

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

FELIPE GABRIEL GOMES VENDRUSCOLO

PROJETO DE PONTES PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO PARA
APLICAÇÃO EM ZONAS RURAIS

São Carlos

2020

FELIPE GABRIEL GOMES VENDRUSCOLO

PROJETO DE PONTES PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO PARA
APLICAÇÃO EM ZONAS RURAIS

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil, da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Ricardo Carrazedo

São Carlos

2020

FOLHA DE AVALIAÇÃO OU APROVAÇÃO

RESUMO

VENDRUSCOLO, F. G. G. **Projeto de pontes pré-moldadas de concreto para aplicação em zonas rurais**. 2020. Trabalho de Conclusão de Curso – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2020.

O Brasil é o quinto maior país em extensão territorial, trazendo consigo uma grande malha rodoviária, a qual apresenta falhas a serem solucionadas. Um dos pontos de grande déficit na malha viária brasileira são as pontes de pequenos vãos em estradas de terra rurais. Essas pontes são construídas, em sua maioria, de forma precária, tanto em relação aos materiais quanto aos projetos envolvidos em sua produção. Essas estruturas têm sido notícias de acidentes ao longo dos anos no país, se configurando como uma pedra no caminho do avanço do país, no tocante à ligação de regiões e escoamento da produção interiorana. Levando-se em conta a situação grave apresentada, foi desenvolvido um estudo no qual foram obtidas soluções de fácil aplicação para substituir, de maneira rápida e com qualidade, as pontes precárias com pequenos vãos instaladas nas zonas rurais. A metodologia se baseou em dimensionar todos os elementos chave da superestrutura de uma série de pontes, as quais tiveram como foco a aplicação de sistemas construtivos de rápida aplicação, pensando-se em evitar ao máximo a necessidade de trabalhos complexos na etapa de aplicação em campo. Essa solução foi calculada utilizando-se das diretrizes normativas nacionais, as quais foram aplicadas para desenvolver uma planilha de dimensionamento, no *software* EXCEL, para a superestrutura de pontes com vãos de 8 a 16 metros, variando de 2 em 2 metros. Concomitantemente a isso, a alternativa proposta para superestrutura em elementos de concreto pré-moldado tem como vantagem garantir a qualidade do material e tornar a alternativa viável para todo país, visto que os elementos podem ser produzidos em locais distantes de sua aplicação, até mesmo em fábricas em um sistema de produção em massa que barateia os custos. A fim de demonstrar uma situação em que seria aplicável a utilização do sistema proposto, foram desenvolvidos dois casos hipotéticos ao longo do estudo, inserindo a solução da superestrutura em meio a um perfil topográfico qualquer, o qual se encaixa nas propostas de região apresentadas. Com isso, pretende-se propor algumas soluções aplicáveis à realidade do país, garantindo o desenvolvimento dos transportes e facilitando a integração nacional.

Palavras-chave: Pontes. Zona rural. Concreto pré-moldado.

ABSTRACT

VENDRUSCOLO, F. G. G. **Project of precast concrete bridges for application in rural areas.** 2020. Undergraduate thesis –São Carlos Engineering School, University of São Paulo, São Carlos, 2020.

Brazil is the fifth largest country in territorial extension, bringing with it a large road network, which has flaws to be solved. One of the greatest deficit points in the Brazilian road network are the bridges with small spans on rural dirt roads. These bridges are mostly built in a precarious way, because of its materials and the projects involved in their production. These structures have been accident news over the years in the country, becoming a stone on the path of the country's progress, regarding the connection of regions and outflow of the interior production. Considering the serious situation presented, a study was developed in which easy-to-apply solutions were obtained to replace, quickly and with quality, the precarious bridges with small spans installed in rural areas. The study methodology was based on dimensioning all the key elements of the superstructure of a series of bridges, which focused on the application of building systems with quick application, intending to avoid as much as possible the need for complex work during its construction. This solution was calculated using the national normative guidelines, which were applied to develop a dimensioning worksheet, in the EXCEL software, for the design of this superstructure of bridges with spans from 8 to 16 meters, varying every 2 meters. Therefore, the project stage, which requires time and investments to be produced, has already been developed, thus supplying one of the reasons for the existence of precarious bridges, which is the urgent need for construction. Concomitantly to this, the proposed alternative for the superstructure in precast concrete elements has the advantage of guaranteeing the quality of the material and making the alternative affordable for the whole country, since the elements can be produced in places far from their application, even in factories in a mass production system that lowers costs. In order to demonstrate a situation in which the use of the proposed system would be applicable, two hypothetical cases were developed throughout the study, presenting the superstructure solution in the middle of a topographic profile, which fits into the regions that the project was proposed to. This way, it is intended to propose some solutions that are applicable to the reality of the country, guaranteeing the development of transport and facilitating national integration.

Keywords: Bridges. Rural dirt roads. Precast concrete.

Sumário

1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS.....	3
3. PREMISSAS PARA O PROJETO	4
3.1. ESCOLHA DO MATERIAL.....	4
3.2. LOCAIS ALVO PARA A APLICAÇÃO	4
3.3. VÃOS ADOTADOS.....	5
3.4. VEÍCULO TIPO ADOTADO	5
3.5. FAIXAS DE TRÁFEGO	5
3.6. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DO TRAÇADO	6
3.7. DEFINIÇÃO DA SUPERESTRUTURA	6
3.8. DEFINIÇÃO DA INFRAESTRUTURA.....	7
4. DADOS PARA O PROJETO	8
4.1. TOPOGRAFIA DO VALE.....	8
4.2. SEÇÃO DA PISTA DE ROLAMENTO	8
4.3. DEFINIÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA PONTE.....	9
4.4. SOLUÇÃO ADOTADA PARA SUPERESTRUTURA	11
4.5. ANÁLISE DO PERFIL GEOLÓGICO DO LOCAL.....	11
4.5.1. SOLO TIPO 1	12
4.5.2. SOLO TIPO 2.....	13
5. FUNDAMENTAÇÕES NORMATIVAS	14
5.1. AÇÕES DEVIDAS AO TREM TIPO	14
5.1.1. CARREGAMENTOS VERTICAIS.....	14
5.1.2. AÇÕES HORIZONTAIS	16
5.2. AÇÕES DO VENTO NA ESTRUTURA.....	17
5.3. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE CONCRETO	17
5.3.1. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS	18
5.3.2. COMBINAÇÕES DE SERVIÇO.....	19
5.3.3. VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS.....	21
5.4. VERIFICAÇÃO DO SOLO RESISTENTE.....	21
6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA.....	22
6.1. LONGARINAS	22
6.2. TRANSVERSINAS.....	24
6.3. LAJES.....	25
6.4. GUARDA CORPO/BARREIRAS	25

7.	ALTERAÇÕES PARA A SEGUNDA ETAPA	26
8.	DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA.....	29
8.1.	CONSIDERAÇÕES DE PROJETO.....	29
8.2.	DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS	29
8.2.1.	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NAS LONGARINAS	30
8.2.1.1.	CARGAS ADVINDAS DO PESO PRÓPRIO	30
8.2.1.2.	TREM-TIPO DEVIDO ÀS CARGAS MÓVEIS	31
8.2.2.	CÁLCULO DAS ARMADURAS NECESSÁRIAS NAS LONGARINAS	36
8.2.2.1.	CÁLCULO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS	36
8.2.2.2.	CÁLCULO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS.....	38
8.2.2.3.	VERIFICAÇÕES DO ELU DE FADIGA	41
8.2.2.3.1.	FADIGA NO CONCRETO COMPRIMIDO.....	42
8.2.2.3.2.	FADIGA NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS	42
8.2.2.3.3.	FADIGA NAS ARMADURAS TRANSVERSAIS.....	43
8.2.2.4.	ARMADURA DE LIGAÇÃO MESA-ALMA	43
8.2.2.5.	VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO.....	44
8.2.2.5.1.	ELS DE FORMAÇÃO DE FISSURAS	44
8.2.2.5.2.	ELS DE ABERTURA DE FISSURAS	45
8.2.2.5.3.	ELS DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS.....	46
8.2.2.6.	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS	47
8.3.	DIMENSIONAMENTO DAS LAJES	49
8.3.1.	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NAS LAJES	49
8.3.2.	CÁLCULO DAS ARMADURAS NECESSÁRIAS NAS LAJES	51
8.4.	DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS	53
8.4.1.	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NAS TRANSVERSINAS	53
8.4.1.1.	CARGAS ADVINDAS DO PESO PRÓPRIO	53
8.4.1.2.	TREM-TIPO DEVIDO ÀS CARGAS MÓVEIS	55
8.4.1.3.	SISTEMAS ESTRUTURAIS ADOTADOS PARA AS TRANSVERSINAS	55
8.4.1.4.	CÁLCULO DA RIGIDEZ VERTICAL DOS APOIOS	56
8.4.1.5.	RIGIDEZ À FLEXÃO DOS APOIOS.....	57
8.4.1.6.	CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES	58
8.4.2.	CÁLCULO DAS ARMADURAS NECESSÁRIAS NAS TRANSVERSINAS	59
9.	DIMENSIONAMENTO DA INFRAESTRUTURA	60

9.1.	ESFORÇOS ATUANTES NA INFRAESTRUTURA.....	60
9.2.	CÁLCULO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS DO SOLO	69
9.2.1.	SOLO TIPO 1	69
9.2.1.1.	CAPACIDADE DE CARGA.....	69
9.2.1.2.	RECALQUES MÁXIMOS	73
9.2.2.	SOLO TIPO 2.....	75
9.2.2.1.	CAPACIDADE DE CARGA.....	75
9.2.2.2.	RECALQUES MÁXIMOS	80
10.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	84
11.	CONCLUSÃO.....	86
12.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88
	APÊNDICE A – PERFIS GEOTÉCNICOS.....	90
	APÊNDICE B – QR CODE PARA ACESSO ÀS TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ..	96
	APÊNDICE C– ELEVÇÕES, FORMAS E ARMAÇÕES	97

1. INTRODUÇÃO

Ponte é uma construção destinada a estabelecer a continuidade de uma via de qualquer natureza, segundo (EL DEBS; TAKEYA, 2010). Além da definição objetiva do elemento de ligação entre vias, uma ponte serve como elemento de integração entre regiões geograficamente separadas, seja por corpos d'água no caso de pontes propriamente ditas, ou por vales e outras vias no caso de viadutos.

O Brasil como o quinto maior país em extensão territorial no mundo tem uma grande necessidade de integrar todas as suas regiões. Um dos elementos que fazem parte dessa integração são as pontes de madeira amplamente empregadas em pequenas cidades ou zonas rurais, a fim de permitir o escoamento de produção dessas regiões. Contudo, a falta de especialização dos técnicos, engenheiros e construtores encarregados com obras de madeira acarreta a construção de estruturas caras, inseguras e de baixa durabilidade, segundo Calil Jr. e Góes (2001).

Essas inúmeras obras dimensionadas de forma falha ou feitas com base em experiências passadas, por pessoas não capacitadas para a empreitada, criaram no país uma vasta gama de experiências catastróficas, gerando acidentes de grandes proporções, perdas financeiras e de vidas. A Figura 1 apresenta uma ponte localizada na cidade de Juína, exemplificando o que foi exposto. Sua estrutura colapsou com a passagem de um caminhão carregado de toras de madeira, devido ao estado de conservação, em reportagem do site de notícias Juína News, um representante do SINFRA (Secretaria de Estado de Infraestrutura) comenta que a ponte “não estava nas melhores condições”, além de comentar sobre a grande carga do veículo. Contudo, caminhões carregados de madeira são comuns na região oeste do Mato Grosso, divisa com Rondônia, sendo, portanto, um carregamento que deveria ter sido considerado em fase de projeto.

Figura 1: Acidente na cidade Juína devido à ponte mal dimensionada.



Fonte: Juína News (2019)

O acidente em Juína ocorreu em uma rodovia federal, a BR 174, indicando que não somente em vias rurais precárias esse tipo de sistema ineficiente é empregado. Quanto à ideia de sistema ineficiente, não se trata do uso da madeira, mas sim da forma como ela é empregada, com projeto ineficiente, com baixo controle tecnológico e manutenção insuficiente ou inexistente, causando acidentes como o de Juína ou ainda o apresentado na figura 2 em Bodoquena – MS. Esse acidente ocorreu também devido às condições precárias de conservação da ponte que não suportou o peso do caminhão carregado de areia, uma carga convencional para a região que liga a cidade com essa zona de expansão construtiva, com casas de veraneio e inúmeras pousadas. Um ponto curioso desse acidente é que demonstra a importância de substituir as construções mal dimensionadas ou mal conservadas existentes é que o caminhão carregado de areia seria levado até obras de emergência para uma ponte que havia colapsado na região e estava mantendo turistas ilhados.

Figura 2: Acidente em ponte sobre o rio Salobra em Bodoquena - MS.



Fonte: Campo Grande News (2018)

Analisando-se casos de acidentes ocorridos em pontes como a de Juína e de Bodoquena, os pareceres tanto de governo quanto dos gestores das cidades dão como explicações a construção de elementos desse tipo devido à necessidade urgente e alto custo de outros métodos construtivos. Além disso, pode-se acrescentar falta de especialização por parte dos engenheiros de obras locais para tal empreitada.

Tendo em vista essa mazela que dificulta a integração nacional e traz grandes custos monetários e pessoais, será desenvolvida uma alternativa a esses elementos precários. Dessa forma, será desenvolvida uma solução típica que, com o conhecimento de algumas características locais, poderá ser facilmente aplicada em diferentes regiões. Um sistema construtivo de rápida produção, instalação e acessível como o concreto pré-moldado será de grande importância para a viabilidade do projeto.

2. OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo central desenvolver o projeto de superestruturas de pontes que atendam a regiões rurais, com vãos de pequena magnitude a serem vencidos. Para tanto, foi necessária a divisão em objetivos específicos, que direcionaram para o todo:

- Estudo dos materiais, sistemas construtivos, formas de aplicação do método construtivo e características específicas dos locais nos quais as pontes propostas podem ser aplicadas com segurança;
- Verificar a viabilidade estrutural do que foi anteriormente proposto e dimensionar os elementos da superestrutura dentro dos padrões normativos, garantindo a sua segurança;
- Apresentar uma aplicação de todo o projeto desenvolvido e exemplificar um caso para o qual a solução é útil, além de demonstrar a interação entre o projeto estrutural e o geotécnico. Dessa forma, demonstrar a importante interdisciplinaridade entre as áreas de geotecnia e estruturas para o desenvolvimento de um projeto de engenharia, o qual apenas apresenta bons resultados quando todas as áreas de conhecimento que nele atuam são analisadas conjuntamente.

3. PREMISSAS PARA O PROJETO

Como apresentado na etapa introdutória, a base do projeto será o desenvolvimento de uma ponte em concreto pré-moldado para uma variada gama de vãos e que tenha potencial para ser aplicada a todas as regiões do território nacional que se encaixem nas premissas seguintes.

3.1. ESCOLHA DO MATERIAL

Conforme apresentado por El Debs (2017), as pontes com pequenos vãos, consideradas pelo autor como menores que 30 metros, são as que melhor se adaptam a elementos pré-moldados. Os argumentos para essa afirmação são:

- A facilidade de aplicação do pré-moldado de fábrica nesses elementos, garantindo agilidade e qualidade na produção
- Os elementos podem ser produzidos nas fábricas e transportados para os locais de implantação em condições normais, sem necessidades de equipamentos ou permissões especiais.
- Pesquisas nos Estados Unidos comprovaram que essas pontes representam a maioria esmagadora das pontes de uma malha viária, sendo que nos EUA 90% das pontes possuem vãos menores que 30 metros e dessas, 67% possuem vãos menores que 18 metros.

Dessa forma, como os vãos a serem dimensionados se encontram na faixa de pequenos vãos, as vantagens apresentadas pelo concreto pré-moldado o fazem ser a escolha para esse projeto. Além do concreto pré-moldado, em vistas de reduzir as seções necessárias e por conseguinte facilitar o transporte dos elementos, será utilizado o concreto protendido com aderência inicial, ideal para estruturas pré-fabricadas.

3.2. LOCAIS ALVO PARA A APLICAÇÃO

Conforme os exemplos apresentados na introdução, com as pontes de Juína e Bodoquena, é possível perceber que as pontes em estradas rurais de terra são bastante negligenciadas e seriam bem atendidas por um projeto de fácil aplicação, sendo, portanto, estes os locais focados pelo projeto a ser desenvolvido. Além disso, o emprego de elementos pré-fabricados é de grande interesse para essas localidades, visto que garantem uma qualidade construtiva que seria difícil de obter sem grandes equipes em regiões remotas.

3.3. VÃOS ADOTADOS

No projeto de pesquisa “Programa emergencial das pontes de madeira para o estado de São Paulo” apresentado por Calil Jr. à fundação FAPESP, foram desenvolvidas inúmeras pesquisas voltadas à construção e melhoria de pontes de madeira, visando substituir as que estavam em estado avançado de degradação ou que foram construídas sem o devido rigor técnico. Durante o período de validade do projeto, de 2001 a 2006, foram construídas 12 pontes com vãos entre 7 e 15,7 metros.

Tratando-se do projeto apresentado como um bom exemplo para a variedade de vãos necessária, será feito o dimensionamento de pontes com vãos variando de 8 a 16 metros, com uma discretização de dois em dois metros, a fim de garantir que a opção mais econômica possa ser adotada para o vale a ser transposto. Dessa maneira, serão feitas as verificações para 5 diferentes vãos das pontes a serem abordadas.

3.4. VEÍCULO TIPO ADOTADO

Como as regiões a serem abastecidas, em sua maioria, tem estradas focadas no escoamento da produção, como é o caso de Juína, os veículos tipo a serem adotados serão baseados neste tipo de carregamento.

O trem tipo padrão de norma, recomendado pela NBR 7188/2013, seria o TB-450. Em vistas de garantir que esse trem tipo atende aos requisitos das localidades abordadas, tem-se a pesquisa apresentada por Leite Júnior, Silva e da Mata (2018), os quais no X CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS apresentaram um artigo comprovando que, para pontes com vãos menores que 20 m, o TB-450 é mais crítico que todos os veículos permitidos pelo DNIT, mesmo se considerando uma sobrecarga de 5% em seu peso bruto total PBT.

Dessa maneira, considerando-se que as pontes alvo desse estudo apresentam vãos máximos de 16 metros, a utilização do TB-450 como veículo tipo é segura. Além disso, como em geral os caminhões com maiores cargas de rodagem são os utilizados para escoamento da produção, como caminhões graneleiros, as pontes não estarão superdimensionadas para as regiões de implantação.

3.5. FAIXAS DE TRÁFEGO

Como a quantidade de faixas de tráfego depende do fluxo de veículos no local, serão dadas duas opções para o dimensionamento das pontes, faixa única como os casos de Juína e Bodoquena, ou faixa simples em ambas as direções do tráfego. Serão adotadas apenas essas duas opções em função dos locais alvo para a construção, considerando-se que essas estradas em zonas rurais não possuam fluxo superior ao suportado por esses elementos, que segundo o DNIT, atendem a até 700 veículos diariamente.

3.6. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DO TRAÇADO

A esconsidade máxima suportada pelas pontes de elementos pré-moldados é de 45° segundo El Debs (2017). Sendo assim, tal angulação será o limite em que os elementos dimensionados poderão ser aplicados, sem que novas verificações sejam feitas. Além disso, o dimensionamento será feito sem a consideração de curvas ao longo das pontes, demandando novas verificações caso as curvas sejam necessárias para a ligação das estradas.

3.7. DEFINIÇÃO DA SUPERESTRUTURA

“A superestrutura é a parte da ponte destinada a vencer o obstáculo” (EL DEBS; TAKEYA, 2010, p.4). Fazem parte da superestrutura a estrutura principal, que tem a função de vencer o vão livre e a estrutura secundária, que recebe a ação direta das cargas e as transmite para a estrutura principal.

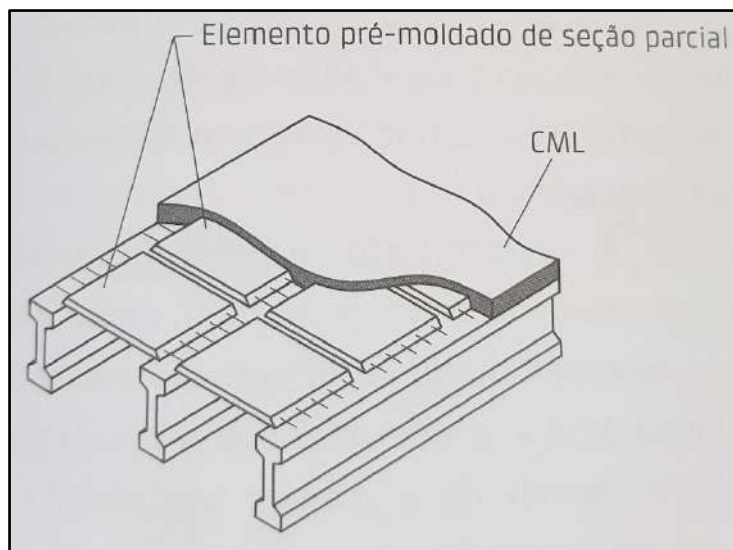
Como estrutura principal será adotado o sistema estrutural em viga, com os elementos biapoiados. Essa solução é a mais recomendada em função dos pequenos vãos a serem vencidos, sendo que é de fácil execução e, por possuir pequenos vãos, o momento máximo positivo não será um fator extremo, garantindo ainda que não haverá mudanças na geografia natural do lugar, como ocorreria caso mais apoios fossem utilizados. Além disso, a solução biapoiada gera uma estrutura isostática, garantindo que os efeitos de recalques das fundações não afetem a distribuição de esforços na estrutura.

Quanto à estrutura secundária, haverá um elemento de laje maciça, parcialmente pré-moldado e parcialmente moldado in loco. Dessa maneira, a seção transversal da superestrutura será uma ponte de vigas, com os elementos viga e laje solidarizados.

Já em relação ao processo de construção misto entre concreto pré-moldado e concreto moldado in loco, os elementos de viga terão esperas em seu topo e haverá elementos de pré-laje que também possuem armaduras transversais de espera. Os elementos de pré-laje funcionam como fôrmas para a concretagem do restante da laje que, além de aumentar a seção resistente, solidariza os elementos, garantindo que eles trabalharão aos esforços como uma estrutura monolítica. A Figura 3 apresenta um esquema dessa estrutura, apresentado por El Debs (2017).

Além dos elementos de viga que se encontram na direção do tráfego, serão adotadas transversinas, perpendiculares às longarinas, sobre os apoios. Esses elementos foram adotados seguindo-se recomendações da AASHTO de 2003, segundo a qual as transversinas funcionam como enrijecedores para as longarinas, mantendo as suas seções transversais planas. Esses elementos serão adotados apenas para os apoios pois acrescentam uma certa dificuldade construtiva e aumento no custo da ponte como um todo. Cabe ressaltar que, além do enrijecimento das longarinas durante a utilização, as transversinas auxiliam para evitar o seu tombamento durante a fase de montagem, um dos momentos mais críticos para as estruturas pré-moldadas, fase em que ocorrem 3/4 dos acidentes em obras com elementos pré-moldados, segundo El Debs (2017).

Figura 3: Esquema de concretagem da laje com elemento pré-moldado de seção parcial.



Fonte: Concreto pré-moldado fundamentos e aplicações, El Debs (2017).

3.8. DEFINIÇÃO DA INFRAESTRUTURA

“A infraestrutura é a parte da ponte que recebe as cargas da superestrutura através dos aparelhos de apoio e as transmite ao solo” (EL DEBS; TAKEYA, 2010, p.4). A infraestrutura pode ser dividida em suportes e fundações.

No caso de suportes há os encontros e os pilares. Os encontros têm a finalidade de arrimo do solo e transferência dos esforços da superestrutura até as fundações. Os pilares têm a mesma função de transmissão dos esforços, da superestrutura para as fundações. Usualmente são feitos encontros nas extremidades e pilares como apoios intermediários. No caso da ponte biapoiada dimensionada, em geral serão utilizados encontros, exceto casos específicos de solo.

Tanto o dimensionamento de encontros quanto fundações dependem diretamente do tipo de solo do local. Como o solo é uma variável sobre a qual não há conhecimento prévio, não é possível dimensionar uma fundação genérica, dessa maneira, será desenvolvido um exemplo de solução dimensionando-se o tipo e posição dos elementos de fundação no solo, a partir dos ensaios de sondagem a percussão (SPT-Standard Penetration Test) específicos de uma localização, e caberá aos engenheiros responsáveis por cada obra a verificação do melhor dimensionamento para a infraestrutura.

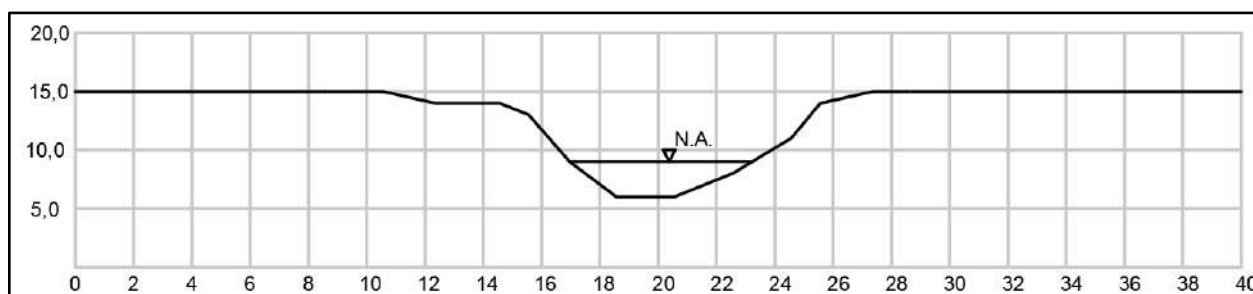
4. DADOS PARA O PROJETO

Como o objetivo principal é apresentar uma solução aplicável para a superestrutura em diferentes situações, serão adotados um perfil topográfico e dois perfis geológico, sobre os quais serão desenvolvidos os projetos de duas pontes, com suas superestruturas e infraestruturas. Como apresentado na Seção 3 (Premissas para o projeto), apenas a superestrutura será desenvolvida para a variedade de vãos de 8 a 16 metros, visto que tanto os materiais quanto as cargas que sobre ela atuam são conhecidos. Enquanto a infraestrutura deverá ser dimensionada caso a caso, visto que depende de um material com propriedades específicas de cada localidade, o solo.

4.1. TOPOGRAFIA DO VALE

O perfil adotado a ser vencido pela ponte de pequeno vão está apresentado na Figura 4, em que além do perfil, é possível analisar a profundidade do nível d'água que se encontra a 3 metros acima do fundo do vale quando na cota máxima.

Figura 4: Perfil topográfico do vale a ser vencido (metros).

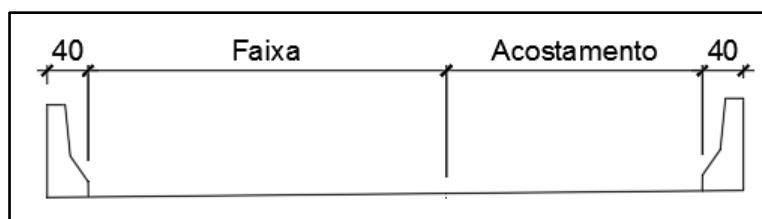


Fonte: Autor.

4.2. SEÇÃO DA PISTA DE ROLAMENTO

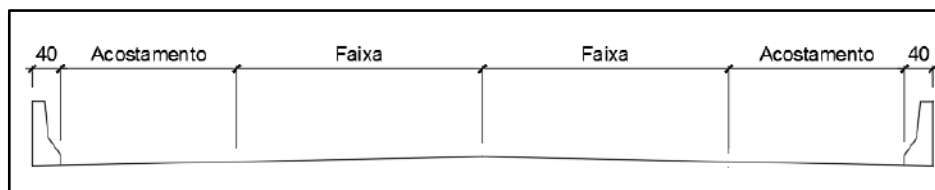
Seguindo-se as regras do DNER em seu “Manual de projeto de obras-de-arte especiais” de 1996, considerando-se que se trata de uma via do tipo III, com pista simples, volume diário médio entre 700 e 1400 veículos em região plana. Essa combinação gera as dimensões de via apresentadas nas Figura 5 e Figura 6, para as pistas com uma e duas faixas respectivamente.

Figura 5: Seção da via com uma faixa de rolamento a ser dimensionada na região da ponte (centímetros).



Fonte: Autor.

Figura 6: Seção da via com duas faixas de rolamento a ser dimensionada na região da ponte (centímetros).



Fonte: Autor.

As dimensões dessa pista são apresentadas na Tabela 1, sendo a dimensão da faixa de rolamento capaz de suportar os veículos que tem tráfego permitido pelo DNIT, e o acostamento suficiente para garantir a segurança dos usuários em caso de acidentes ou falhas mecânicas sobre a ponte.

Tabela 1: Dimensões das pistas de rolamento

ELEMENTO	LARGURA TRANSVERSAL (cm)
Barreira	40
Acostamento	250
Faixa de Rolamento	350
Largura Total Pista Única	680
Largura Total Pista Dupla	1280

4.3. DEFINIÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA PONTE

A definição da seção transversal, que engloba o posicionamento das longarinas, e espessura da laje, foi realizada de forma a atender às sugestões encontradas no Manual de projeto de obras-de-arte especiais do DNER.

O manual indica que, para pontes em viga, o espaçamento econômico entre longarinas varia entre 2,0 e 3,5 metros. Além disso, para as seções, é recomendada a adoção de balanços laterais, projetados de $1/3$ a $1/2$ do espaçamento entre vigas, de forma a produzir um efeito estético agradável e compondo elevações simples.

Levando em conta as recomendações do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem e considerando-se as dimensões necessárias para as vias de classe III apresentada, é possível determinar as posições das longarinas ao longo da seção transversal. Adotando-se, tanto para a pista com uma quanto com duas faixas de rolamento, os balanços laterais iguais a $1/2$ da distância entre longarinas, é possível calcular o vão entre longarinas para cada um dos casos.

Para a pista com uma faixa de rolamento, por possuir uma largura total de 6,8 metros, buscando-se manter a distância econômica entre vigas, serão adotadas apenas duas longarinas, espaçadas entre si de 3,4 metros, conforme apresentado na Figura 8.

Já para a pista com duas faixas de rolamento, por possuir uma largura total de 12,8 metros, buscando-se manter a distância econômica entre vigas, serão adotadas quatro longarinas, espaçadas entre si de 3,2 metros, conforme apresentado na Figura 9.

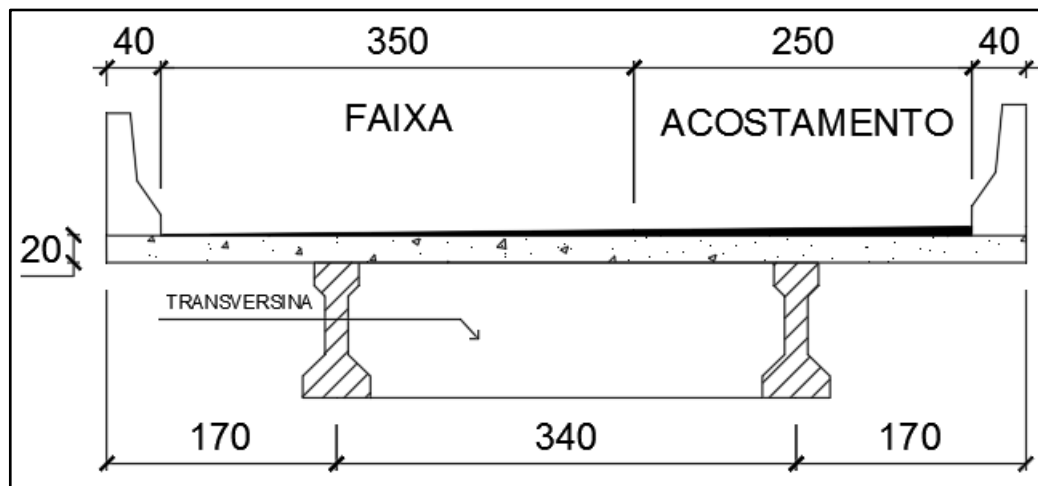
Sobre as lajes, o DNER apresenta uma tabela para o dimensionamento preliminar de suas espessuras com base no vão das lajes entre longarinas. Essa tabela se encontra na Figura 7, e dela é possível determinar ambas as lajes com espessura de 20 cm a favor da segurança, visto que seu vão é superior a 3 e inferior a 4 metros.

Figura 7: Relação entre vãos e espessura de lajes.

Vão da Laje (m)	Espessura da Laje (cm)
2,00	15
3,00	18
4,00	20
5,00	22
6,00	25

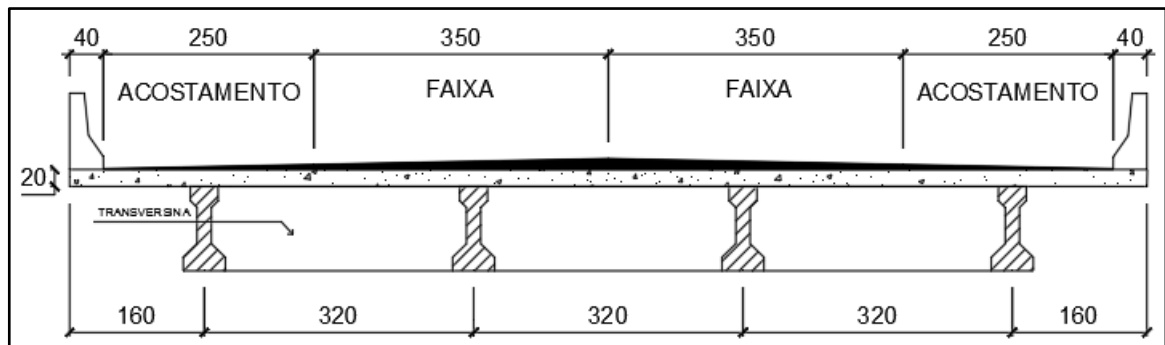
Fonte: Manual de obras-de-arte especiais (DNER, 1996).

Figura 8: Seção transversal para pontes com uma faixa de rolamento (centímetros).



Fonte: Autor.

Figura 9: Seção transversal para pontes com duas faixas de rolamento (centímetros).

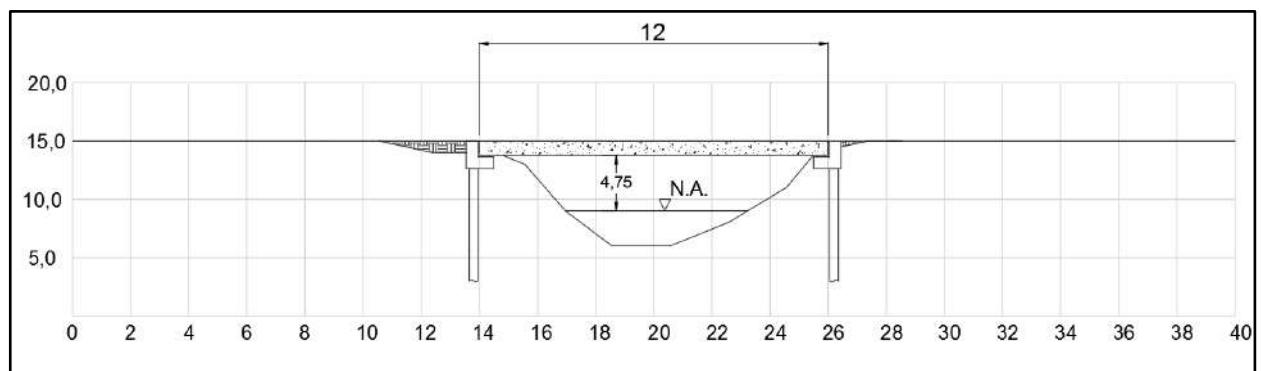


Fonte: Autor.

4.4. SOLUÇÃO ADOTADA PARA SUPERESTRUTURA

Como solução estrutural para vencer o vale apresentado na Figura 4, será feito um aterro com 1 metro de altura na margem esquerda do vale, a fim de garantir a continuidade da estrada e permitindo o posicionamento dos apoios extremos nas posições relativas 14 e 26 metros, sendo adotado um vão de 12 metros para vencer o vale proposto. Essa solução está apresentada na Figura 10.

Figura 10: Solução estrutural adotada para ao vale a ser dimensionado (metros).



Fonte: Autor.

4.5. ANÁLISE DO PERFIL GEOLÓGICO DO LOCAL

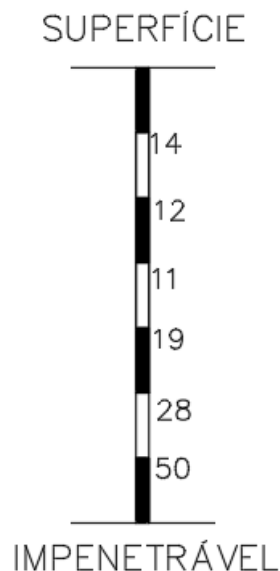
Como apresentado, serão desenvolvidos exemplos com dois diferentes perfis de solo, um com fundações diretas e outro com fundações indiretas. Os ensaios de solo relativos aos exemplos a serem desenvolvidos, bem como os perfis geotécnicos desenvolvidos a partir deles se encontram no Apêndice A.

4.5.1. SOLO TIPO 1

Como visto no Apêndice A, os perfis do solo tipo 1 são bastante homogêneos, permitindo o cálculo de um ensaio médio, com os valores de N_{SPT} médios, o que facilita a escolha das fundações a serem adotadas. Seguindo-se recomendações de norma, para as etapas de cravação do cilindro em quem apenas os 30 centímetros iniciais puderam ser obtidos, será adotado um alto valor de N_{SPT} , igual a 50. Além disso, a favor da segurança o arredondamento da média foi feito para o inteiro inferior mais próximo.

A Figura 11 representa o ensaio com valores médios, calculados por uma média simples dos valores obtidos nos três furos.

Figura 11: Valores médios obtidos dos ensaios do solo tipo 1, a serem utilizados no dimensionamento das fundações.



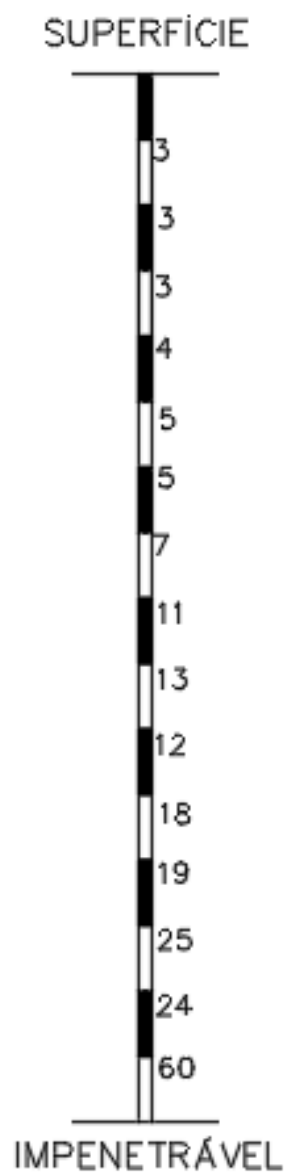
Fonte: Autor

Como é possível perceber, a partir de 4 metros de profundidade, o N_{SPT} tem valores sempre acima de 15, sendo valores altos o suficiente para o posicionamento de uma fundação direta. Como há um solo com alta resistência próximo à superfície, é interessante o uso de sapatas como elemento de fundação. Sendo assim, será o elemento de fundação a ser adotado para esse sistema solo-estrutura a ser dimensionado.

4.5.2. SOLO TIPO 2

O solo tipo 2, assim como o anterior, apresenta uma distribuição homogênea dos tipos de argila e valores de N_{SPT} , permitindo a utilização de uma sondagem média para que sejam dimensionadas as fundações. A Figura 12 apresenta essa sondagem, calculada por meio de uma média aritmética dos valores obtidos nos 3 furos, apresentados na Figura Apêndice A 5, arredondando-se o valor obtido para o inteiro inferior mais próximo, a favor da segurança.

Figura 12: Valores médios obtidos dos ensaios do solo tipo 2, a serem utilizados no dimensionamento das fundações.



5. FUNDAMENTAÇÕES NORMATIVAS

Todo o dimensionamento será feito com base nas recomendações normatizadas, inicialmente as vigentes no Brasil, em caso de não existência de normas nacionais, serão adotadas normas internacionais que se adequem melhor à situação adotada.

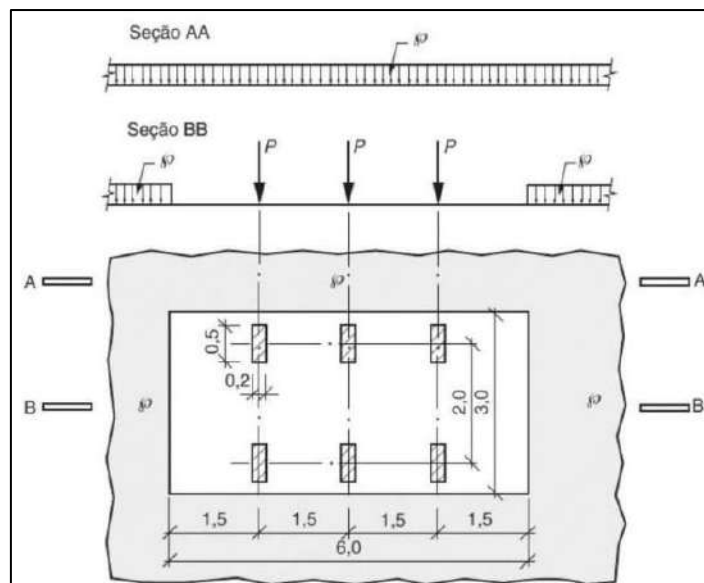
5.1. AÇÕES DEVIDAS AO TREM TIPO

5.1.1. CARREGAMENTOS VERTICAIS

Como apresentado na seção 3.4 (Veículo tipo adotado), com base na norma “ABNT NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas”, foi adotado para este projeto a carga móvel padrão TB-450, que atende aos carregamentos atuantes nas estradas alvo do dimensionamento.

A carga móvel TB-450 é constituída por um veículo tipo de carga total de 450 kN, sendo dividida em 6 forças, $P=75\text{kN}$, que são aplicadas nos eixos das rodas que distam 1,5 metros entre si. Além do veículo tipo, a carga móvel padrão também possui uma força uniformemente distribuída $p = 5 \text{ kN/m}^2$, que deve ser aplicada em todas as faixas e ao longo do comprimento da superestrutura, com exceção da área de 18 m^2 ocupada pelo veículo tipo, conforme ilustra a Figura 13.

Figura 13: Carga móvel TB-450.



Fonte: ABNT NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

As cargas móveis são um problema para o estudo de estruturas, visto que o comum é considerar uma aplicação gradual de cargas, de zero até o valor total. Contudo, essas cargas são aplicadas de maneira brusca, gerando impacto na estrutura. Por outro lado, se fossem considerados carregamentos estáticos, eles não representariam bem a realidade por haver oscilações devidas aos veículos e excentricidades nas rodas, irregularidades em pistas rodoviárias etc.

A fim de considerar todos esses efeitos, seria ideal fazer os cálculos com base em uma análise dinâmica dos esforços, contudo, esse é um processo trabalhoso. Para tanto, é adotado o coeficiente de impacto (ϕ), um coeficiente que majora as cargas móveis, permitindo que elas sejam consideradas como se estivessem aplicadas estaticamente na estrutura, simplificando os cálculos e gerando uma situação segura. Lembrando-se que esse coeficiente deve apenas majorar esforços que têm ação dinâmica.

A norma NBR 7188/2013 define o coeficiente de impacto ϕ como uma combinação de três coeficientes diferentes, apresentados a seguir:

- Coeficiente de impacto vertical (CIV)

O CIV amplifica a ação da carga estática simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores.

O CIV possui duas diferentes distribuições de valores:

$$CIV = 1,35 \quad \text{para vãos menores que 10 m;}$$

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \quad \text{para vãos entre 10 e 200 m.}$$

L_{iv} = É o vão em metros para o cálculo CIV, de acordo com o tipo de estrutura. No projeto apresentado todos os elementos são isostáticos, sendo assim, cada vão de comprimento diferente terá seu próprio CIV.

- Coeficiente do número de faixas (CNF)

O CNF tem o objetivo de corrigir distorções estatísticas e não se aplica a elementos transversais ao sentido de tráfego, como transversinas e lajes.

A fórmula a ser adotadas para o cálculo do CNF é dada a seguir:

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) \geq 0,9$$

n = Número inteiro de faixas de tráfego a serem carregadas, não se considerando acostamentos e faixas de segurança.

- Coeficiente de impacto adicional (CIA)

O CIA tem a finalidade de majorar as cargas móveis em função de imperfeições e/ou descontinuidades da pista de rolamento. O CIA deve ser aplicado nos primeiros 5 metros horizontais distantes de encontros e juntas de concretagem.

O CIA tem dois valores distintos, a serem adotados com base no tipo de obra:

$CIA = 1,25$ para obras em concreto ou mistas;

$CIA = 1,15$ para obras em aço.

- Coeficiente de impacto (ϕ)

Como dito anteriormente, o coeficiente de impacto é uma combinação dos três anteriores, dado por:

$$\phi = CIV \cdot CNF \cdot CIA \geq 1,0$$

Dessa forma, como há diferentes vãos, os coeficientes de impacto devem ser calculados para cada um dos casos. Ao longo do texto será calculado, apresentado e utilizado o coeficiente que atenda à solução exemplo a ser resolvida, enquanto os outros valores estarão inseridos na planilha com os vãos variados.

5.1.2. AÇÕES HORIZONTAIS

Uma das ações a serem verificadas nas pontes são as forças de aceleração e frenagem que ocorrem sobre o tabuleiro. A NBR 7188/2013 recomenda que as forças horizontais aplicadas no nível do pavimento sejam consideradas como um percentual da carga característica dos veículos aplicados sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável e concomitante à respectiva carga.

A formulação apresentada pela norma:

$$Hf = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$$

Sendo:

$$Hf \geq 135 \text{ kN};$$

B = Largura efetiva da carga distribuída de 5 kN/m², expressa em metros;

L = Comprimento concomitante da carga distribuída, expressa em metros.

5.2. AÇÕES DO VENTO NA ESTRUTURA

A norma “ABNT NBR 7187/2003 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento” recomenda a utilização da norma “ABNT NBR 6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações”. Contudo, como apresentado por El Debs e Takeya, 2010, a norma de ventos não apresenta recomendações específicas para pontes, sendo assim, os autores recomendam a utilização da antiga norma para pontes NB2-/1961 para a análise do vento.

A norma considera incidência do vento apenas na projeção horizontal da ponte, dependendo do carregamento que sobre ela atua.

Para pontes descarregadas, considera-se uma pressão do vento de $1,5 \text{ kN/m}^2$, atuando apenas na superfície lateral exposta da ponte, desde a base da longarina até o topo da barreira de proteção.

Para pontes rodoviárias carregadas, como há uma maior superfície de incidência, o vento terá uma pressão menor, de $1,0 \text{ kN/m}^2$. Nesse caso o vento atuará desde a base da longarina até 2,0 metros acima da superfície de rolamento, de forma a simular a posição dos veículos que sobre ela trafegam.

Com as pressões e posições dos carregamentos apresentados, as ações do vento a serem consideradas na estrutura já estão definidas.

5.3. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE CONCRETO

A norma “ABNT NBR 8681/2003 Ações e segurança nas estruturas – Procedimento” determina que o dimensionamento de estruturas usuais da construção civil deve ser feito utilizando-se do método dos estados limites. Isso inclui as estruturas de concreto a serem utilizadas na superestrutura da ponte a ser projetada. Para tanto, serão definidos os coeficientes das combinações a serem utilizadas.

O método dos estados limites majora as ações atuantes na estrutura e minora a sua capacidade resistente, de forma a introduzir segurança por meio das combinações críticas para a estrutura, a qual deve ter capacidade resistente maior que a solicitante. Há as combinações devidas aos estados limites últimos, os quais, segundo a norma, “determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção”. Há também as combinações dos estados limites de serviço, os quais, de acordo com a NBR 8681/2003, “por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura”. Dessa maneira, serão definidos os coeficientes para cada uma das combinações necessárias ao projeto.

5.3.1. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS

As combinações últimas são as responsáveis pelos estados limites últimos. Segundo a NBR 8681/2003, esses estados limites são caracterizados por:

- a) perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

As combinações últimas normais são expressas pela combinação apresentada a seguir:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_0 \cdot F_{Qj,k} \right]$$

Sendo:

F_d = Valor de cálculo para as combinações últimas;

γ_{gi} = Coeficiente de ponderação das ações permanentes atuantes;

$F_{Gi,k}$ = O valor característico das ações permanentes;

γ_q = Coeficiente de ponderação das ações variáveis atuantes;

$F_{Q1,k}$ = O valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

Ψ_0 = Fator de combinação efetivo para as demais ações variáveis que podem agir concomitantes à principal;

$F_{Qj,k}$ = O valor característico das demais ações variáveis a serem reduzidos.

Em casos especiais, devem ser consideradas duas combinações, em uma delas as ações permanentes serão consideradas favoráveis e na outra desfavoráveis à segurança da estrutura.

Em casos de combinações últimas especiais ou de construção, a equação para combinações últimas normais é válida, com exceção dos casos em que a ação variável principal tenha um curto tempo de atuação, nessa situação o coeficiente Ψ_0 deverá ser substituído por Ψ_{2j} .

Os coeficientes de ponderação dos carregamentos permanentes se encontram na Tabela 2, os referentes aos carregamentos variáveis se encontram na Tabela 3 e os fatores de combinação se encontram na Tabela 4.

Tabela 2: Coeficientes de ponderação para as ações permanentes.

γ_{gi}		
Tipo de ação	Efeito	
	Desfavorável	Favorável
Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,00
Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,00
Edificações tipo 1 e pontes em geral	1,35	1,00

Fonte: ABNT NBR 8186/2003 Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

Tabela 3: Coeficientes de ponderação para as ações variáveis.

Combinação	Tipo de ação	γ_{qi}
Normal	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3

Fonte: ABNT NBR 8186/2003 Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

Tabela 4: Fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis.

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vento	0,60	0,30	0,00
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos em pontes rodoviárias	0,70	0,50	0,30

Fonte: ABNT NBR 8186/2003 Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

5.3.2. COMBINAÇÕES DE SERVIÇO

As combinações de serviço são as responsáveis pelos estados limites de serviço. Segundo a NBR 8681/2003, esses estados limites são caracterizados por:

- a) danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;

c) vibração excessiva ou desconfortável.

Os estados limites de serviço decorrem de três diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

a) combinações quase permanentes: combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período;

b) combinações frequentes: combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 105 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%;

c) combinações raras: combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

Cada uma das combinações depende de coeficientes e fatores de redução específicos, sendo apresentadas a seguir:

Equação para combinações quase permanentes de serviço:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

Equação para combinações frequentes de serviço:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

Equação para combinações raras de serviço:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

Os fatores de redução Ψ_1 e Ψ_2 estão apresentados na Tabela 4.

5.3.3. VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS

As verificações dos elementos de concreto devem ser feitas para as combinações de ações já apresentadas e seguindo os critérios da norma “ABNT NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”. Essa será a normatização utilizada para toda a superestrutura e para os elementos de concreto da infraestrutura, tanto os elementos produzidos em concreto armado quanto os produzidos em concreto protendido.

5.4. VERIFICAÇÃO DO SOLO RESISTENTE

Como já dito, a NBR 8681/2003 dita que as estruturas usuais da construção civil são dimensionadas pelo método dos estados limites. Contudo, o dimensionamento das fundações, especialmente a determinação da resistência do solo são feitos por outro método, o das tensões admissíveis. Isso pode ser visto na norma que será utilizada para essa etapa do projeto, a “ABNT NBR 6122/2019 – Projeto e execução de fundações”.

O método das tensões admissíveis é definido como um método em que as forças ou tensões de ruptura são divididas por um fator de segurança global. A condição de segurança é regida pela equação a seguir:

$$\sigma_{adm} = \frac{R_k}{FS_g}$$

Em que:

σ_{adm} = É a tensão admissível de sapatas e tubulões e a carga admissível de sapatas;

R_k = As forças ou tensões características de ruptura da fundação, composta pela interação entre elemento estrutural e solo;

FS_g = Fator de segurança global.

Os fatores de segurança a serem adotados ao longo do projeto se encontram na Tabela 5.

Tabela 5: Fatores de segurança global para fundações.

Métodos para determinação da resistência última	FS _g
Semiempíricos	3,0
Analíticos	3,0
Semiempíricos ou analíticos, acrescidos de duas ou mais provas de carga, executadas na fase de projeto	2,0

Fonte: ABNT NBR 6122/2019 Projeto e execução de fundações.

Todos os dimensionamentos e verificações relativos às fundações serão feitos com base na NBR 6122/2019 e serão apresentados passo a passo ao longo da solução do problema proposto.

6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA

6.1. LONGARINAS

Para se determinar a seção transversal das vigas de concreto, é necessário inicialmente adotar sua altura. Leonhardt (1979) recomenda uma esbeltez (L/h) de 10 a 18 para vigas de concreto protendido, sendo essa a faixa a ser adotada para o dimensionamento dos elementos ao longo do projeto.

O projeto a ser desenvolvido busca englobar um certo número de vãos, de forma a facilitar a industrialização da produção dos elementos componentes das pontes, em especial da superestrutura. Seguindo-se recomendação apresentada por EL Debs (2017), serão adotados diferentes valores de esbeltezes para os elementos, o mais próximo possível dos limites apresentados por Leonhardt, a fim de obter uma altura única para as longarinas de diferentes seções, permitindo que uma mesma fábrica, com apenas um tipo de fôrmas, possa produzir pontes com variados vãos. A diferenciação entre as resistências para cada vão fica a critério das armaduras de protensão, visto que, para o processo produtivo, variar a quantidade de cordoalhas a serem protendidas é algo relativamente simples.

Considerando esses procedimentos, os limites extremos são de 10 a 18 para as esbeltezes e de 8 a 16 metros para os vãos. Assim, tem-se que:

- Para o vão de 8 metros:

$$10 < \frac{\text{Vão}}{\text{Altura}} \leq 18$$

$$0,45 \text{ m} < \text{Altura} \leq 0,8 \text{ m}$$

- Para o vão de 16 metros:

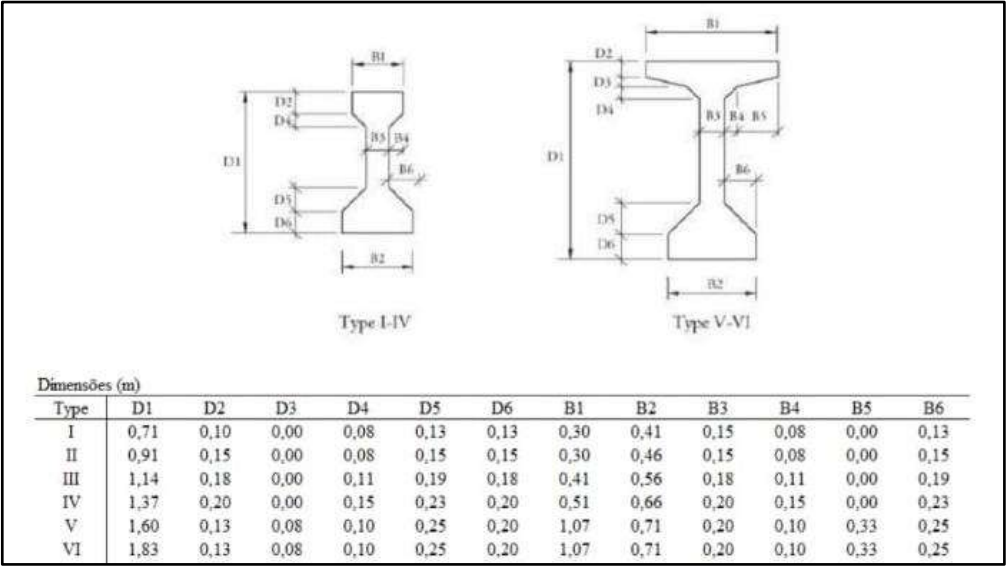
$$10 < \frac{\text{Vão}}{\text{Altura}} \leq 18$$

$$0,90 \text{ m} < \text{Altura} \leq 1,6 \text{ m}$$

Como é possível perceber, não há um valor exato que atenda a todos os vãos, contudo as alturas limites superior para o vão de 8 metros e inferior para o vão de 16 metros possuem valores próximos, permitindo-se a adoção de vigas com 0,8 metros de altura para todas as possíveis pontes a serem dimensionadas. Cabe ressaltar que o valor adotado não fica fora de valores recomendados por outros autores, como El Debs e Takeya (2010) que recomendam índices de esbeltez até 20, o que permitiria uma altura de 0,8 metros para o vão de 16 metros.

Determinada a altura da seção transversal das longarinas, foi utilizada a padronização recomendada pela AASHTO no Anexo B de seu manual de design de pontes, apresentada na Figura 14.

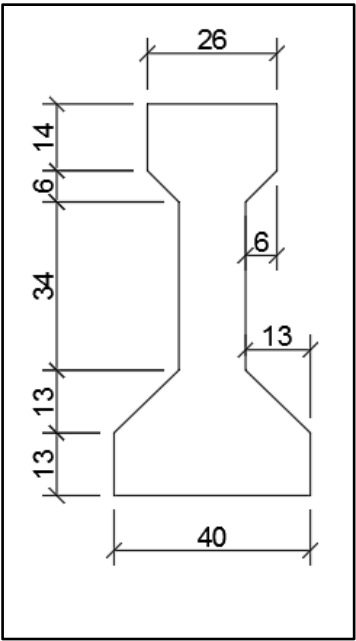
Figura 14: Dimensões padronizadas para vigas de pontes em concreto (metros).



Fonte: PCI/ BRIDGE DESIGN MANUAL - AASHTO (2003).

Dessa forma, adaptando a seção do tipo II da padronização AASHTO para a altura adotada de acordo com as limitações de esbelteza, é possível apresentar a seção transversal adotada para as longarinas das pontes a serem dimensionadas, a qual se encontra na Figura 15.

Figura 15: Seção transversal adotada para todas as longarinas (centímetros).



Fonte: Adaptação do PCI/ BRIDGE DESIGN MANUAL - AASHTO (2003).

6.2. TRANSVERSINAS

O manual do DNER sugere adotar um índice de esbeltez na faixa de 3 a 5 para as transversinas que possuem o objetivo de absorver os esforços do vento e dos momentos de torção, bem como distribuir melhor as cargas oriundas do tráfego. Seguindo-se os mesmos passos das longarinas, apesar de haver dois diferentes espaços entre longarinas, será adotada uma única seção para as transversinas, seguindo-se os valores apresentados:

- Para a distância entre longarinas de 3,2 metros:

$$3 < \frac{V\tilde{a}o}{Altura} \leq 5$$

$$0,65\ m < Altura \leq 1,10\ m$$

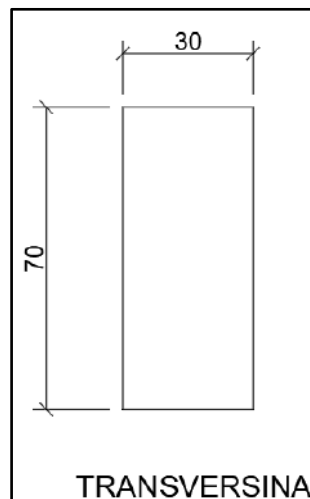
- Para a distância entre longarinas de 3,4 metros:

$$3 < \frac{V\tilde{a}o}{Altura} \leq 5$$

$$0,70\ m < Altura \leq 1,15\ m$$

Como os intervalos em que as transversinas atendem ao manual do DNER possuem valores em comum, será adotada uma altura de 70 centímetros para as transversinas do projeto. Para as transversinas, a fim de facilitar a sua etapa de construção e posicionamento, a qual demandará algum tipo de concretagem in loco, será adotada uma seção retangular maciça, com 70 centímetros de altura e 30 centímetros de base, como apresentado na Figura 16.

