
C. CONSOLOS PARA APOIO DE VIGAS
CP. CONSOLOS PARA APOIO DE LAJES

NOTAS

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, NÍVEIS EM MÉTROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II (MODERADA–URBANA), CONFORME TABELA 6.1 DA NBR6118/2014.
3. CONCRETO ESTRUTURAL: fck ≥ 40 MPa.
   E_{ci}: 35GPa. (MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE INICIAL NA IDADE DE DESFORMA). FATOR A/C ≤ 0,60 (MÁXIMO).
4. USAR BRITA GRADUADA TIPO 1 COM ø ≤ 19mm.
5. GRAUTE: fck ≥ 40 MPa (EXPANSIVO).
6. VENTO CONFORME ABNT NBR6123.
7. PARA CARGAS ATUANTES NAS LAJES, VER TABELA DE LAJES.
8. OS PROJETOS DAS LAJES ALVEOLARES, E DETALHAMENTO DO CAPEAMENTO FICA POR CONTA DO FORNECEDOR.
9. OS PROJETOS DE DIMENSIONAMENTO DAS FÔRMAS E ESCORAMENTOS NÃO FAZEM PARTE DO ESCOPO DE NOSSOS SERVIÇOS.
10. A INCLUSÃO DE QUAISQUER INSERTOS METÁLICOS QUE PRECISEM SER INCORPORADOS À ESTRUTURA PRÉ–FABRICADA OU QUE SEJAM COLOCADOS POSTERIORMENTE DEVERÃO SER VALIDADOS PELA PROMONTE.
11. A UTILIZAÇÃO DE CARGAS NA ESTRUTURA PRÉ–FABRICADA SUPERIORES A ESPECIFICADA EM PROJETO SEM QUE HAJA ANUÊNCIA POR PARTE DA PROMONTE IMPLICA NA SUSPENSÃO DA RESPONSABILIDADE TÉCNICA.
12. PARA FÔRMAS E CORTES DA ESCADA VER DESENHO **AT.14.PMT.PE.EST.1006.**

NOTAS P/ LAJE PRÉ–FABRICADA:

– ÁREA DA LAJE PRÉ–FABRICADA ALVEOLAR = 380,65 m²;
– OS QUANTITATIVOS CORRESPONDENTES À CAPA DAS LAJES PRÉ–FABRICADAS (VOLUME DE CONCRETO) CONSTAM NO RESUMO DOS MATERIAIS;
– OS QUANTITATIVOS CORRESPONDENTES ÀS ARMADURAS, TELAS E CORDOALHAS DA CAPA E DAS LAJES PRÉ–FABRICADAS NÃO CONSTAM NO RESUMO DE METERIAIS;

TABELA DE CARGAS – LAJES

LAJE	TIPO	PESO PRÓPRIO (LAJE+CAPA)	SOBRE CARGA		
			PERMANENTE	ACIDENTAL	TOTAL
LAJE–1	H15	390,00 kgf/m²	100,00 kgf/m²	600,00 kgf/m²	700,00 kgf/m²
LAJE–2	H15	390,00 kgf/m²	100,00 kgf/m²	250,00 kgf/m²	350,00 kgf/m²

RESUMO DOS MATERIAIS – CONCRETO fck ≥ 40MPa

REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m³)	ÁREA DE FORMAS (m²)
PILARES	22.40	199.00
VIGAS	28.50	339.20
CONSOLOS	0.95	17.15
CAPA DA LAJE	22.85	–
TOTAL	74.70	555.35

NÃO ESTÃO CONSIDERADOS PERDAS DE CONCRETO BEM COMO REAPROVEITAMENTOS DE FÔRMAS

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		
	REVISÕES	PROJETISTA		UNILA	

Elab.:	Verif.:	Aprov.:	Data:
LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	_16_/_11_/_2020_

Projetista: PROMONTE PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA. (PROMONTE) AV. DOS BANDEIRANTES, 1351 – SÃO PAULO – SP

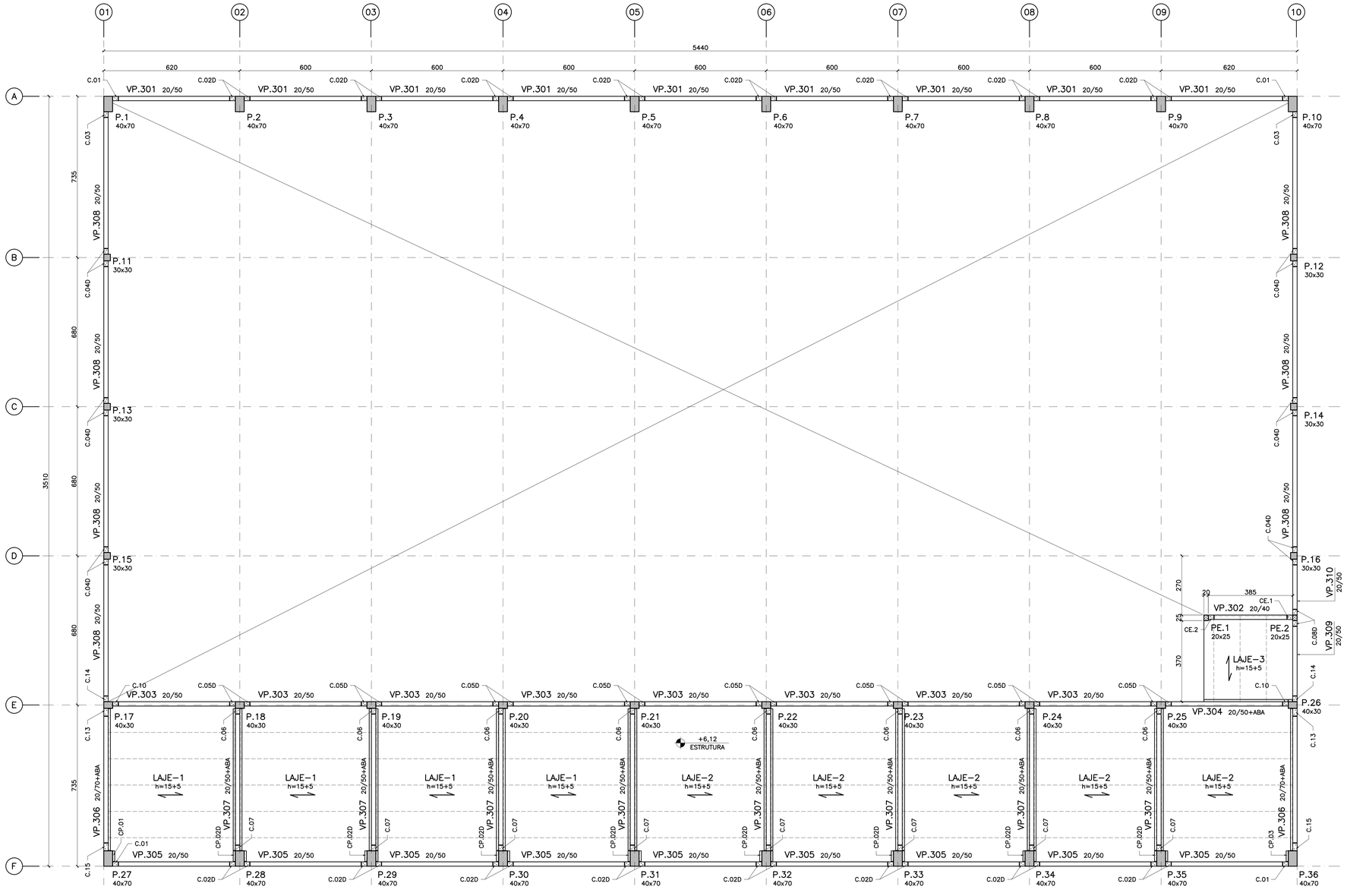
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2080727
Data: ___/___/___

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
FÔRMAS
Planta do 1º pavimento, detalhes construtivos

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.1004
EST R0 Fl. 05/10

PLANTA DE MONTAGEM – 2° PAVIMENTO
ESCALA 1:75



LEGENDA:

- PILAR, OU PAREDE QUE NASCE
- PILAR OU PAREDE QUE SEGUE
- PILAR OU PAREDE QUE MORRE
- CONCRETO PRÉ MOLDADO
- CONCRETO 2ª FASE – CAPA DA LAJE
- PARTE QUE CONTINUA / PILAR OU PAREDE QUE MUDA DE SEÇÃO / PARTE QUE MORRE

P.	PILARES
LAJE	LAJES PRÉ–FABRICADAS (ALVEOLARES)
VP.	VIGAS PRÉ–FABRICADAS
C.	CONSOLOS PARA APOIO DE VIGAS
CP.	CONSOLOS PARA APOIO DE LAJES

NOTAS

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, NÍVEIS EM METROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II (MODERADA–URBANA), CONFORME TABELA 6.1 DA NBR6118/2014.
3. CONCRETO ESTRUTURAL: fck ≥ 40 MPa.
   E_{ci}: 35GPa. (MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE INICIAL NA IDADE DE DESFORMA).
   FATOR A/C ≤ 0,60 (MÁXIMO).
4. USAR BRITA GRADUADA TIPO 1 COM ø ≤ 19mm.
5. GRAUTE: fck ≥ 40 MPa (EXPANSIVO).
6. VENTO CONFORME ABNT NBR6123.
7. PARA CARGAS ATUANTES NAS LAJES, VER TABELA DE LAJES.
8. OS PROJETOS DAS LAJES ALVEOLARES, E DETALHAMENTO DO CAPEAMENTO FICA POR CONTA DO FORNECEDOR.
9. OS PROJETOS DE DIMENSIONAMENTO DAS FÔRMAS E ESCORAMENTOS NÃO FAZEM PARTE DO ESCOPO DE NOSSOS SERVIÇOS.
10. A INCLUSÃO DE QUAISQUER INSERTOS METÁLICOS QUE PRECISEM SER INCORPORADOS À ESTRUTURA PRÉ–FABRICADA OU QUE SEJAM COLOCADOS POSTERIORMENTE DEVERÃO SER VALIDADOS PELA PROMONTE.
11. A UTILIZAÇÃO DE CARGAS NA ESTRUTURA PRÉ–FABRICADA SUPERIORES A ESPECIFICADA EM PROJETO SEM QUE HAJA ANUÊNCIA POR PARTE DA PROMONTE IMPLICA NA SUSPENSÃO DA RESPONSABILIDADE TÉCNICA.
12. PARA FÔRMAS E CORTES DA ESCADA VER DESENHO **AT.14.PMT.PE.EST.1006.**

NOTAS P/ LAJE PRÉ–FABRICADA:

- ÁREA DA LAJE PRÉ–FABRICADA ALVEOLAR = 380,65 m^2;
- OS QUANTITATIVOS CORRESPONDENTES À CAPA DAS LAJES PRÉ–FABRICADAS (VOLUME DE CONCRETO) CONSTAM NO RESUMO DOS MATERIAIS;
- OS QUANTITATIVOS CORRESPONDENTES ÀS ARMADURAS, TELAS E CORDOALHAS DA CAPA E DAS LAJES PRÉ–FABRICADAS NÃO CONSTAM NO RESUMO DE METERIAIS;

RESUMO DOS MATERIAIS – CONCRETO fck ≥ 40MPa

REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m^3)	ÁREA DE FORMAS (m^2)
PILARES	21.98	200.90
VIGAS	28.35	36.50
CONSOLOS	1.13	20.43
CAPA DA LAJE	22.85	–
TOTAL	74.31	257.83

NÃO ESTÃO CONSIDERADOS PERDAS DE CONCRETO BEM COMO REAPROVEITAMENTOS DE FÔRMAS

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R1	ACRESCENTADAS VIGAS E LAJES DA COBERTURA DA ESCADA	L.C	19/11/20		
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		
	REVISÕES	PROJETISTA		UNILA	

