

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

VINÍCIUS GABRIEL PAROLIN DE SOUZA

**ANÁLISE NUMÉRICA DA AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA EM PONTES
MISTAS COM LAJES NERVURADAS DE CONCRETO DE ULTRA
ALTO DESEMPENHO**

MARINGÁ

2024

VINÍCIUS GABRIEL PAROLIN DE SOUZA

**ANÁLISE NUMÉRICA DA AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA EM PONTES
MISTAS COM LAJES NERVURADAS DE CONCRETO DE ULTRA
ALTO DESEMPENHO**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Pablo Augusto Krah

Coorientadora: Profa. Dra. Paula de Oliveira
Ribeiro

MARINGÁ

2024

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

S729a

Souza, Vinícius Gabriel Parolin de

Análise numérica da amplificação dinâmica em pontes mistas com lajes nervuradas de concreto de ultra alto desempenho / Vinícius Gabriel Parolin de Souza. -- Maringá, PR, 2024.

113 f. : il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Pablo Augusto Krah.

Coorientadora: Profa. Dra. Paula de Oliveira Ribeiro.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2024.

1. Análise dinâmica. 2. Vigas mistas. I. Krah, Pablo Augusto, orient. II. Ribeiro, Paula de Oliveira, coorient. III. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

CDD 23.ed. 624.1821

VINÍCIUS GABRIEL PAROLIN DE SOUZA

ANÁLISE NUMÉRICA DA AMPLIAÇÃO DINÂMICA EM PONTES MISTAS COM LAJES NERVURADAS DE CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 31/07/2024, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

BANCA EXAMINADORA

Documento assinado digitalmente
 **PABLO AUGUSTO KRAHL**
Data: 31/07/2024 11:06:33-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Pablo Augusto Krah
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Professor Orientador

Documento assinado digitalmente
 **PAULA DE OLIVEIRA RIBEIRO**
Data: 31/07/2024 11:15:14-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Profa. Dra. Paula de Oliveira Ribeiro
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Juiz de Fora
Professora Coorientadora

Documento assinado digitalmente
 **CARLOS HUMBERTO MARTINS**
Data: 31/07/2024 13:04:44-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Carlos Humberto Martins
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá

Documento assinado digitalmente
 **Tiago Morkis Siqueira**
Data: 31/07/2024 11:18:39-0300
CPF: ***.295.774-**
Verifique as assinaturas em <https://v.ufsc.br>

Prof. Dr. Tiago Morkis Siqueira
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus, pela graça e pelas bênçãos diárias, por me dar forças a cada dia e me guiar.

À minha mãe, Cleo de Souza, por todo o amor e apoio, por sempre acreditar nos meus sonhos e lutar por mim.

À Universidade Estadual de Maringá, pela possibilidade de uma formação pública gratuita e de qualidade.

Ao meu orientador, professor Dr. Pablo Augusto Krahll, por todo o suporte e ajuda ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço, especialmente, ao professor Dr. Tiago Morkis Siqueira, pela disposição em colaborar ativamente com o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao professor Dr. Carlos Humberto Martins, por disponibilizar os computadores do laboratório do GPNum para o desenvolvimento de parte das análises.

Aos meus amigos, Gustavo Moura e Guilherme Endo, pela colaboração e pela companhia diária.

À minha namorada, Beatrice Fraçon de Azevedo, por me acompanhar e me apoiar em todos os momentos.

Aos demais amigos do PCV: Daíse, Camila, Gabriela, Adriano, André, Aloísio, Mariana, Daniel e Leonardo, por todos os momentos de aprendizado e descontração.

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

RESUMO

Este trabalho teve por objetivo avaliar e comparar os efeitos dinâmicos da movimentação de veículos sobre duas pontes mistas: uma de concreto C30 e outra com lajes nervuradas de concreto de ultra alto desempenho (UHPC), ambas com resistências equivalentes, utilizando o método dos elementos finitos. Para atingir esse objetivo, os modelos numéricos foram calibrados com base nos experimentos de vigas de UHPC com laje nervurada de Zhu et al (2021). Inicialmente, foram criados dois modelos numéricos de vigas de UHPC, denominados SUWB Completo e SUWB Simplificado. O modelo completo considerava todos os elementos da viga, enquanto o modelo simplificado focava na interação entre o perfil de aço e os conectores de cisalhamento, reduzindo significativamente o custo computacional. Posteriormente, modelos das seções efetivas das pontes dimensionadas por Pinho & Bellei (2020) no Manual de Pontes e Viadutos do Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA) e da ponte proposta com laje nervurada de UHPC foram desenvolvidos para determinar a altura da laje de UHPC com resistência equivalente. Com esses modelos, foram identificadas as frequências naturais e modos de vibração das pontes. Análises dinâmicas foram realizadas para simular a movimentação de veículos sobre as pontes por meio da sub-rotina VDLoss no software ABAQUS. A maior amplificação dinâmica observada foi de 24% para a ponte com laje nervurada de UHPC e de 18% para a ponte mista de Pinho & Bellei (2020). Os resultados indicaram que a desmaterialização da ponte com UHPC resultou em uma perda de rigidez mínima, demonstrando o potencial do UHPC para reduzir o volume de concreto nas lajes sem comprometer a performance estrutural. Esses resultados mostram que o UHPC pode ser uma solução eficiente para a desmaterialização de pontes, trazendo benefícios significativos para a construção e manutenção de infraestruturas.

Palavras-chave: Estruturas mistas; Concreto de Ultra Alto Desempenho; Modelagem numérica; Lajes Nervuradas.

ABSTRACT

This study aimed to evaluate and compare the dynamic effects of vehicle movement on two composite bridges: one made of C30 concrete and the other with ultra-high-performance concrete (UHPC) waffle slabs, both with equivalent resistances, using the finite element method. To achieve this objective, the numerical models were calibrated based on experiments with UHPC beams with waffle slabs. Initially, two numerical models of UHPC beams were created, named SUWB Complete and SUWB Simplified. The complete model considered all elements of the beam, while the simplified model focused on the interaction between the steel profile and shear connectors, significantly reducing the computational cost. Subsequently, models of the effective sections of the bridges designed by Pinho & Bellei (2020) in the Steel Construction Center of Brazil (Centro Brasileiro de Construção em Aço, CBCA) Bridge and Viaduct Manual, as well as the proposed bridge with a UHPC waffle slab, were developed to determine the height of the UHPC slab with equivalent resistance. With these models, the natural frequencies and vibration modes of the bridges were identified. Dynamic analyses were conducted to simulate vehicle movement on the bridges using the VDLload subroutine in ABAQUS software. The highest dynamic amplification observed was 24% for the bridge with a UHPC waffle slab and 18% for the composite bridge by Pinho & Bellei (2020). The results indicated that the dematerialization of the bridge with UHPC resulted in minimal stiffness loss, demonstrating UHPC's potential to reduce concrete volume in slabs without compromising structural performance. These results show that UHPC can be an efficient solution for the dematerialization of bridges, bringing significant benefits to the construction and maintenance of infrastructure.

Keywords: Composite structures; Ultra-High-Performance Concrete; Numerical modeling; Waffle slabs.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	INTRODUÇÃO	14
1.1	INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA	14
1.2	OBJETIVOS	16
1.2.1	Objetivo geral	16
1.2.2	Objetivos específicos	16
CAPÍTULO 2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1	ESTRUTURAS MISTAS	17
2.1.1	Histórico	19
2.1.2	Sistema misto com perfil de aço e laje nervurada	21
2.1.3	Estudos numéricos com vigas mistas	28
2.2	CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO	36
2.2.1	UHPC com fibras	38
2.2.2	Comportamento à compressão	43
2.2.3	Comportamento à tração na flexão	44
2.3	AÇÕES DINÂMICAS EM ESTRUTURAS	46
2.3.1	Frequências naturais e modos de vibração	49
2.3.2	Fator de ampliação dinâmica	50
2.3.3	Análises dinâmicas em vigas mistas	52
2.3.4	Interação Veículo-Ponte em análises numéricas	59
CAPÍTULO 3	METODOLOGIA	63
3.1	MODELAGEM NUMÉRICA NO ABAQUS: ASPECTOS GERAIS	65
3.1.1	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>	65
3.1.2	Comportamento do concreto à compressão	67
3.1.3	Comportamento do concreto à tração	69
3.1.4	Variável dano	72
3.1.5	Comportamento do aço	73
3.1.6	Tipos de elementos finitos e interações	73
3.2	CALIBRAÇÃO DAS VIGAS MISTAS DE ZHU ET AL. (2021)	74
3.2.1.	Propriedades Geométricas das vigas	74
3.2.2	Propriedades dos Materiais	77
3.2.3	Interações	77
3.1.9	Definições de malha	79
3.1.8	Carregamento e condições de contorno	79
3.3	EQUIVALÊNCIA ENTRE MODELOS DE PONTES	80
3.3.1	Ponte CBCA	80
3.3.2	Modelo SE-CBCA	82
3.4.3	Modelo SE-LNU	83
3.5	ANÁLISE DE VIBRAÇÃO LIVRE	85
3.5.1	Modelos completos de ponte	86
3.6	MODELOS DE PONTES SIMPLIFICADOS	87
3.7	ANÁLISE DE CARGAS MÓVEIS	89
CAPÍTULO 4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	91
4.1	CALIBRAÇÃO DAS VIGAS MISTAS DE ZHU ET AL. (2021)	91

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

4.2	EQUIVALÊNCIA ENTRE OS MODELOS DE SEÇÕES	93
4.3	COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS DE PONTES	94
4.3.1	Frequências Naturais	94
4.3.2	Cargas móveis.....	97
CAPÍTULO 5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		104

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Estádio Jean Bouin, Paris.....	15
Figura 2.1: Estruturas mistas de concreto e aço	17
Figura 2.2: Lajes mistas de madeira e concreto.....	17
Figura 2.3: Tipos de vigas mistas	18
Figura 2.4: Tipos de colunas mistas	18
Figura 2.5: Tipos de conectores de cisalhamento.....	19
Figura 2.6: Ponte de Acheregg, Suíça,	20
Figura 2.7: Projeto da seção transversal da ponte de Acheregg, Suíça	20
Figura 2.8: Amostra de laje nervurada de UHPC.....	21
Figura 2.9: Representação dos tipos de lajes ensaiadas por Saleem et al. (2011)	22
Figura 2.10: Laje nervurada em UHPC	23
Figura 2.11: Execução da ponte com lajes pré-moldadas nervuradas em UHPC em Wapello County, Estados Unidos	23
Figura 2.12: Modelos de lajes nervuradas de UHPC: a) Com barras de 19,05 mm nas nervuras e b) Com barras de 22,23 mm nas nervuras	24
Figura 2.13: Alternativas de desing estudadas por Honarvar et al. (2016)	25
Figura 2.14: Representação do modelo proposto por Ghasemi et al. (2016a).....	25
Figura 2.15: Lajes nervuradas sobre perfis de aço	26
Figura 2.16: Representação do ensaio de flexão em dois pontos	27
Figura 2.17: Representação das seções transversais testadas.....	28
Figura 2.18: Condições de contorno e interações do modelo de Classen (2018).....	30
Figura 2.19: Modelo de elementos finitos de Wang et al. (2019)	31
Figura 2.20: Modelo de elementos finitos de Tong et al. (2022)	31
Figura 2.21: Materiais e interações do modelo de Wu et al. (2023)	32
Figura 2.22: Materiais e condições de contorno do modelo.....	33
Figura 2.23: Materiais e condições de contorno do modelo.....	34
Figura 2.24: Modelo de elementos finitos	35
Figura 2.25: Modelo de elementos finitos	35
Figura 2.26: Condições de contorno e materiais do modelo	36
Figura 2.27: Passarela de UHPC em Sherbrooke, Canadá	37
Figura 2.28: fachada do prédio do Ministério das Relações Exteriores, São Paulo	38

Figura 2.29: Tipos de fibras utilizadas no concreto.....	39
Figura 2.30: Comportamento mecânico do UHPC para diferentes tipos e porcentagens de fibras: (a) 0,5%; (b) 1,0%; (c) 1,5%, (d) 2,0%	40
Figura 2.31: Tipos de geometria das fibras de aço	41
Figura 2.32: Resistência à flexão para diferentes ângulos em relação às fibras.....	42
Figura 2.33: Resistência à tração para diferentes ângulos em relação às fibras.....	42
Figura 2.34: Distribuição de esforços no concreto convencional (a) e no UHPC (b)	43
Figura 2.35: Comportamento do UHPC Ductal® quanto à flexão.....	45
Figura 2.36: Resistência a tração em diferentes composições de UHPC	45
Figura 2.37: Principais fontes de forças externas em estruturas.....	46
Figura 2.38: representações gráficas da atuação das forças externas dinâmicas em função do tempo	47
Figura 2.39: A carga móvel rodoviária padrão TB-450	48
Figura 2.40: Colapso da ponte Tacoma Narrows, em 1940	50
Figura 2.41: Conectores de cisalhamento estudados por Henderson et al. (2015a).....	53
Figura 2.42: Modelo de elementos finitos de Silva (2014)	54
Figura 2.43: Seção da ponte estudada	55
Figura 2.44: Modelo de elementos finitos de Gao et al. (2021)	55
Figura 2.45: Acréscimo dinâmico de deslocamento (a) e esforço cortante (b) em função da velocidade e nível de conexão	56
Figura 2.46: Esquema das vigas com seção “pi”	56
Figura 2.47: Modelo de elementos finitos	57
Figura 2.48: Fator de impacto do deslocamento vertical pela qualidade do pavimento para cinco posições ao longo da via.....	57
Figura 2.49: Fator de impacto do deslocamento vertical pela posição ao longo da via para diferentes velocidades.....	58
Figura 2.50: Fator de impacto do deslocamento vertical pela qualidade do pavimento para cinco posições ao longo da via.....	58
Figura 2.51: Representação esquemática do modelo de Saleeb e Kumar (2011).....	60
Figura 2.52: Modelos de veículos utilizados em simulações numéricas.....	61
Figura 2.53: Classificação de pavimentos	62
Figura 3.1: Fluxograma das etapas de trabalho	64
Figura 3.2: Tensão deformação do concreto à compressão.....	66

Figura 3.3: Tensão deformação do concreto à tração	66
Figura 3.4: Modelo constitutivo do concreto C30 à compressão	68
Figura 3.5: Modelo constitutivo do UHPC à compressão	68
Figura 3.6: Tensão por abertura de fissuras do concreto C30 à tração.....	70
Figura 3.7: Comportamento de tensão por abertura de fissura do concreto com fibras submetido à tração.....	71
Figura 3.8: Tensão-deformação do UHPC à tração.....	72
Figura 3.9: Modelo constitutivo do aço de Earls (1999)	73
Figura 3.10: Tipos de elementos finitos utilizados no modelo: solid (a) e truss (b)	74
Figura 3.11: Visão geral das vigas em estudo	75
Figura 3.12 Esquema da seção transversal (a) e longitudinal (b) SUWB1	75
Figura 3.13: Detalhamento SUBW1.....	76
Figura 3.14: Interações entre os elementos do modelo completo.....	78
Figura 3.15: Interações entre os elementos do modelo simplificado	78
Figura 3.16: Malhas dos modelos completo (a) e simplificado (b)	79
Figura 3.17: Condições de contorno dos modelos numéricos	79
Figura 3.18: Seção transversal da Ponte CBCA (dimensões em mm)	80
Figura 3.19: Detalhe do posicionamento das armações na laje (dimensões em mm)	81
Figura 3.20: Corte da seção longitudinal (dimensões em mm)	81
Figura 3.21: Seção transversal da seção efetiva da ponte CBCA (dimensões em mm).....	82
Figura 3.22: Condições de contorno da ponte CBCA	83
Figura 3.23: Seção transversal da viga de UHPC (dimensões em mm).....	84
Figura 3.24: Condições de contorno do modelo SE-LNU	85
Figura 3.25: Malhas e condições de contorno dos modelos completos das pontes.....	87
Figura 3.26: Malha e condições de contorno dos modelos simplificados.....	88
Figura 3.27: Sistema massa-mola utilizado para determinação das cargas nos eixos.....	90
Figura 4.1: Relação carga-deslocamento dos modelos numéricos	92
Figura 4.3: Relação carga-deslocamento para seções efetivas da ponte em estudo	93
Figura 4.4: Ponte LNU, visão geral.....	93
Figura 4.5: Seção transversal da ponte LNU	94
Figura 4.6: Seções das lajes das pontes CBCA e LNU sobrepostas.....	94
Figura 4.7: Frequências naturais da ponte CBCA	95
Figura 4.8: Frequências naturais da ponte LNU	96

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

Figura 4.9: Frequências naturais para cada modo de vibração.....	97
Figura 4.10: Cargas nos eixos do veículo pelo deslocamento do eixo dianteiro na Ponte CBCA	98
Figura 4.11: Cargas nos eixos do veículo pelo deslocamento do eixo dianteiro na Ponte LNU	99
Figura 4.12: Deslocamento no meio do vão pela posição do eixo dianteiro para a Ponte CBCA	100
Figura 4.13: Deslocamento no meio do vão pela posição do eixo dianteiro para a Ponte LNU	100
Figura 4.14: Deslocamento máximo para os casos analisados.....	101
Figura 4.15: Amplificação dinâmica para os casos analisados	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Propriedades mecânicas das principais fibras utilizadas no concreto	39
Tabela 2.2: Valores de resistência do UHPC com cura térmica.....	44
Tabela 2.3: DLA segundo a AASHTO (2020)	51
Tabela 3.1: Parâmetros de entrada do CDP utilizados por diferentes pesquisadores.....	67
Tabela 3.2: Parâmetros de entrada do CDP utilizados neste estudo.....	67
Tabela 3.3: Parâmetros do modelo constitutivo de Carreira e Chu (1985)	68
Tabela 3.4: Parâmetros do modelo de Hordijk (1992)	69
Tabela 3.5: Parâmetros do modelo de Li e Leung (1992)	72
Tabela 3.6: Principais dimensões da SUWB1	74
Tabela 3.7: Dimensões das vigas ensaiadas por Zhu et al. (2021)	76
Tabela 3.8: Propriedades do UHPC, aço do perfil, barras de reforço e conectores de cisalhamento	77
Tabela 3.9: Dimensões da laje e perfis da Ponte CBCA	80
Tabela 3.10: As propriedades dos materiais da ponte CBCA	82
Tabela 3.11: Principais dimensões da seção efetiva da ponte LNU	84
Tabela 3.12: As propriedades dos materiais da ponte LNU	85
Tabela 3.13: Dados utilizados para construção dos modelos simplificados	88
Tabela 3.14: Parâmetros do veículo	90
Tabela 4.1: Valores de carga última e desvios percentuais dos modelos SUWB Completo e Simplificado em relação ao experimental	91
Tabela 4.2: Volume de concreto nas pontes em estudo.....	94
Tabela 4.3: Coeficientes de amortecimento α e β de Rayleigh para as pontes CBCA e LNU...	97
Tabela 4.4: Dados de deslocamento máximo e amplificação dinâmica para os casos analisados	101
Tabela 4.5: Valores de amplificação dinâmica (DAF) para diferentes normas.....	102

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

As estruturas mistas são sistemas que utilizam diferentes materiais e métodos construtivos para otimizar o desempenho e eficiência das edificações e infraestruturas. Ao combinar elementos como concreto, aço, madeira e outros materiais, essas estruturas unem as vantagens individuais de cada componente, resultando em sistemas mais resistentes e versáteis (Oehlers e Bradford, 2013). A alta capacidade de resistência à flexão das vigas mistas permite que elas sejam usadas para vencer grandes vãos, além de apresentarem vantagem em relação a diminuição do peso próprio e do tempo de execução.

Na área da tecnologia dos materiais, o concreto de ultra alto desempenho (*ultra high performance concrete*, em inglês, UHPC) vem ganhando cada vez mais destaque. Segundo Amran et al. (2022), o UHPC é um tipo avançado de concreto cimentício reforçado com fibras, conhecido por possuir uma resistência à compressão elevada, densidade de partículas bem ajustada, resistência à tração e durabilidade notáveis.

De acordo com Honarvar et al. (2016) o custo do UHPC é significativamente maior que o concreto convencional. No entanto, a elevada resistência e ductilidade do UHPC possibilita a utilização eficaz de lajes nervuradas podendo apresentar vantagem econômica devido a diminuição de material nos elementos estruturais. Soliman et al. (2016), após desenvolverem um concreto de ultra alto desempenho com mistura de partículas de vidro, avaliaram a aplicação desse concreto em uma estrutura de passarela. Eles observaram uma redução de 60% nas seções dos elementos em comparação com os de concreto convencional.

O uso desses elementos esbeltos pode trazer vantagens em termos de redução do peso próprio da construção e possibilidade de criação de estruturas mais arrojadas, com elementos esbeltos de formatos diversos. A Figura 1.1 mostra o Estádio Jean Bouin, em Paris, cuja fachada foi executada com painéis de UHPC.

Figura 1.1: Estádio Jean Bouin, Paris



Fonte: Architect (2015)

As vigas mistas de aço-UHPC têm sido estudadas desde a última década (Hamoda et al., 2017; Tong et al., 2022; S. W. Yoo & Choo, 2016). De acordo com Benedetty et al. (2023), o baixo peso dos componentes e sua praticidade de montagem permitem reduzir o tempo e os custos de construção em relação a sistemas convencionais, devido à necessidade de guindastes e veículos de transporte com capacidades menores. Além disso, se conectores desmontáveis forem usados para ligar a laje à viga de aço, as atividades de manutenção, reparo e até desmontagem da estrutura podem ser realizadas de maneira mais rápida.

Uma das abordagens de pesquisa em vigas mistas é a inclusão de nervuras na laje de UHPC, que são moldadas na superfície inferior da laje. As lajes de UHPC nervuradas, ao serem integradas à perfis de aço resultam em elementos leves e com bom desempenho mecânico (Zhu et al, 2022a).

Na Engenharia Civil, especialmente na concepção de estruturas, o aumento dos limites de resistência do concreto e do aço, aliado aos avanços na tecnologia construtiva, tem impulsionado a criação de edificações esbeltas, com vãos extensos, porém mais sensíveis a vibrações e com menor capacidade de dissipar energia. Um conceito importante nesse contexto é a "desmaterialização", que define a prática de reduzir o volume de materiais em construções mantendo sua função e desempenho (Jesus et al., 2023). Nesse contexto, a caracterização matemática das forças dinâmicas externas que atuam sobre as estruturas e a compreensão das oscilações resultantes são essenciais para o adequado dimensionamento dos elementos estruturais e suas ligações (Soriano, 2014).

De acordo com Gao et al. (2020), cerca de 40% dos danos em pontes são causados pela vibração de veículos em movimento e existem poucos estudos que consideraram o importante

fator influente da rugosidade da superfície da estrada. Há, também, poucos estudos sobre o desempenho dinâmico de pontes de vigas mistas de aço e concreto sob cargas móveis. Portanto, existe uma necessidade de pesquisa nessa área.

Alguns estudos avaliaram numericamente o efeito dinâmico da movimentação de veículos em pontes (Deng et al., 2015; Gao et al., 2021; Guo et al., 2021; Qin et al., 2023; H. Zhang et al., 2022), mas até o momento, poucos trabalhos foram desenvolvidos com vigas mistas e materiais de alta resistência. Cabe destacar que o uso desses elementos e materiais resulta na desmaterialização dos elementos estruturais, diminuindo sua rigidez, os tornando mais suscetíveis a vibração. Portanto, o estudo de vibrações em vigas mistas com laje nervurada é relevante para aplicação mais segura desses elementos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Avaliar e comparar os efeitos dinâmicos da movimentação de veículos sobre uma ponte mista de concreto C30 e uma ponte mista com lajes nervuradas de UHPC, ambas com resistências equivalentes, utilizando o método dos elementos finitos.

1.2.2 Objetivos específicos

A fim de atender o objetivo principal, têm-se os seguintes objetivos específicos:

- Calibrar modelos numéricos com base em experimentos de vigas de UHPC com laje nervurada, visando replicar os resultados experimentais com precisão;
- Desenvolver um modelo numérico simplificado de vigas mistas com lajes nervuradas para reduzir o custo computacional de análises de estruturas maiores e mais complexas;
- Comparar a resposta estrutural de uma seção de ponte dimensionada por Pinho e Bellei, (2020) no Manual de Pontes e Viadutos em Vigas Mistas do CBCA, com uma seção de ponte proposta utilizando laje nervurada de UHPC, para determinar a altura da laje de UHPC com resistência equivalente;
- Identificar as frequências naturais e modos de vibração das pontes propostas, utilizando modelos numéricos;
- Analisar os efeitos de amplificação dinâmica causados pela movimentação de veículos sobre as pontes.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTRUTURAS MISTAS

Estruturas mistas são aquelas onde materiais diferentes são utilizados nos elementos estruturais de modo a otimizar a capacidade de carga. Estruturas de aço-concreto (Figura 2.1), madeira-concreto (Figura 2.2) e aço-madeira são alguns dos principais tipos.

Figura 2.1: Estruturas mistas de concreto e aço



Fonte: Souza (2014)

Figura 2.2: Lajes mistas de madeira e concreto

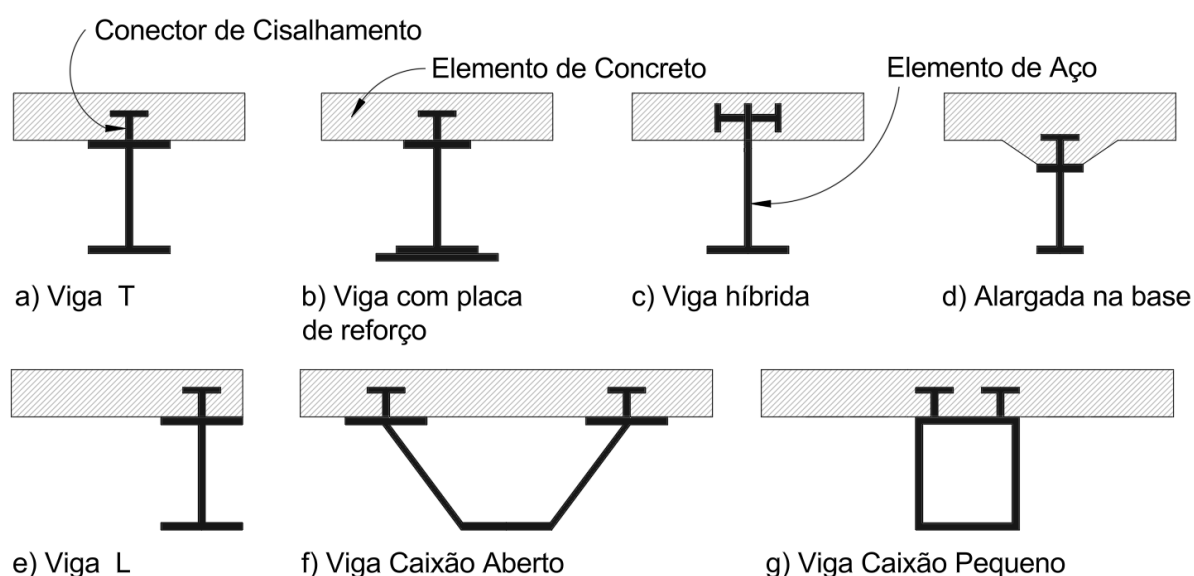


Fonte: Building And Construction Technology (2012)

Elementos de aço geralmente provém de chapas finas e estão sujeitos a flambagem lateral. Já os elementos de concreto têm maior rigidez e baixa resistência à tração. Portanto a combinação desses materiais consegue gerar elementos com alto desempenho estrutural (Oehlers e Bradford, 2013).

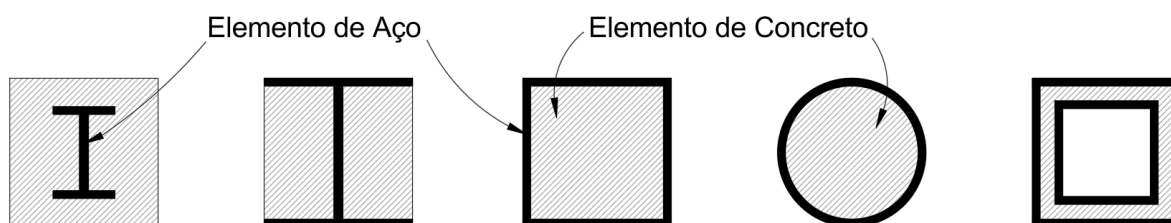
Dentre os principais tipos de elementos mistos estão as lajes, pilares e vigas mistas. Existem diversas formas de agrupar os materiais nesses elementos de acordo com cada necessidade de projeto. A Figura 2.3 e Figura 2.4 mostram os tipos de vigas mistas e colunas mistas usuais, respectivamente.

Figura 2.3: Tipos de vigas mistas



Fonte: Adaptado de Oehlers e Bradford (2013)

Figura 2.4: Tipos de colunas mistas

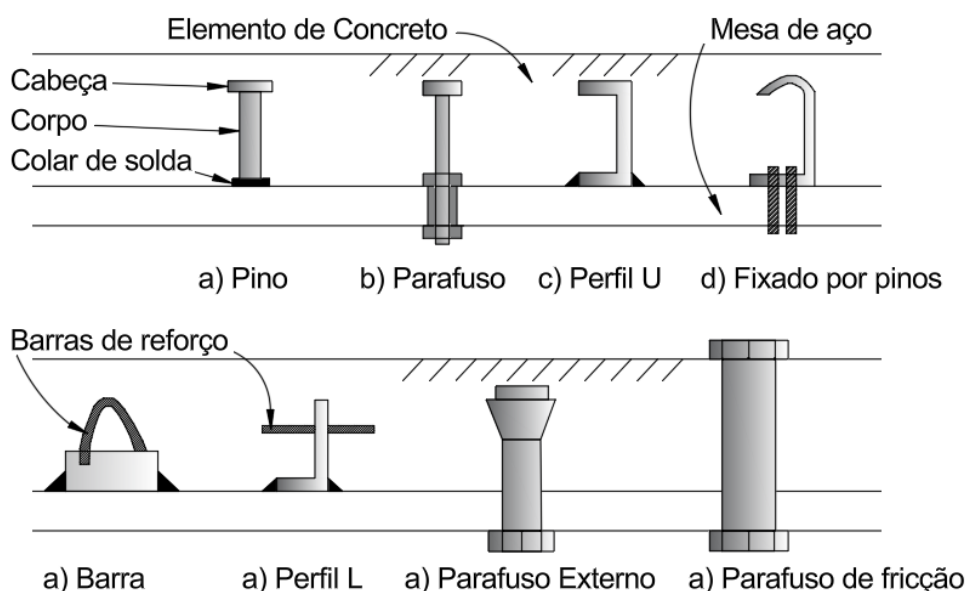


Fonte: Adaptado de Oehlers e Bradford (2013)

No caso das vigas mistas, são utilizados conectores de cisalhamento a fim de conectar os elementos de aço e concreto, e garantir a transferência dos esforços de cisalhamento,

impedindo que haja deslizamento entre a viga de aço e a laje de concreto (Du et al., 2020). A Figura 2.5 mostra alguns exemplos dos diversos tipos de conectores de cisalhamento.

Figura 2.5: Tipos de conectores de cisalhamento



Fonte: Adaptado de Shi et al. (2018)

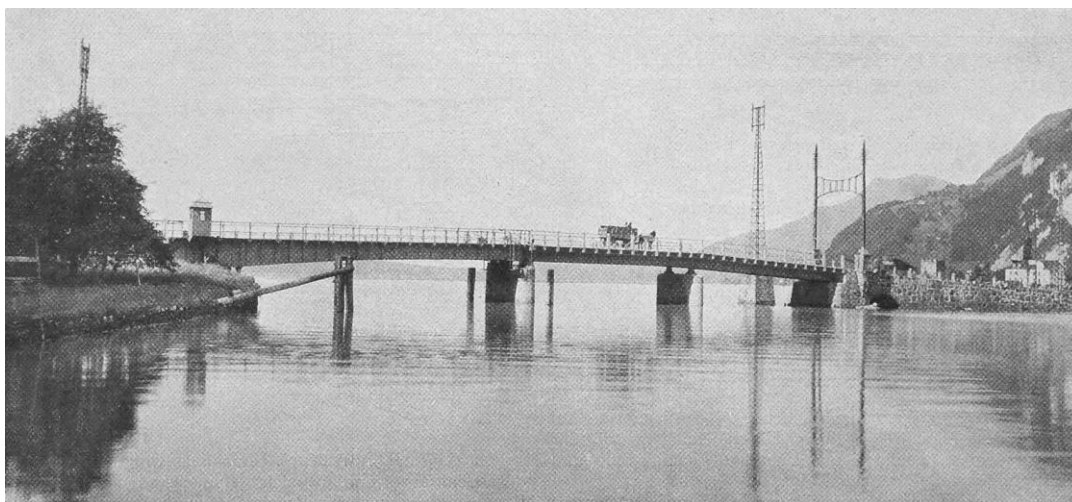
2.1.1 Histórico

O uso de estruturas mistas é empregado na construção há mais de um século e precede a invenção do concreto armado. Pelke & Kurrer (2015) dividem a história das estruturas mistas em cinco fases.

A fase Inicial (1850 a 1900) é marcada pelas primeiras invenções com a mistura de aço e concreto. A Fase de Construção (1900 a 1925) é o período em que o concreto armado está estabelecido e ocorre a diferenciação entre os reforços rígidos e não rígidos do concreto. Nesse mesmo período houve um desenvolvimento gradual das pontes em estruturas mistas.

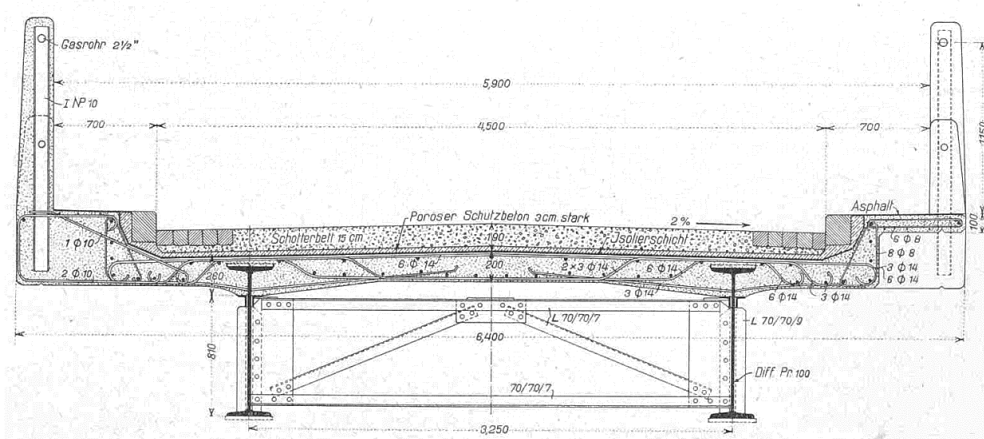
A ponte de Acheregg na Suíça (Figura 2.6) foi uma das primeiras com a utilização de perfis de aço como vigas de sustentação para a laje de concreto. A Figura 2.7 mostra a seção transversal em projeto.

Figura 2.6: Ponte de Acheregg, Suíça,



Fonte: Rohn (1915)

Figura 2.7: Projeto da seção transversal da ponte de Acheregg, Suíça



Fonte: Rohn (1915)

Na fase de estabelecimento (1925 a 1950) compreendeu-se o comportamento e a importância dos conectores de cisalhamento. A fase clássica (1950 a 1975) ocorre a partir do final da segunda guerra mundial, onde havia a necessidade de rapidez na construção e reconstrução de edificações e infraestrutura em diversos países.

A fase de desenvolvimento (1975 em diante) é marcada pelo uso amplo de estruturas mistas em diversos tipos de obras e pelo desenvolvimento de diversas normas que abordam esse sistema.

No Brasil, a ABNT NBR 8800 (2008) é a norma que estabelece os requisitos para o projeto, fabricação, montagem e inspeção de estruturas mistas compostas por elementos de aço

e concreto. Ela fornece as condições gerais de projeto e verificações para garantir a segurança e o desempenho dessas estruturas, bem como orientações sobre as cargas, dimensionamento, detalhamento e especificações de materiais e métodos construtivos.

2.1.2 Sistema misto com perfil de aço e laje nervurada

Nos últimos anos, as vigas mistas de aço e concreto têm sido extensamente empregadas na engenharia civil devido à sua notável capacidade mecânica, desempenho construtivo conveniente e vantagens econômicas proeminentes.

Toutlemonde et al. (2005) desenvolveram os primeiros estudos experimentais e numéricos em lajes nervuradas de UHPC reforçado com fibras financiados pelo governo francês. Nesse trabalho foram avaliadas a capacidade de carga, a resistência à flexão e outras propriedades estruturais da laje. A Figura 2.8 apresenta uma das amostras testadas.