Figura 16: Seção transversal das transversinas das pontes (centímetros).



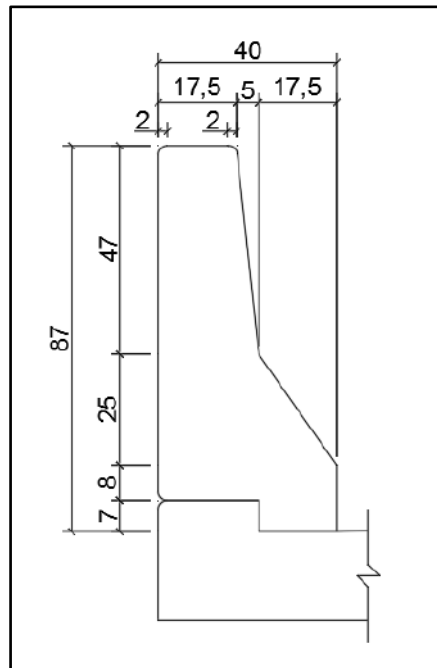
6.3. LAJES

Como exposto anteriormente, a espessura das lajes da superestrutura foi definida com base nos vãos entre longarinas, de acordo com recomendações do DNER, sendo adotada uma espessura de 20 cm. Cabe ressaltar que esse valor está de acordo com a NBR 7187/2003, onde é regulamentado que lajes destinadas à passagem de tráfego rodoviário devem apresentar espessura superior a 15 cm.

6.4. GUARDA CORPO/BARREIRAS

Assim como as longarinas, as barreiras de segurança serão produzidas em elementos pré-moldados, a serem solidarizados in loco com o restante da estrutura. O manual do DNER apresenta um exemplo de barreira, o qual será adotado no projeto e se encontra na Figura 17.

Figura 17: Seção transversal do guarda corpo (centímetros).



Fonte: Manual de projeto de obras-de-arte especiais – DNER(2003)

7. ALTERAÇÕES PARA A SEGUNDA ETAPA

Durante o dimensionamento das longarinas em concreto protendido, foi encarado o problema do tipo de protensão. Para atingir o objetivo da facilidade construtiva havia sido proposta a pré-fabricação dos elementos, para tanto seria necessária a adoção de concreto protendido com pré-tração. Nessa situação, toda a armadura ativa necessária para a vida útil das longarinas já seria aplicada na etapa de confecção dos elementos.

Como as longarinas dimensionadas possuíam o objetivo de sustentar ao veículo tipo de norma, o TB-450, foram demandadas grandes áreas de armadura ativa para a seção transversal apresentada na seção 6.1. Devido à grande força normal inserida pela armadura ativa, a seção de concreto não possuía área suficiente para resistir aos esforços solicitantes no estado em vazio, situação em que as vigas são solicitadas apenas pelo peso próprio e pela força de protensão.

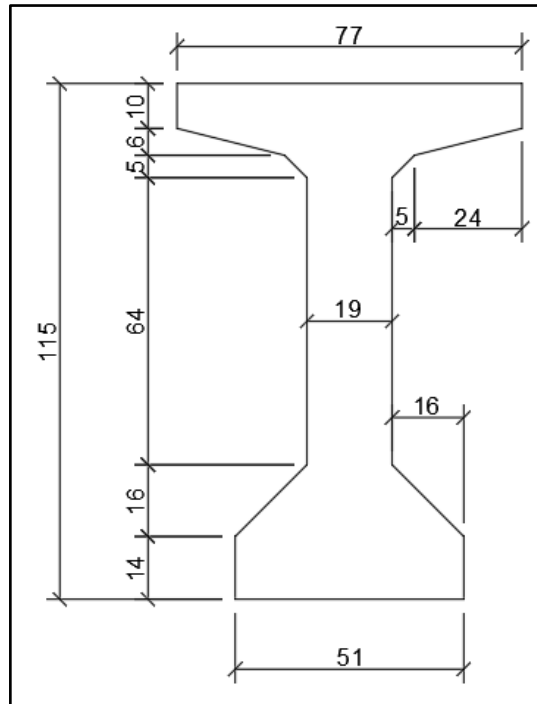
Um estudo sobre soluções adotadas por projetistas de pontes permitiu a constatação da utilização do concreto protendido para o dimensionamento de viadutos e pontes com pequenos vãos, mas na modalidade de pós-tração com armadura aderente. No caso da pós tração, inicialmente apenas uma parte da armadura ativa é concretada na etapa de produção dos elementos, o suficiente para resistir ao peso próprio sem atingir a ruptura dos elementos protendidos. Após a finalização da etapa construtiva, antes do elemento ser solicitado pelas cargas de projeto, é realizada a protensão do restante da armadura ativa, necessária para resistir aos esforços das cargas móveis.

Nesse ponto, o impasse gerado para o desenvolvimento do projeto foi a análise da complexidade de realizar a pós-tração em campo, especialmente para as regiões que devem ser atendidas pelas superestruturas propostas, zonas rurais e afastadas de grandes centros. A fim de permanecer dentro do objetivo principal da solução proposta, permitindo uma construção fácil e aplicável de uma superestrutura em concreto corretamente dimensionada para os veículos que trafegam nas estradas brasileiras, foi alterada a proposição de uma estrutura em concreto protendido para o concreto armado.

A adoção do concreto armado se mostra mais dispendiosa em relação ao transporte, sendo demandadas seções transversais mais robustas, demandando equipamentos de içamento maiores, mas que apresentam uma dificuldade técnica de aplicação em campo muito menor do que a adoção da protensão por pós-tração.

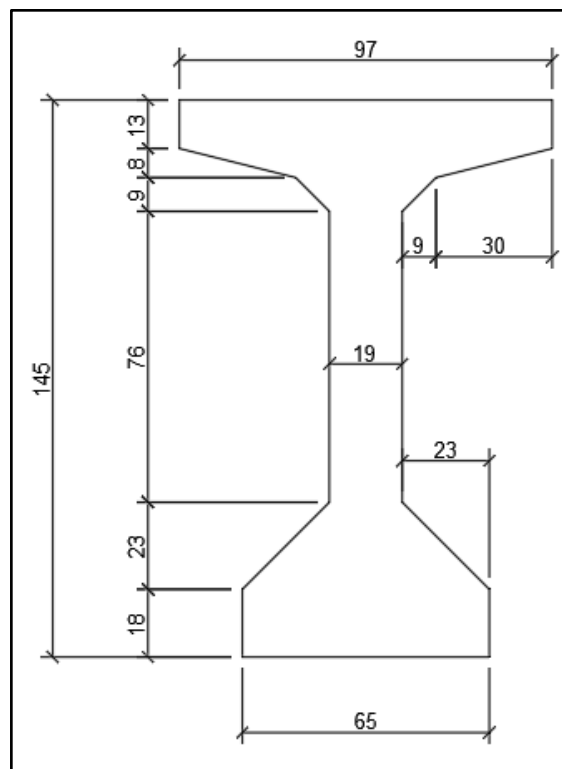
Tomada a decisão da utilização do concreto armado, foram propostas novas seções transversais, mais altas, mas ainda em formato de I para as longarinas. A fim de não consumir quantidades de concreto muito maiores do que as necessárias para as seções dos menores vãos, foram propostas duas seções I, com diferentes alturas e baseadas nas seções do Tipo V, propostas pela AASHTO em 2003. As seções adotadas para os vãos de 8, 10 e 12 metros se encontram na Figura 18 e as adotadas para os vãos de 14 e 16 metros se encontram na Figura 19.

Figura 18: Seção transversal para as longarinas com vãos de 8, 10 e 12 metros (centímetros).



Fonte: Adaptação do PCI/ BRIDGE DESIGN MANUAL - AASHTO (2003).

Figura 19: Seção transversal para as longarinas com vãos de 14 e 16 metros (centímetros).



Fonte: Adaptação do PCI/ BRIDGE DESIGN MANUAL - AASHTO (2003).

Durante o dimensionamento, após análise da resistência estrutural das lajes, foram constatados esforços cortantes que ultrapassavam os limites resistentes para uma laje plana sem a adoção de estribos com 20 cm de espessura. Sendo assim, para permitir a utilização da solução em pré-lajes que evitam a necessidade de fôrmas, foram analisadas novas espessuras para a laje, e foi adotada uma espessura de 30 cm, necessária para resistir aos esforços de peso próprio e carga móvel. Nessa configuração, serão adotadas pré-lajes em concreto pré-moldado com 4 cm de espessura e o restante da laje será moldado in loco.

Por fim, foi possível ao longo do dimensionamento, notar que as pontes com uma e duas pistas possuíam pequenas variações entre seus esforços solicitantes máximos, sendo que as seções propostas atendiam bem a ambas as situações. Sendo assim, foi feito o dimensionamento para as pontes com apenas uma pista de tráfego, visto que apresentavam esforços solicitantes cerca de 10% maiores que os casos de pista dupla, gerando um dimensionamento a favor da segurança e econômico em vistas da repetitividade.

8. DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA

8.1. CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

O dimensionamento iniciou-se na determinação dos materiais a serem utilizados na construção dos elementos, baseando-se na qualidade permitida pela pré-fabricação, as demandas normativas e as cargas de alta intensidade as quais atuam na estrutura.

Para tanto, foram adotados:

- Concreto da classe de resistência C40, resistência característica f_{ck} igual a 40 MPa e módulo de elasticidade (E) igual a 32 GPa seguindo-se a tabela 8.1 da NBR 6118/2014;
- Aço para armadura passiva da classe CA-50, tanto para armaduras transversais quanto longitudinais, sendo adotadas barras nervuradas, garantindo uma aderência mecânica, além da aderência por atrito;
- Classe de agressividade ambiental CAA-I, recomendada pela NBR 6118/2014 para ambiente rural;
- Para o concreto armado, foi adotado um peso específico de 25 kN/m³, seguindo-se recomendação da NBR 6118/2014;
- Para a capa asfáltica foi adotado o mesmo peso específico de concreto simples, igual a 24 kN/m³;
- Como sobrecarga advinda do recapeamento foram adotados 2 kN/m² os quais foram distribuídos uniformemente sobre a laje;
- Todas as cargas e materiais utilizados foram submetidos à aplicação dos coeficientes de majoração de esforços e minoração de resistências propostos pela NBR 8681/2003.
- Para os efeitos de fadiga, serão considerados os coeficientes recomendados para 2 milhões de repetições.

8.2. DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS

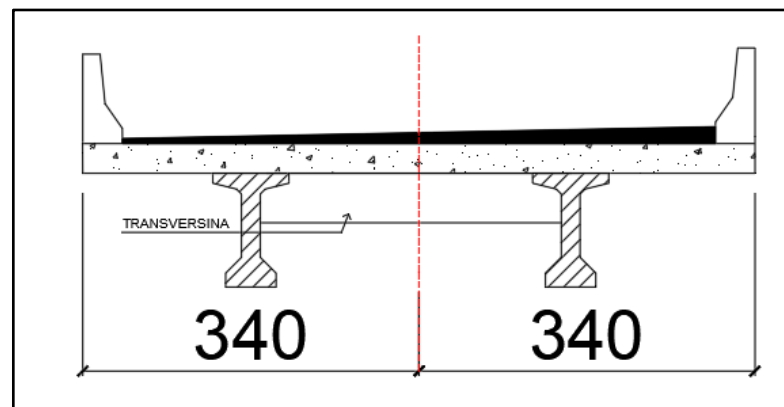
O processo de determinação dos esforços solicitantes na superestrutura de pontes, e nesse caso específico de pontes isostáticas, é baseado nas cargas verticais advindas de peso próprio e das cargas móveis. O restante das solicitações, como vento, temperatura, aceleração, frenagem e recalques acabam influenciando nos apoios e pilares da estrutura, os quais fazem parte da infraestrutura e serão apresentados posteriormente. Cabe lembrar também que como as transversinas estão posicionadas nas extremidades das longarinas sobre os encontros, seu peso próprio será utilizado apenas no dimensionamento dos encontros.

8.2.1. DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NAS LONGARINAS

8.2.1.1. CARGAS ADVINDAS DO PESO PRÓPRIO

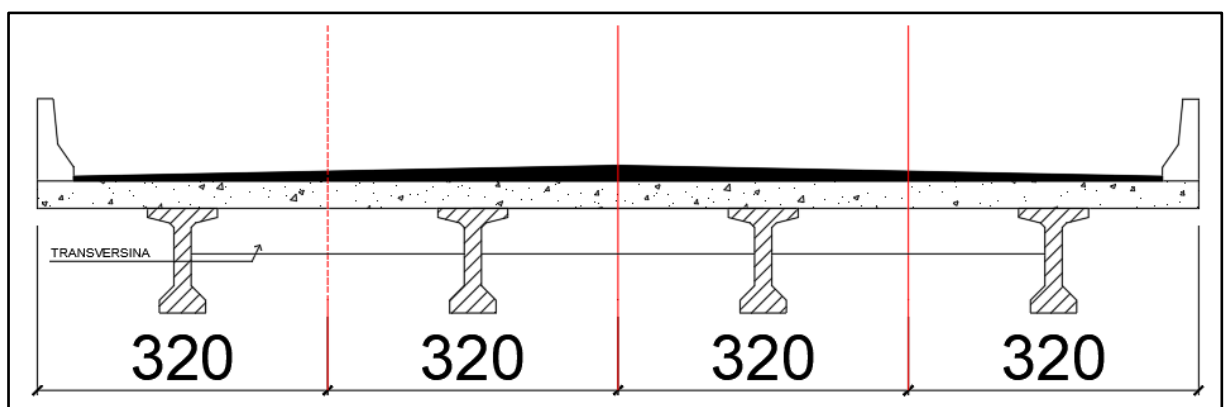
Para a determinação do peso próprio resistido por cada uma das longarinas foram consideradas suas áreas de influência. Como tanto nas pontes de pista única quanto de pista dupla foram adotadas abas iguais à metade da distância entre longarinas, pode-se afirmar que todas as longarinas possuem a mesma área de influência, como está representado nas Figura 20 e Figura 21.

Figura 20: Esquema das áreas de influência das longarinas na pista única (centímetros).



Fonte: Autor

Figura 21: Esquema das áreas de influência das longarinas na pista dupla (centímetros).



Fonte: Autor

Levando em conta as transversinas nas extremidades das pontes, as quais tem a função de uniformizar os esforços, garantindo que os elementos trabalhem juntos, foi considerado que todas as transversinas resistem igualmente aos esforços advindos do peso próprio das barreiras e quanto à capa asfáltica, foi adotada uma espessura média para a ponte toda. Dessa forma,

todas as longarinas são igualmente solicitadas ao peso próprio da estrutura. A capa asfáltica segue recomendações do manual do DNRE de 1996, possuindo menor dimensão da capa igual a 5 cm e inclinação dos acostamentos e pistas de rolamento igual a 2%, a fim de garantir um bom escoamento das águas pluviais. No caso apresentado, a espessura média tanto para a pista simples quanto para a pista dupla é igual a 11 cm.

As cargas permanentes obtidas para as longarinas de pista única e pista dupla se encontram na Tabela 6. Lembrando-se que essas cargas foram calculadas considerando-se o peso próprio das longarinas após a análise das seções transversais necessárias para resistir aos esforços solicitantes em cada um dos vãos, nessa situação foram necessárias longarinas de 80 cm x 50 cm para as longarinas com vão de 8 metros e 110 cm x 50 cm para o restante dos vãos.

Tabela 6: Cargas permanentes atuantes nas longarinas.

Carga Permanente nas Longarinas			
Pista Única		Pista Dupla	
Longarina 115 cm (kN/m)	18,500	Longarina 115 cm (kN/m)	37,000
Longarina 145 cm (kN/m)	27,500	Longarina 145 cm (kN/m)	55,000
Laje (kN/m)	52,500	Laje (kN/m)	97,000
Pavimento (kN/m)	17,850	Pavimento (kN/m)	35,700
Barreiras (kN/m)	10,700	Barreiras (kN/m)	10,700
Recapeamento (kN/m)	13,600	Recapeamento (kN/m)	25,600
Peso Próprio Longarina 115 cm (kN/m)	56,575	Peso Próprio Longarina 115 cm (kN/m)	51,500
Peso Próprio Longarina 145 cm (kN/m)	61,075	Peso Próprio Longarina 145 cm (kN/m)	56,000

Fonte: Autor

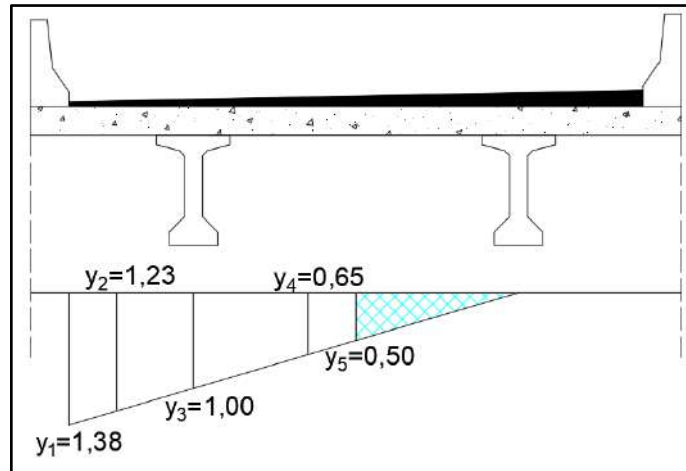
8.2.1.2. TREM-TIPO DEVIDO ÀS CARGAS MÓVEIS

O veículo tipo a ser adotado já foi apresentado e se trata do TB-450, o veículo tipo de norma. Para o cálculo dos esforços solicitantes sobre as longarinas, antes foi necessária a determinação do trem-tipo crítico atuante sobre a longarina. O trem-tipo consiste nas ações que as cargas aplicadas pelo TB-450, as quais se encontram distribuídas na ponte, geram nas longarinas. No caso do projeto desenvolvido, como foram adotadas poucas longarinas, o dimensionamento será feito para a longarina crítica de cada um dos tipos de pontes, atuando a favor da segurança e evitando erros de montagem.

A determinação do trem-tipo foi feita considerando-se longarinas independentes entre si, sem redistribuição dos esforços. Isso se deve à escolha de transversinas apenas nas regiões dos apoios, visto que transversinas no meio dos vãos trariam dificuldades construtivas significativas.

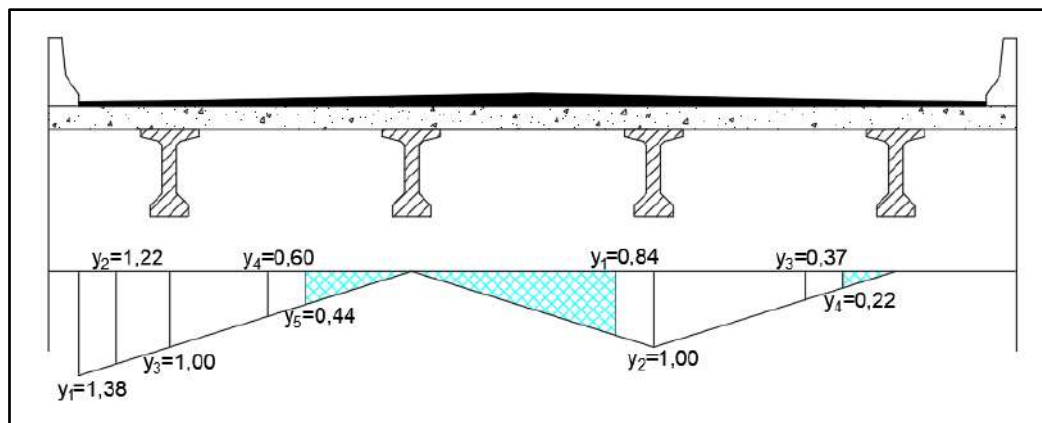
Para o cálculo do trem-tipo foram utilizadas as linhas de influência críticas apresentadas nas Figura 22 e Figura 23, das quais foram obtidos os carregamentos advindos da carga móvel, apresentados na Tabela 7.

Figura 22: Linha de influência para cálculo do trem-tipo nas pontes de pista única.



Fonte: Autor.

Figura 23: Linha de influência para cálculo do trem-tipo nas pontes de pista dupla.



Fonte: Autor.

Tabela 7: Trens-tipo calculados para as longarinas.

Trens-Tipo das Longarinas			
	Pista Única	Pista dupla - Longarina interna	Pista dupla - Longarina externa
Q_1 (kN)	141,18	103,13	135,93
q_1 (kN/m)	2,13	6,08	1,53
q_2 (kN/m)	16,24	16,00	15,13

Fonte: Autor.

Como pode ser inferido da Tabela 7, para o caso da pista dupla em que existem duas longarinas mais próximas ao centro, as internas, e duas mais afastadas, as externas, foram obtidos dois diferentes valores de trem-tipo. Para garantir que a estrutura não seja ameaçada por falhas na etapa construtiva, será feito o dimensionamento para o caso crítico, o qual ocorre para as longarinas externas, visto que se encontram mais afastadas do centro elástico da

estrutura. Além disso, é possível perceber que os esforços advindos das longarinas da ponte em pista única e da longarina externa para a ponte em pista dupla apresentam carregamentos muito próximos entre si, justificando a opção por dimensionar apenas as longarinas da pista única e adotá-las para o restante dos casos.

Por fim, conhecidas as cargas permanentes e móveis atuantes na estrutura, bastou que fossem calculados os momentos fletores e esforços cortantes causados por esses carregamentos. Para o cálculo desses esforços, foi utilizado o *software* FTOOL desenvolvido pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. No *software* as longarinas foram lançadas como elementos lineares, biapoiados e com os vãos de importância para cada um dos casos. Os momentos fletores e esforços cortantes foram obtidos separadamente entre peso próprio e cargas móveis, para permitir que as combinações de esforços necessárias fossem calculadas.

As combinações de esforços levaram em conta as normas NBR 8681/2003 e NBR 7188/2013. Para tanto, foram realizadas combinações de carregamento, verificações para estado limite último, de fadiga e por fim os estados limites de serviço. Para cada um dos casos, foram feitas as seguintes combinações:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \phi \cdot F_{Q,k}$$

Sendo:

F_d = Valor de cálculo para as combinações últimas;

γ_{gi} = Coeficiente de ponderação das ações permanentes atuantes;

$F_{Gi,k}$ = O valor característico das ações permanentes;

γ_q = Coeficiente de ponderação das ações variáveis atuantes;

$F_{Q,k}$ = O valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

Os coeficientes de impacto adotados foram calculados com base na NBR 7188/2013, lembrando-se que o coeficiente de impacto adicional (CIA) se aplica apenas aos primeiros 5 metros das pontes em cada direção, sendo que as pontes de 8 e 10 metros de vão não terão trechos sem aplicação do CIA. A Tabela 8 apresenta os coeficientes de impacto calculados.

Tabela 8: Coeficiente de impacto utilizados.

Coeficientes de Impacto				
Vão (m)	Pista Única		Pista Dupla	
	Trecho com CIA	Trecho sem CIA	Trecho com CIA	Trecho com CIA
8	1,772	-	1,688	-
10	1,772	-	1,688	-
12	1,761	1,409	1,677	1,342
14	1,747	1,398	1,664	1,331
16	1,734	1,387	1,652	1,321

Fonte: Autor.

- Estado limite último (ELU)

O estado limite último foi utilizado para o dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais, para tanto foram utilizados os seguintes coeficientes de majoração:

$\gamma_g = 1,35$ recomendado para pontes em geral caso o carregamento seja desfavorável;

$\gamma_g = 1,00$ recomendado para pontes em geral caso o carregamento seja favorável;

$\gamma_q = 1,50$ recomendado para ações variáveis em geral;

- Estado limite último de Fadiga (ELS-Fad)

O estado limite último de fadiga deverá ser verificado visto que a ponte se trata de um elemento submetido a ações dinâmicas repetidas, as quais são tratadas na seção 23.5 da NBR 6118/2014.

Para a verificação dos elementos à fadiga, é recomendada a combinação frequente de ações, dada por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot \phi \cdot F_Q$$

Em que:

Ψ_1 = Fator de redução para as combinações frequentes.

O coeficiente Ψ_1 para longarinas recomendado pela norma é igual a 0,5.

- Estado limite último de Formação de Fissura (ELS-F)

Esse estado limite verifica se há a tendência de fissuração nos elementos de concreto. Apesar de ser comum o concreto trabalhar fissurado no estágio II, a verificação da abertura de fissuras é importante para saber se há a necessidade de verificar o estado limite de abertura de fissuras.

Para a verificação do ELS-F é utilizada a combinação rara de esforços, dada por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \phi \cdot F_Q$$

- Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W)

O estado limite de abertura de fissuras deve ser verificado para garantir que não haja exposição das armaduras ativas, o que poderia levar ao colapso da estrutura. Para essa verificação é utilizada a combinação frequente, assim como para fadiga e o valor de Ψ_1 é recomendado pela norma como 0,5 referente à ação de cargas móveis.

- Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

O estado limite de serviço relativo à deformações excessivas é importante para o conhecimento das flechas máximas que a estrutura atingirá. Para o caso de pontes, a importância de manter um certo limite para flechas é evitar o acúmulo de água na superfície de rodagem, além de evitar algum tipo de desconforto ao trafegar sobre os elementos. Para tanto, será adotado o limite de serviço para aceitabilidade sensorial, proposto na Tabela 13.3 da NBR 6118/2014 como $L/250$.

Para a verificação do estado limite de deformações excessivas é utilizada a combinação quase permanente de esforços, a qual depende do coeficiente Ψ_2 para a redução do efeito das cargas variáveis, para pontes de pequenos vãos o coeficiente recomendado pela NBR 8681/2003 é igual a 0,3.

Os valores de momentos fletores, esforços cortantes e as combinações necessárias se encontram nas tabelas de dimensionamento produzidas ao longo do projeto e disponíveis para acesso pelo QR code apresentado no Apêndice B.

8.2.2. CÁLCULO DAS ARMADURAS NECESSÁRIAS NAS LONGARINAS

8.2.2.1. CÁLCULO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

Para o cálculo das armaduras foram utilizadas as tabelas de dimensionamento apresentadas em 2007 pelo professor Libânio M. Pinheiro em “Fundamentos de concreto e projeto de edifícios”.

Foi feita inicialmente a proposição de que as seções se tratavam de vigas do tipo “T falsa” as quais resistem aos esforços apenas com o concreto da mesa comprimida, dessa forma a verificação necessária era de que a região comprimida fosse menor que os 20 cm das lajes. Além disso, a sua altura útil foi adotada como 90% da altura total da seção, considerando-se a altura da longarina e a espessura da laje.

Quanto às mesas resistentes, foram utilizadas as recomendações apresentadas pela NBR 6118/2014 na seção 14.6.2.2, especificamente na “Figura 14.2 – Largura de mesa colaborante”. Nessa seção a norma cita como limitantes para as abas a metade da distância entre faces das longarinas ou 10% da distância entre momentos fletores nulos.

Ao longo do dimensionamento, percebeu-se que os esforços atuantes nas pontes de pista única eram sempre maiores que os atuantes na pista dupla, mas não o suficiente para justificar dimensionamentos diferentes para ambos os casos. Além disso, a maior distância entre longarinas permitiria uma maior seção resistente nas mesas dos vãos de 14 e 16 metros. Contudo, para os elementos pré-moldados e na construção em geral, pequenas variações impedem a repetição de processos e trazem pouca redução de custos de produção. Dessa maneira, foi decidido fazer o dimensionamento para os casos críticos, tendo sido feito o dimensionamento de uma longarina para cada um dos vãos, seja para pista simples ou dupla.

Como o dimensionamento foi feito para os casos críticos, garantindo que haverá segurança para todas as combinações de carregamentos e vãos, o dimensionamento foi feito considerando-se:

- As cargas permanentes e móveis atuantes nas pontes de pista única;
- Máxima aba resistente de 135 cm, representando a distância entre longarinas de 320 cm.

As abas resistentes adotadas e as mesas resistentes para cada um dos vãos se encontram na Tabela 9.

Tabela 9: Mesa colaborante devida à laje colaborante.

Seção Colaborante da Laje		
Vão (m)	Aba (cm)	Mesa colaborante (cm)
8	80	210
10	100	250
12	120	290
14	135	320
16	135	320

Fonte: Autor

Conhecidas as seções resistentes e os esforços solicitantes de cálculo, é possível utilizar as tabelas de dimensionamento já citadas. As formulações necessárias para a utilização das tabelas são dadas por:

$$k_c = \frac{b_f \cdot d^2}{M_d}$$

Em que:

k_c = Variável de entrada na Tabela 1.1 utilizada para dimensionamento de seções com armadura simples em elementos retangulares submetidos a flexão simples;

b_f = Largura da mesa resistente (para o caso de seção T “falsa”);

d = Altura útil da seção;

M_d = Máximo momento fletor que solicita a estrutura.

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d}$$

Em que:

A_s = Área de armadura passiva necessária para resistir aos esforços solicitantes;

k_s = Variável obtida da Tabela 1.1 utilizada para dimensionamento de seções com armadura simples em elementos retangulares submetidos a flexão simples.

Calculada a armadura necessária, foi feito o cálculo da armadura que será efetivamente utilizada nas longarinas. Foram adotadas barras de aço nervuradas com diâmetro nominal de 25 mm, na determinação das armaduras efetivas é adotada a quantidade de barras de armadura de forma que a armadura efetiva seja maior ou igual à necessária.

Após a determinação da quantidade de barras, é necessário verificar se a armadura calculada atende às restrições normativas de armaduras mínimas para garantir ductilidade e máximas para garantir que ocorrerá um bom adensamento do concreto lançado. Essas verificações são regidas pelas seguintes expressões apresentadas na NBR 6118/2014:

- Armadura mínima longitudinal:

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

Em que:

$\rho_{s,min}$ = Taxa mínima de armadura, igual a 0,179% para o concreto C40 de acordo com a “Tabela 17.3 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas” da NBR 6118/2014.

A_c = Área da seção de concreto considerada para o dimensionamento.

- Armadura longitudinal máxima:

A armadura máxima é prevista pelo item 17.3.5.2.4 da NBR 6118/2014, e dado por:

$$A_{s,máx} = 4,0 \% \cdot A_c$$

Nesse caso, a área máxima se refere à soma de armaduras longitudinais na seção, levando-se em conta as armaduras inferior, superior e de pele.

8.2.2.2. CÁLCULO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS

O dimensionamento das longarinas para resistir aos esforços cortantes foi feito com base no modelo 1, seguindo-se a proposição de tirantes com 90° de inclinação e bielas comprimidas a 45°. Essas diretrizes seguem a formulação apresentada pela NBR 6118/2014 na seção 17.4.2.2.

Será feito o dimensionamento para as seções de maior esforço cortante que, no caso das vigas biapoiadas, se trata da região dos apoios. O dimensionamento das vigas a esforços de cisalhamento consiste em verificar se a seção de concreto resiste ao máximo esforço solicitante aplicado, caso essa hipótese ocorra, deve ser verificada a área de armadura transversal necessária para resistir aos esforços de tração atuantes.

Além disso, cabe ressaltar que por se tratar de uma viga T, o valor de b_w , apesar de variar ao longo da seção, será adotado como a espessura da alma, seguindo-se recomendação da NBR 6118/2014 na seção 17.4.2.2

- Verificação das bielas comprimidas (compressão diagonal)

As bielas de concreto devem ter resistência superior aos máximos esforços solicitantes, seguindo-se formulação de norma:

$$V_{Rd2} \geq V_{d,Máx}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \geq V_{d,Máx}$$

Sendo:

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

Em que:

f_{ck} = Resistência característica à compressão do concreto;

f_{cd} = Resistência de cálculo à compressão do concreto. Igual à resistência característica do concreto reduzida pelo coeficiente de minoração da resistência $\gamma_c = 1,4$.

- Verificação da fissuração diagonal (cálculo da área de armadura transversal)

A fissuração diagonal tem em sua verificação duas etapas. Deve-se verificar a resistência oferecida pela parcela de concreto da seção a essa fissuração. Caso o concreto resista à um esforço maior que o solicitante, deverá ser adotada a armadura mínima para a seção e no caso em que o concreto não suporta o esforço solicitante, deve-se adotar a maior área entre a mínima e a calculada. Lembrando-se que a armadura mínima é necessária para garantir a ductilidade do concreto armado.

- Resistência do concreto à fissuração diagonal:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Em que:

f_{ctd} = Resistência inferior de cálculo do concreto à tração, dado por:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c \cdot 10}$$

- Cálculo das armaduras transversais necessárias:

A tensão a ser resistida pelas armaduras é dada por:

$$V_{sw} = V_{d,Máx} - V_{c0}$$

Conhecida a tensão que as armaduras devem resistir, é possível calcular a área dessas armaduras:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}}$$

Lembrando-se que há casos em que é necessária a adoção de uma armadura mínima, apresentada a seguir:

Segundo o item 17.4.1.1.1 da norma NBR 6118/2014, a armadura transversal mínima deve ser constituída por estribos com a seguinte taxa geométrica:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{sw,Mín} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

Em que:

ρ_{sw} = Taxa de armadura transversal necessária;

A_{sw} = Área de armadura transversal proporcionada pelos estribos, os quais foram adotados com dois ou quatro ramos dependendo da região da viga;

b_w = Base da seção que resiste ao esforço cortante;

s = Espaçamento entre estribos;

α = Ângulo de inclinação dos tirantes, igual a 90° no modelo I;

f_{ctm} = Resistência média característica do concreto à tração;

f_{ywk} = Resistência característica do aço adotado para os estribos.

Sendo:

$$f_{ctm} = \frac{0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{10}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{Mín}} = \rho_{sw,\text{Mín}} \cdot b_w$$

Assim como para as armaduras longitudinais, é necessário comparar as áreas de armadura calculadas com a área mínima permitida, para garantir a ductilidade das vigas. Além disso, no caso das armaduras transversais de pontes, há uma grande diferença entre os esforços atuantes no apoio e os atuantes no meio do vão. Para tanto, a fim de proporcionar uma economia na quantidade de armadura transversal necessária, as regiões que se encontram bem atendidas pela armadura mínima serão detalhadas com essa área.

O detalhamento das armaduras transversais nos trechos próximos aos apoios será feito com estribos de 4 ramos e 10 mm de diâmetro, enquanto que para as regiões de armadura mínima serão adotados estribos de 2 ramos com 8 mm de diâmetro.

Conhecida a taxa de armadura transversal necessária e os estribos propostos para as vigas, foram calculados os espaçamentos necessários entre estribos. Conhecidos os espaçamentos necessários, foram adotadas distâncias entre estribos com precisão centimétrica, facilitando a etapa construtiva. Por fim, os espaçamentos máximos foram verificados de acordo com a seção 18.3.3.2 da NBR 6118/2014, conforme apresentado a seguir:

Se $V_d \leq 0,67 \cdot V_{Rd2}$, então $s_{\text{máx}} = 0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm}$

Se $V_d > 0,67 \cdot V_{Rd2}$, então $s_{\text{máx}} = 0,3 \cdot d \leq 200 \text{ mm}$

8.2.2.3. VERIFICAÇÕES DO ELU DE FADIGA

As verificações relativas à fadiga foram feitas com base na seção 23.5 da NBR 6118/2014. No que se refere à fadiga, são necessárias verificações quanto à máxima variação de esforços solicitantes atuantes nas vigas, tanto relativas aos momentos fletores quanto aos esforços cisalhantes, a fim de garantir que o concreto e as armaduras dimensionadas suportem aos esforços repetitivos.

Para a verificação da fadiga nas vigas são adotadas algumas hipóteses:

- Elementos solicitados a flexão no estágio II, com relação entre os módulos de elasticidade $\alpha_E = 10$, a fim de considerar o material fissurado.
- Será utilizada a combinação de ações para ELU-Fad.

8.2.2.3.1.FADIGA NO CONCRETO COMPRIMIDO

A verificação para o concreto comprimido deve atender à:

$$\eta_c \cdot \gamma_f \cdot \sigma_{c,m\acute{a}x} \leq f_{cd,fad} = 0,45 \cdot f_{cd}$$

Sendo:

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \cdot (|\sigma_{c1}|/|\sigma_{c2}|)}$$

Em que:

η_c = Fator que considera o gradiente de tensões de compressão no concreto;

$|\sigma_{c1}|$ = É o menor valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a combinação relevante de cargas. Tensão calculada considerando seção fissurada, no estágio II.

$|\sigma_{c2}|$ = É o menor valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a mesma combinação de carga usada para cálculo de $|\sigma_{c1}|$. Tensão calculada considerando seção fissurada, no estágio II.

8.2.2.3.2.FADIGA NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

A verificação para a armadura longitudinal deve atender à seguinte relação:

$$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_{S_s} \leq \Delta f_{sd,fad}$$

Em que:

$\Delta\sigma_{S_s}$ = Máxima variação de momentos fletores nas vigas analisadas;

γ_f = Coeficiente de majoração dos esforços, igual a 1,0 para a fadiga;

$\Delta f_{sd,fad}$ = Máxima variação de tensão para qual não se faz necessário aumentar a armadura longitudinal em decorrência da fadiga. Adotados os valores apresentados na tabela 23.2 da NBR 6118/2014.

A variação de tensões $\Delta\sigma_{S_s}$ é a maior diferença entre momentos máximos e mínimos atuantes na estrutura. No caso de estruturas biapoiadas, a situação crítica ocorre no meio do vão, em que o máximo momento se trata da situação carregada pelo trem-tipo e o mínimo momento se trata da situação em que apenas o peso próprio atua na estrutura.

Nos casos em que a variação de tensões seja maior que a máxima permitida, deve-se majorar a armadura longitudinal já calculada pelo fator $(\Delta f_{sd,fad} / \gamma_f \cdot \Delta\sigma_{S_s})$.

8.2.2.3.3. FADIGA NAS ARMADURAS TRANSVERSAIS

Assim como nas armaduras longitudinais, para o cisalhamento são de interesse as situações de máxima variação dos esforços cortantes. Como há diferentes áreas de armadura transversal, serão feitas verificações de fadiga para as regiões de apoio e para a região em que se inicia a adoção de armadura mínima. A verificação de norma a ser considerada é dada por:

$$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_{sw} \leq \Delta f_{sd,fad}$$

Em que:

$\Delta\sigma_{sw}$ = Diferença entre a máxima e mínima tensão de cisalhamento atuantes na seção. Cabe ressaltar que caso as tensões máxima e mínima possuam sinais contrários, a variação de tensões deverá ser adotada como a maior das duas em módulo.

As máximas tensões que solicitam as armaduras nessa situação são dadas por:

$$\sigma_{sw} = \frac{V_{sd,Fad} - V'_c}{\left(\frac{A_{sw}}{S}\right) \cdot 0,9 \cdot d}$$

Em que:

$V'_c = 0,5 \cdot V_{c0}$ em quem V_{c0} é a resistência a tração do concreto calculada para o dimensionamento da armadura transversal no ELU.

Nos casos em que a variação de tensões seja maior que a máxima permitida, deve-se majorar a armadura transversal já calculada pelo fator $(\Delta f_{sd,fad} / \gamma_f \cdot \Delta\sigma_{ss})$.

8.2.2.4. ARMADURA DE LIGAÇÃO MESA-ALMA

Para garantir que haja o funcionamento do sistema viga-laje como uma seção T, deve-se verificar e armar a seção de forma que não haja fissuração da aba pela tensão de cisalhamento.

A tensão de cisalhamento atuante nas abas é dada por:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{z \cdot h_f} \cdot \frac{A_1}{A}$$

Sendo:

V_{sd} = Esforço cortante na seção considerada;

h_f = Espessura da mesa;

A_1 = Área de concreto comprimido em uma das abas;

A = Área de concreto comprimido em toda a mesa.

Assim como para o esforço cortante nas vigas, deve-se verificar as bielas comprimidas e a armadura necessária para suportar esse esforço cortante, a fim de evitar a fissuração das abas.

- Verificação das bielas comprimidas:

$$\tau_{sd} \leq 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$$

- Cálculo da armadura para evitar a fissuração diagonal:

$$\tau_{sd} \leq 0,6 \cdot f_{ctd} + \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot \frac{f_{ywd}}{h_f}$$

Assim como para as outras armaduras já apresentadas, a armadura de ligação mesa-alma também deve ser superior à mínima, apresentada na seção 18.3.7 da NBR 6118/2014 como 1,5 cm²/m, cabendo-se lembrar que as armaduras de flexão podem ser consideradas armaduras de ligação, desde que devidamente ancoradas nos apoios.

8.2.2.5. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

8.2.2.5.1. ELS DE FORMAÇÃO DE FISSURAS

Para o estado limite de formação de fissuras considera-se o concreto intacto, sendo necessário verificar se o momento máximo atuante nas vigas é inferior ao momento de fissuração calculado pela combinação rara de esforços. Caso o momento máximo seja superior ao de fissuração, deve-se prosseguir para o cálculo de ELS-S, caso contrário a o concreto não fissura e as vigas trabalham no estágio I.

O momento de fissuração é dado por:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctk,inf} \cdot I_c}{\gamma_c}$$

Em que:

α = Coeficiente igual a 1,2 para seções T, considerando-se a mesa colaborante;

I_c = Momento de inércia da seção de concreto intacta;

y_c = Posição da fibra mais tracionada da seção com relação ao centro geométrico.

8.2.2.5.2. ELS DE ABERTURA DE FISSURAS

Caso o máximo momento solicitante supere o momento de fissuração, a NBR 6118/2014 indica a necessidade de verificar a abertura de fissuras. Para o caso de agressividade ambiental CAA I, a norma exige abertura de fissuras (w_k) menor que 0,4 mm para a combinação frequente de esforços.

Para o cálculo da abertura de fissuras, deve-se considerar a relação entre módulos de elasticidade (α_E) igual a 15. A norma permite o cálculo da abertura de fissuras para fissuras sistemáticas e não-sistemáticas, qualquer uma das equações que atenda ao limite máximo de 0,4 mm pode ser adotada. No presente projeto as verificações foram todas atendidas utilizando-se da formulação para fissuras não sistemáticas, dada por:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

Sendo:

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_E \cdot M_{freq} \cdot (d - x_{II})}{I_{II}}$$

Em que:

ϕ_i = Diâmetro adotado para as barras de armadura longitudinal, iguais a 25 mm nesse projeto;

σ_{si} = Tensão de tração no centro de gravidade das armaduras, calculada no estágio II;

E_{si} = Módulo de elasticidade da barra de aço, igual a 21000 kN/cm² para o aço CA-50 comumente utilizado na construção civil;

η_1 = Coeficiente que considera a rugosidade das barras de aço, igual a 2,25 para barras nervuradas;

x_{II} = Centro geométrico da armadura calculada no estágio II;

I_{II} = Momento de inércia calculado no estágio II.

Calculada abertura de fissura máxima nas vigas, basta que elas sejam menores que o limite de norma para que o ELS-W esteja verificado. Caso a abertura seja maior que a limite, deve-se alterar a seção transversal de concreto e reiniciar o processo de dimensionamento.

8.2.2.5.3. ELS DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS

A verificação do ELS-DEF seguirá as recomendações da NBR 6118/2014 apresentadas no tópico 17.3.2. A verificação das flechas será feita considerando o aço e concreto como materiais de comportamento elástico e a seção resistente de concreto no estágio I caso não haja fissuração da seção de concreto ou no estágio II caso contrário. No caso específico das deformações excessivas a norma não recomenda um valor único para o coeficiente α_E como ocorria nas verificações de fadiga e abertura de fissuras, sendo assim, seu valor depende do concreto adotado no dimensionamento.

Foram seguidas as recomendações de norma para todas as etapas, tendo sido necessárias algumas tomadas de decisão quanto ao projeto e execução dos elementos, foram eles:

- O escoramento deverá ser mantido por ao menos 28 dias para garantir que as flechas imediatas após a concretagem da laje não atinjam os limites propostos.
- A consideração das cargas dinâmicas foi feita com a amplificação dos deslocamentos advindos da carga móvel com base na seção 23.6 da NBR 6118/2014.
- A flecha diferida, devida à fluência, foi aplicada apenas para a parcela permanente dos carregamentos, visto que se trata de uma deformação devida à aplicação de cargas por longos períodos de tempo.
- Os deslocamentos imediatos devidos às cargas permanentes e cargas móveis foram obtidos do *software* FTOOL e combinadas posteriormente para a determinação da máxima deformação vertical.

A combinação para cálculo dos deslocamentos máximos adotada é dada por:

$$a_T = a_{i,PP} \cdot (1 + \alpha_f) + a_{i,CM} \cdot (1 + \alpha_n)$$

Em que:

a_T = Flecha total no ponto crítico das seções transversais;

$a_{i,PP}$ = Deformação imediata em função das cargas permanentes existentes na estrutura;

α_f = Amplificador da máxima deformação inicial, referente aos efeitos de fluência atuantes na estrutura desde a retirada do escoramento até um tempo maior que 70 meses.

$\alpha_{i,CM}$ = Deformação imediata em função das cargas móveis (calculado considerando-se o coeficiente de impacto na seção mais solicitada e o coeficiente redutor Ψ_2).

α_n = Coeficiente amplificador da flecha máxima advinda das cargas móveis. Calculado com base nos efeitos dinâmicos devidos a 2 milhões de ciclos de carregamento.

8.2.2.6. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

Para garantir que a estrutura funcione da forma como foi dimensionada para, é importante que sejam adotados detalhamentos coerentes, como os citados na sequência.

Serão adotados cobrimentos iguais a 2,5 cm compatíveis com a tabela 7.2 da NBR 6118/2014 para a classe de agressividade ambiental I.

O espaçamento entre barras na horizontal e vertical garantindo espaço suficiente para uma boa concretagem das armaduras, além de ao menos 5 cm de distância entre as barras de armadura longitudinal centrais, a fim de garantir que possa ser inserido o vibrador para correto adensamento do concreto. Para atender a esses critérios, foram seguidas as recomendações de norma a seguir:

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l = 25 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot \phi_{m\acute{a}x} = 1,2 \cdot 19 = 22,8 \text{ mm} \end{cases} = 25 \text{ mm}$$

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l = 25 \text{ mm} \\ 0,5 \cdot \phi_{m\acute{a}x} = 0,5 \cdot 19 = 9,5 \text{ mm} \end{cases} = 25 \text{ mm}$$

Em que:

a_h = Máximo espaçamento horizontal adotado;

a_v = Máximo espaçamento vertical adotado;

ϕ_l = Diâmetro das barras de armadura longitudinal;

$\phi_{m\acute{a}x}$ = Diâmetro dos agregados adotados no projeto, foi considerada a utilização de britas tipo 1, cujo diâmetro médio é de 1,9 cm.

Deve-se garantir que as barras estarão corretamente ancoradas nos apoios, além de garantir que barras com comprimento maior que 12 m (comprimento comercial para barras de aço CA-50 para construção civil) tenham o traspasse necessário adotado. Para tanto, serão utilizadas as tabelas 1.5a e 1.7a apresentadas em 2007 pelo professor Libânio M. Pinheiro em “Fundamentos de concreto e projeto de edifícios”.

Para permitir a ancoragem das armaduras longitudinais nos extremos, serão concretados elementos retangulares nos primeiros 50 centímetros das extremidades de cada uma das vigas, permitindo o correto alojamento dos ganchos, além do melhor posicionamento das esperas para as transversinas

Como a viga possui mais de 60 cm de altura, é necessária a disposição de armaduras de pele para controlar a abertura de fissuras entre a linha neutra e a borda tracionada da viga, de acordo com a seção 17.3.5.2.3. A armadura de pele será adotada como 0,10% da área de concreto da alma da viga em cada uma de suas faces, com espaçamento máximo entre barras de 20 cm.

Serão adotados quatro porta estribos com 10 mm de diâmetro na parte superior da viga;

As emendas nas barras tracionadas serão feitas, quando necessárias, nos terços dos vãos, a fim de evitar que as emendas sejam submetidas aos máximos esforços solicitantes. Seguindo-se a tabela 9.3 da NBR 6118/2014, tem-se que 50% das barras podem ser emendadas em uma mesma seção, sendo assim os traspases serão feitos de maneira alternada.

As armaduras transversais na região das emendas deverão, de acordo com a seção 9.4.5.2.4.1 da NBR 6118/2014, para barras com diâmetro maior que 16 mm atender às seguintes recomendações:

- Ser capaz de resistir a uma força igual à de uma barra emendada, considerando os ramos paralelos ao plano da emenda;
- Ser constituída por barras fechadas se a distância entre as duas barras mais próximas de duas emendas na mesma seção for menor do que 10 vezes o diâmetro da barra emendada;
- Concentrar-se nos terços extremos da emenda.

Seguindo-se Pfeil 1984, para as mesas superior e inferior serão adotadas metade das armaduras transversais necessárias para a alma das vigas. Isso reduz o consumo de aço e facilita a etapa construtiva de posicionamento das barras, além a distribuição do concreto.

Quanto à área de armadura a ser ancorada nos apoios, foram seguidas as recomendações do item 18.3.2.4 da NBR 6118/2014, o qual diz que os esforços de tração junto aos apoios de vigas simples devem ser resistidos por armaduras longitudinais que satisfaçam a mais severa das seguintes condições:

- a) No caso de ocorrência de momentos positivos, as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção (não se aplica neste caso);
- b) Em apoios extremos, para garantir a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração $F_{Sd} = (a_l/d) V_d + N_d$, onde V_d é a força cortante no apoio e N_d é a força de tração eventualmente existente;
- c) Em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ($A_{s,vão}$), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ($M_{vão}$), de modo que:

$$- A_{s,apoio} \geq 1/3 (A_{s,vão}), \text{ se } M_{apoio} \text{ for nulo ou negativo e de valor absoluto } |M_{apoio}| > 0,5 M_{vão}$$

As plantas de fôrma referentes às pontes e o detalhamento das armadura das longarinas se encontra no Apêndice C.

8.3. DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

As lajes, assim como as longarinas, estão solicitadas apenas às cargas de peso próprio e do veículo tipo, sendo solicitadas como elementos de placa.

8.3.1. DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NAS LAJES

Para o cálculo dos esforços solicitantes nas lajes, foram adotadas as tabelas de Rüsch, desenvolvidas por Hubert Rüsch com base na norma DIN 1072. Essas tabelas permitem com praticidade o cálculo dos momentos fletores e esforços cortantes atuantes nas lajes de pontes. Essas tabelas levam em conta a superfície de influência, necessária para a determinação dos esforços advindos do trem tipo atuante de cada ponte. Apesar de terem sido desenvolvidas para a norma alemã, o veículo tipo possui dimensões muito próximas das apresentadas pelo TB-450, o veículo-tipo da norma brasileira.

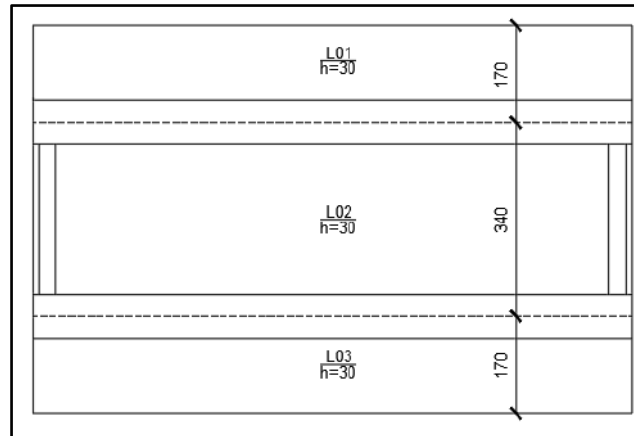
As tabelas de Rüsch demandam para a sua utilização alguns dados e definições de projeto para serem escolhidas, são eles:

- Deve-se determinar os valores de l_x e l_y os quais representam os comprimentos das lajes em cada uma das direções, seguindo-se os eixos coordenados necessários para atender às tabelas existentes.

- É utilizado o coeficiente “ a ” que representa a distância entre eixos do veículo adotado, que no caso do TB-450 é igual a 2 m.

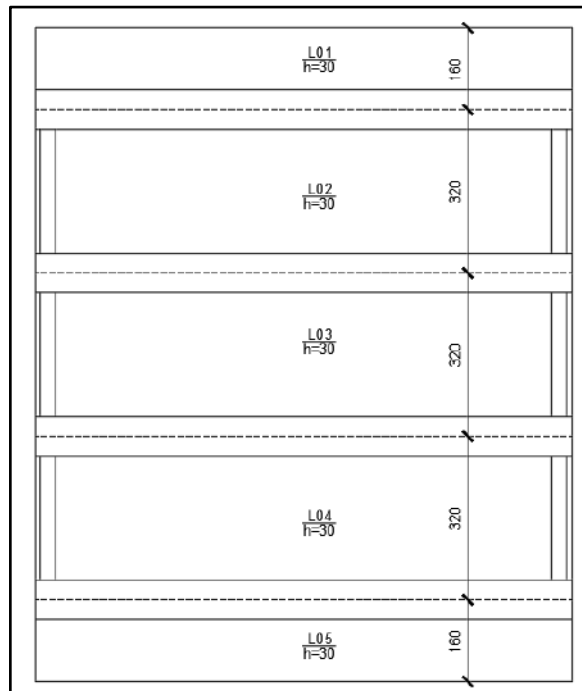
- Por último, é necessário o conhecimento de “ t ” que representa a largura da roda propagada até a superfície média da laje, considerando-se a propagação em ângulos de 45° com a horizontal. Com o cálculo dos coeficientes apresentados, foi possível determinar quais tabelas utilizar para cada uma das lajes e dos esforços atuantes nos elementos, a Tabela 10 apresenta isso. Cabe ressaltar que os momentos a serem calculados serão os mesmos para todas as pontes de pista única e pista simples, visto que todos os casos se encaixaram na classificação de infinito das tabelas de Rüsch. Além disso, as pontes de pista única e pista simples apesar de apresentarem dimensões muito próximas possuem vinculações diferentes, demandando o cálculo separado de ambas. As Figura 24 e Figura 25 representam esquematicamente as lajes a que a Tabela 10 se refere.

Figura 24: Nomenclatura dada para as lajes das pontes de pista única.



Fonte: Autor

Figura 25: Nomenclatura dada para as lajes das pontes de pista dupla.



Fonte: Autor

Tabela 10: Tabelas de Rüsç adotadas para o cálculo dos esforços nas lajes.

Definição das Tabelas de Rüsç										
	Pista Única				Pista Dupla					
	Momentos Fletores		Esforço Cortante		Momentos Fletores			Esforço Cortante		
	L02	L01 e L03	L02	L01 e L03	L03	L02 e L04	L01 e L05	L03	L02 e L04	L01 e L05
I_x (cm)	340	340	340	340	320	320	320	320	320	320
I_y (cm)	800 - 1600	801 - 1600	802 - 1600	803 - 1600	804 - 1600	805 - 1600	806 - 1600	807 - 1600	808 - 1600	809 - 1600
a (cm)	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
t (cm)	83,6	83,6	83,6	83,6	83,6	83,6	83,6	83,6	83,6	83,6
Tabela	1	98	99 e 102	-	27	14	98	99 e 102	100 e 102	-

Fonte: Autor

Conhecidas as tabelas de Rüsç necessárias para o dimensionamento de cada uma das lajes, basta seguir os passos de sua utilização para obter os esforços solicitantes de interesse, seguindo-se a formulação apresentada junto com as tabelas, tanto para os esforços advindos do peso próprio quanto da carga móvel.

Cabe ainda ressaltar que para as lajes em balanço, não foram designadas tabelas para o cálculo dos esforços cortantes. Isso se deve ao fato de não haver tabelas que representem bem as vinculações dos balanços. Portanto, para o cálculo dos esforços cortantes nesses elementos, foram utilizados os procedimentos de cálculo apresentados nos itens 3.3.2.4 e 3.3.2.5 da NBR 6118/1978.

Sobre as lajes da pista dupla, pode-se perceber que há um engastamento entre a laje do tipo 1 e as lajes do tipo 2, ocorrendo dois diferentes valores de momento fletor, de acordo com a tabela adotada. A fim de compatibilizar esses esforços nos apoios, foi utilizada a tabela com base em α_0 para cálculo aproximado de placas contínuas apresentada junto das tabelas de Rüsç.

8.3.2. CÁLCULO DAS ARMADURAS NECESSÁRIAS NAS LAJES

As lajes terão dimensionamento e detalhamento muito semelhantes aos apresentados para as longarinas, dessa forma, nesse capítulo serão apenas apresentados os pontos específicos para o dimensionamento das lajes, os quais diferem dos apresentados para as vigas. Sendo assim, tem-se:

- Para o cálculo dos esforços de fadiga o valor de Ψ_1 para lajes recomendado pela norma é igual a 0,8.
- Para o cálculo dos esforços solicitantes os coeficientes de impacto adotados serão compostos apenas por CIA e CIV, o coeficiente CNF não se aplica a elementos distribuídos transversalmente ao tráfego como ocorre nas lajes do tabuleiro.
- Os esforços solicitantes obtidos estão apresentados em unidades por metro, kN.m/m para os momentos fletores e kN/m para os esforços cortantes. Esses esforços induzem à consideração das lajes como vigas com 100 cm de base, sendo dimensionadas por faixas do mesmo tamanho em casos de conhecimento mais refinado dos esforços ao longo do comprimento da laje;
- Deve-se atentar quanto à altura útil das lajes, visto que existirão armaduras positivas e negativas em ambas as direções, longitudinal e transversal da laje, implicando em diferentes valores de “d” para cada uma das direções, sendo recomendado que o sentido longitudinal, por ser o menos solicitados nos elementos de grande comprimento, tenha as barras posicionadas na posição com menor altura útil;
- Os cobrimentos mínimos serão adotados como 2 cm, seguindo-se a recomendação da tabela 7.2 para lajes na NBR 6118/2014. Com isso, serão adotados $d'=2,5$ cm para as armaduras transversais à pista de rolamento, $d'=3,5$ cm para as armaduras paralelas à pista de rolamento superiores e $d'=4,5$ cm para as armaduras paralelas à pista de rolamento inferiores, devido à espessura da placa pré-moldada.

- De acordo com a seção 19.4.1 da NBR 6118:2014, as lajes maciças podem necessitar de armadura transversal caso não seja atendida a seguinte expressão:

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

Em que:

V_{Sd} : força cortante de cálculo;

V_{Rd1} : força cortante resistente de cálculo para lajes.