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489 | Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710 | Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710 | Data: _19_/_11_/_2020_

Projetista: PROMONTE PROJETOS, CONSULTORIA E GERENCIAMENTO DE PROJETOS EM ENGENHARIA LTDA. EPP. CNPJ: 07.175.275/0001-70

UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5 | UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727 | Data: ___/___/___

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana

SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

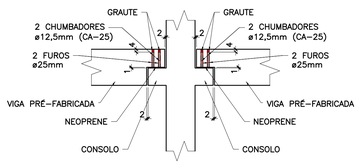
Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
FÔRMAS
Planta do 2º pavimento, detalhes construtivos

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147

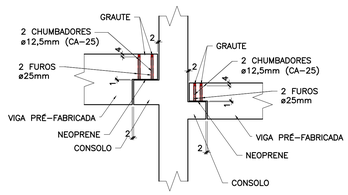
Identificador: AT.14.PMT.PE.1005

EST | R1 | Fl. 06/10

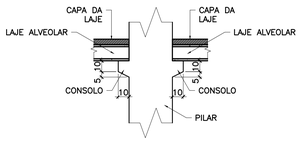
DETALHE DE LIGAÇÃO VIGAxPILAR – TÍPICO
ESCALA 1:30



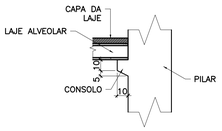
DETALHE DE LIGAÇÃO VIGAxPILAR – VP.304/VP.307



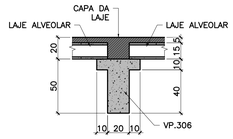
DETALHE DE LIGAÇÃO LAJExPILAR CONSOLO DUPLO
ESCALA 1:20



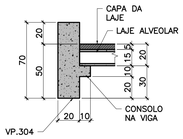
DETALHE DE LIGAÇÃO LAJExPILAR CONSOLO SIMPLES
ESCALA 1:20



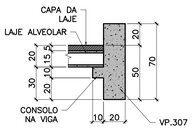
SEÇÃO DA VIGA VP.306
ESCALA 1:20



SEÇÃO DA VIGA VP.304
ESCALA 1:20

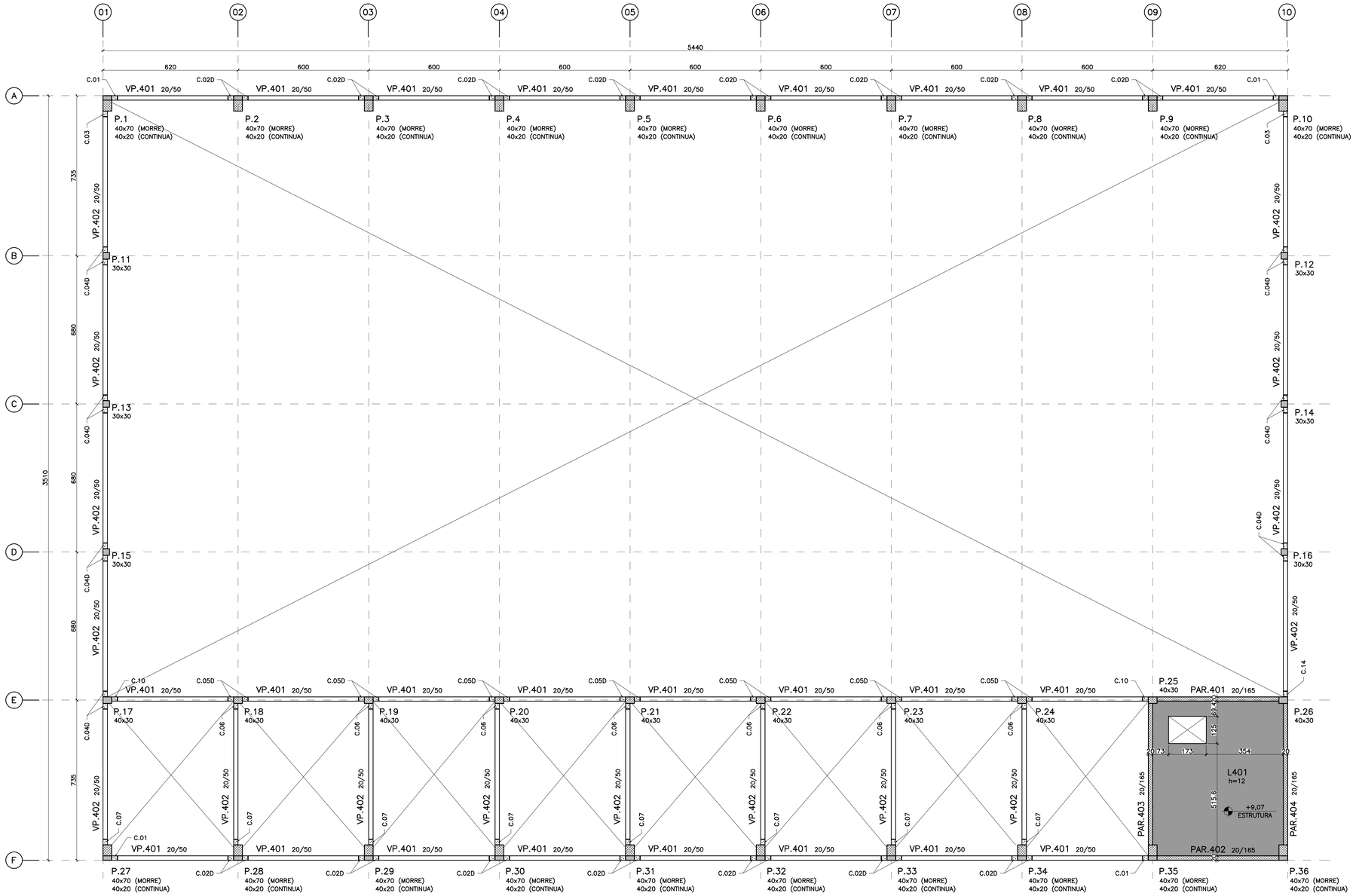


SEÇÃO DA VIGA VP.307
ESCALA 1:20



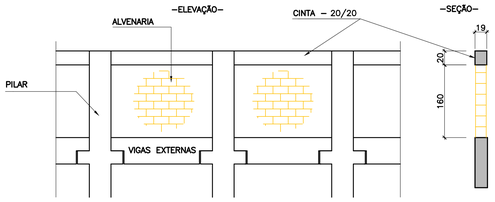
PLANTA DE MONTAGEM – COBERTURA

ESCALA 1:75



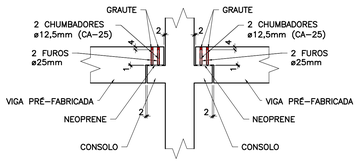
DETALHE DA PLATIBANDA

SEM ESCALA



DETALHE DE LIGAÇÃO VIGAxPILAR – TÍPICO

ESCALA 1:30



LEGENDA:

- PILAR, OU PAREDE QUE NASCE
- PILAR OU PAREDE QUE SEGUE
- PILAR OU PAREDE QUE MORRE
- PILAR OU PAREDE QUE MUDA DE SEÇÃO (PARTE QUE CONTINUA / PARTE QUE MORRE)

P. PILARES
L. LAJE MACIÇA
VP. VIGAS PRÉ–FABRICADAS
C. CONSOLOS PARA APOIO DE VIGAS

NOTAS

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, NÍVEIS EM MÉTROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II (MODERADA–URBANA), CONFORME TABELA 6.1 DA NBR6118/2014.
3. CONCRETO ESTRUTURAL: fck ≥ 40 MPa. E_{ci}: 35GPa. (MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE INICIAL NA IDADE DE DESFORMA). FATOR A/C ≤ 0,60 (MÁXIMO).
4. USAR BRITA GRADUADA TIPO 1 COM ø ≤ 19mm.
5. GRAUTE: fck ≥ 40 MPa (EXPANSIVO).
6. VENTO CONFORME ABNT NBR6123.
7. AS LAJES ESCURECIDAS SÃO MACIÇAS COM ESPESSURAS INDICADAS.
8. OS PROJETOS DE DIMENSIONAMENTO DAS FÔRMAS E ESCORAMENTOS NÃO FAZEM PARTE DO ESCOPO DE NOSSOS SERVIÇOS.
9. A INCLUSÃO DE QUAISQUER INSERTOS METÁLICOS QUE PRECISEM SER INCORPORADOS À ESTRUTURA PRÉ–FABRICADA OU QUE SEJAM COLOCADOS POSTERIORMENTE DEVERÃO SER VALIDADOS PELA PROMONTE.
10. A UTILIZAÇÃO DE CARGAS NA ESTRUTURA PRÉ–FABRICADA SUPERIORES A ESPECIFICADA EM PROJETO SEM QUE HAJA ANUÊNCIA POR PARTE DA PROMONTE IMPLICA NA SUSPENSÃO DA RESPONSABILIDADE TÉCNICA.
11. PARA FÔRMAS E CORTES DO RESERVATÓRIO (LAJE DE FUNDO), VER DESENHO **AT.14.PMT.PE.EST.1006.**
12. PREVER CINTAMENTO PARA PLATIBANDA, EM ALVENARIA ESTRUTURAL, COM O USO DE BLOCOS TIPO CANALETA.
13. PREVER INSERTES METÁLICOS NO TOPO DOS PILARES, PARA VINCULAÇÃO COM A ESTRUTURA METÁLICA DA COBERTURA.
14. IMPERMEABILIZAR A LAJE DE COBERTURA DO RESERVATÓRIO, PARA GARANTIR A DURABILIDADE DA ESTRUTURA.

TABELA DE CARGAS – LAJES

LAJE	TIPO	PESO PRÓPRIO (LAJE)	SOBRE CARGA		
			PERMANENTE	ACIDENTAL	TOTAL
L1	H12	300,00 kgf/m²	100,00 kgf/m²	200,00 kgf/m²	300,00 kgf/m²

RESUMO DOS MATERIAIS – CONCRETO fck ≥ 40MPa

REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m³)	ÁREA DE FORMAS (m²)
PILARES	21.66	200.90
VIGAS	24.25	295.00
LAJE	4.85	40.20
PAREDES	8.00	73.50
CONSOLOS	0.99	22.00
TOTAL	59.75	631.60

NÃO ESTÃO CONSIDERADOS PERDAS DE CONCRETO BEM COMO REAPROVEITAMENTOS DE FÔRMAS

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710
Data: _16_/_11_/_2020_

Projetista: PROMONTE PROJETOS, SERVIÇOS E CONSTRUÇÕES LTDA. promonte@promonte.com.br (71) 3356-3670

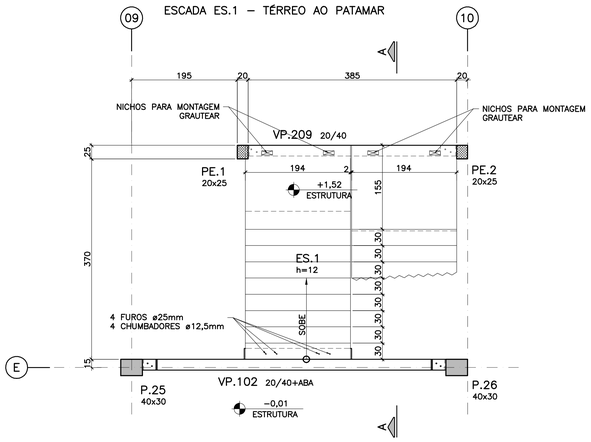
UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727
Data: ___/___/___