Figura 2.8: Amostra de laje nervurada de UHPC

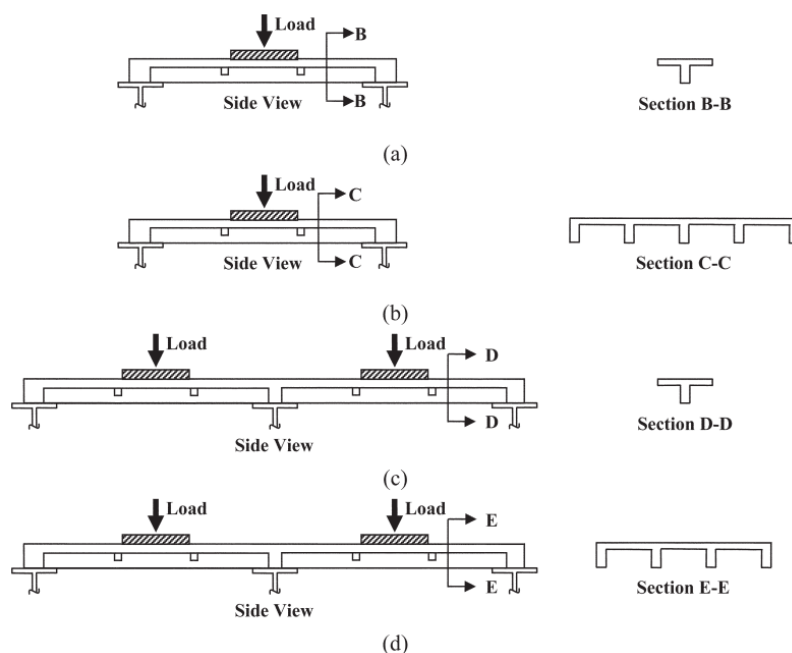


Fonte: Toutlemonde et al. (2005)

A partir dos resultados obtidos, pode-se concluir que o sistema permite a redução do peso das vigas de aço e a otimização dos sistemas de suporte. Além disso, evidenciou-se a viabilidade econômica do UHPC reforçado com fibras, mesmo sem considerar o aumento da durabilidade estrutural. Os resultados indicaram que as recomendações de projeto da AFGC (*Association Française de Génie Civil*) poderiam ser aplicadas com sucesso em projetos de pontes piloto, abrangendo diversas cargas e aspectos de carregamento relevantes.

O estudo experimental e numérico realizado por Saleem et al. (2011) provou a possibilidade da substituição das lajes em *open steel deck* pelos painéis de UHPC nervurados armados com aço de alta resistência. A Figura 2.9 é uma representação das lajes e das configurações de ensaio.

Figura 2.9: Representação dos tipos de lajes ensaiadas por Saleem et al. (2011)



Fonte: Saleem et al. (2011)

A carga última obtida nos ensaios foi superior à carga exigida pela AASHTO (2005). A maioria das lajes demonstrou falha por cisalhamento, embora não abrupta, e sinais de falha foram observados antes do colapso.

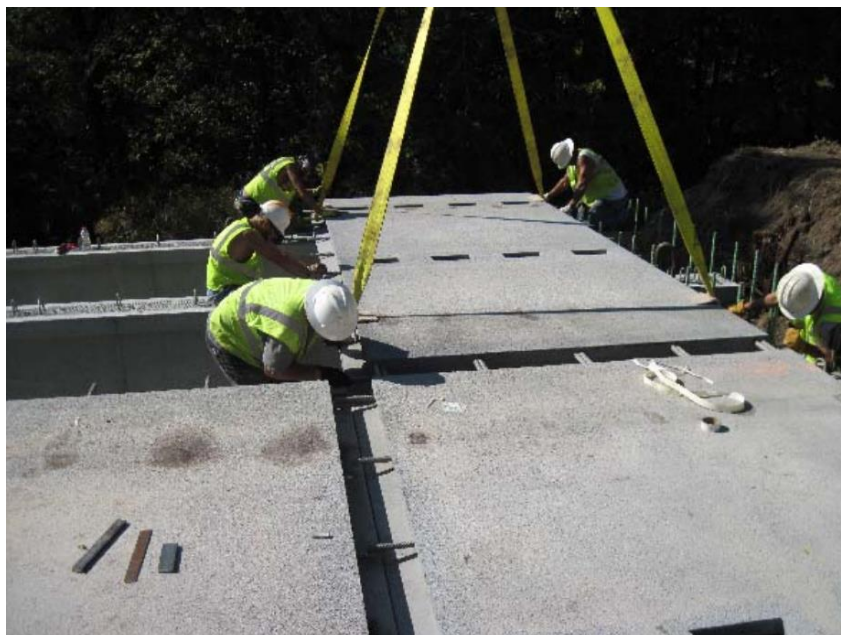
Aaleti et al. (2013) publicaram um relatório cujo objetivo foi avaliar o desempenho de lajes nervuradas de UHPC, bem como servir de guia para desenvolvimento de projetos, fabricação e instalação de painéis em estruturas com esse sistema. O projeto foi dividido em duas fases: a primeira fase incluiu a concepção e teste de uma seção de ponte simulada para verificar as hipóteses de projeto, e avaliação da viabilidade de fabricação e instalação dos elementos de tabuleiro (Figura 2.10). A segunda fase consistiu na construção de uma ponte em escala real de duas pistas usando vigas de concreto protendido e 14 painéis UHPC em uma estrada secundária em Wapello County, Iowa, nos Estados Unidos (Figura 2.11).

Figura 2.10: Laje nervurada em UHPC



Fonte: Aaleti et al. (2013)

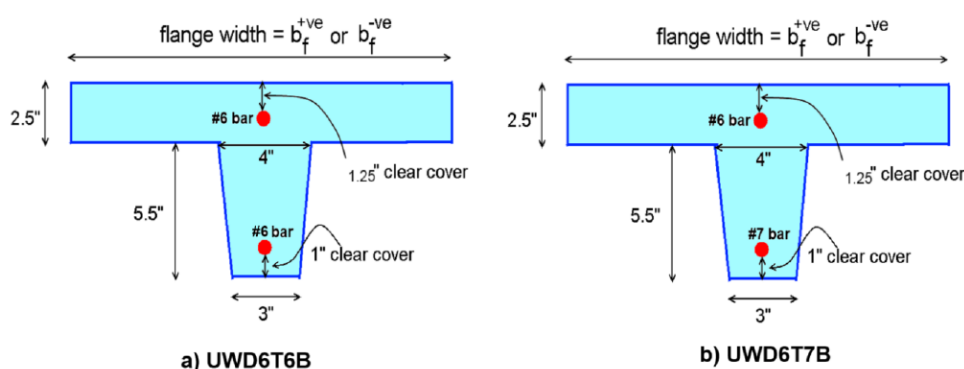
Figura 2.11: Execução da ponte com lajes pré-moldadas nervuradas em UHPC em Wapello County, Estados Unidos



Fonte: Aaleti et al. (2013)

A conclusão do relatório que, em comparação com o as lajes lisas de UHPC, o peso próprio da laje nervurada pode ser significativamente reduzido em cerca de 46,3%, sem comprometer o desempenho mecânico da laje. Além disso, foram propostos dois modelos de laje nervurada (Figura 2.12) com dimensões mínimas de laje, nervuras, espaçamento entre nervuras e outros parâmetros a fim de atender as exigências da AASHTO (2010).

Figura 2.12: Modelos de lajes nervuradas de UHPC: a) Com barras de 19,05 mm nas nervuras e b) Com barras de 22,23 mm nas nervuras



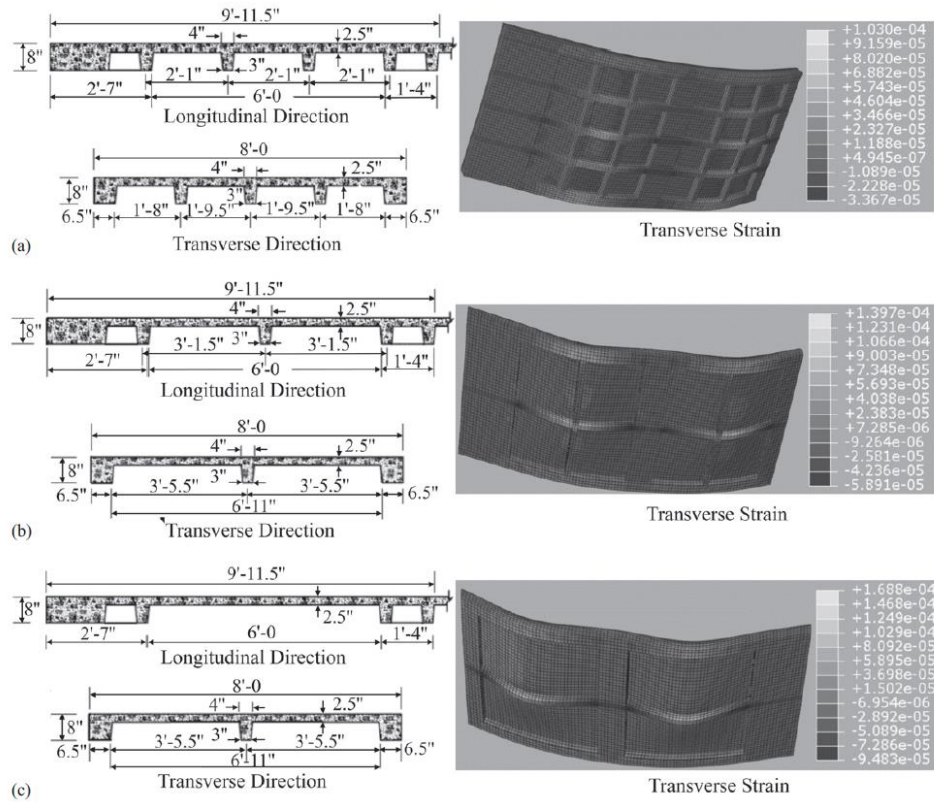
Fonte: Aaleti et al. (2013)

Honarvar et al. (2016) desenvolveram modelos numéricos a partir do trabalho de Aaleti et al. (2013) cujo objetivo foi avaliar duas alternativas de projeto para os painéis nervurados de UHPC. Na primeira alternativa, foram reduzidas as quantidades de nervuras de modo a diminuir 8,8% de volume de concreto. Já na segunda alternativa, foram retiradas as nervuras longitudinais, reduzindo o volume de concreto em 13,4%. A Figura 2.13 apresenta as alternativas de projeto.

A partir dos modelos numéricos com as cargas dos veículos, foram determinados os fatores de ampliação dinâmica que se mantiveram dentro dos limites da norma americana mesmo com a redução do volume. Vale ressaltar que neste trabalho, não foram avaliados os efeitos dinâmicos de vibração.

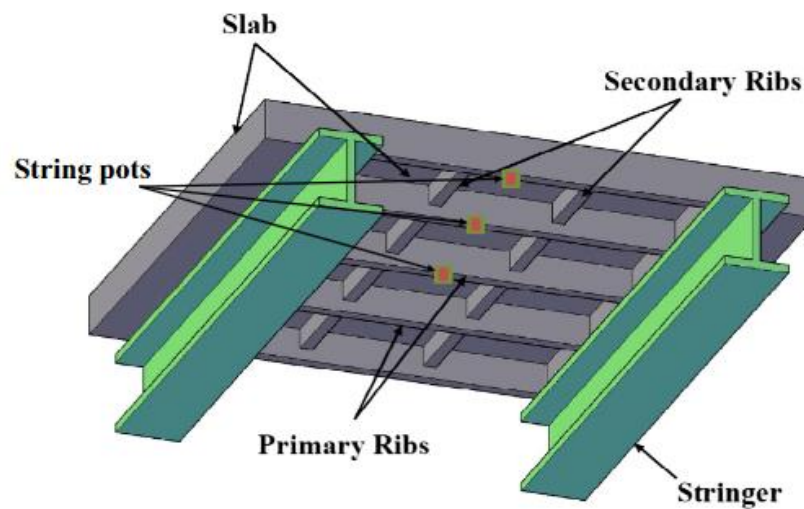
Ghasemi et al. (2016a) e Ghasemi et al. (2016b) avaliaram o uso de barras de aço de alta resistência e barras de fibra de vidro a fim de otimizar os modelos propostos por Saleem et al. (2011) a partir dos testes foi possível obter um modelo com redução de 37% do peso original utilizando as barras de aço de alta resistência (HSS). Comprovou-se também a viabilidade do uso das barras de fibra de vidro, com resultados comparáveis aos das lajes com HSS. A Figura 2.14 apresenta uma representação isométrica do modelo estudado.

Figura 2.13: Alternativas de desing estudas por Honarvar et al. (2016)



Fonte: Honarvar et al. (2016)

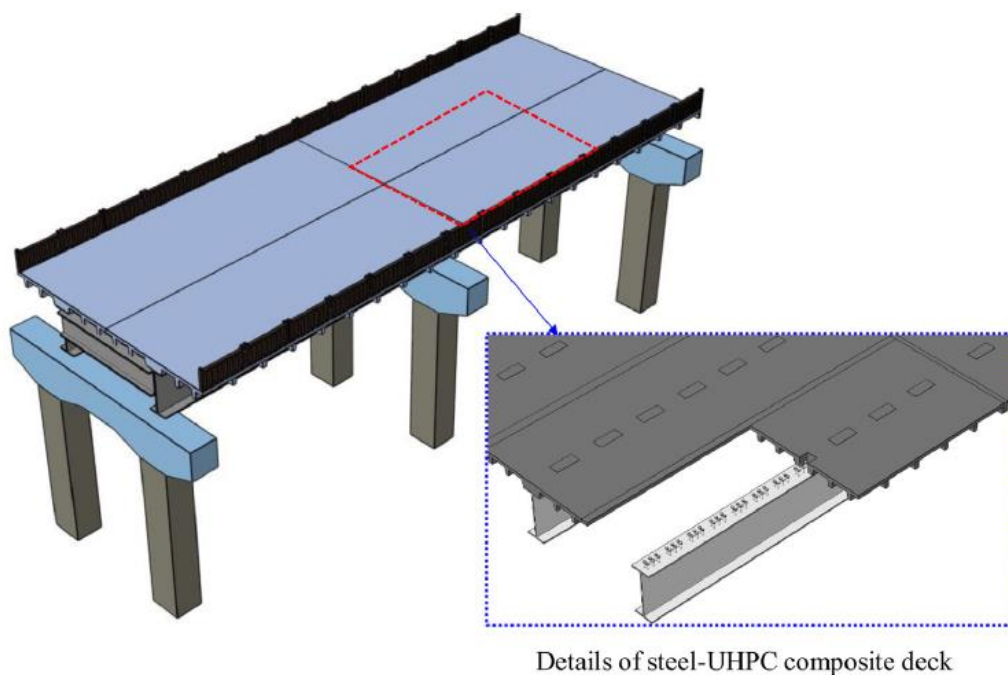
Figura 2.14: Representação do modelo proposto por Ghasemi et al. (2016a)



Fonte: Ghasemi et al. (2016a)

Zhu et al. (2020) desenvolveram e avaliaram o comportamento de um sistema de lajes mistas nervuradas com UHPC. A Figura 2.15 representa esse tipo de estrutura em pontes.

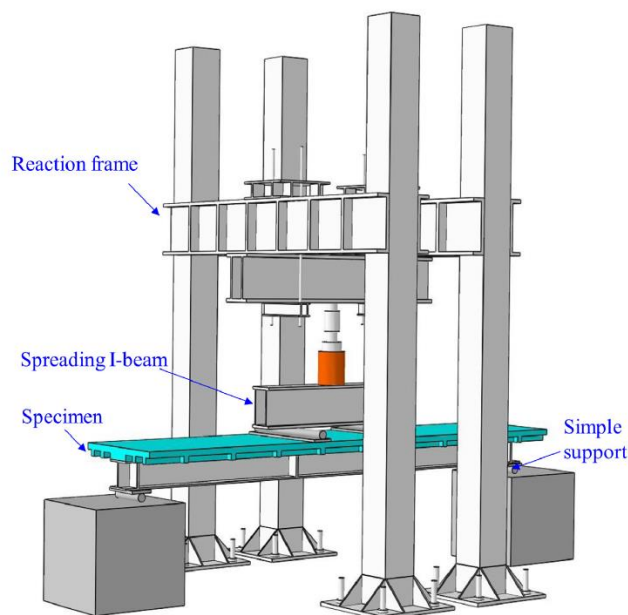
Figura 2.15: Lajes nervuradas sobre perfis de aço



Fonte: Zhu et al. (2020)

Foram ensaiadas seis vigas com o objetivo de estudar seu comportamento sob carregamento concentrado em dois pontos (Figura 2.16). Foram investigados os efeitos da altura das nervuras, da espessura da laje e dos espaçamentos das nervuras longitudinais e transversais. Além disso, modelos teóricos foram desenvolvidos para prever a resistência última à flexão e ao cisalhamento das vigas mistas de UHPC e aço.

Figura 2.16: Representação do ensaio de flexão em dois pontos

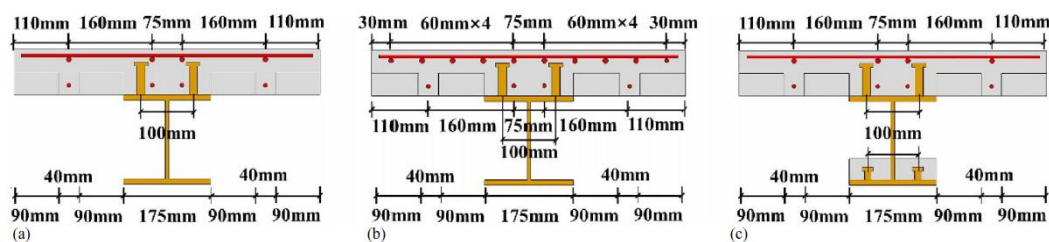


Fonte: Zhu et al. (2020)

Os resultados dos ensaios e das análises teóricas indicaram que se trata de um sistema estrutural eficiente e promissor para aplicação em pontes. Foi observado que a falha por cisalhamento ocorreu na maioria das vigas devido a formação de trincas diagonais de cisalhamento na laje nervurada e flambagem por cisalhamento na alma da viga de aço. Além disso, o modelo teórico desenvolvido para prever a resistência à flexão das vigas mistas apresentou uma boa concordância com os resultados experimentais de duas vigas com modo de falha à flexão devido o esmagamento do concreto.

Zhu et al. (2022a) avaliaram o comportamento de vigas mistas com lajes nervuradas submetidas a momentos negativos. Para isso foram propostas três vigas. A Figura 2.17 mostra as seções transversais dos elementos ensaiados. As vigas (a) e (b) diferem-se pela quantidade de barras de reforço e a distância dos conectores de cisalhamento. Já a viga (c) tem a proposta de um trecho de 1,2 m no centro do perfil parcialmente revestido com concreto.

Figura 2.17: Representação das seções transversais testadas



Fonte: Zhu et al. (2022a)

A partir dos ensaios foi possível observar o comportamento de falha à flexão no concreto com as trincas principais se desenvolvendo ao longo das lajes nervuradas e as demais trincas, densamente distribuídas. Verificou-se, também, que o trecho parcialmente revestido contribui para a estabilidade local, formação de fissuras e resistência a flexão sob momentos negativos. Para que essa contribuição ocorra, os autores apresentaram o comprimento e largura mínimos de 50% do vão e 20% da largura da mesa, respectivamente.

2.1.3 Estudos numéricos com vigas mistas

Os trabalhos com simulações em vigas mistas de aço e concreto de ultra alto desempenho são recentes e seu número têm crescido consideravelmente (TONG et al., 2022; ZHANG et al., 2022). Os *softwares* que aplicam o método dos elementos finitos oferecem diferentes maneiras de simular uma mesma condição de ensaio, mas de maneira geral, observa-se que os principais trabalhos de simulações numéricas de vigas mistas com UHPC estão sendo feitos no *software* ABAQUS.

Nos elementos da viga: laje de concreto e perfil de aço são comumente utilizados elementos do tipo sólido tridimensional hexaédrico com oito nós e integração reduzida (C3D8R) com interações do tipo *surface to surface* (superfície a superfície). O contato entre a laje e o perfil é simulado com interações de *hard contact* (contato rígido) nas direções normais e *penalty function* (função de penalidade) nas direções tangenciais.

As barras de aço, na grande maioria dos trabalhos os elementos são do tipo treliça (T3D2) a interação os elementos de barra e o a região de concreto são do tipo *embedded* (embutido), onde os deslocamentos de uma parte subordinada é dependente da região hospedeira. Para consideração do comportamento não-linear do concreto é utilizado o modelo

Concrete Damage Plasticity (CDP). Essas configurações de elementos acima são utilizadas em diversos estudos (WU et al., 2023; ZHANG et al., 2022b; ZHU et al., 2022a; Zhu et al., 2022b).

Para simulação dos conectores de cisalhamento, em alguns trabalhos, os pinos são modelados com elementos do tipo C3D8R com interações do tipo *surface to surface* com o concreto e interações do tipo *tie* (acoplada) com a laje para simular a solda com o perfil (GE et al., 2023; TAN et al., 2022; ZHANG et al., 2022b).

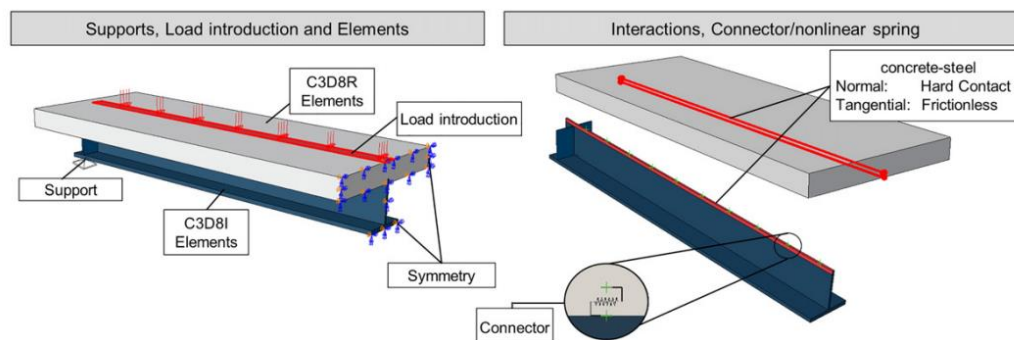
Uma outra maneira de simular o comportamento dos pinos é utilizando uma ligação do tipo *spring* (mola) ligando pontos da viga de aço e da laje de concreto nas posições onde estariam os conectores de cisalhamento (W. L. Lu et al., 2022; Tong et al., 2022; Xiao et al., 2022). Wu et al. (2023) e Zhu et al. (2022b) integraram os perfis de aço com os pinos e consideraram a ligação concreto-pinos do tipo *embedded*.

Classen (2018) desenvolveu alguns modelos tridimensionais em elementos finitos de vigas mista com concreto de ultra alto desempenho com base no trabalho de Heinemeyer (2011) com o objetivo explorar as limitações do uso de conexão parcial por cisalhamento em vigas com seções em T de aço e conectores de cisalhamento alternativos.

Para modelar a laje de concreto, elementos sólidos de oito nós (C3D8R) com funções de forma lineares e integração reduzida. A armadura longitudinal e transversal foi modelada com elementos de treliça de dois nós (T3D2). O perfil de aço foi modelado com elementos sólidos hexaédricos com modos incompatíveis (C3D8I). A fim de reduzir o tempo de processamento, metade da viga foi simulada a partir do eixo de simetria central considerando as devidas condições de contorno (Figura 2.18).

Na interação entre a viga e o concreto foi considerada uma ligação do tipo *hard-contact* na direção normal e na direção tangencial foi definido um contato sem atrito. Molas não lineares com um único grau de liberdade de translação paralelo ao eixo longitudinal da viga foram utilizadas para modelar o comportamento não linear de deformação dos conectores de cisalhamento na interface.

Figura 2.18: Condições de contorno e interações do modelo de Classen (2018)



Fonte: Classen (2018)

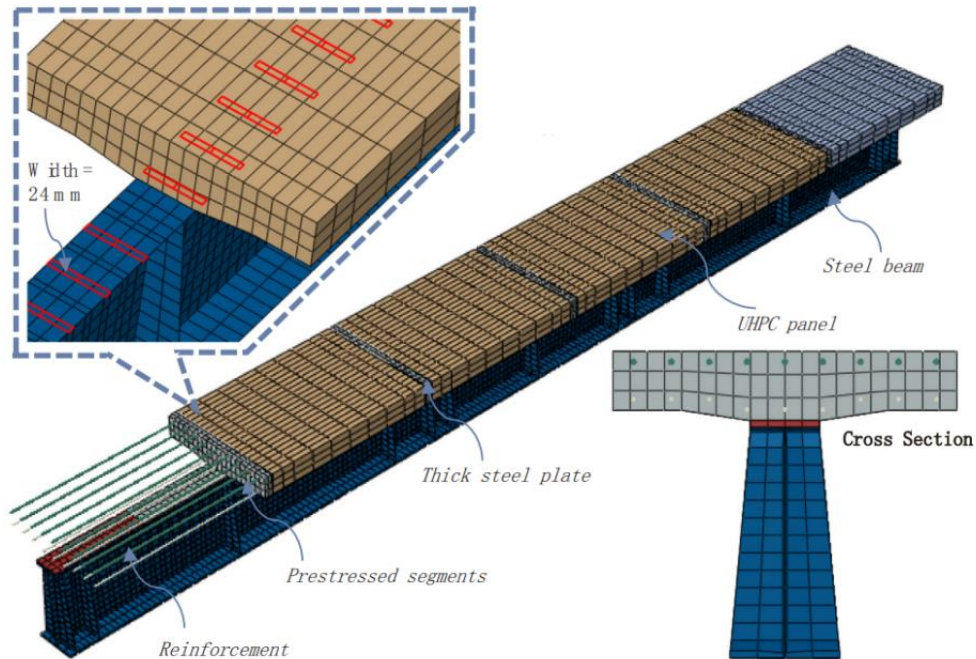
A partir dos resultados das simulações foram definidas algumas equações e critérios para dimensionamento de vigas mistas com seção do tipo T, principalmente em relação aos conectores de cisalhamento.

Wang et al. (2019) realizaram ensaios experimentais e numéricos em vigas mistas com painéis pré-moldados de UHPC conectados com parafusos e solda.

No modelo numérico, propriedades de contato foram aplicadas a dois tipos de interfaces, especificamente, as interfaces verticais entre os blocos de UHPC e as ligações de aço, e as interfaces horizontais entre a viga de aço e as placas de aço anexadas nos painéis de UHPC (Figura 2.19). Nas interfaces verticais, foi aplicado um contato rígido simples. Para a interface horizontal, foi usado um contato coesivo que pôde introduzir a rigidez, o início de danos e a evolução das superfícies de contato nas direções normal e de cisalhamento.

No modelo constitutivo do concreto à compressão foi considerada uma curva que até a resistência máxima tem comportamento parabólico e partir do pico decresce linearmente. Para tração foi utilizado um modelo bi linear.

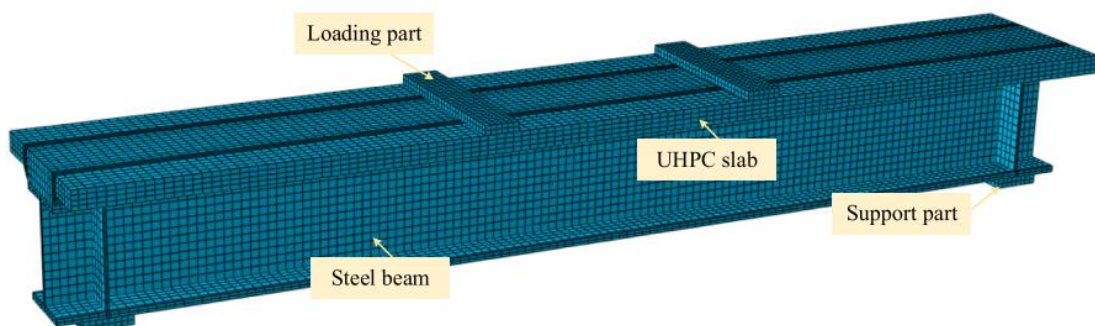
Figura 2.19: Modelo de elementos finitos de Wang et al. (2019)



Fonte: Wang et al. (2019)

Tong et al. (2022) realizaram ensaios experimentais em vigas mistas de UHPC e aço de alta resistência comparando diferentes tipos de graus de conexão de cisalhamento e diferentes arranjos para os pinos. A fim de comparar o modo de falha das vigas de UHPC e concreto armado foi desenvolvido um modelo em elementos finitos (Figura 2.20).

Figura 2.20: Modelo de elementos finitos de Tong et al. (2022)

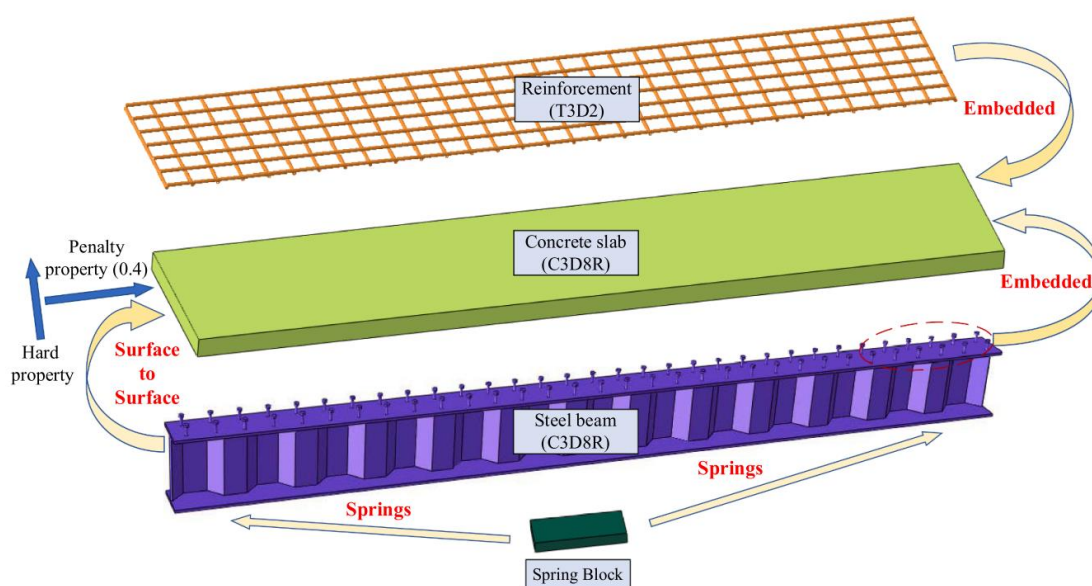


Fonte: Tong et al. (2022)

A análise numérica revelou que o modo de falha da viga mista tanto para o concreto armado como UHPC foi por esmagamento da laje de concreto. O dano ao concreto de resistência normal foi mais significativo que ao UHPC. A capacidade de carga de flexão da viga mista do UHPC foi 18% maior do que a viga com concreto de resistência normal.

Wu et al. (2023) realizaram comparações entre vigas mistas com concreto armado, concretos com compósitos cimentícios engenheirados (Engineered Cementitious Composite, ECC) e concretos de ultra alto desempenho. Após a etapa experimental foram realizadas simulações com modelos numéricos no ABAQUS. Os modelos constitutivos de compressão e tração do concreto foram determinados a partir dos ensaios realizados com os concretos na etapa experimental. As malhas foram definidas com 20 mm para o concreto e os enrijecedores, e 25 milímetros para o perfil de aço e os conectores de cisalhamento. A Figura 2.21 representa os tipos de elementos e interações utilizados.

Figura 2.21: Materiais e interações do modelo de Wu et al. (2023)

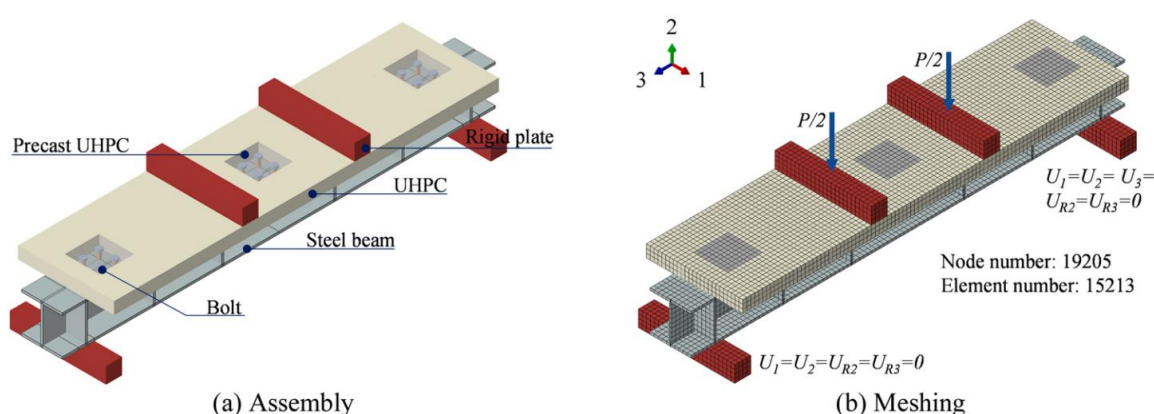


Fonte: Wu et al. (2023)

Os resultados da simulação por elementos finitos indicaram que o aumento da resistência do aço tem o maior impacto na capacidade de flexão sob momentos negativos na viga mista de aço-UHPC. De forma similar e significativa, o desempenho de flexão sob momentos negativos da viga mista de aço-ECC também responde positivamente ao aumento da resistência do aço e dos reforços.

Ge et al. (2023) realizaram um estudo numérico (Figura 2.22) a partir dos resultados experimentais obtidos por Fang et al. (2022). O objetivo do estudo foi avaliar o desempenho mecânico das vigas mistas a partir da alteração de parâmetros como: área da seção de aço, área da seção de concreto, diâmetros das barras de aço e dos conectores de cisalhamento. O tamanho das malhas utilizadas no concreto e na viga de aço foi de 25 mm. Nos conectores de cisalhamento, 2 mm.

Figura 2.22: Materiais e condições de contorno do modelo

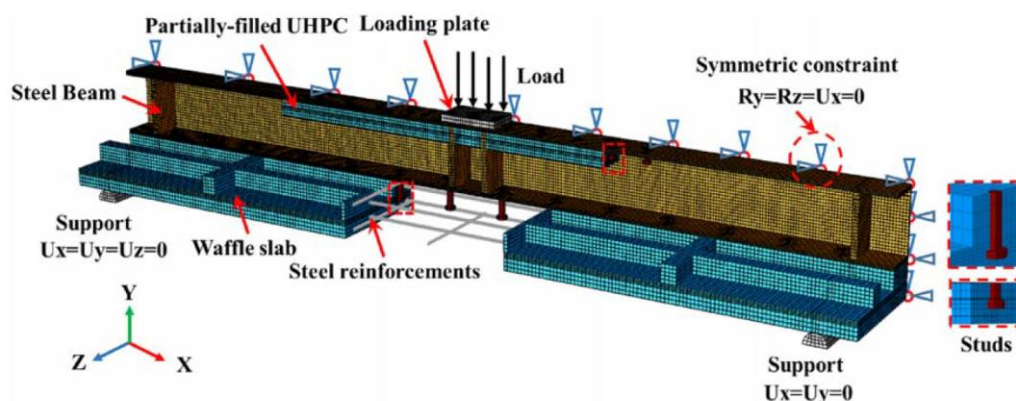


Fonte: Ge et al. (2023)

Com os resultados obtidos, concluiu-se que o aumento da resistência do aço da seção do perfil resulta em uma maior carga de escoamento e carga última, além de maior dissipação de energia, porém com redução da ductilidade. Além disso, a taxa de armadura da laje de concreto e o diâmetro dos conectores de cisalhamento têm efeitos limitados na carga última da viga mista, mas influenciam na deflexão e na ductilidade.

Zhu et al. (2022a) além de realizarem os ensaios experimentais, já citados, desenvolveram numéricos para uma avaliação paramétrica (Figura 2.23). Devido a simetria, a modelagem foi realizada com as vigas pela metade no eixo longitudinal. A dimensão das malhas utilizadas foi de 10 mm.

Figura 2.23: Materiais e condições de contorno do modelo



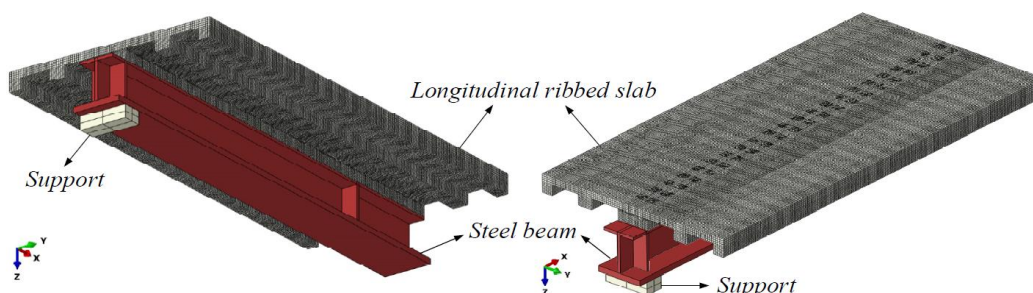
Fonte: Zhu et al. (2022a)

A partir dos resultados experimentais e numéricos foi possível validar as equações propostas para dimensionamento em projeto. Os resultados numéricos serviram de validação para o modelo de cálculo teórico proposto. A largura do vão e a relação altura de nervura foram identificadas como os parâmetros mais sensíveis que afetam o efeito de cisalhamento longitudinal, enquanto o número de nervuras transversais tem uma influência muito leve.