A força cortante resistente de cálculo é dada, para lajes sem armadura ativa:

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

Em que:

τ_{Rd} = Tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento, dada por:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

k = coeficiente dado por:

$$k = |1,6 - d| \geq |1|, \text{ com } d \text{ em metros}$$

ρ_1 : taxa de armadura longitudinal da laje

Como todas as tabelas escolhidas para o dimensionamento das lajes foram os mesmos com base em se tratarem das lajes com pista única ou pista simples, as diferenças entre esforços solicitantes ficaram a cargo dos diferentes coeficientes de impacto que dependem do vão das pontes.

Como todos os vão se classificam como de pequenas dimensões, há uma pequena variação dos coeficientes de impacto, a qual gera cerca de 1% de diferença entre os elementos mais e menos carregados. Isso justifica que o dimensionamento seja feito apenas para as pontes mais solicitadas, tanto de pista única quanto de pista simples e que as armações calculadas

sejam extrapoladas para os outros vãos. A diferenciação entre as pontes será apresentada nos detalhamentos.

Conhecidas as diferenças entre os dimensionamentos das lajes para as vigas e aplicando os passos já apresentados para o dimensionamento das longarinas na seção 8.2.2, foi possível calcular as armaduras apresentadas dos detalhamentos de lajes no Apêndice C.

8.4. DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS

8.4.1. DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NAS TRANSVERSINAS

Apesar de serem elementos importantes para a estrutura, as transversinas nas pontes apresentadas se tratam de elementos menos solicitados, por apresentarem pequenos vãos. Devido a isso, não se faz necessário um dimensionamento individual para as transversinas de cada uma das pontes. Será feito o dimensionamento de apenas duas transversinas, uma para as pontes de pista única e a outra para as pontes com duas pistas, ambos os casos para o vão de 16 metros, por ser o mais solicitado à carga móvel.

8.4.1.1. CARGAS ADVINDAS DO PESO PRÓPRIO

Para o cálculo do peso próprio atuante sobre as transversinas serão consideradas as áreas de influência em seu entorno, adotando-se ângulos de 45° para delimitar esses trechos, conforme apresentado nos esquemas das figuras.

Figura 26: Esquema da área de influência nas transversinas de pista única.

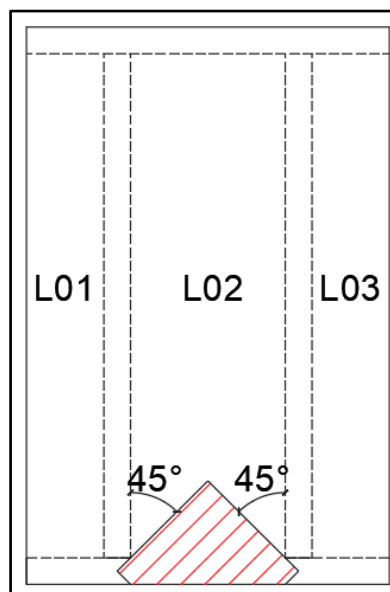
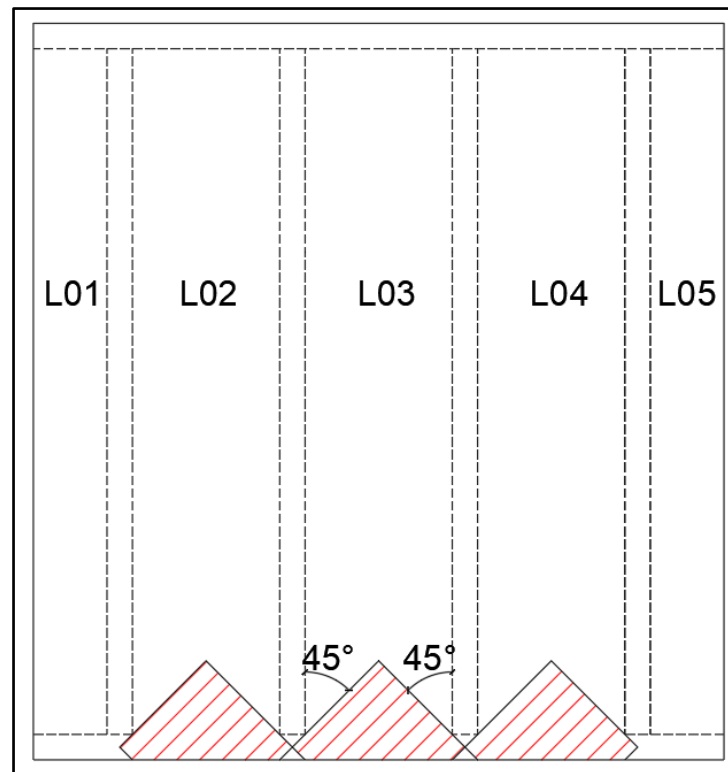


Figura 27: Esquema da área de influência nas transversinas de pista dupla.



Fonte: Autor

A área de influência permite o cálculo do esforço total advindo da laje nas transversinas, esse esforço será distribuído como um carregamento uniformemente distribuído, se somando ao peso próprio dos elementos estruturais. A Tabela 11 apresenta as cargas atuantes nas transversinas e utilizadas para o cálculo dos esforços solicitantes.

Tabela 11: Cargas permanentes atuantes nas transversinas.

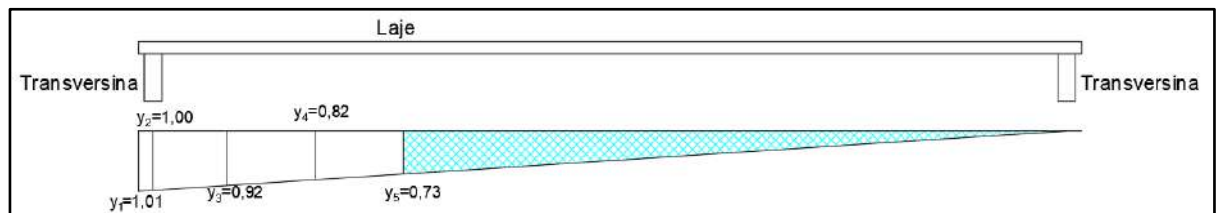
Carga permanente nas transversinas		
Elemento	Pontes de pista Única	Pontes de pista Dupla
Laje (kN/m)	8,112	7,729
Pavimento (kN/m)	2,855	2,720
Recapeamento (kN/m)	2,163	2,061
Transversinas (kN/m)	5,250	5,250
Total (kN/m)	18,381	17,760

Fonte: Autor

8.4.1.2. TREM-TIPO DEVIDO ÀS CARGAS MÓVEIS

As transversinas são elementos parcialmente engastados nas longarinas, estando as condições de apoio das transversinas limitadas às rigidezes a torção e a flexão das longarinas. Para que as transversinas trabalhem juntamente das longarinas, parte de suas armações serão esperas, posicionadas nas longarinas à espera da concretagem in loco desses elementos. Assim como as longarinas, as transversinas trabalham de forma independente entre si, com base na linha de influência entre os elementos, tendo sido utilizada para o cálculo do trem tipo das transversinas a LI apresentada na Figura 28.

Figura 28: Vista lateral esquemática sobre linha de influência das transversinas.



Fonte: Autor.

Conhecida a linha de influência das transversinas solicitadas pela carga móvel, foram calculadas as possíveis situações de carregamento, até que fosse obtido o trem tipo crítico para as transversinas, o qual se encontra na Tabela 12.

Tabela 12: Trem-tipo das transversinas.

Trem-Tipo das Transversinas	
Q_1 (kN)	206,86
q_1 (kN/m)	20,41
q_2 (kN/m)	40,01

Fonte: Autor

8.4.1.3. SISTEMAS ESTRUTURAIS ADOTADOS PARA AS TRANSVERSINAS

Diferentemente das longarinas que se apoiam sobre os encontros, elementos com grande rigidez axial e que podem ser considerados como apoios indeformáveis, as transversinas se apoiam sobre essas longarinas. Dessa forma, há dois tipos de vinculações a serem consideradas, os apoios elásticos verticais, os quais serão calculados com base nos apoios de Neoprene que servem de apoio para as longarinas e a molas de rotação que são dados pela rigidez a torção das longarinas que servem de apoio.

8.4.1.4. CÁLCULO DA RIGIDEZ VERTICAL DOS APOIOS

Para o cálculo da rigidez vertical das transversinas serão propostas dimensões para as almofadas de Neoprene que serão posteriormente verificadas, junto ao dimensionamento dos pilares. Para essas almofadas serão propostas as máximas dimensões em planta proporcionais aos elementos que serão apoiados (as longarinas) e os elementos de apoio (encontros), liberando cerca de 3 cm livres para as bordas, evitando concentração de esforços nos cantos sem proteção de estribos.

Dessa forma, são propostas as dimensões 45 cm x 44 cm x 2,6 cm, considerando-se a menor seção transversal, apresentada na Figura 18. Para a verificação de pré-dimensionamento dessa almofada, basta que seja atendida a seguinte equação:

$$a \cdot b \geq \frac{N_{Sd,Máx}}{\sigma_{adm}}$$

Em que:

a e b = Dimensões em planta da almofada de apoio;

$N_{Sd,Máx}$ = Máximo esforço cortante atuante nas longarinas, o qual se transforma em compressão no topo dos encontros;

σ_{adm} = Máxima tensão admissível do Neoprene, igual a 11 MPa para o Neoprene cintado, proposto para essa solução em função das grandes cargas atuantes no elemento.

Das tabelas utilizadas para o dimensionamento, temos que:

$$N_{Sd,Máx} = 1874,11 \text{ kN}$$

$$45 \cdot 44 \geq \frac{1874,11}{1,1}$$

$$1980 \geq 1703,74 \quad \text{OK!}$$

Como o Neoprene suporta as cargas a serem transferidas, será feito o cálculo do deslocamento ocorrido quando da aplicação desse esforço máximo:

$$\Delta h = n \cdot \frac{\sigma'_m \cdot h_1}{4 \cdot G \cdot B + 3 \cdot \sigma'_m}$$

Em que:

n = Número de camadas de Neoprene;

h_1 = Espessura das camadas de Neoprene, adotadas como 0,8 cm;

G = Módulo de deformação transversal do Neoprene cintado, adotado como 1 MPa;

B = Fator de forma, dado por:

$$B = \frac{a \cdot b}{2 \cdot h_1 \cdot (a + b)}$$

Sendo assim temos:

$$\Delta h = 2 \cdot \frac{1,0046 \cdot 0,8}{4 \cdot 0,1 \cdot 13,90 + 3 \cdot 1,0046}$$

$$\Delta h = 0,187 \text{ cm}$$

Conhecida a força inicial e a deformação axial do Neoprene, é possível calcular a mola a ser adotada para a deformação vertical, dada por:

$$k_v = \frac{N_{Sd,M\acute{a}x}}{\Delta h}$$

$$k_v = 1,00 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

8.4.1.5. RIGIDEZ À FLEXÃO DOS APOIOS

A rigidez à flexão dos apoios das transversinas se dá pela resistência a torção das longarinas sobre as quais elas se apoiam. Essa rigidez é dada por:

$$k_g = \frac{J \cdot G}{L}$$

Em que:

J = Momento de inércia a torção das longarinas, multiplicado por 0,15 por se tratar de uma torção de compatibilização, seguindo-se a seção 17.5.2.2 da NBR 6118/2014.

G = Módulo de deformação transversal do concreto, adotado como $\left(E_{cs}/2,4\right)$ de acordo com a seção 8.2.9 da NBR 6118/2014.

L = Espaçamento entre transversinas. Serão adotadas as distâncias de 12 e 14 metros para esse cálculo, garantindo uma envoltória de esforços crítica, com os máximos momentos positivos e negativos atuantes nas transversinas. São necessários esses vãos em função das seções transversais diferentes adotadas.

$$k_{g,V\tilde{a}o\ 12} = \frac{J \cdot G}{L}$$

$$k_{g,V\tilde{a}o\ 12} = \frac{0,15 \cdot 5,33 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{32 \cdot 10^6}{2,4}\right)}{12}$$

$$k_{g,V\tilde{a}o\ 12} = 887,87\ kN \cdot m/rad$$

$$k_{g,V\tilde{a}o\ 14} = \frac{J \cdot G}{L}$$

$$k_{g,V\tilde{a}o\ 14} = \frac{0,15 \cdot 1,11 \cdot 10^{-2} \cdot \left(\frac{32 \cdot 10^6}{2,4}\right)}{14}$$

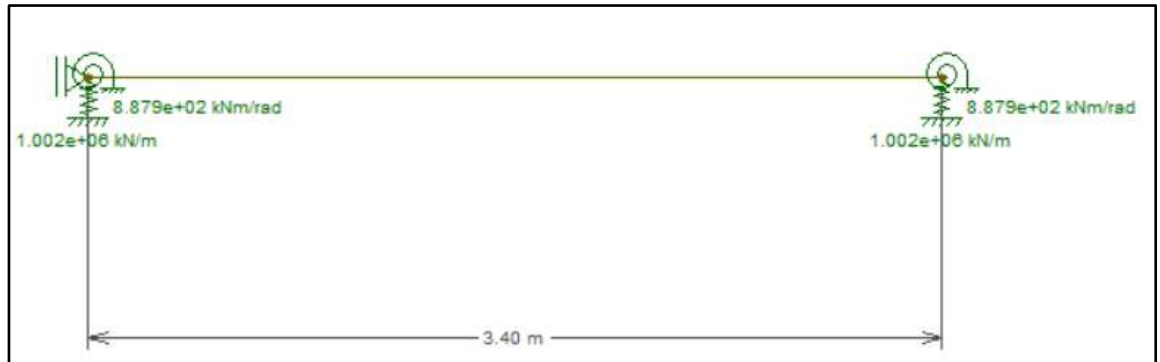
$$k_{g,V\tilde{a}o\ 14} = 1579,43\ kN \cdot m/rad$$

8.4.1.6. CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

Pode-se perceber das Tabela 11 e Tabela 12 que as cargas advindas do peso-próprio são muito próximas para os casos de pista simples e duas pistas, além disso, os carregamentos advindos da carga móvel são os mesmos em ambos os casos. Essas similaridades justificam o detalhamento de todas as transversinas apenas com as envoltórias críticas de esforços solicitantes, sem grandes aumentos no custo e valorizando a repetição do processo. Isso se dá para as longarinas da pista única, por possuírem os maiores vãos.

Assim como para as longarinas, os esforços solicitantes nas transversinas serão calculados a partir do *software* FTOOL. Por se tratar de um sistema estrutural mais complexo do que elementos simplesmente apoiados, será apresentada a conformação básica a ser lançada no FTOOL na Figura 29, havendo variações como a apresentadas nas molas de giro em função dos apoios. Conhecidas as cargas atuantes e os sistemas estruturais adotados, foi possível retirar do *software* os esforços cortantes e momentos fletores, apresentados na tabela de dimensionamento que pode ser acessada pelo Apêndice B e serão utilizados para as verificações e dimensionamentos das armaduras necessárias.

Figura 29: Sistema estrutural longitudinal para as transversinas nas pontes em pista única.



Fonte: Autor

8.4.2. CÁLCULO DAS ARMADURAS NECESSÁRIAS NAS TRANSVERSINAS

As transversinas se tratam de vigas parcialmente engastadas nas longarinas, sendo que, conhecidos os esforços solicitantes, todo o dimensionamento aplicado para as longarinas será aplicado para as transversinas, cabendo a esse trecho do projeto apenas apresentar as características específicas ao dimensionamento das transversinas, sendo assim, tem-se:

- Para o cálculo dos esforços de fadiga o valor de Ψ_1 para transversinas recomendado pela norma é igual a 0,7.
- Para o cálculo dos esforços solicitantes os coeficientes de impacto adotados serão compostos apenas por CIA e CIV, o coeficiente CNF não se aplica a elementos distribuídos transversalmente ao tráfego como ocorre nas lajes do tabuleiro.
- Cabe lembrar que, na região de apoio das transversinas nas longarinas, será feito um aumento local da área de armadura transversal, a fim de garantir que a seção resistirá à carga transversal atuante e poderá transferi-la para os pilares. Esse aumento será calculado com base nas forças advindas do peso próprio das transversinas e calculadas pelos esquemas estáticos apresentados na seção 8.4.1.6 e igual a 15,2 kN.

O detalhamento das armaduras das transversinas se encontra no Apêndice C.

9. DIMENSIONAMENTO DA INFRAESTRUTURA

O dimensionamento da infraestrutura será feito para o caso específico já apresentado na seção 4 e tem como objetivo da determinação das dimensões aproximadas dos elementos de fundação que apresentam a tensão admissível necessária para suportar a superestrutura e seus esforços.

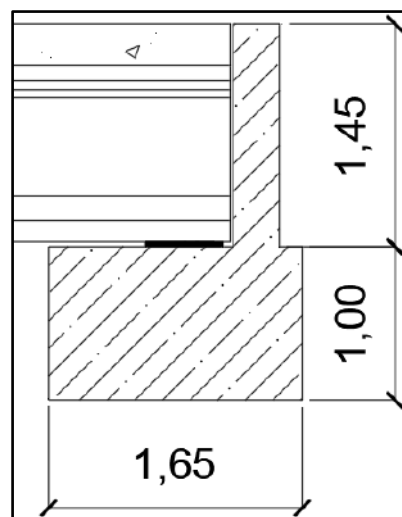
9.1. ESFORÇOS ATUANTES NA INFRAESTRUTURA

Como não há uma região específica para a aplicação das pontes, cabe aos engenheiros responsáveis pela superestrutura a análise das características ambientais locais que melhor se adaptem ao projeto. A fim de permitir o dimensionamento do caso específico de infraestrutura proposto para este projeto, serão adotadas as seguintes características ambientais:

- Coeficiente de dilatação térmica do concreto adotado de acordo com a seção 8.2.3 da NBR 6118/2014, igual a $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$;
- Umidade média ambiente igual a 55%;
- Variação de temperatura máxima ao longo do ano igual a $\pm 20^{\circ}\text{C}$;
- Tempo de início da retração de fluência do concreto igual a 5 dias.

Para o dimensionamento da infraestrutura serão levados em conta os esforços solicitantes, considerando-se o bloco de fundação apresentado na Figura 30. Esse bloco será adotado ora como sapata com altura contínua, ora como bloco de transição para estacas, dependendo do tipo de solo analisado.

Figura 30: Bloco proposto de concreto proposto como parte do sistema de fundações.



○ **Forças verticais advindas da superestrutura:**

As forças verticais foram calculadas para o dimensionamento da superestrutura, conforme apresentado ao longo da seção 8, sendo representados pelos máximos esforços cortantes, os quais atuam nas longarinas.

○ **Forças horizontais advindas da superestrutura, em função dos efeitos de retração do concreto e variação de temperatura nas longarinas:**

A força horizontal advinda da retração será calculada com base na Tabela 8.2 da NBR 6118/2014, que proporciona valores aproximados para esse fenômeno, sendo suficientes para a verificação das tensões no solo. Para a utilização da tabela, basta que seja calculada a espessura fictícia para a seção da ponte considerada. Para a ponte com 12 metros de vão, tem-se:

$$h_{fic} = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 13177}{957} = 27,5 \text{ cm}$$

h_{fic} = Espessura fictícia da seção;

A_c = Área de concreto da seção transversal. A favor da segurança será adotada a área de concreto total considerada para o dimensionamento, em uma suposição de que toda a ponte seja moldada in loco;

u = Perímetro da seção considerada exposto ao ar.

Da tabela 8.2 é possível tirar a deformação axial devido à retração:

$$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) = -0,52 \cdot 10^{-3}$$

Sobre a retração devido à variação de temperatura, tem-se:

$$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta T$$

O caso crítico para a variação de temperatura ocorre para $\Delta T = -20 \text{ }^{\circ}\text{C}$, visto que será a deformação no mesmo sentido da retração, gerando a maior das forças horizontais. Sendo assim:

$$\varepsilon_t = 10^{-5} \cdot (-20) = -0,20 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{total} = \varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) + \varepsilon_t$$

$$\varepsilon_{total} = -0,72 \cdot 10^{-3}$$

Conhecida a deformação horizontal, é possível obter a altura necessária para o já apresentado Neoprene, a qual pode ser obtida por:

$$h = 2 \cdot a_{H1} = 2 \cdot \varepsilon_{total} \cdot L$$

Em que:

h = Altura da espessura estimada necessária da borracha sintética;

a_{H1} = Deslocamento horizontal da superestrutura.

$$h = 2 \cdot 0,72 \cdot 10^{-3} \cdot 1200$$

$$h = 1,728 \text{ cm}$$

Adotando-se o Neoprene cintado com duas camadas de 1 cm de espessura, é possível atender à altura necessária para o aparelho de apoio e calcular sua rigidez.

Pode ser visto da Figura 30 que o aparelho de Neoprene se apoia diretamente sobre o bloco de fundação, o qual é considerado com rigidez infinita, por ser dimensionado para trabalhar como engaste perfeito. Dessa forma, a rigidez “K” a ser calculada para os apoios vem diretamente das almofadas de elastômero.

Calculando-se a rigidez dos aparelhos de apoio:

$$K = \frac{G \cdot A}{h}$$

Em que:

K = Rigidez do apoio;

G = Módulo de elasticidade transversal do Neoprene, igual a 1 MPa;

A = Área em planta do Neoprene, proposta em 8.4.1.4;

$$K = \frac{G \cdot A}{h} = \frac{1000 \cdot 0,45 \cdot 0,44}{0,02} = 9900 \text{ kN/m}$$

Visto que os apoios de ambos os lados tem a mesma rigidez, para o cálculo da força horizontal, basta que o deslocamento total seja dividido igualmente entre os apoios:

$$F_H = K \cdot \varepsilon_{total} \cdot \frac{L_{longarina}}{2}$$

$$F_H = 9900 \cdot 0,72 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{12,50}{2}$$

$$F_H = 44,55 \text{ kN}$$

○ **Peso próprio da parede cortina:**

A parede cortina terá a altura da viga mais a laje para o vão dimensionado. Nesse caso, para o vão de 12 metros a soma de altura da longarina mais laje será igual a 145 cm, considerando-se a altura do Neoprene e possíveis variações construtivas, a favor da segurança será adotada uma altura para a parede cortina e para a camada de terra igual a 150 cm.

Com as considerações propostas, para uma espessura da parede cortina igual a 30 cm, é possível calcular a carga vertical que ela acrescentará à fundação:

$$P_{cortina} = 0,3 \cdot 1,5 \cdot 25$$

$$P_{cortina} = 11,25 \text{ kN/m}$$

○ **Forças horizontais advindas do empuxo:**

- Para o solo do tipo 1:

Conhecidos os índices N_{spt} do local da construção, é possível considerar um peso específico (γ) de 19 kN/m³ de acordo com Godoy, 1972.

Como não há ensaios de laboratório referentes aos solos considerados, serão adotadas correlações propostas por Teixeira e Godoy (1996) para a coesão do solo e de Teixeira para o cálculo do seu ângulo de atrito. Sendo assim:

$$c = 10 \cdot N_{spt,méd}$$

Em que:

c = Coesão do solo atuante na parede cortina;

$N_{spt,méd}$ = Média dos ensaios de penetração do solo que provoca empuxo na fundação.

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{spt,méd} + 10^\circ}$$

Em que:

ϕ = Ângulo de atrito do solo suportado pela parede cortina;

Como a parede cortina resiste a uma camada de solo menor que dois metros, o $N_{spt,méd}$ dessa região para o solo tipo 1 será de 14. Dessa forma:

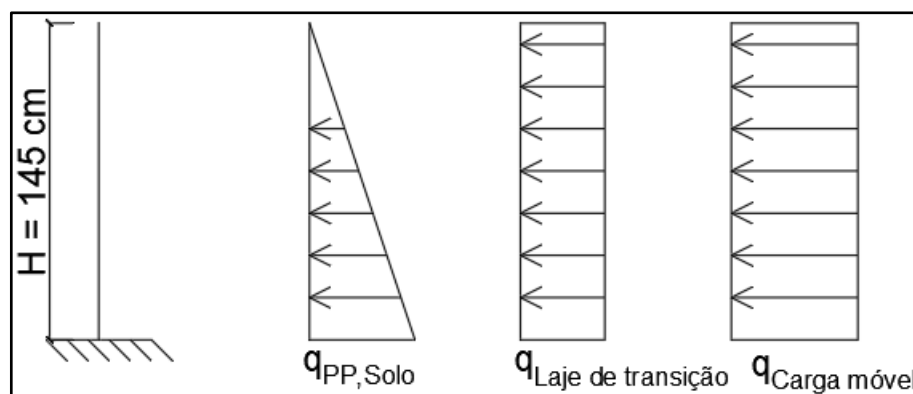
$$c = 140 \text{ kPa}$$

$$\phi = 26,7^\circ$$

Conhecidos os dados do solo e a altura da parede cortina, é possível calcular seus efeitos, tanto advindos da carga do solo quanto da sobrecarga de projeto, de acordo com os diagramas esquemáticos da

Figura 31.

Figura 31: Esquema estático da parede cortina e representação dos esforços horizontais que nela atuam.



Fonte: Autor

Calculando-se as ações do empuxo:

-Empuxo do peso próprio da camada de solo:

$$E_{PP,Solo} = q_{PP,Solo} \cdot \frac{H}{2}$$

$$E_{PP,Solo} = K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{H}{2}$$

$$E_{PP,Solo} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{H}{2}$$

$$E_{PP,Solo} = 7,59 \text{ kN/m}$$

-Empuxo do peso próprio da laje de transição:

Considerando-se uma laje de transição com 20 cm de espessura, tem-se:

$$E_{Laje \text{ de transição}} = K_a \cdot q_{Laje \text{ de transição}} \cdot H$$

$$E_{Laje \text{ de transição}} = 2,76 \text{ kN/m}$$

-Empuxo do peso próprio do trem tipo:

Esse carregamento depende da largura da pista, demandando de análises diferentes para as pontes com uma ou duas pistas:

- Para ponte de pista única:

$$E_{Carga \text{ móvel}} = K_a \cdot q_{Carga \text{ móvel}} \cdot H$$

A carga distribuída devido à carga móvel se trata de uma média, considerando-se a região mais carregada, as cargas concentradas que representam uma tensão distribuída na área de 25 kN/m², além da carga distribuída ao redor do veículo, igual a 5 kN/m². Sendo assim:

$$E_{Carga \text{ móvel,pista única}} = K_a \cdot q_{Carga \text{ móvel}} \cdot H$$

$$E_{Carga \text{ móvel,pista única}} = 7,62 \text{ kN/m}$$

- Para ponte de pista dupla:

$$E_{Carga\ móvel,pista\ dupla} = K_a \cdot q_{Carga\ móvel} \cdot H$$

$$E_{Carga\ móvel,pista\ dupla} = 5,35\text{ kN/m}$$

- Para o solo do tipo 2:

A marcha de cálculo para o solo tipo dois é a mesma do solo tipo 1, bastando que os dados do solo sejam definidos para que os resultados obtidos sejam apresentados. Para o solo do tipo 2, conhecidos os índices N_{spt} e sabendo-se que as primeiras camadas se assemelham mais a areias fofas, tem-se:

$$\gamma = 16\text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 22,7^\circ$$

-Empuxo do peso próprio da camada de solo:

$$E_{PP,Solo} = 7,46\text{ kN/m}$$

-Empuxo do peso próprio da laje de transição:

$$E_{Laje\ de\ transição} = 3,22\text{ kN/m}$$

-Empuxo do peso próprio do trem tipo:

- Para ponte de pista única:

$$E_{Carga\ móvel,pista\ única} = 8,89\text{ kN/m}$$

- Para ponte de pista dupla:

$$E_{Carga\ móvel,pista\ dupla} = 6,22\text{ kN/m}$$

○ **Momentos fletores advindos do empuxo:**

Como as forças resultantes do empuxo não se encontram aplicadas diretamente no topo do bloco de fundações, elas gerarão momento que deverá ser transmitido ao solo para garantir a estabilidade da estrutura como um todo, sendo assim, ele deve ser calculado:

-Para solo do tipo 1 e ponte em pista única:

$$M_E = E_{PP,Solo} \cdot \frac{H}{3} + E_{Laje\ de\ transição} \cdot \frac{H}{2} + E_{Carga\ móvel,pista\ única} \cdot \frac{H}{2}$$

$$M_E = 11,19\ kN \cdot m/m$$

-Para solo do tipo 1 e ponte em pista dupla:

$$M_E = 9,55\ kN \cdot m/m$$

-Para solo do tipo 2 e ponte em pista única:

$$M_E = 12,40\ kN \cdot m/m$$

-Para solo do tipo 2 e ponte em pista dupla:

$$M_E = 10,45\ kN \cdot m/m$$

○ **Forças horizontais em decorrência dos efeitos da aceleração e frenagem:**

A NBR 7188/2013 apresenta uma formulação para o cálculo dos esforços horizontais de aceleração e frenagem como uma parcela das forças verticais atuantes na estrutura. Essa formulação indica que a força horizontal deve ser adotada como o maior valor dentre:

-30% do peso do veículo tipo = $0,3 \cdot 450 = 135 \text{ kN}$;

-5 % do carregamento sobre o tabuleiro devido à carga uniformemente distribuída de 5 kN/m^2 , lembrando-se de considerar o coeficiente para o número de faixas (CNF).

- Para a ponte com pista única:

$$0,05 \cdot 5 \cdot 12,5 \cdot 6,0 \cdot 0,95 = 17,81 \text{ kN}$$

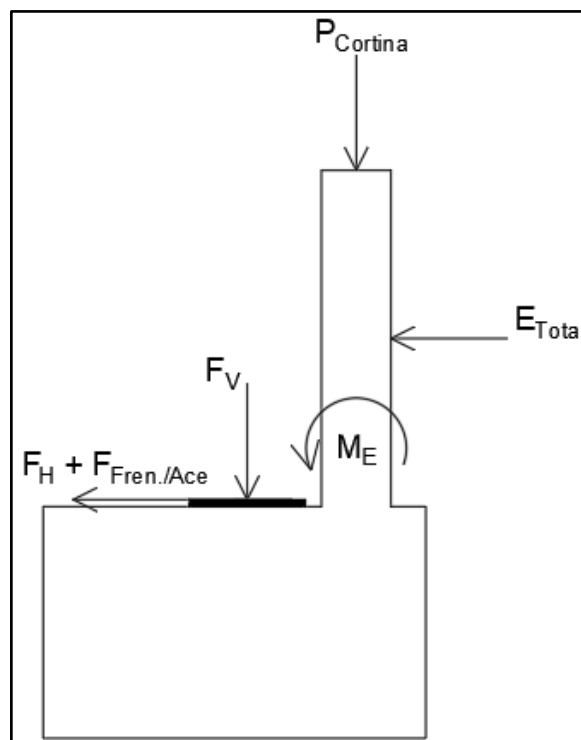
- Para a ponte com pista dupla:

$$0,05 \cdot 5 \cdot 12,5 \cdot 12,0 \cdot 1,0 = 37,50 \text{ kN}$$

Sendo assim, a força de horizontal de frenagem/aceleração a ser adotada será igual a 135 kN .

Feita a apresentação de todos os esforços que solicitarão as fundações a serem dimensionadas, foi possível compilá-las na Tabela 13 e ilustrá-las na Figura 32, a fim de facilitar a etapa seguinte e permitir uma análise de como todas as solicitações atuarão juntas na estrutura. Cabe ressaltar que como os perfis de solo apresentados, bem como a estrutura são simétricos entre si, o dimensionamento de um dos encontros serve para ambos. Dessa forma, serão apresentadas as forças atuantes no encontro da direita, as quais serão utilizadas para a verificação do solo no qual ele se apoia.

Figura 32: Forças atuantes na infraestrutura



Fonte: Autor

Tabela 13: Resumo dos esforços nos apoios.

RESUMO DOS ESFORÇOS NOS APOIOS				
Ações	Solo tipo 1		Solo tipo 2	
	Ponte pista única	Ponte pista dupla	Ponte pista única	Ponte pista dupla
Retração e Variação de temperatura do Concreto (kN)	89,10 (←)	89,10 (←)	178,20 (←)	178,20 (←)
Forças Totais de Empuxo (kN)	160,40 (←)	140,43 (←)	307,65 (←)	266,40 (←)
Frenagem/Aceleração (kN)	135,00 (←)	135,00 (←)	135,00 (←)	135,00 (←)
Momentos Totais de Empuxo (kN.m)	103,13	155,40	113,90	169,50
Forças Verticais da Superestrutura em valores característicos (kN)	2199,15	4398,30	2199,15	4398,30
Peso Próprio da Parede Cortina (kN)	95,63	168,75	95,63	168,75
Total Horizontal	384,50	364,53	620,85	579,60
Total Vertical	2294,78	4567,05	2294,78	4567,05

Fonte: Autor

9.2. CÁLCULO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS DO SOLO

9.2.1. SOLO TIPO 1

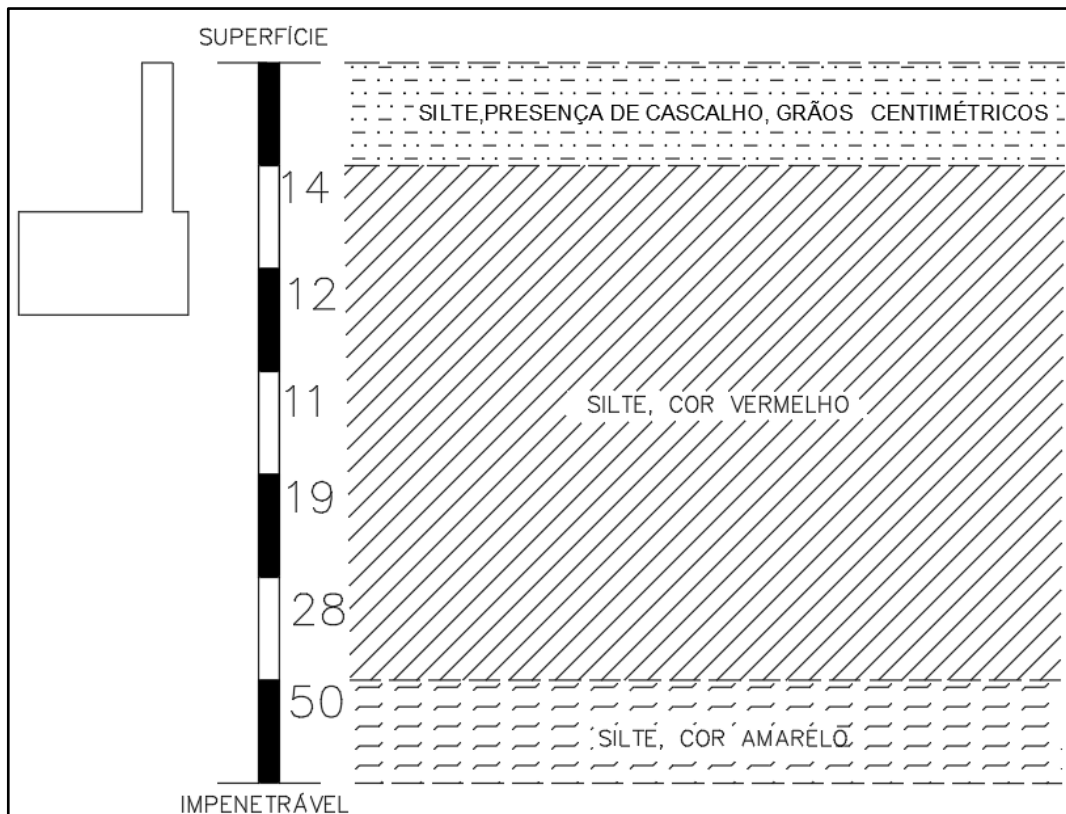
Para o solo do tipo 1, o qual apresenta valores satisfatórios de N_{spt} próximos à superfície, será proposta uma fundação em sapata corrida, visto que é proposta uma base de 1,65 metros de largura para comprimentos de sapata maiores que 8,50 metros.

9.2.1.1. CAPACIDADE DE CARGA

Para a verificação da máxima capacidade de carga dos solos apresentados, será adotada a equação desenvolvida por Terzagui e Peck (1967), apud Cintra, Aoki e Albiero (2011) com os fatores de carga propostos por Vesic (1975), apud Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Para o cálculo da máxima capacidade de carga do solo, deve-se conhecer o bulbo de tensões que resistirá aos esforços solicitantes. Para o caso de sapatas corridas, esse bulbo tem altura (z) igual a 4 vezes a largura da base. Sendo assim, $z = 6,6$ metros de profundidade. Analisando-se a Figura 33 que posiciona a sapata no perfil de solo tipo 1, é possível perceber que a sapata se encontra a cerca de 4,5 metros de uma estrutura que não pôde ser penetrada no ensaio, considerada como indeslocável. Sendo assim, para calcular o índice médio do bulbo, será considerado para o N_{spt} máximo um valor de 28, referente à última camada completa penetrada e esse valor também será atribuído para as camadas abaixo dela.

Figura 33: Posição da sapata dentro do maciço de solo.



Fonte: Autor

Para o cálculo da capacidade de carga da fundação, como se trata de um solo bastante homogêneo, será adotada uma tensão resistente média com base no índice N_{spt} . Além disso, os coeficientes obtidos para os cálculos serão calculados considerando-se a situação de solo não-drenado, situação mais desfavorável no que tange à resistência, visto que na situação drenada os solos tendem a resistir a maiores esforços, sendo assim essa é uma consideração favorável à segurança do projeto.

Para um solo do tipo argila rija, as proposições de Terzaghi indicam que o tipo principal de ruptura é a ruptura geral, a qual é regida pela seguinte equação:

$$\sigma_r = c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

Em que:

$c \cdot N_c$ = Representa a parcela resistente devido à coesão do solo em que o elemento se apoia;

N_c = Fator da capacidade de carga, dependente apenas do ângulo de atrito (ϕ) e que no caso de uma argila rija com ($\phi = 0^\circ$) vale 5,14.

$q \cdot N_q$ = Se refere à carga de embutimento que estabiliza a sapata. Nesse caso não há cobrimento uniforme da sapata, sendo dispensado esse trecho da equação a favor da segurança.

Sendo assim:

$$N_{spt,méd} = \frac{12 \cdot 0,5 + 11 + 19 + 28 + 28 + 28 \cdot 2,1}{6,6} = 22,8$$

$$\sigma_r = c \cdot N_c$$

$$\sigma_r = 10 \cdot 22,8 \cdot 5,14 \cong 1171 \text{ kPa}$$

Conhecida a capacidade de carga do solo, faz-se necessário determinar a sua tensão admissível para que seja possível verificar se a solução de fundação em sapata proposta é viável. Seguindo-se a NBR 6122/2019 em sua seção 6.2.1.1.1, será adotado um fator de segurança global igual a 3 em função do método de cálculo analítico adotado para a capacidade de carga. Além disso, a verificação da máxima tensão aplicada ao solo deverá ser feita por meio de forças características, ou seja, sem a majoração dos esforços solicitantes. Sendo assim:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{FS_g}$$

$$\sigma_a = \frac{1171}{3} = 390,3 \text{ kPa} = 0,39 \text{ MPa}$$

Conhecida a tensão admissível do solo e os esforços que sobre ele atuam, é possível verificar se o sistema de fundações sapata solo proposto atende às solicitações totais atuantes. Como se trata de uma sapata corrida, com comprimento maior que 5 vezes a largura, a verificação da máxima tensão será feita considerando-se os esforços distribuídos uniformemente ao longo do comprimento e para uma faixa com 1 metro de largura, assim como ocorre para o dimensionamento de lajes.

Como há momentos fletores e forças de compressão atuando sobre a sapata, a máxima tensão solicitante em sua base deve ser calculada como flexo-compressão, sendo assim:

$$\sigma_{máx} = \frac{1,05 \cdot F_{Sk}}{a \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right)$$

Em que:

F_{Sk} = Força vertical máxima característica atuando no topo do elemento de fundação, considerada como distribuída uniformemente ao longo do comprimento. Esse termo é majorado em 5% para levar em conta o peso próprio da sapata;

a = Comprimento da sapata, adotado como 1 metro;

b = Largura da sapata, adotada como 1,65 m;

e = Excentricidade devido ao momento fletor, calculada como M_{Sk}/F_{Sk} .

É importante também verificar se a excentricidade é menor que $b/6$, a fim de garantir que toda a base da sapata é solicitada a compressão. Essa verificação é importante, visto que o solo não resiste a esforços de tração.

- Para a ponte em pista única:

$$e = \frac{M_{Sk}}{F_{Sk}} = \frac{103,13}{2294,78} = 0,05 \text{ m} < \frac{b}{6} \quad \rightarrow \quad \text{OK! Não há tração na base}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{1,05 \cdot \left(\frac{2294,78}{8,5}\right)}{1,0 \cdot 1,65} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,05}{1,65}\right)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 203,03 \text{ kPa} = 0,20 \text{ MPa} < \sigma_a = 0,39 \text{ MPa}$$

- Para a ponte em pista dupla:

$$e = \frac{M_{Sk}}{F_{Sk}} = \frac{155,40}{4567,05} = 0,035 \text{ m} < \frac{b}{6} \quad \rightarrow \quad \text{OK! Não há tração na base}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{1,05 \cdot \left(\frac{4567,05}{15,0}\right)}{1,0 \cdot 1,65} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,035}{1,65}\right)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 218,41 \text{ kPa} = 0,22 \text{ MPa} < \sigma_a = 0,39 \text{ MPa}$$

Como a máxima tensão atuante na fundação é menor que a tensão admissível do solo em ambos os casos, pode-se afirmar que a solução proposta atende aos requisitos de segurança de norma e pode ser aplicada para o solo tipo 1.

9.2.1.2. RECALQUES MÁXIMOS

A importância do cálculo dos recalques, em estruturas de concreto usuais, está relacionada a recalques diferenciais, os quais geram redistribuição de esforços em estruturas hiperestáticas, podendo gerar esforços diferentes dos de dimensionamento. No caso da superestrutura da ponte dimensionada, por se tratar de uma estrutura isostática, os recalques diferenciais não trazem problemas para o dimensionamento dos elementos.

Contudo, como a ponte serve de continuidade para a estrada, deve-se analisar os recalques existentes, garantindo que não ocorram desníveis consideráveis entre o nível das rodovias e da laje da ponte. Grandes desníveis poderiam trazer desconforto aos usuários, danificar os veículos que por ali trafegam e, em casos mais extremos, até mesmo gerar impactos não previstos no dimensionamento da superestrutura. O limite para os máximos recalques permitidos será adotado como 25 mm, seguindo-se recomendações de Terzaghi e Peck (1967), apud Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Para o cálculo dos recalques no solo tipo 1, será feita a consideração de um meio elástico homogêneo, devido à composição predominantemente siltosa do solo no qual a sapata se apoia. Além disso, será feita a consideração de que a camada na qual o ensaio se encerra é a camada do indeslocável, tornando o problema uma situação de recalque em camada finita, cuja solução foi apresentada por Janbu et. al (1956), apud Cintra Aoki e Albiero (2011) e será desenvolvida a seguir:

$$\rho = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{\sigma \cdot B}{E_s}$$

Em que:

ρ = Recalque previsto;

μ_0 e μ_1 = Parâmetros dependentes da geometria da posição da sapata no maciço de solo e da geometria da sapata, respectivamente, apresentados em ábacos propostos por Janbu et. al (1956), apud Cintra, Aoki e Albiero (2011) refinados posteriormente em Simons e Menzies (1981), apud Cintra, Aoki e Albiero (2011);

σ = Tensão atuante no solo;

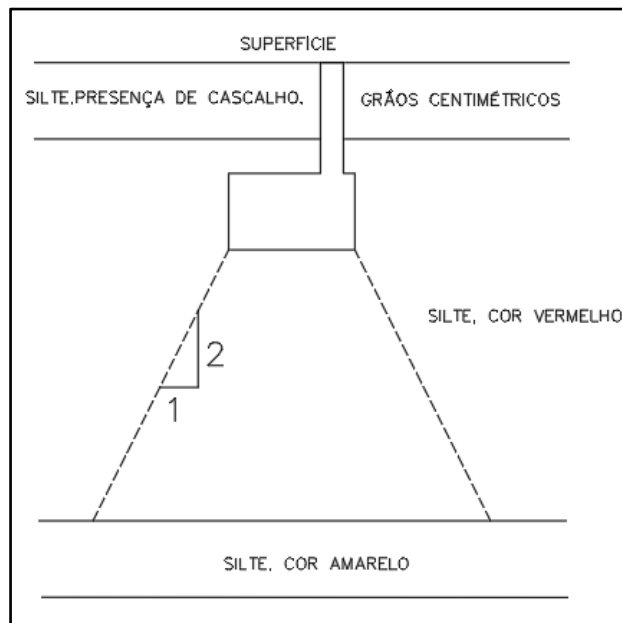
B = Base da Sapata;

E_s = Módulo de deformabilidade do solo, dado por: $E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{spt,méd}$, em que α e K são parâmetros dependentes do tipo de solo, para o caso do silte do solo 1, serão iguais a 5 e 0,35 respectivamente.

Conhecidos todos os parâmetros envolvidos, é possível calcular o máximo recalque no solo. Para tanto, será adota a situação da ponte em pista dupla que apresenta a maior tensão atuante. Além disso, para o cálculo do recalque total, será adotado o método da sapata fictícia,

na proporção de um metro na horizontal para cada dois metros na vertical, como apresentado na Figura 34, essa medida é necessária visto que há camadas de solo com características distintas entre si.

Figura 34: Espraiamento de tensões da sapata



Fonte: Adaptação de Cinta, Aoki e Albiero, Fundações diretas projeto geotécnico, 2011.

$$\rho = \left(\mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{\sigma \cdot B}{E_s} \right)_{Cota -2,5 a -6} + \left(\mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{\sigma \cdot B}{E_s} \right)_{Cota -6 a -7}$$

$$\rho = \left(1 \cdot 0,85 \cdot \frac{0,22 \cdot 1,65}{5 \cdot 0,35 \cdot 18} \right)_{Cota -2,5 a -6} + \left(0,93 \cdot 0,15 \cdot \frac{\left(\frac{4567,05}{18,5 \cdot 5,15} \right) \cdot 5,15}{5 \cdot 0,35 \cdot 28} \right)_{Cota -6 a -7}$$

$$\rho = 10,5 \text{ mm} < \rho_{lim} = 25 \text{ mm} \rightarrow OK!$$

Visto que as máximas tensões solicitantes são inferiores às tensões admissíveis do solo e os recalques máximos são inferiores aos limites propostos, a solução em fundação direta no estilo de sapata apresentada para o solo tipo 1 atende aos requisitos de segurança normatizados.

9.2.2. SOLO TIPO 2

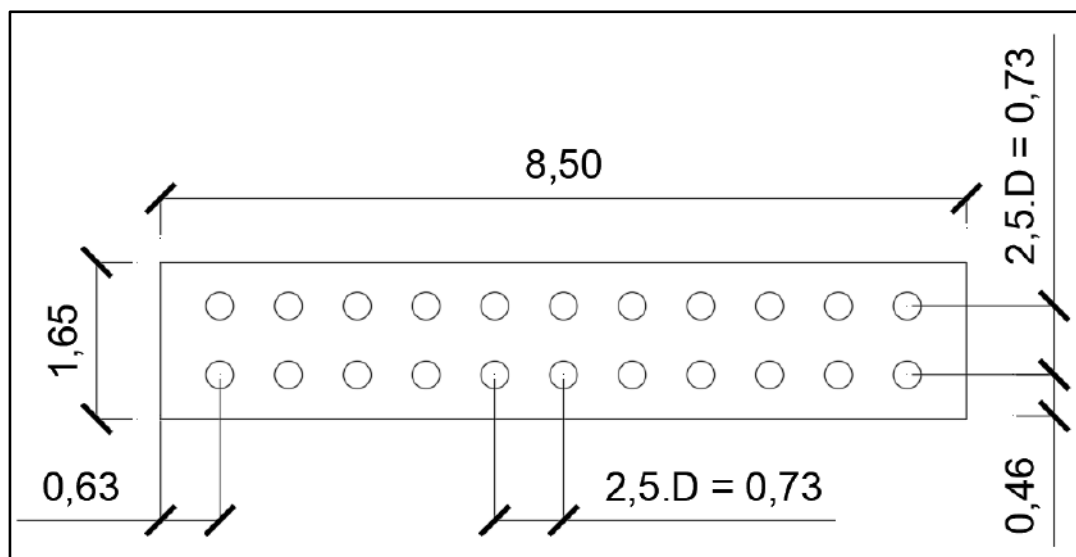
O solo tipo 2 apresenta baixos valores para o índice N_{spt} nas camadas superficiais de solo, demandando uma solução em fundações profundas. A fim de adequar a solução de fundação à praticidade construtiva proposta para a superestrutura, será analisada uma solução em estacas pré-moldadas com pequenos diâmetros, as quais serão cravadas no solo, sendo uma solução ideal para regiões afastadas, visto que a vibração não trará problemas para a vizinhança.

9.2.2.1. CAPACIDADE DE CARGA

Para o cálculo da capacidade de carga das estacas, será adotado o método semiempírico de Aoki-Velloso proposto em 1975, apud Cintra e Aoki (2010). Assim como para as fundações rasas, serão adotadas aproximações para a coesão e ângulo de atrito dos solos propostos, com base nos índices N_{spt} obtidos, sendo considerada a situação crítica de solo não drenado. Além disso, devido à composição do solo, serão consideradas as aproximações para solos predominantemente arenosos.

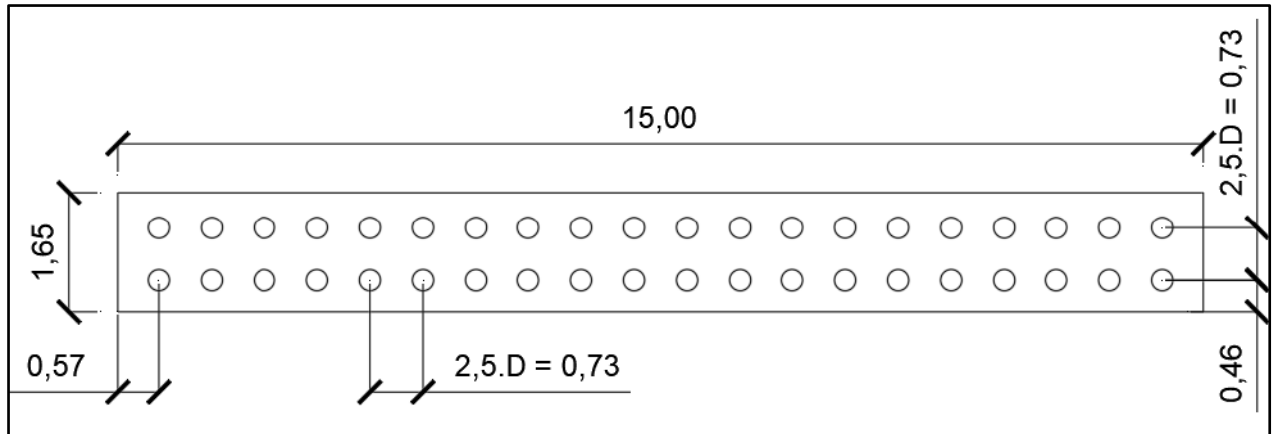
A fim de calcular o comprimento necessário para a estaca dimensionada, faz-se necessário conhecer a máxima carga atuante no elemento. Serão propostas estacas em concreto pré-moldado vibrado, com 29 cm de diâmetro. A configuração proposta para a quantidade e distribuição de estacas foi feita a fim de manter a distância entre centros de estacas inferior a 2,5 vezes o diâmetro, um limite construtivo para o dimensionamento do elemento de concreto para o caso de estacas pré-moldadas. Essa distribuição se encontra nas Figura 35 e Figura 36 para as pontes com pista única e pista dupla, respectivamente.

Figura 35: Posicionamento proposto para estacas no bloco de coroamento, para pista única (metros).



Fonte: Autor

Figura 36: Posicionamento proposto para estacas no bloco de coroamento, para pista dupla (metros).



Fonte: Autor

Considerando-se que a força vertical é a parcela preponderante do carregamento e será uniformemente distribuída pelas estacas, é possível calcular a carga admissível necessária para cada uma das estacas, dada por:

- Para pista única:

$$P_{adm,nec} = \frac{1,05 \cdot F_{Sk}}{22} = \frac{1,05 \cdot 2294,78}{22} = 109,52 \text{ kN/estaca}$$

- Para pista dupla:

$$P_{adm,nec} = \frac{1,05 \cdot F_{Sk}}{40} = \frac{1,05 \cdot 4567,05}{40} = 119,89 \text{ kN/estaca}$$

O processo de cálculo de estacas deve atender a 3 diferentes parâmetros de projeto. A tensão admissível é relacionada ao elo mais fraco da corrente, o solo ou o elemento estrutural, para tanto deve-se partir de um pressuposto e verificar se a estaca atende aos outros. Nesse caso, como já foi proposta a estaca, a resistência máxima do elemento de concreto será o ponto de partida do dimensionamento, devendo-se calcular a profundidade em que o solo suporta uma carga igual à estaca e com N_{spt} menor que 25, sendo esse o limite que a estaca pré-moldada com 29 cm de diâmetro consegue penetrar.

Seguindo-se recomendação de Velloso e Lopes (2002), apud Cintra e Aoki (2010), para estacas pré-moldadas circulares em concreto vibrado com 29 cm de diâmetro, a carga de catálogo admissível é igual a 500 kN. Sendo assim:

$$P_e = \frac{R}{FS_g}$$

Em que:

P_a = Carga admissível da estaca pré-moldada;

R = Capacidade de carga das estacas;

FS_g = Fator de segurança global para fundações profundas, apresentado na seção 6.2.1.2.1 da NBR 6122/2019 e igual a 2.

$$500 = \frac{R}{2} \quad \rightarrow \quad R = 1000 \text{ kN}$$

A fim de otimizar a utilização do elemento, será calculada a profundidade na qual a capacidade de carga do solo se iguala à da estaca. Para tanto, será calculada metro a metro a resistência por atrito lateral e de ponta da estaca, apresentados a seguir e depois aplicados para o solo tipo 2. Além da resistência da estaca, será adotado como limite para profundidade, o comprimento de estaca que consiga suporta o máximo esforço solicitante no topo da estaca, o qual é bastante inferior à capacidade de carga do elemento estrutural.

$$R = R_L + R_p$$

Em que:

R_L = Resistência lateral do fuste;

R_p = Resistência de ponta da estaca.

Aplicando-se o desenvolvimento da equação com base no proposto por Aoki-Velloso, tem-se:

$$R = \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) + \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p$$

Em que:

N_L = Índice de resistência a penetração (N_{spt}) médio da camada de solo;

N_p = Índice de resistência a penetração da camada em que a ponta da estaca se apoia;

α ; K ; F_1 e F_2 = Coeficientes apresentados pelos autores, propostos com base em análises da literatura e em ensaios de campo.

Pode-se calcular F_1 e F_2 para estacas pré-moldadas com pequenos diâmetros por:

$$F_1 = 1 + \frac{D}{0,8} = 1 + \frac{0,29}{0,8} = 1,36$$

$$F_2 = 2 \cdot F_1 = 2,72$$

- 1ª camada: De -2,5 (cota de fundo do bloco de coroamento) a -8 m com solo em areia média siltosa:

$$N_{méd} = \frac{3 \cdot 0,5 + 3 + 4 + 5 + 5 + 7}{5,5} \cong 4,5$$

$$R_{L,1} = \frac{0,022 \cdot 550 \cdot 4,5 \cdot 5,5 \cdot \pi \cdot 0,29}{2,72} = 100,31 \text{ kN}$$

- 2ª camada: De -8 a -13 m com solo em areia média-grossa siltosa:

A Tabela 14 apresenta o cálculo metro a metro das resistências lateral e de ponta da fundação a partir da cota -8, a fim de determinar a posição com carga admissível mais próxima da carga solicitante que é igual a 119,89 kN. Para o solo em questão foram adotados $\alpha = 0,020$ e $K = 800 \text{ kPa}$.

Tabela 14: Resistência do solo ao longo da profundidade.

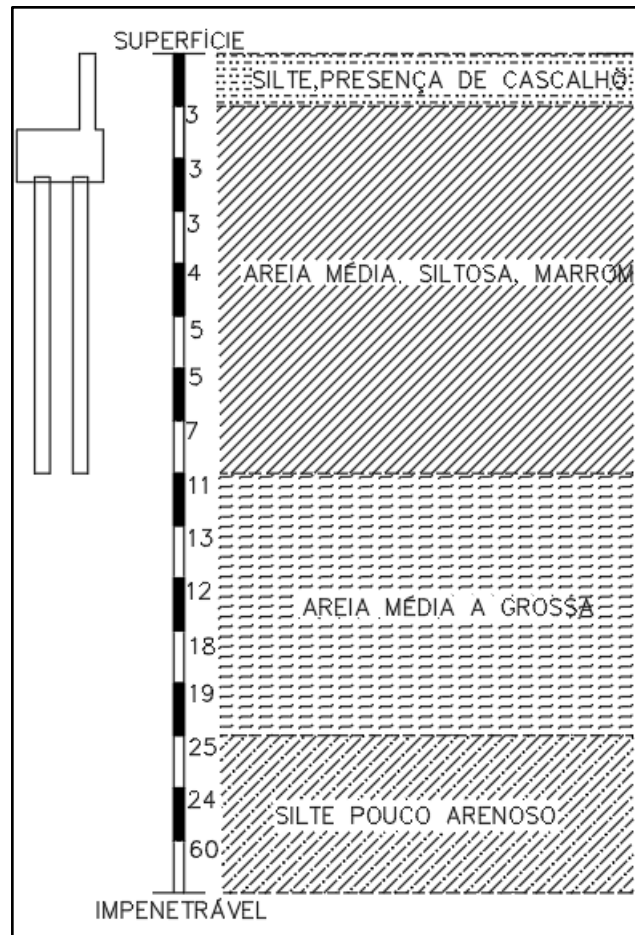
RESISTÊNCIAS DO SOLO DA FUNDAÇÃO								
COTA DA PONTA (m)	$N_{spt,ponta}$	$N_{spt,L2}$	R_{L1} (kN)	R_{L2} (kN)	R_L (kN)	R_p (kN)	R (kN)	P_a
-8	11	-	100,31	0,00	100,31	427,40	527,71	263,85
-9	13	11	100,31	58,95	159,26	505,10	664,36	332,18
-10	12	12	100,31	128,62	228,93	466,25	695,18	347,59
-11	18	12	100,31	192,93	293,24	699,37	992,61	496,31
-12	19	14	100,31	289,40	389,71	738,23	1127,93	563,97
-13	25	15	100,31	391,22	491,53	667,81	1159,34	579,67

Fonte: Autor

A Tabela 14 demonstra que a partir da cota -8 o sistema de fundações possui resistência superior aos esforços solicitantes advindos da superestrutura, sendo suficiente adotar essa profundidade, evitando comprimentos exagerados para as estacas pré-moldadas. Além disso, é possível perceber uma folga entre a carga solicitante e a capacidade resistente, o que é favorável para fundações, permitindo um aumento no fator de segurança global desses elementos.

A Figura 37 apresenta o posicionamento do bloco de transição e das estacas, de acordo com o dimensionamento apresentado anteriormente.

Figura 37: Solução proposta em estacas pré-moldadas.