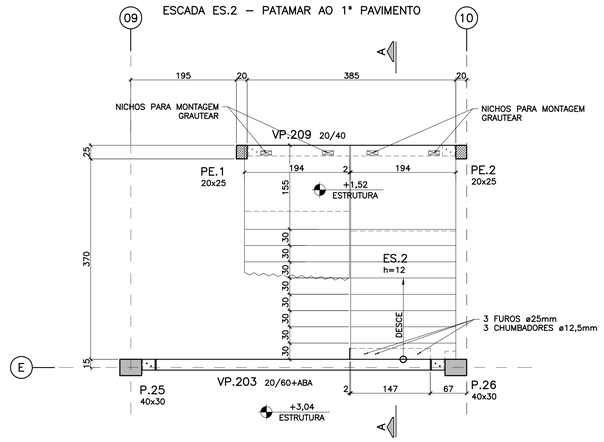
UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição: **PROJETO ESTRUTURAL**
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
FÔRMAS
Planta da cobertura, detalhes construtivos

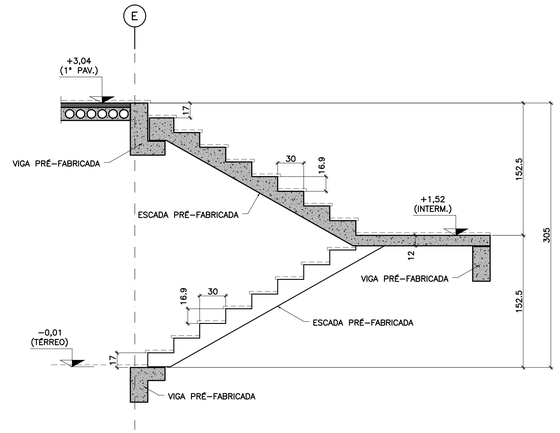
Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.1006
EST R0 Fl. 07/10

PLANTA DE MONTAGEM – ESCADA
ESCALA 1:40

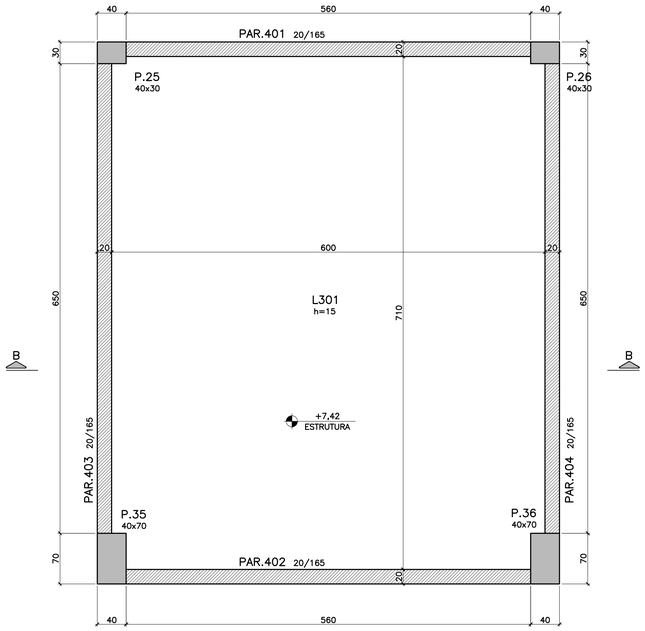




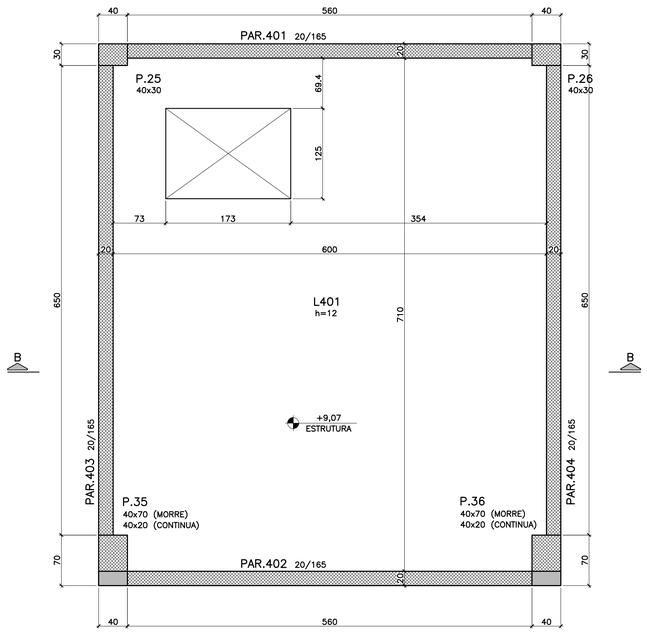
CORTE A–A – ESCADA
ESCALA 1:25



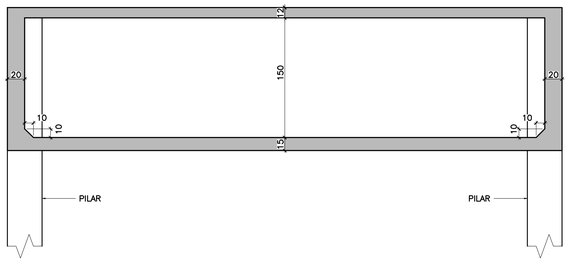
PLANTA DE FÔRMAS – LAJE DE FUNDO DO RESERVATÓRIO
ESCALA 1:30



PLANTA DE FÔRMAS – LAJE DA TAMPA DO RESERVATÓRIO
ESCALA 1:30



CORTE B–B – RESERVATÓRIO
ESCALA 1:25



LEGENDA:

- PILAR, OU PAREDE QUE NASCE
- PILAR OU PAREDE QUE SEGUE
- PILAR OU PAREDE QUE MORRE
- PARTE QUE CONTINUA / PILAR OU PAREDE QUE MUDA DE SEÇÃO / PARTE QUE MORRE

P. PILARES
L. LAJE MACIÇA
VP. VIGAS PRÉ–FABRICADAS
C. CONSOLOS PARA APOIO DE VIGAS

NOTAS

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, NÍVEIS EM MÉTROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II (MODERADA–URBANA), CONFORME TABELA 6.1 DA NBR6118/2014.
3. CONCRETO ESTRUTURAL: fck ≥ 40 MPa.
   E_{cs}: 35GPa. (MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE INICIAL NA IDADE DE DESFORMA).
   FATOR A/C ≤ 0,60 (MÁXIMO).
4. USAR BRITA GRADUADA TIPO 1 COM ø ≤ 19mm.
5. GRAUTE: fck ≥ 40 MPa (EXPANSIVO).
6. VENTO CONFORME ABNT NBR6123.
7. AS LAJES ESCURECIDAS SÃO MACIÇAS COM ESPESSURAS INDICADAS.
8. OS PROJETOS DE DIMENSIONAMENTO DAS FÔRMAS E ESCORAMENTOS NÃO FAZEM PARTE DO ESCOPO DE NOSSOS SERVIÇOS.
9. A INCLUSÃO DE QUAISQUER INSERTOS METÁLICOS QUE PRECISEM SER INCORPORADOS À ESTRUTURA PRÉ–FABRICADA OU QUE SEJAM COLOCADOS POSTERIORMENTE DEVERÃO SER VALIDADOS PELA PROMONTE.
10. A UTILIZAÇÃO DE CARGAS NA ESTRUTURA PRÉ–FABRICADA SUPERIORES A ESPECIFICADA EM PROJETO SEM QUE HAJA ANUÊNCIA POR PARTE DA PROMONTE IMPLICA NA SUSPENSÃO DA RESPONSÁBILIDADE TÉCNICA.
11. PREVER IMPERMEABILIZAÇÃO DO RESERVATÓSIO, PARA GARANTIR A DEVIDA PROTEÇÃO DA ESTRUTURA, E EVITAR POSSÍVEIS PATOLOGIAS.
12. OS PILARES QUE LIGAM AS PAREDES DO RESERVATÓRIO DEVEM SER TRATADOS E PROTEGIDOS COM COBRIMENTO MAISO DAS ARMADURAS, ACRESSIDO DE PINTURA EPÓXI IMPERMEÁVEL. (CONSULTAR FABRICANTE DO PRODUTO)

TABELA DE CARGAS – LAJES

LAJE	TIPO	PESO PRÓPRIO (LAJE)	SOBRE CARGA		
			PERMANENTE	ACIDENTAL	TOTAL
L1	H12	300,00 kgf/m²	100,00 kgf/m²	200,00 kgf/m²	300,00 kgf/m²
L2	H15	375,00 kgf/m²	100,00 kgf/m²	1000,00 kgf/m²	300,00 kgf/m²

RESUMO DOS MATERIAIS – CONCRETO fck ≥ 40MPa

REFERÊNCIA	VOLUME DE CONCRETO (m³)	ÁREA DE FORMAS (m²)
PILARES	0.15	2.75
VIGAS	0.50	3.81
ESCADA	2.84	40.20
PAREDES	24.53	61.31
LAJES	5.11	45.00
CONSOLOS	0.99	22.00
TOTAL	34.12	175.07

NÃO ESTÃO CONSIDERADOS PERDAS DE CONCRETO BEM COMO REAPROVEITAMENTOS DE FÔRMAS

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489
Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062559710
Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062559710
Data: _16_/_11_/_2020_

Projetista: PROMONTE — PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA. promonte@gmail.com / cassiopeia@uolbe.com

UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5
UNILA Aprov.: Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727
Data: ___/___/___

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana

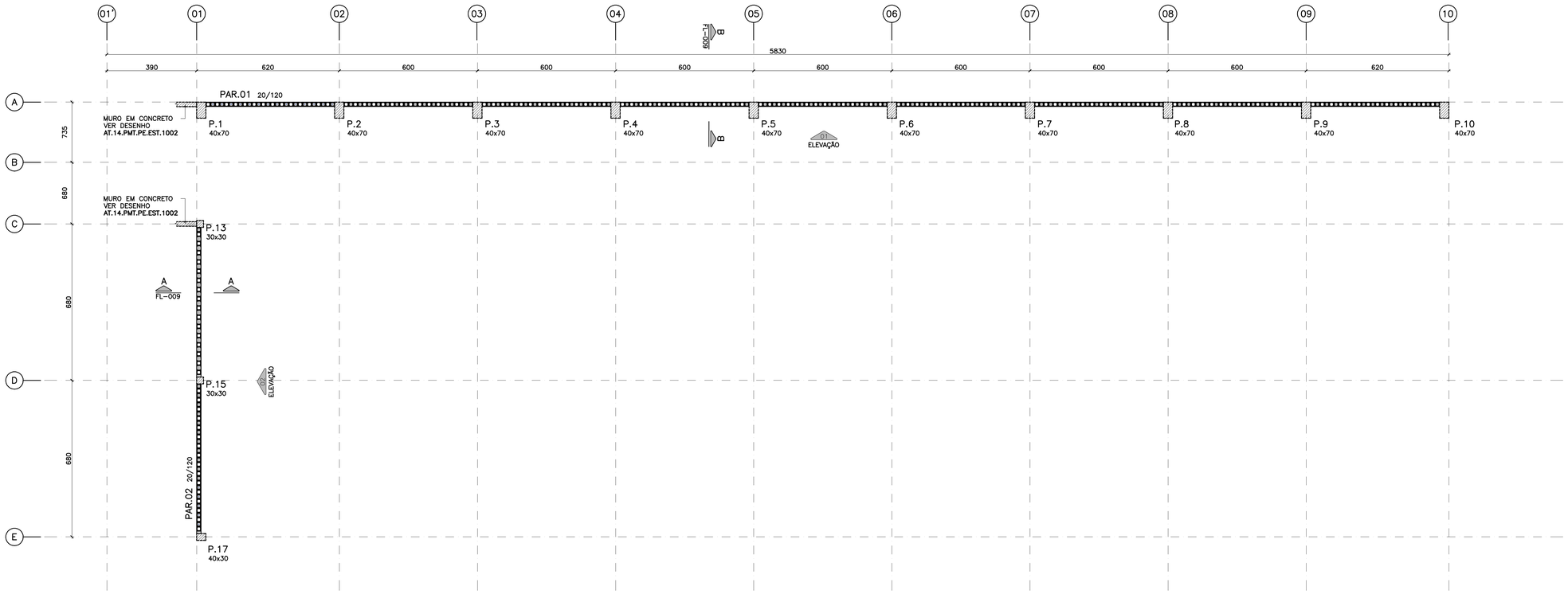
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição
PROJETO ESTRUTURAL
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
FÔRMAS
Planta da escada, planta do reservatório e detalhes construtivos