No trabalho de Tan et al. (2022) foi aplicado o método de simulação de barras para analisar o efeito de escoamento por cisalhamento em vigas mistas de aço-UHPC e definir equações para dimensionamento de estruturas com esses elementos na fase elástica. Além disso, foram investigados alguns parâmetros estruturais que podem afetar o efeito de escoamento por cisalhamento em vigas mistas de aço-UHPC nervuradas, incluindo a razão largura-vão, a razão de altura das nervuras longitudinais, a razão de largura das nervuras longitudinais e o número de nervuras transversais, com sua sensibilidade e interações estudadas usando análise ortogonal.

Uma condição de contorno de simetria foi definida na seção de meia extensão da viga principal, e os deslocamentos nas direções Y e Z foram limitados no ponto de apoio (Figura 2.24). Uma carga concentrada foi distribuída sobre a laje de UHPC na posição do diafragma. Como apenas a fase elástica do experimento foi considerada, todos os materiais são assumidos como materiais elásticos.

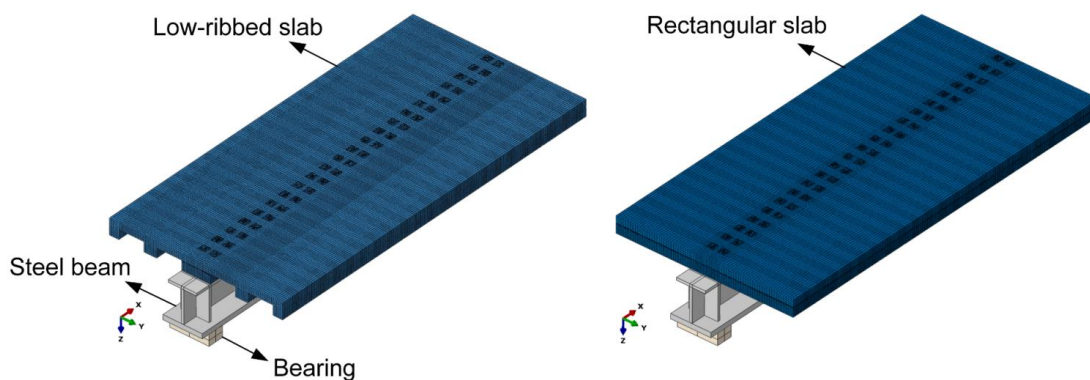
Figura 2.24: Modelo de elementos finitos



Fonte: Tan et al. (2022)

Zhang et al. (2022b) propuseram o modelo de cálculo analítico para avaliar o comportamento do deslizamento por cisalhamento de vigas mistas com nervuras longitudinais. A fim de validar o modelo de cálculo foram realizados testes experimentais e numéricos. A Figura 2.25 mostra os dois modelos desenvolvidos com laje nervurada e com laje regular.

Figura 2.25: Modelo de elementos finitos

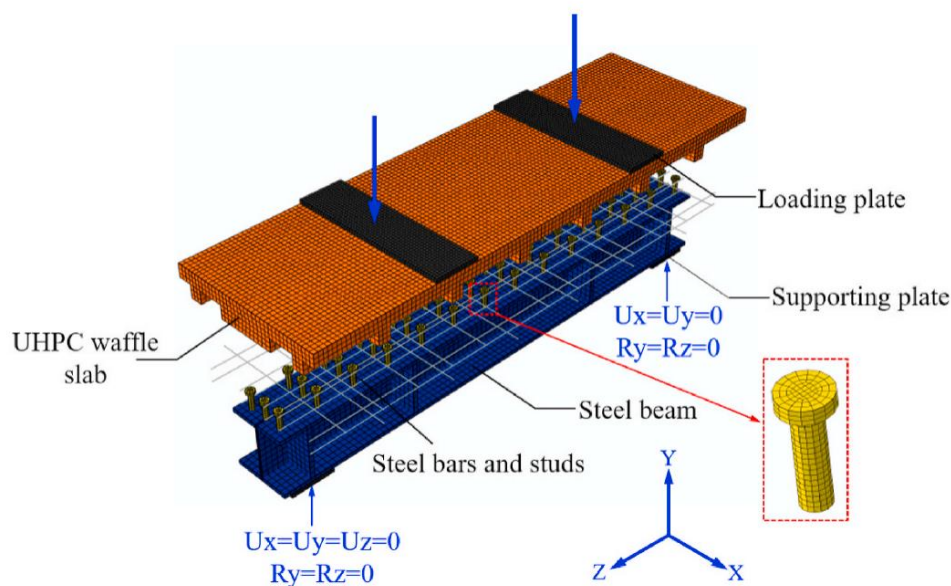


Fonte: Zhang et al. (2022b)

A partir dos resultados numéricos pode-se observar que o efeito do deslizamento por cisalhamento foi mais evidente nas lajes com nervuras do que nas lajes com seção retangular constante.

Zhu et al. (2022b) realizaram um estudo paramétrico a partir das vigas mistas ensaiadas experimentalmente por Zhu et al. (2020b). Foram utilizadas malhas de 10 mm para o perfil de aço, enrijecedores e laje nervurada, e malha de 5 mm para os conectores de cisalhamento. A Figura 2.26 apresenta um esquema do modelo com as condições de contorno.

Figura 2.26: Condições de contorno e materiais do modelo



Fonte: Zhu et al. (2022b)

A partir dos modelos analisados foram obtidos diversos comportamentos de acordo com a variação dos parâmetros como: relação de altura entre laje e nervuras, relação entre altura e largura da laje, e o grau de conexão de cisalhamento. Os resultados foram utilizados para validação de um modelo teórico.

2.2 CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO

Na década de 1990 foram realizados os primeiros estudos do que se chamava na época de concreto de pós reativos (*reactive power concrete*) que teve esse nome devido a quantidade maior de materiais finos e das reações desses materiais durante o processo de hidratação do cimento. O resultado dessas pesquisas levou a produção de concretos com resistências entre 230 e 810 MPa (Richard & Cheyrezy, 1995).

Essas altas resistências são possíveis devido a matriz ser densa, geralmente sem o uso de agregados graúdos, e com baixo fator água-cimento, resultando em um melhor desempenho mecânico e maior durabilidade.

Algumas das principais normas sobre concreto de UHPC são a norma americana ASTM C1856 (2017), as normas francesas ASTM C1856 (2017), NF P 18-710 (2016) e NF P 18-451

(2019), e a norma chinesa GB/T31387 (2015). Essas normas definem propriedades mecânicas mínimas para que um concreto seja considerado de ultra alto desempenho. De maneira geral, os valores mínimos de resistência a compressão vão de 100 MPa até 150 MPa e para resistência a tração no limite de elasticidade são apresentados valores entre 6 MPa e 12 MPa. Apesar da divergência nesses valores limites, os valores elevados de resistência a compressão, densidade granular e ductibilidade, bem como a baixa porosidade são pontos em comum entre as normas.

Em 1997, a primeira aplicação do UHPC na construção civil ocorreu na passarela de Sherbrooke, no Canadá (Figura 2.27). A qual consiste em seis módulos de dez metros que foram unidos com cabos de protensão, uma vez que os módulos não possuíam armadura passiva. O concreto utilizado apresentou resistência à compressão de 200 MPa. Desde então, várias passarelas e obras de arte foram construídas em todo o mundo utilizando o UHPC, incluindo Japão, Coreia do Sul, Estados Unidos, França e Alemanha (Blais e Couture, 1999).

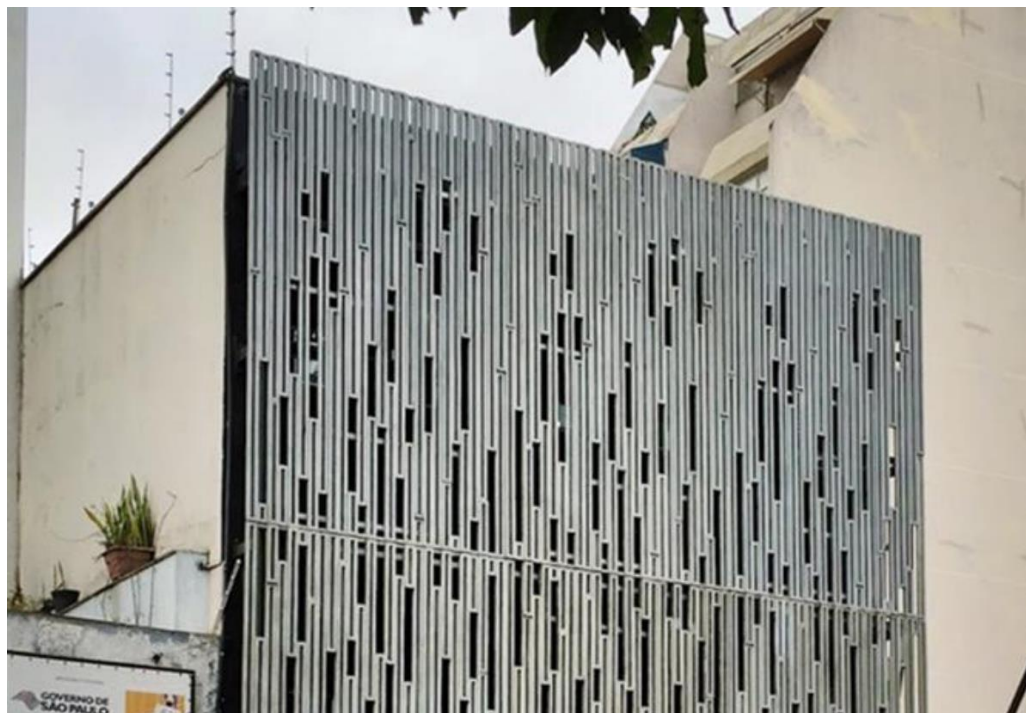
Figura 2.27: Passarela de UHPC em Sherbrooke, Canadá



Fonte: BLAIS e COUTURE, 1999.

No Brasil, a primeira utilização do UHPC ocorreu na fachada do prédio do Ministério das Relações Exteriores, em São Paulo (Figura 2.28). A fachada é composta por oito placas de 2,5 metros de comprimento, 4,5 metros de altura e espessura média de 3 centímetros (Muller et al., 2017).

Figura 2.28: fachada do prédio do Ministério das Relações Exteriores, São Paulo



Fonte: MULLER et al. (2017)

2.2.1 UHPC com fibras

A inclusão de fibras em matrizes cimentícias tem como resultado o aumento da ductilidade e regulação da abertura de fissuras. Assim como o concreto convencional, o UHPC apresenta comportamento frágil. A utilização de fibras melhora seu desempenho mecânico, principalmente em relação a tenacidade e resistência à tração (Ravichandran et al., 2022).

Existem diversos tipos de fibra que podem ser utilizadas no UHPC (Figura 2.29). As características como: teor incorporado, geometria, orientação na mistura e as propriedades dos materiais. A Tabela 2.1 apresenta as propriedades mecânicas das principais fibras utilizadas no UHPC.

Figura 2.29: Tipos de fibras utilizadas no concreto



Fonte: Buttignol et al. (2017)

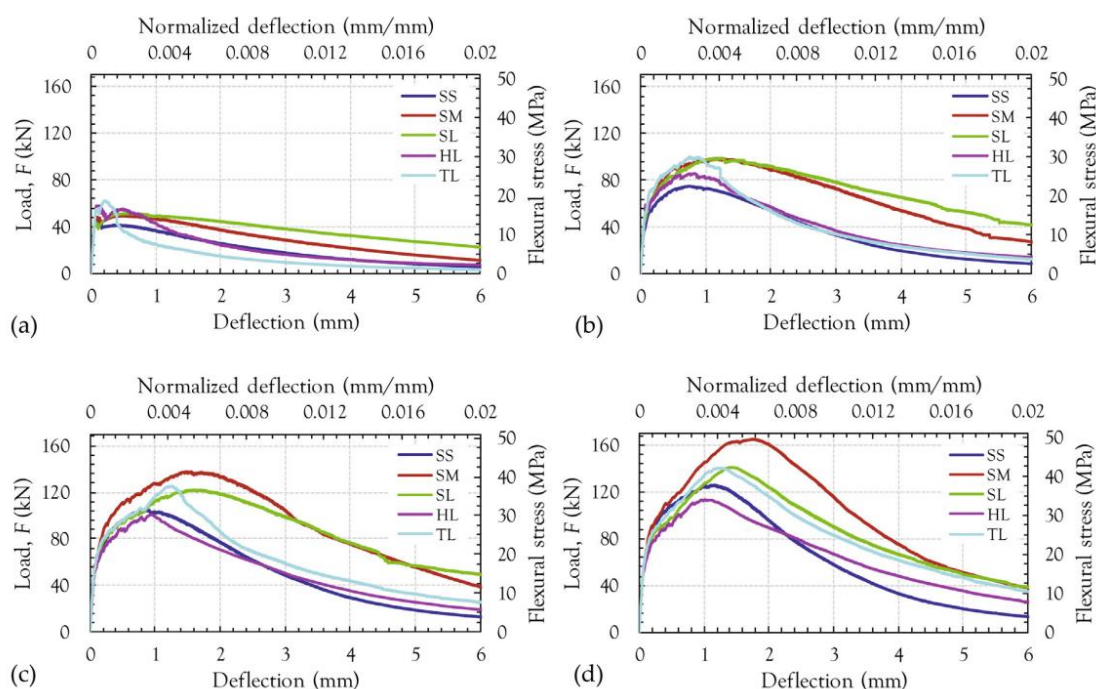
Tabela 2.1: Propriedades mecânicas das principais fibras utilizadas no concreto

Tipos de Materiais	Fibra	Densidade (g/cm ³)	Alongamento (%)	Módulo de Elasticidade (Gpa)	Resistência à tração (MPa)
Metálicos	Aço	7,80	0,5 - 0,4	200 - 250	280 - 2800
	Amianto	2,75	0,3 - 0,6	84 - 140	500 - 980
Inorgânico	Basalto	2,65 - 2,80	3 - 3,2	89 - 110	3000 - 4840
	Vidro	2,74	2,5 - 3,5	70 - 80	1400 - 2500
	Aramida	1,44	2,1 - 4,5	60 - 120	2500 - 3100
	Acrílico	1,18	9 - 11	16 - 23	800 - 950
	Álcool poli vinílico	1,30	6 - 17	60 - 120	2500 - 3100
	Polietileno	0,96	3 - 4	5 - 6	200 - 300
Sintéticos	Poliéster	1,38	11 - 15	6 - 18	730 - 1200
	Tereftalato de polietileno	1,30 - 1,40	11,2	3,1 - 10	420 - 450
	Polipropileno	0,91	15 - 25	3,5 - 11	300 - 770
	Nylon	1,16	18 - 20	4,2-5,2	900 - 960
	Sisal	1,34 - 1,45	3 - 5	13 - 26	280 - 750
	Palma	1,36 - 1,46	-	0,6	20 - 60
Natural	Lã	1,30	-	3,5	160
	Cânhamo	1,40 - 1,50	1 - 3,5	23,5 - 90	270 - 900
	Kenaf	1,40	1,5 - 2,7	14,5 - 53	220 - 930
	Coco	1,15-1,46	15 - 51,4	2,8 - 6	90 - 230
	Linho	1,50	-	50 - 70	500- 1500
	Bagaço	1,30	1,1	17 - 27	220 - 290
A base de carbono	Nanotubos de carbono	-	-	1000 - 1800	1100 - 6300

Fonte: Ravichandran et al. (2022)

As fibras têm resistências à tração maiores do que as tensões de ruptura do UHPC. Consequentemente, elas são solicitadas após a formação das primeiras fissuras no compósito. A quantidade de fibras tem grande influência na resistência a tração e flexão do concreto. A Figura 2.30 apresenta os resultados obtidos por Yoo et al. (2017) onde foram testados diferentes quantidades e tipos de fibras em amostras de UHPC.

Figura 2.30: Comportamento mecânico do UHPC para diferentes tipos e porcentagens de fibras: (a) 0,5%; (b) 1,0%; (c) 1,5%, (d) 2,0%

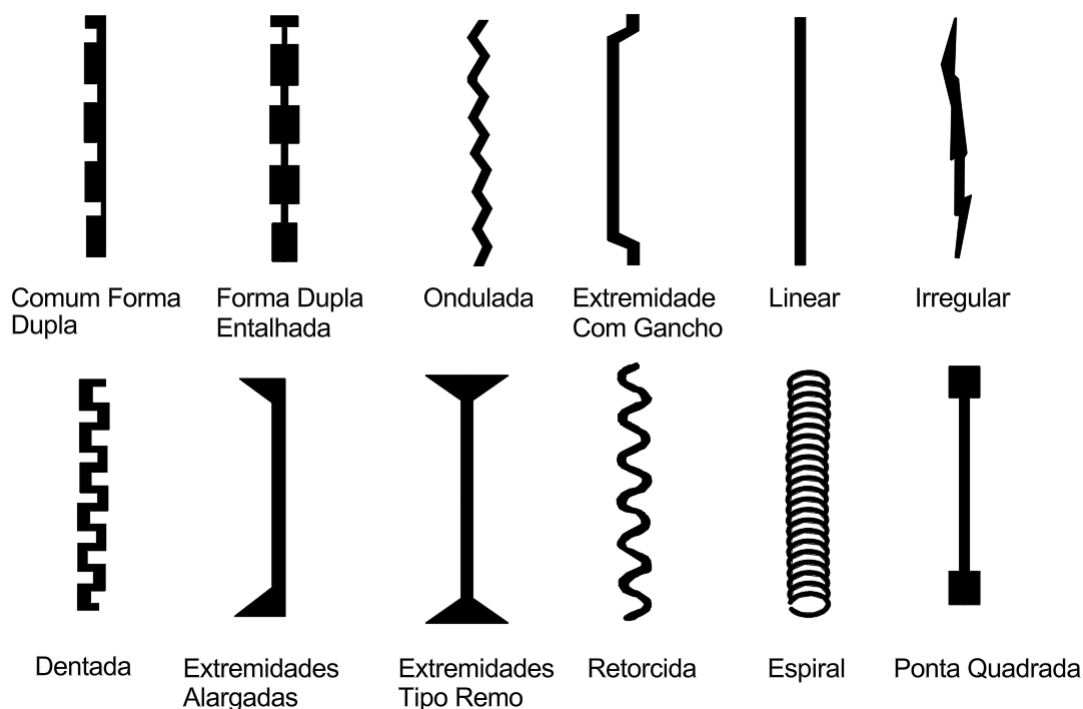


Fonte: Yoo et al. (2017)

Pode se observar que existe um ganho significativo de resistência conforme o aumento das porcentagens de fibra. A quantidade de fibras é, geralmente, limitada pelas normas em torno de 1% a 3%, a depender da norma e do material, para que se garanta a trabalhabilidade do concreto fresco e se garanta a segurança da estrutura. O excesso de fibras na matriz pode levar à concentração de fibras na matriz, prejudicando a capacidade de carga e a integridade do concreto.

As fibras podem ser encontradas em uma variedade de formas geométricas e tamanhos. Elas podem apresentar seção transversal cilíndrica, prismática ou poligonal, com superfícies corrugadas ou lisas (Figura 2.31). Para melhorar a ancoragem, podem ser elaborados elementos como ganchos ou deformações longitudinais por meio de dobras e torção das fibras.

Figura 2.31: Tipos de geometria das fibras de aço



Fonte: Adaptado de Ravichandran et al. (2022)

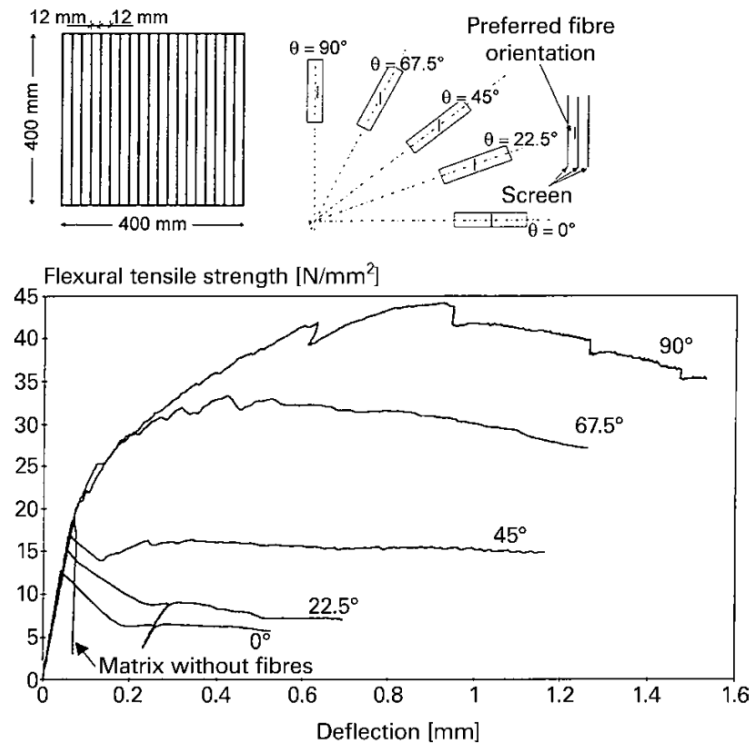
A orientação e distribuição das fibras têm um impacto significativo nas propriedades frescas e endurecidas do UHPC. Quando as fibras são alinhadas e dispersas na direção das tensões de tração, elas são mais eficientes para resistir às cargas externas. O alinhamento unidimensional das fibras ao longo do plano de carregamento é vantajoso para elementos que suportam flexão e carga axial, enquanto a distribuição aleatória é crucial para elementos submetidos a cargas em várias direções, como lajes.

A orientação das fibras é influenciada por vários fatores, como a forma como a mistura é extrudada, os métodos de lançamento, o campo eletromagnético, o formato do molde e a fluidez da mistura. Aumentar a viscosidade plástica da mistura de UHPC melhora a orientação das fibras, resultando em maior porosidade e durabilidade.

A Figura 2.32 ilustra a relação entre a orientação das fibras e a resistência à tração na flexão. O ângulo de 90° corresponde às fibras alinhadas na direção da aplicação da carga, enquanto o ângulo de 0° representa as fibras orientadas perpendicularmente à direção da flexão. Observa-se uma variação significativa na resistência à flexão com o aumento do ângulo de orientação das fibras, atingindo o valor máximo em 90° . Nesse ângulo, a resistência à flexão foi quase três vezes maior em comparação com a amostra em que as fibras estavam orientadas a 0° .

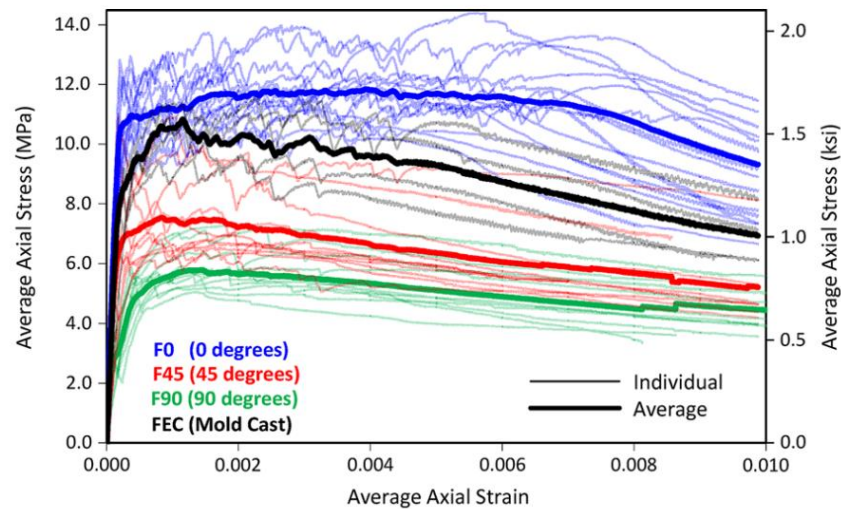
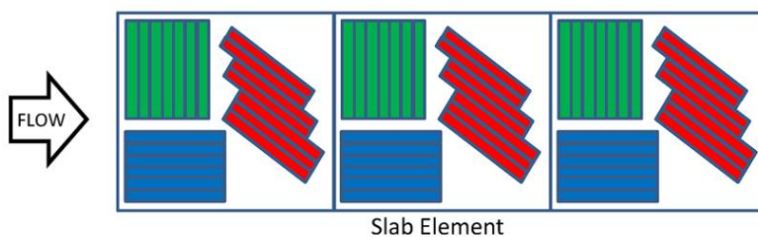
Na Figura 2.33, o ângulo de 0° representa as fibras alinhadas na direção da tração, enquanto o ângulo de 90° indica as fibras orientadas perpendicularmente a essa direção. Nota-se que as amostras com fibras alinhadas a 0° apresentaram, em média, o dobro da resistência em comparação com as amostras com fibras a 90° .

Figura 2.32: Resistência à flexão para diferentes ângulos em relação às fibras



Fonte: Fehling et al. (2014)

Figura 2.33: Resistência à tração para diferentes ângulos em relação às fibras



Fonte: Maya Duque e Graybeal (2017)

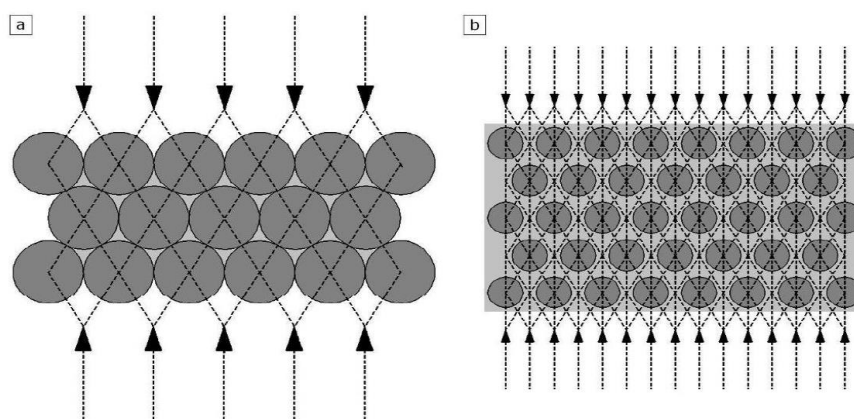
2.2.2 Comportamento à compressão

O Concreto de Ultra Alta Resistência apresenta uma resistência à compressão elevada, superiores aos Concretos de Alta Resistência e algumas rochas, como basalto e granitos selecionados. Essa resistência é resultado de diversos fatores, como a baixa relação água/aglomerante na matriz, o empacotamento granular dos materiais da mistura, a ausência de zonas frágeis e a presença de materiais que reagem com os produtos de hidratação do cimento.

Conforme Fehling et al. (2014) descreve, o UHPC, em comparação com concretos normais e de alta resistência, apresenta a característica de exibir um comportamento essencialmente elástico linear durante um período considerável em um teste de compressão uniaxial. Esse comportamento se mantém até pouco antes de atingir sua resistência à compressão, antes que a formação de micro trincas sinalize a transição para a falha. Esse padrão tem sido observado independentemente do tamanho máximo dos grãos presentes. Geralmente, o módulo de elasticidade situa-se na faixa de 45-55 GPa. A adição de bauxita pode elevar substancialmente esse valor para aproximadamente 70 GPa. Na ausência de fibras, o UHPC experimenta uma falha frágil, frequentemente se manifestando como uma ruptura súbita e explosiva durante testes de compressão.

Existem outros fatores que contribuem para alta resistência do UHPC. Dentre eles, destaca-se a utilização de adições pozolânicas como fíleres, resultando em uma matriz mais densa e coesa, o que influencia positivamente na resistência à compressão (Figura 2.34).

Figura 2.34: Distribuição de esforços no concreto convencional (a) e no UHPC (b)



Fonte: Walraven (2002)

Outro fator relevante é a aplicação de cura térmica nas primeiras horas após a concretagem do UHPC. A cura térmica é um processo em que o concreto é exposto a uma temperatura controlada, promovendo uma hidratação acelerada do cimento e uma reação química mais rápida e completa. Isso resulta em uma matriz de concreto mais densa e com uma microestrutura altamente homogênea (D. Wang et al., 2015).

O processo de cura térmica do UHPC é dividido em três etapas: aquecimento, estabilização e resfriamento, para evitar choque térmico na peça. Durante a etapa de aquecimento, a temperatura é elevada em 10°C por hora até atingir 90°C, sendo mantida por

CAPÍTULO 3 – METODOLOGIA

um período de 10 horas. Em seguida, a peça é resfriada naturalmente à taxa de 10°C por hora, até atingir a temperatura ambiente. A Tabela 2.2 apresenta alguns valores de resistência a compressão para diferentes temperaturas de cura térmica obtidos na literatura.

Tabela 2.2: Valores de resistência do UHPC com cura térmica

Autores	Resistência à compressão (MPa)		
	20 °C	90 °C	150 °C
Richard e Cheyrezy (1994)	170	230	630
Colleparadi et al. (1997)	155	160	195
Ma e Scheneider (2002)	150	200	-
Schmidt et al. (2003)	150	162	-
Heinz et al. (2004)	178	222	273
Soutsos et al. (2005)	135	185	-
Graybeal (2005)	160	205	230
Lee e Chisholm (2005)	153	200	-
Tam e Tam (2012)	-	144	200

Fonte: Soliman (2016)

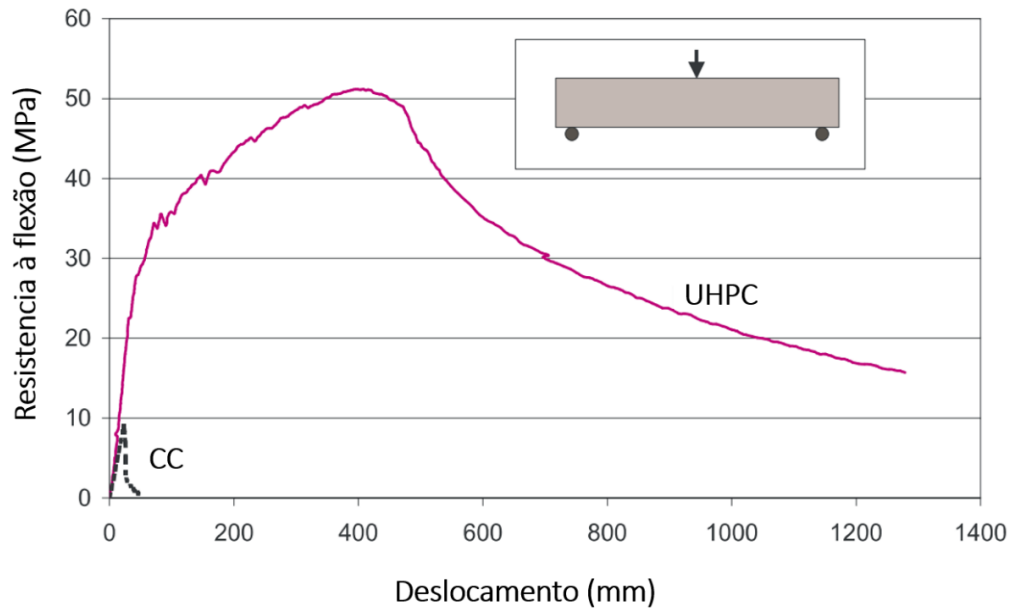
2.2.3 Comportamento à tração na flexão

Conforme Meng et al. (2017) destaca, o UHPC possui não apenas alta resistência à compressão, mas também outras propriedades que o tornam superior a outros tipos de concreto, especialmente em relação à resistência à tração. Essa característica permite que o UHPC suporte cargas antes e depois da fissuração sem apresentar falhas frágeis.

O UHPC apresenta resistência à tração direta que varia de 6 a 15 MPa, e em relação à tração na flexão, esses valores variam entre 25 e 40 MPa. Essas altas resistências à tração são alcançadas devido à interação em nível microscópico entre as fibras de aço e a matriz cimentícia, bem como à capacidade do material de sustentar as cargas aplicadas mesmo após o início da fissuração, como apontado por Spasojevic et al. (2008).

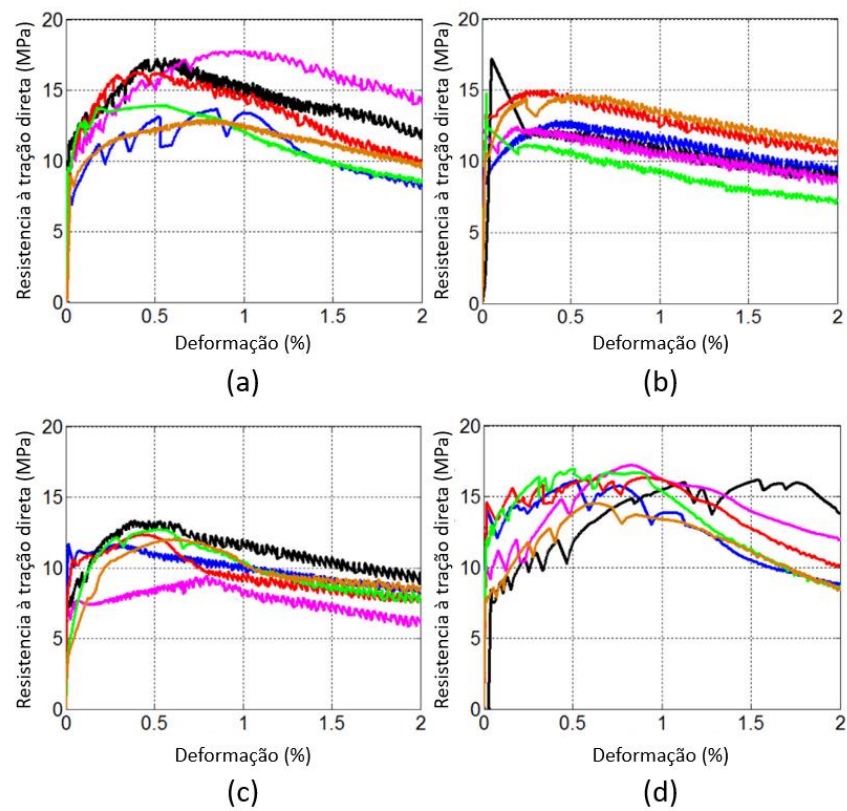
A Figura 2.35 mostra uma comparação da resistência a flexão de um prisma de concreto normal e UHPC. Observa-se que o UHPC apresenta resistência à flexão e o deslocamento significativamente maiores que o concreto convencional. A Figura 2.36 apresenta os resultados de Kang et al. (2016) que realizou testes de tração direta em UHPC com diferentes tipos e quantidades de fibras.

Figura 2.35: Comportamento do UHPC Ductal® quanto à flexão



Fonte: Adaptado de Lukasik et al. (2004)

Figura 2.36: Resistência a tração em diferentes composições de UHPC



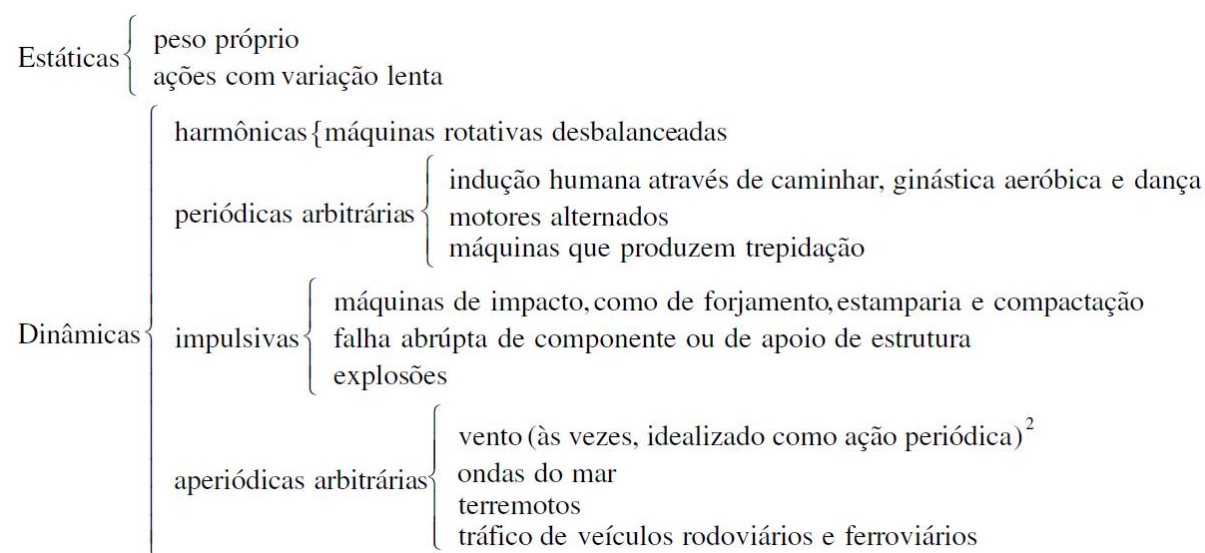
Fonte: Adaptado de Kang et al. (2016)

2.3 AÇÕES DINÂMICAS EM ESTRUTURAS

Na engenharia, as estruturas são sistemas ou arranjos de elementos que são projetados para suportar cargas e transmiti-las de forma segura e eficiente para as fundações. Os carregamentos nas estruturas, de maneira geral, podem ser classificados em dois tipos: estáticos e dinâmicos. As cargas estáticas atuam de forma constante e não variam com o tempo como é o caso das cargas permanentes (peso próprio e elementos permanentes da edificação). Já as cargas dinâmicas variam ao longo do tempo, geralmente em curtos períodos gerando efeitos dinâmicos na estrutura.