Fonte: Autor

Como a capacidade de carga do solo é menor que a do elemento de concreto, o limite será dado por este, visto que uma corrente é tão forte quanto o mais fraco de seus elos, valendo para o sistema estaca-solo. Sendo assim, fica dimensionada como solução de fundação uma estaca em concreto pré-moldado vibrado com 0,29 m de diâmetro e 5,6 m de comprimento (considerando-se embutimento no bloco de 10 cm). A estaca com comprimento menor que 12 metros é ideal para a etapa construtiva, visto que para elementos maiores que 12 metros são necessárias emendas, as quais aumentam a dificuldade e o tempo de execução.

Basta que seja comparada a tensão admissível da estaca com o esforço solicitante para que a solução proposta seja confirmada:

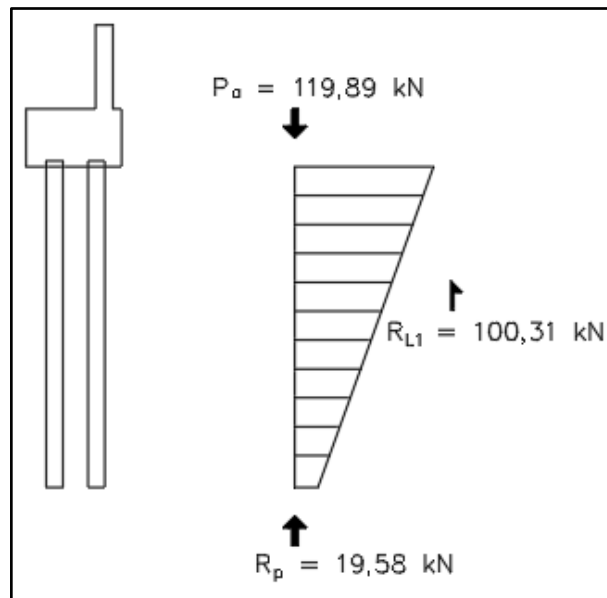
$$P_a = \frac{R}{FS} = 263,85 \text{ kN} > P_{adm,nec} = 119,89 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad OK!$$

9.2.2.2. RECALQUES MÁXIMOS

Assim como para o solo tipo 1, o cálculo dos recalques máximos para o projeto desenvolvido tem como objetivo principal evitar danos a veículos e à estrutura em função de impactos pelo desnível entre pista e ponte. Para tanto, será imposto o limite de 15 mm para o máximo recalque de uma estaca.

Conhecidos a carga atuante e as resistências lateral e de ponta da estaca, é possível desenvolver um diagrama representando o esforço normal ao longo da estaca, apresentado na Figura 38. Conhecido esse diagrama, é possível calcular o recalque total da fundação, o qual é dividido em recalque elástico da estaca pelo método de Aoki (1979) e pelo recalque do solo, calculado com o método de Aoki (1974).

Figura 38: Diagrama de esforço normal atuante ao longo do comprimento da estaca de concreto.



Fonte: Autor

-Encurtamento elástico da estaca: Para o cálculo do encurtamento elástico da estaca será considerado um módulo de elasticidade para o concreto de 28 GPa, usual para elementos pré-fabricados. Utilizando-se o método de Aoki, tem-se:

$$\rho_e = \frac{P_1 \cdot L_1}{A \cdot E_c}$$

Em que:

ρ_e = Encurtamento elástico da estaca;

P_1 = Esforço normal solicitante no centro da camada;

L_1 = Espessura da camada de solo;

A = Área da ponta da estaca;

E_c = Módulo de elasticidade do concreto.

Sendo assim, para a situação apresentada na Figura 38, tem-se

$$\rho_e = \frac{P_1 \cdot L_1}{A \cdot E_c}$$

$$\rho_e = \frac{\left(P - \frac{R_{L1}}{2}\right) \cdot L_1}{A \cdot E_c}$$

$$\rho_e = \frac{\left(119,89 - \frac{100,31}{2}\right) \cdot 5,5}{\left(\frac{\pi \cdot 0,29^2}{4}\right) \cdot 28 \cdot 10^6} \cdot 10^3$$

$$\rho_e = 0,2 \text{ mm}$$

-Recalque da camada de solo: Para o cálculo dos recalques será feita uma divisão do solo abaixo da ponta da estaca, com espessura (H) igual a 1m, o recalque será calculado até que seja atingido o indeslocável, ou até o ponto em que sejam encontrados recalques desprezíveis. Para esse cálculo serão adotadas as seguintes expressões:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 \cdot P_p}{\pi \cdot \left(D + h + \frac{H}{2}\right)^2}$$

Em que:

$\Delta\sigma_p$ = Acréscimo de tensão na camada devido à força na ponta da estaca;

P_p = Força atuante no solo aplicada pela ponta da estaca;

D = Diâmetro da estaca;

h = Distância da ponta da estaca até o topo da camada de solo analisada;

H = Espessura da camada de solo analisada.

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 \cdot R_{Li}}{\pi \cdot \left(D + h + \frac{H}{2}\right)^2}$$

Em que:

$\Delta\sigma_p$ = Acréscimo de tensão na camada devido à força de atrito lateral do solo;

R_{Li} = Força atuante no solo aplicada pela força de atrito lateral do solo;

D = Diâmetro da estaca;

h = Distância do meio da camada de solo que cria o atrito lateral até o topo da camada de solo analisada;

H = Espessura da camada de solo analisada.

Somando-se ambas as parcelas, pode ser obtido o acréscimo de tensão total atuante no centro da camada de solo analisada

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i$$

Conhecido o acréscimo de tensões de cada uma das camadas, é possível calcular o recalque delas, por meio da seguinte formulação:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right)$$

Em que:

ρ_s = Recalque da camada de solo com 1 m de espessura analisada;

$\Delta\sigma$ = Acréscimo de tensões na camada;

H = Espessura da camada de solo analisada;

E_s = Módulo de deformabilidade da camada de solo, dado por:

$$E_s = E_0 \cdot \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n$$

Em que:

E_0 = Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca, igual a
 $E_0 = 6 \cdot K \cdot N_{spt}$;

σ_0 = Tensão geostática no centro da camada;

n = Expoente igual a 0,5 para solos granulares, como o solo tipo 2.

As Tabela 15 e Tabela 16 apresentam os valores obtidos para cada uma das camadas, para os cálculos realizados foram adotados os seguintes coeficientes para os diferentes tipos de solo:

- $K = 800$ kPa para as camadas de solo entre -8 e -13 m;
- $K = 550$ kPa para as camadas de solo entre -13 e -16 m;
- Peso específico das camadas para o cálculo da tensão geostática:
 $\gamma = 17$ kN/m³ até a cota -6 m; $\gamma_{sat} = 20$ kN/m³ de -6 a -13 m;
 $\gamma_{sat} = 21$ kN/m³ abaixo da cota -13 m.

Tabela 15: Acréscimo de tensões no solo metro a metro.

ACRÉSCIMOS DE TENSÃO NAS CAMADAS DE SOLO					
CAMADA	COTA TOPO	H (m)	$\Delta\sigma_{L1}$ (kPa)	$\Delta\sigma_p$ (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)
1	-8	1	8	40	48
2	-9	1	5	8	13
3	-10	1	4	3	7
4	-11	1	3	2	4

Fonte: Autor

Tabela 16: Recalque total no solo devido à aplicação da carga nas estacas.

RECALQUES NAS CAMADAS DE SOLO							
CAMADA	COTA TOPO	K (MPa)	N_{spt}	E_0 (MPa)	σ_0 (kPa)	E_s (MPa)	ρ_{si} (mm)
1	-8	0,80	11	53	127	62	0,8
2	-9	0,80	13	62	137	65	0,2
3	-10	0,80	12	58	147	59	0,1
4	-11	0,80	18	86	157	88	0,0
TOTAL							1,1

Fonte: Autor

Conhecidos os recalques do elemento estrutural e do solo, é possível calcular o recalque total da fundação, sendo assim:

$$\rho_{total} = \rho_e + \rho_s = 0,2 + 1,1 = 1,3 \text{ mm} < \rho_{lim} = 15 \text{ mm} \quad OK!$$

Visto que as máximas tensões solicitantes são inferiores às tensões admissíveis do solo e os recalques máximos são inferiores aos limites propostos, a solução em fundação profunda por estacas apresentada para o solo tipo 2 atende aos requisitos de segurança normatizados.

10. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A fim de analisar o dimensionamento da superestrutura, é de interesse o cálculo do volume de concreto e da relação entre o peso de aço e o volume total, para cada uma das pontes, conhecido como consumo da estrutura e apresentados na Tabela 17. Além disso, serão apresentados os pesos das longarinas e veículos de içamento necessários para a etapa construtiva, visando analisar a aplicabilidade da estrutura pré-moldada.

Tabela 17: Consumo de materiais para a construção da superestrutura.

QUANTITATIVO DE MATERIAIS DA SUPERESTRUTURA									
QTD. PISTAS	VÃO (m)	VOLUME DE CONCRETO (m³)				MASSA DE AÇO (kg)			CONSUMO (kg/m³)
		LONGARINAS	TRANSVERSINAS	LAJES	TOTAL	LONGARINAS + TRANSVERSINAS	LAJES	TOTAL	
1	8,0	6	1	17	25	2116	993	3109	125
	10,0	8	1	21	30	2888	1153	4041	133
	12,0	9	1	26	36	4050	1330	5380	149
	14,0	16	1	30	47	4734	1570	6304	135
	16,0	18	1	34	53	5805	1740	7545	142
2	8,0	12	4	33	48	4423	2032	6455	134
	10,0	15	4	40	59	5960	2316	8276	141
	12,0	18	4	48	69	8293	2617	10910	157
	14,0	32	4	56	91	9657	3047	12704	139
	16,0	36	4	63	103	11792	3348	15140	147

Fonte: Autor

Analisando-se a Tabela 17, é possível perceber que o consumo varia de 125 a 157 kg de aço por m³ de concreto. Essa variação é perceptível ao longo do aumento dos vãos para cada uma das seções transversais escolhidas, no caso da seção para as pistas de menor vão, o maior consumo ocorre no vão de 12 metros e para a seção transversal maior, ocorre para o vão de 16 metros. Essa variação no consumo era esperada, visto que foram adotadas seções transversais padronizadas, visando economia nas fôrmas para a pré-fabricação, sacrificando em parte a economia de material.

Os consumos apresentados ainda se encontram próximos aos 120 kg/m³ aceitos para obras comuns em concreto armado, estando cerca de 25% acima nos casos mais críticos. Contudo, a estrutura se trata de uma obra de arte especial, com objetivo de reduzir custos por meio de uma produção em massa dos elementos, economizando na etapa de projeto estrutural e nas fôrmas da etapa de produção, sendo aceitos os valores acima do padrão para obras convencionais.

Sobre a aplicabilidade, a Tabela 18 apresenta os pesos e comprimentos dos elementos a serem içados, uma informação importante para estruturas pré-moldadas, fator que influencia no tempo de construção e até mesmo na viabilidade do projeto como um todo. Isso ocorre visto que, se forem necessárias máquinas de difícil locomoção ou não encontradas no território nacional, não será possível a sua aplicação em estradas rurais afastadas para as quais o projeto se propôs.

Tabela 18: Comprimento e cargas para içamento.

DIMENSÕES PARA IÇAMENTO DAS LONGARINAS		
VÃO (m)	COMPRIMENTO (m)	CARGA (tf)
8	8,5	7,9
10	10,5	9,7
12	12,5	11,6
14	14,5	19,9
16	16,5	22,7

Fonte: Autor

Em pesquisas sobre os equipamentos os quais suportam essa operação de içamento, foram encontrados tanto caminhões guindastes, quanto guindastes que podem ser acoplados a caminhões comuns, os quais conseguem atender à altura, distância horizontal e carga de içamento. Como exemplos, existem o guindaste SANY STC800S-80Ton como veículo próprio para o serviço, ou o guindaste MADAL PALFINGER MD – 30 o qual pode ser adaptado a caminhões comuns, atendendo até mesmo à carga das longarinas mais pesadas.

Dessa forma, antes da aplicação do projeto de pontes de pequenos vãos, deve-se analisar a existência e custo do aluguel dos equipamentos de içamento na região, a fim de avaliar a sua viabilidade local. Apesar disso, vale ressaltar que em um panorama de país, a existência de mais de uma solução diferente para o problema mostra a viabilidade da solução como um todo, a qual tem potencial de aplicabilidade, econômica e técnica, sendo uma alternativa para resolver os já apresentados entraves à integração do território nacional.

11. CONCLUSÃO

O Brasil como um país de grande extensão, possui alguns problemas relacionados à sua integração, dentre estes problemas, há a precariedade de grande parte das pontes em sua malha rodoviária.

A maneira proposta para auxiliar na solução dessa falha nas estruturas de ligação rodoviária foi a criação de projetos da superestrutura que possam ser aplicados à grande maioria dos casos de pontes com pequenos vãos em zonas rurais, garantindo a segurança de quem reside nessas regiões, além de proporcionar um escoamento seguro da produção. Ressaltasse que este é um trabalho de cunho acadêmico que permite avaliar de forma positiva a viabilidade deste tipo de solução (com elementos pré-moldados) para estradas rurais. A efetiva aplicação destas soluções obviamente dependerá da análise de profissionais de engenharia que, com posse de informações específicas de cada obra a ser desenvolvida, poderão efetuar as modificações necessárias e elaborar os seus projetos executivos.

Para desenvolver o projeto proposto, foi necessário coletar dados, quanto à movimentação comum para as estradas que atendem às regiões rurais e o porte de veículos que nelas trafegam, os quais foram obtidos de recomendações do departamento nacional de estradas de rodagem. Além disso, foi necessário a busca de seções transversais recomendadas para pontes, a fim de garantir que seriam adotados elementos seguros, mas ao mesmo tempo econômicos, para que o projeto tenha aplicabilidade real. Cabe ressaltar que todo o projeto foi desenvolvido pensando-se na aplicabilidade e qualidade da estrutura, sendo que é indispensável a manutenção periódica para que estruturas desse porte possam ter uma longa vida útil e atender a seu papel primordialmente social, promovendo a integração nacional.

Tendo definido o problema a ser solucionado, com as dimensões necessárias para bem atender às restrições de tráfego, foi feito o dimensionamento dos principais elementos da superestrutura, lajes, longarinas e transversinas. A solução estrutural adotada foi tomada buscando-se otimizar a facilidade construtiva, visto que há a proposição de aplicação em regiões remotas, zonas rurais de estradas com baixo fluxo diário de veículos. Para o projeto desenvolvido, prezou-se pelo desenvolvimento de uma solução que reduzisse o tempo de construção e o trabalho in loco, por meio da adoção de elementos pré-moldados, evitando-se até mesmo fôrmas para a concretagem das lajes.

O dimensionamento da superestrutura foi detalhado de forma que ficassem claros os passos a serem seguidos para um completo dimensionamento dos elementos apresentados, permitindo a sua reprodução caso necessário. Foram apresentadas as cargas previstas para a estrutura, o cálculo dos esforços solicitantes devido a elas e foram feitos os cálculos das seções de concreto e áreas de armadura, atendendo às prescrições de segurança normatizadas, culminando nos detalhamentos de projeto necessários para a produção das lajes, longarinas e vigas dimensionadas.

A fim de demonstrar a aplicação dos projetos propostos, foi apresentada uma situação hipotética que simula casos reais, em que pontes de pequenos vãos são necessárias. O desenvolvimento dessa situação hipotética por meio do cálculo dos esforços solicitantes transmitidos da superestrutura e dos solos no entorno para a fundação permitiu a determinação das tensões admissíveis do solo, demonstrando o trabalho conjunto entre projeto estrutural e

projeto geotécnico, uma interação de suma importância para as boas práticas da construção civil.

Todo o processo de análise inicial da estrutura, coleta dos dados necessários para o projeto, solução de problemas durante o dimensionamento e desenvolvimento dos cálculos por si só foram feitos com base em conhecimentos coletados ao longo de todo o curso de graduação. O resultado final culminou nas planilhas de dimensionamento apresentadas no apêndice B e nos desenhos apresentados no apêndice C.

Por fim, a análise dos consumos de concreto e aço permitiu demonstrar a viabilidade econômica do projeto, enquanto que a apresentação de possíveis equipamentos para o içamento permitiu a viabilidade técnica. Sendo assim, as soluções para a superestrutura de pontes com pequenos vãos apresentadas ao longo do projeto têm potencial de aplicabilidade, a fim de interligar pessoas e produtos de todo o país, melhorando a qualidade de vida dos moradores locais e aumentando a viabilidade econômica de tudo o que for produzido nessas regiões.

12. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. Precast prestressed concrete institute: Bridge design manual. Chicago, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188:** Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 7187:** Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6123:** Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 2:** Cálculo e execução de pontes de concreto armado - Procedimento. Rio de Janeiro, 1961.

_____. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

CALIL JR., C.; GOÉS, J. L. N. Programa emergencial das pontes de madeira para o estado de São Paulo. **Pesquisa e tecnologia Minerva**, v.2, n.1, p.33-40, Janeiro, 2005.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM / DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. Manual de projeto de obras-de-arte especiais. Rio de Janeiro, 1996.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Introdução às pontes de concreto**. São Carlos: Departamento de estruturas, Universidade de São Paulo, 2010.

EL DEBS, M.K. **Concreto pré-moldado fundamentos e aplicações**. São Paulo: Oficina de textos, 2017.

GUINDASTEC: GUINDASTES E SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA. **Madal Palfinger MD - 30**. Disponível em: < <https://www.guindastec.com.br/madal-palfinger-md-30>>. Acesso em: 20 de nov. de 2018.

LEITE JR., M. A. L.; SILVA, B. M. N. B.; DA MATA, R. C. **Análise comparativa entre trem-tipo da ABNT NBR 7188/2013 com tipologias de caminhões licenciados pelo DNIT, no comportamento mecânico de pontes sobre duas longarinas**. Congresso brasileiro de pontes e estruturas, X edição, 2018, Rio de Janeiro.

LEONHARDT, F. **Princípios básicos da construção de pontes de concreto**. Tradução de João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro: Editora Interciência Ltda., 1979.

MARQUES, H. Prefeitura quer ajuda do Exército para substituir ponte que caiu no Salobra. Campo Grande News, Campo Grande 28 de dezembro de 2018. Disponível em :< <https://www.campograndenews.com.br/cidades/interior/prefeitura-espera-exercito-para-substituir-ponte-que-caiu-no-rio-salobra>>.

PFEIL, W. **Concreto armado, 3**. Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos editora S. A., 1984.

PINHEIRO, M. L.; **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Departamento de estruturas, Universidade de São Paulo, 2007.

Ponte quebra e caminhão carregado com toras de madeira cai em rio na BR 174. Juína News, Juína 5 de novembro de 2019. Disponível em:< <https://www.juinanews.com.br/noticia/regiao-noroeste/ponte-quebra-e-caminhao-carregado-com-toras-de-madeira-cai-em-rio-na-br-174-fotos/>>.

TRANSPORTADORA SOL NASCENTE. **Guindaste Telescópico capacidade 22 Ton. a 220 Ton.: Guindaste SANY STC800S-80Ton.** Disponível em: <
<http://www.transportadorasolnascete.com.br/maquinario/guindaste-telescopico-capacidade-22-ton-a-220-ton/>>. Acesso em: 20 de nov. de 2018.

APÊNDICE A – PERFIS GEOTÉCNICOS

A norma ABNT NBR 6122/2019 define que qualquer edificação demanda ao menos uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída ao menos por sondagens a percussão (com SPT). Essa investigação visa classificar os solos, definindo o nível d'água e medindo o índice de resistência a penetração N_{SPT} .

Para o dimensionamento dos elementos de fundação, serão utilizados perfis médios de solo, com base nos ensaios obtidos na região. Cabe lembrar que o ensaio de SPT tem algumas especificidades do método que serão levadas em conta para a montagem desse perfil, a norma ABNT NBR 6484 detalha o procedimento, mas para esse projeto, apenas os apresentados a seguir são de importância:

- O primeiro metro de terra retirado da cravação do cilindro deve ser descartado, motivo pelo qual o primeiro metro do perfil médio não apresentará valor de N_{SPT} ;
- O método consiste em cravar um cilindro no solo metro a metro, sendo que os primeiros 45 centímetros de cada metro são o material de interesse para a escavação, sendo que desses, os 30 centímetros finais dão origem ao parâmetro N_{SPT} . Esse é o motivo de apenas os 30 centímetros finais serem representados no perfil médio.

Com esses parâmetros, foram feitos os perfis geotécnicos médios desenvolvidos com base nos ensaios e que serão utilizados para a escolha e dimensionamento dos elementos de fundação, estando apresentado nas Figura Apêndice A 4 e Figura Apêndice A 5.

SOLO TIPO 1

Para o solo tipo 1, visando atender à recomendação de norma, serão adotados 3 ensaios do tipo SPT, feitos na região de Várzea Grande – MT, próximos a um curso d'água com profundidade similar ao vale adotado para estudo ao longo do projeto. As Figuras Apêndice A 1 a 3 apresentam esses ensaios.

SOLO TIPO 2

Para o segundo perfil de solo, foi desenvolvido apenas o perfil médio, com base em sondagens pré-existentes e algumas adaptações para que se encaixassem com o perfil topográfico hipotético apresentado. A Figura Apêndice A 5 apresenta esse resultado.

Figura Apêndice A 2: Relatório de sondagem feita no Furo 2 do solo 1.

Revestimento	Método envação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº 039/2018				
								Furo SP F2	Cota 0,00	30 cm finais 30 cm iniciais				
	TC							SPT - Standard Penetration Test		10	20	30	40	50
								Camadas - Classificação dos solos						
							1,38	Silte, cor vermelho						
				10	11			Silte, cor variegado						
				12	20		3,45							
		-5		12	18			Silte, cor amarelo						
				20	28									
	CA			42	30		7,05							
				30				IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO						
				30										
		-10												
		-15												
		-20												
		-25												
		-30												
		-35												
Profundidade nível d'água				Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data						
Inicial	m	18/07/2018		Ø interno	1 3/8 "	Peso	65,0 kg	Início	18/07/2018					
Final	5,02 m	19/07/2018		Ø externo	2 "	Altura de queda	75,0 cm	término	19/07/2018					

Figura Apêndice A 3: Relatório de sondagem feita no Furo 3 do solo 1.

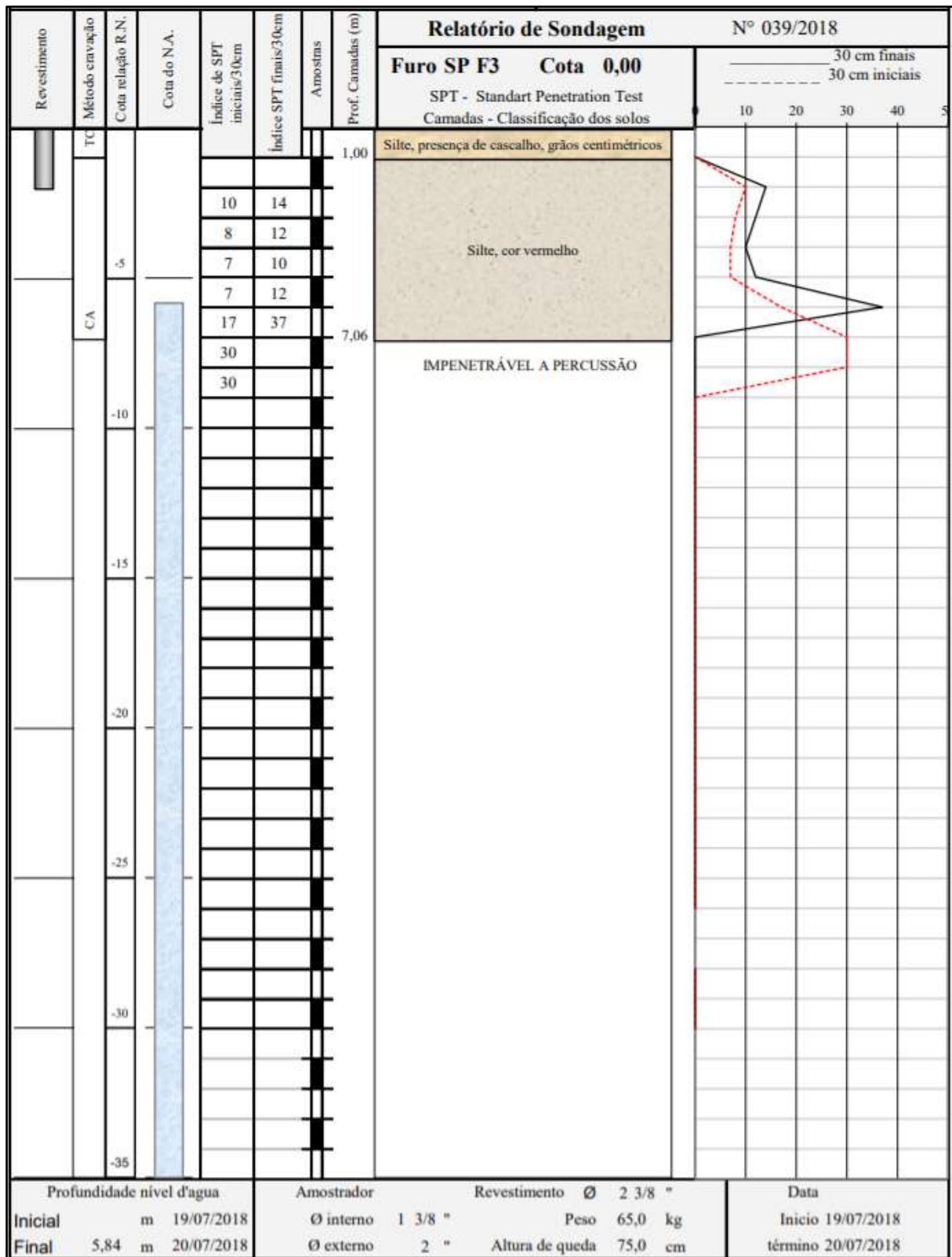
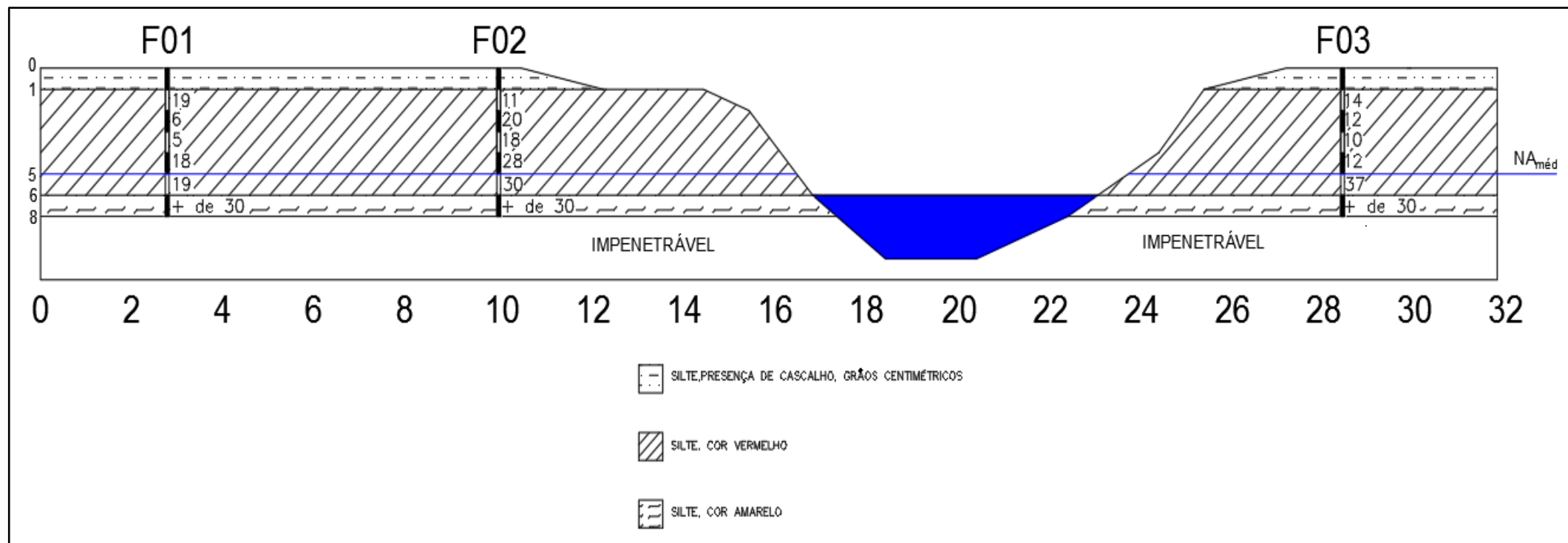
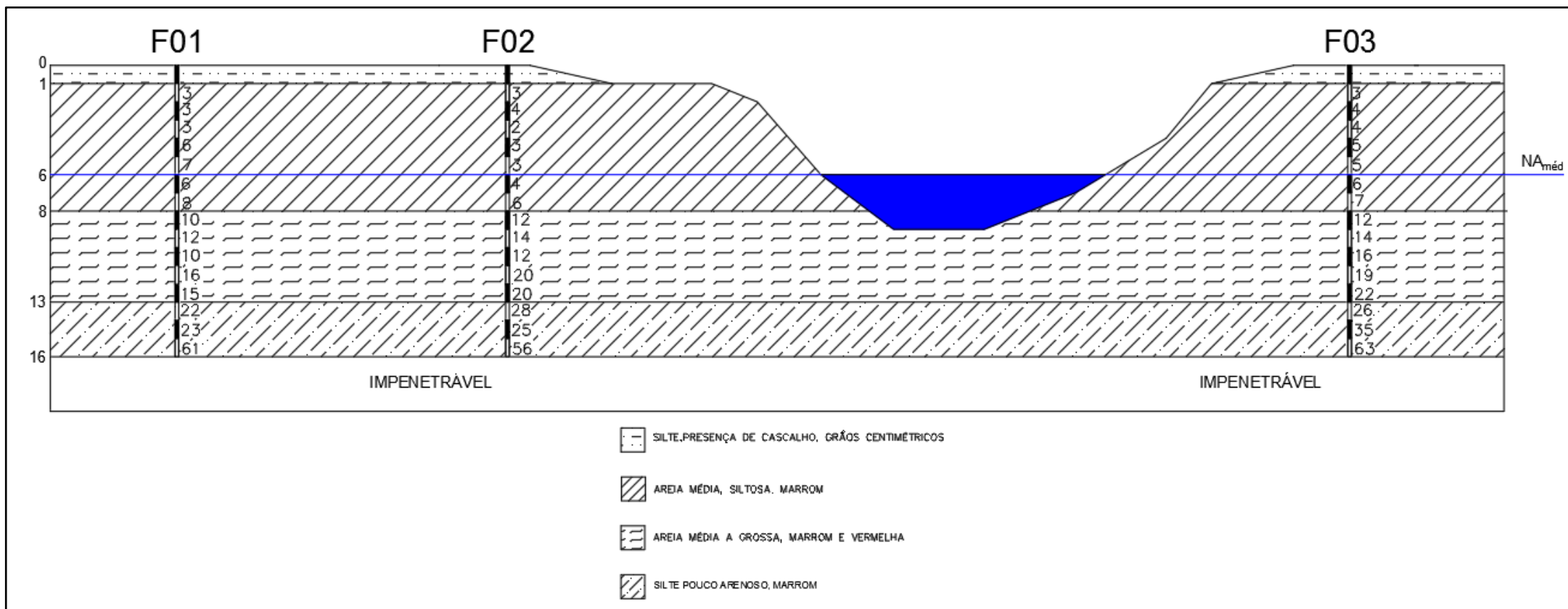


Figura Apêndice A 4: Perfil geotécnico médio do solo tipo 1.



Fonte: Autor

Figura Apêndice A 5: Perfil geotécnico médio do solo tipo 2.



Fonte: Autor

APÊNDICE B – QR CODE PARA ACESSO ÀS TABELAS DE DIMENSIONAMENTO

Parte integrante do projeto foi a confecção de planilha desenvolvidas no *software* Excel, na qual foram apresentados os esforços solicitantes e todas as etapas do dimensionamento da superestrutura das pontes. Essa planilha pode ser acessada por meio do QR code apresentado na Figura Apêndice B 1, ou pelo link a seguir < <https://drive.google.com/drive/folders/1bxeEFB0el4vSdJ9pi3xy7Jwz3pHTLnvK?usp=sharing> >.

Figura Apêndice B 1: Planilhas para dimensionamento da superestrutura.



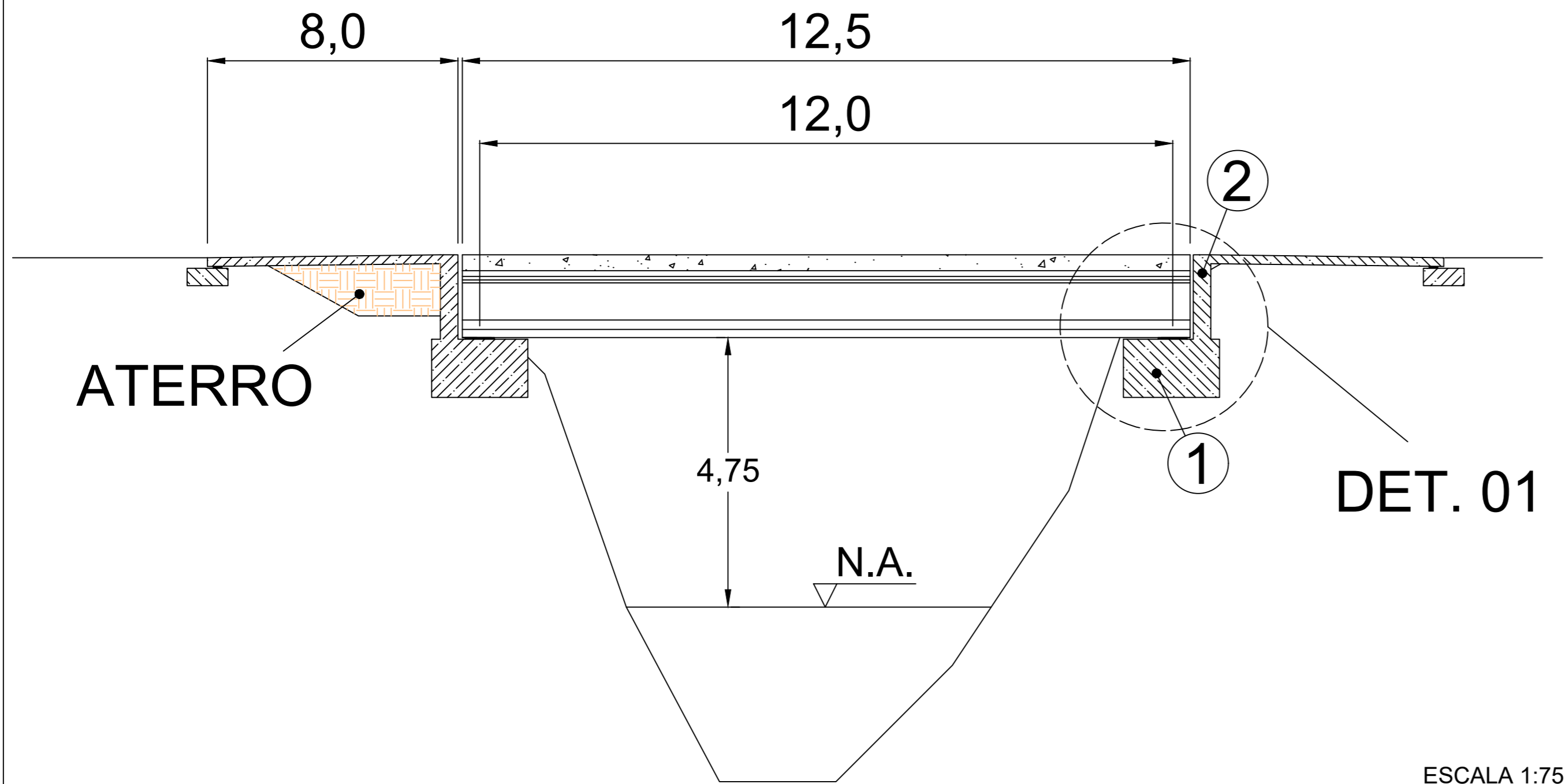
Fonte: Autor

APÊNDICE C– ELEVAÇÕES, FORMAS E ARMAÇÕES

Este apêndice tem o papel de apresentar os detalhamentos desenvolvidos para a solução do problema hipotético proposto e das fôrmas e armações da estrutura proposta e calculada ao longo de todo trabalho de conclusão de curso. As folhas seguem a organização a seguir:

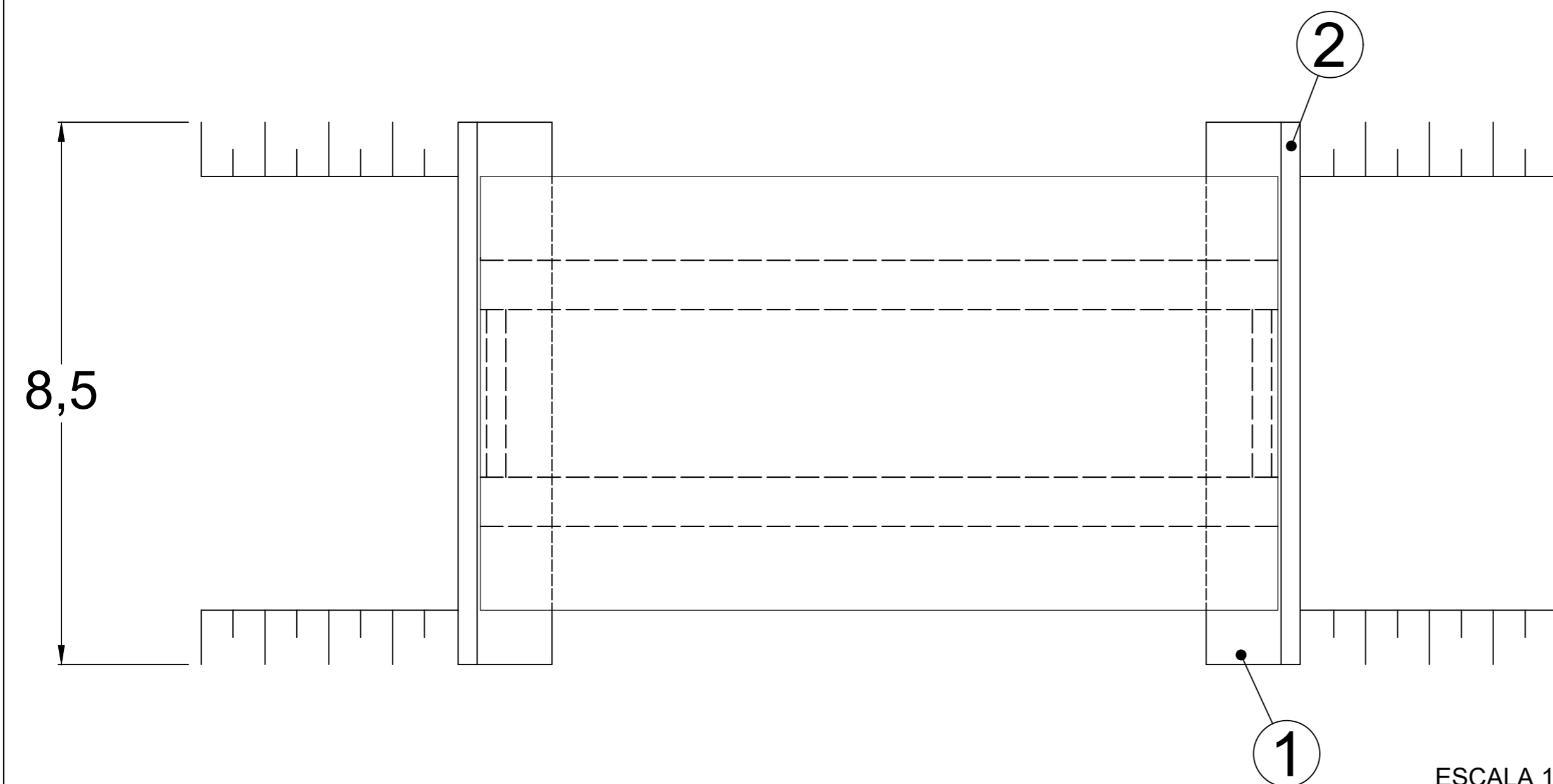
- Folhas 01 e 02 – Vistas superior e em corte da solução estrutural para a situação de topografia e solo apresentadas no Apêndice A;
- Folhas 03 e 04 – Plantas de fôrma da superestrutura das pontes dimensionadas;
- Folhas 05 a 18 – Armações das lajes;
- Folhas 19 a 28 – Armações das longarinas e transversinas;

VISTA LATERAL



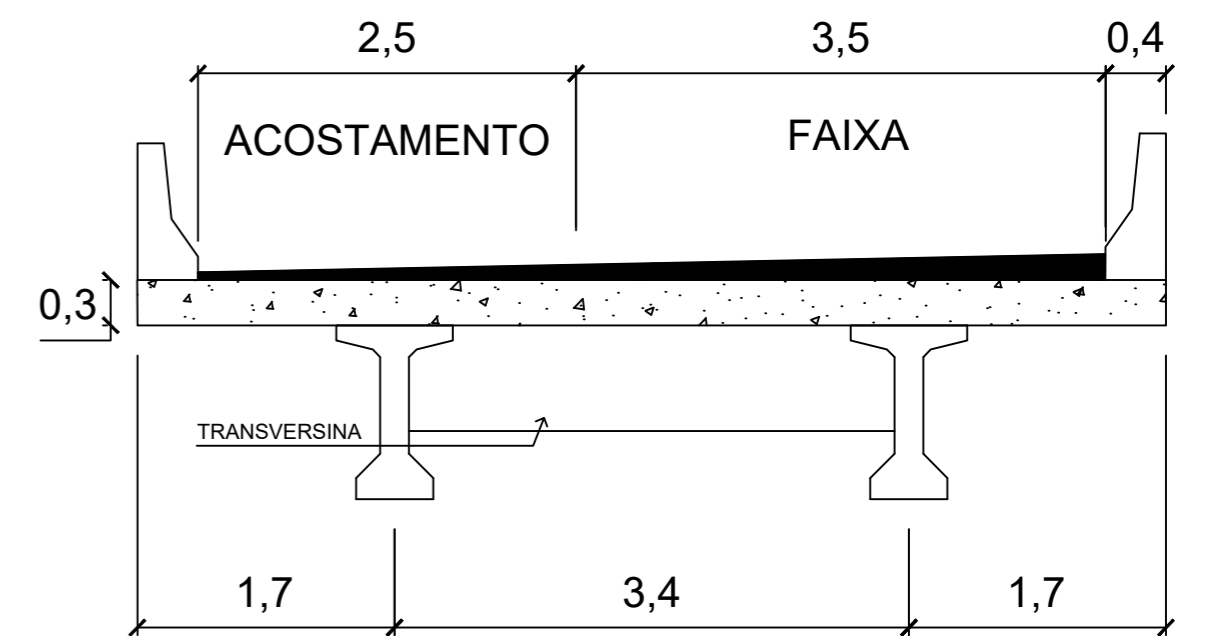
ESCALA 1:75

VISTA SUPERIOR



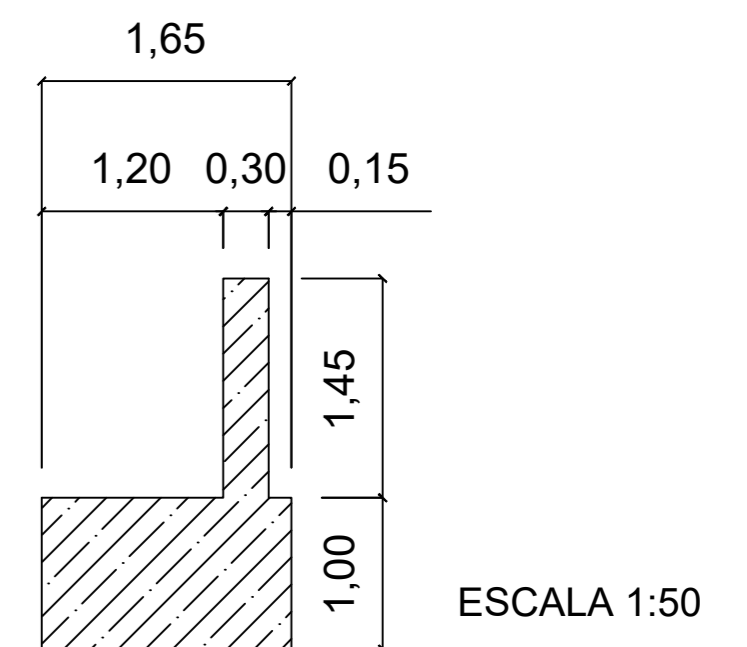
ESCALA 1:75

CORTE TRANSVERSAL





ESCALA 1:50

DETALHE 01

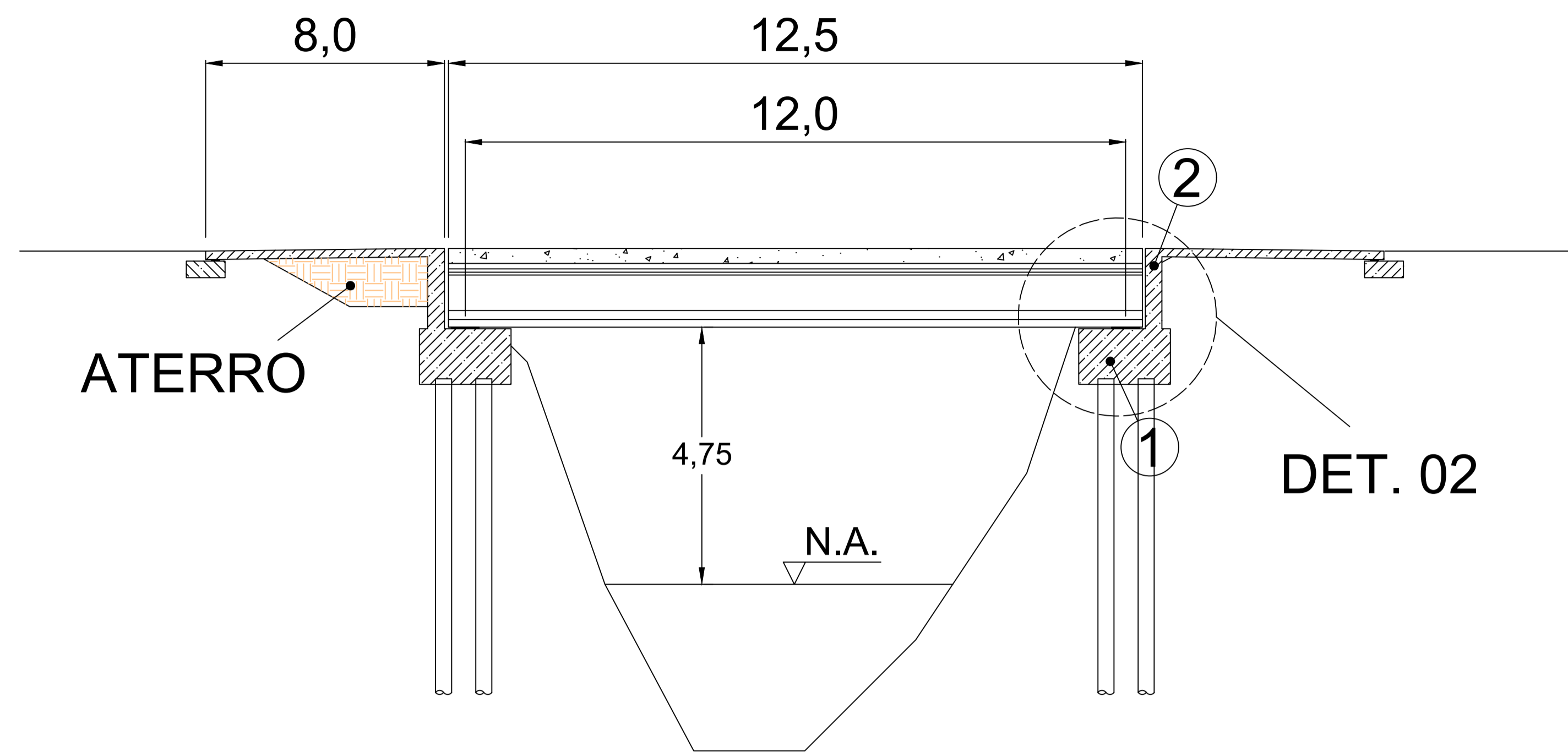


ESCALA 1:50

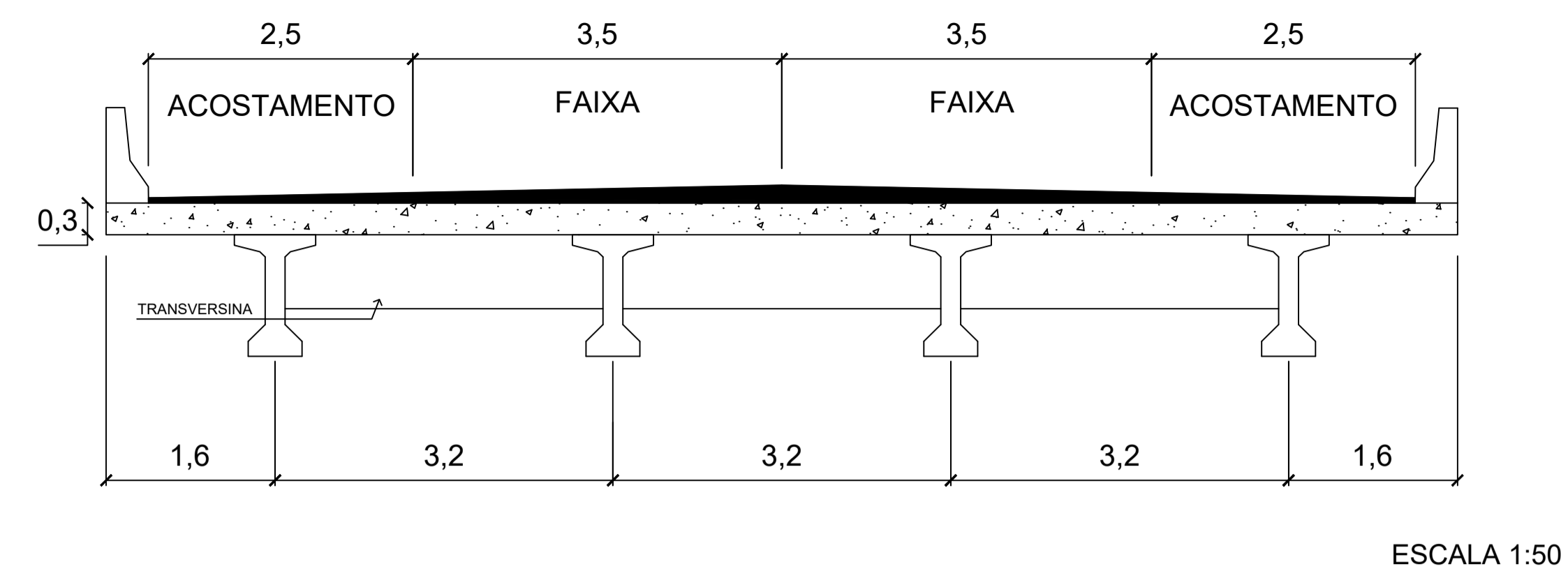
- 1 BLOCO DE APOIO/FUNDAÇÃO
- 2 MURO FRONTAL + ALAS LATERAIS

 	UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	<i>Escala:</i> INDICADA
	1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II	<i>Unidade:</i> Metros (m)
	Representação da Solução Proposta, Solo Tipo 1 + Pista Única	<i>Data:</i> 09/11/2020
	<i>ALUNO:</i> Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo	<i>Folha:</i> 01

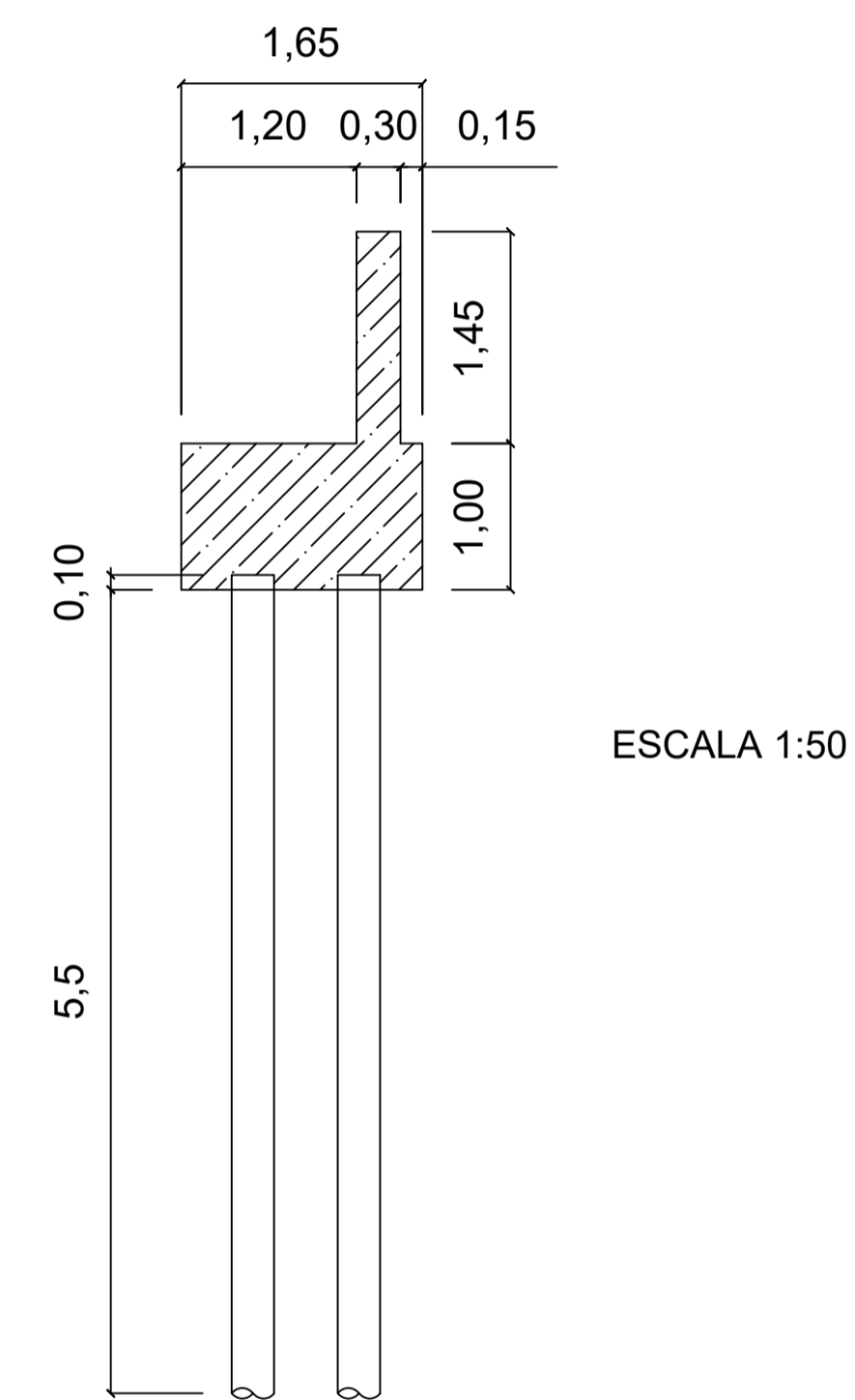
VISTA LATERAL



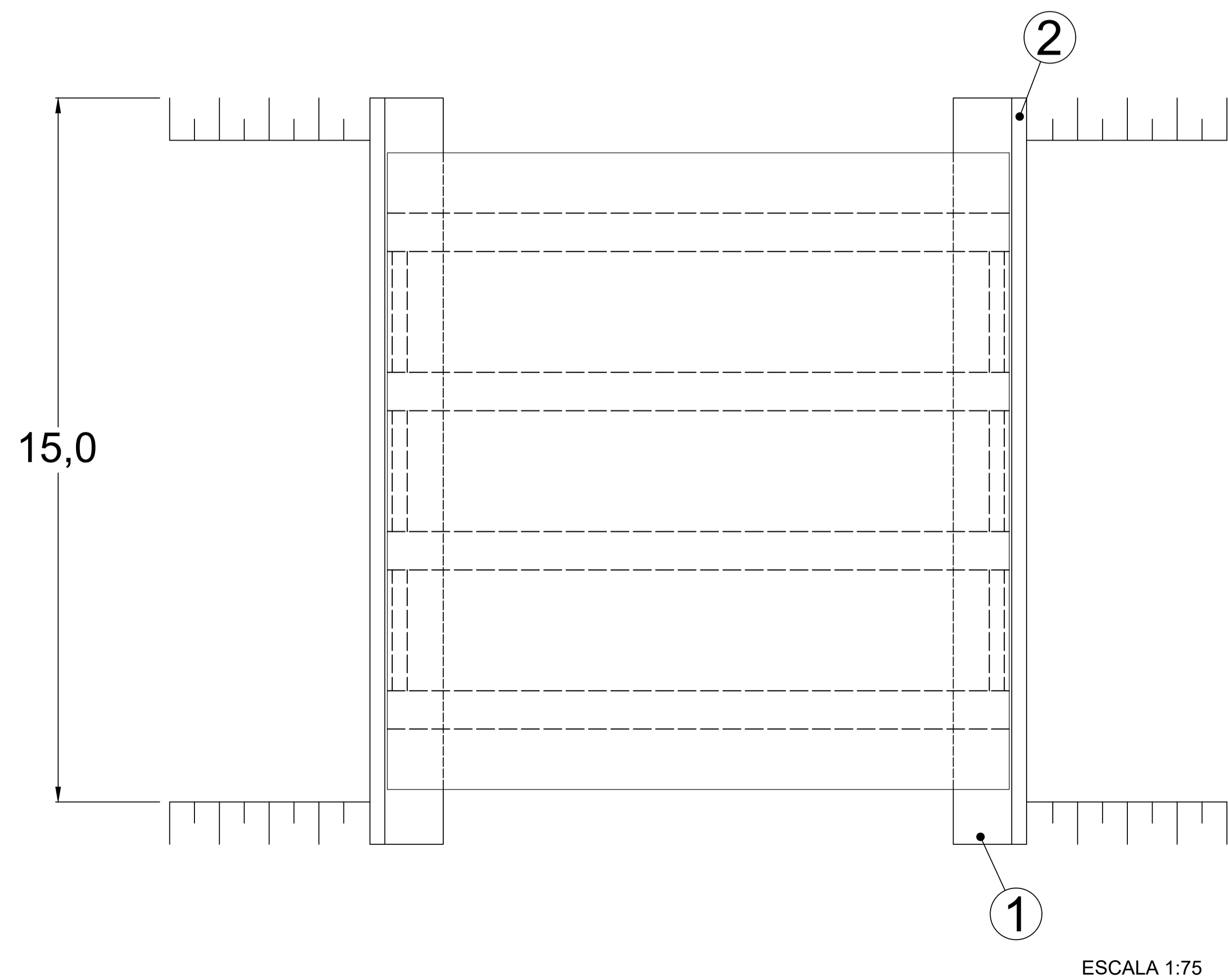
CORTE TRANSVERSAL





DETALHE 02



VISTA SUPERIOR

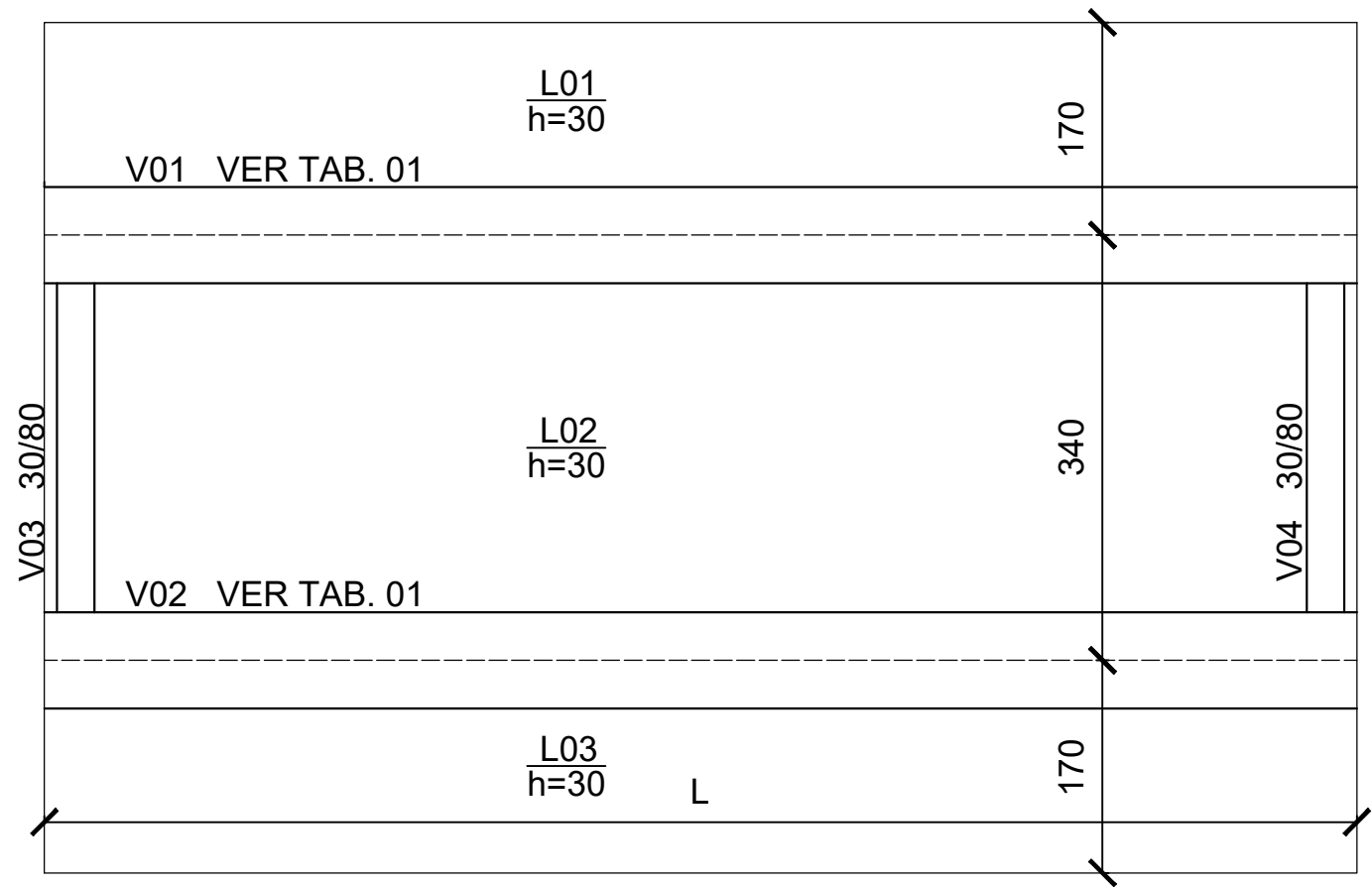


- 1 BLOCO DE APOIO/FUNDAÇÃO
- 2 MURO FRONTAL + ALAS LATERAIS

 	UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO	<i>Escala:</i> INDICADA
	ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS	<i>Unidade:</i> Metros (m)
	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	<i>Data:</i> 09/11/2020
	1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II	<i>Folha:</i> 02