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147
Identificador: AT.14.PMT.PE.1007
EST
R0
Fl. 08/10

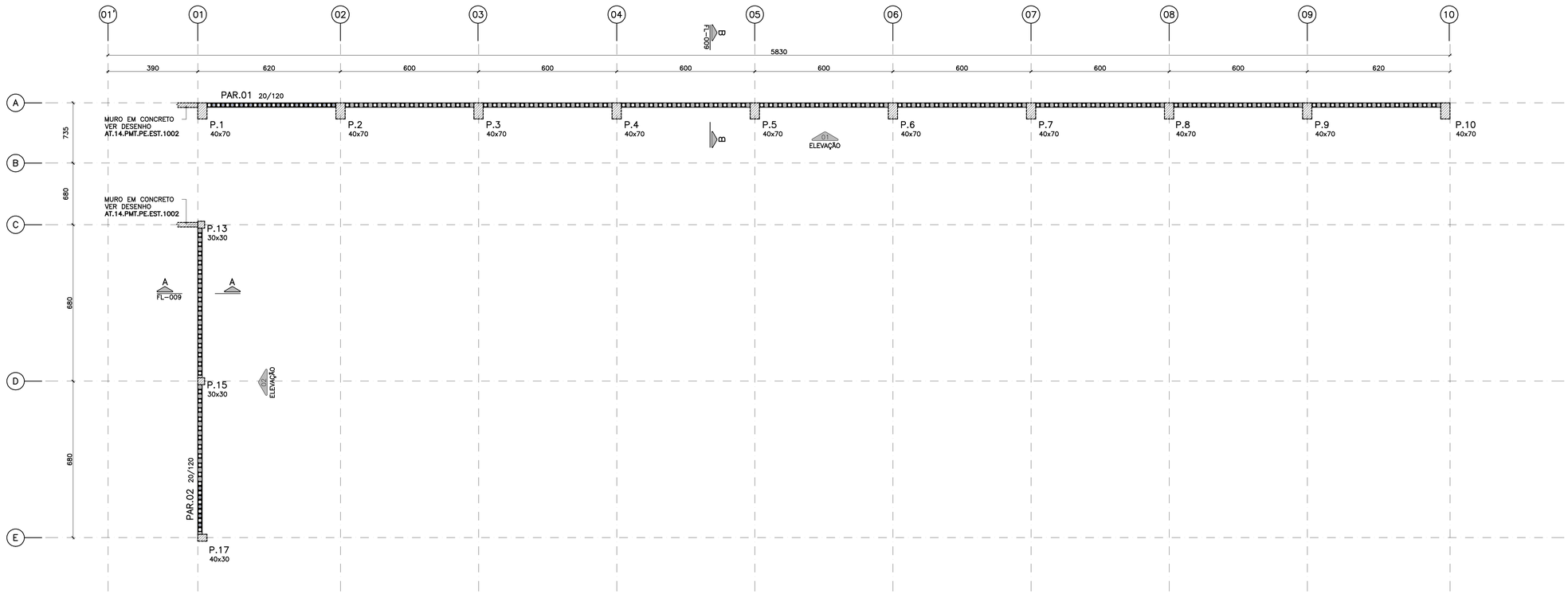
PLANTA DA 1ª FIDADA – MURO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

ESCALA 1:75



PLANTA DA 2ª FIDADA – MURO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

ESCALA 1:75



LEGENDA:

- PILAR, OU PAREDE QUE NASCE
- PONTOS DE GRAUTE

P.	PILARES
PAR.	PAREDE EM ALVENARIA ESTRUTURAL
VP.	VIGAS PRÉ–FABRICADAS
C.	CONSOLOS PARA APOIO DE VIGAS

NOTAS

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, NÍVEIS EM MÉTROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II (MODERADA–URBANA), CONFORME TABELA 6.1 DA NBR6118/2014.
3. GRAUTE: fck ≥ 12 MPa (EXPANSIVO).
4. ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO: fck ≥ 6 MPa.
5. RESISTENCIA DO BLOCO: fck ≥ 6 MPa.
6. VENTO CONFORME ABNT NBR6123.
7. PREVER ARRANQUES NAS VIGAS DE APOIO DOS BLOCOS, PARA MALHA DE ARMADURA PARA FLEXÃO ATUANTE NO MURO.
8. EXECUTAR O GRAUTEAMENTO A CADA 3 FIADAS ASSENTADAS.
9. AMARRAR O MURO AOS PILARES DA ESTRUTURA PRÉ–FABRICADA, PREVER ESPERAS NOS PILARES.
10. AS JUNTAS DE ASSENTAMENTO DEVEM SER ALINHADAS, TODAS COM A MESMA ESPESSURA, UTILIZAR APLICADORES PARA GARANTIR A LINEARIDADE DAS JUNTAS.
11. A ULTIMA FIADA DE BLOCOS DEVERÁ SER REALIZADA COM BLOCOS TIPO CANALETA, PREENCHIDOS COM GRAUTE E MUNIDOS DE ARMADURA HORIZONTAL PARA CORDAR A MALHA DO MURO.
12. BLOCOS UTILIZADOS:
    - BLOCOS 19x19x39;
    - BLOCOS 19x19x19;
    - BLOCOS CANALETA 19x19x39;

RESUMO DOS MATERIAIS – GRAUTE fck ≥ 12MPa

REFERÊNCIA	VOLUME (m^3)	VOLUME DE BLOCOS (UN)
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO	0.79	–
GRAUTE	3.10	–
BLOCO 19x19x39	–	757
½ BLOCO 19x19x19	–	66
BLOCO CANALETA 19x19x39	–	158
TOTAL	3.89	981.00

NÃO ESTÃO CONSIDERADOS PERDAS DE BLOCOS BEM COMO REAPROVEITAMENTOS DE ARGAMASSA

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		

REVISÕES — PROJETISTA — UNILA

Elab.: LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489

Verif.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710

Aprov.: LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710

Data: _16_/_11_/_2020_

Projetista: PROMONTE
PROJETOS, GERENCIAMENTO E CONSTRUÇÕES LTDA.
promonte@gmail.com; promonte@yahoo.com
(66)3566-2000

UNILA Verif.: Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5

UNILA Aprov.: Areif Kalilo Lima Kzam SIAPE 2080727

Data: ____/____/____

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana

SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição

PROJETO ESTRUTURAL

EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO

FÔRMAS

Planta do muro de arrimo em alvenaria estrutural e detalhes construtivos

Localização: Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147

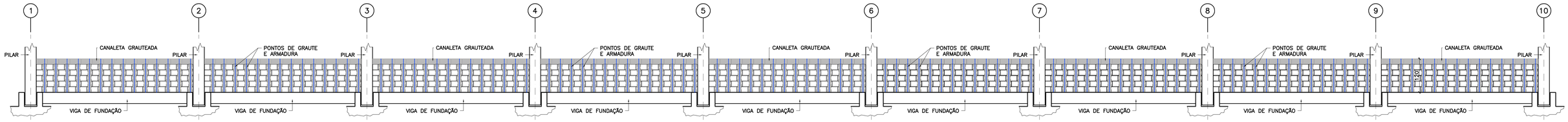
Identificador: AT.14.PMT.PE.1008

R0

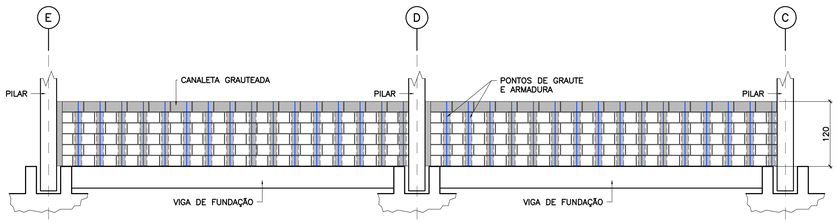
EST

FL. 09/10

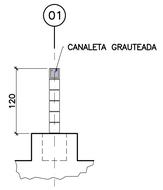
ELEVAÇÃO – 01
ESCALA 1:50



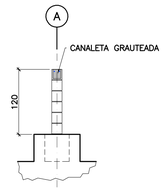
ELEVAÇÃO – 02
ESCALA 1:40



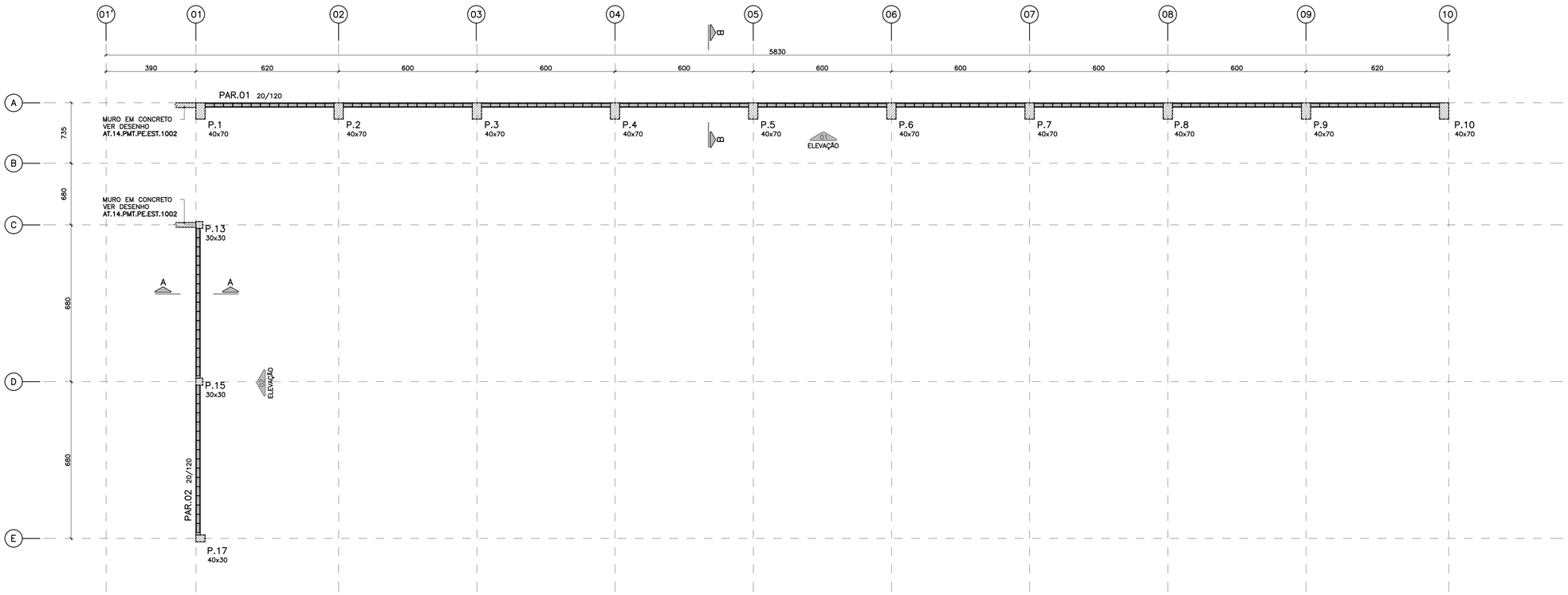
CORTE A–A
ESCALA 1:40



CORTE B–B
ESCALA 1:40



PLANTA DA ÚLTIMA FIDADA – MURO EM ALVENARIA ESTRUTURAL
ESCALA 1:75



LEGENDA:

- PILAR, OU PAREDE QUE NASCE
- PONTOS DE GRAUTE

P. PILARES
PAR. PAREDE EM ALVENARIA ESTRUTURAL
VP. VIGAS PRÉ–FABRICADAS
C. CONSOLOS PARA APOIO DE VIGAS

NOTAS

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS, NÍVEIS EM METROS EXCETO ONDE INDICADO.
2. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II (MODERADA–URBANA), CONFORME TABELA 6.1 DA NBR6118/2014.
3. GRAUTE: fck ≥ 12 MPa (EXPANSIVO).
4. ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO: fck ≥ 6 MPa.
5. RESISTENCIA DO BLOCO: fck ≥ 6 MPa.
6. VENTO CONFORME ABNT NBR6123.
7. PREVER ARRANQUES NAS VIGAS DE APOIO DOS BLOCOS, PARA MALHA DE ARMADURA PARA FLEXÃO ATUANTE NO MURO.
8. EXECUTAR O GRAUTEAMENTO A CADA 3 FIADAS ASSENTADAS.
9. AMARRAR O MURO AOS PILARES DA ESTRUTURA PRÉ–FABRICADA, PREVER ESPERAS NOS PILARES.
10. AS JUNTAS DE ASSENTAMENTO DEVEM SER ALINHADAS, TODAS COM A MESMA ESPESSURA, UTILIZAR APLICADORES PARA GARANTIR A LINEARIDADE DAS JUNTAS.
11. A ULTIMA FIADA DE BLOCOS DEVERÁ SER REALIZADA COM BLOCOS TIPO CANALETA, PREENCHIDOS COM GRAUTE E MUNIDOS DE ARMADURA HORIZONTAL PARA COROAR A MALHA DO MURO.
12. BLOCOS UTILIZADOS:
    - BLOCOS 19x19x39;
    - BLOCOS 19x19x19;
    - BLOCOS CANALETA 19x19x39;

Nº	Descrição	Aprovação	Data	Aprovação	Data
R0	EMISSÃO INICIAL	L.C	16/11/20		
	REVISÕES	PROJETISTA		UNILA	

Elab.:	Verif.:	Aprov.:	Data:
LUIZ M. A. CAVALCANTI CREA BA-91489	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	LEANDRO H. CAVALCANTI CREA SP-5062959710	__16_/_11_/_2020_

Projetista
PROMONTE
PROJETOS, MONTAGENS E ENGENHARIA LTDA.
promonte@gmail.com / cavalcanti@outlook.com
UNILA

UNILA Verif.:	UNILA Aprov.:	Data:
Arq. Clarissa Buss CAU A42428-5	Aref Kalilo Lima Kzam SIAPE 2086727	____/____/_____

UNILA Universidade Federal da Integração Latino-Americana
SECIC - Secretaria de Implantação do Campus
CPP - Coordenadoria de Projetos e Planejamento

Descrição
PROJETO ESTRUTURAL
EDIFÍCIO ALMOX-ARQUIVO
FÔRMAS
Planta do muro de arrimo em alvenaria estrutural e detalhes construtivos

Localização
Terreno Av. Tancredo Neves, Nº 3147

Identificador
AT.14.PMT.PE.1009

EST
R0
FL. 10/10

FUNGEO.COM.BR

CLIENTE: UNIVERSIDADE DA INTEGRAÇÃO LATINO-AMERICANA

OBRA: EDIFÍCIO ALMOXARIFADO

CIDADE: FOZ DO IGUAÇU - PR

FUNGEO®

Cascavel, 02 de outubro de 2020.

A/C
Universidade da Integração Latino-Americana

Ref.: Sondagem
Edifício Almoxarifado

SONDAGEM GEOLÓGICA À PERCUSSÃO
TIPO S.P.T. (*Standard Penetration Test*)

Prezados Senhores:

Apresentamos às V.S.as os resultados da sondagem de reconhecimento executados no terreno localizado:

- Avenida Tancredo Neves, nº3.147.

- Bairro: Porto Belo.

- Município de Foz do Iguaçu.

- Estado do Paraná.

Foram executados:

- 08 (oito) furos de sondagem do tipo S.P.T., perfazendo um total de 94,85 metros perfurados.

As perfurações foram executadas pelo processo de percussão e lavagem com circulação de água, revestidas com tubo de aço com 2½" de diâmetro.

Foram feitas extrações de amostras do subsolo do tipo *TERZAGUI PECK,* este com diâmetro interno e externo respectivamente iguais 1.3/8"e 2", sendo que as medidas de resistência à penetração são de 30 cm do amostrador no subsolo, provocado pela queda de um peso de 65 Kg e de uma altura constante de 75 cm.

Para avaliação dessa resistência do amostrador foi cravado 45 cm, constatando-se o número de golpes necessários à cravação contínua e sucessiva a cada parcela de 15 cm, sendo nos perfis individuais a soma de golpes da 2ª e 3ª parcelas de 15 cm. Esta soma é utilizada para a classificação das argilas e siltes argilosos e compacidade dos siltes arenosos, segundo a seguinte tabela:

Tabela nº01: Estados de compacidade e de consistência

Solo	Índice de resistência à penetração (N)	Designação
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)
	> 19	Dura (o)

Fonte: Adaptada de ABNT – NBR 6484, 2001.

Os desenhos anexos apresentam:

- Planta de locação dos furos.

- Perfil individual dos furos.

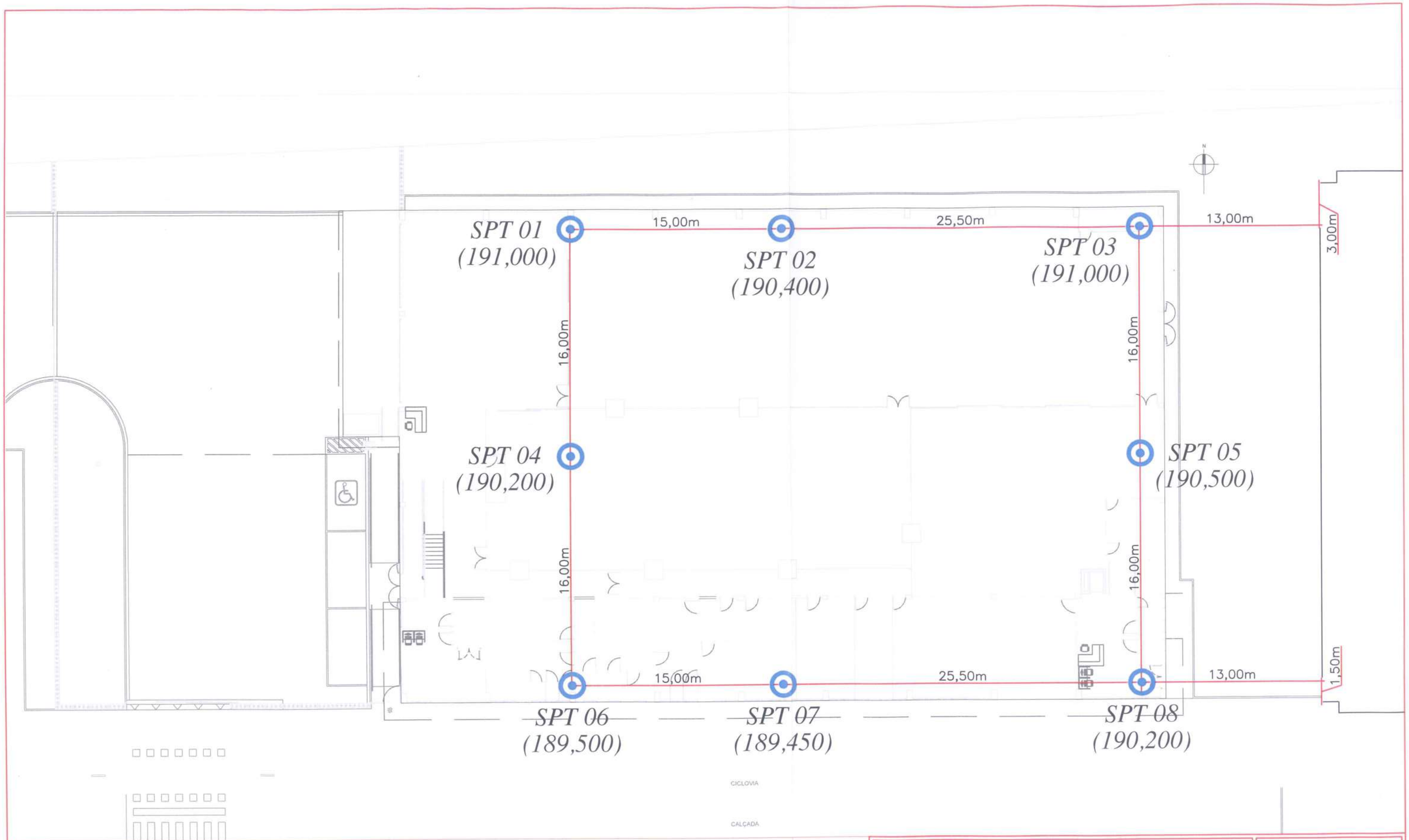
Nos perfis individuais acham-se os números de golpes necessários à cravação de barrilete amostrador no subsolo e a ocorrência do nível de lençol freático.

As amostras extraídas do subsolo e estudadas estarão à disposição de V.S.as até 15 dias a partir desta data e ficarão com a contratada por um período de 60 dias.

Colocamo-nos a inteira disposição de V.S.as para quaisquer esclarecimentos e providências.

Atenciosamente,

FUNGEO FUNDAÇÕES E GEOLOGIA LTDA.
Geol. Gerson Ângelo Lorenzi
CREA/PR 21.205-D



SONDAGEM SPT

NBR - 6484

FUNGEO®

FUNDAÇÕES E GEOLOGIA LTDA

AV. CARLOS GOMES, 711 - FONE/FAX: (45)3324-6102 - CEP 85.819-350 - CASCAVEL - PR
www.fungeo.com.br - fungeo@fungeo.com.br

Descrição: Locação dos furos de sondagem

Proprietário: UNIVERSIDADE DA INTEGRAÇÃO LATINO-AMERICANA	Data: 02/10/2020
Obra: EDIFÍCIO ALMOXARIFADO	Escala: Sem escala
Local: FOZ DO IGUAÇU - PR	Folha: 1/1
DESENHO: Vitor A. C. Pavan	GEÓLOGO: GERSON ANGELO LORENZI – CREA Nº 21.205-D/PR.

FUNGEO
FUNDAÇÕES E GEOLOGIA

FUNDAÇÕES E GEOLOGIA LTDA
fungeo@fungeo.com.br
(45) 3324-6102

Cliente: UNIVERSIDADE DA INTEGRAÇÃO LATINO-AMERICANA
Obra: EDIFÍCIO ALMOXARIFADO
Local: FOZ DO IGUAÇU - PR

Relatório de Sondagem — N° 091520

Furo SPT 01

Cota relação R.N.
Cota Inicial 191,000
Cota Final 179,900

SPT - Standart Penetration Test
Camadas - Classificação dos solos

Revestimento (m): 1,00

Processo de Perfuração: T.H. / Perf. C.A.