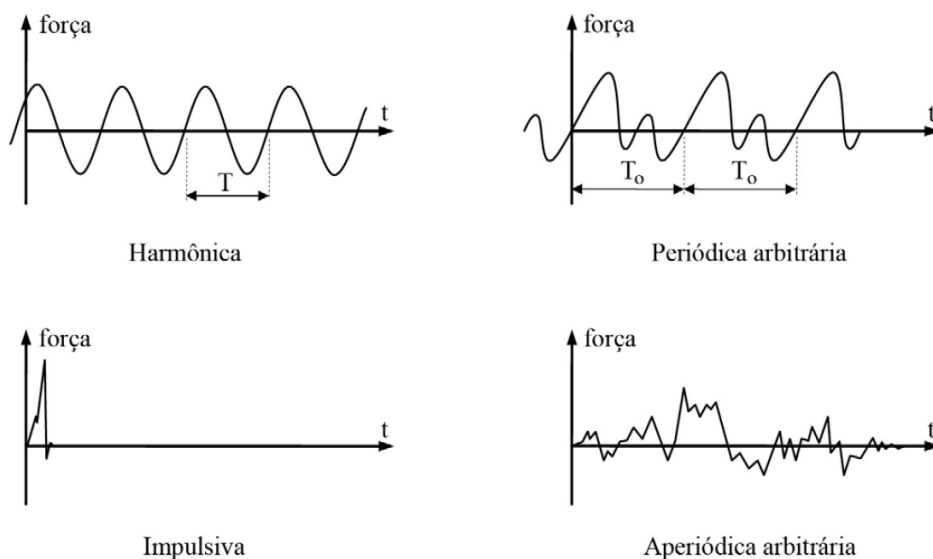
As principais ações dinâmicas observadas em estruturas são vento, sismos, movimentação de veículos e impactos. No esquema da Figura 2.37 estão descritas as principais fontes de forças externas em estruturas. A Figura 2.38 apresenta representações gráficas da atuação das forças externas dinâmicas em função do tempo.

Figura 2.37: Principais fontes de forças externas em estruturas



Fonte: Soriano (2014)

Figura 2.38: representações gráficas da atuação das forças externas dinâmicas em função do tempo



Fonte: Soriano (2014)

Para realização de projetos estruturais, existem diversas normas brasileiras que apresentam diretrizes e valores de carga mínimos a serem considerados:

- A ABNT NBR 8681 (2003) estabelece os requisitos necessários para a verificação da segurança das estruturas comuns na construção civil, além de definir os critérios para quantificação das ações e resistências a serem consideradas no projeto de estruturas de edificações em geral;
- A ABNT NBR 6120 (2019) define as condições necessárias para a determinação dos valores das cargas a serem consideradas no projeto estrutural de maneira geral;
- A ABNT NBR 6123 (1988) estabelece os requisitos para o projeto de estruturas de edificações em relação à ação do vento e fornecer critérios técnicos para a determinação das cargas de vento que atuam nas edificações, levando em consideração sua localização geográfica, altura, forma e exposição ao vento, com o intuito de garantir a segurança e estabilidade dessas estruturas;
- A ABNT NBR 7188 (2013) apresenta os valores característicos básicos das cargas móveis rodoviárias de veículos sobre pneus e as ações de pedestres a serem consideradas no projeto de pontes, viadutos, galerias, passarelas e edifícios-garagem;
- A ABNT NBR 15421 (2023) apresenta os procedimentos e requisitos para a verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil em relação às ações sísmicas. Esta norma também define os critérios para quantificação dessas ações e das resistências a serem consideradas no projeto das estruturas de edificações, independentemente de sua classe e destino, exceto nos casos previstos em Normas Brasileiras específicas.

Para a movimentação de veículos a ABNT NBR 7188 (2013) considera cargas moveis posicionadas como carregamentos de um veículo tipo e multidão, buscando-se a determinação das envoltórias de esforços, além das cargas horizontais geradas devido a frenagem dos veículos. A mesma norma prescreve que após a determinação dos esforços, estes devem ser multiplicados por coeficientes de ampliação, conforme a Equação.

$$q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad 2.1$$

Onde:

q : valor estático da carga móvel uniformemente distribuída majorado;

p : valor estático da carga móvel uniformemente distribuída;

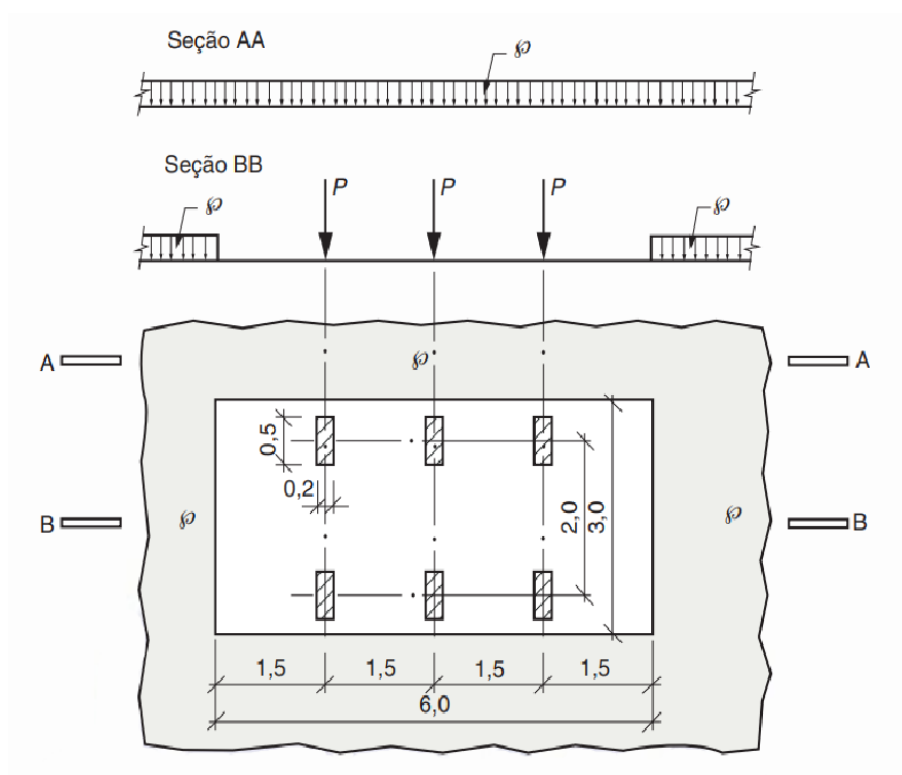
CIV : Coeficiente de impacto vertical;

CNF : Coeficiente do número de faixas;

CNF : Coeficiente de Impacto Acidental.

A carga móvel rodoviária padrão TB-450 é caracterizada por um veículo de 450 kN, composto por seis rodas distribuídas em três eixos com um espaçamento de 1,5 metros entre eles. A área total de ocupação desse veículo é de 18,0 metros quadrados (Figura 2.39).

Figura 2.39: A carga móvel rodoviária padrão TB-450



Fonte: ABNT NBR 7188 (2013)

2.3.1 Frequências naturais e modos de vibração

Frequências naturais, também conhecidas como frequências próprias ou frequências de ressonância, referem-se às frequências de vibração de um sistema mecânico ou estrutura que oscila livremente sem a presença de forças externas. São as frequências específicas em que uma estrutura ou sistema mecânico tem a tendência de vibrar com maior amplitude, sem a aplicação de forças externas contínuas.

Todos os elementos estruturais têm uma frequência natural devido às suas características mecânicas, como sua massa e rigidez (Soriano, 2014). Quando um sistema massa-mola de um grau de liberdade, em uma posição inicial é perturbado, ele tende retomar sua condição inicial. Esse movimento gera uma vibração em uma frequência específica, que é determinada pela sua massa, rigidez conforme a Equação 2.1.

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K}{m}} \quad 2.1$$

Onde:

K : Rigidez;

m : Massa.

Uma estrutura pode ter vários graus de liberdade e, conseqüentemente, várias frequências naturais de vibração. Porém, dentre essas frequências, destaca-se a primeira e mais significativa, conhecida como a frequência fundamental. Para a engenharia civil, essa frequência fundamental assume um papel de suma importância, uma vez que os engenheiros devem assegurar que, independentemente das cargas atuantes na estrutura, a vibração resultante não alcance esse valor crítico. A ABNT NBR 6118 (2023) estabelece que a frequência fundamental deve exceder em pelo menos 20% a frequência crítica de um projeto.

A frequência fundamental é uma referência crucial, pois quando uma estrutura alcança essa frequência, entra em um estado de ressonância. Esse fenômeno se manifesta quando um sistema linear elástico absorve energia por meio de excitações que possuem a mesma frequência de uma de suas frequências naturais de vibração. Conseqüentemente, o sistema entra em vibração com amplitudes crescentes.

No contexto das estruturas de engenharia civil, a ressonância pode causar deslocamentos excessivos. Um exemplo bem conhecido e estudado é o colapso da primeira ponte de Tacoma Narrows, nos Estados Unidos, em 1940 (Figura 2.40). Inicialmente, atribuiu-se a causa do colapso à ressonância devido às ações do vento. No entanto, posteriormente verificou-se que o colapso ocorreu devido à instabilidade aeroelástica. Esse fenômeno acontece em estruturas flexíveis imersas em um fluido, onde o escoamento do fluido ao redor da estrutura, combinado com uma oscilação inicial, transfere energia para a estrutura. Essa vibração aumenta a pressão dinâmica do fluido, intensificando ainda mais a vibração, em um fenômeno conhecido como *flutter*. Sem um mecanismo adequado para dissipar essa energia, as oscilações continuam a crescer, geralmente combinando flexão e torção, até resultar na ruína da estrutura (BILLAH e SCANLAN, 1991).

Figura 2.40: Colapso da ponte Tacoma Narrows, em 1940



Fonte: Billah e Scanlan (1991)

A determinação das frequências naturais em uma análise por Método dos Elementos Finitos (MEF) envolve a formulação de matrizes de rigidez e massa, aplicação de condições de contorno, resolução do problema de autovalor que relaciona essas matrizes com as frequências naturais e os modos de vibração da estrutura devido aos múltiplos graus de liberdade (MEIROVITCH, 2010).

Softwares que utilizam o MEF são empregados para encontrar os autovalores correspondentes às frequências e os autovetores que representam os modos de vibração. Os resultados obtidos são úteis para compreender o comportamento dinâmico da estrutura.

2.3.2 Fator de ampliação dinâmica

Os estudos sobre a movimentação de cargas em estruturas tiveram início na metade do Séc. XIX com Willis (1847). Atualmente, sabe-se da amplificação de efeitos existentes quando se compara uma carga estática e dinâmica atuando em uma estrutura. Nas normas utilizadas em dimensionamento de pontes são utilizados coeficientes de majoração das cargas estáticas para consideração dos efeitos dinâmicos.

De acordo com Deng et al. (2015), os principais termos utilizados nas normas, para os majoradores de efeito dinâmico, são: Fator de Impacto Dinâmico (em inglês, *dynamic Impact Factor*, IM), Tolerância de Carga Dinâmica (em inglês, *Dynamic Load Allowance*, DLA) e

Fator de Amplificação Dinâmica (em inglês, *Dynamic Amplification Factor*, DAF). Esses termos são equivalentes e sua relação é apresentada na Equação 2.2.

$$IM = DLA = DAF - 1 \quad 2.2$$

A Equação 2.3 é comumente utilizada para cálculo de cargas móveis

$$Qd = (1 + IM) \cdot R_{est} \quad 2.3$$

Onde:

Qd : Carga móvel;

IM : Fator de impacto;

R_{est} : Efeito da carga estática

O Fator de Impacto dinâmico pode ser determinado a partir da Equação 2.4.

$$DLA = \frac{R_{din} + R_{est}}{R_{est}} \quad 2.4$$

R_{din} e R_{est} representam, respectivamente, as respostas máximas dinâmica e estática em um determinado local de uma ponte. Esta definição simplesmente considera o máximo de ambas as respostas, independentemente de as duas respostas máximas ocorrerem simultaneamente.

A seguir serão apresentados os majoradores de efeito dinâmico das principais normas utilizadas em dimensionamentos de ponte.

2.3.4.1 Norma Estadunidense

Na norma AASHTO (2020), Standard Specifications for Highway Bridges, o DLA é definido primariamente pelos componentes de juntas de tabuleiro. Nos demais componentes o DLA varia conforme os estados limites, conforme a Tabela 2.3.

Tabela 2.3: DLA segundo a AASHTO (2020)

Componente	Estado Limite	DLA
Junta de Tabuleiro	Todos os estados limites	0,75
Todos os outros componentes	Estados limite de fadiga e fratura	0,15
Todos os outros componentes	Todos os outros estados limite	0,33

Fonte: Adaptado de AASHTO (2020)

A norma especifica, também, a Equação 2.5, que define o DLA para elementos enterrados como é o caso das vias em túneis. Onde, D_e é a espessura de terra sobre a estrutura.

$$DLA = 33(1 - 0,125D_e) \geq 0 \quad 2.5$$

2.3.4.2 Norma Brasileira

Na ABNT NBR 7188 (2013) o DAF de pontes rodoviárias é representado pela letra φ . A amplificação é dependente do vão teórico (L) conforme a Equação 2.6.

$$DAF = 1,4 - 0,007L \geq 1 \quad 2.6$$

2.3.4.3 Norma Europeia

A norma EN 1991-2 (2003) do *Eurocode* propõe ampliadores de acordo com o número de faixas (uma, duas ou quatro faixas), comprimento do vão (L) e com o tipo de esforços. As Equações 2.7 e 2.8 apresentam, respectivamente, o DAF para momento e cortante em pistas de uma faixa.

$$\begin{array}{ll} 1,7 & L \leq 5 \text{ m} \\ 1,85 - 0,03L & 5 \text{ m} < L < 15 \text{ m} \\ 1,4 & L \geq 15 \text{ m} \end{array} \quad 2.7$$

$$\begin{array}{ll} 1,4 & L \leq 5 \text{ m} \\ 1,45 - 0,01L & 5 \text{ m} < L < 15 \text{ m} \\ 1,2 & L \geq 15 \text{ m} \end{array} \quad 2.8$$

2.3.4.4 Norma Chinesa

Na norma JTG D60 (2015) são especificados baseados na frequência natural fundamental das pontes, conforme a Equação 2.9.

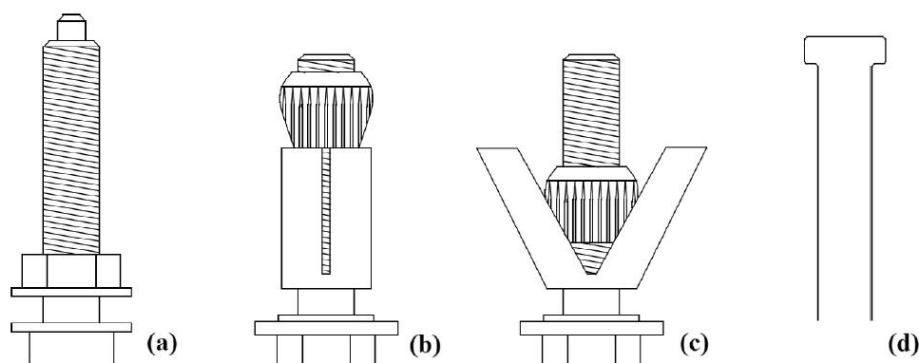
$$\begin{array}{ll} 0,05 & f < 1,5 \text{ Hz} \\ 0,1767 \ln(f) - 0,0157 & 1,5 \text{ Hz} \leq f \leq 14 \text{ Hz} \\ 0,45 & f > 14 \text{ Hz} \end{array} \quad 2.9$$

2.3.3 Análises dinâmicas em vigas mistas

A partir dos anos 2000, estudos com objetivo de compreender e formular o comportamento dinâmico das vigas mistas começaram a ser feitos. Esses estudos foram realizados de forma experimental, onde os resultados serviram de base e validação para os modelos analíticos (Berczyński e Wróblewski, 2005; Biscontin et al., 2000).

No estudo conduzido por Henderson et al. (2015a), foram realizados experimentos em vigas mistas empregando diferentes tipos de conectores de cisalhamento. O propósito foi analisar como cada tipo de conector afetava as frequências naturais das vigas. A Figura 2.41 mostra os quatro tipos de conectores estudados, onde os tipos “a”, “b” e “c” são três tipos de parafusos cegos e “d” é o pino soldado.

Figura 2.41: Conectores de cisalhamento estudados por Henderson et al. (2015a)



Fonte: Henderson et al. (2015a)

Os testes revelaram que as conexões por cisalhamento de diferentes tipos possuíam distintos níveis de rigidez, destacando-se os conectores “b” e “c” como os mais rígidos em comparação ao tipo “a” e ao pino soldado. O aumento na rigidez do conector resultou em frequências naturais mais baixas.

Os resultados obtidos desses experimentos posteriormente serviram de base para o desenvolvimento de um modelo analítico de cálculo onde as rigidezes dos conectores foram implementadas como valores de constantes nas equações (Henderson et al., 2015b). A comparação entre os resultados experimentais e o modelo analítico confirmou a eficácia deste.

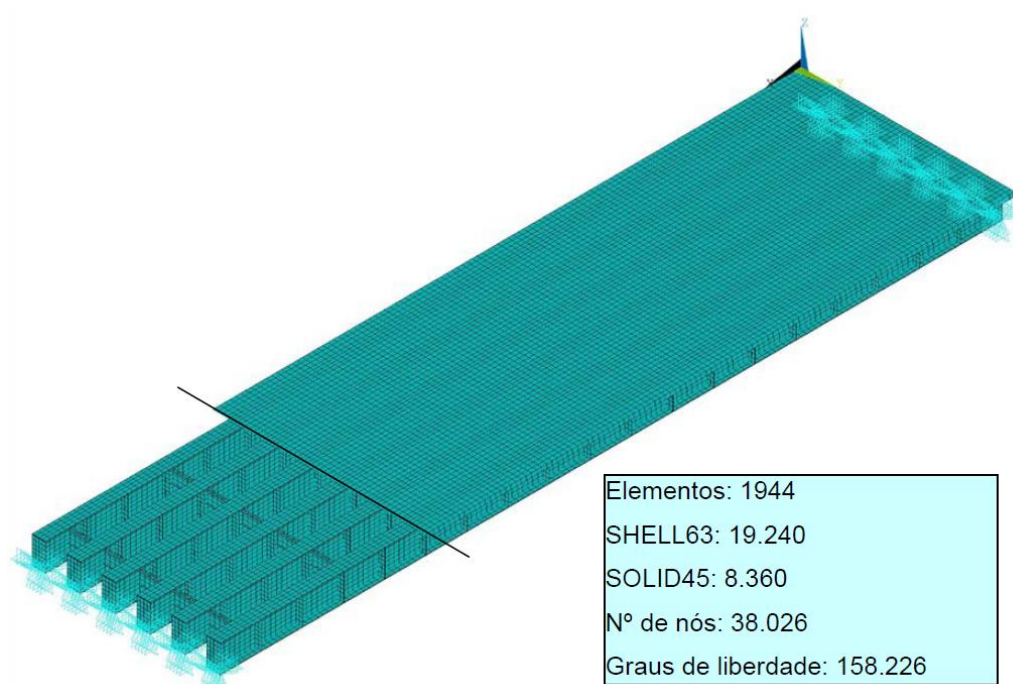
Outros trabalhos desenvolveram métodos de cálculo que foram validados a partir de simulações com método dos elementos finitos. Huang e Su (2008), analisaram o comportamento de vigas mistas sob cargas móveis de veículos de maneira analítica. Os resultados foram comparados com os obtidos a partir de modelos em método dos elementos finitos. O estudo forneceu informações sobre as frequências naturais, modos de vibração e comportamento dinâmico das vigas mistas com interação total e parcial.

De acordo com Yanling et al. (2017) na engenharia prática, existem dois tipos de fontes que podem gerar vibrações forçadas em vigas mistas. Um é a ação de máquinas em uma fábrica, e o outro é a carga de veículos em movimento em pontes. Muitos trabalhos experimentais até então tiveram como foco as vibrações livres das vigas. Esse estudo teve por objetivo avaliar o comportamento de três vigas mistas sob ação de forças harmônicas.

Os resultados indicam que a deflexão no meio do vão e o deslizamento entre os elementos são predominantemente influenciados pelas cargas estáticas. Por outro lado, a amplitude do deslizamento e a aceleração no meio do vão são principalmente resultado das cargas dinâmicas.

Silva (2014) realizou uma análise dinâmica de uma ponte rodoviária de estrutura mista (aço e concreto), com o propósito de avaliar os danos e a vida útil sob fadiga. A ponte foi submetida ao tráfego de diversos tipos de veículos nacionais e internacionais, em conformidade com as normas vigentes. O modelo desenvolvido no *software* ANSYS® foi composto por uma laje de concreto sobre seis vigas metálicas bi apoiadas (Figura 2.42). A interação veículo estrutura se deu pela aplicação de forças aperiódicas na laje ao longo do tempo conforme o método desenvolvido por Melo (2007).

Figura 2.42: Modelo de elementos finitos de Silva (2014)

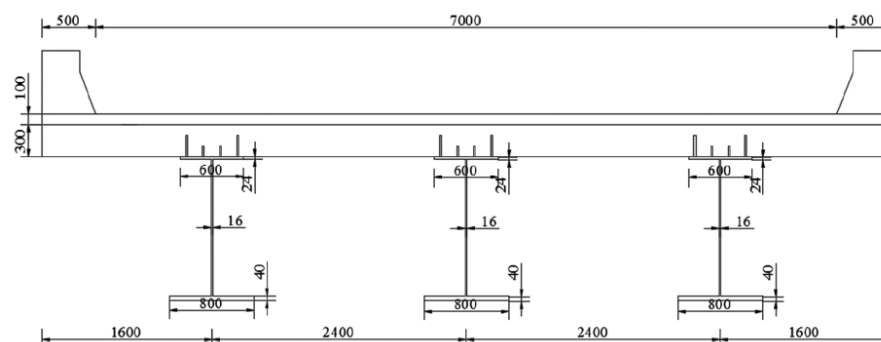


Fonte: Silva (2014)

A partir dos resultados, pode-se determinar os modelos de veículos das normas ABNT NBR 7188 (1984), AASHTO (1996), CHBDC (2010) e Eurocode (2002) que geraram as maiores tensões nas vigas. Além disso, evidenciou-se que a resposta dinâmica mais significativa não está vinculada à magnitude do carregamento estático. Em vez disso, sua importância está associada à frequência de excitação e às flutuações cíclicas nas tensões ao longo do tempo.

Gao et al. (2021) estudaram uma ponte de viga simplesmente apoiada composta de aço-concreto em forma de T (Figura 2.43), de pequeno e médio vão (20 a 40 metros), com uma laje de concreto moldada no local como aba.

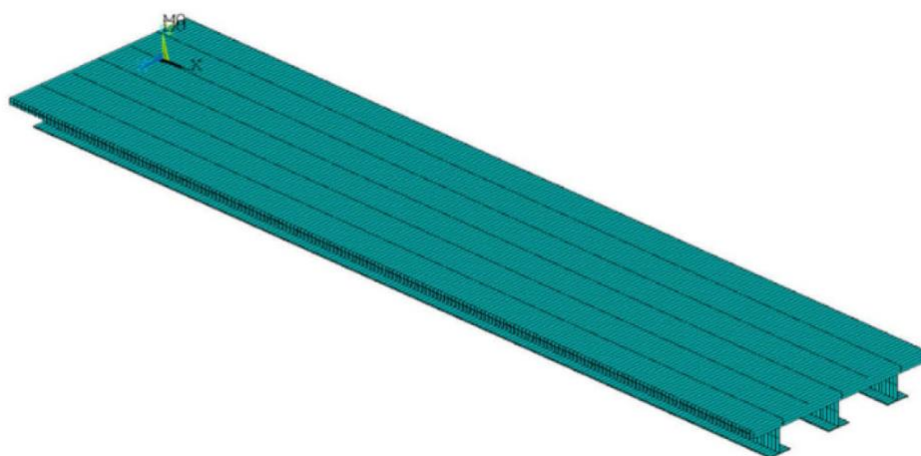
Figura 2.43: Seção da ponte estudada



Fonte: Gao et al. (2021)

A análise foi realizada utilizando o método dos elementos finitos no ANSYS® e foram avaliados parâmetros como posição, carga e velocidade do veículo, rugosidade do pavimento, comprimento do vão, altura dos perfis de aço e tipos de conectores de cisalhamento. A Figura 2.44 apresenta um dos modelos desenvolvidos.

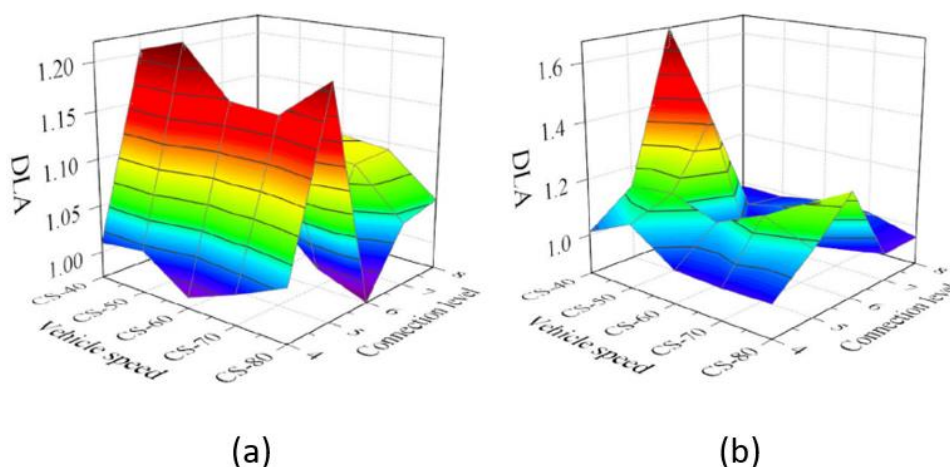
Figura 2.44: Modelo de elementos finitos de Gao et al. (2021)



Fonte: Gao et al. (2021)

A partir do modelo foram correlacionados os parâmetros estudados com o DLA. A Figura 2.45 mostra dois dos trinta gráficos apresentados no estudo.

Figura 2.45: Acréscimo dinâmico de deslocamento (a) e esforço cortante (b) em função da velocidade e nível de conexão

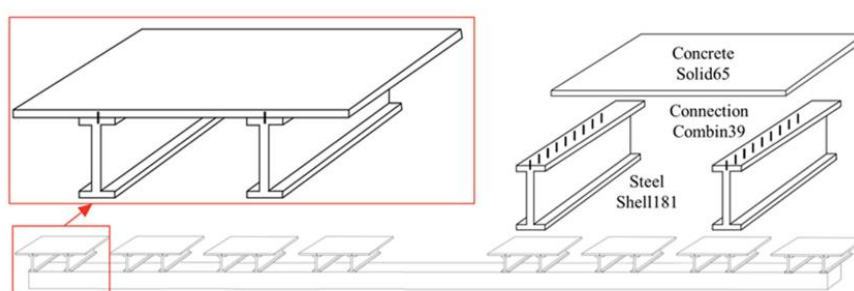


Fonte: Gao et al. (2021)

Pode-se concluir com o trabalho a respeito do efeito significativo das frequências da ponte e do veículo sobre o acréscimo de carga dinâmica, além da possibilidade de ressonância. Além disso, pode-se observar que o CDA dos conectores de cisalhamento responde de maneira semelhante à velocidade do veículo e à rugosidade do pavimento, evidenciando a complexidade dessas interações no comportamento dinâmico de pontes.

De maneira semelhante, Guo et al. (2021) desenvolveram um modelo numérico de uma ponte de vigas mistas, na configuração de seção transversal em forma de “pi” (Figura 2.46).

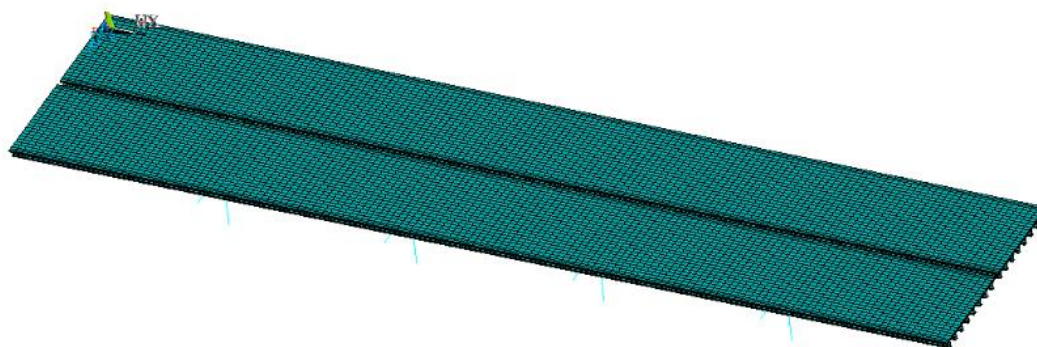
Figura 2.46: Esquema das vigas com seção “pi”



Fonte: Guo et al. (2021)

Nesse modelo, foi estudado o desempenho dinâmico da ponte (Figura 2.47). Foram considerados diversos parâmetros, como velocidades de deslocamento dos veículos, pesos dos veículos, valores de rigidez do deslizamento da interface entre aço e concreto, valores de irregularidade no tabuleiro da ponte e diferentes posições das seções ao longo da ponte.

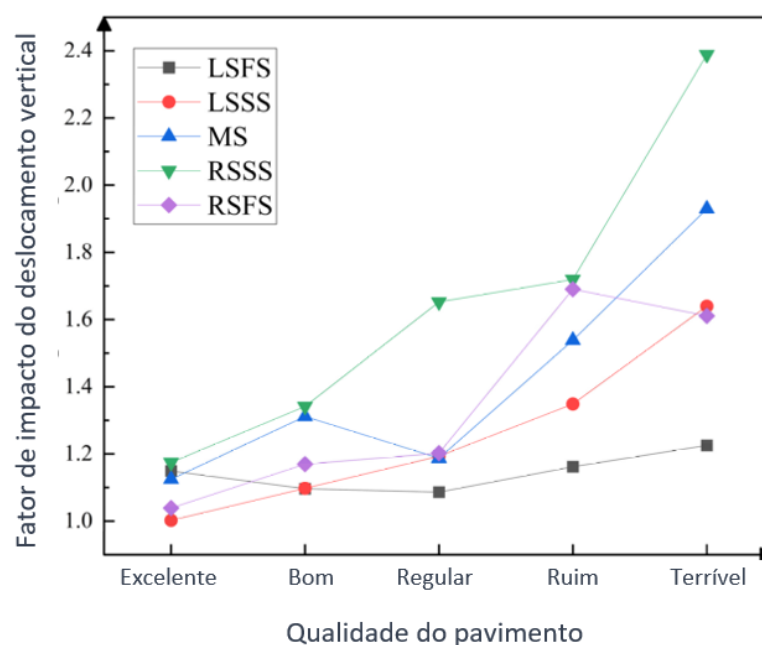
Figura 2.47: Modelo de elementos finitos



Fonte: Guo et al. (2021)

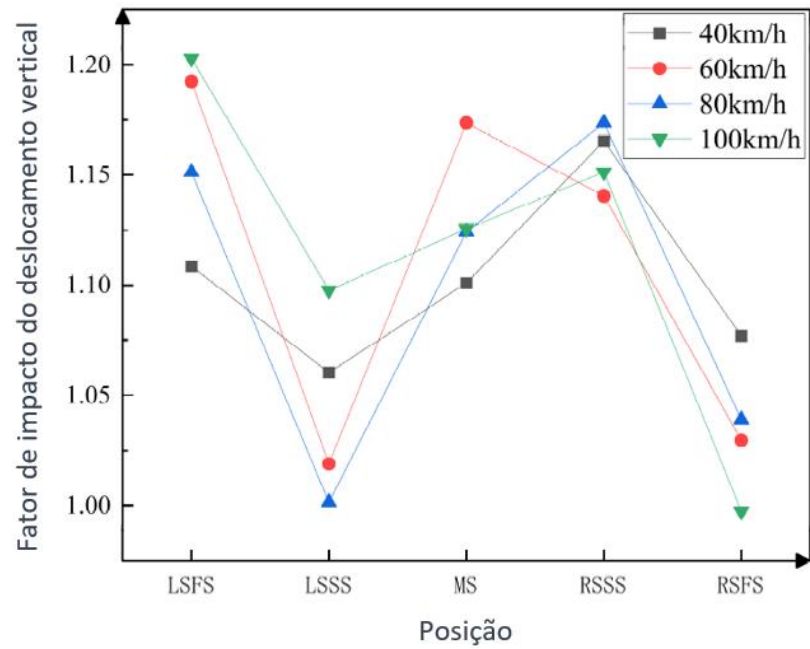
Os gráficos abaixo são alguns dos resultados obtidos nesse trabalho. Na Figura 2.48 é apresentada a amplificação dinâmica para diferentes classes de rugosidade do pavimento. Os termos LSFS, LSSS, MS, RSSS e RSFS se referem a diferentes vãos ao longo da ponte. A Figura 2.49 mostra o efeito da velocidade no fator de impacto para cada vão analisado. Na Figura 2.50, é mostrado o efeito da massa do veículo para diferentes posições e seu efeito na amplificação dinâmica.

Figura 2.48: Fator de impacto do deslocamento vertical pela qualidade do pavimento para cinco posições ao longo da via



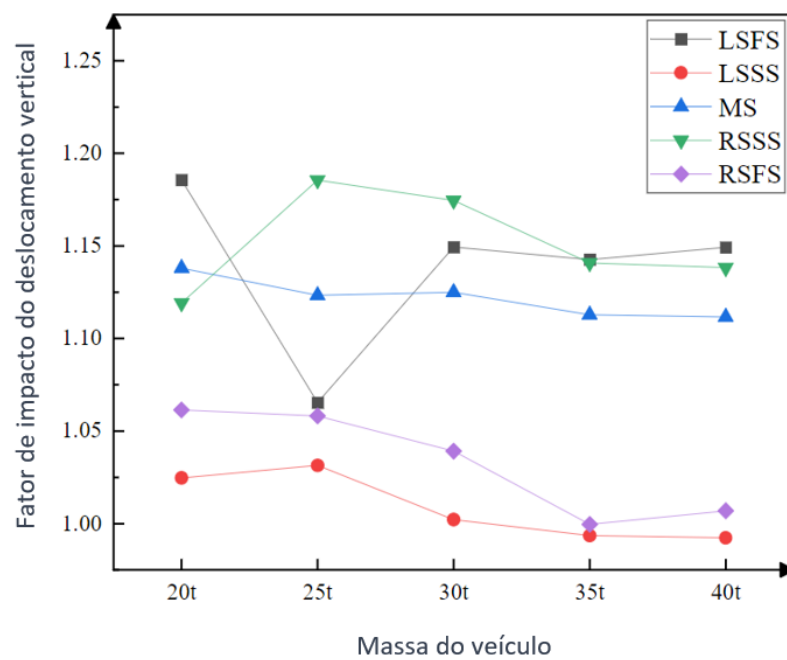
Fonte: Adaptado de Guo et al. (2021)

Figura 2.49: Fator de impacto do deslocamento vertical pela posição ao longo da via para diferentes velocidades



Fonte: Adaptado de Guo et al. (2021)

Figura 2.50: Fator de impacto do deslocamento vertical pela qualidade do pavimento para cinco posições ao longo da via



Fonte: Adaptado de Guo et al. (2021)

Os resultados obtidos mostraram que, embora a velocidade e a massa dos veículos apresentem variações flutuantes, o aumento desses parâmetros não necessariamente provoca uma amplificação dinâmica. Em contraste, a rugosidade do pavimento tem um efeito mais direto: à medida que a qualidade do pavimento diminui, a amplificação dinâmica é observada em todos os casos. Além disso, foram identificadas as seções críticas da ponte e recomendados os valores de coeficiente de impacto adequados.

2.3.4 Interação Veículo-Ponte em análises numéricas

O termo Interação Veículo-Ponte (em inglês, *Vehicle-Bridge interaction*, VBI) se refere a um sistema interativo que consiste em dois subsistemas dinâmicos: o veículo e a ponte. O movimento dinâmico de um subsistema pode afetar o movimento do outro por meio da interação entre eles. Esta questão tem sido amplamente investigada na engenharia estrutural, envolvendo monitoramento estrutural, engenharia sísmica e engenharia de ventos (Yin et al., 2019).