Representação da Solução Proposta, Solo Tipo 2 + Pista Dupla

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo



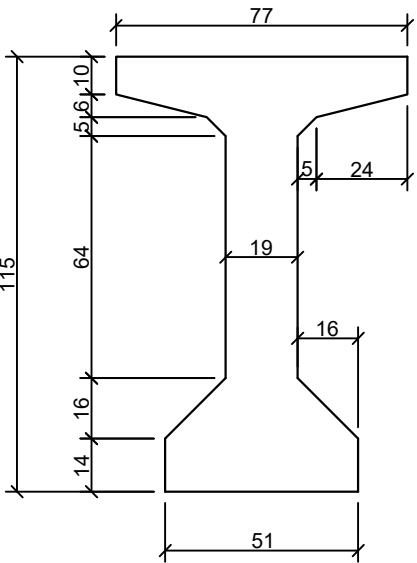
ESCALA 1:60

OBSERVAÇÕES

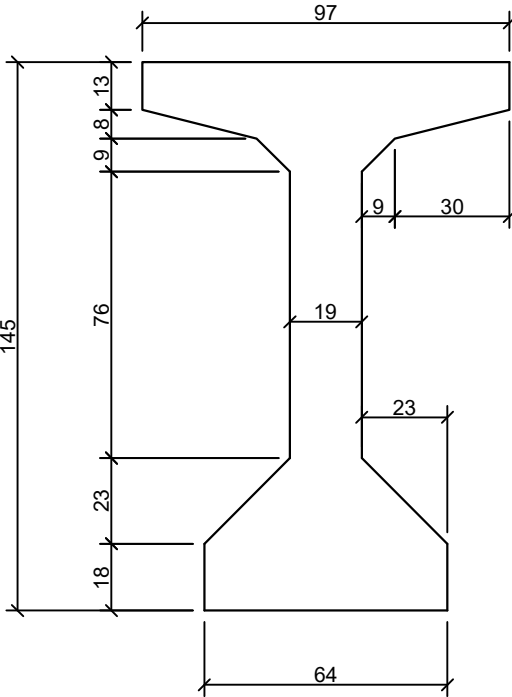
V01=V02
V03=V04
L01=L03
h=30 = 4 pré-moldado + 26 moldado in loco

TABELA 01		
VÃO	L	SEÇÃO VIGA
800	850	DET. 01
1000	1050	DET. 01
1200	1250	DET.01
1400	1450	DET.02
1600	1650	DET.02



DETALHE 01



DETALHE 02



ESCALA 1:20

 	UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	<i>Escala:</i> Indicada
	1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II	<i>Unidade:</i> Centímetros (cm)
	Plantas de Forma para Lajes com Uma Pista	<i>Data:</i> 09/11/2020
	<i>ALUNO:</i> Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo	<i>Folha:</i> 03



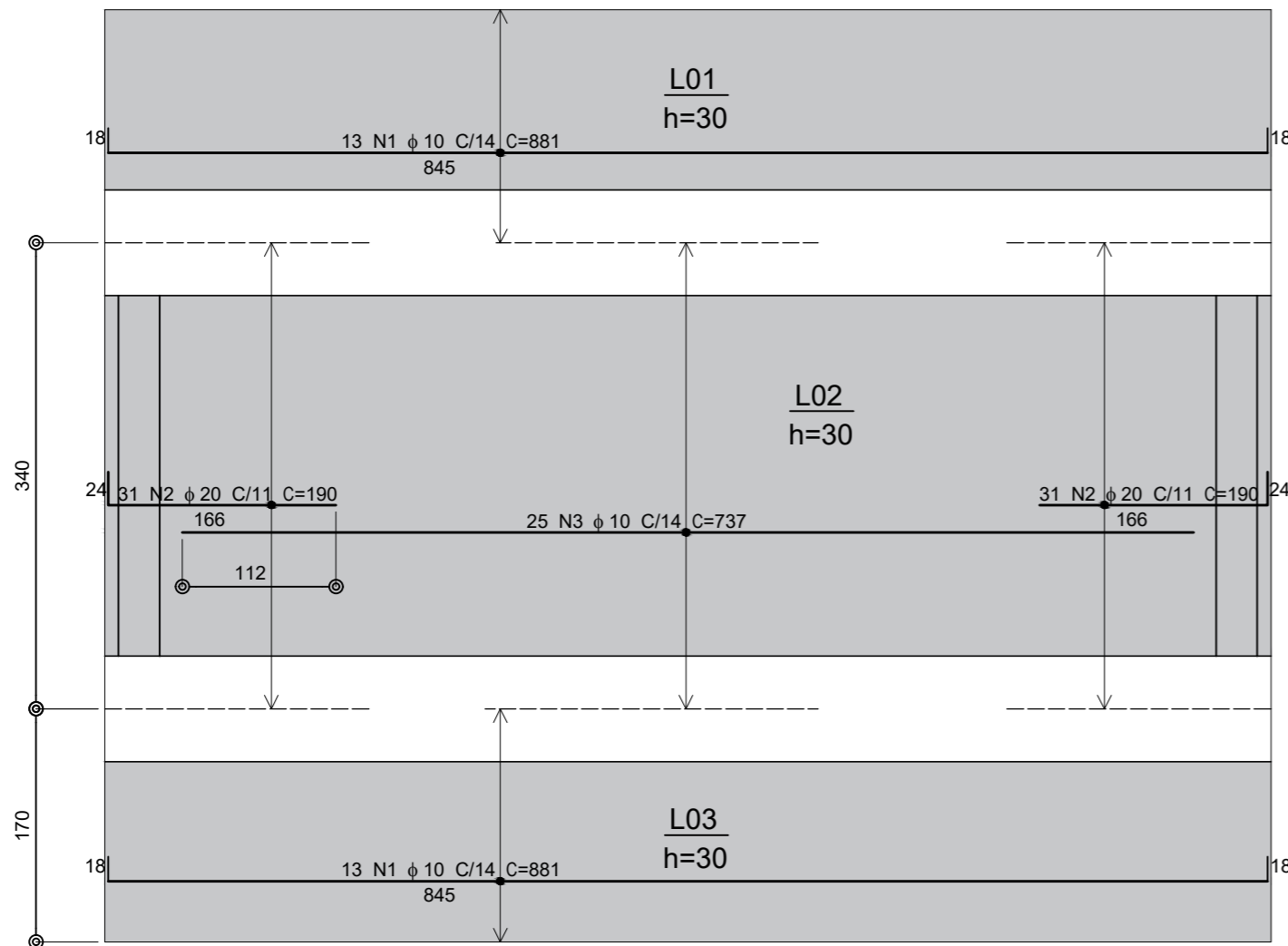
V01=V02=V03=V04
V05=V06
L01=L05
L02=L04
h=30 = 4 pré-moldado + 26 moldado in loco

DETALHE 01

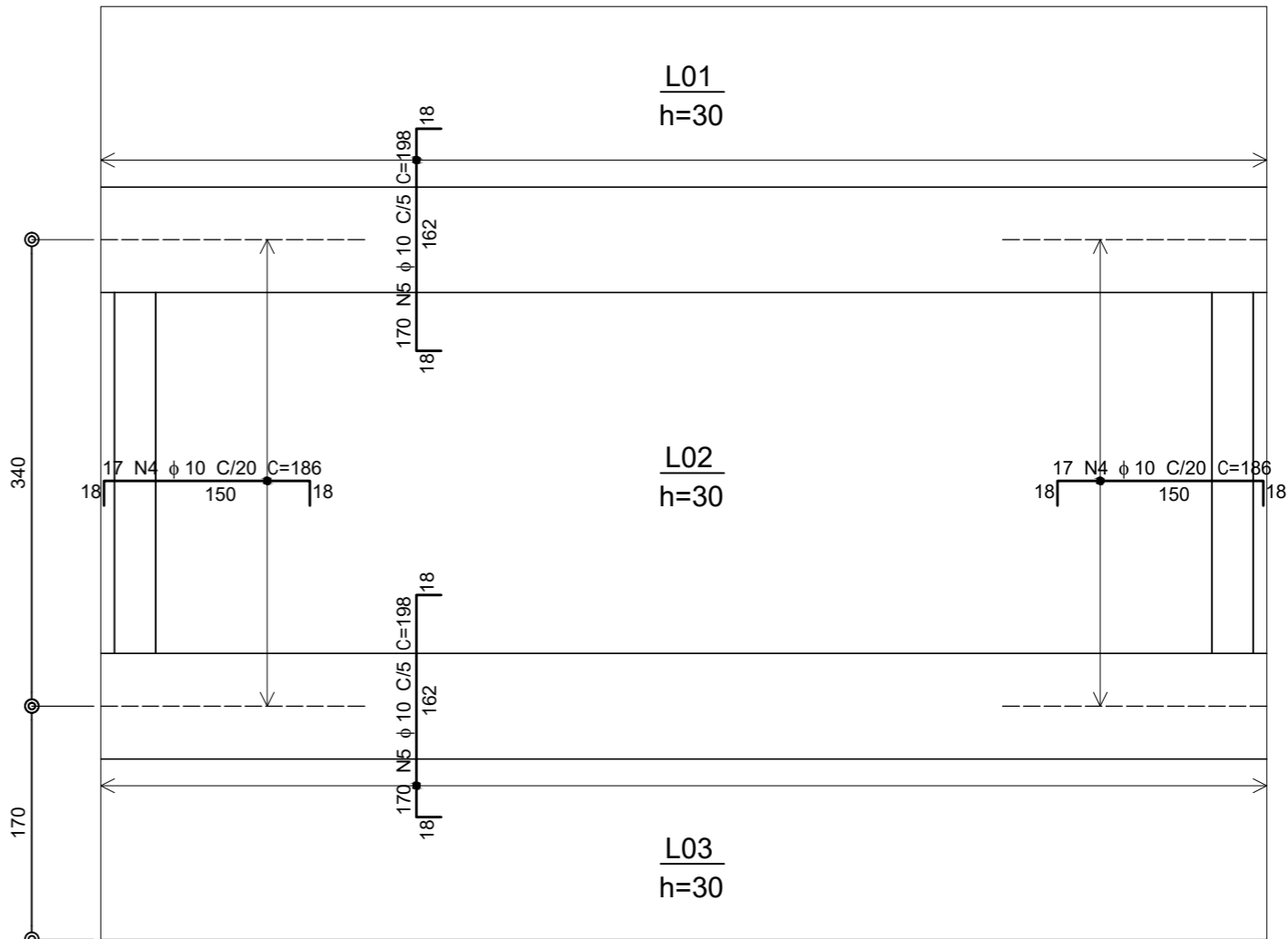


PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES

ARMADURA POSITIVA Y



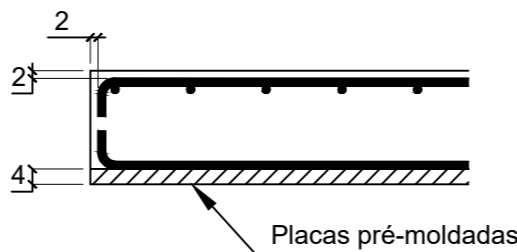
ARMADURA NEGATIVA





OBSERVAÇÕES

REGIÃO HACHURADA REPRESENTA TRECHO ACIMA DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS - VIDE FOLHA 10

RESUMO DO AÇO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNIT. (cm)	TOTAL (m)
CA-50	N1	10	26	881	229
CA-50	N2	20	62	190	118
CA-50	N3	10	25	737	184
CA-50	N4	10	34	186	63
CA-50	N5	10	340	198	673





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Arm. das Lajes da Ponte com Uma Pista e Vão 8 m

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

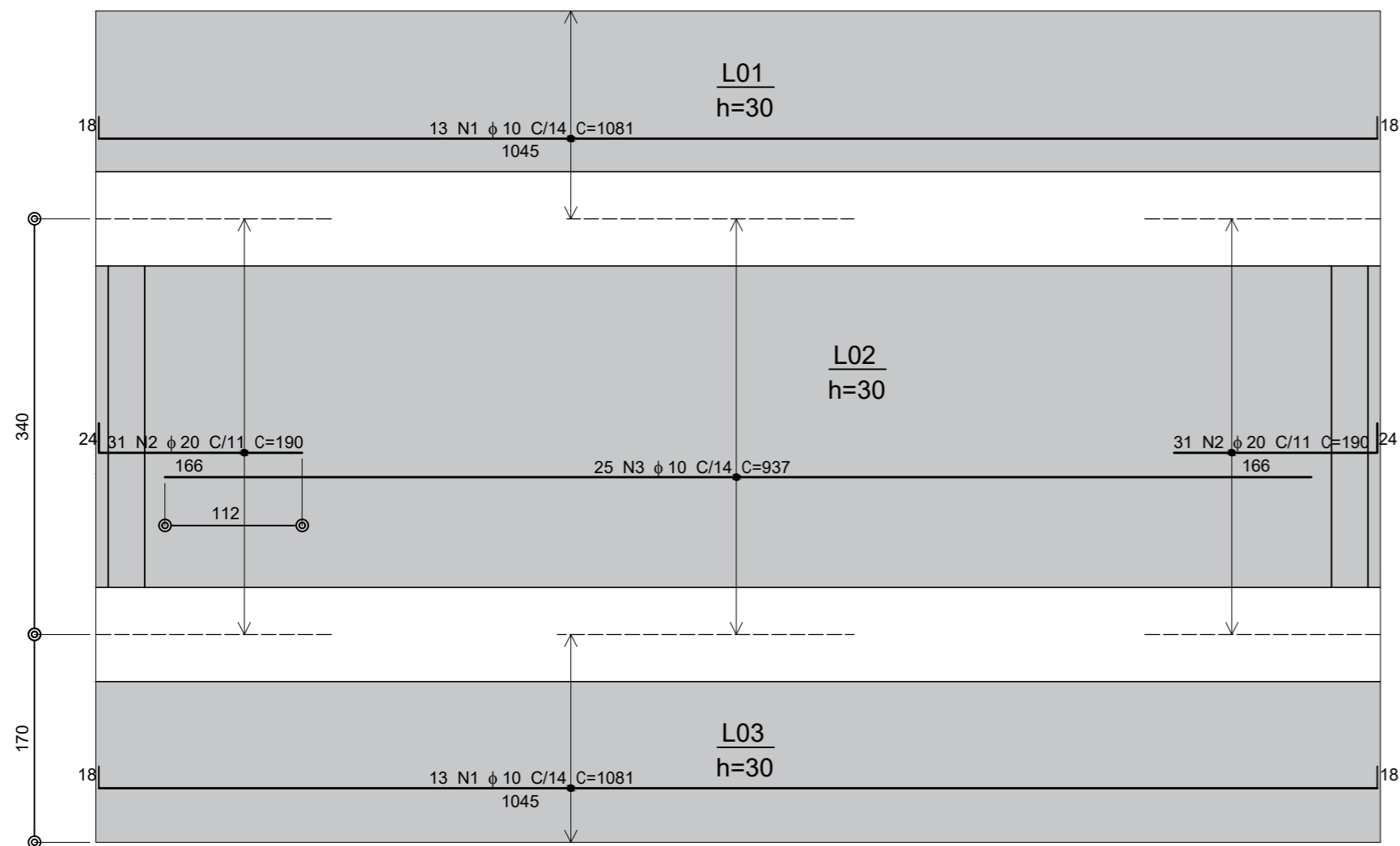
Escala: 1:50

Unidade: Centímetros (cm)

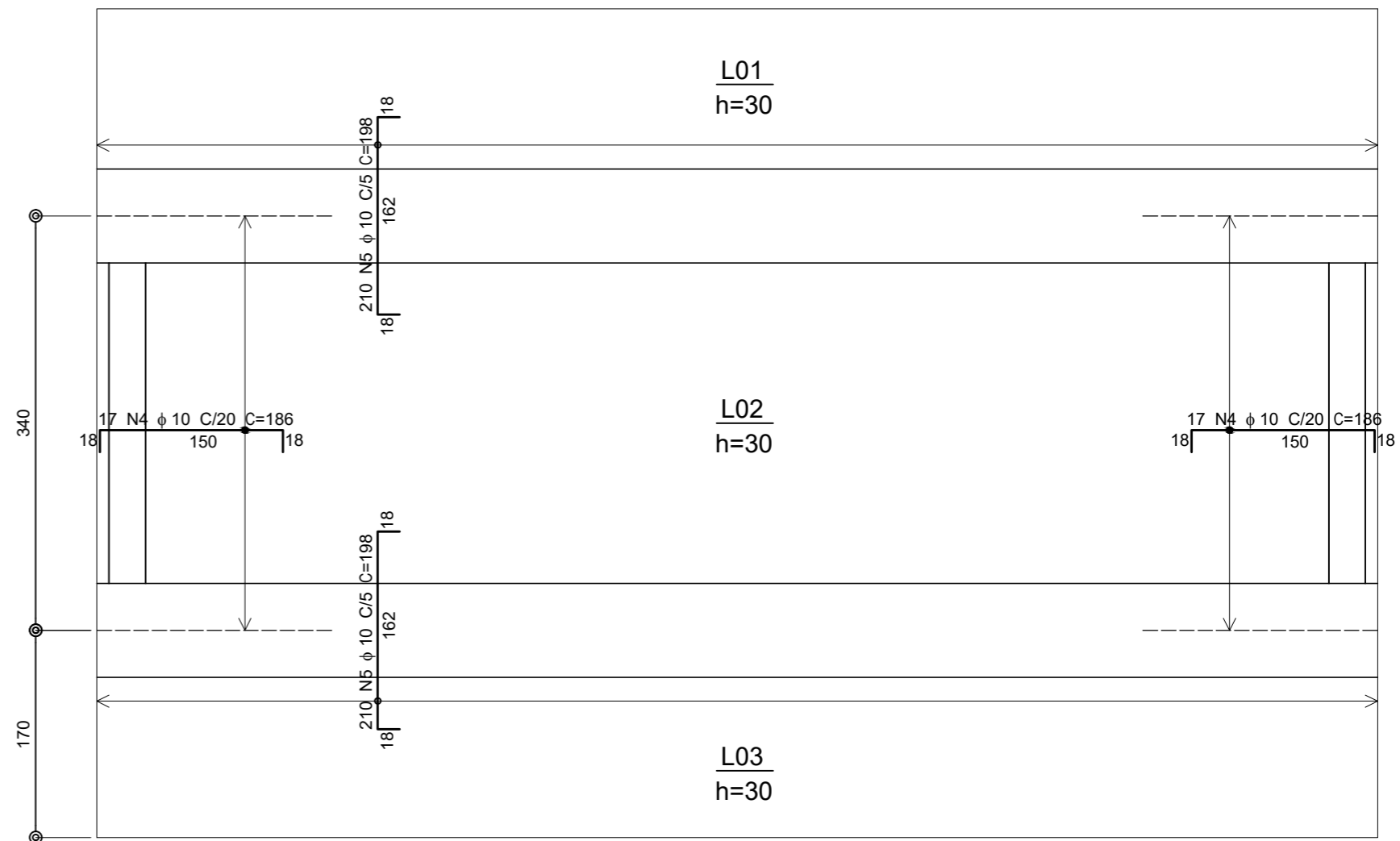
Data: 09/11/2020

Folha: **05**

ARMADURA POSITIVA Y



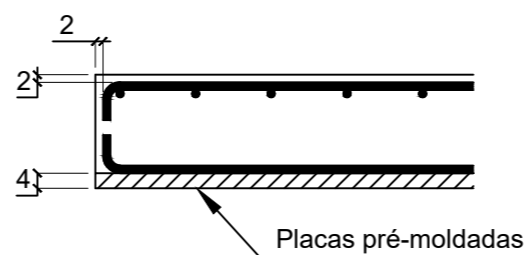
ARMADURA NEGATIVA





OBSERVAÇÕES

REGIÃO HACHURADA REPRESENTA TRECHO ACIMA DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS - VIDE FOLHA 10

RESUMO DO AÇO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNIT. (cm)	TOTAL (m)
CA-50	N1	10	26	1081	281
CA-50	N2	20	62	190	118
CA-50	N3	10	25	937	234
CA-50	N4	10	34	186	63
CA-50	N5	10	420	198	832





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Arm. das Lajes da Ponte com Uma Pista e Vão 10 m

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

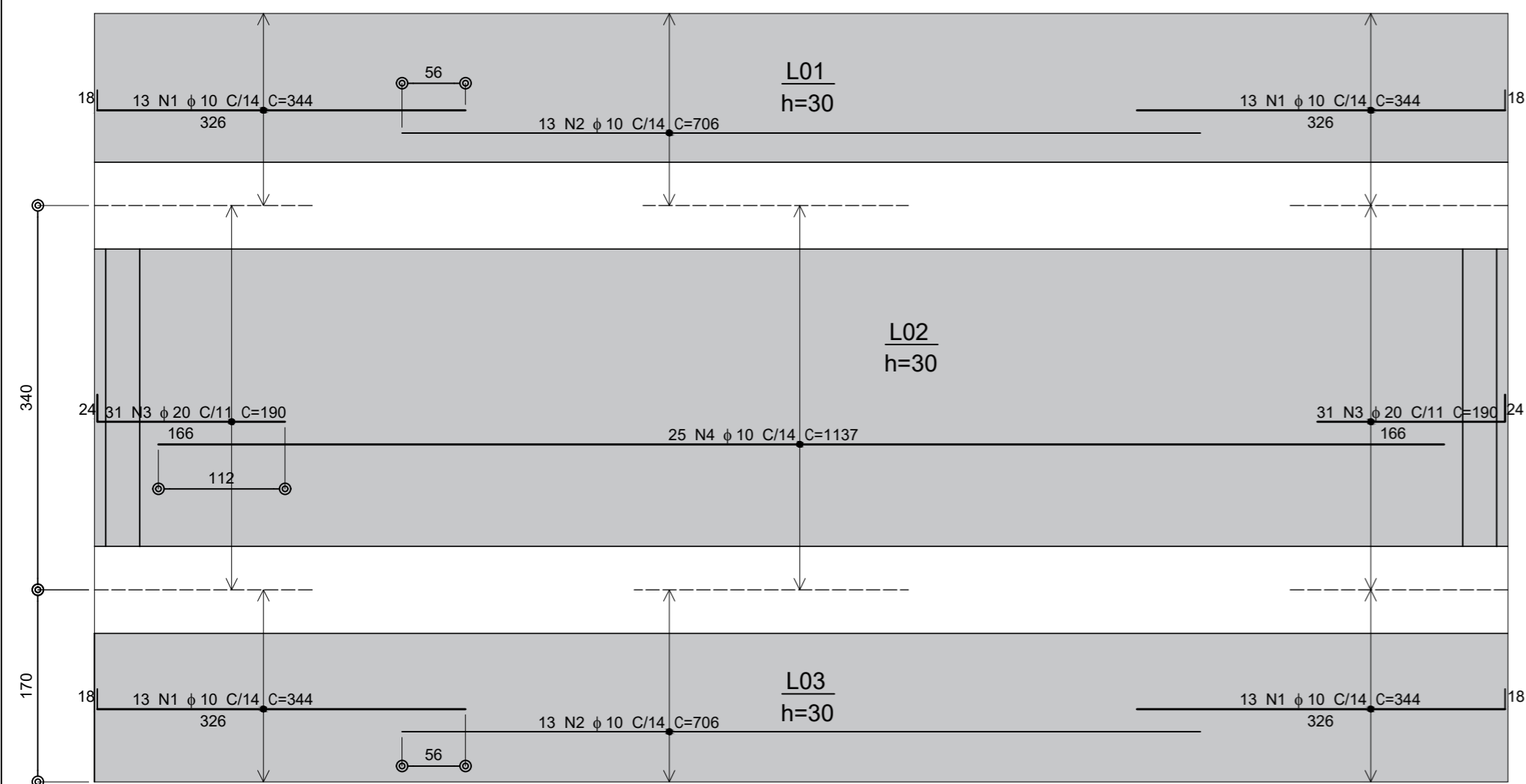
Escala: 1:50

Unidade: Centímetros (cm)

Data: 09/11/2020

Folha: 06

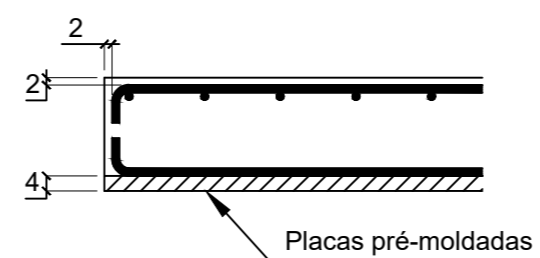
ARMADURA POSITIVA Y



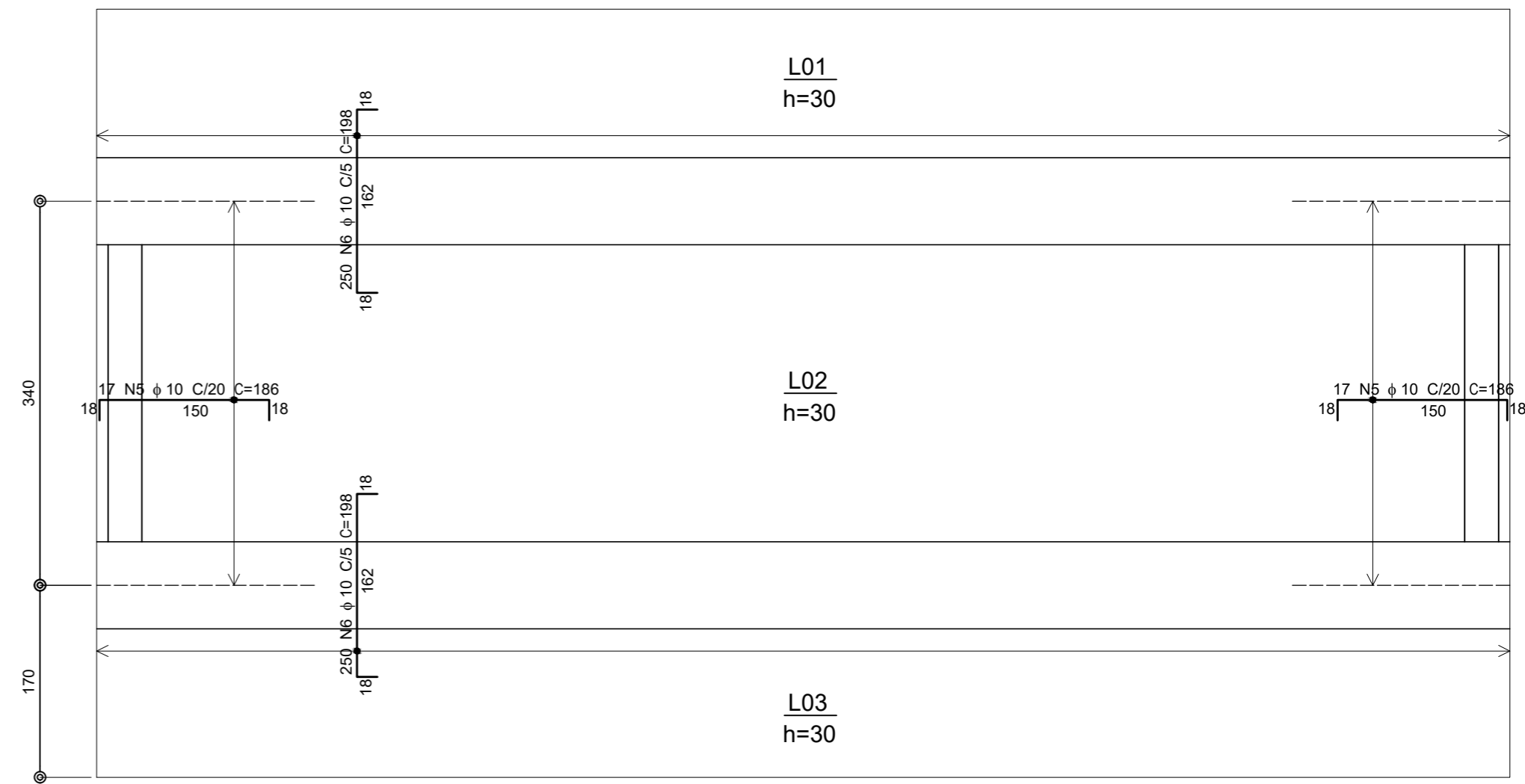
OBSERVAÇÕES



REGIÃO HACHURADA REPRESENTA TRECHO ACIMA DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS - VIDE FOLHA 10

RESUMO DO AÇO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNIT. (cm)	TOTAL (m)
CA-50	N1	10	52	344	179
CA-50	N2	10	26	706	184
CA-50	N3	20	62	190	118
CA-50	N4	10	25	1137	284
CA-50	N5	10	34	186	63
CA-50	N6	10	500	198	990



ARMADURA NEGATIVA





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Arm. das Lajes da Ponte com Uma Pista e Vão 12 m

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

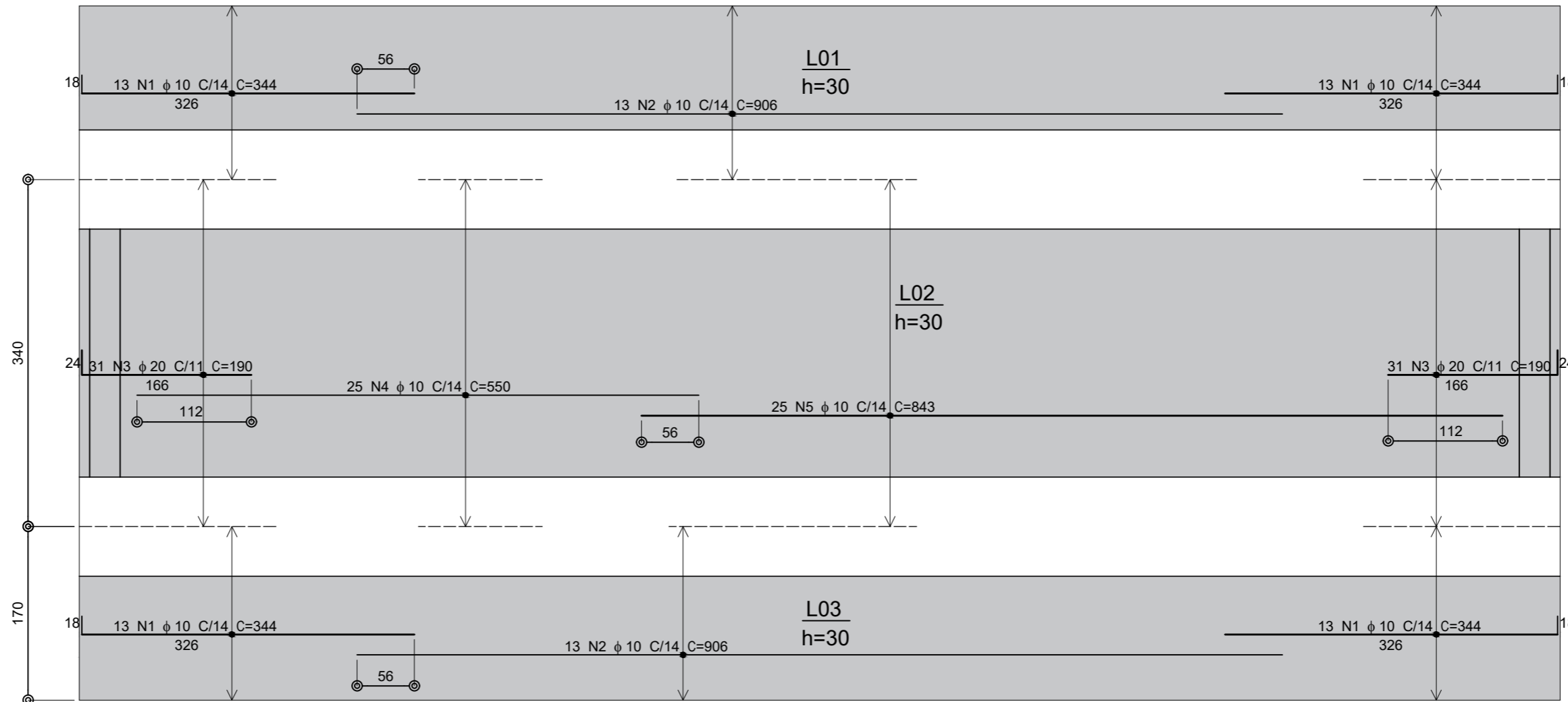
Escala: 1:50

Unidade: Centímetros (cm)

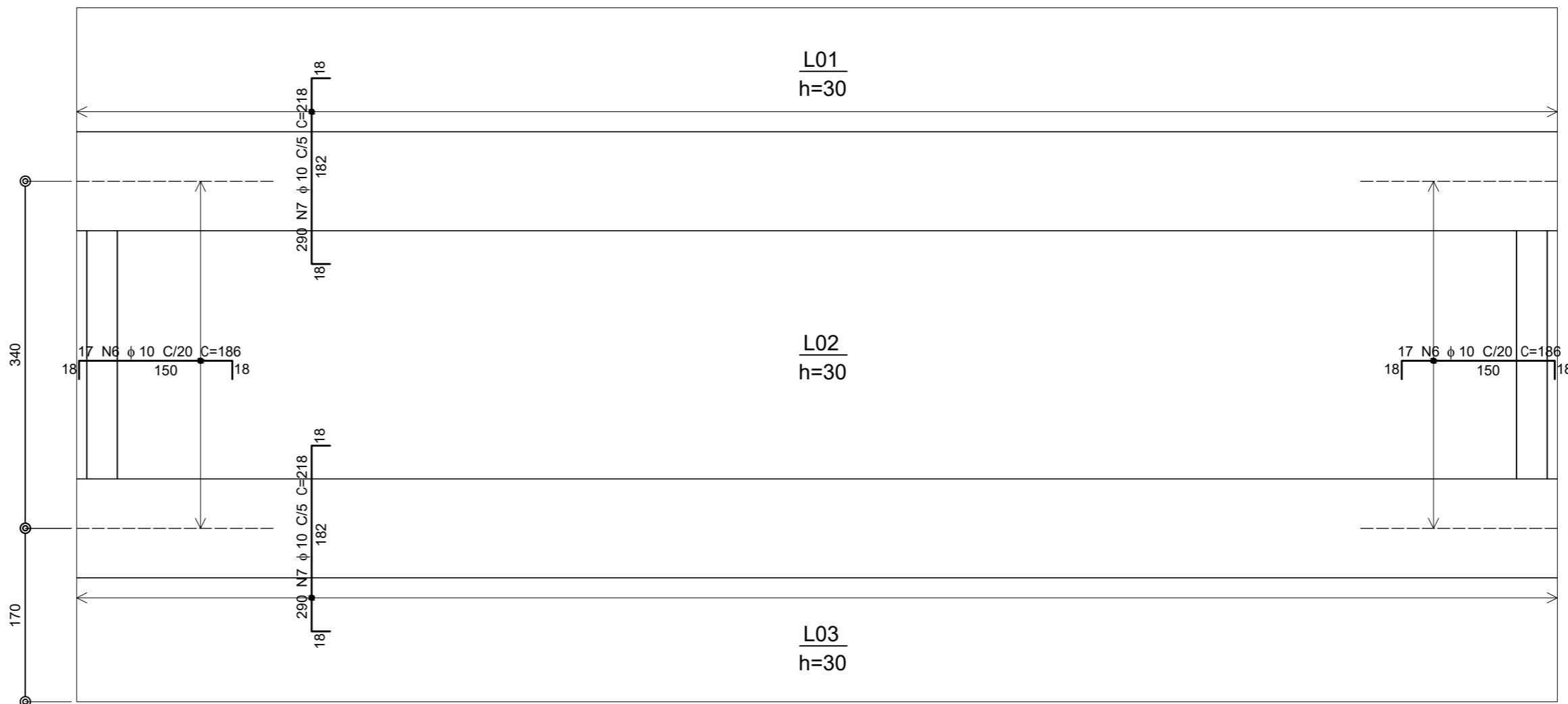
Data: 09/11/2020

Folha: 07

ARMADURA POSITIVA Y



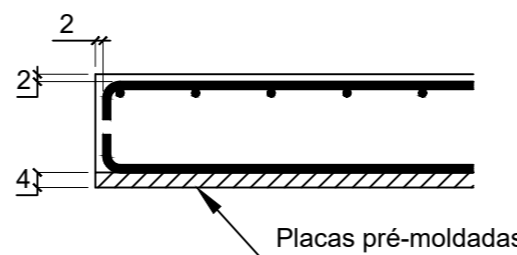
ARMADURA NEGATIVA





OBSERVAÇÕES

REGIÃO HACHURADA REPRESENTA TRECHO ACIMA DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS - VIDE FOLHA 10

RESUMO DO AÇO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNIT. (cm)	TOTAL (m)
CA-50	N1	10	52	344	179
CA-50	N2	10	26	906	236
CA-50	N3	20	62	190	118
CA-50	N4	10	25	550	138
CA-50	N5	10	25	843	211
CA-50	N6	10	34	186	63
CA-50	N7	10	580	218	1264





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Arm. das Lajes da Ponte com Uma Pista e Vão 14 m

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

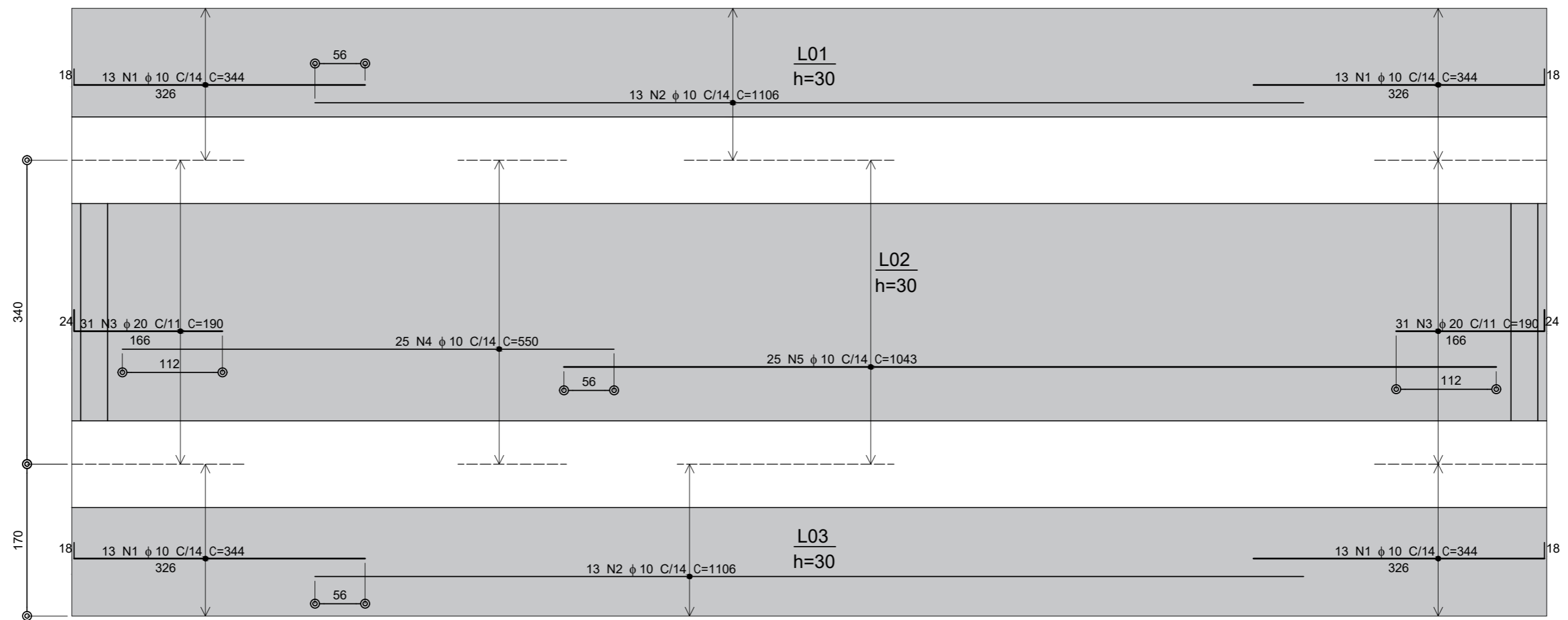
Escala: 1:50

Unidade: Centímetros (cm)

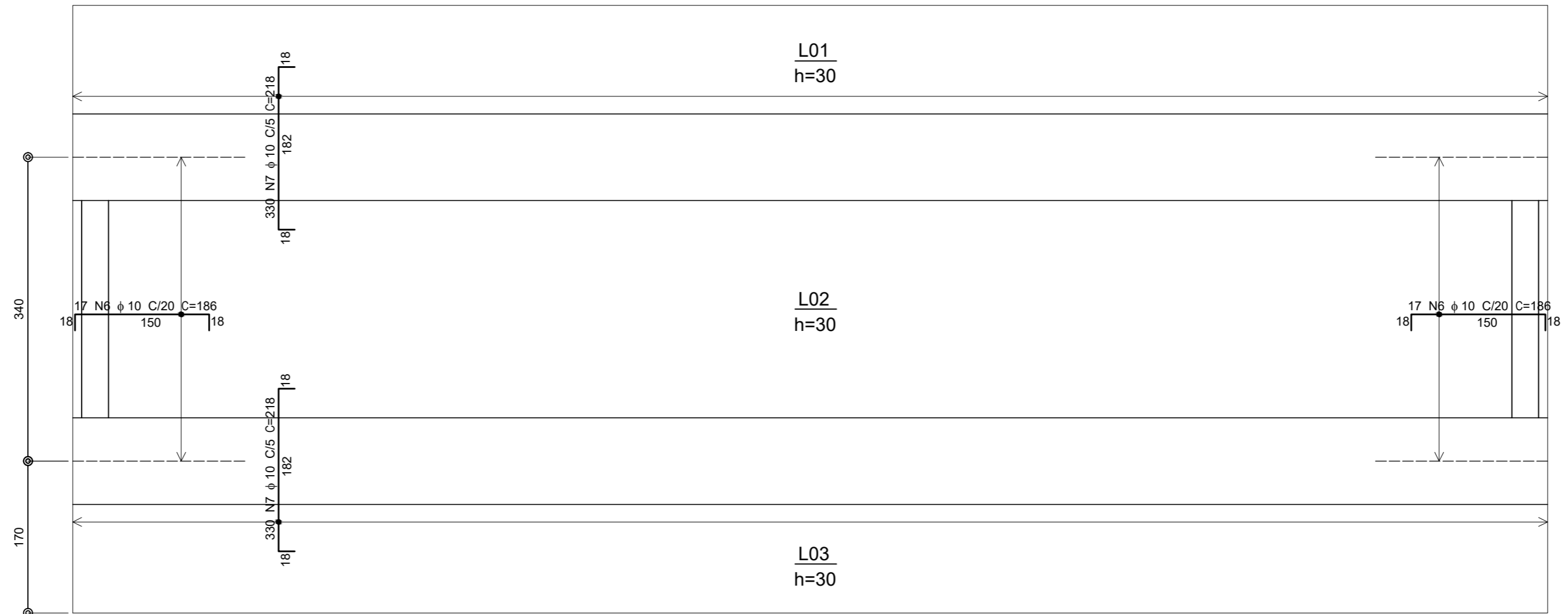
Data: 09/11/2020

Folha: 08

ARMADURA POSITIVA Y



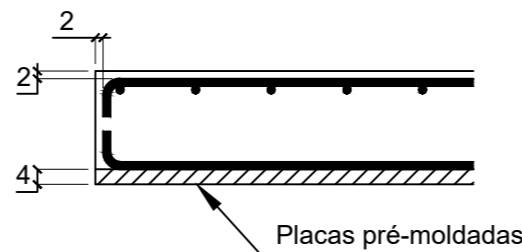
ARMADURA NEGATIVA





OBSERVAÇÕES

REGIÃO HACHURADA REPRESENTA TRECHO ACIMA DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS - VIDE FOLHA 10

RESUMO DO AÇO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNIT. (cm)	TOTAL (m)
CA-50	N1	10	52	344	179
CA-50	N2	10	26	1106	288
CA-50	N3	20	62	190	118
CA-50	N4	10	25	550	138
CA-50	N5	10	25	1043	261
CA-50	N6	10	34	186	63
CA-50	N7	10	660	218	1439





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Arm. das Lajes da Ponte com Uma Pista e Vão 16 m

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

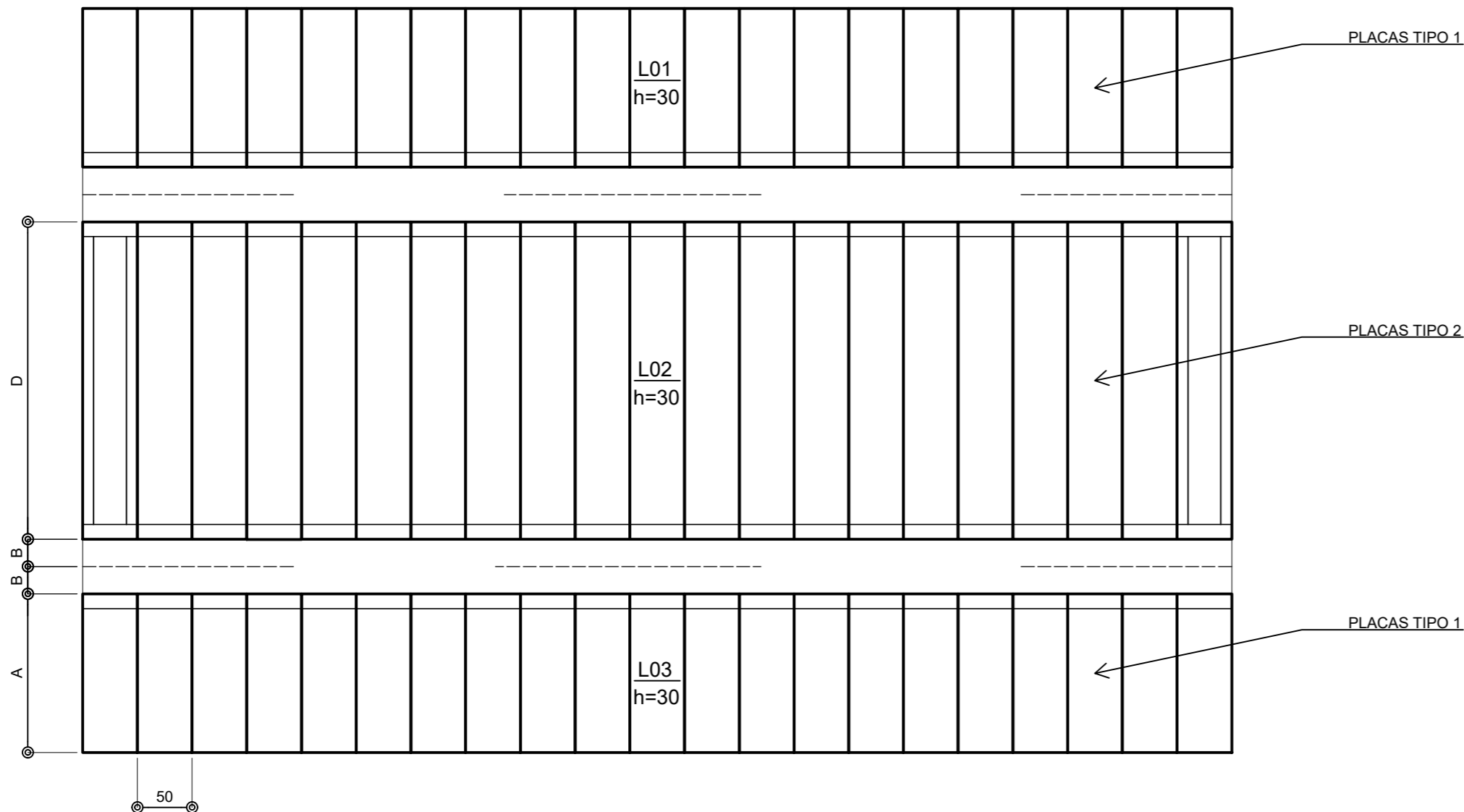
Escala: 1:50

Unidade: Centímetros (cm)

Data: 09/11/2020

Folha: 09

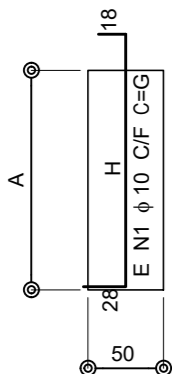
ARMADURA POSITIVA X



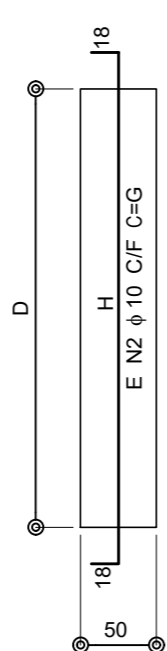
RESUMO DO AÇO						
VÃO (m)	AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
					UNIT. (cm)	TOTAL (m)
8	CA-50	N1	10	170	213	362
	CA-50	N2	10	119	374	445
10	CA-50	N1	10	210	213	447
	CA-50	N2	10	147	374	550
12	CA-50	N1	10	250	213	533
	CA-50	N2	10	175	374	655
14	CA-50	N1	10	290	203	589
	CA-50	N2	10	203	354	719
16	CA-50	N1	10	330	203	670
	CA-50	N2	10	231	354	818

TABELA DE DETALHAMENTOS									
VÃO (m)	POSIÇÃO	QTD. PLACAS	A	B	D	E	F	G	H
8	N1	34	145	25	290	5	11	213	167
	N2	17				7	8	374	338
10	N1	42	145	25	290	5	11	213	167
	N2	21				7	8	374	338
12	N1	50	145	25	290	5	11	213	167
	N2	25				7	8	374	338
14	N1	58	135	35	270	5	11	203	157
	N2	29				7	8	354	318
16	N1	66	135	35	270	5	11	203	157
	N2	33				7	8	354	318

PLACA TIPO 1



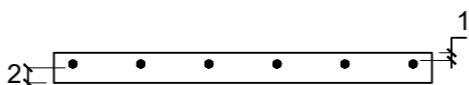
PLACA TIPO 2





DETALHE PLACA TIPO 1



CORTE REPRESENTATIVO DE TODAS AS PLACAS





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Arm. Positiva X das Lajes das Pontes com Uma Pista

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

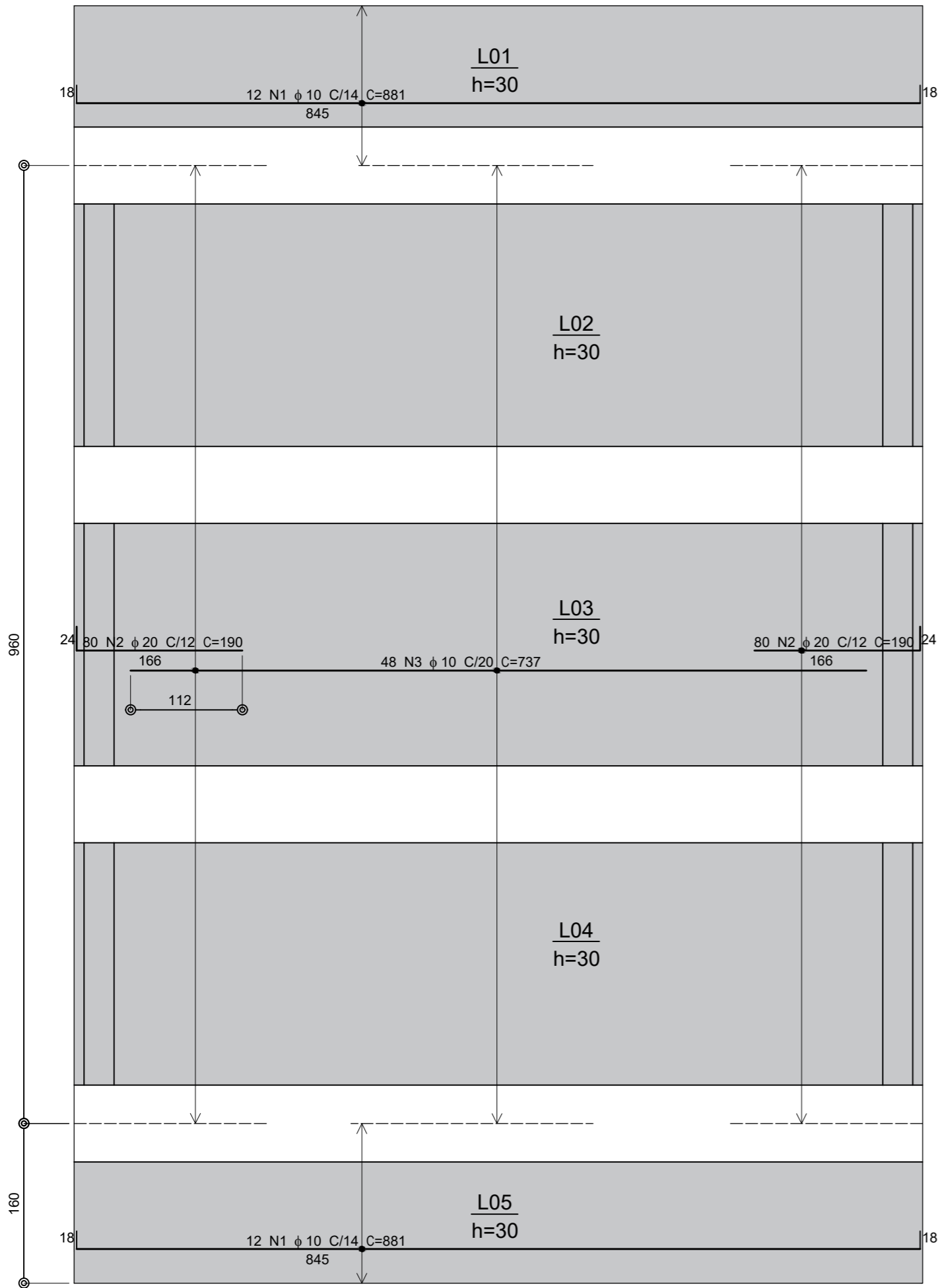
Escala: 1:50

Unidade: Centímetros (cm)

