



Universidade Federal  
do Rio de Janeiro  

---

Escola Politécnica

## PONTES INTEGRAIS – ANÁLISE, PROJETO E MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Aline Braga de Oliveira

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do Título de Engenheiro.

Orientadores:

Ricardo Valeriano Alves, D.Sc.

Flávia Moll de Souza Júdice, D.Sc.

Rio de Janeiro,

Setembro de 2017

PONTES INTEGRAIS – ANÁLISE, PROJETO E MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Aline Braga de Oliveira

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

---

Prof. Ricardo Valeriano Alves, D.Sc.  
(Orientador)

---

Prof. Flávia Moll de Souza Júdice, D.Sc.  
(Orientadora)

---

Prof. Fernando Celso Uchoa Cavalcanti, M. Sc.

---

Prof. Francisco José Costa Reis, M. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

SETEMBRO DE 2017

Oliveira, Aline Braga

Pontes Integrais – Análise, Projeto e Métodos Construtivos/ Aline Braga de Oliveira. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2017.

XVIII, 145 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Ricardo Valeriano Alves e Flávia Moll de Souza Júdice.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p. 117 -121.

1. Pontes Integrais. 2. Efeitos Secundários. 3. Aspectos Construtivos. I. Alves, Ricardo Valeriano *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Engenheiro Civil.

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar sou extremamente grata ao Senhor Jesus por ter me permitido concluir a faculdade de Engenharia Civil na UFRJ, que era meu sonho, e por ter me ajudado em todos os momentos, mesmo quando pensei que não seria mais possível prosseguir. Por ter sido meu refúgio e renovar minhas forças, todo louvor a Ele.

Agradeço à minha mãe, Zenóbia Maria Braga de Oliveira, que foi fundamental para que eu alcançasse essa conquista. Pelo intenso amor, por ter estado comigo nos momentos mais difíceis, por sua preocupação, pelo seu incentivo para que eu nunca desistisse, pela paciência e suporte nos momentos em que precisei me dedicar exclusivamente aos estudos, sou muito grata.

Ao meu pai, Pedro Marco de Oliveira, agradeço pelo cuidado, amor, ajuda, incentivo, além do suporte financeiro para que eu cursasse a faculdade.

À minha irmã, Viviane Braga de Oliveira Rodrigues, que me estimulou a seguir em frente e nunca desistir e pelo seu carinho, muito obrigada.

Ao meu namorado e futuro colega de profissão, Vitor Hugo Menaget de Andrade, que me fez descobrir uma vida muito mais feliz e bonita, por ser meu companheiro em todos os momentos, pela compreensão na minha dedicação aos estudos, por ter me incentivado para que eu fizesse esse trabalho, sou muitíssimo agradecida.

Ao professor Ricardo Valeriano Alves e à professora Flávia Moll de Souza Júdice, meus orientadores, minha gratidão por toda a atenção dedicada à elaboração deste trabalho, por sua preocupação no meu aprendizado, disponibilidade, paciência e por serem professores muito dedicados, que têm prazer no ensino e transmitem sede de conhecimento aos seus alunos.

Aos meus amigos, que me acompanharam durante o curso, agradeço por todas as ajudas, pelo apoio nos momentos difíceis, pelo companheirismo e alegrias que me proporcionaram.

Ao meu supervisor de estágio no ETU/UFRJ, Marlon Lacerda França, por todo seu apoio durante minha vida acadêmica, tanto pelos conhecimentos transmitidos como pelo imenso incentivo aos meus estudos, sou muito agradecida.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

## PONTES INTEGRAIS – ANÁLISE, PROJETO E MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Aline Braga de Oliveira

Setembro/2017

Orientadores: Ricardo Valeriano Alves, D. Sc.

Flávia Moll de Souza Júdice, D. Sc.