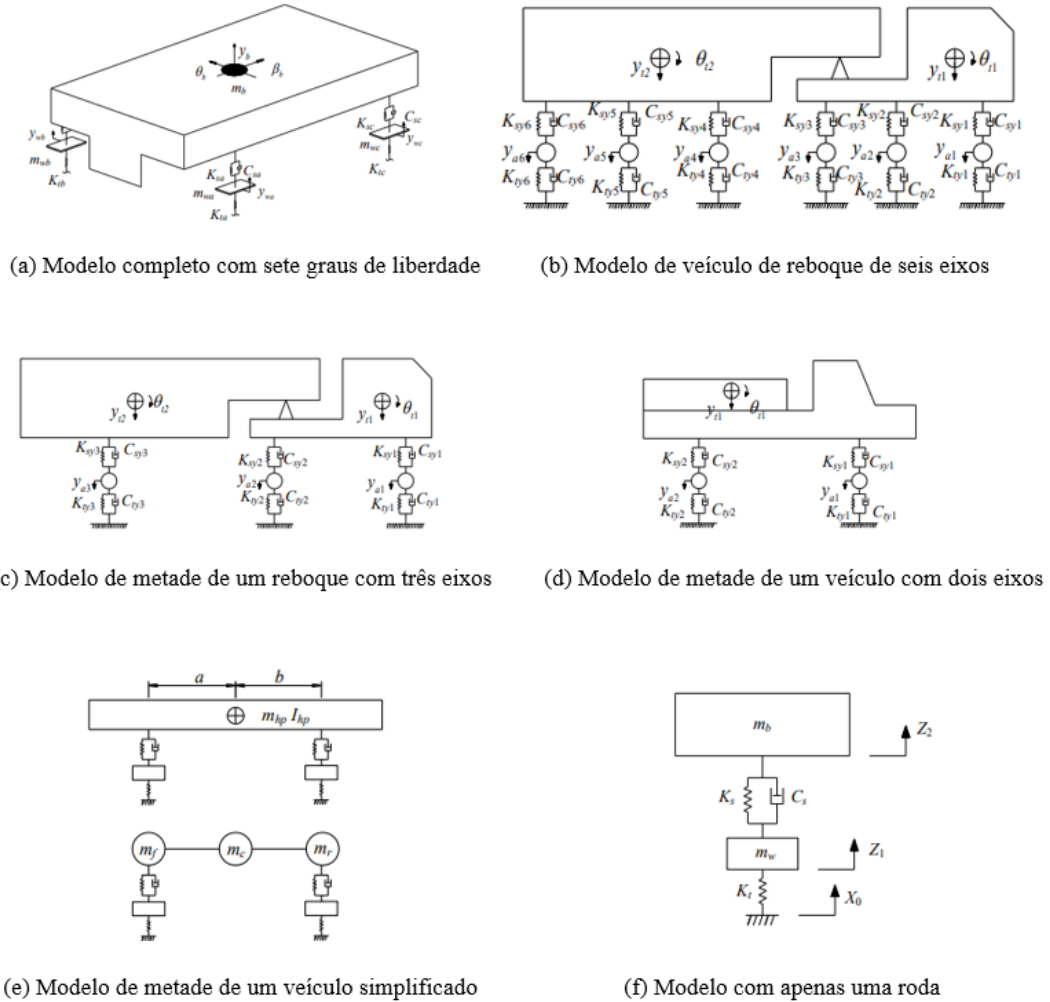
De acordo com Yao et al. (2018), as análises de VBI com métodos numéricos podem ser divididas em duas abordagens principais: Acoplada e desacoplada. Na abordagem desacoplada se considera que as matrizes globais de massa, rigidez e amortecimento são constantes ao longo do tempo. Já na abordagem acoplada, as interações e variações entre essas matrizes são levadas em consideração, proporcionando uma representação mais precisa do comportamento dinâmico da estrutura.

González et al. (2023) argumentam que embora as análises desacopladas sejam mais comuns devido à sua facilidade de implementação e eficiência computacional, a abordagem acoplada oferece uma representação mais precisa dos problemas, mais próxima da realidade, e pode ser aplicada de forma mais abrangente.

Essas análises são amplamente aplicadas na teoria de identificação de força em movimento, na estimativa do fator de amplificação dinâmica (conforme discutido na seção 2.3.2) e em técnicas de monitoramento da integridade estrutural (Rowley et al., 2009; X. Q. Zhu & Law, 2015)

Saleeb e Kumar (2011) utilizaram o ABAQUS para modelar a passagem de caminhões em uma ponte (Figura 2.51) e escolheram o método do multiplicador Lagrange embutido para resolver o problema de contato. A fim de validar esse método foi feita uma comparação com o modelo simples massa-mola de Yang e Yau, (1997).

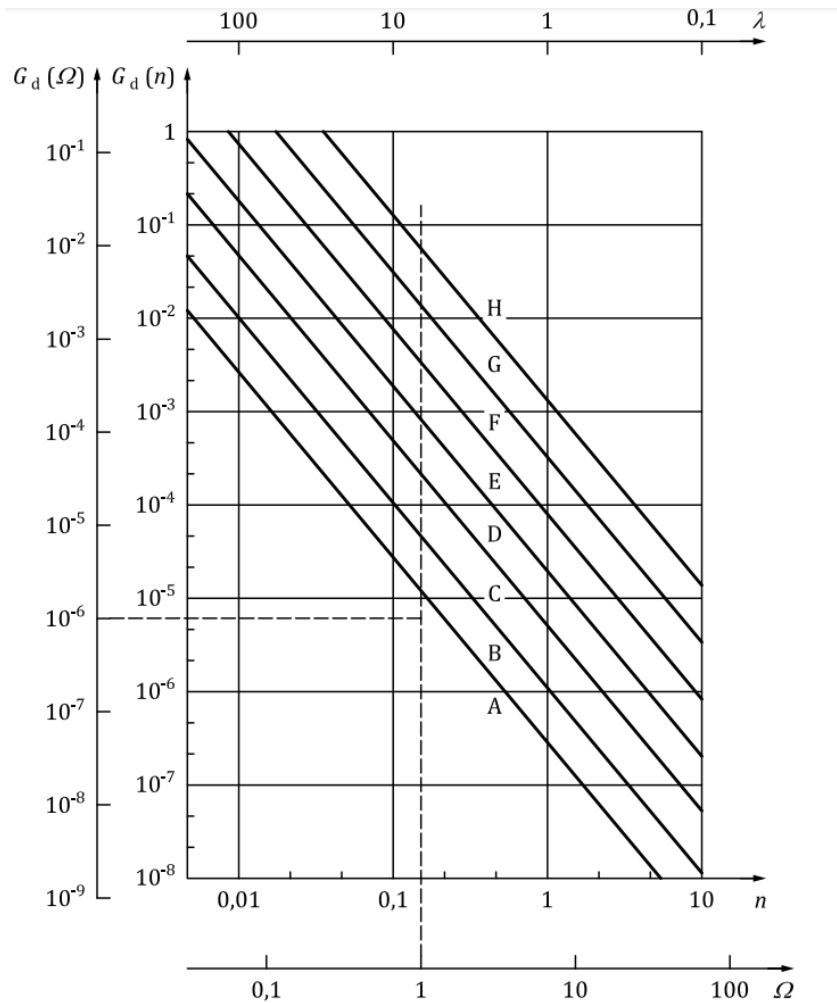
Figura 2.52: Modelos de veículos utilizados em simulações numéricas



Fonte: Adaptado de Zhen et al. (2008)

A norma ISO 8608 (2016) estabelece uma classificação padronizada para caracterizar as irregularidades longitudinais das superfícies das estradas, crucial para estudos de dinâmica veicular e projetos de sistemas de suspensão. Essa classificação é baseada na densidade espectral de potência (G_d), que descreve a distribuição da energia das irregularidades ao longo de diferentes frequências espaciais (n). A norma define oito classes de estrada, desde superfícies muito boas (Classe A) até superfícies com irregularidades muito severas (Classe H). Essas classes são determinadas por intervalos específicos de PSD, proporcionando um método padronizado para a análise e comparação das condições das estradas. A Figura 2.53 apresenta o gráfico de classificação de pavimentos da ISO 8608 (2016).

Figura 2.53: Classificação de pavimentos



Fonte: ISO 8608 (2016)

Existem diversas funções para simulação da irregularidade do pavimento de uma ponte. Honda et al. (1982) definiu o perfil de rugosidade de um pavimento a partir de um processo aleatório estacionário e ergódico, com média zero com uma função densidade espectral de um pavimento. A Equação 2.10 apresenta soma finita de funções cossenóides que gera um perfil de rugosidade.

$$r(x) = \sum_{k=1}^N \alpha_k \cos(2\pi\omega_k x + \phi_k) \quad 2.10$$

Onde:

α_k : Amplitude da rugosidade;

ω_k : Frequência de rugosidade;

ϕ_k : Ângulo de fase aleatória (intervalo entre $[0, 2\pi]$).

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

Neste capítulo serão descritos os passos desenvolvidos para obtenção dos resultados. Este trabalho é dividido em quatro etapas principais. Na primeira etapa são criados dois tipos de modelos numéricos para calibrar com as vigas de UHPC com laje nervurada ensaiadas experimentalmente por Zhu et al. (2021). O modelo SUWB Completo foi desenvolvido considerando todos os elementos da viga na análise, mas para a sequência do trabalho percebeu-se que a consideração dos conectores de cisalhamento como sólidos tridimensionais acarretava um alto custo computacional para o cálculo dos modelos de ponte. Por essa razão foi proposto um modelo simplificado, onde considerou-se apenas o efeito dos conectores de cisalhamento na interação entre o perfil de aço. Esse modelo foi denominado SUWB Simplificado. Os aspectos gerais da modelagem no ABAQUS e o desenvolvimento dos modelos SUWB estão descritos nos tópicos 3.1 e 3.2, respectivamente.

Pinho & Bellei (2020) dimensionaram uma ponte vicinal com 14 metros de vão para o Manual de Pontes e Viadutos em Vigas Mistas do Centro Brasileiro de Concreto e Aço (CBCA). Ao longo deste trabalho essa ponte será referenciada como ponte CBCA. Um dos objetivos deste trabalho é determinar uma ponte com mesmo vão e largura, com laje nervurada de UHPC e resistência equivalente à ponte CBCA. A esta ponte será referenciada ao longo do trabalho como ponte LNU.

Na segunda etapa, foram criados dois modelos numéricos com as seções efetivas das pontes CBCA e LNU. Esses modelos foram denominados SE-CBCA e SE-LNU. Foram testadas diferentes alturas de laje e nervuras no modelo SE-LNU para obtenção das curvas de carga por deslocamento com resistência equivalente ao modelo SE-CBCA. Os detalhes dessa etapa estão apresentados no tópico 3.3.

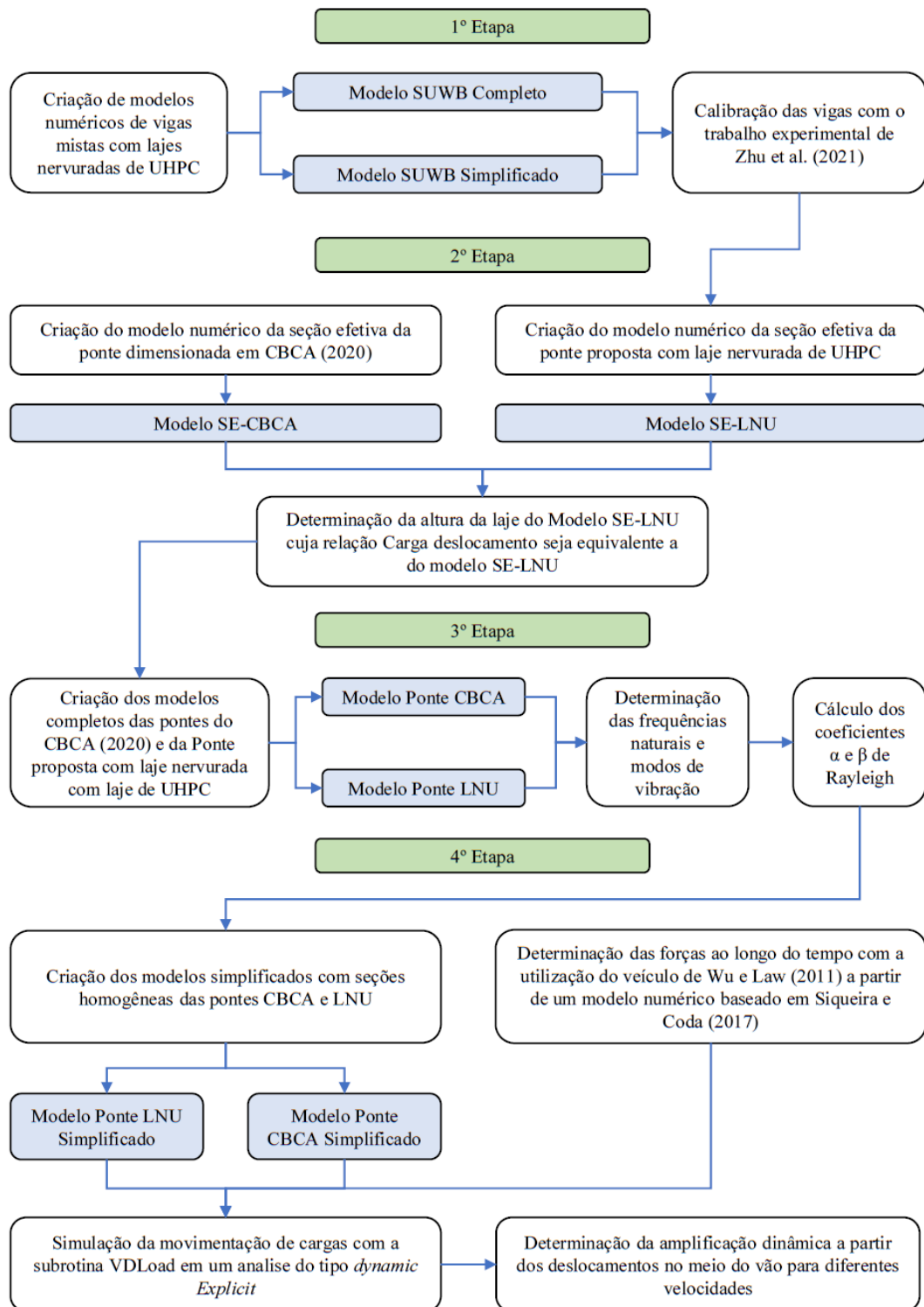
Na terceira etapa, foram desenvolvidos os modelos numéricos Ponte CBCA e Ponte LNU que representam as pontes completas. Com esses modelos foram determinados as frequências naturais e os modos de vibração das pontes. Com esses dados calculou-se os parâmetros α e β utilizados na construção da matriz de amortecimento de Rayleigh. O tópico 3.4 apresenta detalhadamente essa etapa.

Na última etapa foram realizadas as análises dinâmicas com a movimentação de cargas simulando os veículos com a sub-rotina VDLoad. Para determinação das cargas nas rodas do veículo foi utilizado um modelo numérico baseado em Siqueira e Coda (2017). Esse modelo foi utilizado para obtenção das forças resultantes do sistema massa mola de Wu e Law (2011) em um perfil de rugosidade classe C da ISO 8608. Essa etapa está descrita no tópico 3.6.

Apesar de os modelos numéricos Ponte CBCA e Ponte LNU já serem baseados em uma abordagem simplificada, foram desenvolvidos dois modelos numéricos adicionais: Ponte CBCA Simplificado e Ponte LNU Simplificado, devido ao elevado custo computacional. Nesses modelos, foram criadas seções homogeneizadas com momento de inércia equivalente, seguindo uma abordagem semelhante à utilizada por LEMES et al. (2017) e Souici et al. (2013) que demonstram a eficácia da homogeneização para obter resultados representativos. O

processo está detalhado no tópico 3.5. A Figura 3.1 apresenta um fluxograma com um resumo das atividades realizadas.

Figura 3.1: Fluxograma das etapas de trabalho



Fonte: Autor (2024)

3.1 MODELAGEM NUMÉRICA NO ABAQUS: ASPECTOS GERAIS

O ABAQUS é um *software* de análise numérica baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). Com ele é possível realizar análises estáticas e dinâmicas, lineares e não-lineares, incluindo materiais não-lineares, grandes deslocamentos, contato e interações entre componentes. Neste tópico serão tratados aspectos gerais do ABAQUS e dos modelos constitutivos que foram utilizados em todas as modelagens.

3.1.1 *Concrete Damaged Plasticity*

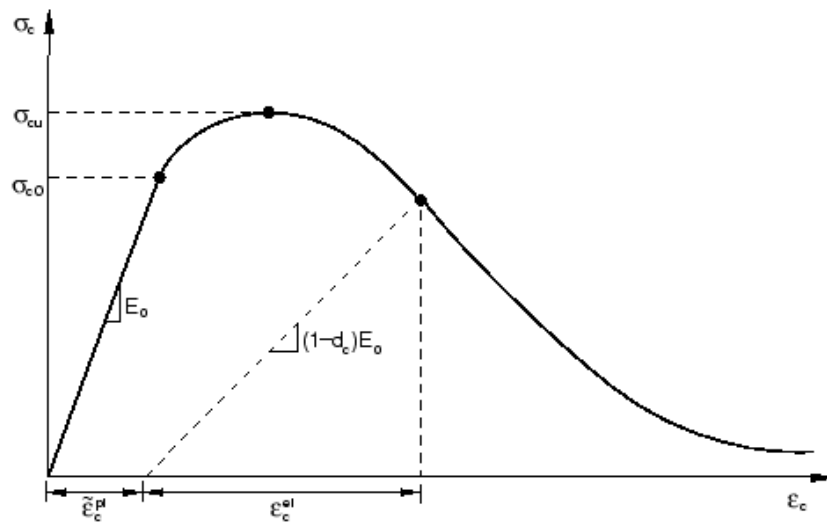
O *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) é um modelo constitutivo utilizado para analisar o comportamento mecânico de materiais de concreto no *software* ABAQUS. Com esse modelo é possível modelar o comportamento de estruturas sujeitas a carregamentos monotônicos e cíclicos.

O CDP é fundamentado no conceito de plasticidade e dano do concreto, levando em consideração a ocorrência de deformações plásticas no material antes da falha completa. O modelo considera a capacidade de carga do concreto antes da fissuração, o comportamento pós-fissuração e a degradação da rigidez do material.

Outra característica do CDP é sua capacidade de simular a resposta não linear e o comportamento do concreto tanto na compressão quanto na tração. Além disso, o modelo considera o amolecimento pós-pico do concreto.

A Figura 3.2 representa o gráfico de tensão-deformação do concreto na situação de compressão. Inicialmente, o material se comporta de maneira elástica linear, onde a tensão aumenta proporcionalmente à deformação. Quando se atinge a tensão de plastificação, ocorrem fissurações e o comportamento da curva passa a ser não linear. Por fim com o aumento de tensão no concreto ocorre o amolecimento, onde a distribuição de cargas pelo material fissurado resulta em uma diminuição nas tensões e aumento nas deformações.

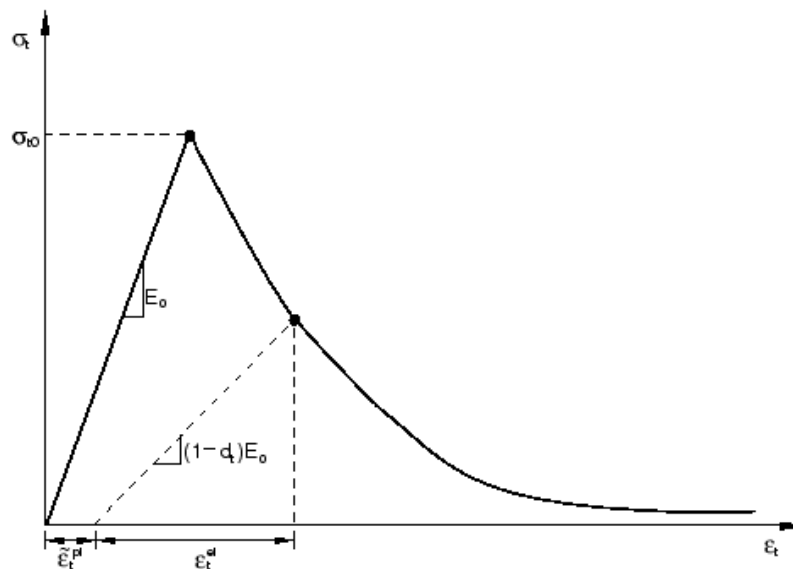
Figura 3.2: Tensão deformação do concreto à compressão



Fonte: ABAQUS User Manual (2014)

Na Figura 3.3, é ilustrado o comportamento do concreto sob esforço de tração. Inicialmente, ele apresenta um comportamento elástico linear, onde a tensão aumenta proporcionalmente à deformação. Quando é atingido limite máximo de resistência à tração, o material começa a fissurar e ocorre o amolecimento do concreto.

Figura 3.3: Tensão deformação do concreto à tração



Fonte: ABAQUS User Manual (2014)

Os valores de ângulo de dilatância (ϕ), excentricidade (ϵ), relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial (f_{bc}/f_c), fator forma (K) e viscosidade (ν), são parâmetros de falha e os critérios de plastificação do material. Os valores adotados foram baseados nos valores encontrados na literatura (Tabela 3.1) e estão apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.1: Parâmetros de entrada do CDP utilizados por diferentes pesquisadores

Fonte	Resistência à compressão do concreto (MPa)	ϕ	ϵ	f_{bc}/f_c	K	ν
Classen (2018)	190,0	30°	0,1	1,08	2/3	-
Baghi et al. (2018)	63,0 - 119,0	45°	0,1	1,77	2/3	0
Krahl et al. (2018)	131,5	54°	0,1	1,07	2/3	0,0001
Kadhim et al. (2021)	128,6 - 150,3	56°	0,1	1,10	2/3	0
Xiao et al. (2022)	166,9	30°	0,1	1,05	2/3	0,0001
Zhu et al. (2022b)	171	30°	0,1	1,16	2/3	0,0005
Ge et al. (2023)	141,4	56°	0,1	1,16	1/3	0,0005
Wu et al. (2023)	124,4	35°	0,1	1,16	2/3	0,0005

Fonte: Autor (2023)

Em todas as simulações de situação estática foram considerados os parâmetros de Ge et al. (2023) para UHPC. Nos modelos com concreto convencional (C30) foram usados os mesmos parâmetros, com exceção do ângulo de dilatação que têm valores característicos de 30 a 40 graus (Hazan et al., 2022; Raza et al., 2019). A Tabela 3.2 apresenta os parâmetros do CDP utilizados nas simulações estáticas.

Tabela 3.2: Parâmetros de entrada do CDP utilizados neste estudo

Parâmetro	ϕ	ϵ	f_{bc}/f_c	K	ν
Concreto C30	30°	0,1	1,16	0,6667	0,0005
UHPC	56°	0,1	1,16	0,6667	0,0005

Fonte: Autor (2023)

3.1.2 Comportamento do concreto à compressão

No CDP, além dos parâmetros de entrada, especificados no tópico anterior, deve-se inserir as curvas de tensão-deformação para definir o comportamento do concreto à compressão e à tração. A curva de compressão do concreto foi definida utilizando o modelo de Carreira e Chu (1985) que descreve o comportamento de tensão-deformação, nos trechos ascendente e descendente, a partir da Equação 3.2.

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\beta(\epsilon / \epsilon'_c)}{\beta - 1(\epsilon / \epsilon'_c)^\beta} \quad 3.2$$

Onde:

 f_c : Tensão no concreto; f'_c : Tensão máxima resistida pelo concreto; ϵ : Deformação do concreto; ϵ'_c : Deformação para a tensão f'_c ;

O parâmetro β é uma relação entre tensão-deformação (Equação 3.3). Onde E_i é o módulo de elasticidade inicial.

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_c'}{\varepsilon_c' E_i}}$$

3.3

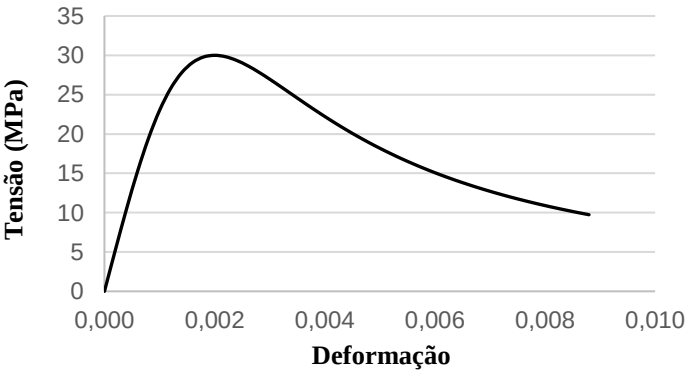
A Tabela 3.3 apresenta os parâmetros utilizados no modelo constitutivo de Carreira e Chu (1985). A Figura 3.4 e a Figura 3.5 apresentam os gráficos de tensão-deformação para o concreto C30 e UHPC respectivamente.

Tabela 3.3: Parâmetros do modelo constitutivo de Carreira e Chu (1985)

Concreto	C30	UHPC
f'_c (MPa)	30	153
E_c (MPa)	30672	44060
ε_c'	0,002	0,0045
β	2,29	4,38

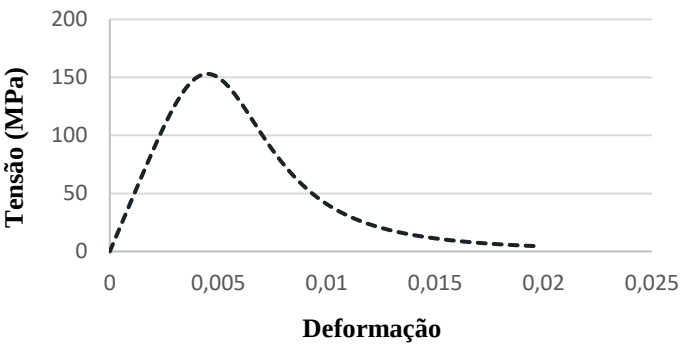
Fonte: Autor (2024)

Figura 3.4: Modelo constitutivo do concreto C30 à compressão



Fonte: Autor (2024)

Figura 3.5: Modelo constitutivo do UHPC à compressão



Fonte: Autor (2024)

3.1.3 Comportamento do concreto à tração

3.1.3.1 Modelo de Hordijk (1992)

Para simulação do comportamento do concreto convencional à tração, foi utilizado o modelo de Hordijk (1992), conforme a Equação 3.4.

$$\frac{\sigma_{ct}}{f_t} = \left[1 + \left(c_1 + \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot \exp \left(-c_2 \cdot \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 - c_1^3) \exp(-c_2) \quad 3.4$$

Onde $\frac{\sigma_{ct}}{f_t}$ é a tensão relativa, c_1 e c_2 são constantes com valores 3,00 e 6,93. w , é a abertura de fissura atual e w_c é a abertura de fissura crítica, definida pela Equação 3.5

$$w_c = 5,14 \frac{G_F}{f_t} \quad 3.5$$

f_t , é a resistência à tração do concreto. G_F , é a energia de fratura do concreto obtida pela Equação 3.6.

$$G_F = 73 f_{ctm}^{0,18} \quad 3.6$$

f_{ctm} , é a resistência á compressão média do concreto.

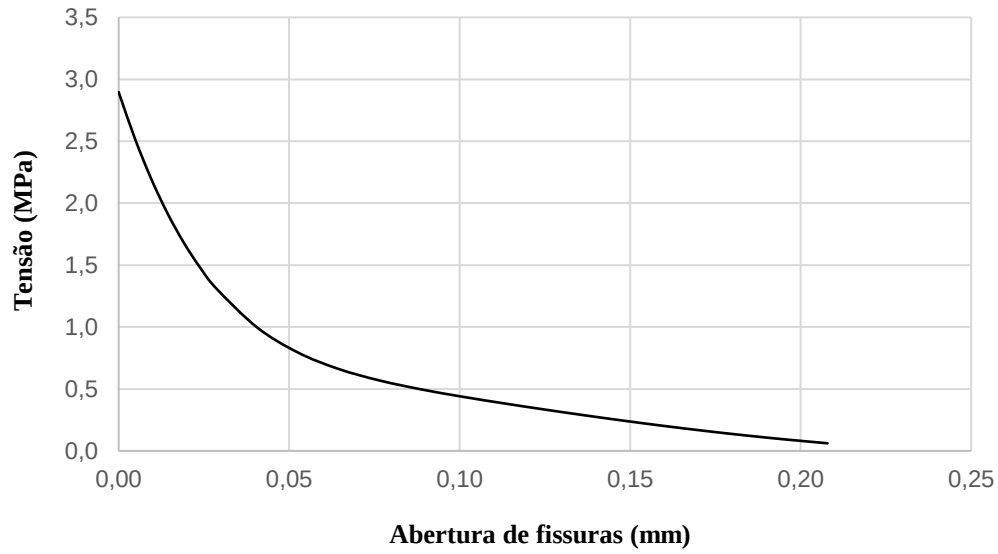
A Figura 3.6 apresenta o gráfico de tensão-deformação obtido a partir do modelo de Hordijk (1992) para o concreto C30. Os parâmetros utilizados estão apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Parâmetros do modelo de Hordijk (1992)

f_t (MPa)	2,90
w_c (mm)	0,239
c_1	3,00
c_2	6,93
G_F (N/mm)	0,135

Fonte: Autor (2024)

Figura 3.6: Tensão por abertura de fissuras do concreto C30 à tração



Fonte: Autor (2024)

3.1.3.2 Modelo de Li e Leung (1992)

O modelo constitutivo utilizado para simular o comportamento do concreto de ultra alto desempenho com fibras foi o de Li e Leung (1992) o qual é definido pelas Equações 3.7 e 3.8.

$$\sigma_f(w) = \begin{cases} \sigma_{f_0} \left(2 \sqrt{\frac{w}{w_0}} - \frac{w}{w_0} \right)^2 & \text{Para } w \leq w_0 \\ \sigma_{f_0} \left(1 - \frac{4w}{L_f} \right)^2 & \text{Para } w \geq w_0 \end{cases} \quad 3.7$$

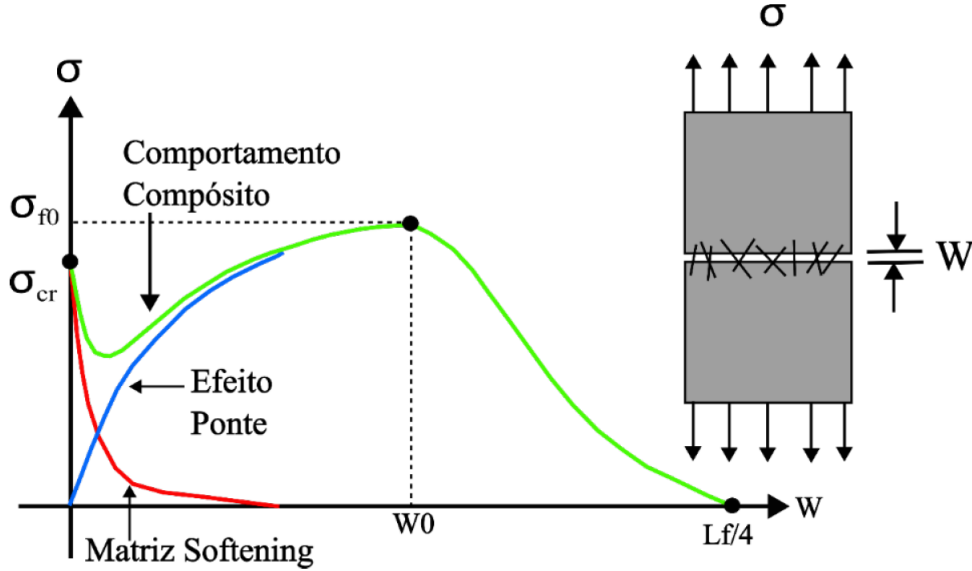
$$\sigma_m(w) = f_t \cdot \exp \left(-2 \frac{f_t \cdot w}{G_f} \right) \quad 3.8$$

Onde:

- w : Abertura de fissuras;
- w_0 : Abertura com maior resistência;
- σ_{f_0} : Resistência máxima à tração;
- L_f : Comprimento das fibras;
- f_t : Resistência à tração do concreto;
- G_f : Energia de fratura.

A Equação 3.7 descreve o comportamento do concreto até o pico de resistência (w_0) e o comportamento a partir do pico é descrito pela Equação 3.9. A Figura 3.7 apresenta graficamente esse comportamento de tensão por abertura de fissura.

Figura 3.7: Comportamento de tensão por abertura de fissura do concreto com fibras submetido à tração



Fonte: Benedito (2023)

A Equação 3.6 apresenta a tensão máxima na qual a fibra é solicitada

$$\sigma_{f0} = \eta \cdot \frac{L_f}{d_f} \cdot V_f \cdot \tau_{eq} \quad 3.9$$

Onde:

η : Coeficiente de orientação das fibras;

d_f : Diâmetro da fibra;

τ_{eq} : Tensão de aderência das fibras na matriz;

V_f : Volume de fibras.

O cálculo da tensão de aderência das fibras na matriz é dado pela Equação 3.10 e a abertura com maior resistência pela equação 3.11.

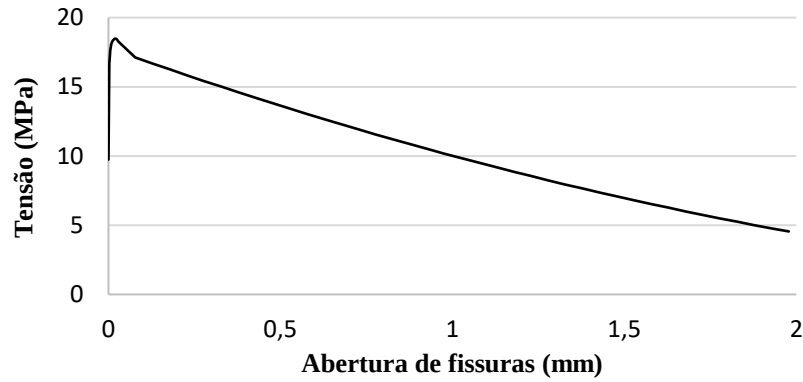
$$\tau_{eq} = 1,5\sqrt{f_{cm}} \quad 3.10$$

$$w_0 = \frac{\tau_{eq} \cdot L_f^2}{E_f \cdot d_f} \quad 3.11$$

Onde, E_f é o módulo de elasticidade da fibra.

A Figura 3.8 apresenta o gráfico de tensão-deformação do concreto de ultra alto desempenho com fibras e Tabela 3.5 apresenta os parâmetros utilizados.

Figura 3.8: Tensão-deformação do UHPC à tração



Fonte: Autor (2024)

Tabela 3.5: Parâmetros do modelo de Li e Leung (1992)

τ_{eq} (MPa)	18,55
η	0,8
G_f (N/mm)	0,181
L_f (mm)	8
E_f (MPa)	210000
d_f (mm)	0,2
V_f	0,03
w_0 (mm)	0,028
σ_{f_0} (MPa)	17,81
f_t (MPa)	9,75

Fonte: Autor (2024)

3.1.4 Variável dano

Para a variável dano na compressão (d_c), foi utilizado o comportamento estabelecido por Birtel e Mark (2006), de acordo com a Equação 3.12.

$$d_c = \frac{1 - \sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} \left(\frac{1}{b_c} - 1 \right) + \sigma_c E_c^{-1}} \quad 3.12$$

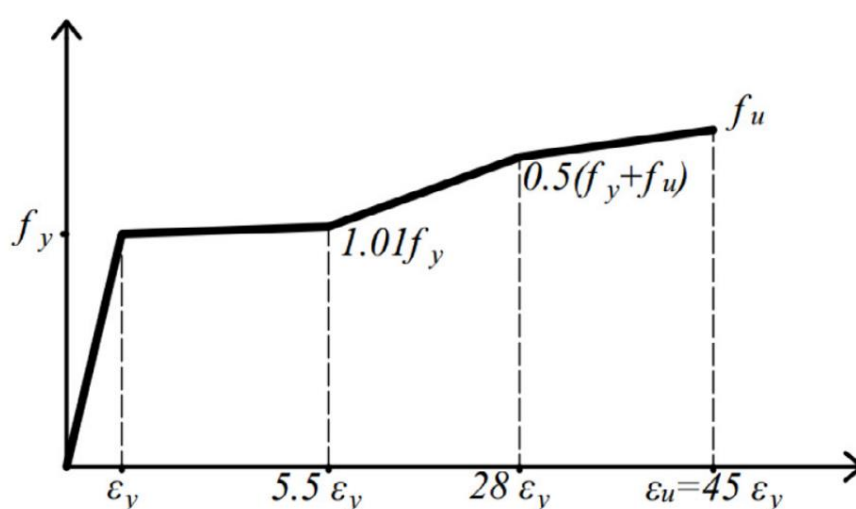
Onde b_c é um fator constante de valor 0,7. O qual está de acordo com os ensaios cíclicos à compressão do concreto realizados por Sinha et al (1964). A variável dano à tração foi desconsiderada neste modelo, já que, segundo Mobasher (2011), o efeito de ponte das fibras do concreto submetido à tração não é considerado no comportamento de Birtel e Mark (2006). Além

disso o comportamento do dano do concreto com fibras se assemelha ao modelo constitutivo de Li e Leung (1992).