Data: 09/11/2020

Folha: 10

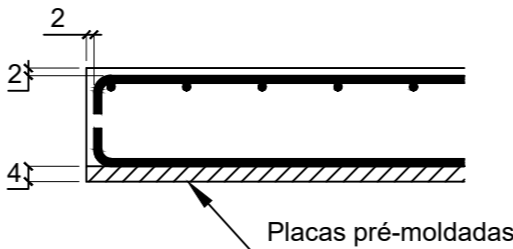
ARMADURA POSITIVA Y



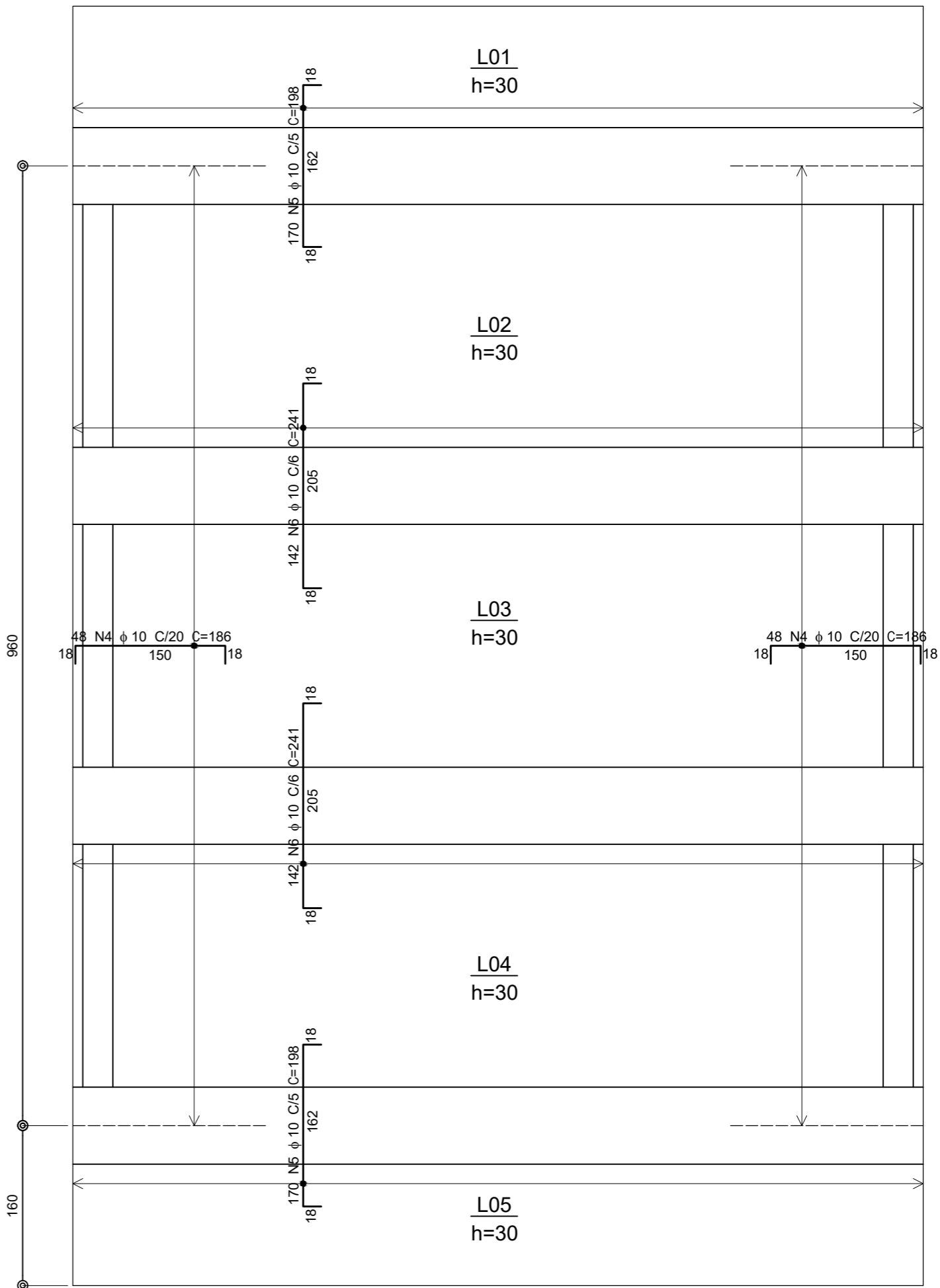
OBSERVAÇÕES



REGIÃO HACHURADA REPRESENTA TRECHO ACIMA DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS - VIDE FOLHA 18

RESUMO DO AÇO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNIT. (cm)	TOTAL (m)
CA-50	N1	10	24	881	211
CA-50	N2	20	160	190	304
CA-50	N3	10	48	737	354
CA-50	N4	10	96	186	179
CA-50	N5	10	340	198	673
CA-50	N6	10	284	241	684



ARMADURA NEGATIVA





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Arm. das Lajes da Ponte com Duas Pistas e Vão 8 m

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

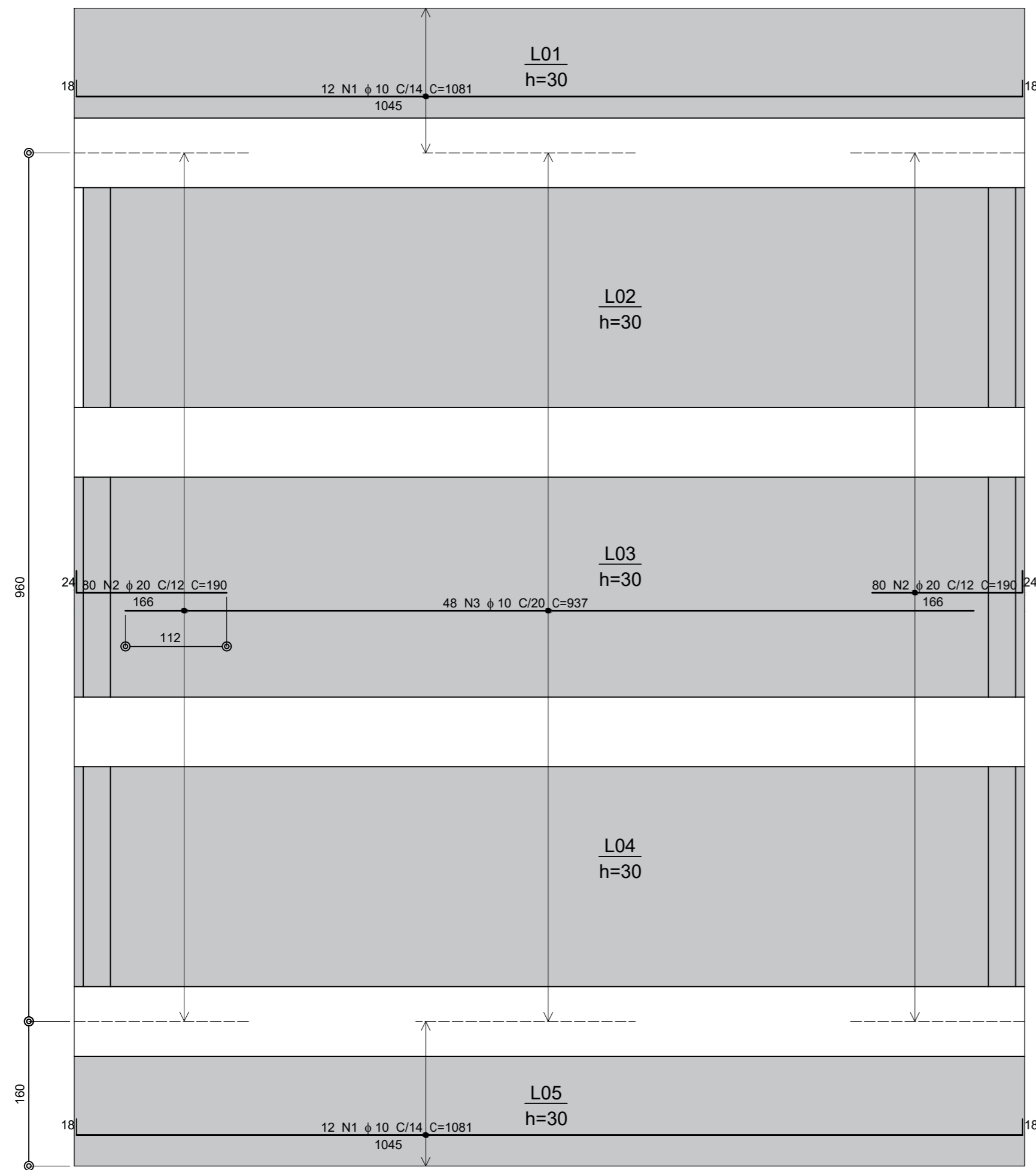
Escala: 1:50

Unidade: Centímetros (cm)

Data: 09/11/2020

Folha: 11

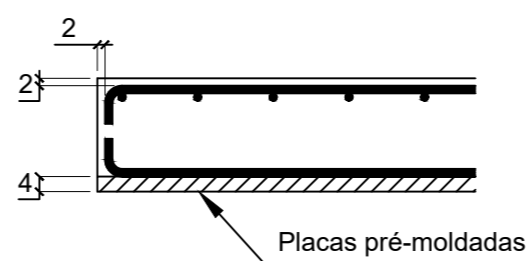
ARMADURA POSITIVA Y



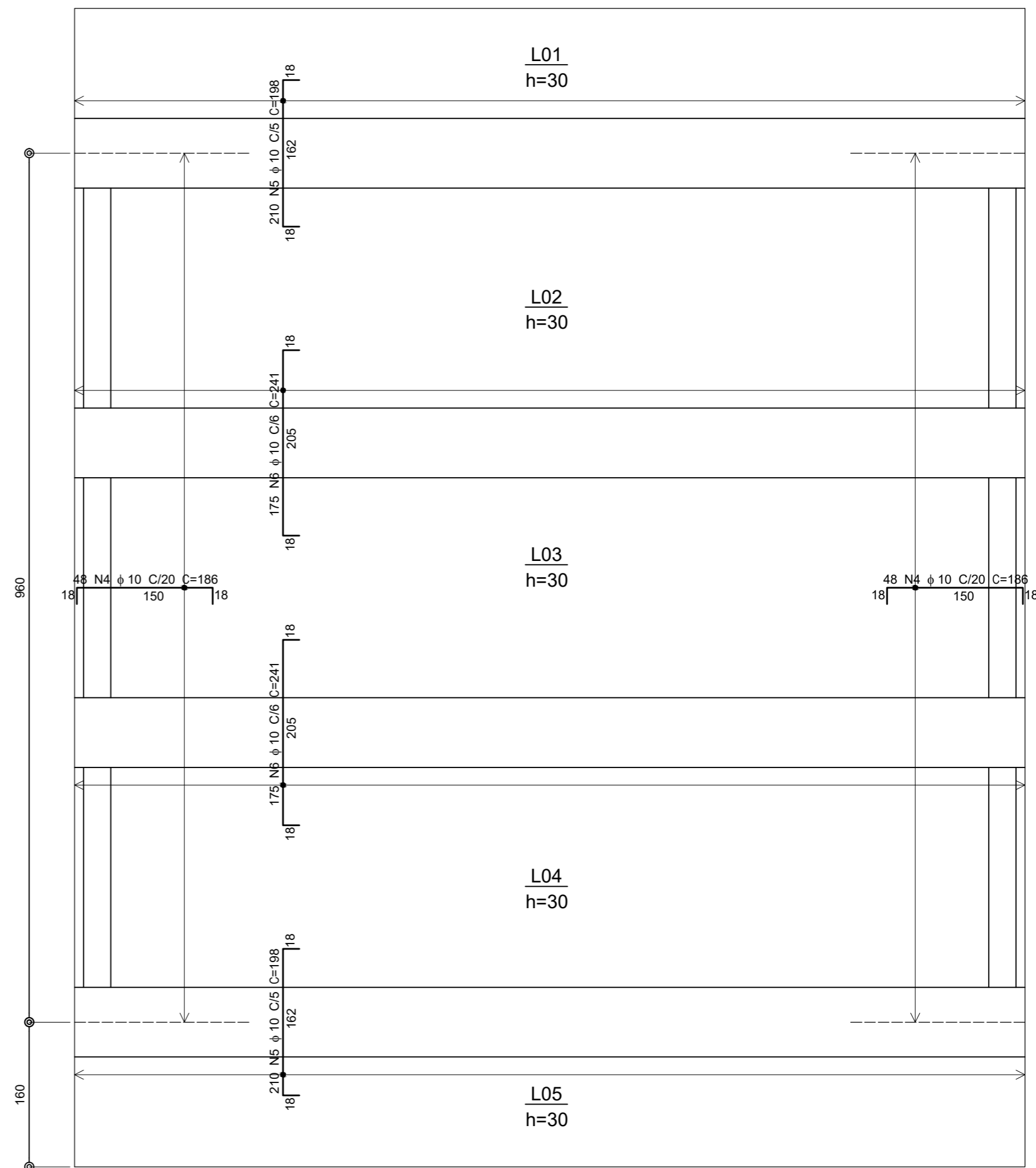
OBSERVAÇÕES

REGIÃO HACHURADA REPRESENTA TRECHO ACIMA DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS - VIDE FOLHA 18

RESUMO DO AÇO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNIT. (cm)	TOTAL (m)
CA-50	N1	10	24	1081	259
CA-50	N2	20	160	190	304
CA-50	N3	10	48	937	450
CA-50	N4	10	96	186	179
CA-50	N5	10	420	198	832
CA-50	N6	10	350	241	844

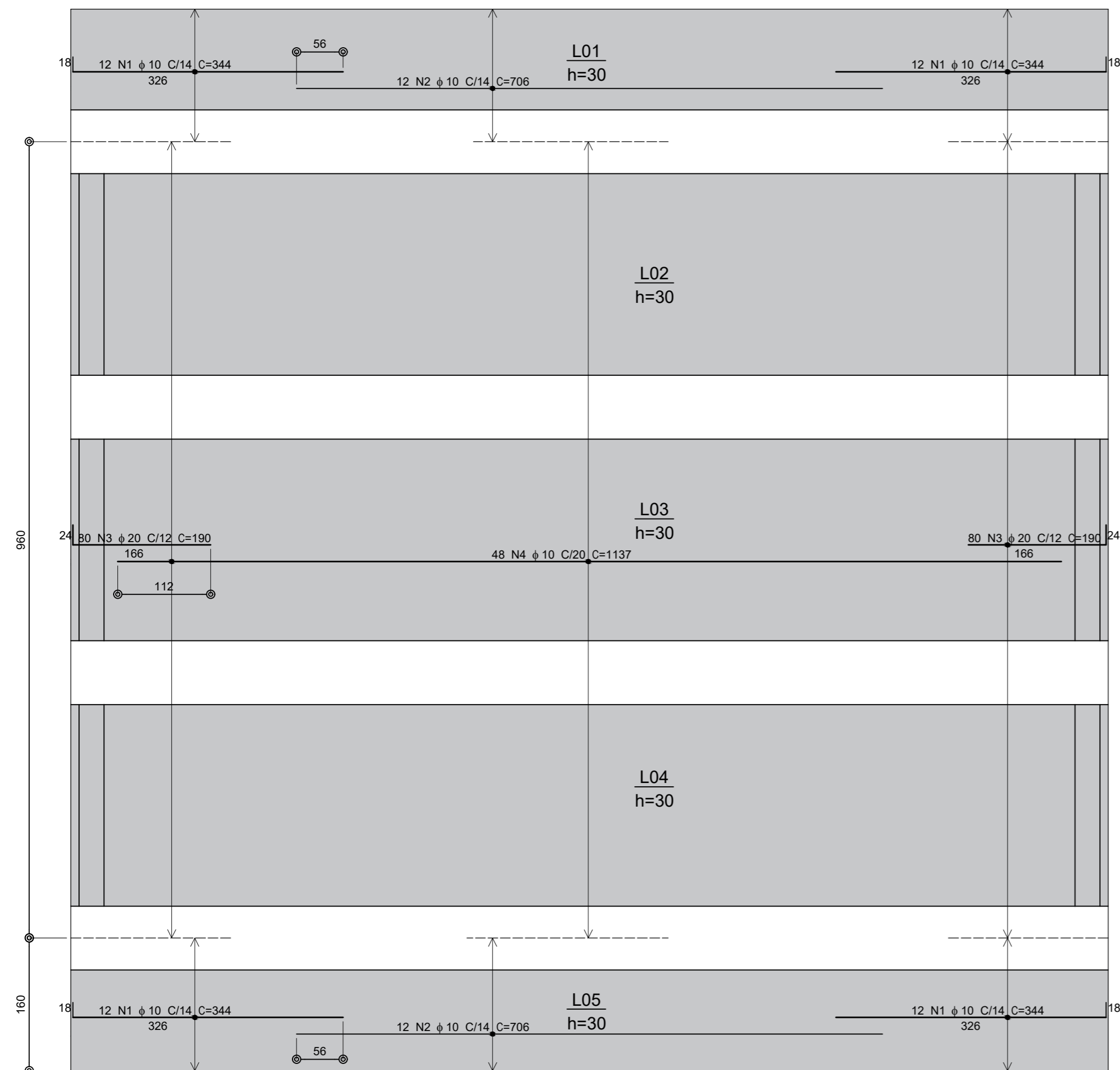


ARMADURA NEGATIVA

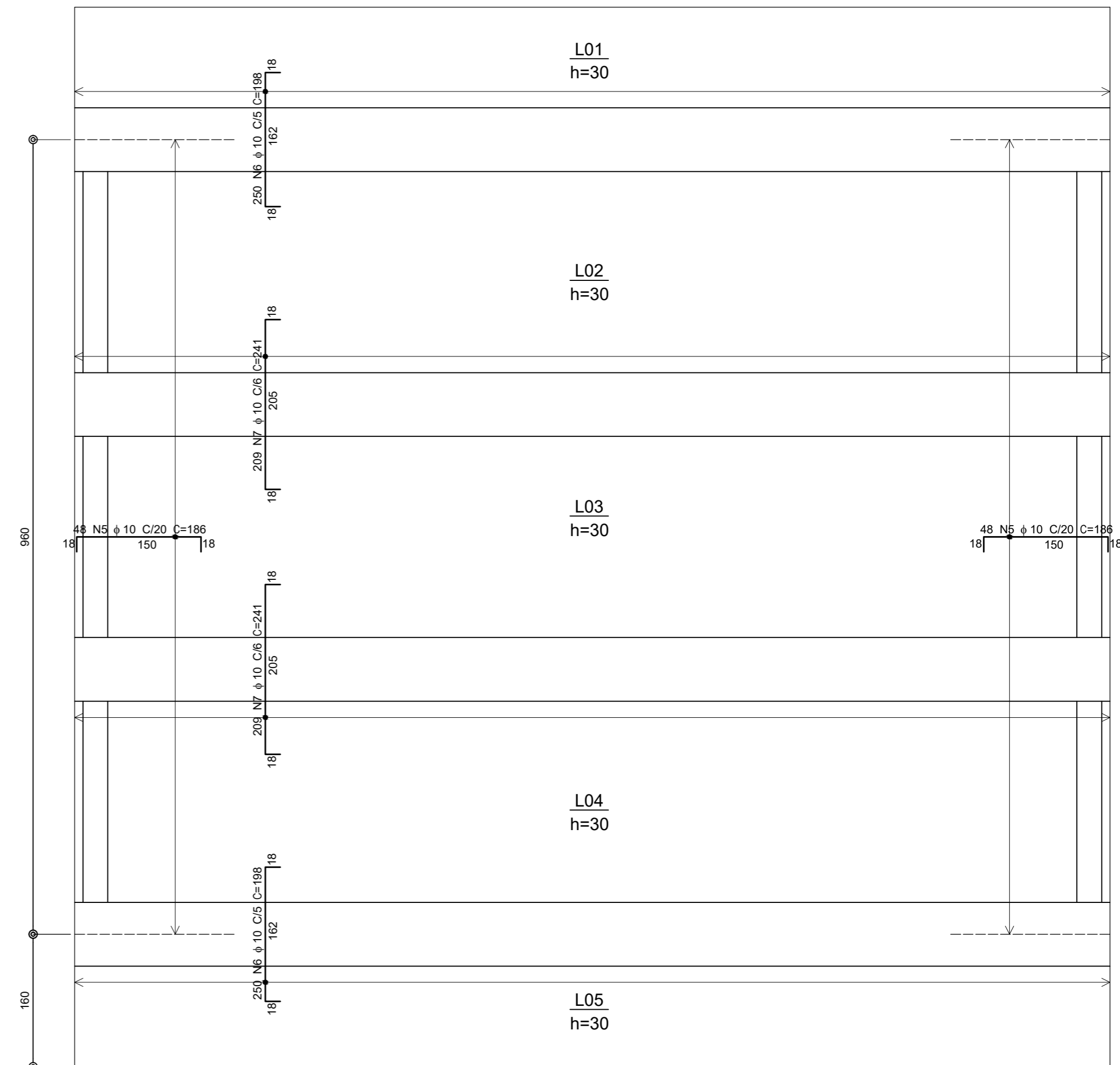


UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS		<i>Escala:</i> 1:50
1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II		<i>Unidade:</i> Centímetros (cm)
Arm. das Lajes da Ponte com Duas Pistas e Vão 10 m		<i>Data:</i> 09/11/2020
<i>ALUNO:</i> Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo		<i>Folha:</i> 12

ARMADURA POSITIVA Y



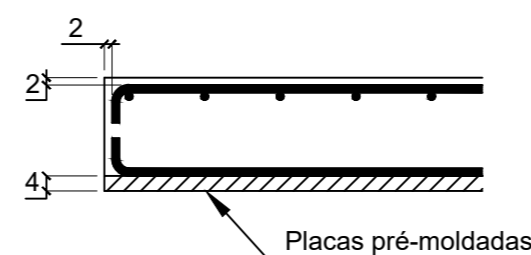
ARMADURA NEGATIVA





OBSERVAÇÕES

REGIÃO HACHURADA REPRESENTA TRECHO ACIMA DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS - VIDE FOLHA 18

RESUMO DO AÇO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNIT. (cm)	TOTAL (m)
CA-50	N1	10	48	344	165
CA-50	N2	10	24	706	169
CA-50	N3	20	160	190	304
CA-50	N4	10	48	1137	546
CA-50	N5	10	96	186	179
CA-50	N6	10	500	198	990
CA-50	N7	10	418	241	1007





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Arm. das Lajes da Ponte com Duas Pistas e Vão 12 m

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

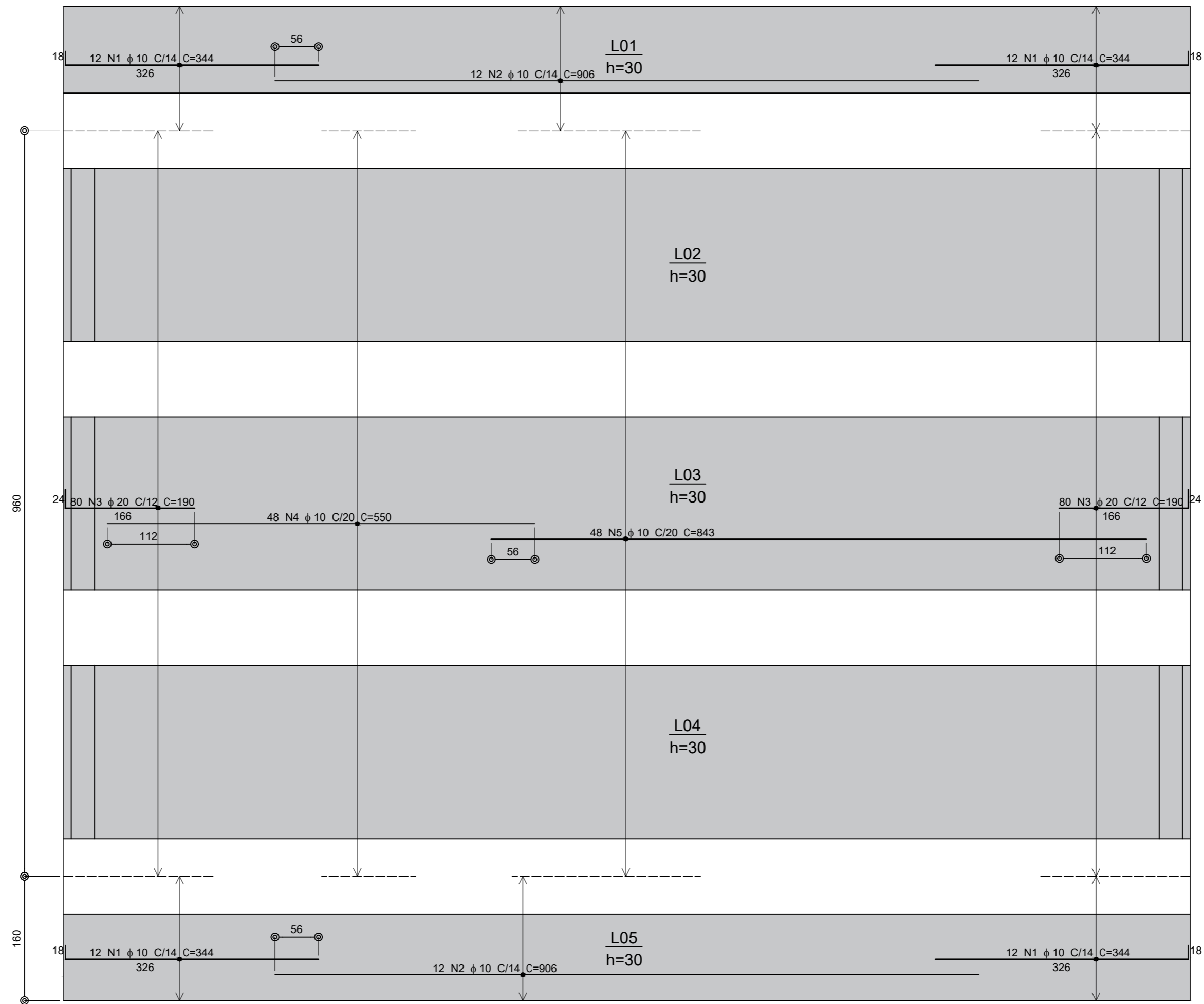
Escala: 1:50

Unidade: Centímetros (cm)

Data: 09/11/2020

Folha: **13**

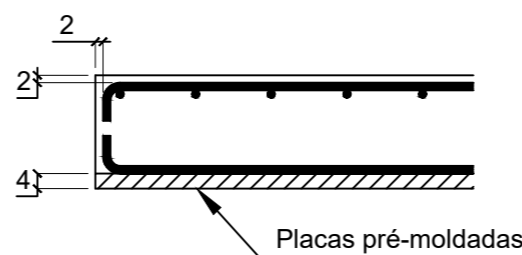
ARMADURA POSITIVA Y





OBSERVAÇÕES

REGIÃO HACHURADA REPRESENTA TRECHO ACIMA DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS - VIDE FOLHA 18

RESUMO DO AÇO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNIT. (cm)	TOTAL (m)
CA-50	N1	10	48	344	165
CA-50	N2	10	24	906	217
CA-50	N3	20	160	190	304
CA-50	N4	10	48	550	264
CA-50	N5	10	48	843	405





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Arm. das Lajes da Ponte com Duas Pistas e Vão 14 m -1

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

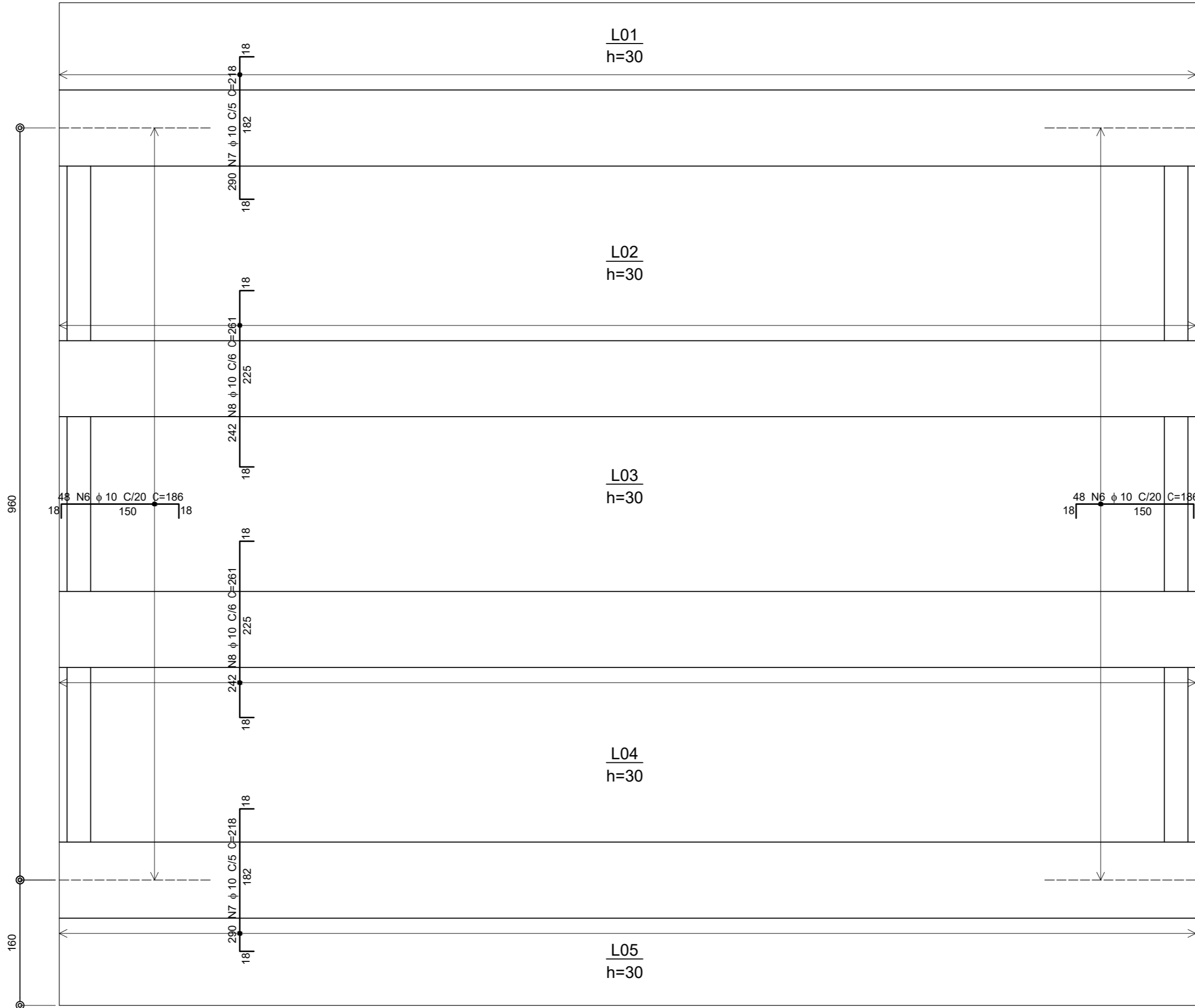
Escala: 1:50

Unidade: Centímetros (cm)

Data: 09/11/2020

Folha: **14**

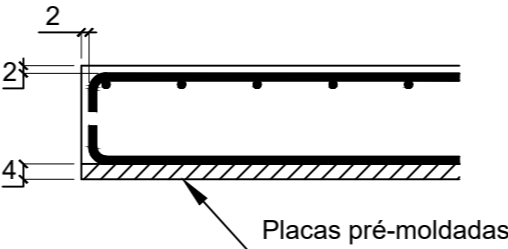
ARMADURA NEGATIVA





OBSERVAÇÕES

REGIÃO HACHURADA REPRESENTA TRECHO ACIMA DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS - VIDE FOLHA 18

RESUMO DO AÇO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNIT. (cm)	TOTAL (m)
CA-50	N6	10	96	186	179
CA-50	N7	10	580	218	1264
CA-50	N8	10	484	261	1263





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Arm. das Lajes da Ponte com Duas Pistas e Vão 14 m -2

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

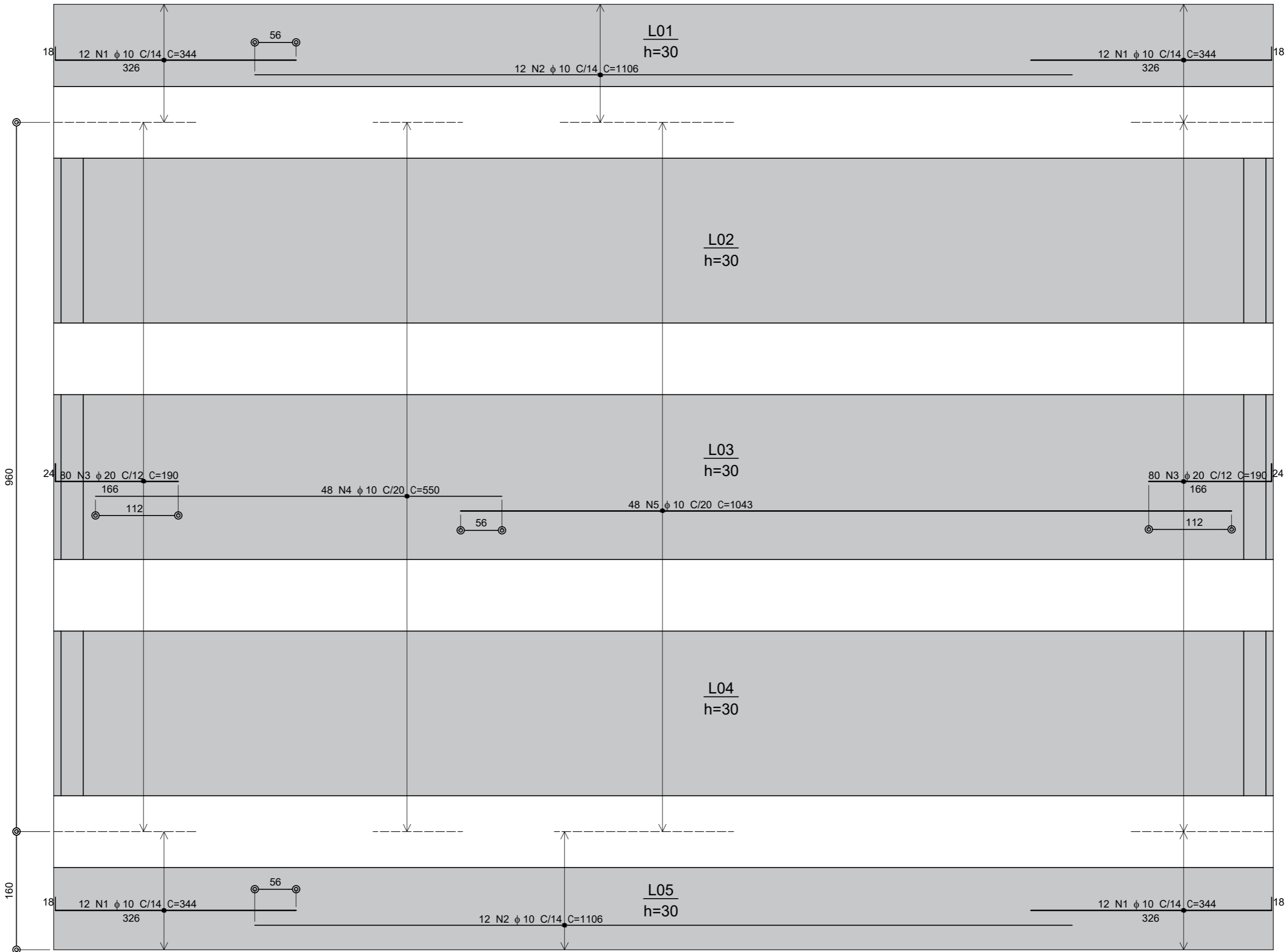
Escala: 1:50

Unidade: Centímetros (cm)

Data: 09/11/2020

Folha: 15

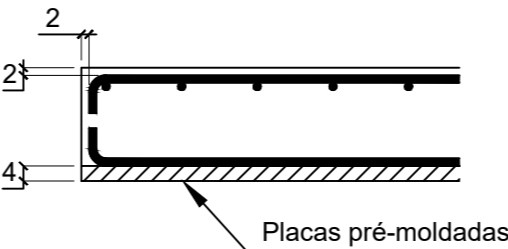
ARMADURA POSITIVA Y





OBSERVAÇÕES

REGIÃO HACHURADA REPRESENTA TRECHO ACIMA DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS - VIDE FOLHA 18

RESUMO DO AÇO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNIT. (cm)	TOTAL (m)
CA-50	N1	10	48	344	165
CA-50	N2	10	24	1106	265
CA-50	N3	20	160	190	304
CA-50	N4	10	48	550	264
CA-50	N5	10	48	1043	501





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Arm. das Lajes da Ponte com Duas Pistas e Vão 16 m -1

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

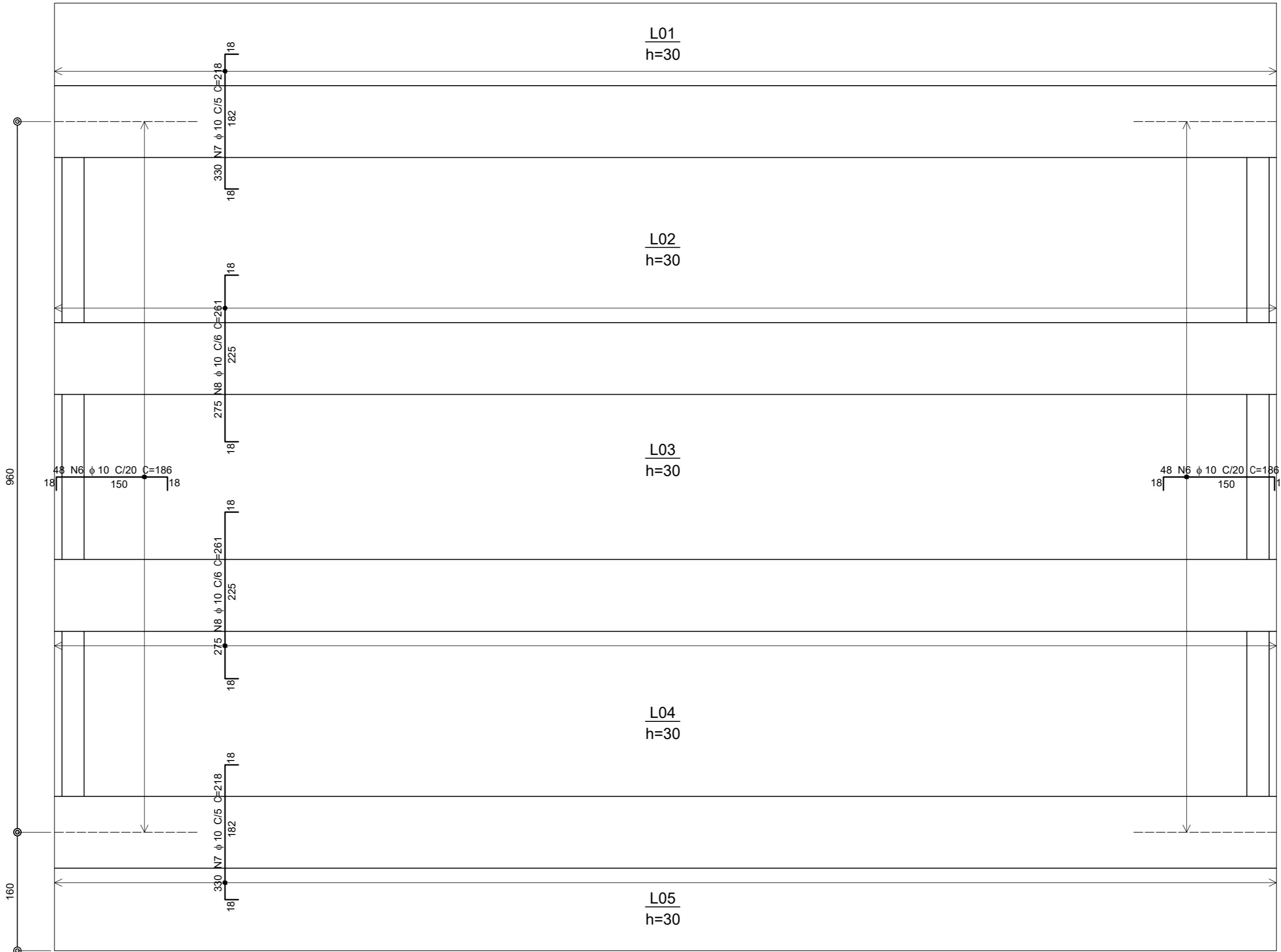
Escala: 1:50

Unidade: Centímetros (cm)

Data: 09/11/2020

Folha: 16

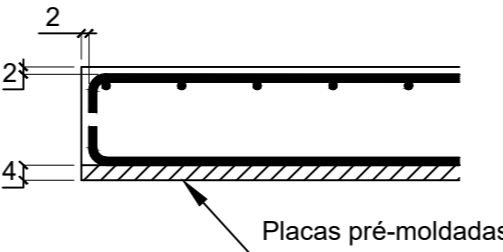
ARMADURA NEGATIVA





OBSERVAÇÕES

REGIÃO HACHURADA REPRESENTA TRECHO ACIMA DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS - VIDE FOLHA 18

RESUMO DO AÇO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNIT. (cm)	TOTAL (m)
CA-50	N6	10	96	186	179
CA-50	N7	10	660	218	1439
CA-50	N8	10	550	261	1436





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Arm. das Lajes da Ponte com Duas Pistas e Vão 16 m -2

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

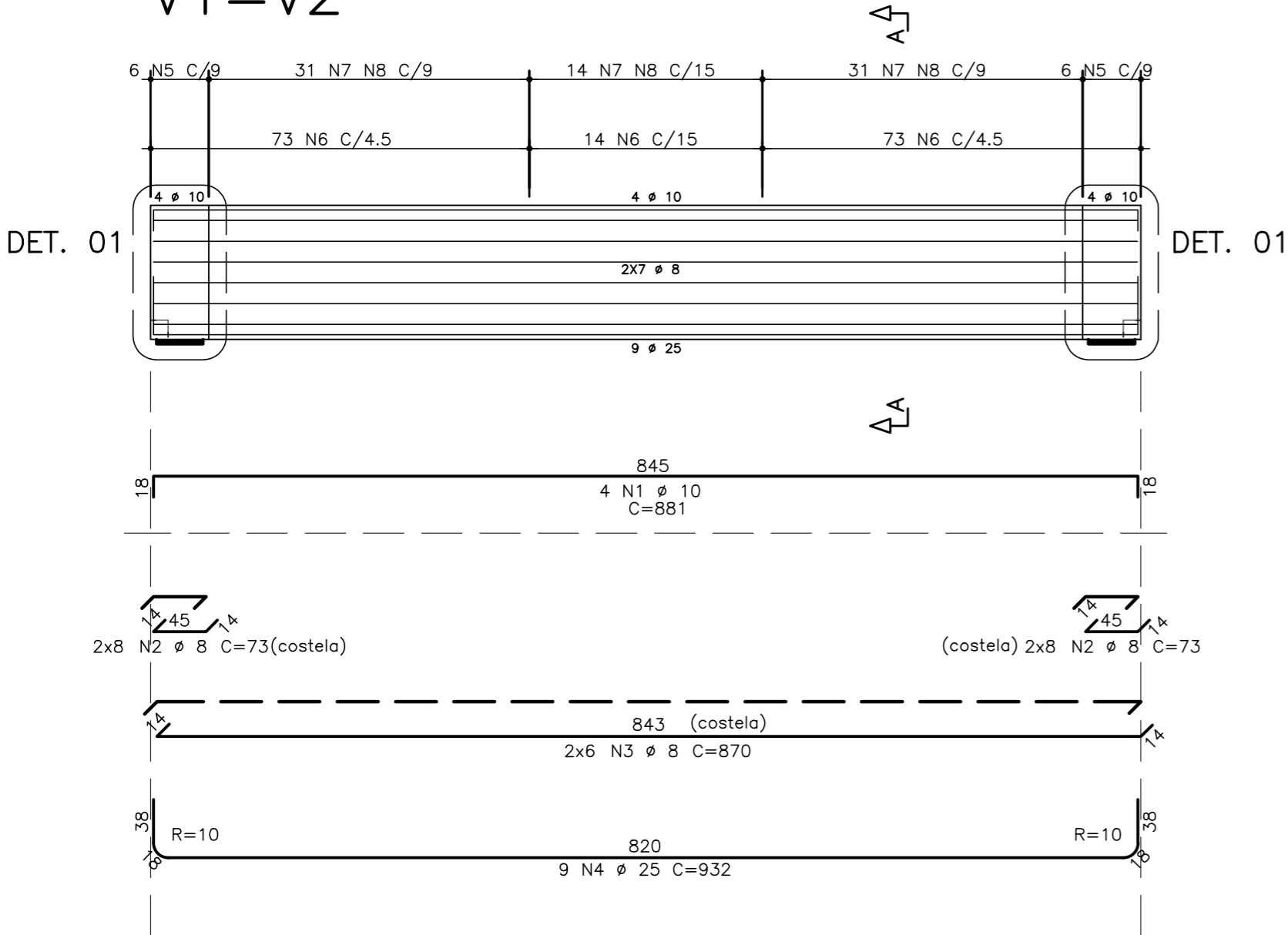
Escala: 1:50

Unidade: Centímetros (cm)

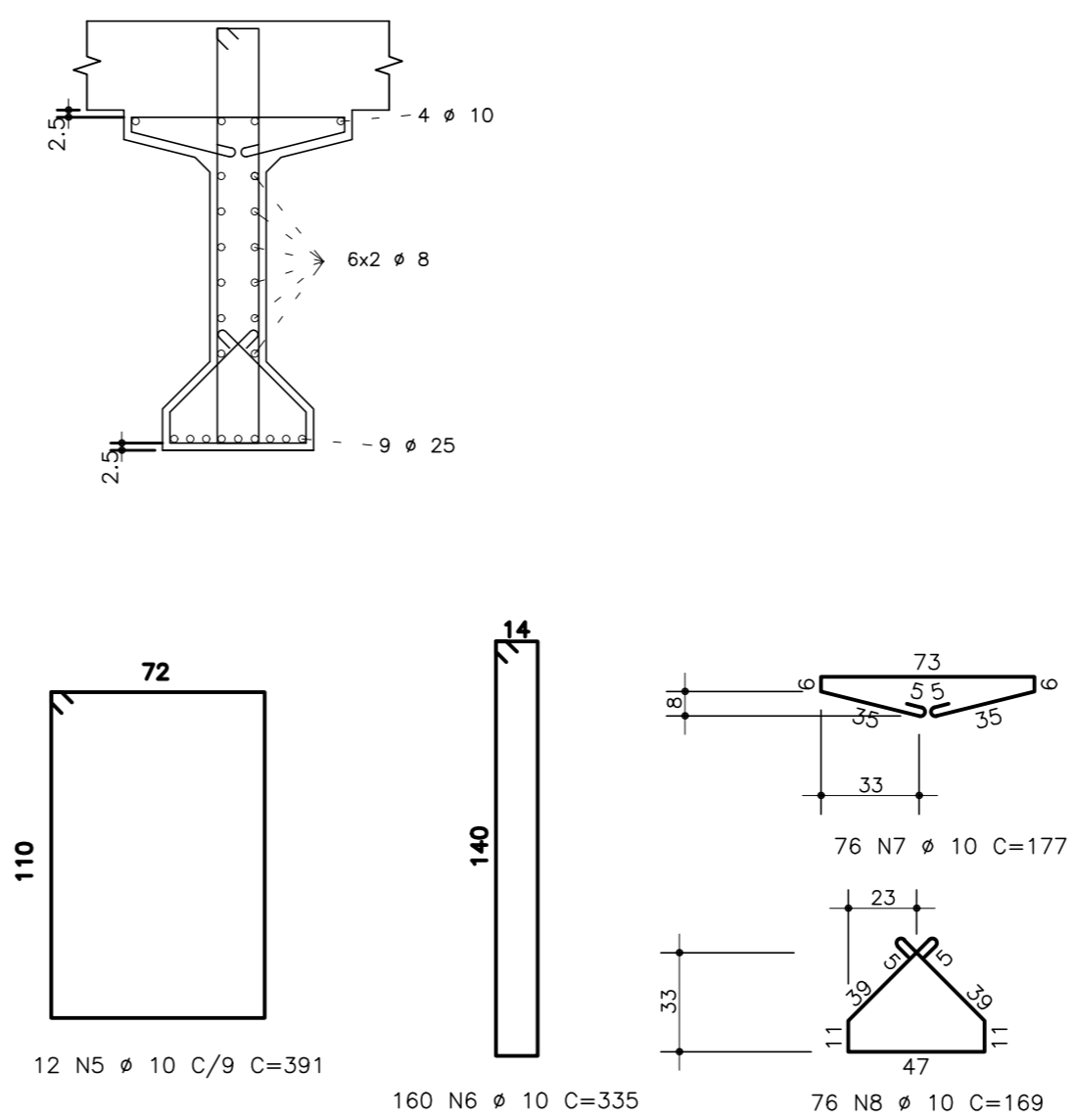
Data: 09/11/2020

Folha: 17

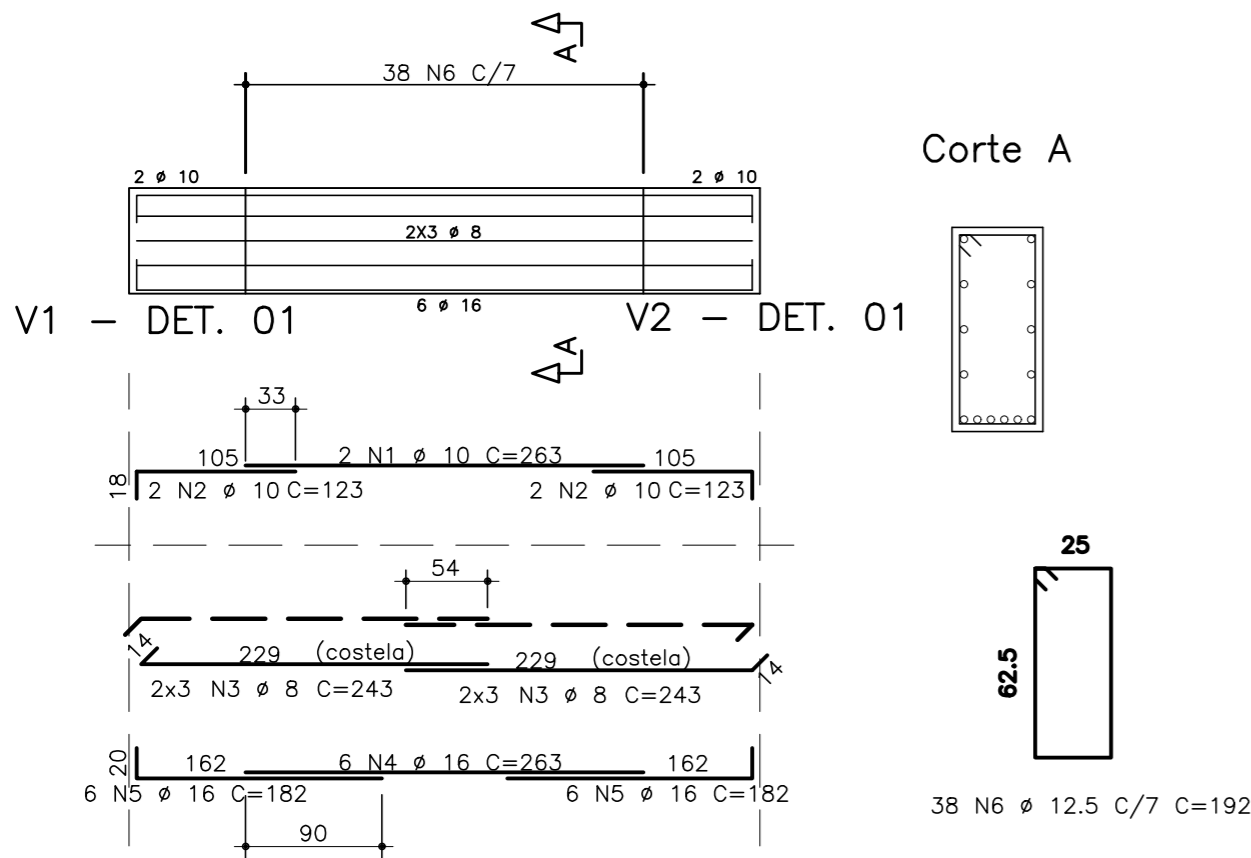
V1=V2



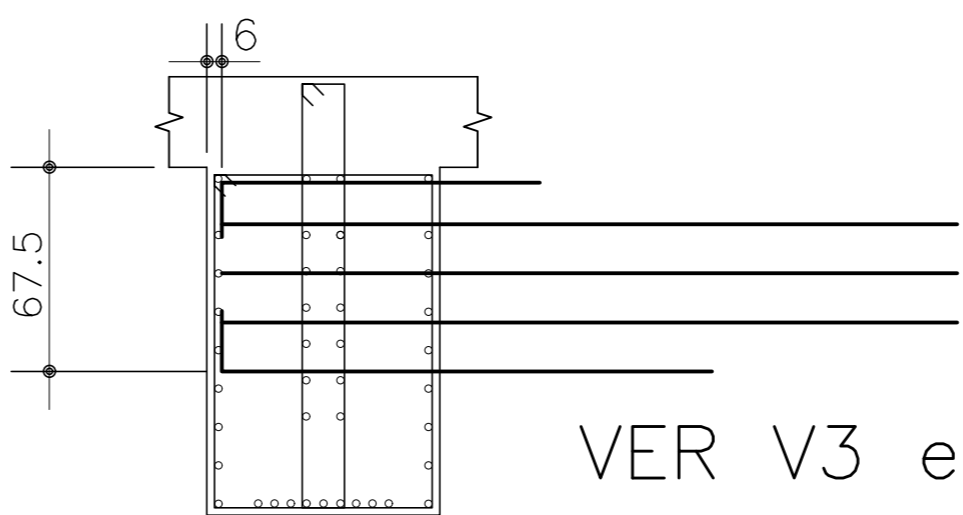
Corte A



V3=V4





DETALHE 01



VER V3 e V4

AÇO		POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
					UNIT	TOTAL
mm						
V1=V2						
	50A	1	10	4	881	3524
	50A	2	8	32	73	2336
	50A	3	8	12	870	10440
	50A	4	25	9	932	8388
	50A	5	10	12	391	4692
	50A	6	10	160	335	53600
	50A	7	10	76	177	13452
	50A	8	10	76	169	12844
V3=V4						
	50A	1	10	2	263	526
	50A	2	10	4	123	492
	50A	3	8	12	243	2916
	50A	4	16	6	263	1578
	50A	5	16	12	182	2184
	50A	6	12.5	38	192	7296

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
		mm	kgf
50A	8	314	122
50A	10	1782	1091
50A	12.5	146	140
50A	16	76	120
50A	25	168	643
Peso Total		50A =	2116 kgf



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Vigas da Ponte com Uma Pista e Vão 8 m