N.A. Final (m): N.A. NÃO ENCONTRADO

Nº de golpes/ penetração			Índice SPT finais/30cm
0	0	0	0
1	2	2	4
2	2	3	5
3	4	4	8
4	4	5	9
5	6	6	12
6	7	8	15
7	9	10	19
9	11	13	24
11	13	15	28
11	15	20	35

Amostras: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37

Prof. Camadas (m): 6,45 / 11,10

ARGILA, COR MARROM AVERMELHADA, SEM TEXTURA INTERNA, CONSISTÊNCIA MOLE A RIJA.

Intercalação com a camada de tonalidade roxa em 5,45m.

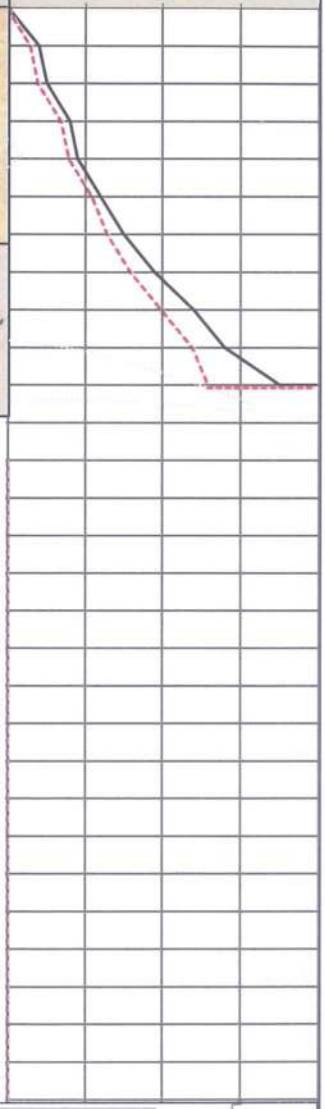
6,45

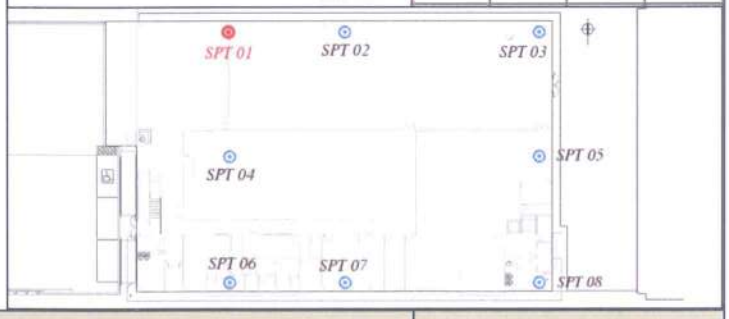
ARGILA SILTOSA, TONALIDADE ROXA, ALTERAÇÕES AMARELADAS E ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES MESCLADAS, CONSISTÊNCIA RIJA A DURA.

11,10

N.A. NÃO ENCONTRADO

SONDAGEM LIMITADA POR ROCHA OU MATACÃO, NA CIRCULAÇÃO D'ÁGUA: 11,10m.





Trado Helicoidal (T.H.)
Circulação d'água (C.A.)
N.A. Inicial: 6,00m.
N.A. Final: NÃO ENCONTRADO

Amostrador
Ø Interno 1 3/8"
Ø Externo 2"

Revestimento Ø 2 1/2"
Peso 65,0 kg
Altura de queda 75,0 cm

Data de execução
Início: 26/09/2020
Término: 26/09/2020

Digitador: Vitor A. C. Pavan
Geólogo: Gerson A. Lorenzi - CREA-PR 21.205-D

FUNGEO
FUNDAÇÕES E GEOLOGIA

FUNDAÇÕES E GEOLOGIA LTDA
fungeo@fungeo.com.br
(45) 3324-6102

Cliente: UNIVERSIDADE DA INTEGRAÇÃO LATINO-AMERICANA
Obra: EDIFÍCIO ALMOXARIFADO
Local: FOZ DO IGUAÇU - PR

Relatório de Sondagem — Nº 091520

Furo SPT 02

Cota relação R.N.
Cota Inicial 190,400
Cota Final 179,400

SPT - Standart Penetration Test

Revestimento (m): 1,00

Processo de Perfuração: T.H. / Perf. C.A.

N.A. Final (m): N.A. NÃO ENCONTRADO

Nº de golpes/ penetração			Índice SPT finais/30cm
0	0	0	0
2	2	3	5
3	3	3	6
3	4	4	8
4	4	5	9
5	6	7	13
7	7	8	15
8	8	9	17
9	10	12	22
9	12	13	25
10	13	18	31

Amostras: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37

Prof. Camadas (m): 5,45 / 10,45 / 11,00

Camadas - Classificação dos solos

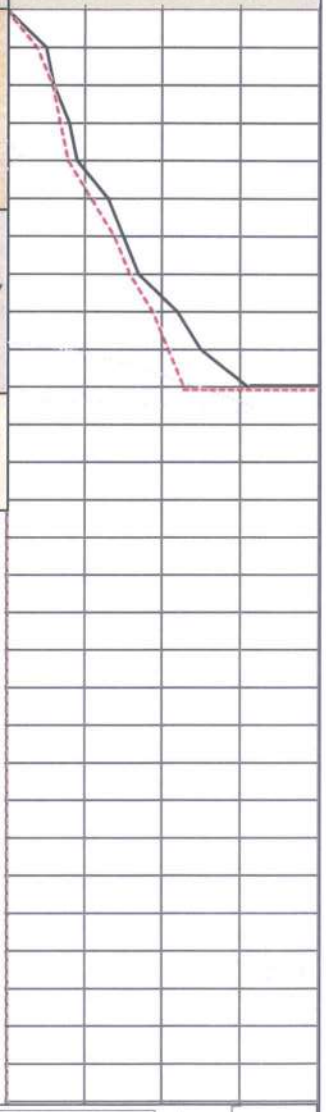
ARGILA A ARGILA SILTOSA, COR MARROM AVERMELHADA, SEM TEXTURA INTERNA, CONSISTÊNCIA MOLE A MÉDIA. — 5,45

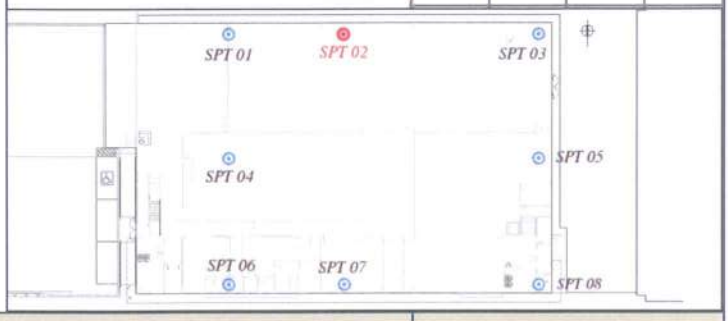
ARGILA SILTOSA, TONALIDADE ROXA, ALTERAÇÕES AMARELADAS E ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES MESCLADAS, CONSISTÊNCIA RIJA A DURA. — 10,45

SILTE ARGILOSO, TONALIDADE AMARELADA, ALTERAÇÕES ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES ESCURAS, CONSISTÊNCIA DURA. — 11,00

N.A. NÃO ENCONTRADO

SONDAGEM LIMITADA POR ROCHA OU MATACÃO, NA CIRCULAÇÃO D'ÁGUA: 11,00m.





Trado Helicoidal (T.H.)
Circulação d'água (C.A.)
N.A. Inicial: 6,50m.
N.A. Final: NÃO ENCONTRADO

Amostrador
Ø Interno 1 3/8"
Ø Externo 2"

Revestimento Ø 2 1/2"
Peso 65,0 kg
Altura de queda 75,0 cm

Data de execução
Início: 21/09/2020
Término: 21/09/2020

Digitador: Vitor A. C. Pavan
Geólogo: Gerson A. Lorenzi - CREA-PR 21.205-D

FUNGEO
FUNDAÇÕES E GEOLOGIA

FUNDAÇÕES E GEOLOGIA LTDA
fungeo@fungeo.com.br
(45) 3324-6102

Cliente: UNIVERSIDADE DA INTEGRAÇÃO LATINO-AMERICANA
Obra: EDIFÍCIO ALMOXARIFADO
Local: FOZ DO IGUAÇU - PR

Relatório de Sondagem — Nº 091520

Furo SPT 03

Cota relação R.N.
Cota Inicial 191,000
Cota Final 178,200

SPT - Standart Penetration Test

Revestimento (m): 1,00

Processo de Perfuração: T.H. / Perf. C.A.

N.A. Final (m): N.A. NÃO ENCONTRADO

Nº de golpes/ penetração			Índice SPT finais/30cm
0	0	0	0
1	1	2	3
2	2	2	4
2	2	3	5
3	4	5	9
4	5	6	11
5	6	6	12
8	9	11	20
10	12	13	25
9	13	16	29
12	13	15	28
10	12	17	29
11	14	18	32

Amostras: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37

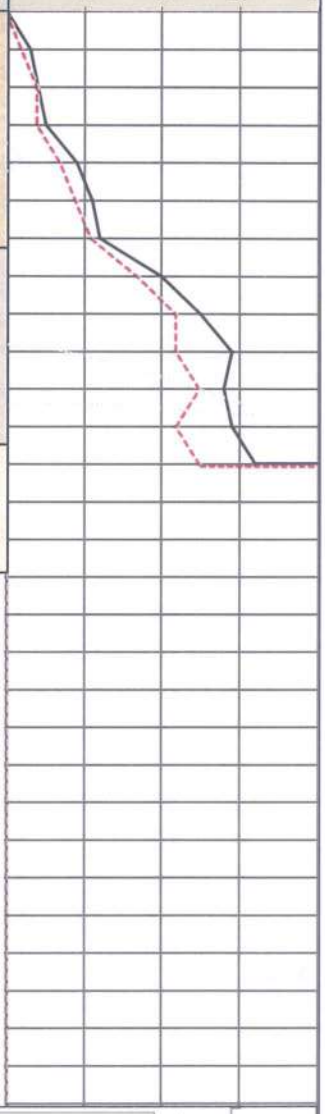
Prof. Camadas (m): 6,45 / 10,45 / 12,80

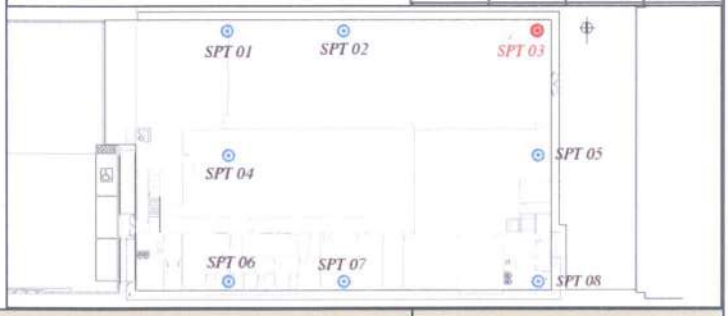
ARGILA A ARGILA SILTOSA, COR MARROM AVERMELHADA, SEM TEXTURA INTERNA, CONSISTÊNCIA MOLE A RIJA.
Ocorrência de grânulos e seixos de quartzo em 4,45m e 5,45m.
6,45

ARGILA SILTOSA, TONALIDADE ROXA ESCURA, ALTERAÇÕES PONTUAIS ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES MESCLADAS, CONSISTÊNCIA RIJA A DURA.
Intercalação com a camada marrom avermelhada em 6,45m e 7,45m.
10,45

ARGILA SILTOSA, TONALIDADE ROXA, ALTERAÇÕES AMARELADAS E PONTUAIS ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES MESCLADAS, CONSISTÊNCIA DURA.
12,80

N.A. NÃO ENCONTRADO
SONDAGEM LIMITADA POR ROCHA OU MATACÃO, NA CIRCULAÇÃO D'ÁGUA: 12,80m.