3.1.5 Comportamento do aço

Para os elementos de aço do perfil, barras de reforço e pinos, foi adotado o modelo quadrilinear de Earls (1999), ilustrado na Figura 3.9.

Figura 3.9: Modelo constitutivo do aço de Earls (1999)



Fonte: Rossi et al. 2021

Em todos os materiais de aço foram considerados os módulos de elasticidade e Poisson, respectivamente, 200 GPa e 0,3.

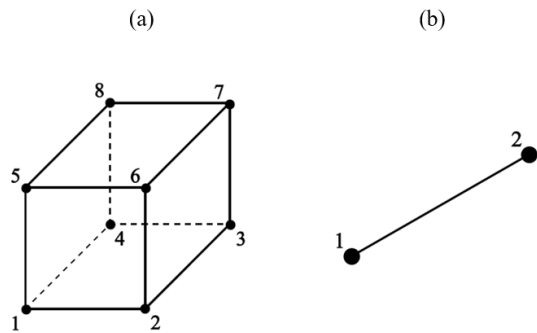
3.1.6 Tipos de elementos finitos e interações

O *software* ABAQUS possui uma biblioteca com diversos tipos de elementos finitos. O comportamento desses elementos é baseado nos graus de liberdade, família e número de nós.

Nos modelos desenvolvidos, as lajes, perfis, atuadores e conectores de cisalhamento foram adotados como elementos do tipo sólidos tridimensionais, hexaédricos, com oito nós, seis graus de liberdade por nó e integração reduzida (C3D8R). Já para as barras de aço, foram utilizados elementos de treliça do tipo T3D2 que são tridimensionais com dois nós e três graus de liberdade por nó.

Essa configuração de elementos finitos em vigas estão conforme os trabalhos realizados por Zhu et al. (2022), Zhang et al. (2022) e Wu et al. (2023). A Figura 3.10 apresenta uma representação dos elementos *solid*, e *truss*.

Figura 3.10: Tipos de elementos finitos utilizados no modelo: solid (a) e truss (b)



Fonte: Adaptado de ABAQUS (2014)

3.2 CALIBRAÇÃO DAS VIGAS MISTAS DE ZHU ET AL. (2021)

No estudo de Zhu et al. (2021), foram avaliados os modos de falha de seis vigas com diferentes parâmetros, incluindo a quantidade de nervuras transversais e longitudinais, a altura da laje, a altura das nervuras e a distribuição dos conectores de cisalhamento. Para calibrar essas vigas, foram utilizados dois modelos numéricos: o modelo SUWB Completo e o SUWB Simplificado. A seguir, serão detalhadas as etapas para a criação desses modelos.

3.2.1. Propriedades Geométricas das vigas

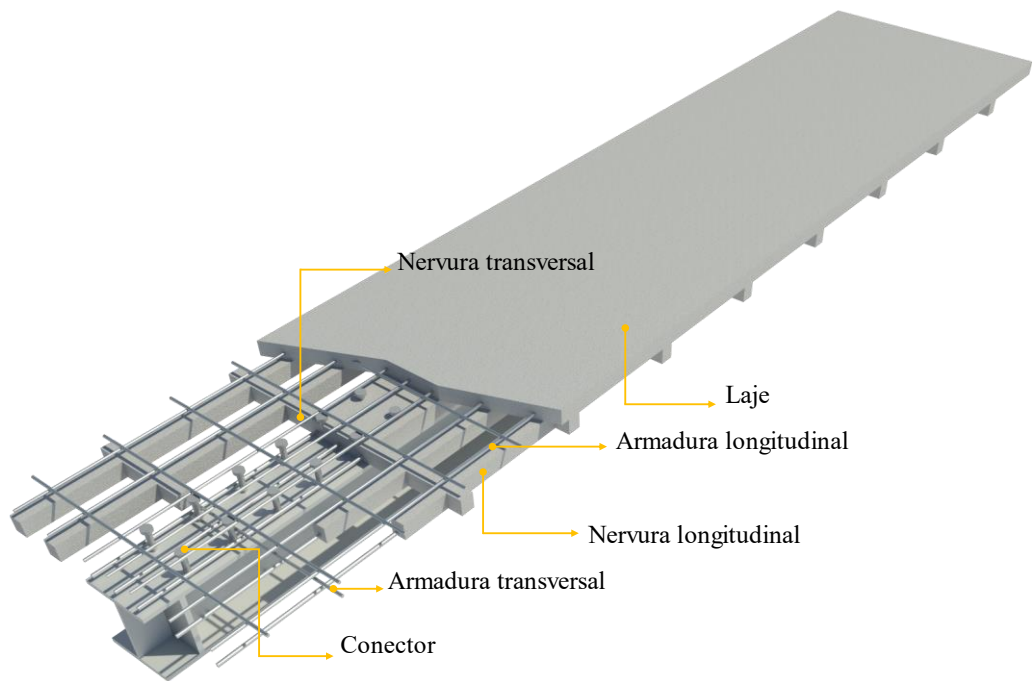
A Tabela 3.6 apresenta as principais dimensões da amostra padrão denominada SUWB1. A Figura 3.11 apresenta um esquema geral da viga, a Figura 3.12 apresenta as seções transversal e longitudinal da SUWB1. Na Tabela 3.7 estão apresentadas as dimensões das outras amostras ensaiadas.

Tabela 3.6: Principais dimensões da SUWB1

Parâmetro	Dimensão
Altura da laje (hs)	45 mm
Altura das nervuras (hr)	45 mm
Largura das nervuras longitudinais (br)	40 mm
Largura das nervuras transversais (b'r)	40 mm
Distância entre as nervuras longitudinais (blr)	130 mm
Distância entre as nervuras transversais (ltr)	390 mm
Comprimento da laje (L)	3710 mm
Largura da laje (bes)	810 mm
Espessura da mesa do perfil de aço (tf)	12 mm
Largura da mesa do perfil de aço (bf)	200 mm
Altura da alma do perfil de aço (hw)	176 mm
Espessura da alma do perfil de aço (tw)	8 mm

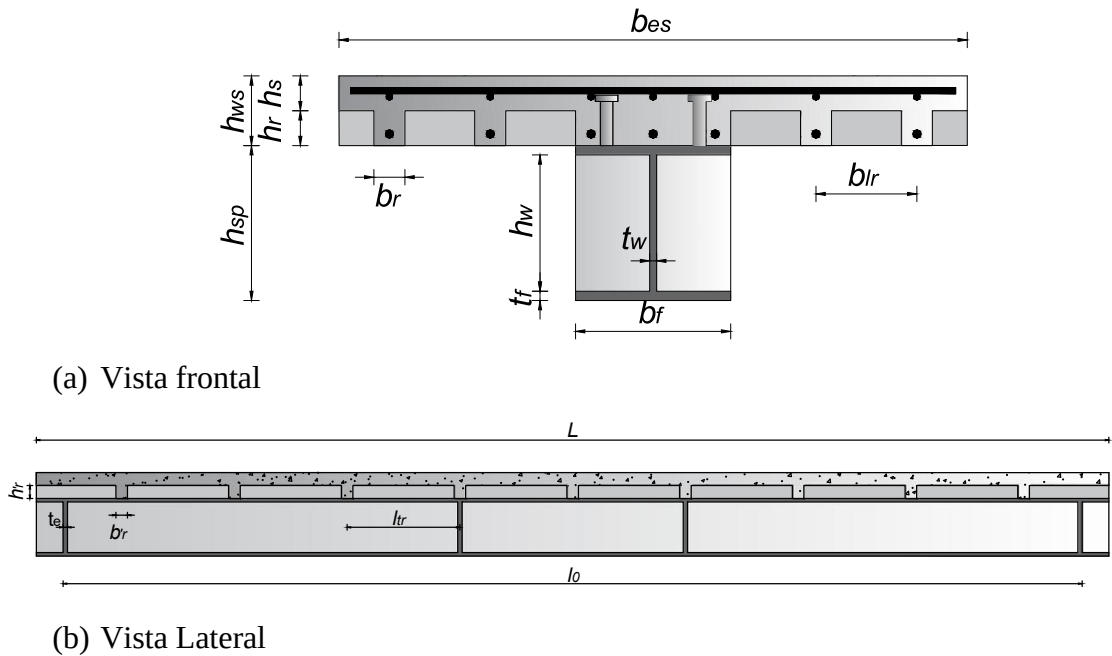
Fonte: Autor (2024)

Figura 3.11: Visão geral das vigas em estudo



Fonte: Autor (2024)

Figura 3.12 Esquema da seção transversal (a) e longitudinal (b) SUWB1



Fonte: Autor (2024)

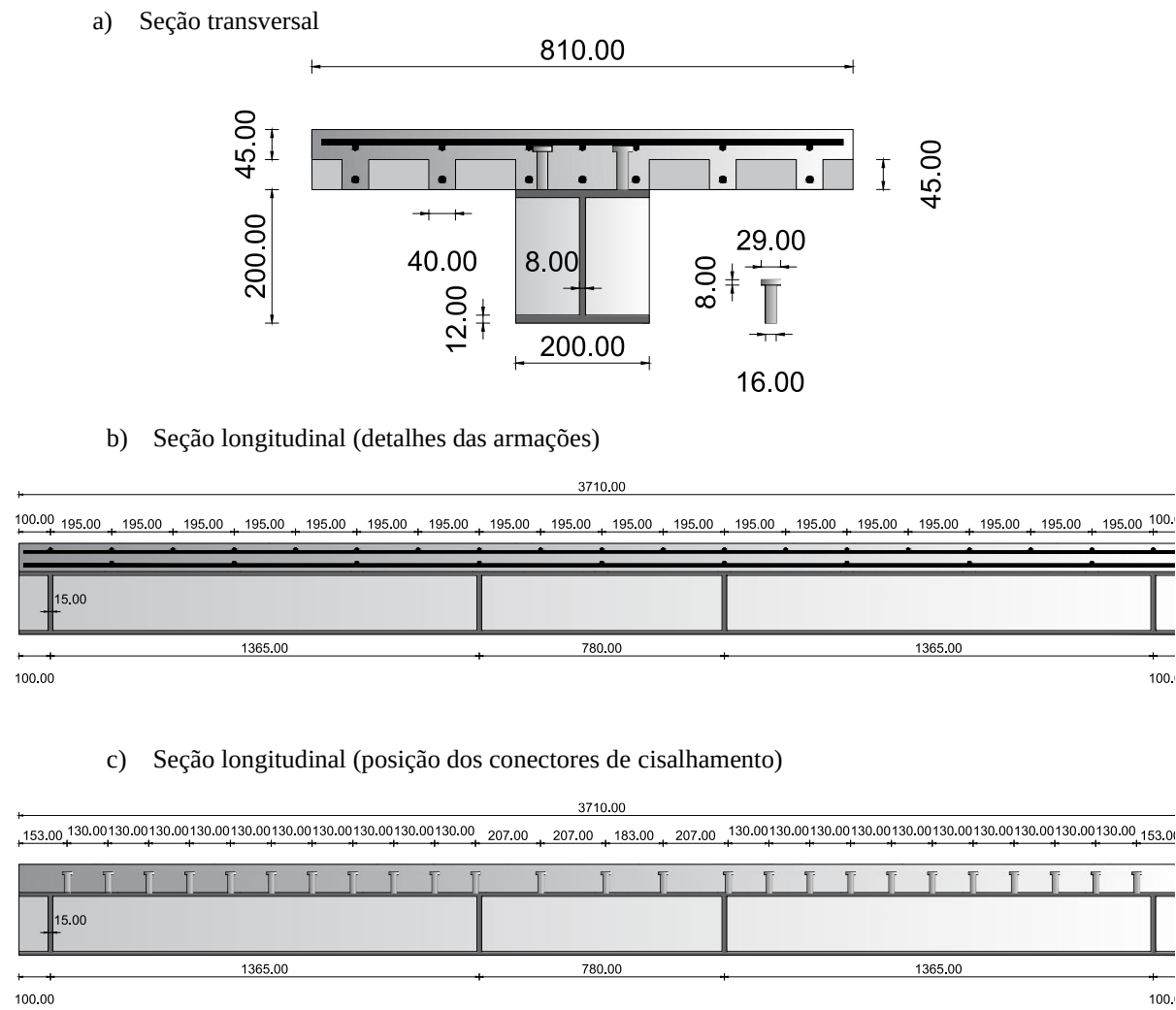
Tabela 3.7: Dimensões das vigas ensaiadas por Zhu et al. (2021)

Amostra	h_s (mm)	h_r (mm)	h_r/h_s (mm)	b_r (mm)	b_{lr} (mm)	b_{lr}/b_r	l_{tr} (mm)	l_{tr}/b_{lr}	Variação dos parâmetros
SUWB1	45	45	1	40	130	3,25	390	3	Padrão
SUWB2	45	45	1	40	130	3,25	780	6	l_{tr}/b_{lr}
SUWB3	45	45	1	40	220	5,50	390	1,8	b_{lr}/b_r
SUWB4	30	60	2	40	130	3,25	390	3	h_r/h_s
SUWB5	30	90	3	40	130	3,25	390	3	h_{ws}

Fonte: Adaptado de Zhu et al. (2021)

As armaduras transversais e longitudinais na laje tem diâmetro nominal de 8 mm, já as armaduras longitudinais nas nervuras são de 10 mm. A Figura 3.13 mostra o detalhamento da SUWB1.

Figura 3.13: Detalhamento SUBW1



Fonte: Autor (2024)

3.2.2 Propriedades dos Materiais

As propriedades do UHPC, aço do perfil, das barras de reforço e conectores de cisalhamento estão apresentadas na Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Propriedades do UHPC, aço do perfil, barras de reforço e conectores de cisalhamento

Elementos	E_{ci} (GPa)	ν	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Along. (%)
UHPC	44,06	0,2	153	-	-	-
Perfil I - mesa	200,00	0,3	-	396	564	28
Perfil I - Alma	200,00	0,3	-	378	549	24
Enrijecedores	200,00	0,3	-	350	540	-
Armaduras Ø 8mm	200,00	0,3	-	500	643	-
Armaduras Ø10 mm	200,00	0,3	-	500	643	-
Pino com cabeça*	200,00	0,3	-	320	400	14

*Usado apenas no modelo completo

Fonte: Adaptado de Zhu et al. (2021)

Foram utilizadas no UHPC fibras de aço com comprimento de 8 mm e diâmetro nominal de 0,2 mm. A proporção de fibras de aço utilizadas em relação ao volume foi de 3% e sua resistência à tração é superior a 1600 MPa. Essas propriedades foram incorporadas ao modelo de Li e Leung (1992) (vide tópico 3.1.5).

3.2.3 Interações

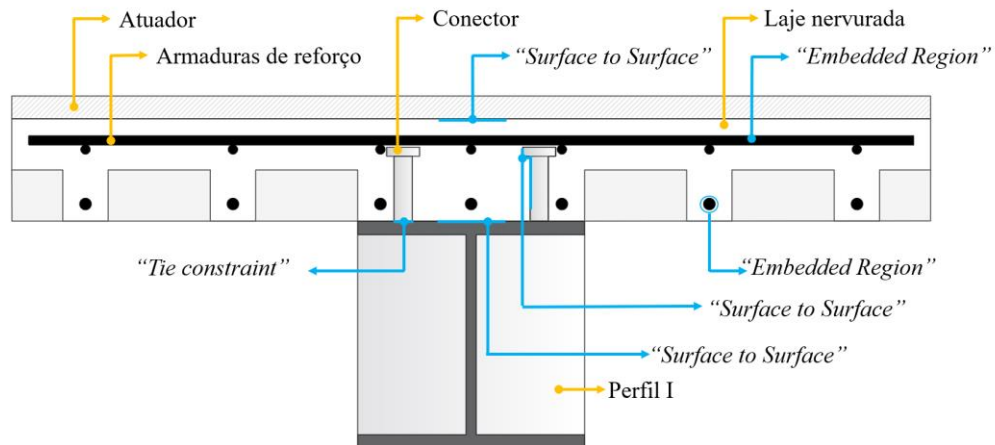
As interações entre os elementos foram as principais diferenças entre os modelos completo e simplificado.

3.2.3.1 Modelo SUWB Completo

No modelo SUWB Completo, os contatos entre a laje nervurada de UHPC e a viga de aço foram estabelecidos como *surface to surface* (superfície a superfície) nesse tipo de interação define-se a superfície mestra (*master*) e a escrava (*slave*), neste modelo considerou-se a laje de concreto como superfície mestra e a viga de aço, superfície escrava. Para a direção normal, utilizou-se o método de *hard contact* (contato rígido), enquanto na direção tangencial, adotou-se a *penalty function* (função de penalidade) com um coeficiente de atrito de 0,4. O mesmo tipo de contato foi utilizado entre os pinos e o concreto, e entre as placas e a laje de concreto. Já o contato entre os pinos e a viga de aço foi do tipo *tie* (amarração) para simular a região soldada. Entre as barras de aço e o concreto foram consideradas interações do tipo *embedded* (embutidas). Essas configurações de interações entre os elementos estão de acordo com os

modelos de Zhang et al. (2022), Zhu et al. (2022b) e Ge et al. (2023). A Figura 3.14 representa as interações entre os elementos do modelo completo.

Figura 3.14: Interações entre os elementos do modelo completo

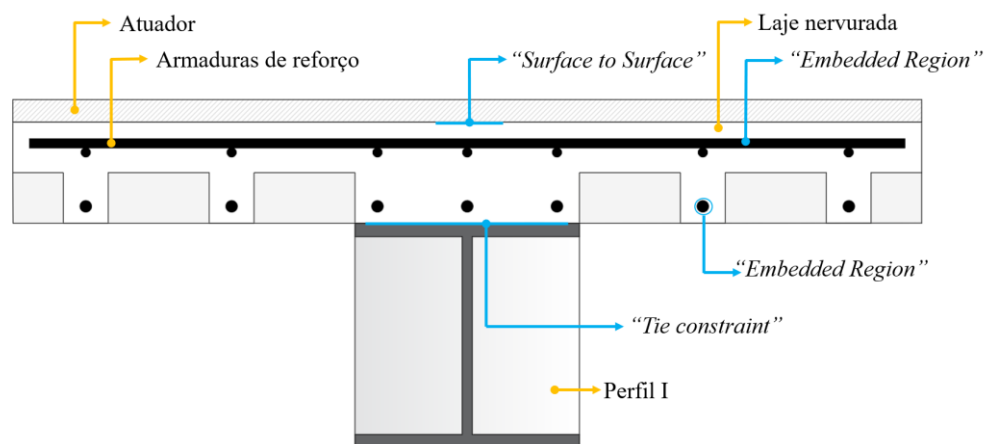


Fonte: Autor (2024)

3.2.3.2 Modelo SUWB Simplificado

O modelo SUWB Simplificado foi proposto com o intuito de diminuir o gasto computacional com a sequência das análises com a ponte e se baseia na afirmação de que não houve deslocamento aparente entre o perfil de aço e a laje de concreto. As principais diferenças entre o modelo simplificado e o completo é que, devido à ausência dos conectores de cisalhamento, o efeito deles foi considerado pela interação do tipo *tie*. A Figura 3.15 apresenta as interações entre os elementos do modelo simplificado.

Figura 3.15: Interações entre os elementos do modelo simplificado



Fonte: Autor (2024)

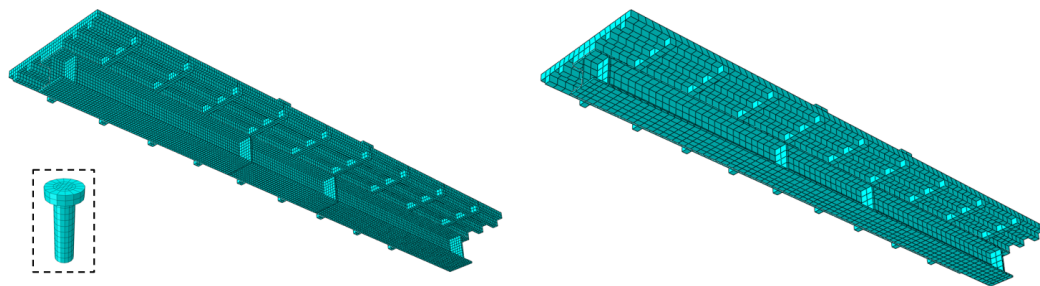
3.1.9 Definições de malha

As malhas definidas para as barras de aço e conectores foram de 30 mm e 5 mm, respectivamente. As malhas dos atuadores, laje de UHPC e perfil de aço foram adotadas com as mesmas dimensões e foram testados valores diferentes. As curvas para cada dimensão de malha testada estão apresentadas nos resultados preliminares (Tópico 4). A Figura 3.16 mostra o modelo com malhas de 15 mm para o modelo completo e 50 mm para o modelo simplificado.

Figura 3.16: Malhas dos modelos completo (a) e simplificado (b)

(a) Modelo Completo

(b) Modelo Simplificado

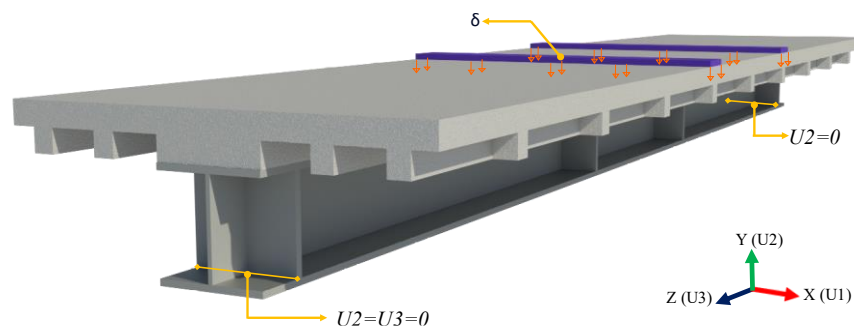


Fonte: Autor (2024)

3.1.8 Carregamento e condições de contorno

Para simular o ensaio, foram aplicados dois deslocamentos nas placas posicionadas na parte superior da viga. O deslocamento aplicado nos atuadores foi de 100 mm, de acordo com os resultados obtidos experimentalmente na SUWB1 por Zhu et al. (2021). No apoio da esquerda foram restringidos os deslocamentos nos eixos Y e Z, e no apoio da direita, restringiu-se apenas a direção Y. A Figura 3.17 apresenta as condições de contorno dos modelos numéricos.

Figura 3.17: Condições de contorno dos modelos numéricos



Fonte: Autor (2024)

3.3 EQUIVALÊNCIA ENTRE MODELOS DE PONTES

Neste tópico, serão apresentadas as pontes em estudo e os modelos numéricos das seções efetivas das pontes, que foram utilizados para determinar a altura da laje da ponte LNU com resistência equivalente a ponte CBCA.

3.3.1 Ponte CBCA

2.3.1.1 Propriedades Geométricas

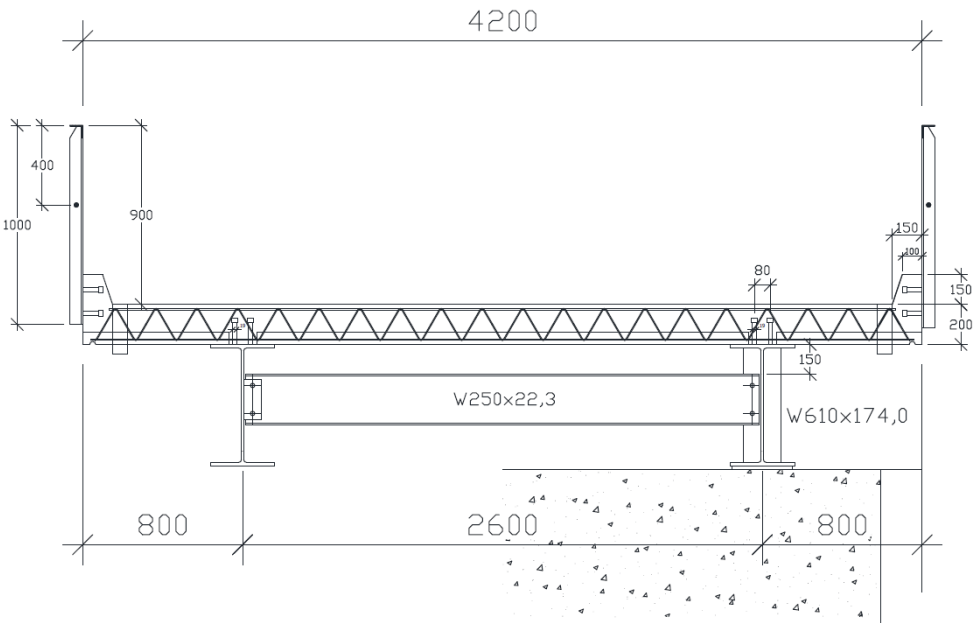
A Tabela 3.9 apresenta as dimensões principais da laje e dos perfis. A Figura 3.18 apresenta a seção transversal da ponte.

Tabela 3.9: Dimensões da laje e perfis da Ponte CBCA

Parâmetro	Valor
Altura da laje (hs)	200 mm
Comprimento da laje (L)	14000 mm
Largura da laje (bes)	4200 mm
Espessura da mesa do perfil de aço (tf)	21.6 mm
Largura da mesa do perfil de aço (bf)	325 mm
Altura da alma do perfil de aço (hw)	573 mm
Espessura da alma do perfil de aço (tw)	14 mm

Fonte: Autor (2024)

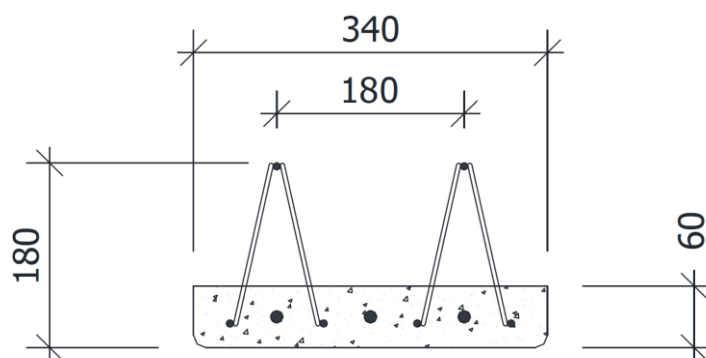
Figura 3.18: Seção transversal da Ponte CBCA (dimensões em mm)



Fonte: Pinho & Bellei (2020)

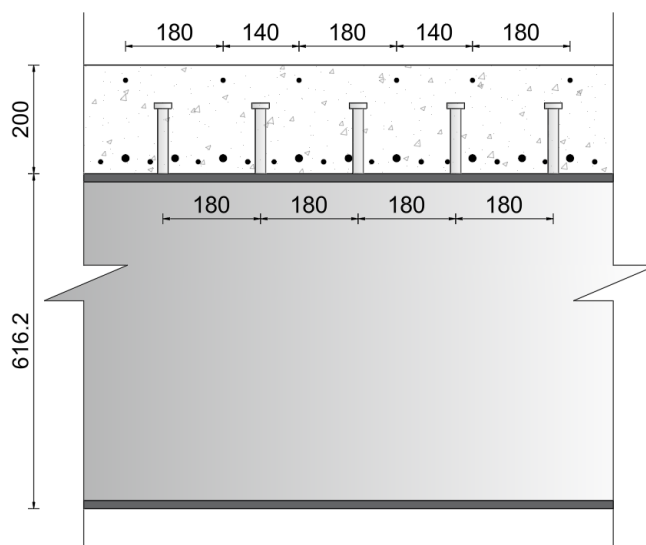
As armaduras são dispostas transversalmente com treliças de barras de 6,3 mm espaçadas em 180 mm. Entre elas são posicionadas barras de 12,5 mm conforme a Figura 3.19. A Figura 3.20 apresenta um corte da seção longitudinal.

Figura 3.19: Detalhe do posicionamento das armações na laje (dimensões em mm)



Fonte: (Pinho & Bellei, 2020)

Figura 3.20: Corte da seção longitudinal (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2024)

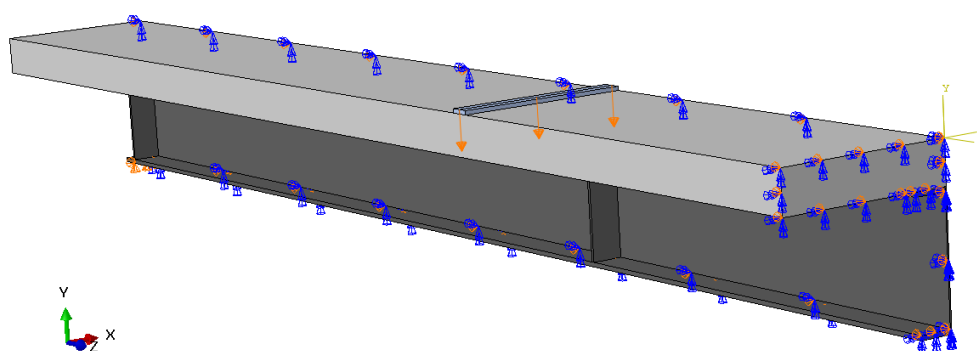
2.3.1.2 Propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais da ponte CBCA estão descritos na Tabela 3.10.

3.3.2.2 Condições de contorno

As condições de contorno do modelo SE-CBCA foi definido considerando um quarto da viga e condições de contorno de simetria nos planos XY e YZ e restrições em Y e Z na região de apoio (Figura 3.22). O deslocamento aplicado nos atuadores foi de 225 mm.

Figura 3.22: Condições de contorno da ponte CBCA



Fonte: Autor (2024)

3.4.3 Modelo SE-LNU

As únicas diferenças entre as pontes e os modelos CBCA e LNU são a geometria da laje e as propriedades do concreto, portanto esses serão os assuntos tratados neste tópico. Antes da construção da ponte completa foi realizada a equivalência entre os modelos SE-LNU e SE-CBCA.

3.4.3.1 Propriedades Geométricas

Para construção da laje nervurada foram adotados os valores de 189 mm de espaçamento entre as nervuras longitudinais e 430 mm entre as nervuras transversais. A Tabela 3.11 apresenta as principais dimensões da seção efetiva da ponte LNU.

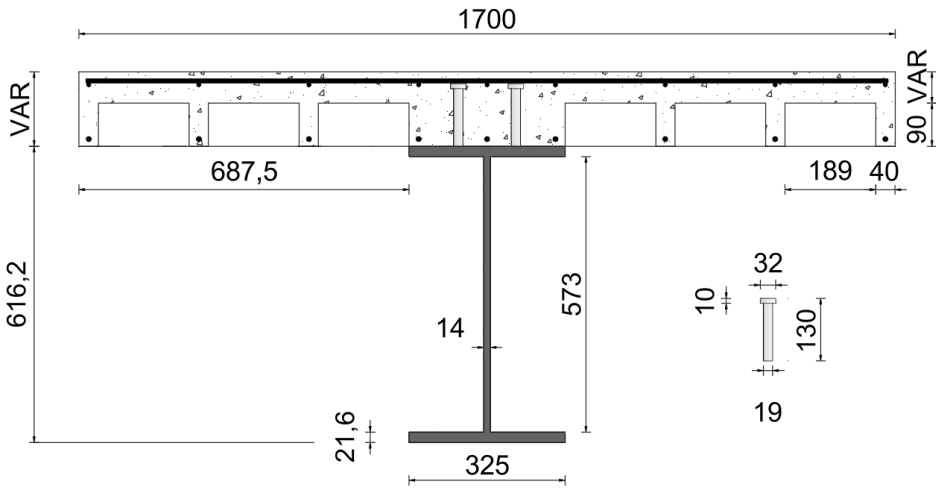
As armaduras foram dispostas de maneira semelhante as vigas de Zhu et al. (2021). Com barras de 10 mm de diâmetro nas nervuras longitudinais e as demais barras com 8 mm distribuídas nas nervuras transversais e nas duas direções da laje. A Figura 3.23 é uma representação da seção transversal da seção efetiva da ponte CBCA.

Tabela 3.11: Principais dimensões da seção efetiva da ponte LNU

Parâmetro	Dimensão
Altura da laje (hs)	Variável
Altura das nervuras (hr)	Variável
Largura das nervuras longitudinais (br)	40 mm
Largura das nervuras transversais (b'r)	40 mm
Distância entre as nervuras longitudinais (blr)	189 mm
Distância entre as nervuras transversais (ltr)	430 mm
Comprimento da laje (L)	14000 mm
Largura da laje (bes)	4200 mm
Espessura da mesa do perfil de aço (tf)	21.6 mm
Largura da mesa do perfil de aço (bf)	325 mm
Altura da alma do perfil de aço (hw)	573 mm
Espessura da alma do perfil de aço (tw)	14 mm

Fonte: Autor (2024)

Figura 3.23: Seção transversal da viga de UHPC (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2024)

3.4.3.1 Propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais da ponte LNU estão descritos na Tabela 3.12.

Tabela 3.12: As propriedades dos materiais da ponte LNU

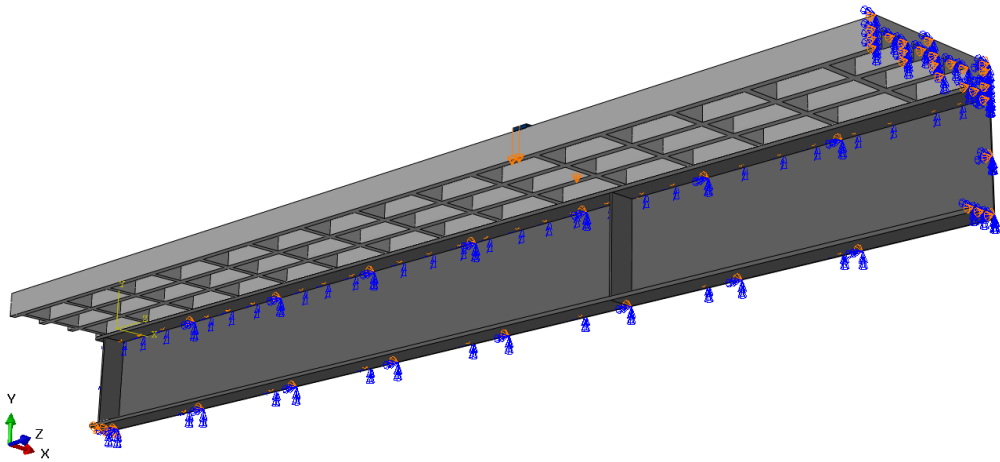
Elementos	Eci (GPa)	ν	fck (MPa)	fy (MPa)	fu (MPa)
Concreto C30	44,06	0,2	153	-	-
Perfil I – mesa	200,00	0,3	-	345	450
Perfil I – Alma	200,00	0,3	-	345	450
Enrijecedores	200,00	0,3	-	345	450
Armaduras Ø 8mm	200,00	0,3	-	450	500
Armaduras Ø10 mm	200,00	0,3	-	450	500

Fonte: Autor (2024)

3.4.3.2 Condições de contorno

Assim como o modelo SE-CBCA, foi considerado a dupla simetria da viga como condições de contorno e restrições em Y e Z no apoio, com deslocamento de 225 mm aplicado nos atuadores (Figura 3.24).

Figura 3.24: Condições de contorno do modelo SE-LNU



Fonte: Autor (2024)

3.5 ANÁLISE DE VIBRAÇÃO LIVRE

Com as pontes CBCA e LNU com resistências equivalentes, deu-se sequência com a análise dinâmica. A primeira etapa foi a determinação das frequências naturais de vibração das pontes a partir de uma análise do tipo *Linear perturbation – Frequency*. Os resultados dos modos de vibração possibilitaram uma compreensão inicial do comportamento das pontes e os pontos críticos de deslocamento. Além disso foram utilizadas as cinco primeiras frequências naturais para determinação dos parâmetros α e β da combinação linear de Rayleigh para construção da matriz de amortecimento conforme a Equação 3.13 (Soriano, 2014).

$$C = \alpha M + \beta K \quad 3.13$$

A Equação 3.14 apresenta o cálculo de α e β considerando a mesma razão de amortecimento (ξ) para todos os modos de referência.