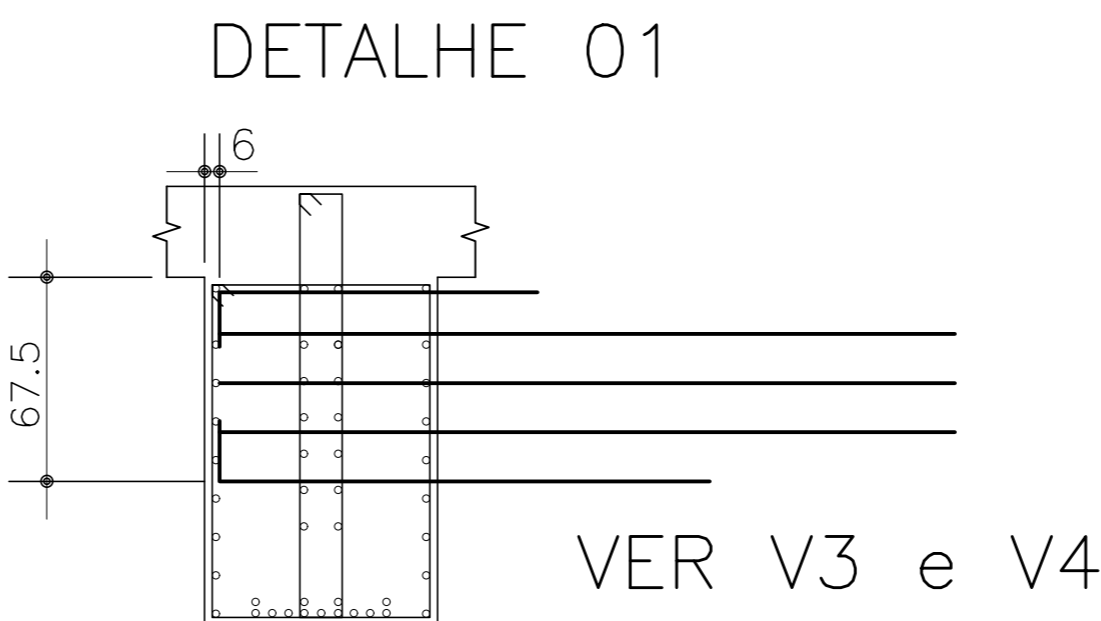
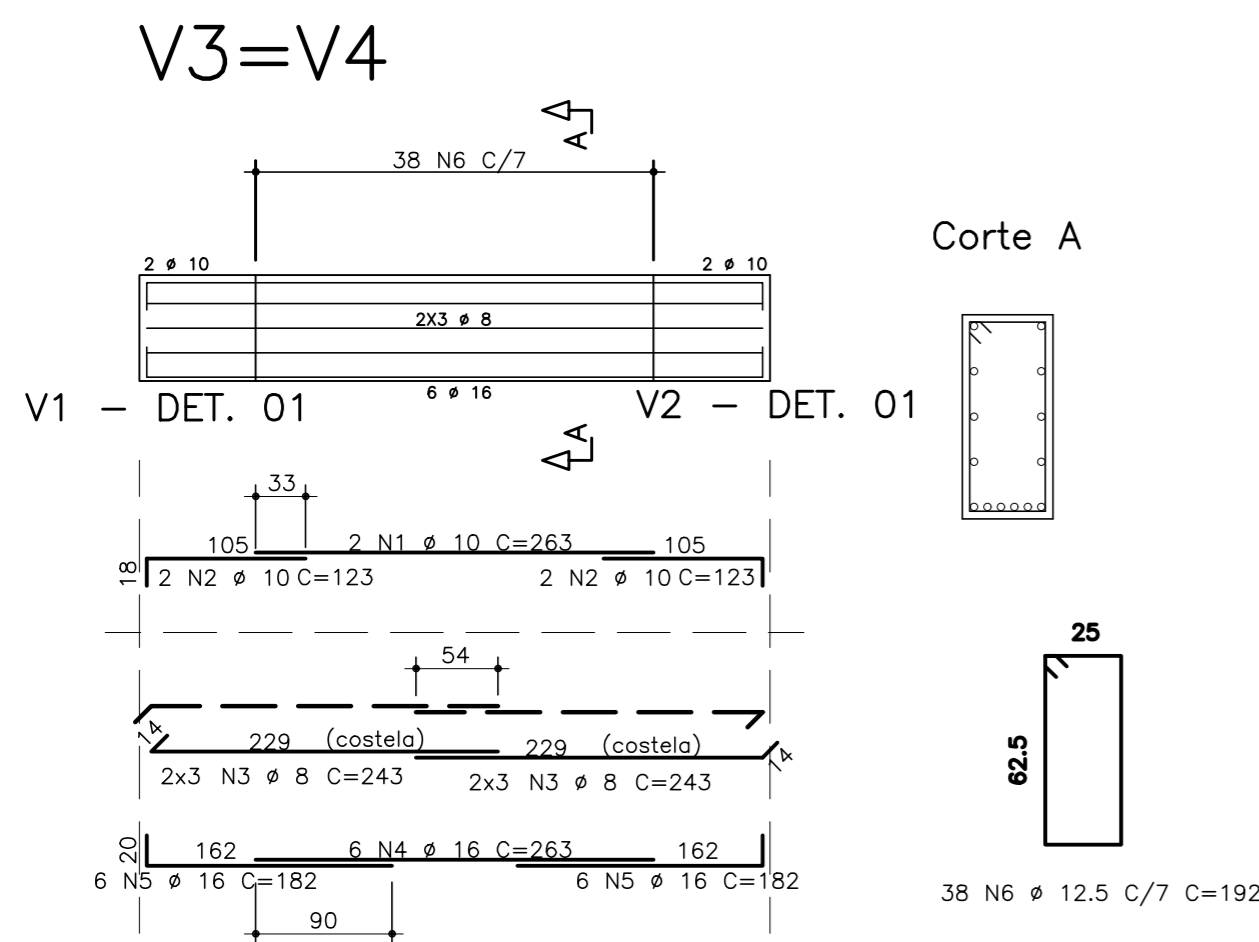
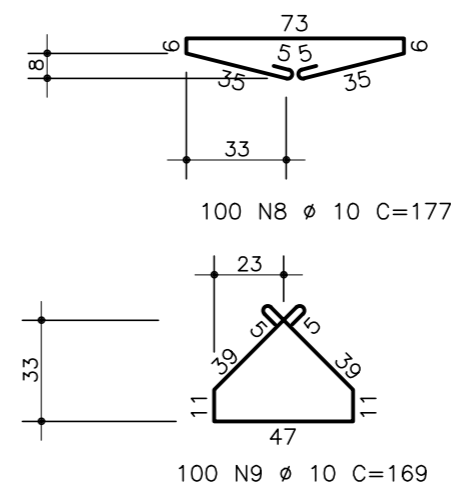
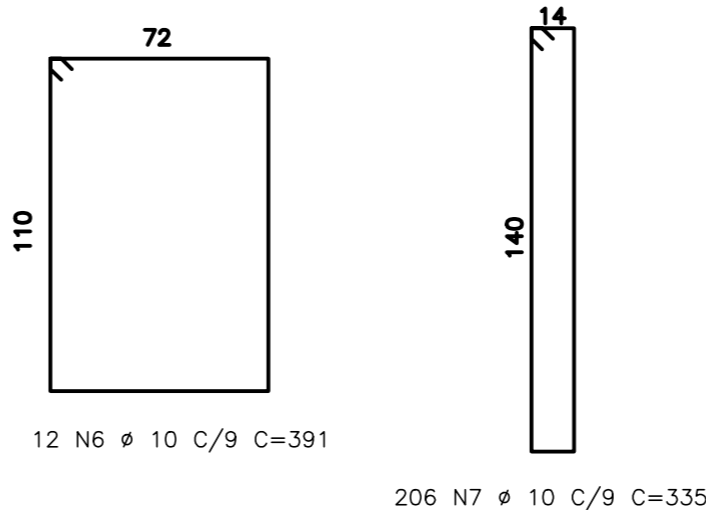
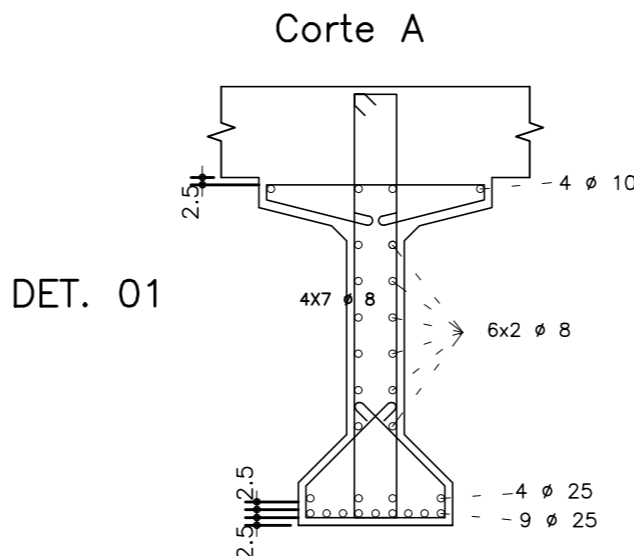
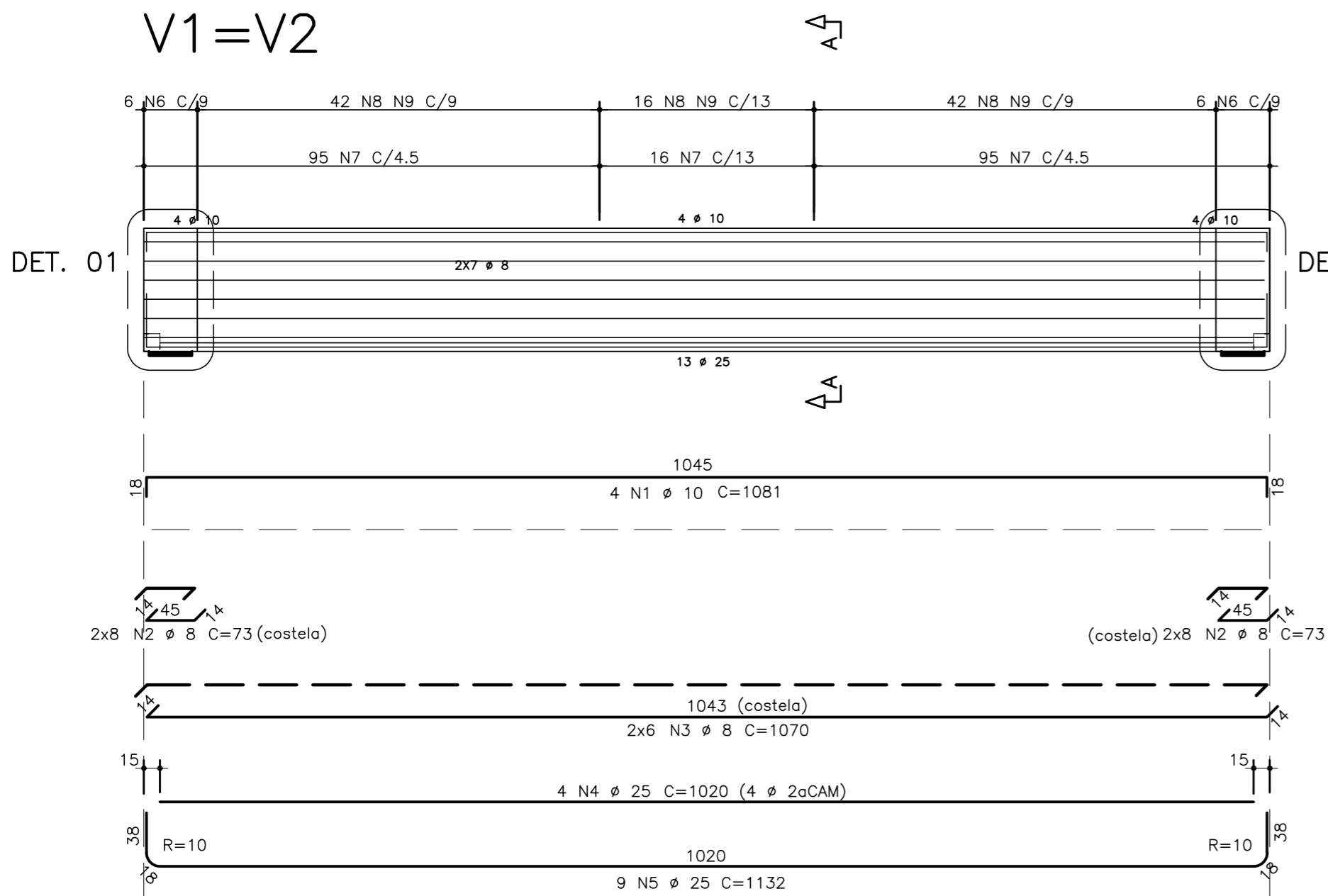
ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

Escala:
VIGAS -1:50 / CORTES-1:25

Unidade:
Centímetros (cm)

Data:
09/11/2020



Folha:
19



VER V3 e V4

AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO		
				UNIT	TOTAL	
V1=V2						
50A	1	10	4	1081	4324	
50A	2	8	32	73	2336	
50A	3	8	12	1070	12840	
50A	4	25	4	1020	4080	
50A	5	25	9	1132	10188	
50A	6	10	12	391	4692	
50A	7	10	206	335	69010	
50A	8	10	100	177	17700	
50A	9	10	100	169	16900	
V3=V4						
50A	1	10	2	263	526	
50A	2	10	4	123	492	
50A	3	8	12	243	2916	
50A	4	16	6	263	1578	
50A	5	16	12	182	2184	
50A	6	12.5	38	192	7296	

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
50A	8	362	142
50A	10	2272	1391
50A	12.5	146	140
50A	16	76	120
50A	25	286	1095
Peso Total		50A =	2888 kgf



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Vigas da Ponte com Uma Pista e Vão 10 m

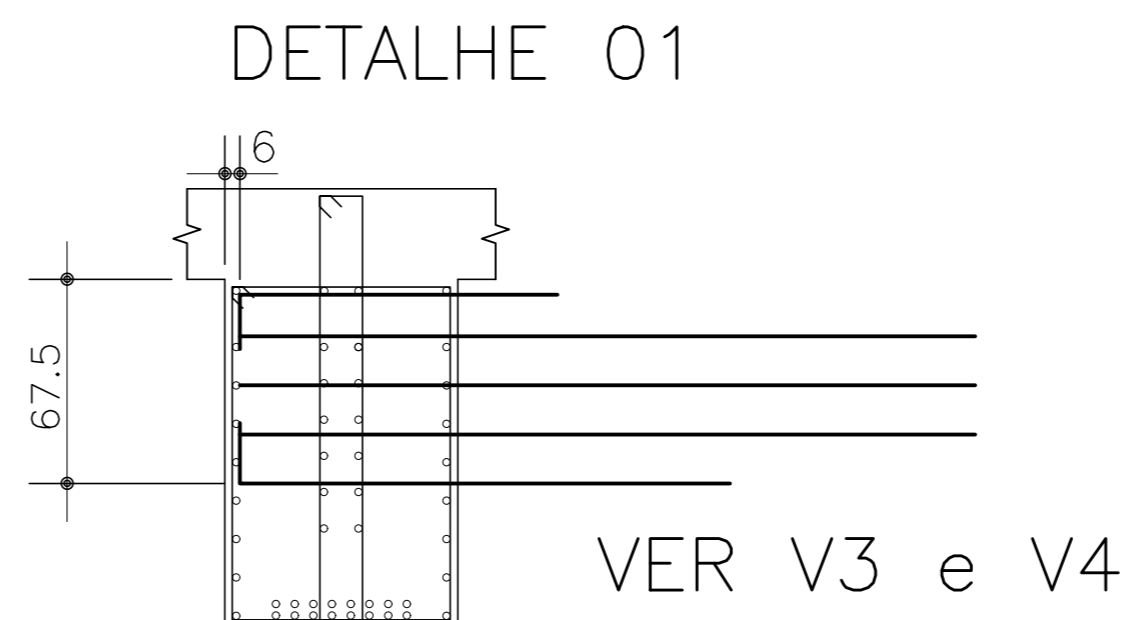
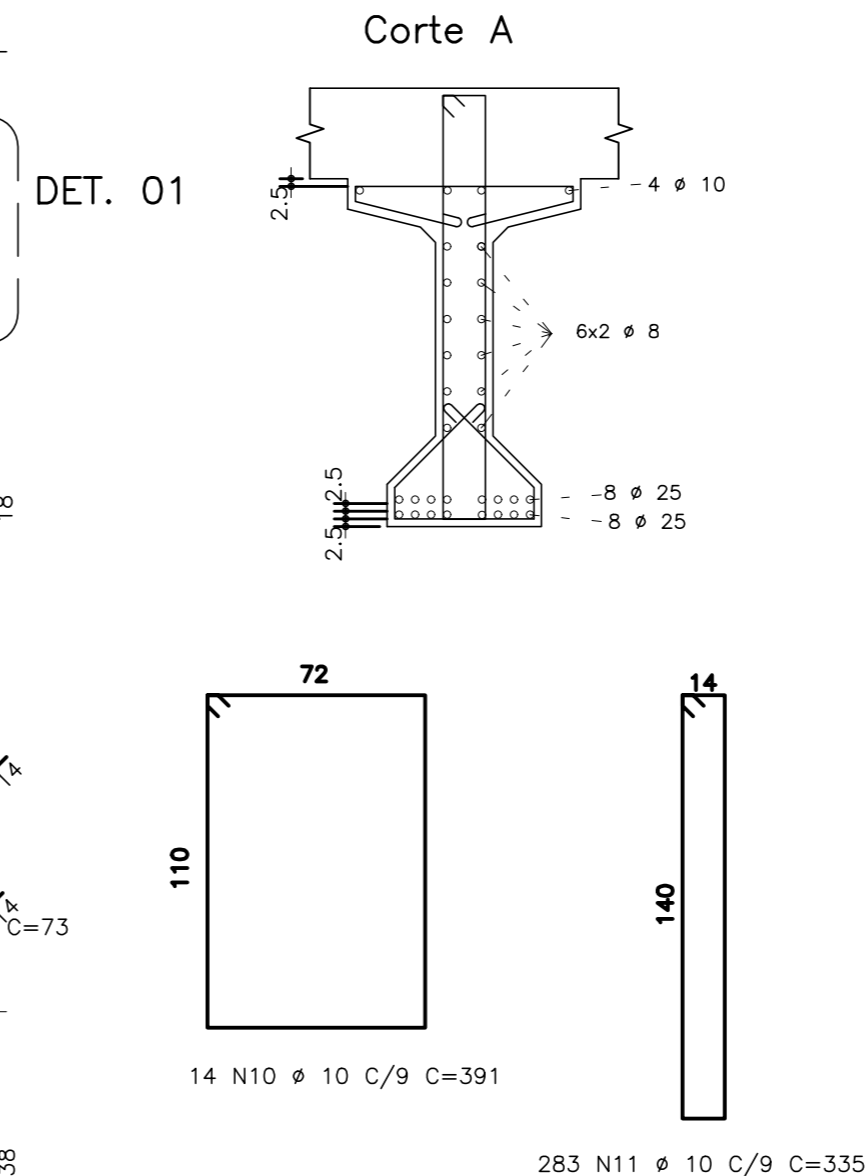
ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

Escala:
VIGAS -1:50 / CORTES-1:25

Unidade:
Centímetros (cm)

Data:
09/11/2020

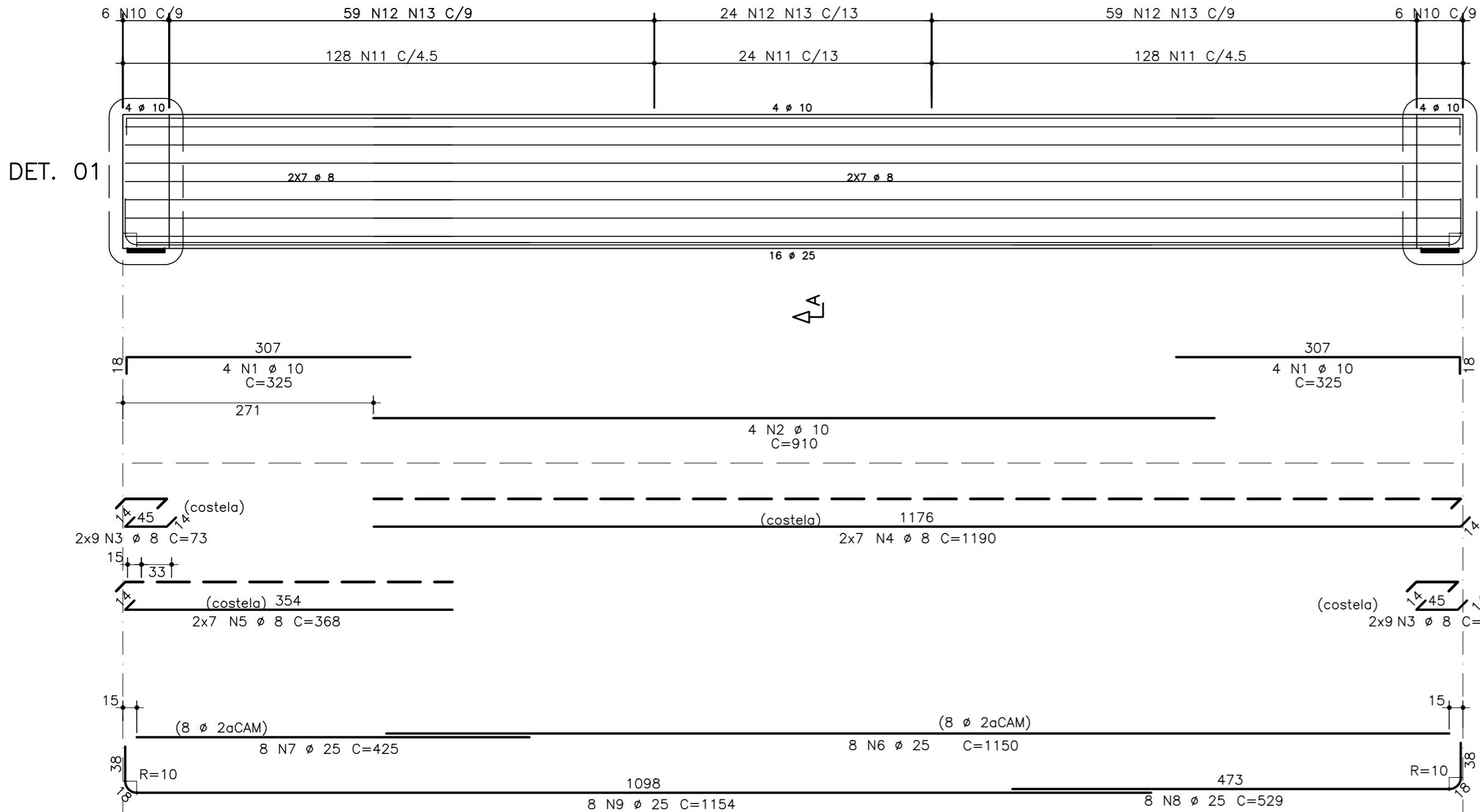
Folha:
20



RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
50A	8	418	164
50A	10	3096	1896
50A	12.5	146	140
50A	16	76	120
50A	25	452	1730
Peso Total	50A =		4050 kgf

PRODUTIVO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES

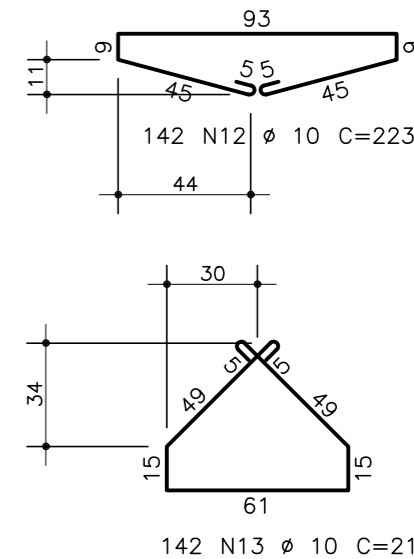
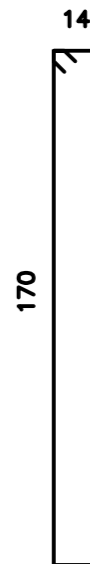
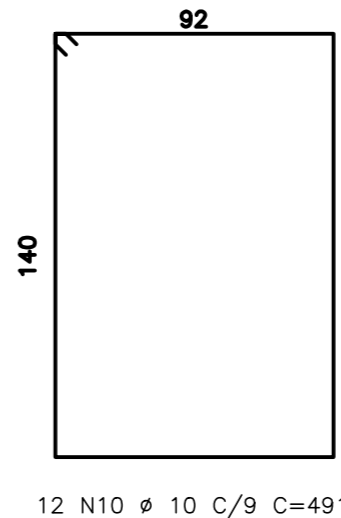
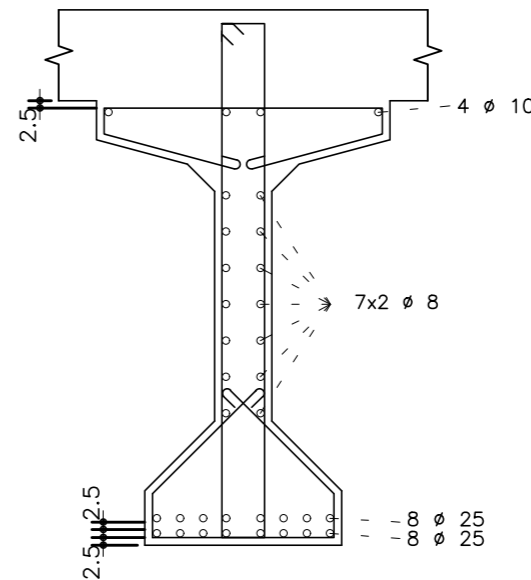
V1=V2



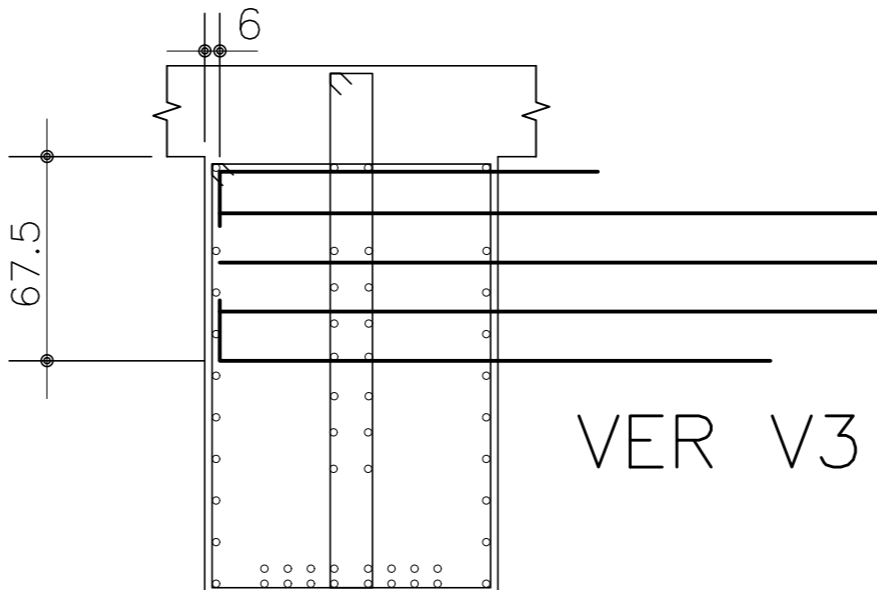
DET. 01

DET. 01

Corte A

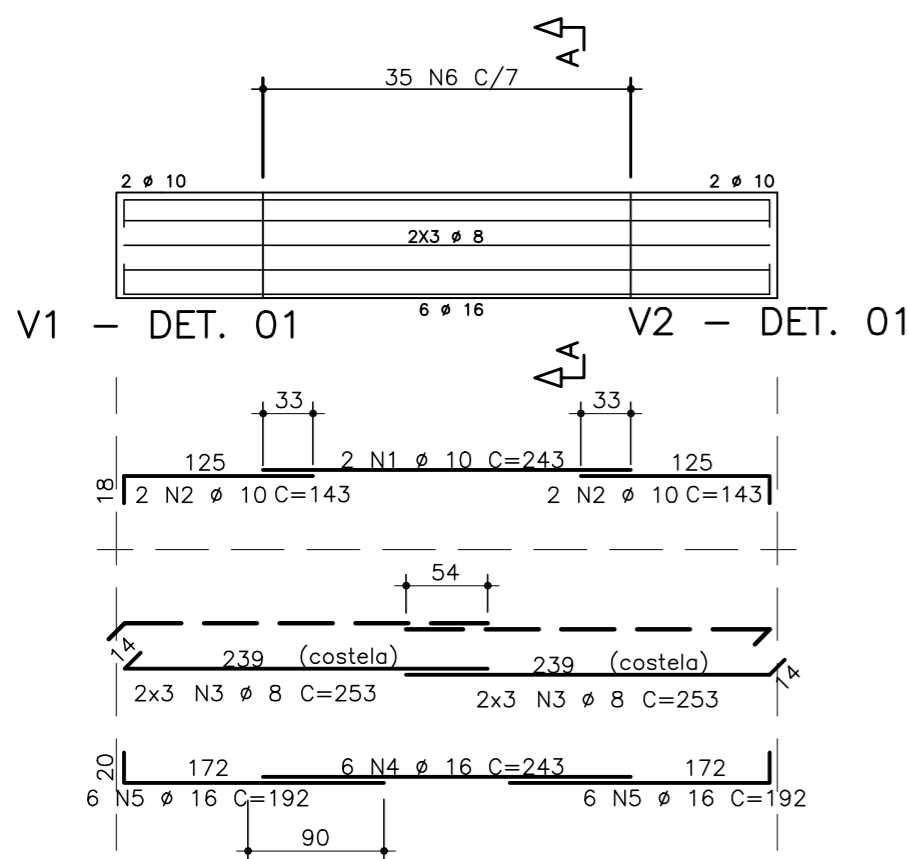


DETALHE 01



VER V3 e V4

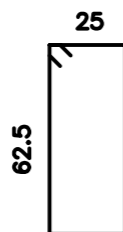
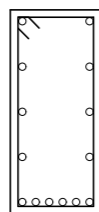
V3=V4



V1 - DET. 01

V2 - DET. 01



Corte A



35 N6 Ø 12.5 C/7 C=192

AÇO	POS	BIT mm	QUANT	COMPRIMENTO		
				UNIT cm	TOTAL cm	
V1=V2						
	50A	1	10	8	325	2600
	50A	2	10	4	910	3640
	50A	3	8	36	73	2628
	50A	4	8	14	1190	16660
	50A	5	8	14	368	5152
	50A	6	25	8	1150	9200
	50A	7	25	8	425	3400
	50A	8	25	8	529	4232
	50A	9	25	8	1154	9232
	50A	10	10	12	491	5892
	50A	11	10	280	395	110600
	50A	12	10	142	223	31662
	50A	13	10	142	211	29962
V3=V4						
	50A	1	10	2	243	486
	50A	2	10	4	143	572
	50A	3	8	12	253	3036
	50A	4	16	6	243	1458
	50A	5	16	12	192	2304
	50A	6	12.5	35	192	6720

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kgf
50A	8	546	214
50A	10	3710	2273
50A	12.5	134	128
50A	16	76	120
50A	25	522	1999
Peso Total		50A =	4734 kgf



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Vigas da Ponte com Uma Pista e Vão 14 m

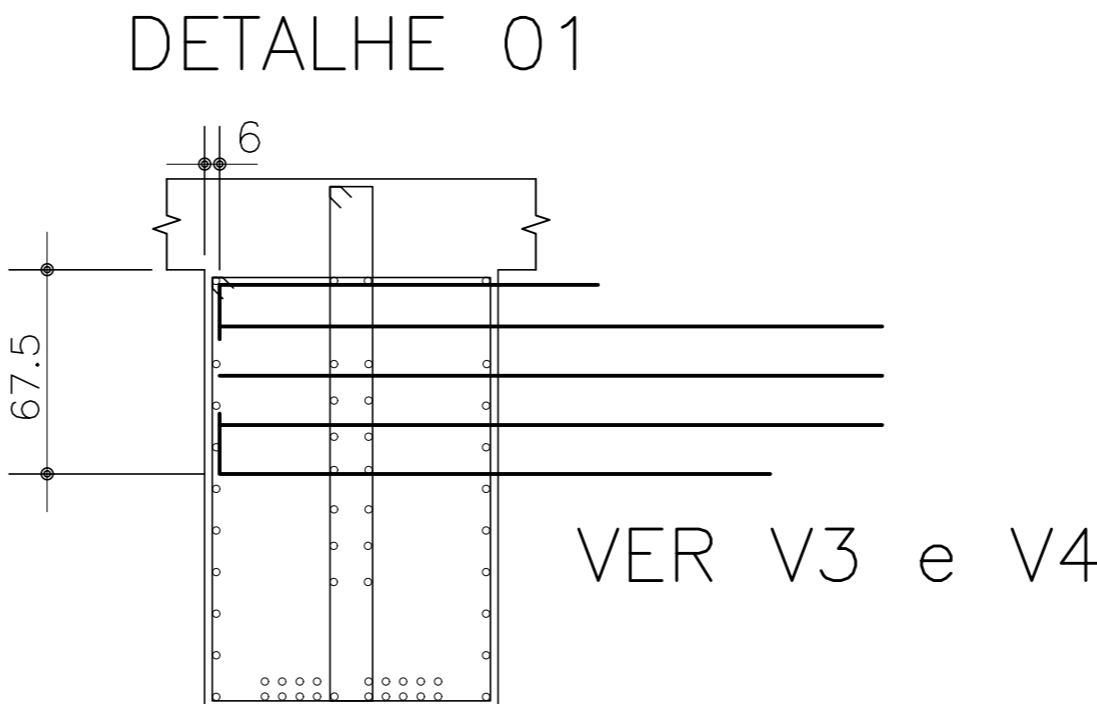
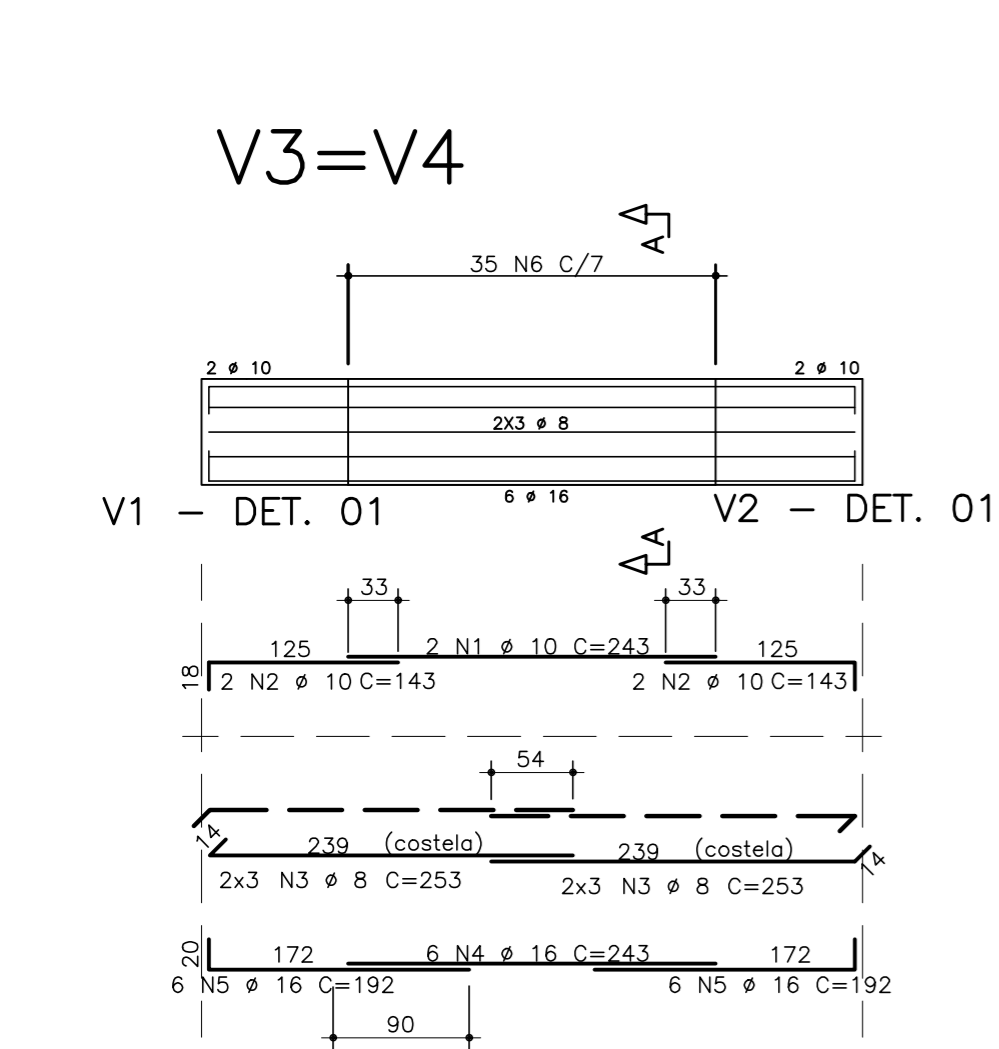
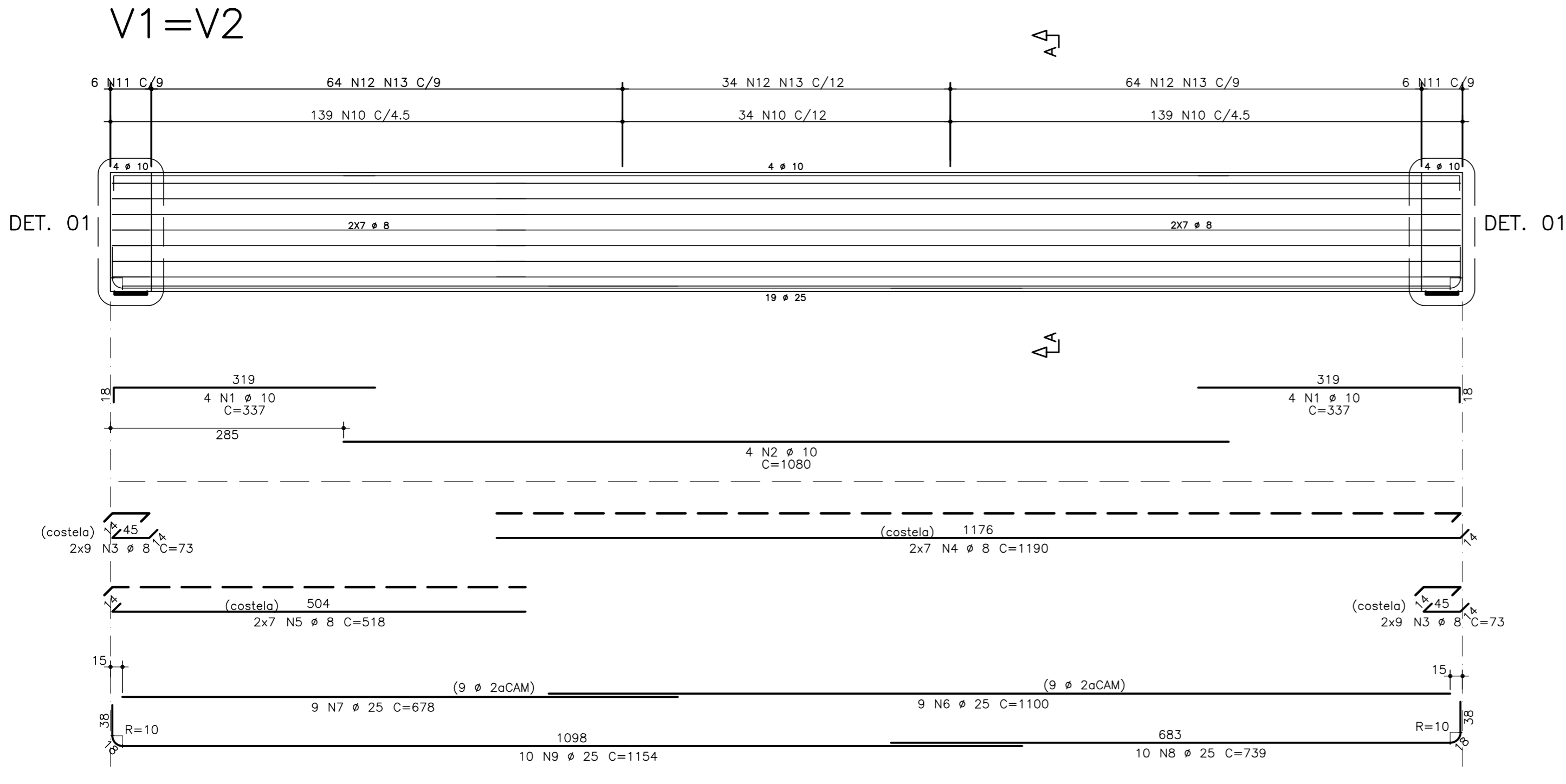
ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

Escala:
VIGAS -1:50 / CORTES-1:25

Unidade:
Centímetros (cm)



Data:
09/11/2020

Folha:
22



AÇO	POS	BIT mm	QUANT	COMPRIMENTO		
				UNIT cm	TOTAL cm	
V1=V2						
	50A	1	10	8	337	2696
	50A	2	10	4	1080	4320
	50A	3	8	36	73	2628
	50A	4	8	14	1190	16660
	50A	5	8	14	518	7252
	50A	6	25	9	1100	9900
	50A	7	25	9	678	6102
	50A	8	25	10	739	7390
	50A	9	25	10	1154	11540
	50A	10	10	323	395	127585
	50A	11	10	12	491	5892
	50A	12	10	173	223	38579
	50A	13	10	173	211	36503
V3=V4						
	50A	1	10	2	243	486
	50A	2	10	4	143	572
	50A	3	8	12	253	3036
	50A	4	16	6	243	1458
	50A	5	16	12	192	2304
	50A	6	12.5	35	192	6720

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
50A	8	584	229
50A	10	4334	2655
50A	12.5	134	128
50A	16	76	120
50A	25	698	2673
Peso Total		50A =	5805 kgf



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Vigas da Ponte com Uma Pista e Vão 16 m

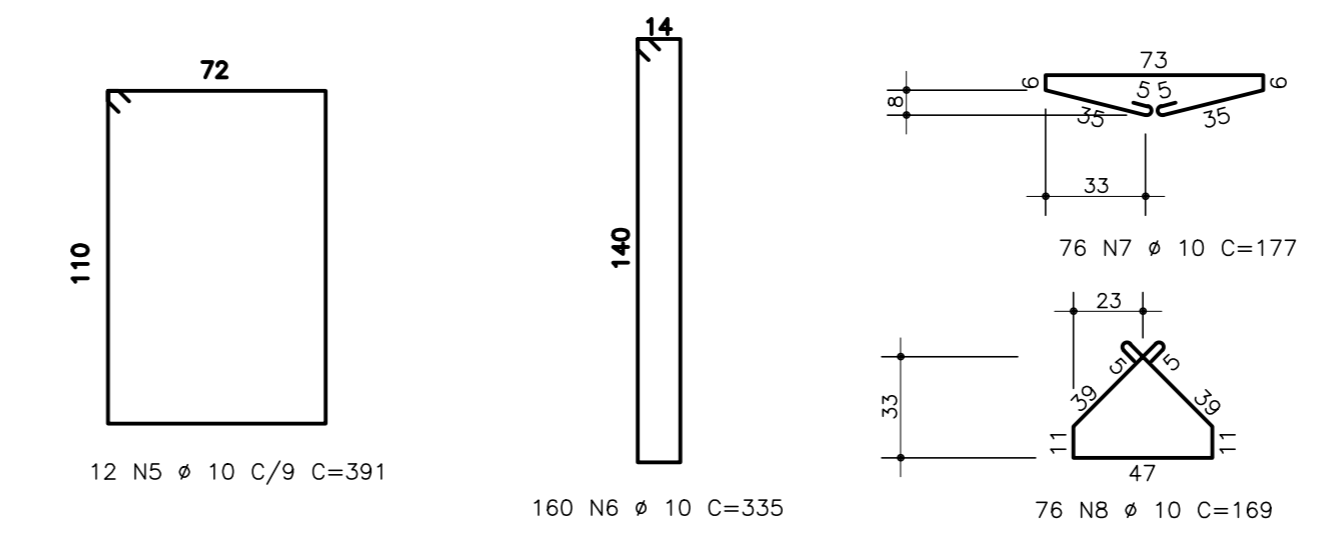
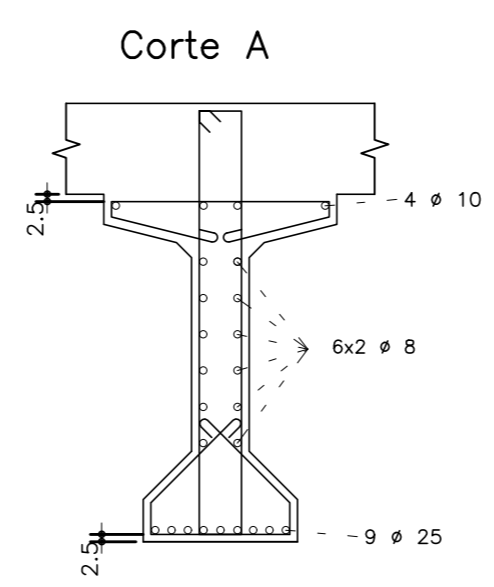
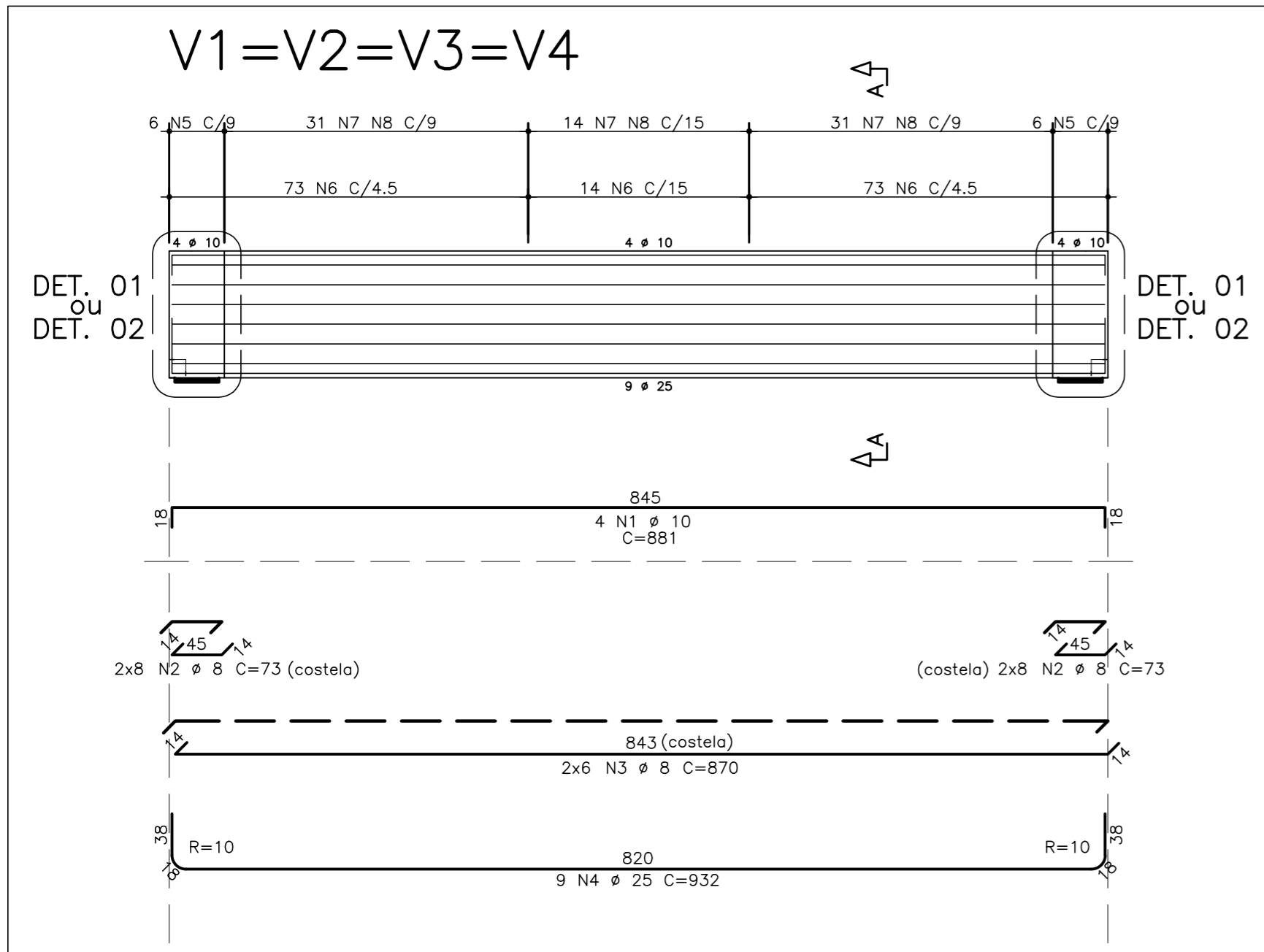
ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

Escala:
VIGAS -1:50 / CORTES-1:25

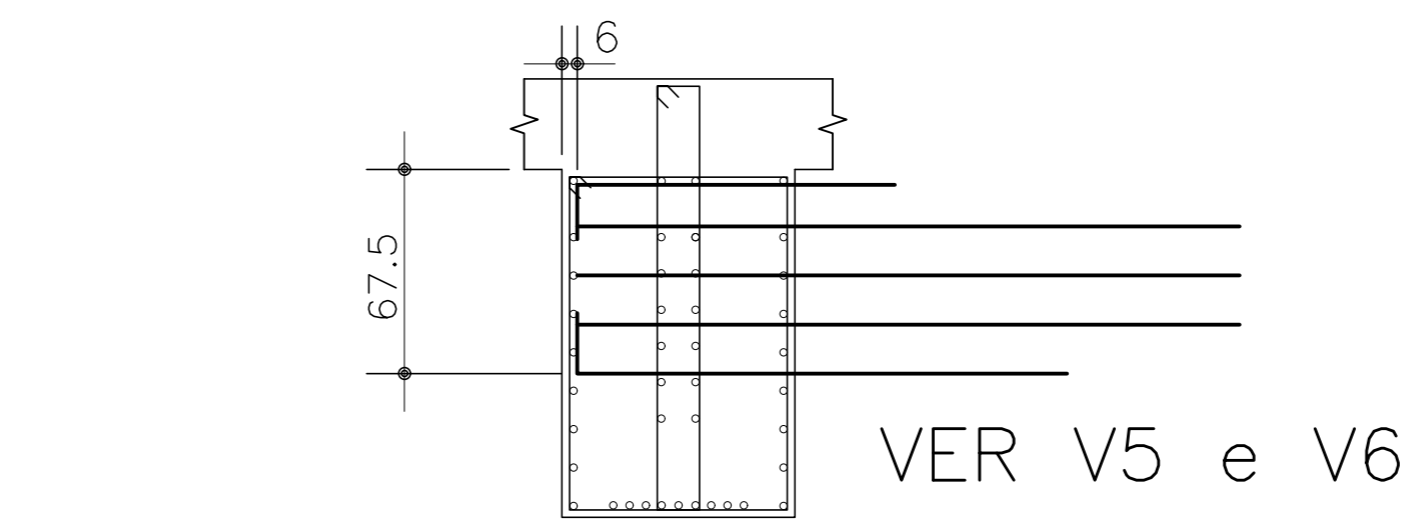
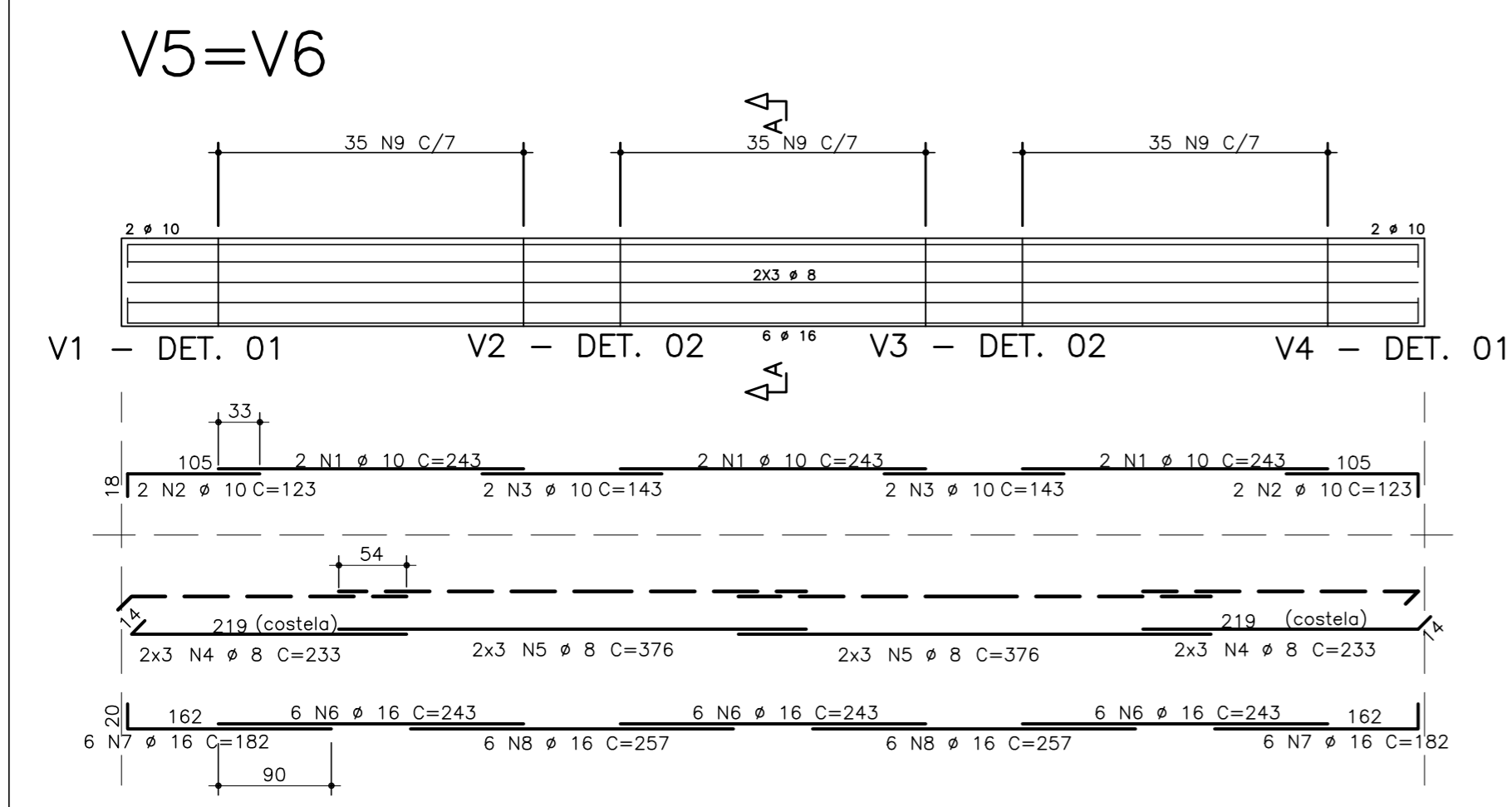
Unidade:
Centímetros (cm)

Data:
09/11/2020

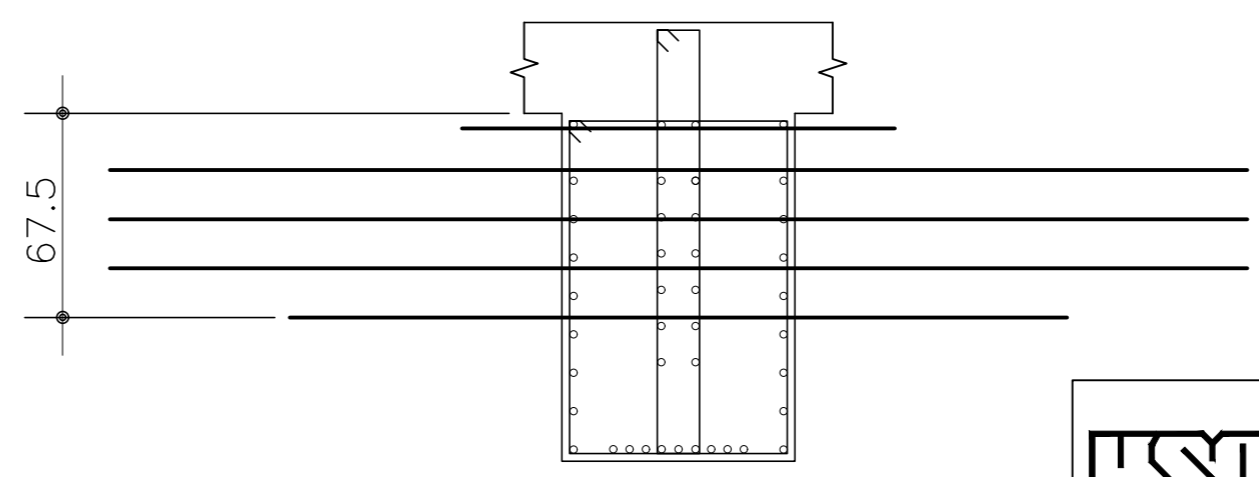
Folha:
23



DETALHE 01 – V1 e V4

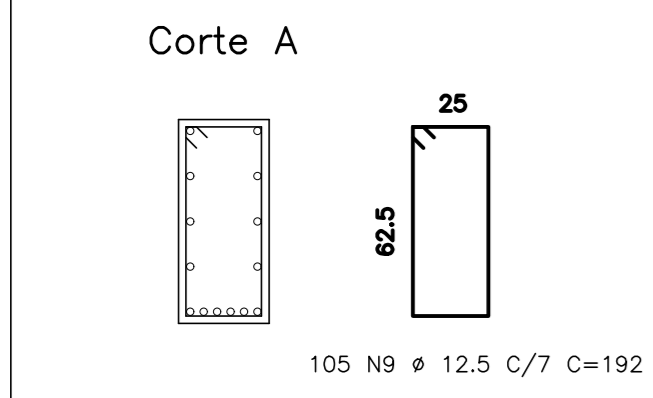


DETALHE 02 – V2 e V3





AÇO	POS	BIT mm	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT cm	TOTAL cm
V1=V2=V3=V4					
50A	1	10	4	881	3524
50A	2	8	32	73	2336
50A	3	8	12	870	10440
50A	4	25	9	932	8388
50A	5	10	12	391	4692
50A	6	10	160	335	53600
50A	7	10	76	177	13452
50A	8	10	76	169	12844
V5=V6					
50A	1	10	6	243	1458
50A	2	10	4	123	492
50A	3	10	4	143	572
50A	4	8	12	233	2796
50A	5	8	12	376	4512
50A	6	16	18	243	4374
50A	7	16	12	182	2184
50A	8	16	12	257	3084
50A	9	12.5	105	192	20160

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kgf
50A	8	657	258
50A	10	3575	2190
50A	12.5	403	386
50A	16	193	303
50A	25	336	1286
Peso Total		50A =	4423 kgf



VER V5 e V6



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Vigas da Ponte com Duas Pistas e Vão 8 m

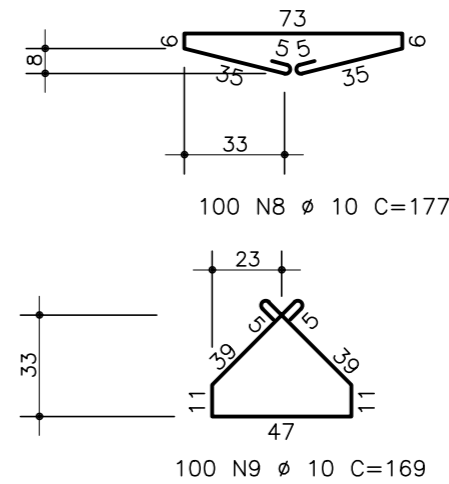
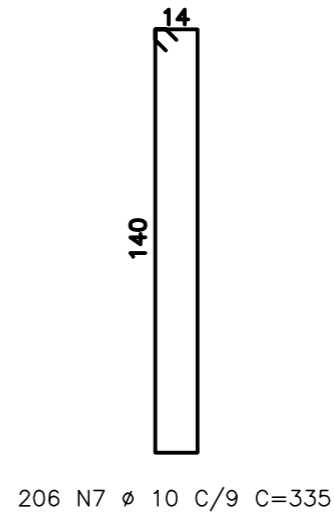
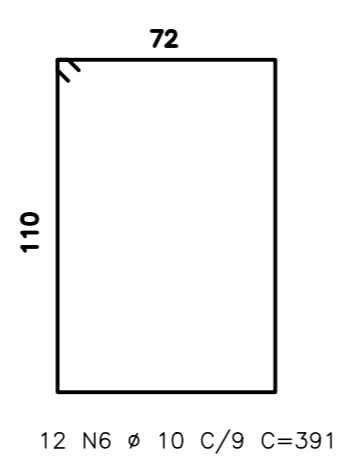
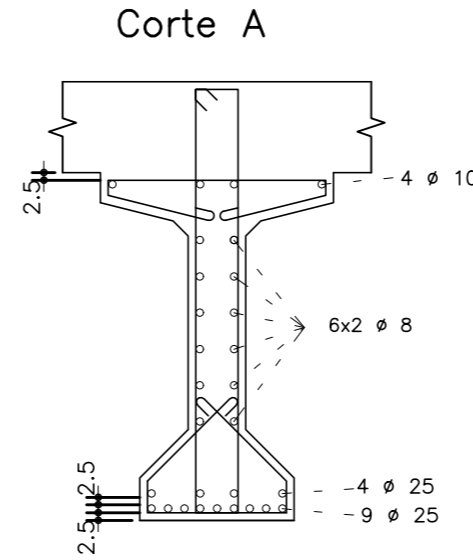
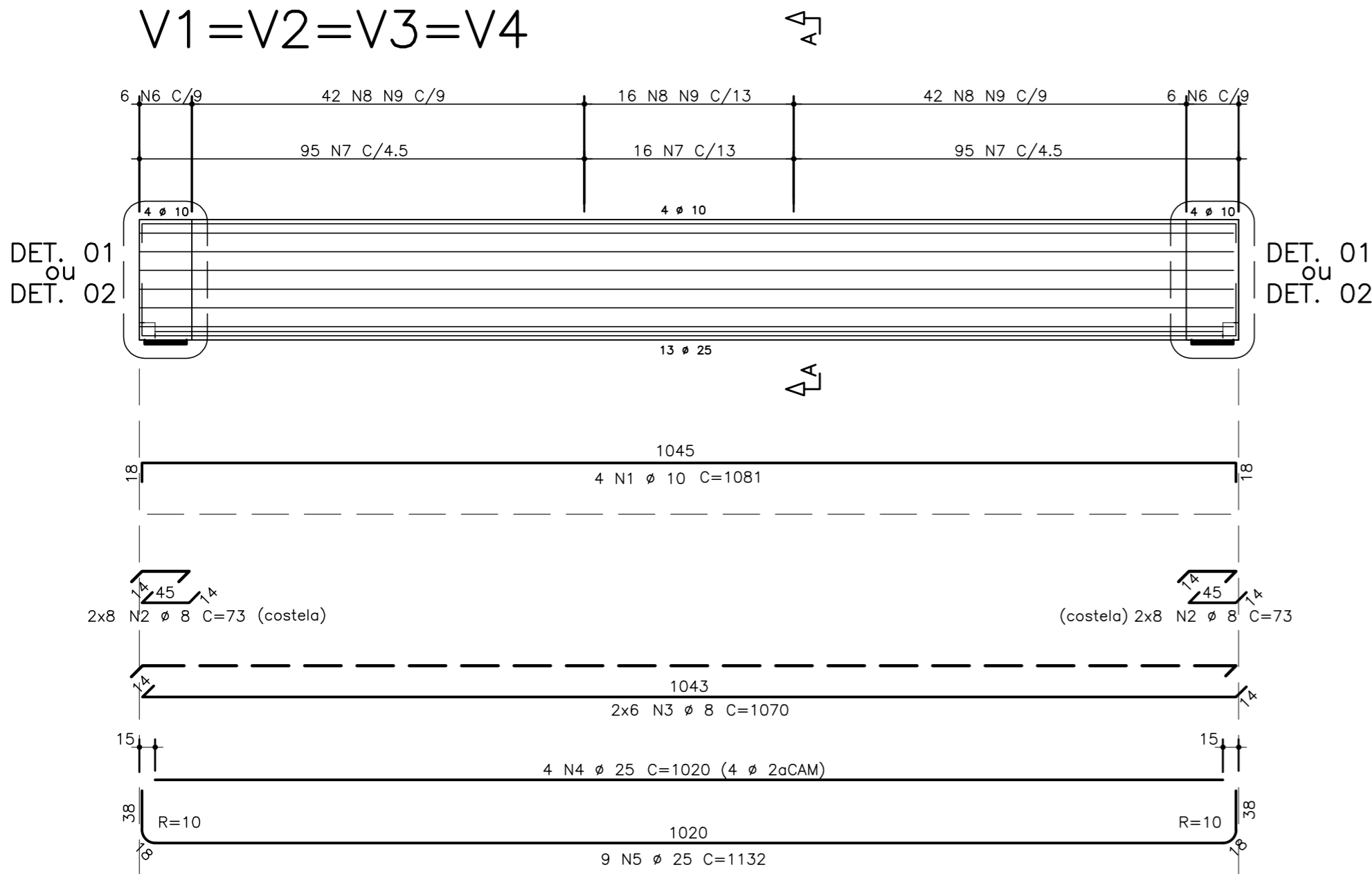
ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