Trado Helicoidal (T.H.)
Circulação d'água (C.A.)
N.A. Inicial: 9,50m.
N.A. Final: NÃO ENCONTRADO

Amostrador
Ø Interno 1 3/8"
Ø Externo 2"

Revestimento Ø 2 1/2"
Peso 65,0 kg
Altura de queda 75,0 cm

Data de execução
Início: 15/09/2020
Término: 15/09/2020

Digitador: Vitor A. C. Pavan
Geólogo: Gerson A. Lorenzi - CREA-PR 21.205-D

FUNGEO
FUNDAÇÕES E GEOLOGIA

FUNDAÇÕES E GEOLOGIA LTDA
fungeo@fungeo.com.br
(45) 3324-6102

Cliente: UNIVERSIDADE DA INTEGRAÇÃO LATINO-AMERICANA
Obra: EDIFÍCIO ALMOXARIFADO
Local: FOZ DO IGUAÇU - PR

Relatório de Sondagem — Nº 091520

Furo SPT 04

Cota relação R.N.
Cota Inicial 190,200
Cota Final 179,200

SPT - Standart Penetration Test

Revestimento (m): 1,00

Processo de Perfuração: T.H. / Perf. C.A.

N.A. Final (m): N.A. NÃO ENCONTRADO

Nº de golpes/ penetração			Índice SPT finais/30cm
0	0	0	0
2	2	3	5
2	3	4	7
3	4	4	8
4	5	5	10
5	6	7	13
6	8	8	16
8	9	10	19
9	12	14	26
10	12	16	28
10	15	18	33

Amostras: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37

Prof. Camadas (m): 5,45 / 7,45 / 11,00

Camadas - Classificação dos solos

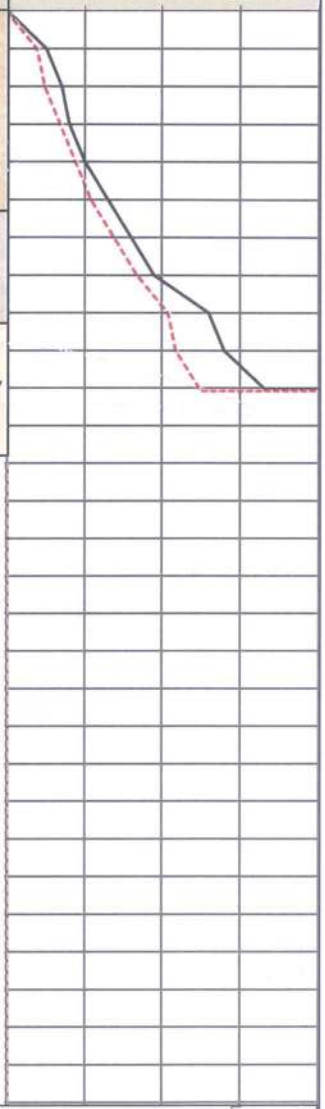
ARGILA A ARGILA SILTOSA, COR MARROM AVERMELHADA, SEM TEXTURA INTERNA, CONSISTÊNCIA MOLE A MÉDIA. — 5,45

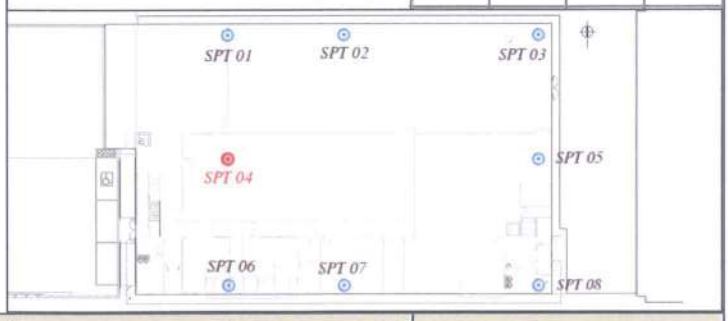
ARGILA SILTOSA, TONALIDADE ROXA ESCURA, ALTERAÇÕES PONTUAIS ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES MESCLADAS, CONSISTÊNCIA RIJA. — 7,45

ARGILA SILTOSA, TONALIDADE ROXA, ALTERAÇÕES AMARELADAS E ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES MESCLADAS, CONSISTÊNCIA RIJA A DURA. — 11,00

N.A. NÃO ENCONTRADO

SONDAGEM LIMITADA POR ROCHA OU MATACÃO, NA CIRCULAÇÃO D'ÁGUA: 11,00m





Trado Helicoidal (T.H.)
Circulação d'água (C.A.)
N.A. Inicial: 6,50m.
N.A. Final: NÃO ENCONTRADO

Amostrador
Ø Interno 1 3/8"
Ø Externo 2"

Revestimento Ø 2 1/2"
Peso 65,0 kg
Altura de queda 75,0 cm

Data de execução
Início: 26/09/2020
Término: 26/09/2020

Digitador: Vitor A. C. Pavan

Geólogo: Gerson A. Lorenzi - CREA-PR 21.205-D

FUNGEO
FUNDAÇÕES E GEOLOGIA

FUNDAÇÕES E GEOLOGIA LTDA
fungeo@fungeo.com.br
(45) 3324-6102

Cliente: UNIVERSIDADE DA INTEGRAÇÃO LATINO-AMERICANA
Obra: EDIFÍCIO ALMOXARIFADO
Local: FOZ DO IGUAÇU - PR

Relatório de Sondagem **Nº 091520**

Furo SPT 05

Cota relação R.N.
Cota Inicial 190,500
Cota Final 177,500

SPT - Standart Penetration Test

Revestimento (m): 1,00

Processo de Perfuração: T.H. / Perf. C.A.

N.A. Final (m): N.A. NÃO ENCONTRADO

Nº de golpes/ penetração			Índice SPT finais/30cm
0	0	0	0
2	2	3	5
3	3	3	6
3	4	4	8
4	4	5	9
5	5	6	11
6	7	7	14
7	8	9	17
9	11	12	23
10	12	14	26
9	11	13	24
12	14	15	29
12	15	19	34

Amostras: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37

Prof. Camadas (m): 5,45 / 8,45 / 13,00

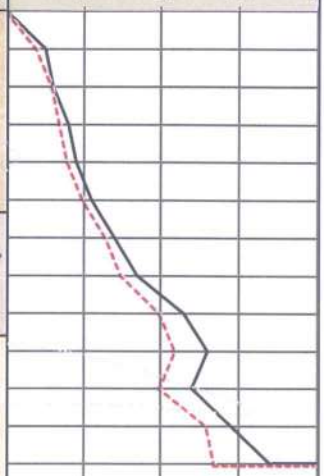
Camadas - Classificação dos solos

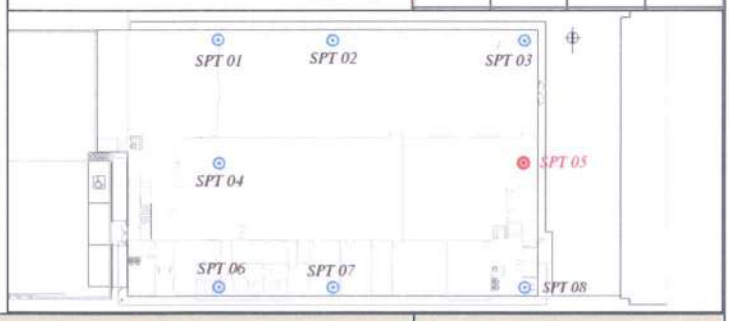
ARGILA A ARGILA SILTOSA, COR MARROM AVERMELHADA, SEM TEXTURA INTERNA, CONSISTÊNCIA MOLE A MÉDIA.
Ocorrência de grânulos e seixos de quartzo em 4,45m.
5,45

ARGILA SILTOSA, TONALIDADE ROXA, ALTERAÇÕES AMARELADAS E ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES MESCLADAS, CONSISTÊNCIA RIJA.
8,45

ARGILA SILTOSA, TONALIDADE AMARELADA, ALTERAÇÕES ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES ESCURAS, CONSISTÊNCIA DURA.
13,00

N.A. NÃO ENCONTRADO
SONDAGEM LIMITADA POR ROCHA OU MATACÃO, NA CIRCULAÇÃO D'ÁGUA: 13,00m.





Trado Helicoidal (T.H.)
Circulação d'água (C.A.)
N.A. Inicial: 9,00m.
N.A. Final: NÃO ENCONTRADO

Amostrador
Ø Interno 1 3/8"
Ø Externo 2"

Revestimento Ø 2 1/2"
Peso 65,0 kg
Altura de queda 75,0 cm

Data de execução
Início: 16/09/2020
Término: 16/09/2020

Digitador: Vitor A. C. Pavan
Geólogo: Gerson A. Lorenzi - CREA-PR 21.205-D

FUNGEO
FUNDAÇÕES E GEOLOGIA

FUNDAÇÕES E GEOLOGIA LTDA
fungeo@fungeo.com.br
(45) 3324-6102

Cliente: UNIVERSIDADE DA INTEGRAÇÃO LATINO-AMERICANA
Obra: EDIFÍCIO ALMOXARIFADO
Local: FOZ DO IGUAÇU - PR

Relatório de Sondagem — Nº 091520

Furo SPT 06

Cota relação R.N.
Cota Inicial 189,500
Cota Final 178,450

SPT - Standart Penetration Test

Revestimento (m): 1,00
Processo de Perfuração: T.H. / Perf. C.A.
N.A. Final (m): N.A. NÃO ENCONTRADO

Nº de golpes/ penetração			Índice SPT finais/30cm
0	0	0	0
1	2	2	4
2	3	3	6
4	4	5	9
4	5	5	10
5	6	7	13
7	7	8	15
8	9	9	18
10	11	12	23
11	13	15	28
12	13	19	32

Amostras: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37

Prof. Camadas (m): 7,45 / 11,05

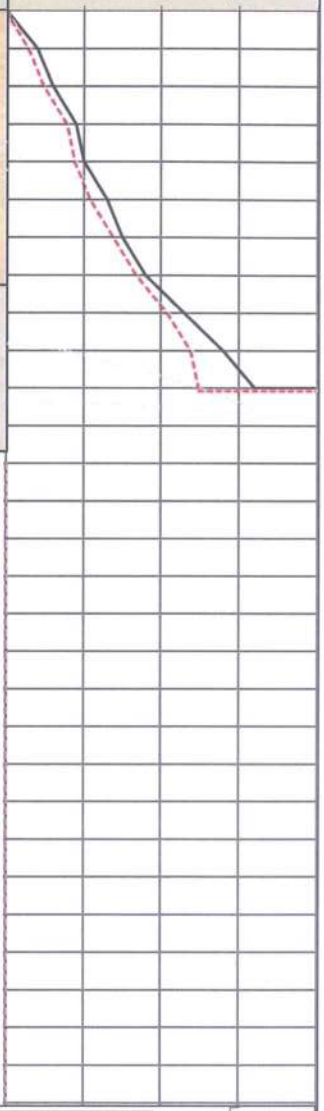
Camadas - Classificação dos solos

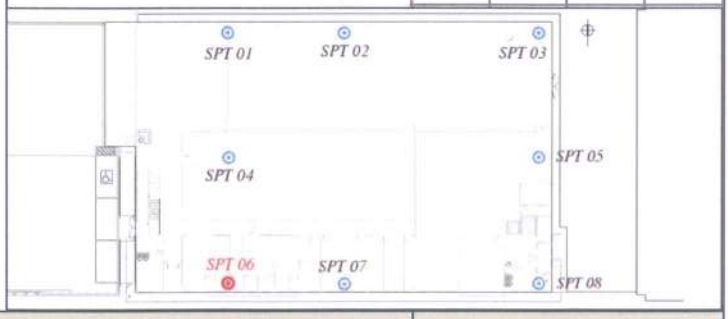
ARGILA, COR MARROM AVERMELHADA, SEM TEXTURA INTERNA, CONSISTÊNCIA MOLE A RIJA. — 7,45

ARGILA SILTOSA, TONALIDADE ROXA, ALTERAÇÕES AMARELADAS E PONTUAIS ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES MESCLADAS OCASIONALMENTE EM FORMA DE FEIXES, CONSISTÊNCIA RIJA A DURA. — 11,05

N.A. NÃO ENCONTRADO

SONDAGEM LIMITADA POR ROCHA OU MATACÃO. NA CIRCULAÇÃO D'ÁGUA: 11,05m.