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} \quad 3.14$$

Onde:

ξ : Razão de amortecimento

ω_i : Frequência natural inicial

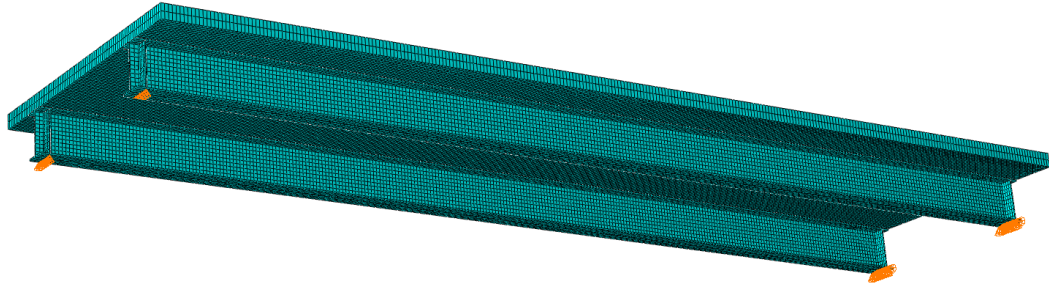
ω_j : Frequência natural final

3.5.1 Modelos completos de ponte

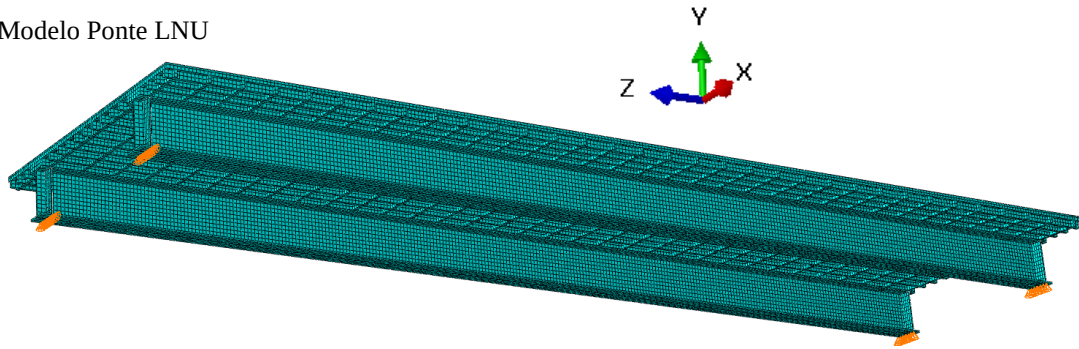
A partir da equivalência dos modelos de seção efetiva, foram desenvolvidos os modelos Ponte CBCA e Ponte LNU. Com esses modelos foram determinados as frequências naturais e os modos de vibração das pontes em uma análise do tipo *linear perturbation – Frequency* no ABAQUS. Como condições de contorno foram restringidos os movimentos de uma extremidade em Y e Z, na outra extremidade, restrições em Y. Foram utilizadas malhas de 50 mm nos modelos. A Figura 3.25 apresenta as malhas e condições de contorno dos modelos completos.

 Figura 3.25: Malhas e condições de contorno dos modelos completos das pontes

a) Modelo Ponte CBCA



b) Modelo Ponte LNU



Fonte: Autor (2024)

3.6 MODELOS DE PONTES SIMPLIFICADOS

Para sequência das simulações foram criados modelos simplificados das pontes. Denominados: Ponte CBCA Simplificado e Ponte LNU Simplificado. Para construção desses modelos, foram criados blocos sólidos com seção homogênea de concreto e momento de inércia equivalente ao modelo de pontes original. A equivalência do momento de inércia das seções transversais foi realizada utilizando o teorema dos eixos paralelos para seções compostas conforme a Equação 3.15 (Soriano, 2014)

$$I_z^{eq} = \sum_{i=1}^n \alpha_i I_{z_i} + \sum_{i=1}^n \alpha_i A_i y_{cgi}^2 \quad 3.15$$

Onde:

α_i : Relação entre os módulos de elasticidade

I_{z_i} : Momento de inércia de uma seção geométrica

A_i : Área de uma seção geométrica

y_{cgi}^2 : Centróide de cada seção geométrica

Com a determinação dos momentos de inércia equivalentes, fixou-se a largura da ponte (4,2 m) e determinaram-se as alturas correspondentes aos momentos de inércia, h_{eq} . A Tabela 3.13 apresenta os dados utilizados para a construção dos modelos simplificados.

Tabela 3.13: Dados utilizados para construção dos modelos simplificados

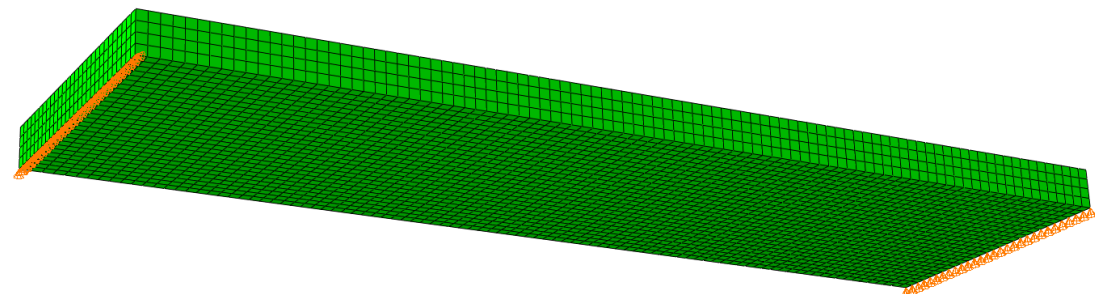
Modelo	Ponte CBCA	Ponte UHPC
E_c (MPa)	30672	44064
E_s (MPa)	200000	200000
α_i	6,521	4,539
I_{eq} (m ⁴)	0,06227	0,04169
Densidade Kg/m ³	3004,06	3437,70
h_{eq} (m)	0,562	0,492

Fonte: Autor (2024)

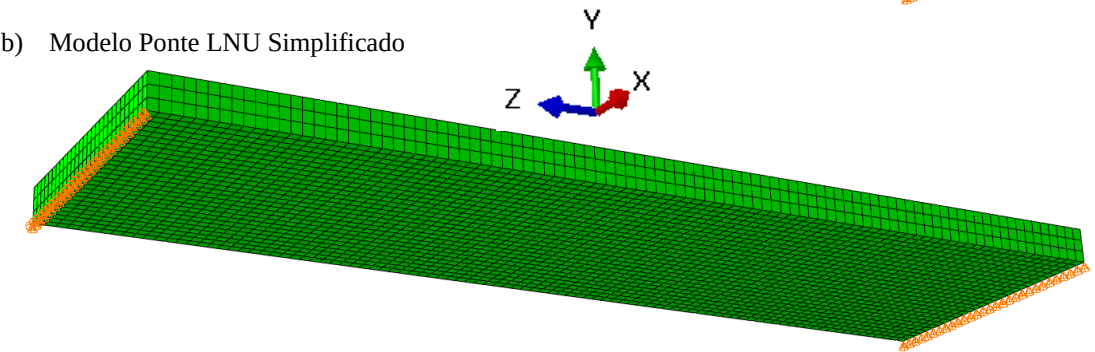
Foram utilizadas malhas de 0,15 m e restrições em Y, e Y e Z nas extremidades. A Figura 3.26 apresenta as malhas e condições de contorno dos modelos Ponte CBCA Simplificado e Ponte LNU Simplificado.

Figura 3.26: Malha e condições de contorno dos modelos simplificados

a) Modelo Ponte CBCA Simplificado



b) Modelo Ponte LNU Simplificado



Fonte: Autor (2024)

3.7 ANÁLISE DE CARGAS MÓVEIS

Após a determinação dos parâmetros α e β e da construção dos modelos simplificados, a próxima etapa da análise focou na avaliação dos efeitos dinâmicos causados pela passagem de um veículo sobre as pontes em regime elástico. Para isso, utilizou-se a subrotina VDLload, que permite a movimentação de cargas distribuídas em um modelo numérico.

Inicialmente, foram analisados os casos constantes, onde as cargas correspondentes à massa do veículo nas rodas transitaram sobre a ponte de maneira constante ao longo de toda a trajetória, em uma análise similar ao procedimento de cálculo de linha de influência.

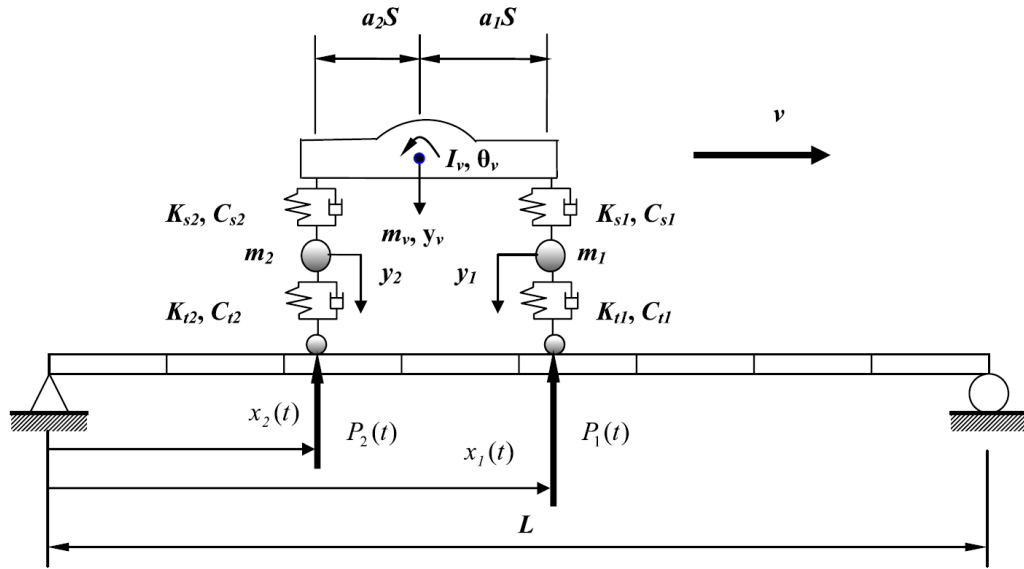
Em seguida, foram considerados os efeitos dinâmicos gerados pela rugosidade da pista, conforme a Classe C da ISO 8608, representando um pavimento de condição média. Foram avaliadas as mesmas velocidades dos casos constantes.

As simulações dos casos constantes e dos casos com consideração do efeito dinâmico, foram realizadas com modelo de cálculo do tipo *Dynamic Explicit*, com passos de tempo de 0,003, 0,0019 e 0,0013 segundos, respectivamente, para as velocidades de 15, 25 e 35 m/s. As cargas foram distribuídas em uma área de 20x30 cm simulando a área das rodas.

As curvas de carga em função da posição do veículo ao longo da ponte, considerando a rugosidade do pavimento, foram obtidas a partir de um modelo numérico em elementos finitos de pórtico plano (Siqueira e Coda, 2017). Este modelo permite a descrição não linear geométrica da estrutura, baseado em uma formulação posicional. Em cada nó dos elementos finitos, são considerados como graus de liberdade as duas coordenadas de posição e o ângulo que define a seção transversal da barra. O modelo assume um contato contínuo entre as rodas do veículo e a pista, e os sistemas de equações não lineares são resolvidos pelo método de Newton-Raphson.

Para simulação do veículo, foram adotados os parâmetros utilizados por Wu & Law (2011), cuja representação é apresentada na Figura 3.27. A Tabela 3.14 apresenta as principais propriedades do sistema. Como se trata de um caso no plano, os resultados para cada eixo foram divididos igualmente para as duas rodas no modelo tridimensional no ABAQUS.

Figura 3.27: Sistema massa-mola utilizado para determinação das cargas nos eixos



Fonte: Wu e Law (2011)

Tabela 3.14: Parâmetros do veículo

Parâmetro	Valor
Massa Suspensa (m_v)	17735 kg
Momento de inércia da massa suspensa (I_v)	$1,47 \times 10^5 \text{ kgm}^2$
Massa não suspensa dianteira (m_1)	1500 kg
Massa não suspensa traseira (m_2)	1000 kg
Comprimento do veículo (S)	4,27 m
Proporção entre a roda dianteira e o centro de massa (a_1)	0,519
Proporção entre a roda traseira e o centro de massa (a_2)	0,481
Rigidez entre as massas suspensa e não suspensa dianteira (k_{s1})	$2,47 \times 10^6 \text{ N/m}$
Rigidez entre as massas suspensa e não suspensa traseira (k_{s2})	$4,23 \times 10^6 \text{ N/m}$
Rigidez entre a massa não suspensa dianteira e o pavimento (k_{t1})	$3,74 \times 10^6 \text{ N/m}$
Rigidez entre a massa não suspensa traseira e o pavimento (k_{t2})	$4,60 \times 10^6 \text{ N/m}$
Amortecimento entre as massas suspensa e não suspensa dianteira (c_{s1})	$3,00 \times 10^4 \text{ Ns/m}$
Amortecimento entre as massas suspensa e não suspensa traseira (c_{s2})	$4,00 \times 10^4 \text{ Ns/m}$
Amortecimento entre a massa não suspensa dianteira e o pavimento (c_{t1})	$3,90 \times 10^3 \text{ Ns/m}$
Amortecimento entre a massa não suspensa traseira e o pavimento (c_{t2})	$4,30 \times 10^3 \text{ Ns/m}$

Fonte: Autor (2024)

CAPÍTULO 4

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo estão apresentados os resultados da calibração das vigas de Zhu et al. (2021), estão também os gráficos de carga por deslocamento das seções efetivas que levaram a definição das alturas da laje e das nervuras da ponte de UHPC com resistência equivalente. Estão apresentados também as curvas de deslocamento no meio do vão das pontes CBCA e LNU que levaram a determinação do fator de impacto nas pontes.

4.1 CALIBRAÇÃO DAS VIGAS MISTAS DE ZHU ET AL. (2021)

Os resultados das calibrações das vigas estão apresentados na Tabela 4.1, onde estão apresentados os valores de carga última e desvios percentuais dos modelos numéricos completo e simplificado em relação ao experimental. A Figura 4.1 apresenta as curvas de carga deslocamento dos modelos.

Tabela 4.1: Valores de carga última e desvios percentuais dos modelos SUWB Completo e Simplificado em relação ao experimental

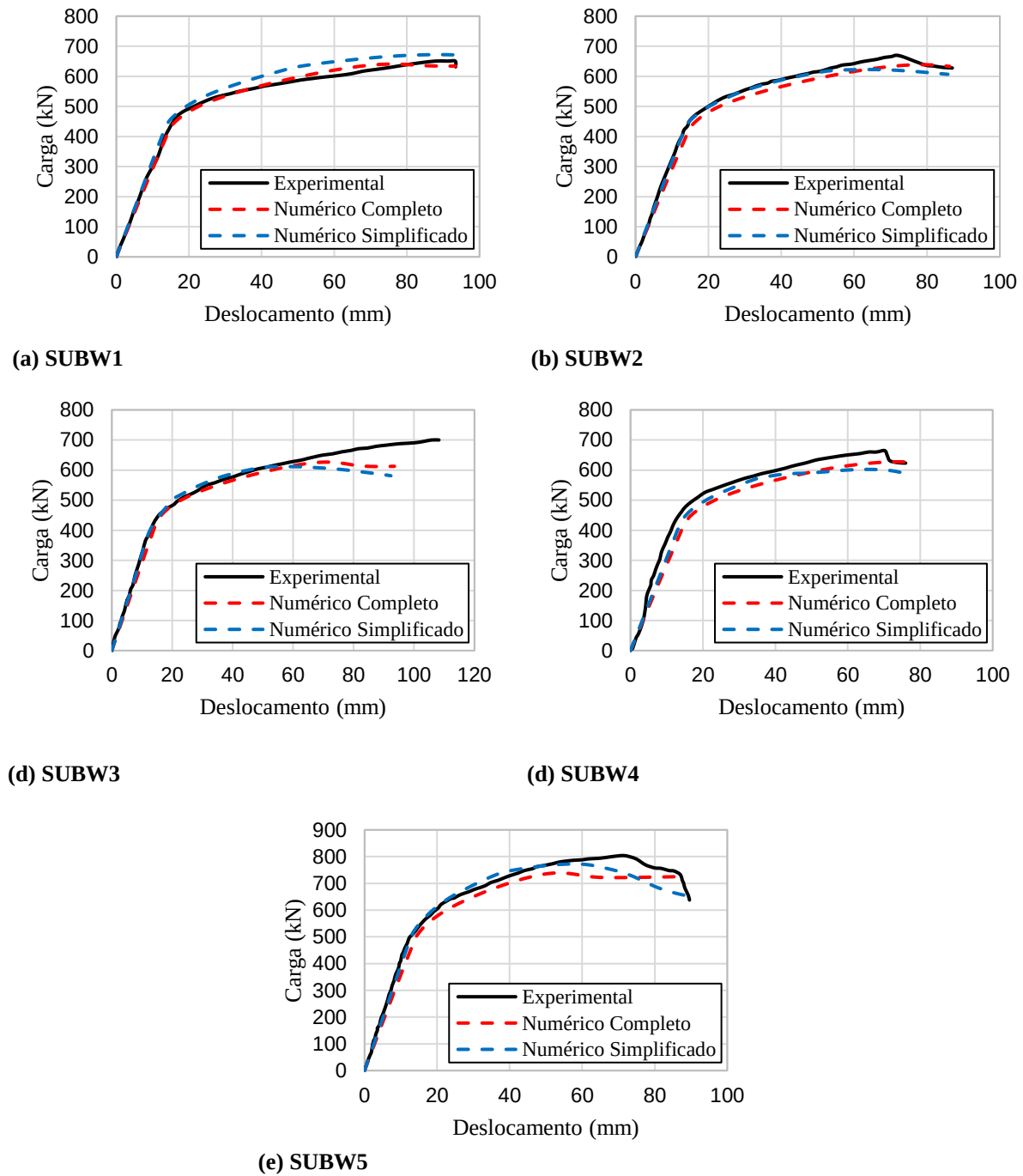
Viga	Deslocamento Experimental (mm)	P experimental (kN)	P SUWB Completo (kN)	P SUWB Simplificado (kN)	Desvio Percentual SUWB Completo	Desvio Percentual SUWB Simplificado
SUBW1	93,41	631,32	634,10	670,74	0,44%	6,24%
SUBW2	86,95	627,66	632,17	604,59	0,72%	3,68%
SUBW3	108,24	700,00	613,45	566,46	12,36%	19,08%
SUBW4	75,96	623,20	627,01	588,44	0,61%	5,58%
SUBW5	89,57	637,60	724,75	663,55	13,67%	4,07%

Fonte: Autor (2024)

A partir dos desvios pode-se observar que tanto o modelo completo como o simplificado possuem desvios pequenos em relação ao experimental. Com exceção da SUWB 3, as vigas apresentaram desvios menores que 7% para o modelo simplificado, mostrando que este está adequado para criação do modelo de ponte simplificado.

O modelo completo apresentou desvios menores que 15% para todas as vigas e desvios menores que 1% para as SUWBs 1, 2 e 4. Portanto é adequada para a visualização dos efeitos das cargas nos elementos e tem como vantagem a possibilidade de observar o comportamento dos pinos durante a aplicação de carga.

Figura 4.1: Relação carga-deslocamento dos modelos numéricos



Fonte: Autor (2024)

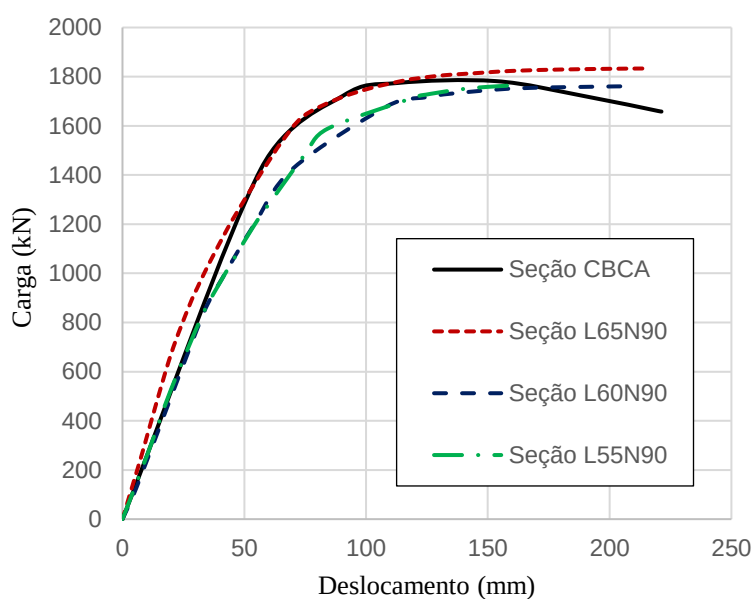
Nos ensaios experimentais de Zhu et al. (2021) todas as amostras falharam devido ao esmagamento do UHPC e ao escoamento do aço, com modo de falha por flexão. Inicialmente, a mesa inferior escoou com o aumento da carga. A linha neutra subiu gradualmente e fissuras surgiram na parte inferior e laterais das nervuras longitudinais. Uma fissura principal se desenvolveu enquanto as outras eram menos visíveis. Finalmente, o UHPC no topo da laje nervurada no meio do vão esmagou, atingindo o estado limite. As seções transversais nos pontos

de carregamento sofreram flexão e cisalhamento, causando fissuras nas nervuras longitudinais antes do escoamento da viga de aço.

4.2 EQUIVALÊNCIA ENTRE OS MODELOS DE SEÇÕES

A Figura 4.2 apresenta as curvas de carga-deslocamento para três configurações de laje testadas na seção efetiva das pontes com altura das nervuras de 90 mm e altura da laje de 55, 60 e 65 mm (L55N90, L60N90 e L65N90 respectivamente).

Figura 4.2: Relação carga-deslocamento para seções efetivas da ponte em estudo



Fonte: Autor (2024)

A partir dessa análise optou-se pela laje com altura da laje e nervuras de 65 mm e 90 mm. A Figura 4.3 mostra uma visão geral da ponte LNU. A Figura 4.4 apresenta a seção transversal da Ponte LNU.

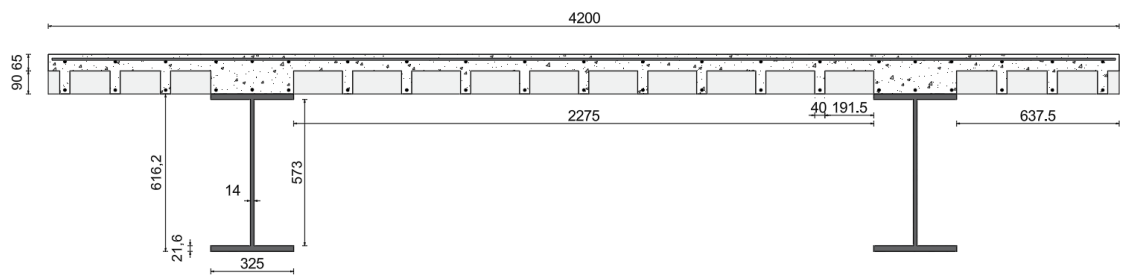
Figura 4.3: Ponte LNU, visão geral



Fonte: Autor (2024)

A Figura 4.5 mostra uma comparação com as seções das lajes das pontes CBCA e LNU sobrepostas e a Tabela 4.2 mostra uma comparação entre os volumes de concreto C30 e UHPC das pontes com mesma resistência.

Figura 4.4: Seção transversal da ponte LNU



Fonte: Autor (2024)

Figura 4.5: Seções das lajes das pontes CBCA e LNU sobrepostas



Fonte: Autor (2024)

Tabela 4.2: Volume de concreto nas pontes em estudo

Ponte	Volume de concreto (m³)
CBCA	11,76
LNU	5,75

Fonte: Autor (2024)

A nova configuração de ponte possibilitou a redução de 51,1% no volume de concreto em relação a ponte CBCA.

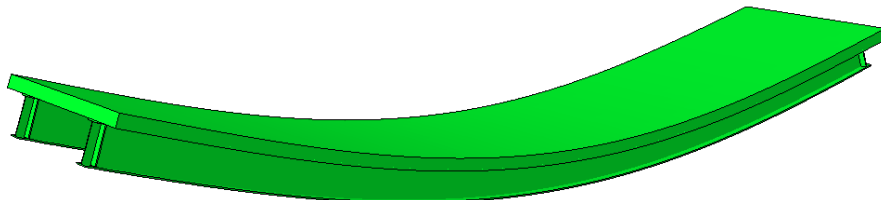
4.3 COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS DE PONTES

4.3.1 Frequências Naturais

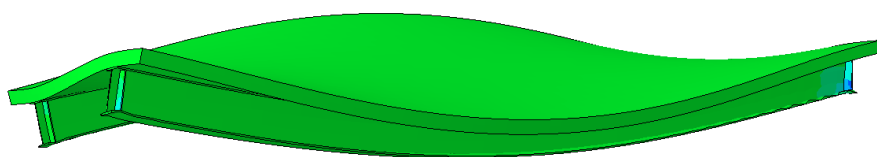
A partir dos modelos desenvolvidos foram determinados os modos de vibração e as frequências naturais. A Figura 4.6 apresenta os cinco primeiros modos de vibração da Ponte CBCA e a Figura 4.7, os cinco primeiros modos da Ponte LNU. O gráfico da Figura 4.8 apresenta as frequências em funções dos modos de vibração.

Figura 4.6: Frequências naturais da ponte CBCA

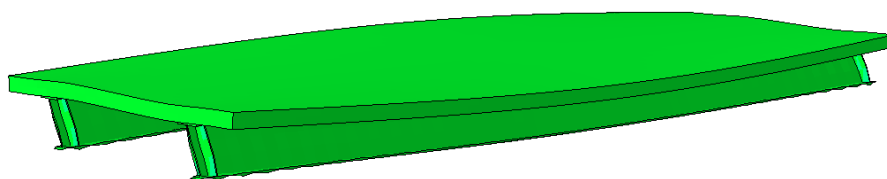
a) Primeiro Modo: 8,26 Hz



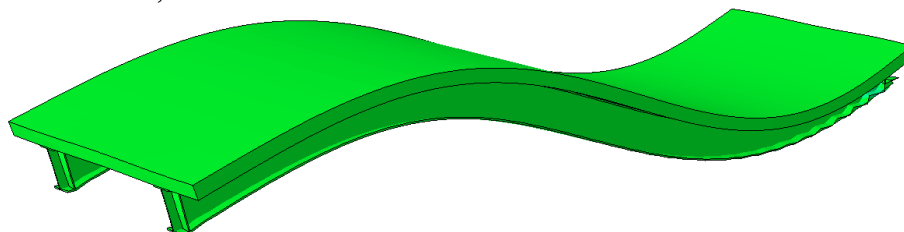
b) Segundo Modo: 22,16 Hz



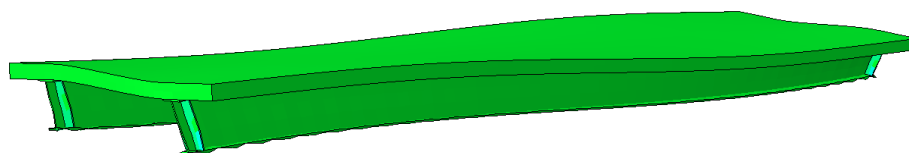
c) Terceiro Modo: 24,14 Hz



d) Quarto Modo: 27,95 Hz



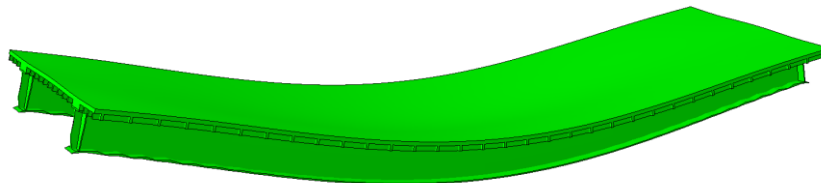
e) Quinto Modo: 41,40 Hz



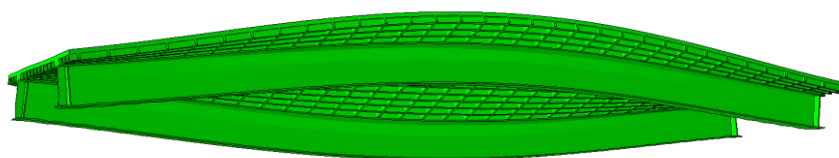
Fonte: Autor (2024)

Figura 4.7: Frequências naturais da ponte LNU

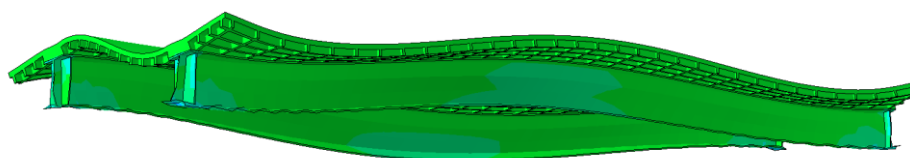
a) Primeiro Modo: 8,53 Hz



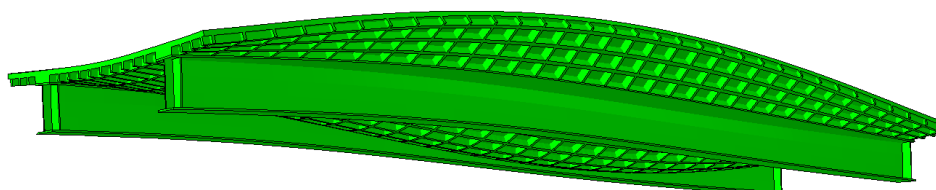
b) Segundo Modo: 12,00 Hz



c) Terceiro Modo: 20,57 Hz



d) Quarto Modo: 26,84 Hz

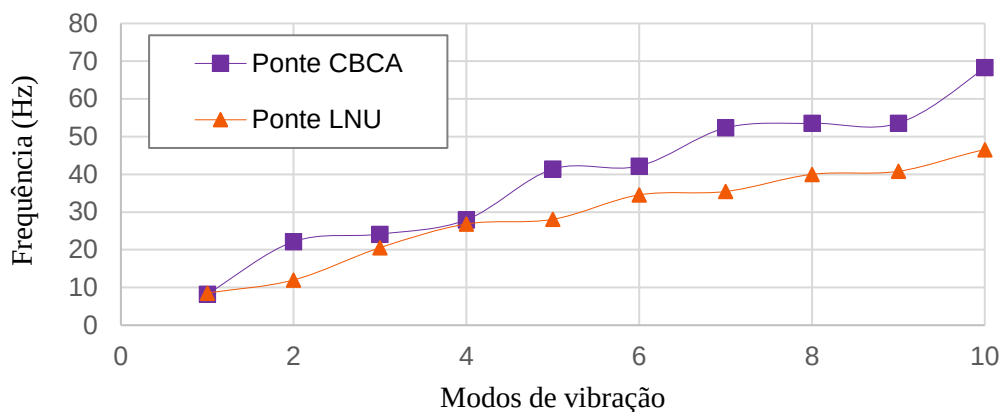


e) Quinto Modo: 28,07 Hz



Fonte: Autor (2024)

Figura 4.8: Frequências naturais para cada modo de vibração



Fonte: Autor (2024)

Pode-se observar que as frequências naturais fundamentais são de flexão e apresentam valores próximos entre as duas pontes, com um desvio percentual de 3,29% para o primeiro modo de vibração. Pelo gráfico de frequências, é possível indicar que a ponte LNU é mais rígida que a ponte CBCA. A Tabela 4.3 apresenta os valores de α e β calculados para a determinação da matriz de amortecimento de Rayleigh, com base nas frequências naturais obtidas na análise dos 5 primeiros modos de vibração e na razão de amortecimento adotada.

Tabela 4.3: Ceficientes de amortecimento α e β de Rayleigh para as pontes CBCA e LNU

Ponte	CBCA	LNU
ω_i	8,26	8,53
ω_j	41,40	28,07
ξ	0,02	0,02
α	1,73	1,64
β	1,282E-04	1,739E-04

Fonte: Autor (2024)

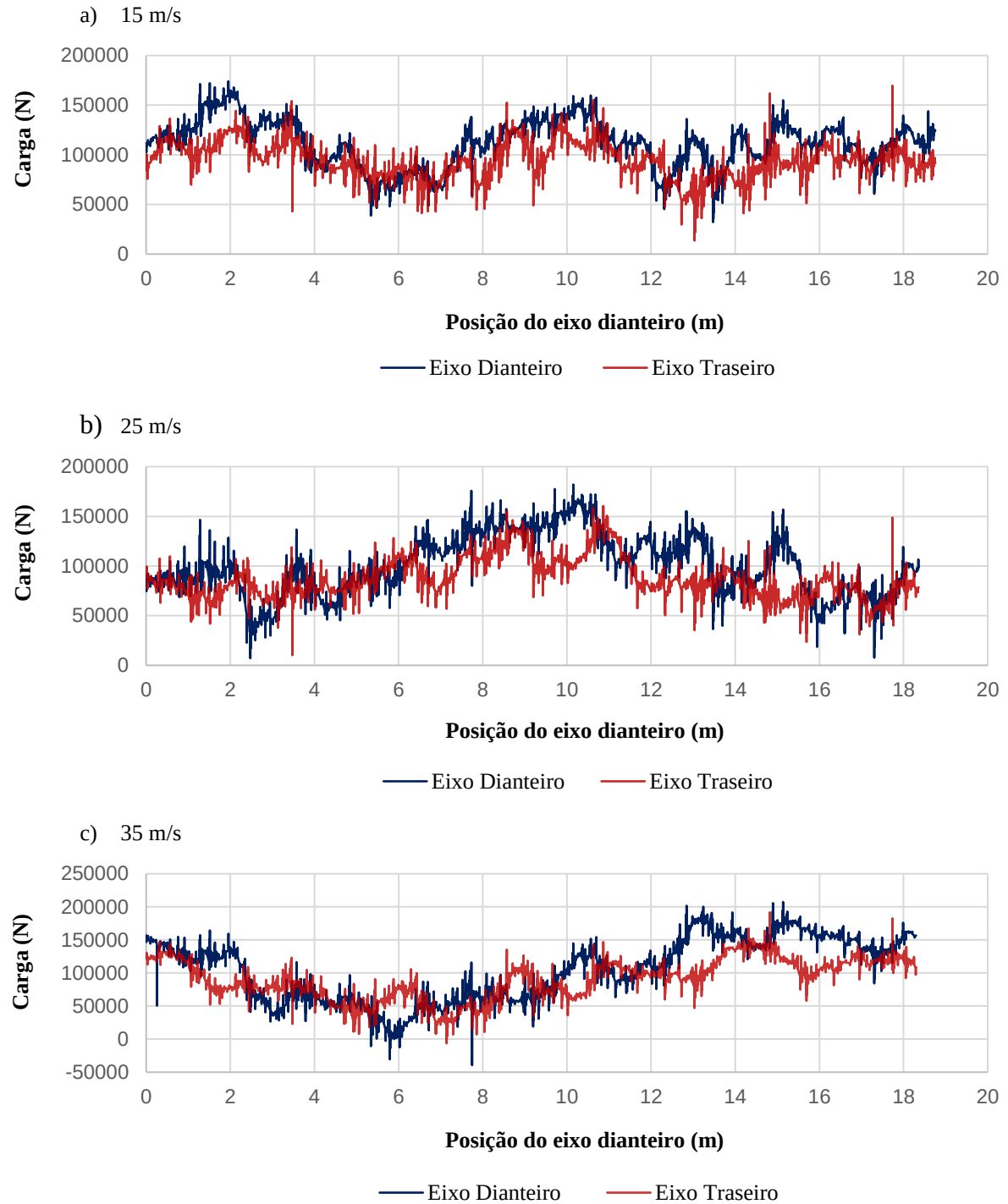
4.3.2 Cargas móveis

Com o modelo numérico baseado em Siqueira e Coda (2017), obtiveram-se as curvas de carga nos eixos pela posição do eixo dianteiro do veículo ao longo do trajeto. A Figura 4.9 e a Figura 4.10 apresentam esses resultados para os modelos de Ponte CBCA e para Ponte LNU, respectivamente.

Dado que a distância entre os eixos do veículo é de 4,27 m, o ponto 4,27 no eixo horizontal dos gráficos indica o momento em que a carga do eixo traseiro começa a ser aplicada na laje. Considerando que a ponte possui um vão de 14 metros, no ponto 14 do eixo horizontal a carga do eixo dianteiro já não está mais sendo aplicada na laje. A carga do eixo traseiro, por sua vez, continua sendo aplicada até o ponto 18,27 m.