Escala:
VIGAS -1:50 / CORTES-1:25

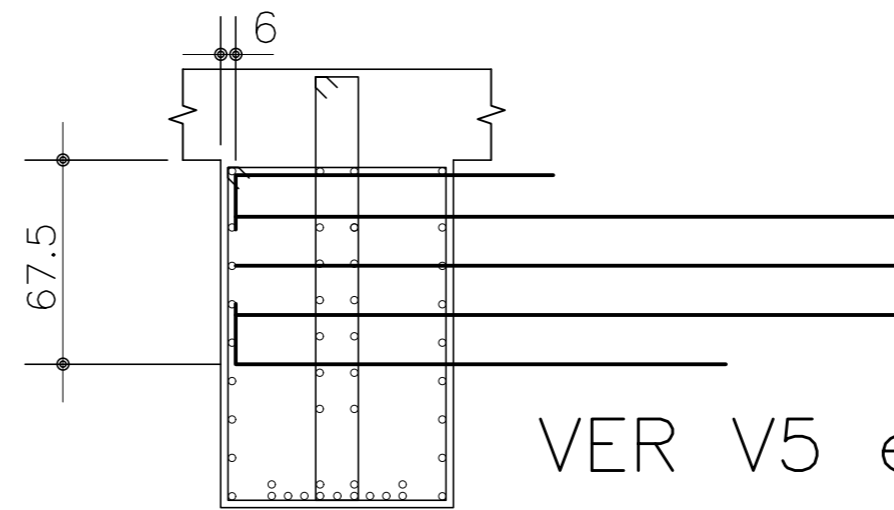
Unidade:
Centímetros (cm)

Data:
09/11/2020

Folha:
24

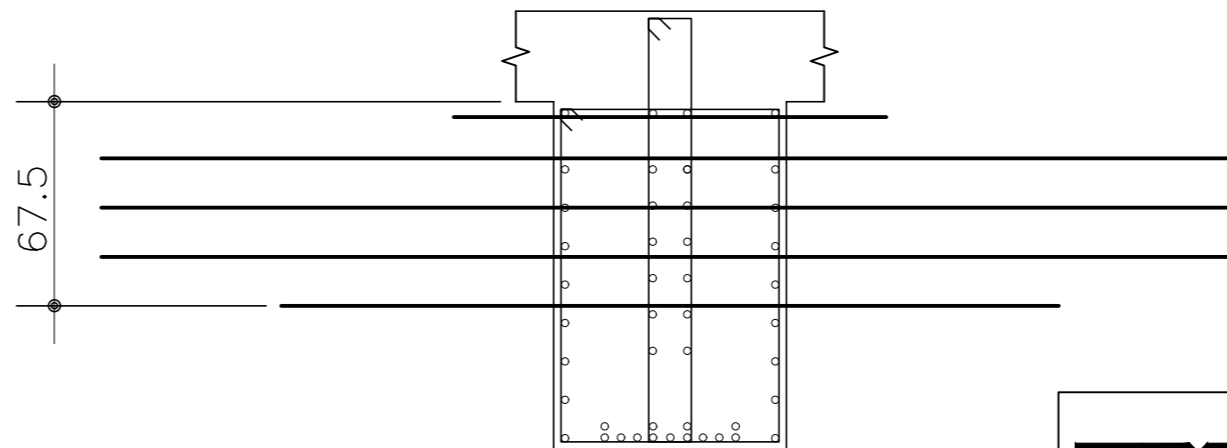


DETALHE 01 – V1 e V4

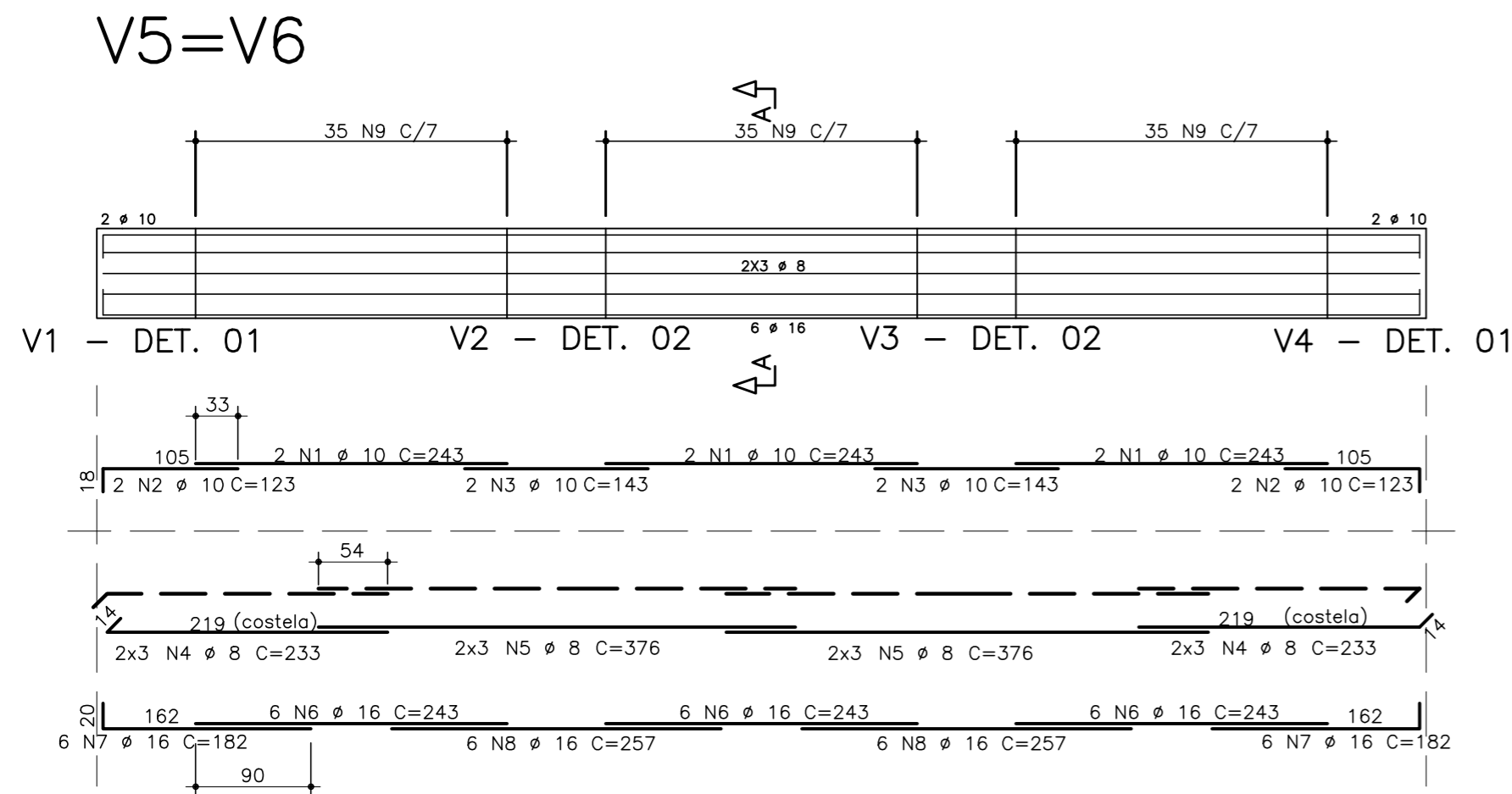


VER V5 e V6

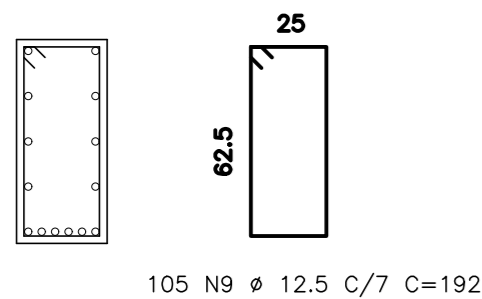
DETALHE 02 – V2 e V3



VER V5 e V6





Corte A



AÇO	POS	BIT mm	QUANT	COMPRIMENTO		
				UNIT cm	TOTAL cm	
V1=V2=V3=V4						
	50A	1	10	4	1081	4324
	50A	2	8	32	73	2336
	50A	3	8	12	1070	12840
	50A	4	25	4	1020	4080
	50A	5	25	9	1132	10188
	50A	6	10	12	391	4692
	50A	7	10	206	335	69010
	50A	8	10	100	177	17700
	50A	9	10	100	169	16900
V5=V6						
	50A	1	10	6	243	1458
	50A	2	10	4	123	492
	50A	3	10	4	143	572
	50A	4	8	12	233	2796
	50A	5	8	12	376	4512
	50A	6	16	18	243	4374
	50A	7	16	12	182	2184
	50A	8	16	12	257	3084
	50A	9	12.5	105	192	20160

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kgf
50A	8	753	295
50A	10	4555	2790
50A	12.5	403	386
50A	16	193	303
50A	25	571	2186
Peso Total		50A =	5960 kgf



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Vigas da Ponte com Duas Pistas e Vão 10 m

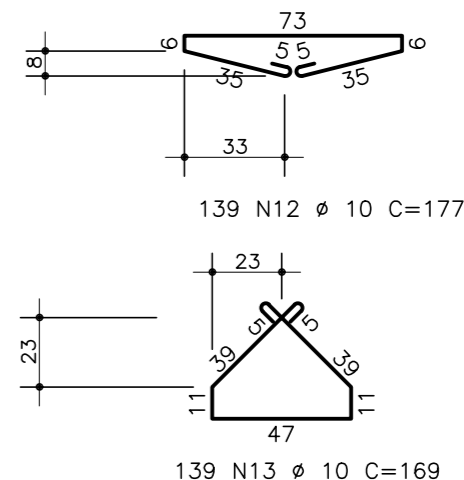
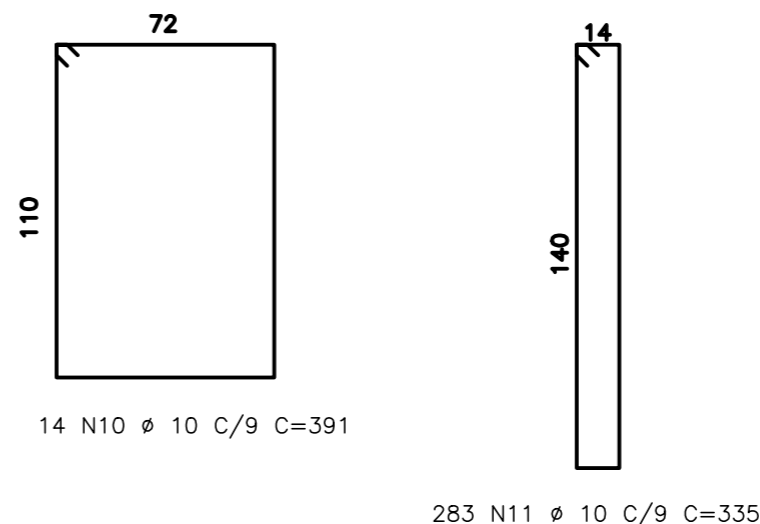
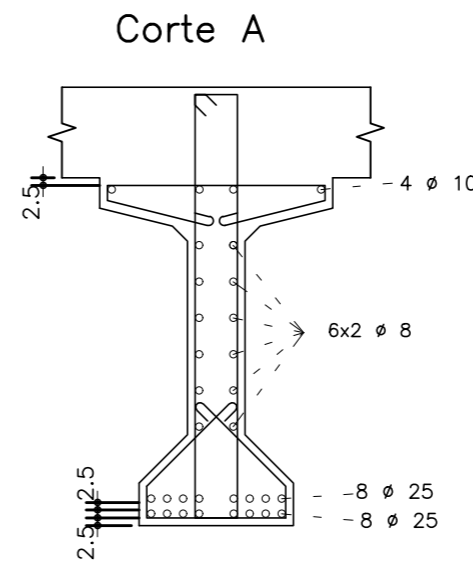
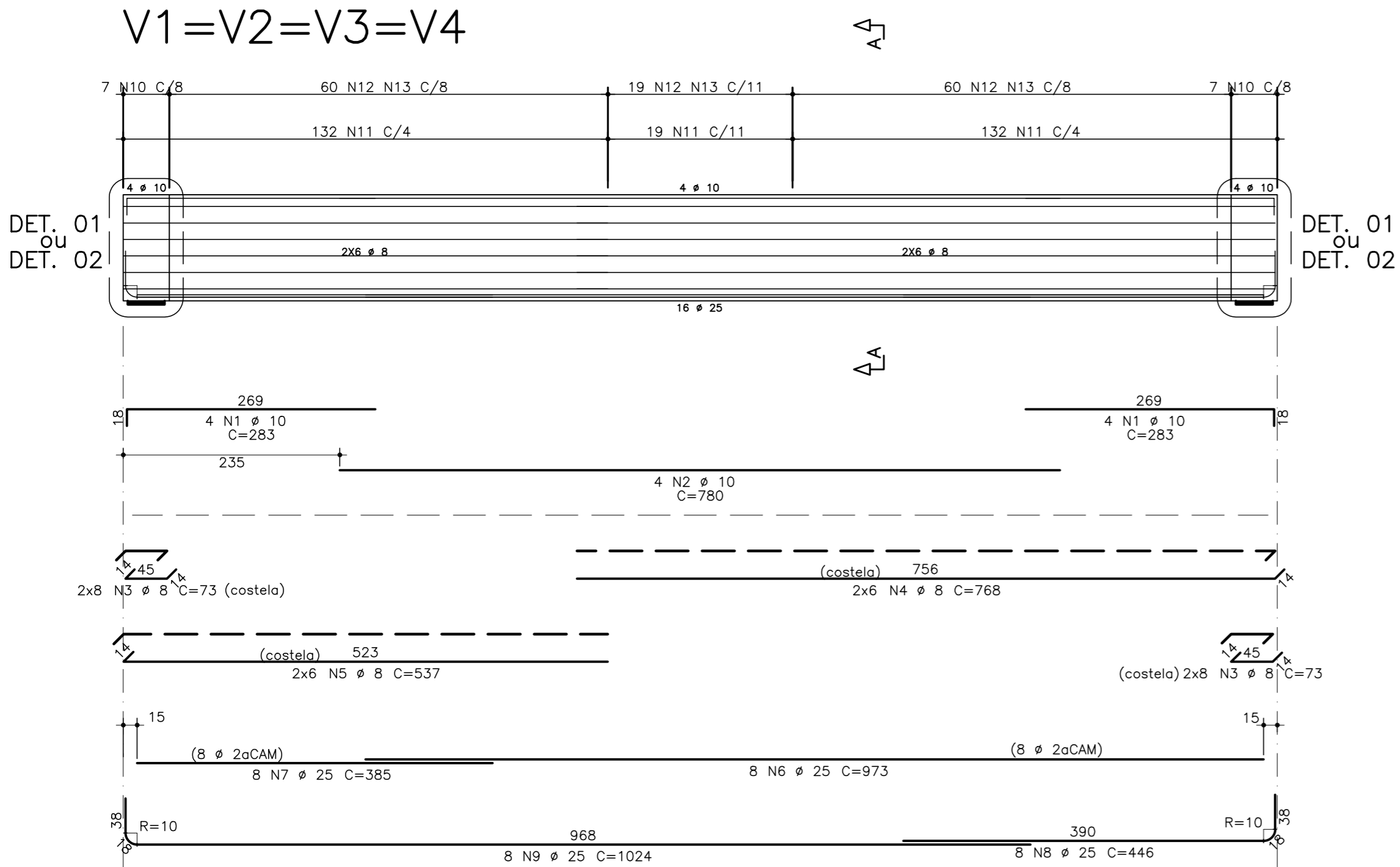
ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

Escala:
VIGAS -1:50 / CORTES-1:25

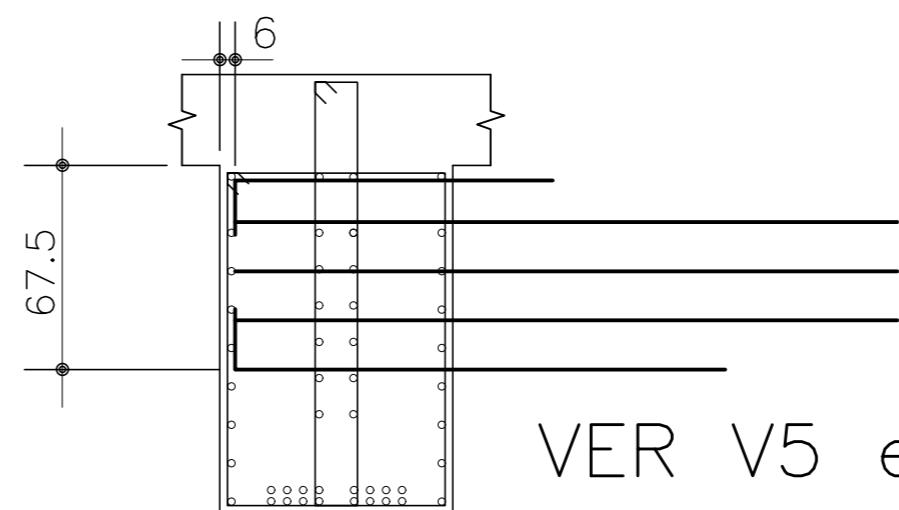
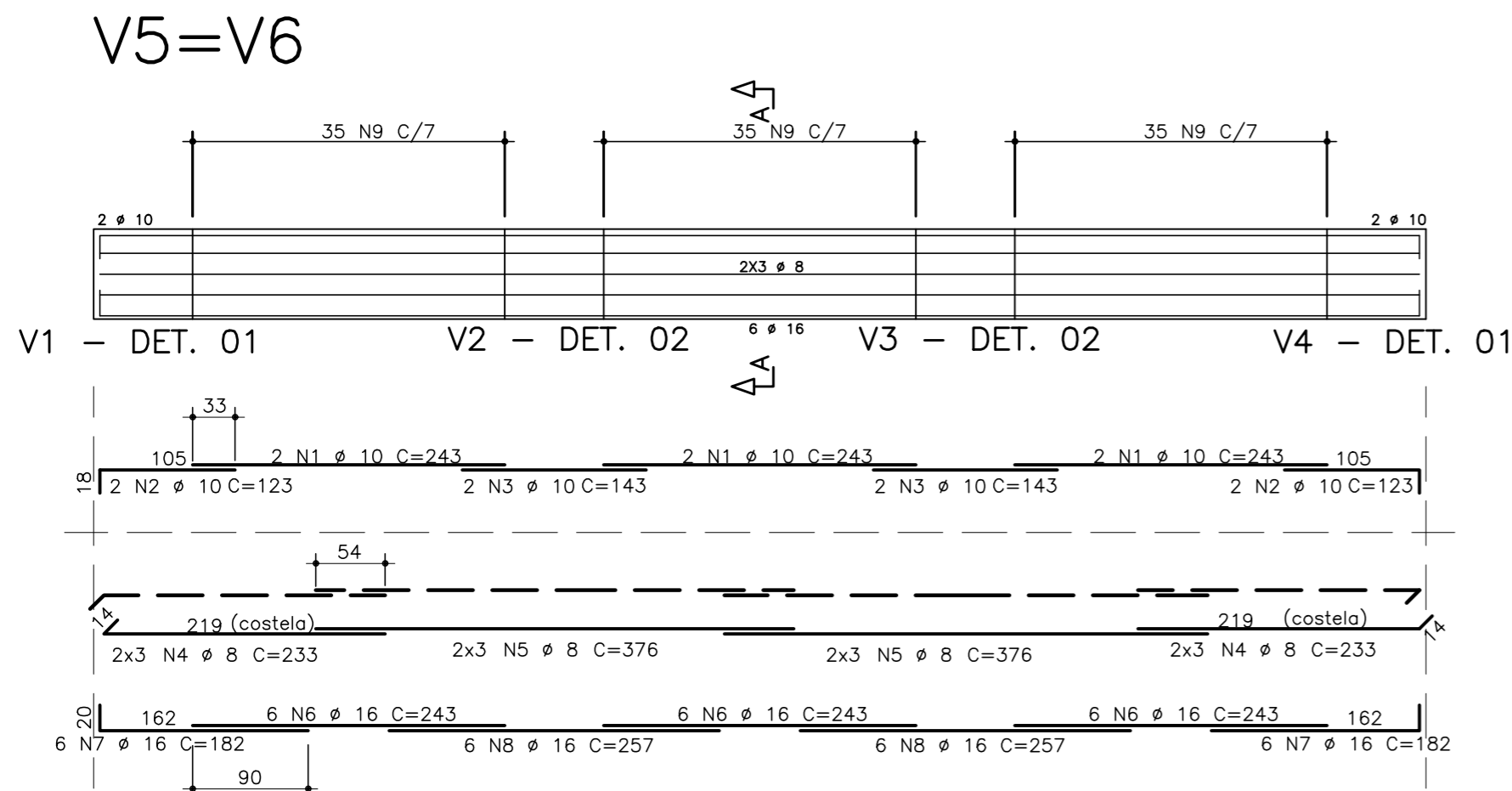
Unidade:
Centímetros (cm)

Data:
09/11/2020

Folha:
25

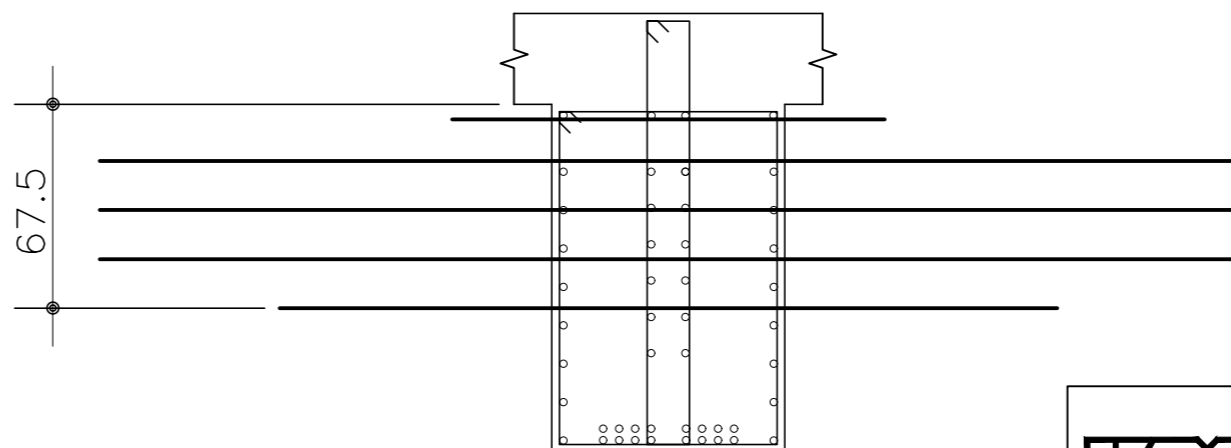


DETALHE 01 – V1 e V4



VER V5 e V6

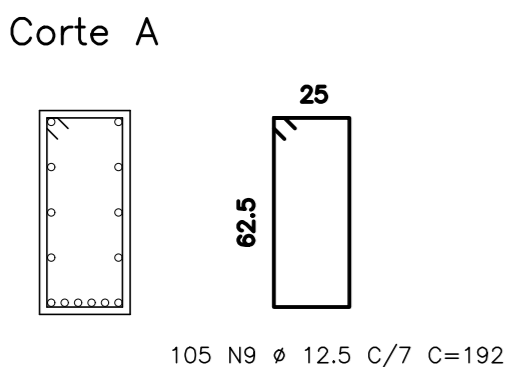
DETALHE 02 – V2 e V3





VER V5 e V6

AÇO	POS	BIT mm	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT cm	TOTAL cm
V1=V2					
50A	1	10	8	283	2264
50A	2	10	4	780	3120
50A	3	8	32	73	2336
50A	4	8	12	768	9216
50A	5	8	12	537	6444
50A	6	25	8	973	7784
50A	7	25	8	385	3080
50A	8	25	8	446	3568
50A	9	25	8	1024	8192
50A	10	10	14	391	5474
50A	11	10	283	335	94805
50A	12	10	139	177	24603
50A	13	10	139	169	23491
V5=V6					
50A	1	10	6	243	1458
50A	2	10	4	123	492
50A	3	10	4	143	572
50A	4	8	12	233	2796
50A	5	8	12	376	4512
50A	6	16	18	243	4374
50A	7	16	12	182	2184
50A	8	16	12	257	3084
50A	9	12.5	105	192	20160

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kgf
50A	8	866	340
50A	10	6201	3799
50A	12.5	403	386
50A	16	193	303
50A	25	905	3465
Peso Total		50A =	8293 kgf





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Vigas da Ponte com Duas Pistas e Vão 12 m

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

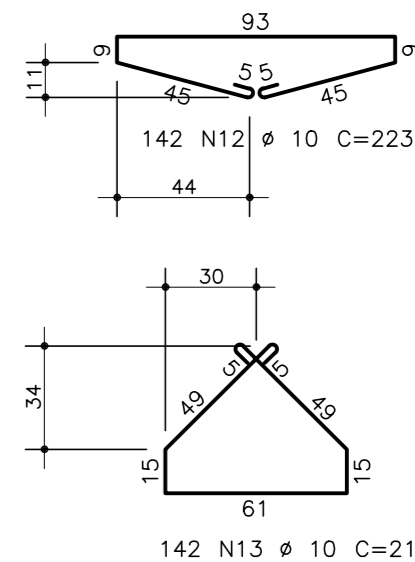
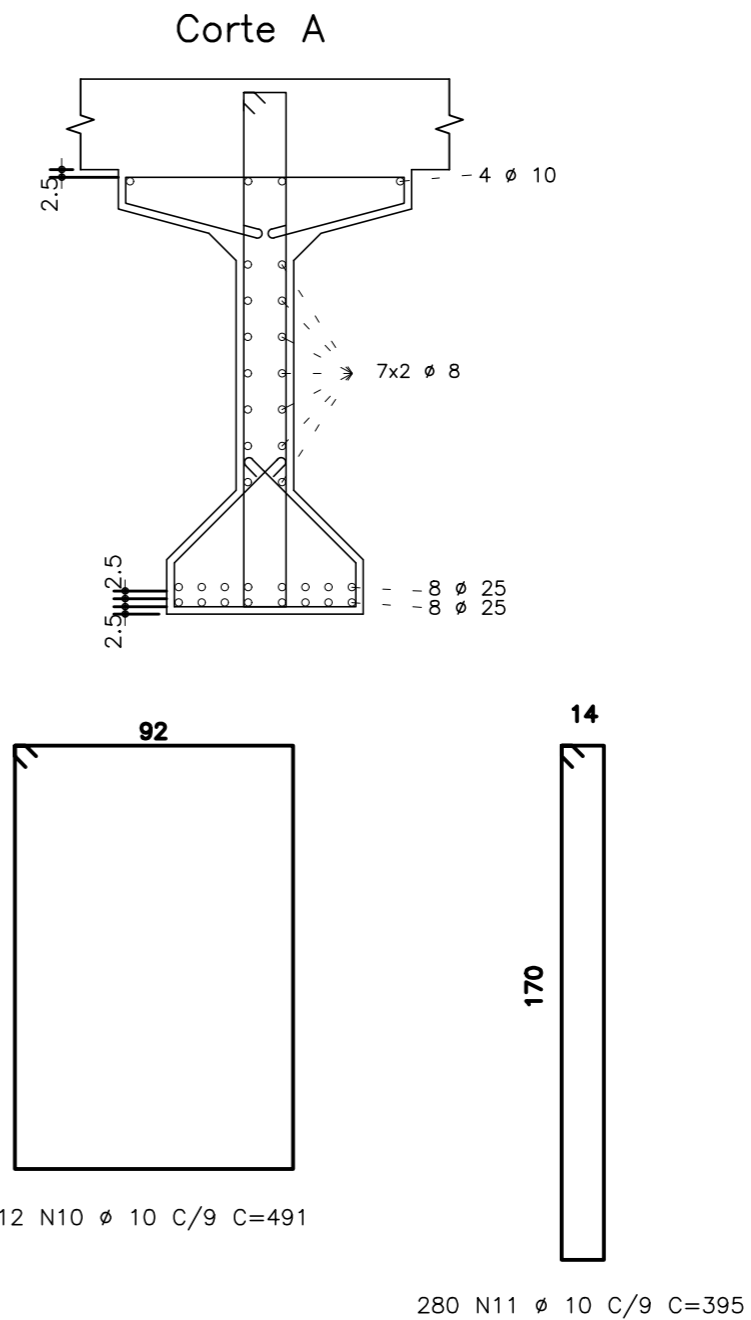
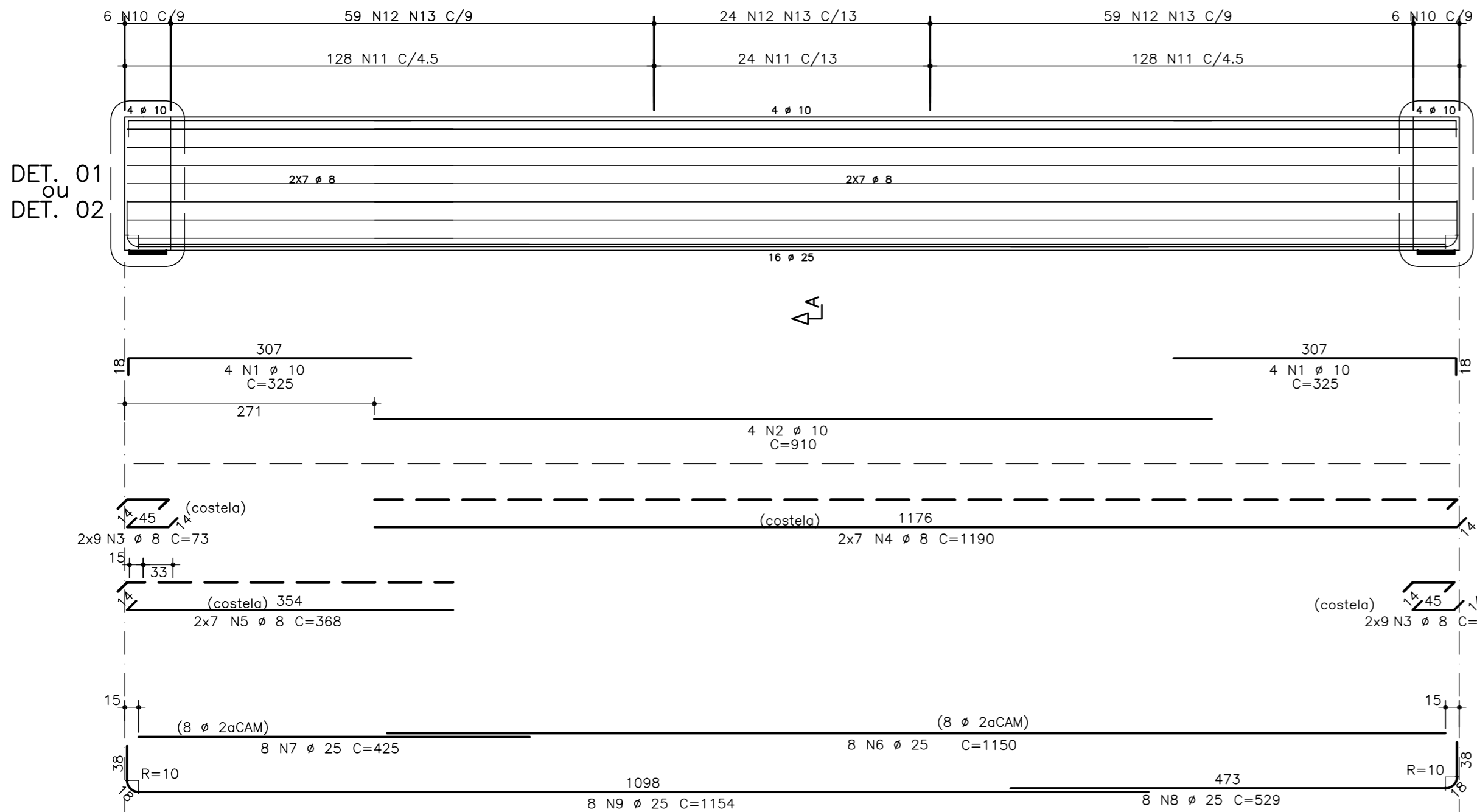
Escala:
VIGAS -1:50 / CORTES-1:25

Unidade:
Centímetros (cm)

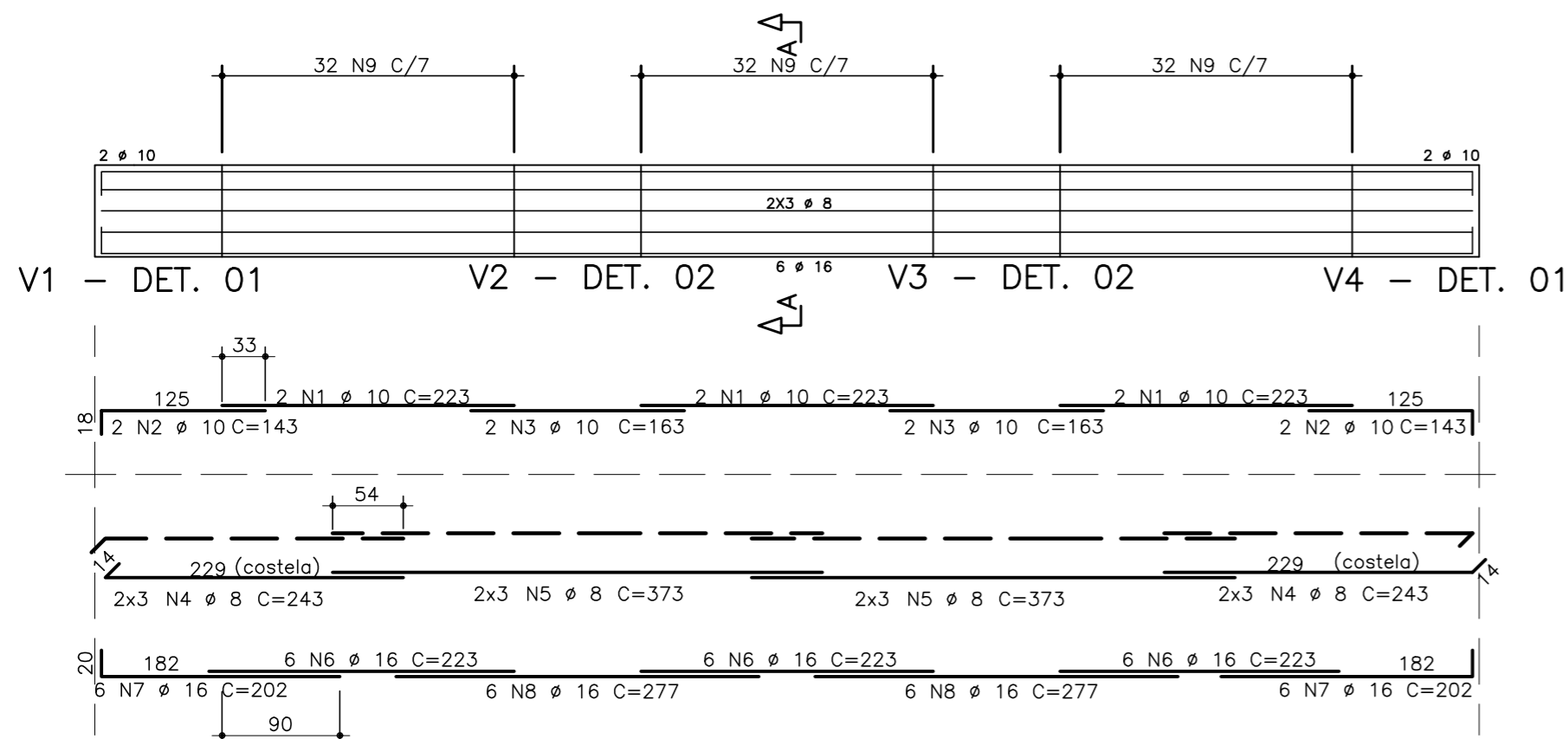
Data:
09/11/2020

Folha:
26

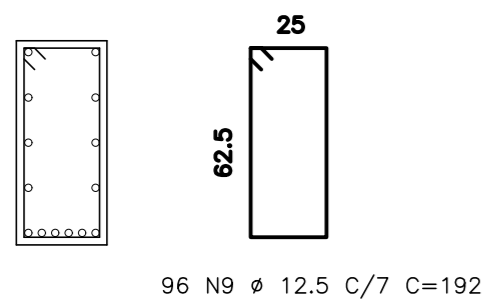
V1=V2=V3=V4



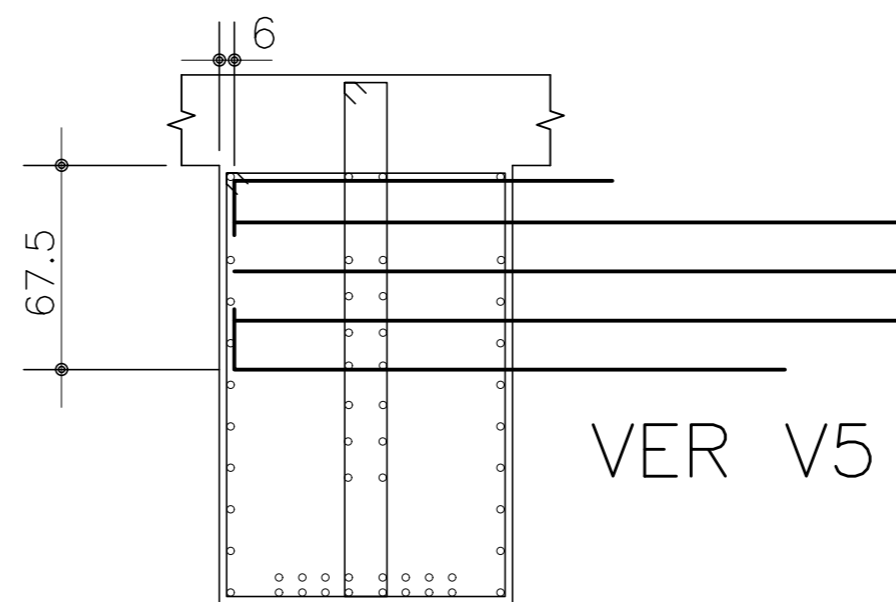
V5=V6



Corte A

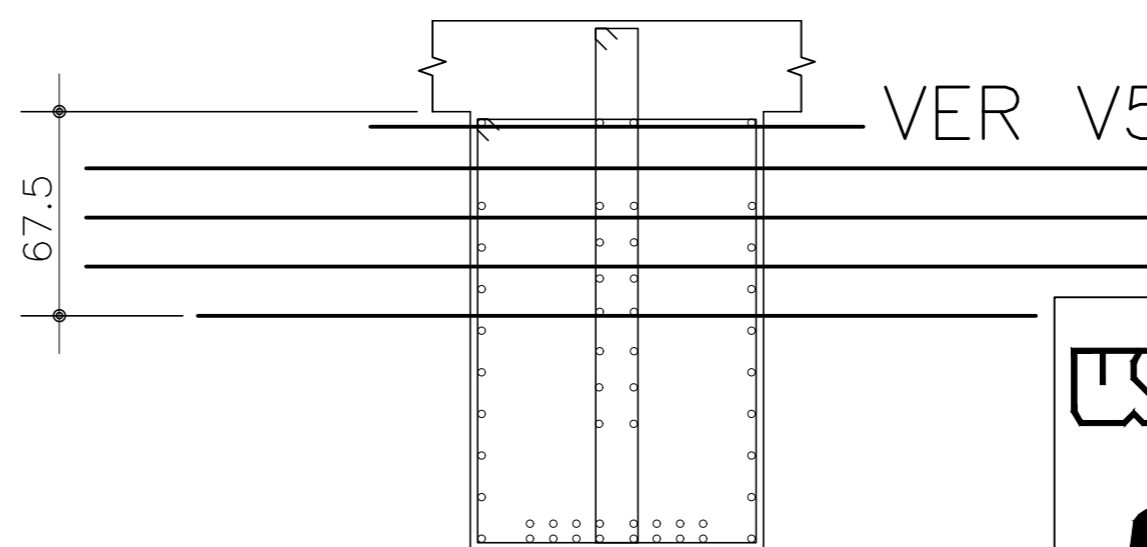


DETALHE 01 – V1 e V4



VER V5 e V6

DETALHE 02 – V2 e V3



VER V5 e V6

AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
V1=V2					
50A	1	10	8	325	2600
50A	2	10	4	910	3640
50A	3	8	36	73	2628
50A	4	8	14	1190	16660
50A	5	8	14	368	5152
50A	6	25	8	1150	9200
50A	7	25	8	425	3400
50A	8	25	8	529	4232
50A	9	25	8	1154	9232
50A	10	10	12	491	5892
50A	11	10	280	395	110600
50A	12	10	142	223	31666
50A	13	10	142	211	29962
V5=V6					
50A	1	10	6	213	1278
50A	2	10	4	143	572
50A	3	10	4	163	652
50A	4	8	12	243	2916
50A	5	8	12	376	4512
50A	6	16	18	223	4014
50A	7	16	12	202	2424
50A	8	16	12	277	3324
50A	9	12.5	96	192	18432

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
		m	kgf
50A	8	1126	442
50A	10	7424	4548
50A	12.5	368	352
50A	16	195	306
50A	25	1047	4009
Peso Total		50A =	9657 kgf



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Vigas da Ponte com Duas Pistas e Vão 14 m

ALUNO: Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

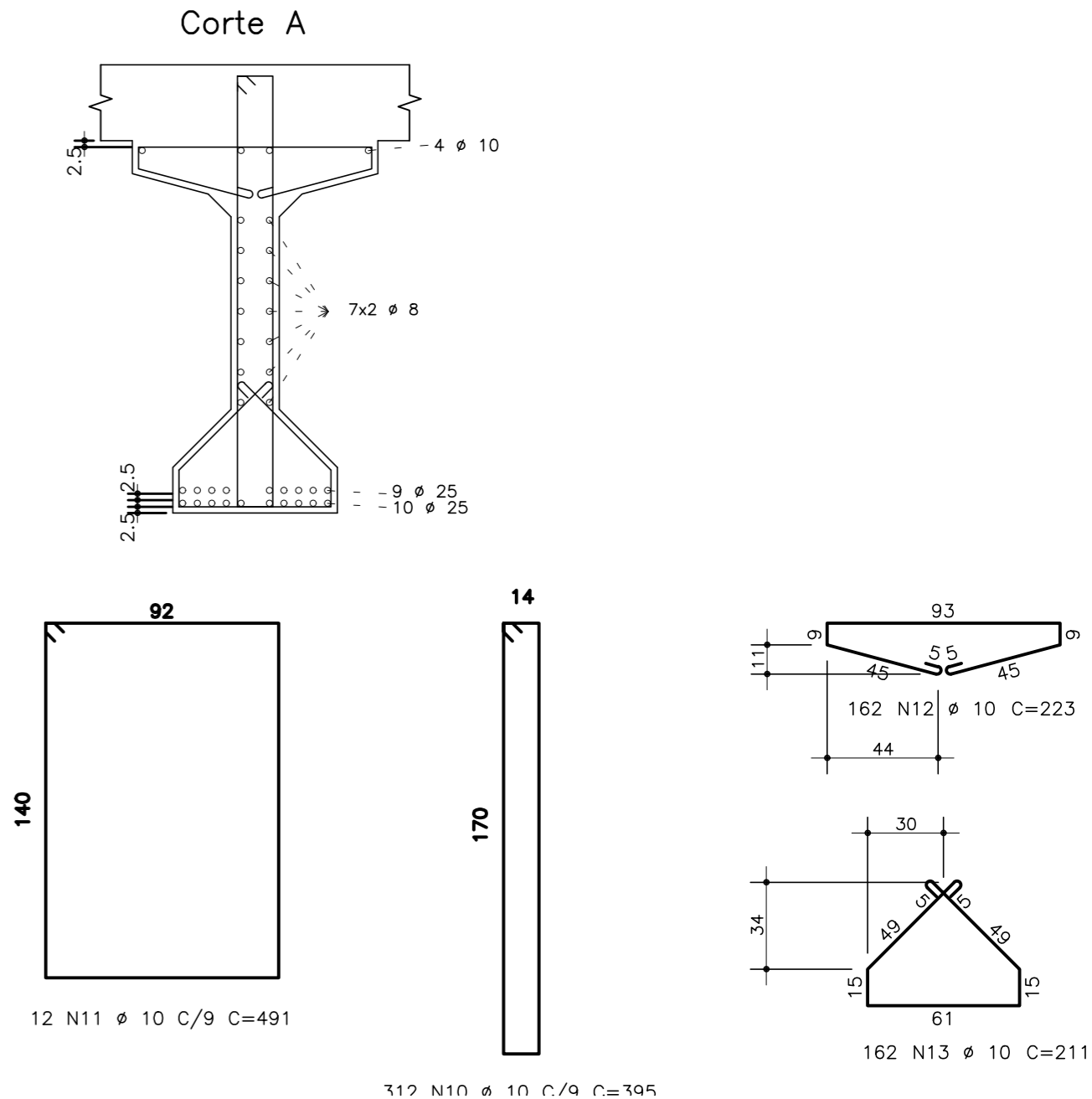
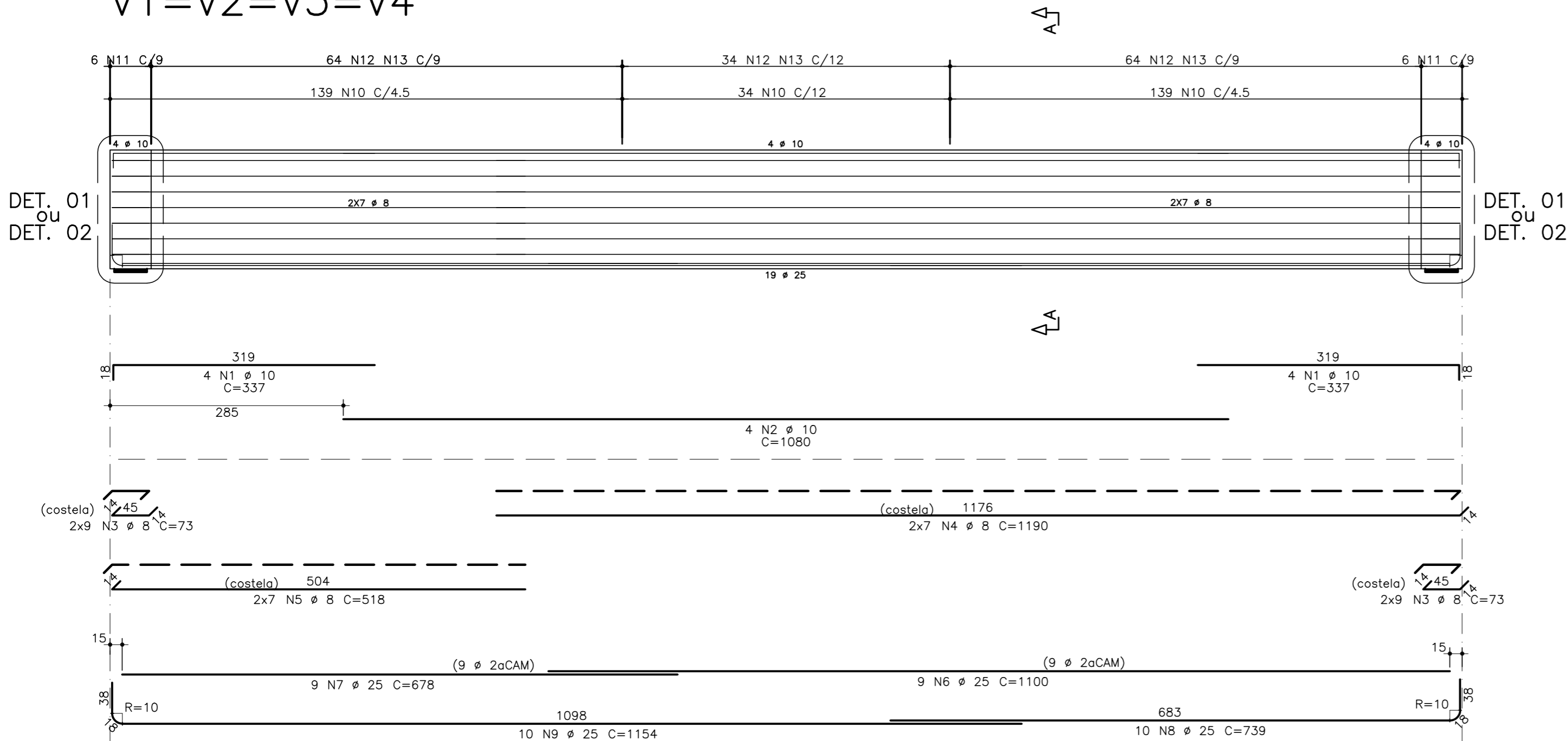
Escala:
VIGAS -1:50 / CORTES-1:25

Unidade:
Centímetros (cm)

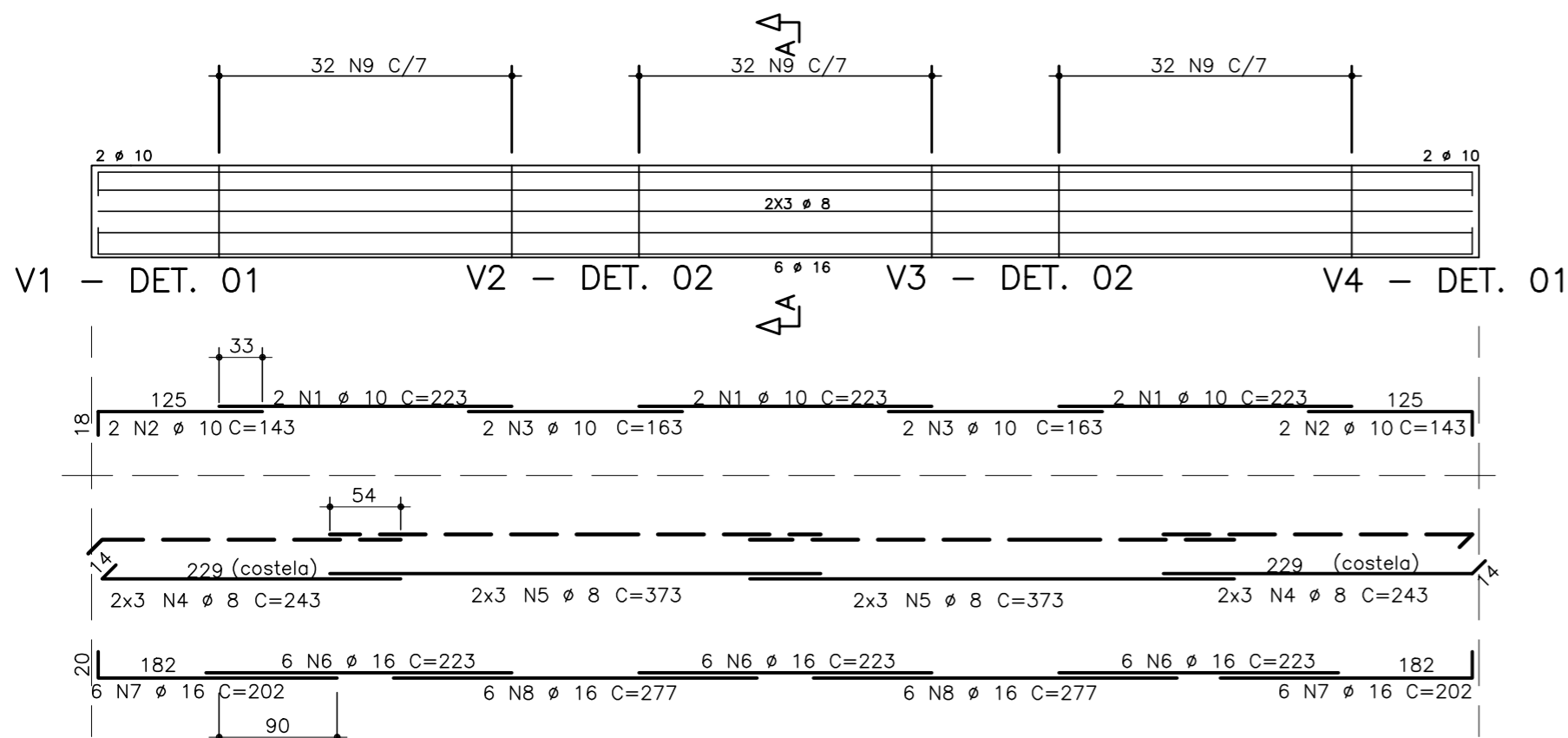
Data:
09/11/2020

Folha:
27

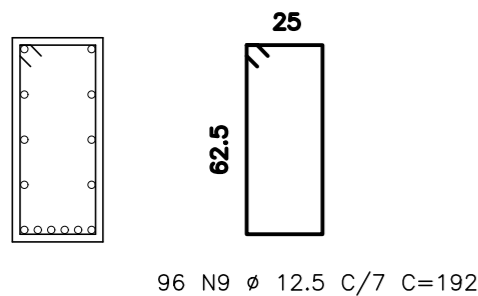
V1=V2=V3=V4



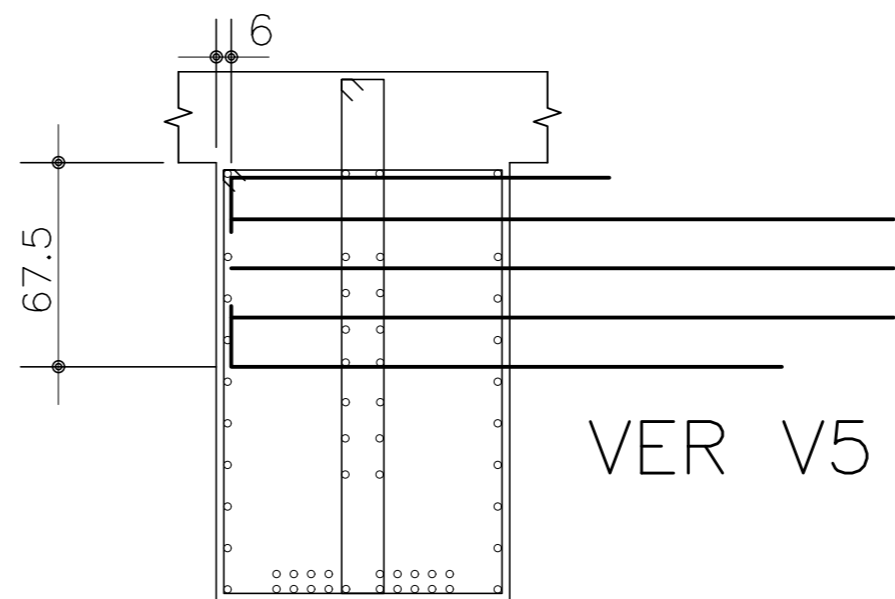
V5=V6



Corte A

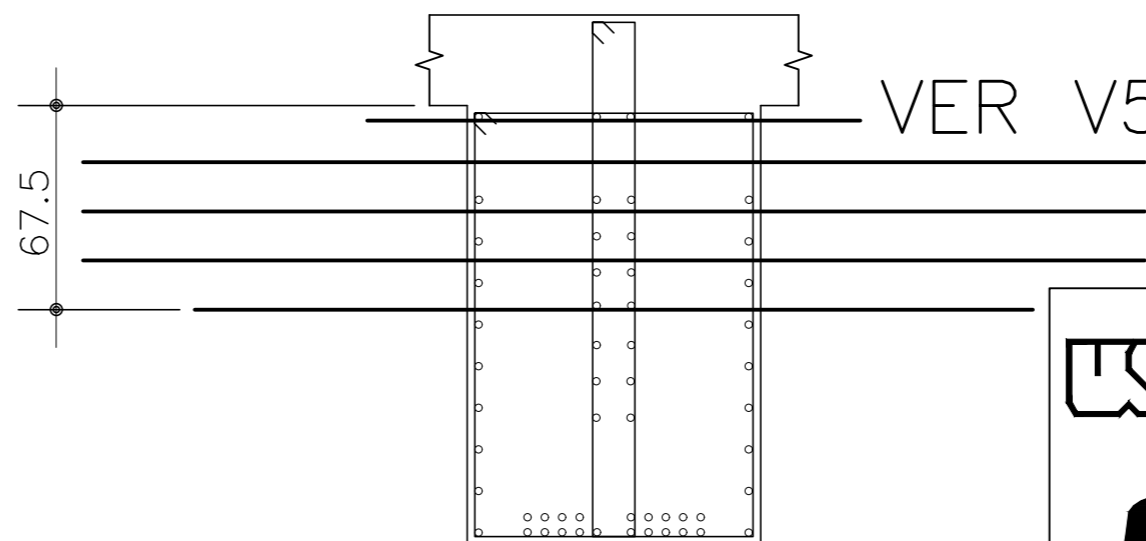


DETALHE 01 – V1 e V4



VER V5 e V6

DETALHE 02 – V2 e V3



VER V5 e V6

AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
		mm		cm	cm
V1=V2=V3=V4					
50A	1	10	8	337	2696
50A	2	10	4	1080	4320
50A	3	8	36	73	2628
50A	4	8	14	1190	16660
50A	5	8	14	518	7252
50A	6	25	9	1100	9900
50A	7	25	9	678	6102
50A	8	25	10	739	7390
50A	9	25	10	1154	11540
50A	10	10	323	395	127585
50A	11	10	12	491	5892
50A	12	10	173	223	38579
50A	13	10	173	211	36503
V5=V6					
50A	1	10	6	213	1278
50A	2	10	4	143	572
50A	3	10	4	163	652
50A	4	8	12	243	2916
50A	5	8	12	376	4512
50A	6	16	18	223	4014
50A	7	16	12	202	2424
50A	8	16	12	277	3324
50A	9	12.5	96	192	18432

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
50A	8	1202	471
50A	10	8673	5313
50A	12.5	369	353
50A	16	195	306
50A	25	1397	5349
Peso Total		50A =	11792 kgf



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

1800094 (SET) Trabalho de Conclusão de Curso II

Vigas da Ponte com Duas Pistas e Vão 16 m

ALUNO:

Felipe Gabriel Gomes Vendruscolo

Escala:
VIGAS -1:50 / CORTES-1:25

Unidade:
Centímetros (cm)

Data:
09/11/2020

Folha:

28