Trado Helicoidal (T.H.)
Circulação d'água (C.A.)
N.A. Inicial: 5,60m.
N.A. Final: NÃO ENCONTRADO

Amostrador
Ø Interno 1 3/8"
Ø Externo 2"

Revestimento Ø 2 1/2"
Peso 65,0 kg
Altura de queda 75,0 cm

Data de execução
Início: 21/09/2020
Término: 21/09/2020

Digitador: Vitor A. C. Pavan
Geólogo: Gerson A. Lorenzi - CREA-PR 21.205-D

FUNGEO
FUNDAÇÕES E GEOLOGIA

FUNDAÇÕES E GEOLOGIA LTDA
fungeo@fungeo.com.br
(45) 3324-6102

Cliente: UNIVERSIDADE DA INTEGRAÇÃO LATINO-AMERICANA
Obra: EDIFÍCIO ALMOXARIFADO
Local: FOZ DO IGUAÇU - PR

Relatório de Sondagem — Nº 091520

Furo SPT 07

Cota relação R.N.
Cota Inicial 189,450
Cota Final 177,550

SPT - Standart Penetration Test
Camadas - Classificação dos solos

Revestimento (m): 1,00

Processo de Perfuração: T.H. (0 – 5,45); Perf. C.A. (5,45 – 11,90)

N.A. Final (m): N.A. NÃO ENCONTRADO

Nº de golpes/ penetração			Índice SPT finais/30cm
0	0	0	0
1	2	2	4
2	3	4	7
3	4	5	9
5	6	6	12
6	7	7	14
8	8	9	17
9	10	11	21
10	11	13	24
11	12	14	26
10	13	16	29
13	15	19	34

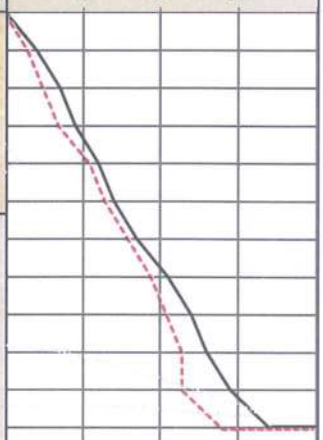
Amostras: 0 – 37

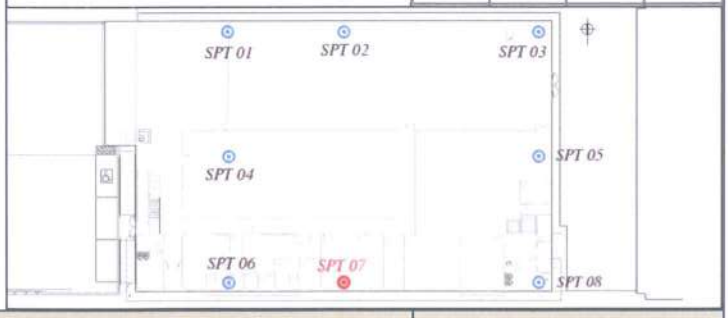
Prof. Camadas (m): 5,45; 11,90

ARGILA, COR MARROM AVERMELHADA, SEM TEXTURA INTERNA, CONSISTÊNCIA MOLE A RIJA. — 5,45

ARGILA SILTOSA, TONALIDADE ROXA, ALTERAÇÕES AMARELADAS E PONTUAIS ESBRANQUIÇADAS E ESVERDEADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES MESCLADAS, CONSISTÊNCIA RIJA A DURA. — 11,90

N.A. NÃO ENCONTRADO
SONDAGEM LIMITADA POR ROCHA OU MATACÃO, NA CIRCULAÇÃO D'ÁGUA: 11,90m.





Trado Helicoidal (T.H.)
Circulação d'água (C.A.)
N.A. Inicial: 5,50m.
N.A. Final: NÃO ENCONTRADO

Amostrador
Ø Interno 1 3/8"
Ø Externo 2"

Revestimento Ø 2 1/2"
Peso 65,0 kg
Altura de queda 75,0 cm

Data de execução
Início: 18/09/2020
Término: 18/09/2020

Digitador: Vitor A. C. Pavan
Geólogo: Gerson A. Lorenzi - CREA-PR 21.205-D

FUNGEO
FUNDAÇÕES E GEOLOGIA

FUNDAÇÕES E GEOLOGIA LTDA
fungeo@fungeo.com.br
(45) 3324-6102

Cliente: UNIVERSIDADE DA INTEGRAÇÃO LATINO-AMERICANA
Obra: EDIFÍCIO ALMOXARIFADO
Local: FOZ DO IGUAÇU - PR

Relatório de Sondagem — Nº 091520

Furo SPT 08

Cota relação R.N.
Cota Inicial 190,200
Cota Final 177,200

SPT - Standart Penetration Test

Revestimento (m): 1,00

Processo de Perfuração: T.H. / Perf. C.A.

N.A. Final (m): N.A. NÃO ENCONTRADO

Nº de golpes/ penetração			Índice SPT finais/30cm
0	0	0	0
1	2	2	4
2	2	3	5
3	3	4	7
4	4	6	10
6	6	7	13
7	8	8	16
8	9	10	19
10	10	12	22
11	13	15	28
10	13	16	29
11	12	16	28
13	16	18	34

Amostras: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37

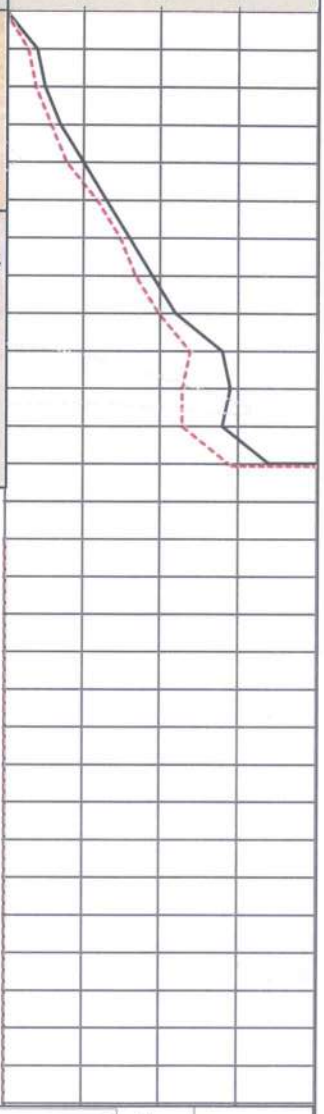
Prof. Camadas (m): 5,45 — 13,00

Camadas - Classificação dos solos

ARGILA A ARGILA SILTOSA, COR MARROM AVERMELHADA, SEM TEXTURA INTERNA, CONSISTÊNCIA MOLE A MÉDIA. — 5,45

ARGILA SILTOSA, TONALIDADE ROXA, ALTERAÇÕES AMARELADAS E ESBRANQUIÇADAS, PERCOLAÇÕES COM CORES MESCLADAS OCASIONALMENTE EM FORMA DE FEIXES, CONSISTÊNCIA RIJA A DURA.
Intercalação com a camada marrom avermelhada e ocorrência de grânulos e seixos de quartzo em 5,45m. — 13,00

N.A. NÃO ENCONTRADO
SONDAGEM LIMITADA POR ROCHA OU MATACÃO, NA CIRCULAÇÃO D'ÁGUA: 13,00m.



Trado Helicoidal (T.H.)
Circulação d'água (C.A.)
N.A. Inicial: 9,30m.
N.A. Final: NÃO ENCONTRADO

Amostrador
Ø Interno 1 3/8"
Ø Externo 2"

Revestimento Ø 2 1/2"
Peso 65,0 kg
Altura de queda 75,0 cm

Data de execução
Início: 17/09/2020
Término: 17/09/2020

Digitador: Vitor A. C. Pavan
Geólogo: Gerson A. Lorenzi - CREA-PR 21.205-D

FUNGEO®

Cascavel, 02 de outubro de 2020.

A/C
Universidade da Integração Latino-Americana

Ref.: Sondagem

PARECER TÉCNICO SOBRE FUNDAÇÃO A SER REALIZADA NA AVENIDA TANCREDO NEVES, nº3.147, BAIRRO PORTO BELO, MUNICIPIO DE FOZ DO IGUAÇU (PR).

No reconhecimento do subsolo foram realizados 08 (oito) furos de sondagem, onde as litologias se apresentaram praticamente homogêneas e assim descritas:

a) Na primeira camada perfurada, a argila passando para argila siltosa apresenta cor marrom avermelhada e ausência de textura interna. A consistência varia de mole a rija.

b) Na segunda e terceira camadas perfuradas, a argila siltosa e o silte argiloso apresentam tonalidades roxa, roxa escura e amarelada, alterações com cores amarelada e esbranquiçada e percolações com cores mescladas ocasionalmente em forma de feixes. A consistência varia de rija a dura.

c) Os furos foram limitados por rocha ou matacão na lavagem por circulação de água.

d) O nível do lençol freático não foi encontrado até as profundidades perfuradas durante a execução dos serviços. Período de seca.

Levando em consideração esta sondagem, assim como, o tipo de obra a ser executa, recomendamos:

- O uso de fundações indiretas: por Estaca Escavada, Estacas Hélice Continua Monitorada ou pré-moldada.

Qualquer decisão a ser tomada deve ser definida por um projeto de fundação.

Colocamo-nos a inteira disposição de V.S.as para quaisquer esclarecimentos e providências.

Atenciosamente;

FUNGEO FUNDAÇÕES E GEOLOGIA LTDA.
Geól. Gerson Ângelo Lorenzi
CREA/PR 21.205-D

Emitido em 24/11/2020

PROJETO EXECUTIVO Nº 9/2020 - SECIC (10.01.05.27)

(Nº do Protocolo: NÃO PROTOCOLADO)

(Assinado eletronicamente em 24/11/2020 12:56)
AREF KALILO LIMA KZAM
SECRETARIO
2086727

(Assinado eletronicamente em 24/11/2020 12:43)
CLARISSA BUSS
CHEFE DE DEPARTAMENTO
2149970

(Assinado eletronicamente em 24/11/2020 13:23)
JOAO BATISTA DURGANTE COLPO
ENGENHEIRO-AREA
2147226

(Assinado eletronicamente em 24/11/2020 13:37)
MARCELO PINARELLI COVER
CHEFE DE DEPARTAMENTO
1651702

Para verificar a autenticidade deste documento entre em https://sig.unila.edu.br/public/documentos informando seu número: **9**, ano: **2020**, tipo: **PROJETO EXECUTIVO**, data de emissão: **24/11/2020** e o código de verificação: **b45a9e6493**