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

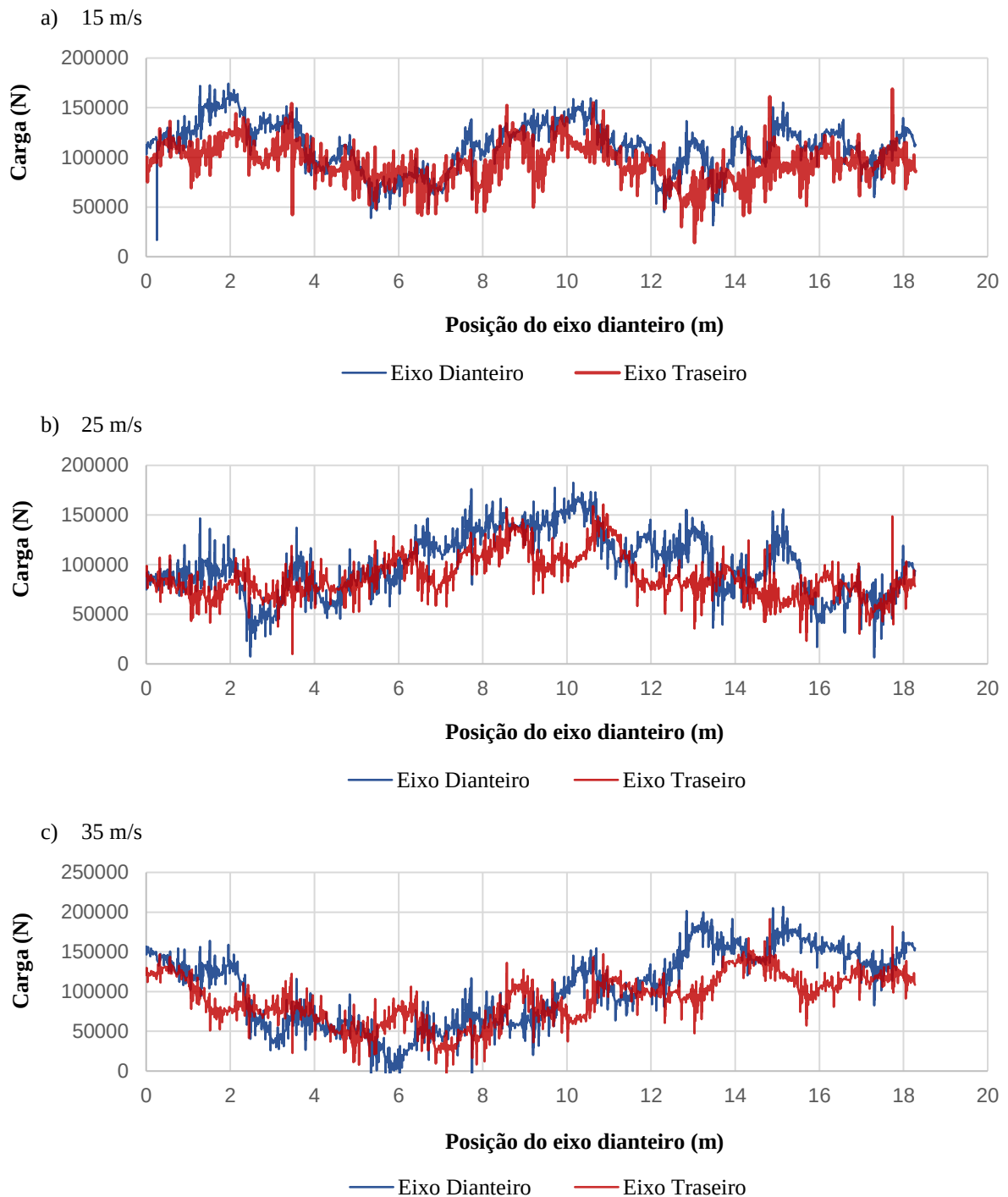
Figura 4.9: Cargas nos eixos do veículo pelo deslocamento do eixo dianteiro na Ponte CBCA



Fonte: Autor (2024)

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 4.10: Cargas nos eixos do veículo pelo deslocamento do eixo dianteiro na Ponte LNU



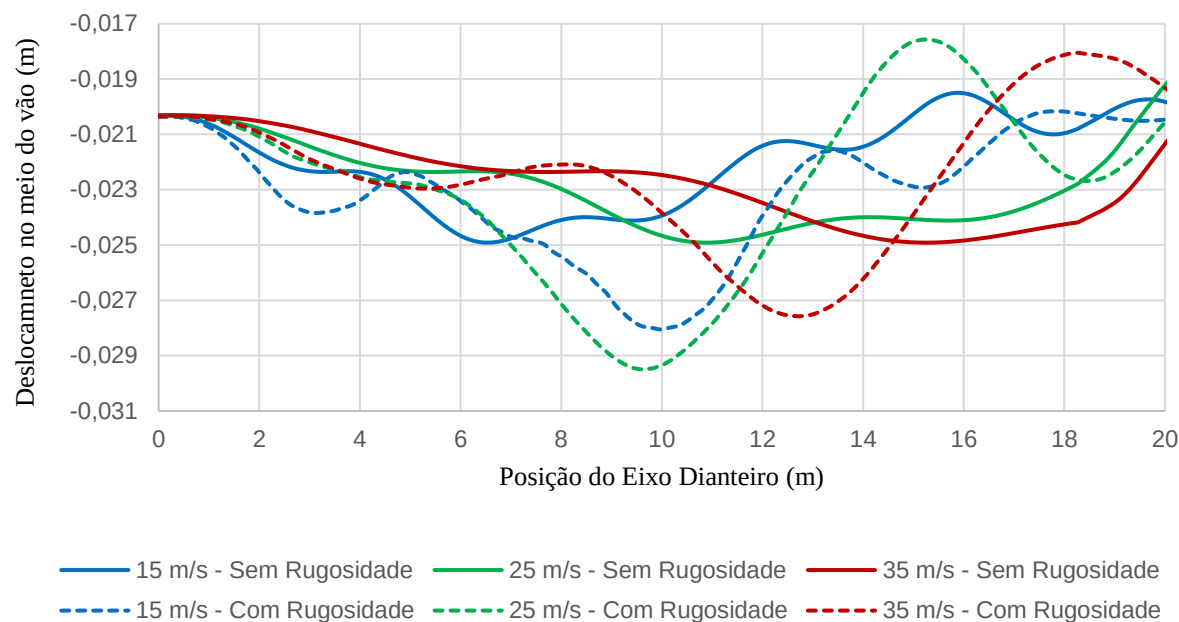
Pode-se observar pelas curvas, que as maiores cargas quando o veículo está posicionado no meio do vão são observadas para a velocidade de 25 m/s, o que indica que este será o caso crítico de análise para as duas pontes em estudo.

Essas curvas foram inseridas no algoritmo da sub-rotina VDLoad. A partir do processamento dos modelos Ponte CBCA Simplificado e Ponte LNU Simplificado, obtiveram-

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

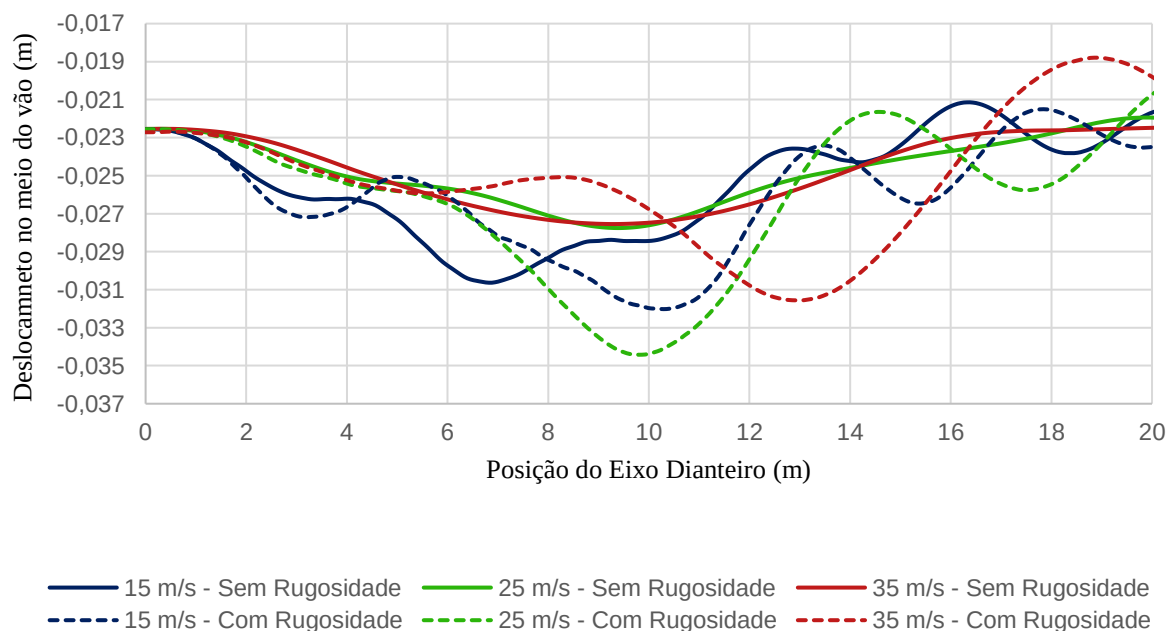
se as curvas de deslocamento do meio do vão pela posição do eixo dianteiro do veículo (Figura 4.11 e Figura 4.12, respectivamente).

Figura 4.11: Deslocamento no meio do vão pela posição do eixo dianteiro para a Ponte CBCA



Fonte: Autor (2024)

Figura 4.12: Deslocamento no meio do vão pela posição do eixo dianteiro para a Ponte LNU



Fonte: Autor (2024)

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

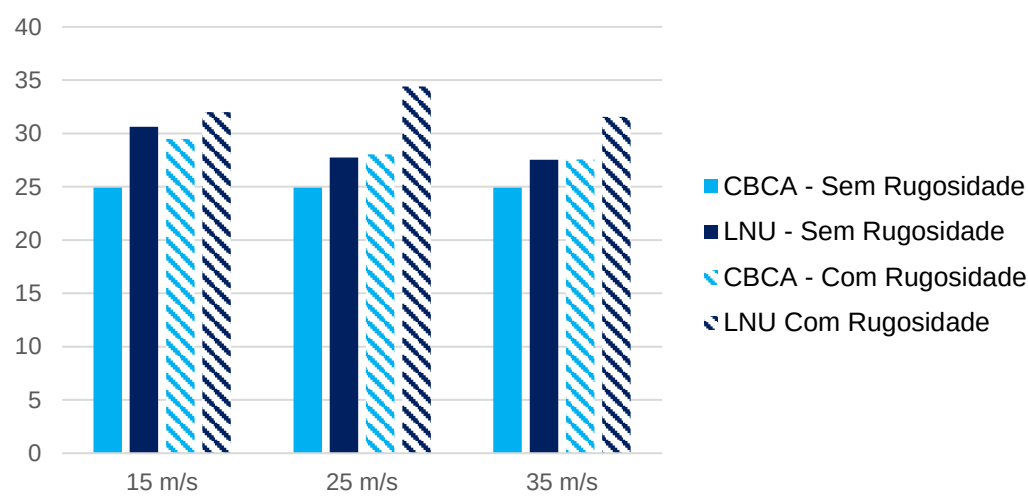
A Tabela 4.4 apresenta os valores de deslocamento máximo e amplificação dinâmica para os casos analisados. A Figura 4.13 e a Figura 4.14 apresentam, respectivamente, os mesmos dados em gráficos.

Tabela 4.4: Dados de deslocamento máximo e amplificação dinâmica para os casos analisados

Ponte	CBCA			LNU		
	15 m/s	25 m/s	35 m/s	15 m/s	25 m/s	35 m/s
Velocidades						
Deslocamento Máximo - Caso Constante (mm)	24,91	24,91	24,91	30,63	27,76	27,55
Deslocamento Máximo - Caso Dinâmico (mm)	29,50	28,06	27,57	32,02	34,42	31,56
Amplificação Dinâmica	1,18	1,13	1,11	1,05	1,24	1,15

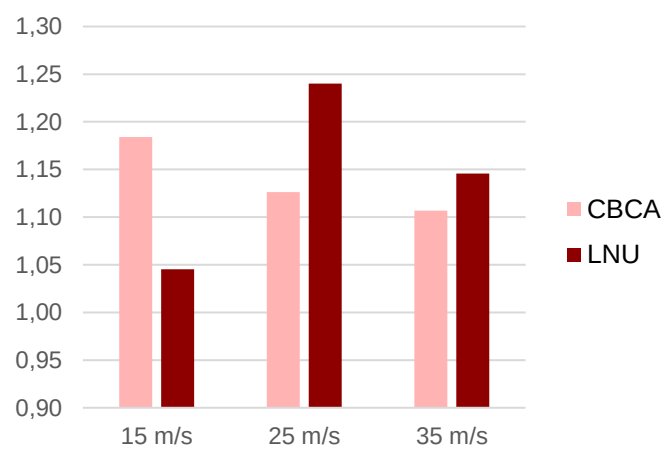
Fonte: Autor (2024)

Figura 4.13: Deslocamento máximo para os casos analisados



Fonte: Autor (2024)

Figura 4.14: Amplificação dinâmica para os casos analisados



Fonte: Autor (2024)

Os resultados mostram que, para velocidade de 15 m/s, a amplificação dinâmica foi maior na ponte CBCA. Nas demais velocidades avaliadas a ponte LNU sofre maior ampliação.

De acordo com a ABNT NBR 8800 (2008) o deslocamento limite para vigas mistas de concreto e aço para os casos estudados é de 40 mm. Portanto, para todos os casos avaliados, das duas pontes, os deslocamentos estão dentro do limite da norma. Sobre as recomendações de amplificação, a Tabela 4.5 apresenta os fatores de amplificação de dinâmica para as normas brasileira, estadunidense, chinesa e europeia.

Tabela 4.5: Valores de amplificação dinâmica (DAF) para diferentes normas

Norma	Amplificação dinâmica
ABNT NBR 7187 (2007)	1,30
AASHTO (2020)	1,33
EN 1991-2 (2003)	1,43
JTG D60 (2015)	1,36

Fonte: Autor (2024)

Pode-se observar que, para todas as normas, a amplificação da carga estática geraria valores acima dos obtidos neste trabalho. Para os casos em estudo, a norma do *Eurocode* apresenta os valores mais conservadores, ampliando 27,7 % a mais do que a maior amplificação obtida. A norma mais permissiva foi a brasileira, com uma ampliação de 16,1% a mais do que a maior ampliação obtida.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Primeiramente, é importante ressaltar que os ensaios dinâmicos numéricos são cruciais para simular situações inviáveis de reproduzir experimentalmente.

Foi possível calibrar o modelo numérico com base nos ensaios de Zhu et al. (2021). Tanto o modelo simplificado quanto o completo apresentaram resultados próximos aos experimentais. O modelo completo forneceu maior precisão na maioria dos casos e permitiu observar o comportamento dos conectores de cisalhamento. O modelo simplificado proposto viabilizou a continuidade dos trabalhos devido à redução do custo computacional nas simulações.

Quanto à equivalência das seções das pontes, foi possível desmaterializar a ponte proposta por Pinho e Bellei (2020) utilizando concreto de ultra alto desempenho (UHPC). A redução do volume de concreto na laje foi possível graças às propriedades mecânicas superiores do UHPC. Vale destacar que um estudo de otimização com algoritmos poderia resultar em configurações de laje com volumes ainda menores de concreto.

Apesar da desmaterialização da ponte, os resultados das frequências naturais de vibração dinâmica mostraram que, para o caso em estudo, a perda de rigidez não foi significativa. O aumento do módulo de elasticidade do UHPC em relação ao concreto C30 foi de 43,7%, enquanto a diminuição do momento de inércia equivalente foi de 33,05%, resultando em uma redução da rigidez à flexão de apenas 3,97%.

Com isso, a Ponte LNU apresentou resultados de deslocamento e amplificação dinâmica dentro dos limites normativos, demonstrando que o concreto de ultra alto desempenho possui grande potencial para a desmaterialização de pontes, o que gera diversos benefícios para a construção e manutenção de infraestruturas.

Sugere-se, para trabalhos futuros, a realização de análises utilizando apenas o modelo completo em elementos finitos, permitindo uma avaliação mais precisa do comportamento estrutural da ponte. Além disso, seria relevante investigar o efeito de diferentes velocidades de veículos, bem como as consequências de aceleração, frenagem e curvas, que podem gerar esforços adicionais e influenciar a dinâmica da estrutura.

Outro ponto a ser explorado é o impacto de colisões e do tráfego simultâneo de múltiplos veículos, visto que essas condições podem amplificar os efeitos dinâmicos. A análise de pontes com vãos e larguras maiores também é recomendada, já que essas estruturas apresentam maior sensibilidade a vibrações e deslocamentos.

Estudos sobre pontes contínuas, com foco no momento negativo nos apoios, são importantes, pois apresentam características dinâmicas distintas das pontes simples. Por fim, a combinação de efeitos dinâmicos como vento e sismos com o tráfego de veículos deve ser avaliada, já que essas interações podem gerar solicitações mais severas e comprometer a integridade estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aaleti, S., Petersen, B., & Sritharan, S. (2013). Design Guide for Precast UHPC Waffle Deck Panel System, including Connections. www.intrans.iastate.edu

AASHTO - Standards Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, 1996

AASHTO - Standards Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, 2020

AASHTO LRFD - Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, pp. 3-21, 2005.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C1856: Standard Practice for Fabricating and Testing Specimens of Ultra-High Performance Concrete. West Conshohocken, 2017.

Amran, M., Huang, S. S., Onaizi, A. M., Makul, N., Abdelgader, H. S., & Ozbakkaloglu, T. (2022). Recent trends in ultra-high performance concrete (UHPC): Current status, challenges, and future prospects. Em *Construction and Building Materials* (Vol. 352). Elsevier Ltd. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129029>

ARCHITECT. Estádio Jean Bouin, Paris. (2015). Disponível em: https://www.architectmagazine.com/project-gallery/jean-bouin-stadium_o. Acesso em: 12 ago. 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6118: Projeto e execução de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, 2023

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 1988.

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

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios – Procedimento. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos — Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: Carga móvel em pontes rodoviárias e passarelas de concreto armado. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. NF P 18-451: Béton - Méthodes d'essai - Essai de compression sur éprouvettes cylindriques et cubiques. Paris, 2019.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. NF P 18-710: Béton - Spécification, performances, production et conformité - Règles complémentaires pour la spécification des bétons à propriétés spécifiées. Paris, 2016.

Baghi, H., Menkulasi, F., Montes, C., Sandrock, J. P., & Gomez, S. (2018). Four high performance nonproprietary concrete deck configurations for movable bridges. *Engineering Structures*, 168, 559–575. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.016>

Benedetty, C. A., dos Santos, V. B., Krah, P. A., Rossi, A., Silva, F. de A., Cardoso, D. C. T., & Martins, C. H. (2023). Flexural and shear behavior of steel-UHPC composite beams: a review. *Em Engineering Structures* (Vol. 293). Elsevier Ltd. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116649>

Benedito, André Vitor. "Estudo Numérico da Mudança do Padrão de Falha em Vigas de Concreto pela Variação do Volume de Fibras." Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Maringá, 2023. Disponível em: <http://www.pcv.uem.br/documentos/dissertacao-de-mestrado/andre-vitor-dissertacao-1.pdf>.

Berczyński, S., & Wróblewski, T. (2005). Vibration of steel-concrete composite beams using the Timoshenko beam model. *JVC/Journal of Vibration and Control*, 11(6), 829–848. <https://doi.org/10.1177/1077546305054678>

BILLAH, K. Yusuf; SCANLAN, Robert H. Resonance, Tacoma Narrows bridge failure, and undergraduate physics textbooks. *American Journal of Physics*, v. 59, n. 2, p. 118-124, 1991.
Birtel, V., & Mark, P. (2006). Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Biscontin, G., Morassi, A., & Wendel, P. (2000). Vibrations of Steel-Concrete Composite Beams.

BLAIS, Pierre Y.; COUTURE, Marco. PRECAST, prestressed pedestrian BRIDGE-WORLD'S first reactive powder concrete bridge. PCI journal, v. 44, n. 5, 1999.

BUILDING AND CONSTRUCTION TECHNOLOGY (2012). Lajes mistas de madeira e concreto. Disponível em: <https://www.umass.edu/bct/research/research-areas/wood-concrete-composite-systems/>. Acesso em: 11 ago. 2023

Buttignol, T. E. T., Sousa, J. L. A. O., & Bittencourt, T. N. (2017). Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC): a review of material properties and design procedures. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 10(4), 957–971. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952017000400011>

Carreira, D. J., & Chu, K.-H. (1985). Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression.

CHDBC CAN/CSA-S6-06 (2010). Standard title. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada.

Classen, M. (2018). Limitations on the use of partial shear connection in composite beams with steel T-sections and uniformly spaced rib shear connectors. Journal of Constructional Steel Research, 142, 99–112. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.11.023>

Deng, L., He, W., & Shao, Y. (2015). Dynamic Impact Factors for Shear and Bending Moment of Simply Supported and Continuous Concrete Girder Bridges. Journal of Bridge Engineering, 20(11). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000744](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000744)

Du, H., Hu, X., Meng, Y., Han, G., & Guo, K. (2020). Study on composite beams with prefabricated steel bar truss concrete slabs and demountable shear connectors. Engineering Structures, 210. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110419>

Earls, C. J. (1999). Effects of material property stratification and residual stresses on single angle flexural ductility. Journal of Constructional Steel Research, 51(2), 147–175. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(99\)00024-3](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(99)00024-3)

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-2: Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels, 2003.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Fang, Z., Fang, H., Li, P., Jiang, H., & Chen, G. (2022). Interfacial shear and flexural performances of steel–precast UHPC composite beams: Full-depth slabs with studs vs. demountable slabs with bolts. *Engineering Structures*, 260, 114230. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.114230>
- FEHLING, Ekkehard et al. Ultra-high performance concrete UHPC. Berlin: Ernst & Sohn, 2014.
- Gao, Q., Zhang, K., Wang, T., Peng, W., & Liu, C. (2021). Numerical investigation of the dynamic responses of steel-concrete girder bridges subjected to moving vehicular loads. *Measurement and Control (United Kingdom)*, 54(3–4), 465–484. <https://doi.org/10.1177/0020294020981406>
- GB/T31387 (2015). Standard title. Standardization Administration of China, Beijing, China.
- Ge, W., Liu, C., Zhang, Z., Guan, Z., Ashour, A., Song, S., Jiang, H., Sun, C., Qiu, L., Yao, S., Yan, W., & Cao, D. (2023). Numerical and theoretical research on flexural behaviour of steel-precast UHPC composite beams. *Case Studies in Construction Materials*, 18. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01789>
- Ghasemi, S., Mirmiran, A., Xiao, Y., & Mackie, K. (2016). Novel UHPC-CFRP Waffle Deck Panel System for Accelerated Bridge Construction. *Journal of Composites for Construction*, 20(1). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000607](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000607)
- Ghasemi, S., Zohrevand, P., Mirmiran, A., Xiao, Y., & Mackie, K. (2016). A super lightweight UHPC-HSS deck panel for movable bridges. *Engineering Structures*, 113, 186–193. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.046>
- González, A., Covián, E., & Casero, M. (2023). Verifying the suitability of uncoupled numerical methods for solving vehicle-bridge interaction problems. *Structure and Infrastructure Engineering*, 19(10), 1407–1424. <https://doi.org/10.1080/15732479.2022.2033276>
- Guo, B., Wang, R., Lu, C., Shi, W., & Gao, Q. (2021). Numerical investigation on the dynamic performance of steel–concrete composite continuous rigid bridges subjected to moving vehicles. *Sustainability (Switzerland)*, 13(24). <https://doi.org/10.3390/su132413666>
- Hamoda, A., Hossain, K. M. A., Sennah, K., Shoukry, M., & Mahmoud, Z. (2017). Behaviour of composite high performance concrete slab on steel I-beams subjected to static hogging moment. *Engineering Structures*, 140, 51–65. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.030>
- Hasan, A.R. and Mohammed, D., 2022. Comparative assessment of commonly used concrete damage plasticity material parameters. *Engineering Transactions*, 70(2), pp.157-181.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Heinemeyer, S. (2011). Zum Trag-und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten.

Henderson, I. E. J., Zhu, X. Q., Uy, B., & Mirza, O. (2015a). Dynamic behaviour of steel-concrete composite beams with different types of shear connectors. Part I: Experimental study. *Engineering Structures*, 103, 298–307. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.08.035>

Henderson, I. E. J., Zhu, X. Q., Uy, B., & Mirza, O. (2015b). Dynamic behaviour of steel-concrete composite beams with different types of shear connectors. Part II: Modelling and comparison. *Engineering Structures*, 103, 308–317. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.08.033>

Honarvar, E., Sritharan, S., Matthews Rouse, J., & Aaleti, S. (2016). Bridge Decks with Precast UHPC Waffle Panels: A Field Evaluation and Design Optimization. *Journal of Bridge Engineering*, 21(1). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000775](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000775)

HONDA, H., KAJIKAWA, V., KOBORI, T., 1982, "Spectra of Road Surface Roughness on Bridges" *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 108, ST9, 1956-1966.

Huang, C. W., & Su, Y. H. (2008). 19:6 WSPC/165-IJSSD. *Em International Journal of Structural Stability and Dynamics* (Vol. 8, Número 4). www.worldscientific.com

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 8608: Mechanical vibration – Road surface profiles – Reporting of measured data. Geneva, 2016.

Jesus, C. F., Arruda Junior, E. S., Braga, N. T. S., Silva Junior, J. A., & Barata, M. S. (2023). Coloured concrete produced from low-carbon cements: Mechanical properties, chromatic stability and sustainability. *Journal of Building Engineering*, 67, 106018. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2023.106018>

JTG D60 (2015). Standard title. Ministry of Transport of the People's Republic of China, Beijing, China.

Kang, S.-T., Choi, J.-I., Koh, K.-T., Lee, K. S., & Lee, B. Y. (2016). Hybrid effects of steel fiber and microfiber on the tensile behavior of ultra-high performance concrete. *Composite Structures*, 145, 37–42. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.02.075>

Krahl, P. A., Carrazedo, R., & El Debs, M. K. (2018). Mechanical damage evolution in UHPFRC: Experimental and numerical investigation. *Engineering Structures*, 170, 63-77.

Li, V. C., & Leung, C. K. Y. (1992). STEADY-STATE AND MULTIPLE CRACKING OF SHORT RANDOM FIBER COMPOSITES.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Lu, W. L., Peng, W. Q., Zhu, L., Ma, B., & Li, F. L. (2022). Study on mechanical behavior of steel-UHPC-NC composite beams under negative bending moment. *Case Studies in Construction Materials*, 17. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01593>
- Lu, X., Kim, C. W., & Chang, K. C. (2020). Finite Element Analysis Framework for Dynamic Vehicle-Bridge Interaction System Based on ABAQUS. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 20(3). <https://doi.org/10.1142/S0219455420500340>
- Lukasik, J., Acker, P., Vernet, C., & Behloul, M. (2004). Ductal®: plastyczny beton o najwyższych parametrach użytkowych. In *Materiały Konferencji „Dni Betonu”*, Wisła (pp. 111-124).
- Maya Duque, L. F., & Graybeal, B. (2017). Fiber orientation distribution and tensile mechanical response in UHPFRC. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 50(1). <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0914-5>
- MEIROVITCH, Leonard. *Fundamentals of vibrations*. Waveland Press, 2010.
- MELO, E. S. *Interação dinâmica veículo-estrutura em pequenas pontes rodoviárias*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.
- Meng, W., Yao, Y., Mobasher, B., & Khayat, K. H. (2017). Effects of loading rate and notch-to-depth ratio of notched beams on flexural performance of ultra-high-performance concrete. *Cement and Concrete Composites*, 83, 349–359. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.07.026>
- MOBASHER, Barzin. *Mechanics of Fiber and Textile Reinforced Cement Composites*: CRC Press, 2011. <https://doi.org/10.1201/b11181>.
- MULLER, Rodrigo Menegaz; KOELLE, Paulo; ALMEIDA, Claudio Nascimento. A utilização de UHPC em obras no Brasil. *Concreto & Construções*, São Paulo, v. 87, p. 57-62, jul./set. 2017. Trimestral. Disponível em: http://ibracon.org.br/Site_revista/Concreto_Construcoes/ebook/edicao87/files/assets/basic-html/page57.html . Acesso em: 15 Jun.2023.
- Oehlers, D. J., & Bradford, M. A. (2013). *Composite steel and concrete structures: fundamental behaviour: fundamental behaviour*. Elsevier.
- Pelke, Dipl.-I. E., & Kurrer, K.-E. (2015). *On The Evolution Of Steel-Concrete Composite Construction*.
- Pinho, F. O., & Bellei, I. H. (2020). *Manual de Pontes e Viadutos em Vigas Mistas* (2o ed). CBCA.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Qin, S., Yu, L., Zhang, J., & Gao, L. (2023). Fatigue assessment of steel-UHPC composite deck with a thin polymer overlay in a long-span suspension bridge under static and random traffic loads. *International Journal of Fatigue*, 168. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2022.107409>
- Ravichandran, D., Prem, P. R., Kaliyavaradhan, S. K., & Ambily, P. S. (2022). Influence of fibers on fresh and hardened properties of Ultra High Performance Concrete (UHPC)—A review. *Em Journal of Building Engineering* (Vol. 57). Elsevier Ltd. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104922>
- Raza, Ali, Qaiser uz Zaman Khan, and Afaq Ahmad. "Numerical Investigation of Load-Carrying Capacity of GFRP-Reinforced Rectangular Concrete Members Using CDP Model in ABAQUS." *Advances in Civil Engineering* 2019, no. 1 (2019): 1745341.
- Richard, P., & Cheyrezy, M. (1995). 0008-8846(95)00144-1 Composition Of Reactive Powder Concrexes. *Em Cement and Concrete Research* (Vol. 25, Número 7).
- Rohn, A. (1915). Neubau der Achereggbrücke über sie See-Enge des Vierwaldstättersees bei Stansstad. *Schweizerische Bauzeitung*, 263–268. <https://doi.org/10.5169/seals-32326>
- Rossi, A., Souza, A. S. C. de, Nicoletti, R. S., & Martins, C. H. (2021). Stability behavior of Steel–concrete Composite Beams subjected to hogging moment. *Thin-Walled Structures*, 167. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.108193>
- Rowley, C. W., OBrien, E. J., Gonzalez, A., & Žnidarič, A. (2009). Experimental Testing of a Moving Force Identification Bridge Weigh-in-Motion Algorithm. *Experimental Mechanics*, 49(5), 743–746. <https://doi.org/10.1007/s11340-008-9188-3>
- Saleeb, A. F., & Kumar, A. (2011). Automated finite element analysis of complex dynamics of primary system traversed by oscillatory subsystem. *International Journal for Computational Methods in Engineering Science and Mechanics*, 12(4), 184–202. <https://doi.org/10.1080/15502287.2011.580830>
- Saleem, M. A., Mirmiran, A., Xia, J., & Mackie, K. (2011). Ultra-High-Performance Concrete Bridge Deck Reinforced with High-Strength Steel. *Em ACI Structural Journal* (Vol. 108, Número 5). <http://www.lafargenorthamerica.com>
- Shi, Z., Watanabe, S., Ogawa, K., & Kubo, H. (2018). Structural analysis theories and experimental studies on sewer renovation. *Structural Resilience in Sewer Reconstruction*, 249–324. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-811552-7.00007-9>
- Sinha, B. P., K. H. Gerstle, and L.G. Tulin, “Stress-strain relations for concrete under cyclic loading,” *Journal of the ACI* 61 (2), pp. 195-211, 1964.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Siqueira, T. M., & Coda, H. B. (2017). Total Lagrangian FEM formulation for nonlinear dynamics of sliding connections in viscoelastic plane structures and mechanisms. *Finite Elements in Analysis and Design*, 129, 63–77. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2016.12.005>
- SOLIMAN, N. Development of ultra-highperformance concrete (UHPC) using waste glass materials— towards innovative eco-friendly concrete. 2016. Tese de Doutorado. Doctoral Thesis, Département de génie civil, Faculté de génie, Université de Sherbrooke.
- Soriano, H. L. (2014). Introdução à dinâmica das estruturas.
- Spasojevic, A., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., & Redaelli, D. (2008). Influence of Tensile Properties of UHPFRC on Size Effect in Bending.
- Tan, C., Zhang, Y., Zhao, H., Zhang, B., & Du, T. (2022). Study on Shear-Lag Effect of Steel–UHPC Ribbed Slab Composite Structures Using Bar Simulation Method. *Buildings*, 12(11). <https://doi.org/10.3390/buildings12111884>
- Tong, L., Chen, L., Wang, X., Zhu, J., Shao, X., & Zhao, Z. (2022). Experiment and finite element analysis of bending behavior of high strength steel-UHPC composite beams. *Engineering Structures*, 266. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114594>
- Toutlemonde F, Resplendino J, Sorelli L, Bouteille S, & Brisard S. (2005). INNOVATIVE DESIGN OF ULTRA HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CONCRETE RIBBED SLAB: EXPERIMENTAL VALIDATION AND PRELIMINARY DETAILED ANALYSES.
- Wang, D., Shi, C., Wu, Z., Xiao, J., Huang, Z., & Fang, Z. (2015). A review on ultra high performance concrete: Part II. Hydration, microstructure and properties. *Em Construction and Building Materials* (Vol. 96, p. 368–377). Elsevier Ltd. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.095>
- Wang, K., Zhao, C., Wu, B., Deng, K., & Cui, B. (2019). Fully-scale test and analysis of fully dry-connected prefabricated steel-UHPC composite beam under hogging moments. *Engineering Structures*, 197. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109380>
- Willis, R. (1847). “The effect produced by causing weights due to travel over elastic bars.” Rep. of commissioners appointed to inquire into application of iron to railway structures, Appendix, H.M. Stationery Office, London.
- Wu, F., Fan, Z., He, L., Liu, S., Zuo, J., & Yang, F. (2023). Comparative study of the negative bending behaviour of corrugated web steel–concrete composite beams using NC, ECC and UHPC. *Engineering Structures*, 283. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115925>

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

-
- Wu, S. Q., & Law, S. S. (2011). Vehicle axle load identification on bridge deck with irregular road surface profile. *Engineering Structures*, 33(2), 591–601. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.11.017>
- Xiao, J. L., Yang, T. Y., Nie, X., Li, B. Y., Fan, J. S., & Shu, B. A. (2022). Experimental and numerical investigation on mechanical performance of continuous steel-UHPC composite slabs. *Engineering Structures*, 270. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114804>
- Xiao-zhen, L., Li-ming, Z., & Jie, Z. (2008). State-Of-The-Art Review And Trend Of Studies On Coupling Vibration For Vehicle And Highway Bridge System.
- Yanling, Z., Bei, L., Huan, L., Yunsheng, L., & Yue, Z. (2017). Experimental research on the dynamic responses of the steel-concrete composite beams under the harmonic forces. *Procedia Engineering*, 199, 2997–3002. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.392>
- Yao, Z., Sheng, Z. H., & Tjhen, L. S. (2018). A Simple Approach for Simulating the Road Surface Roughness Involved in Vehicle-Bridge Interaction Systems. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 18(7). <https://doi.org/10.1142/S0219455418710098>
- Yeong-Bin Yang, B., & Yau, J.-D. (1997). Vehicle-Bridge Interaction Element For Dynamic Analysis.
- Yin, X., Song, G., & Liu, Y. (2019). Vibration suppression of wind/traffic/bridge coupled system using multiple pounding tuned mass dampers (MPTMD). *Sensors (Switzerland)*, 19(5). <https://doi.org/10.3390/s19051133>
- Yoo, D. Y., Kim, S., Park, G. J., Park, J. J., & Kim, S. W. (2017). Effects of fiber shape, aspect ratio, and volume fraction on flexural behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced cement composites. *Composite Structures*, 174, 375–388. <https://doi.org/10.1016/J.COMPSTRUCT.2017.04.069>
- Yoo, S. W., & Choo, J. F. (2016). Evaluation of the flexural behavior of composite beam with inverted-T steel girder and steel fiber reinforced ultra high performance concrete slab. *Engineering Structures*, 118, 1–15. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.03.052>
- Zhang, H., Li, L., Ma, W., Luo, Y., Li, Z., & Kuai, H. (2022). Effects of welding residual stresses on fatigue reliability assessment of a PC beam bridge with corrugated steel webs under dynamic vehicle loading. *Structures*, 45, 1561–1572. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.09.094>
- Zhang, Y., Tan, C., Zhao, H., Tu, L., Du, T., & Shao, X. (2022). Experimental and numerical study of shear-lag effect on low-ribbed steel-UHPC composite structure. *Structures*, 46, 395–407. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.10.079>

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Zhu, J. S., Wang, Y. G., Yan, J. B., & Guo, X. Y. (2020). Shear behaviour of steel-UHPC composite beams in waffle bridge deck. *Composite Structures*, 234. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.111678>

Zhu, J., Ding, J., & Wang, Y. (2022a). Numerical and theoretical studies on shear behavior of steel-UHPC composite beams with waffle slab. *Journal of Building Engineering*, 47. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103913>

Zhu, J., Guo, X., Kang, J., Duan, M., & Wang, Y. (2021). Experimental Investigation of Flexural Behavior of Steel–UHPC Composite Beam with Waffle-Slab System. *Journal of Bridge Engineering*, 26(4). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0001695](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001695)

Zhu, J., Wang, X., Ding, J., & Wang, C. (2022b). Flexural Behavior of Steel–UHPC Composite Beams with Waffle Slabs under Hogging Moment. *Journal of Bridge Engineering*, 27(11). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0001944](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001944)

Zhu, X. Q., & Law, S. S. (2015). Structural Health Monitoring Based on Vehicle-Bridge Interaction: Accomplishments and Challenges. *Advances in Structural Engineering*, 18(12), 1999–2015. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.18.12.1999>