Curso: Engenharia Civil

Pontes integrais são aquelas que não apresentam juntas de dilatação e aparelhos de apoio, apresentando ligação monolítica da superestrutura com a infraestrutura. A ausência de juntas faz com que não seja necessária a manutenção das mesmas, o que exige elevados custos, e ainda evita a deterioração da mesoestrutura por infiltração de água em juntas em mau estado de conservação. Estas e outras vantagens em relação às pontes convencionais foram responsáveis pela rápida difusão de seu uso nos EUA e na Europa. A continuidade da superestrutura, porém, restringe sua deformação horizontal, fazendo com que os efeitos secundários (gradiente térmico, recalque, retração, fluência) e o empuxo de terra despertem importantes esforços que precisam ser considerados em projeto. Quanto aos aspectos construtivos, é comum o emprego de longarinas pré-moldadas em concreto protendido ou longarinas de aço, com a continuidade executada apenas na laje ou também entre as longarinas. Deste modo, este trabalho tem por proposta analisar os principais aspectos de pontes integrais, suas vantagens e desvantagens em relação às pontes convencionais, histórico e aspectos construtivos. Para isso, foi realizado um exemplo considerando três modelos de viaduto integral (assentes em areia fofa, compacta e argila rija) e um modelo convencional biapoiado sob as ações de peso próprio, sobrecarga permanente e carga móvel, considerando-se também os efeitos diferidos, a protensão e o empuxo de terra. Por meio deste foram comparadas as respostas das análises dos dois tipos de estrutura no que tange aos esforços solicitantes.

*Palavras-chave:* Pontes Integrais; Efeitos Secundários; Aspectos Construtivos.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

## INTEGRAL BRIDGES – ANALYSIS, DESIGN AND CONSTRUCTION METHODS

Aline Braga de Oliveira

September/2017

Advisors: Ricardo Valeriano Alves, D.Sc.

Flávia Moll de Souza Júdice, D.Sc.

Course: Civil Engineering

Integral bridges are those that haven't expansion joints and neoprene bearings, presenting monolithic connection between the superstructure and the infrastructure. Without joints, their maintenance isn't necessary, which requires high costs. This also prevents the deterioration of the mesostructure by infiltration of water in badly maintained joints. These and other advantages over conventional bridges were responsible for the rapid diffusion of their use in the USA and Europe. The continuity of the superstructure, however, restricts its horizontal deformation. In this way, the secondary effects (thermal gradient, differential settlements, shrinkage, creep) and the earth pressure originate important efforts that need to be considered in design. Regarding the constructive aspects, it is common to use precast beams in prestressed concrete or steel beams, with continuity only on the slab or also between the beams. In this way, this work aims to analyze the main aspects of integral bridges, their advantages and disadvantages in relation to conventional bridges, history and constructive aspects. For this, an example was made considering three models of integral viaduct (based on soft, compact sand and hard clay) and a conventional model under the actions of selfweight, non-structural permanent load and traffic load, also considering the deferred effects, the prestress and earth pressure. Through this the responses of the analyzes of the two types of structure were compared with respect to the applicant efforts.

Keywords: Integral Bridges; Secondary Effects; Constructive Aspects.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>2. PONTES INTEGRAIS</b> .....	3
2.1 Definição .....	3
2.2 Vantagens .....	5
2.3 Desvantagens e Limitações.....	6
2.4 Breve Histórico.....	11
<b>3. AÇÕES PRINCIPAIS</b> .....	15
3.1 Peso Próprio.....	16
3.2 Sobrecarga Permanente .....	17
3.3 Carga Móvel.....	18
3.4 Gradiente Térmico.....	23
3.5 Protensão.....	27
3.5.1 Perdas .....	28
3.5.2 Combinações de ações.....	30
3.5.3 Etapas de protensão.....	31
3.5.4 Análise de estruturas protendidas .....	32
3.6 Retração.....	37
3.7 Fluência.....	38
3.8 Empuxo de Terra.....	41
3.9 Recalque de Apoio .....	43
<b>4. PROCESSO CONSTRUTIVO</b> .....	46
4.1 Longarinas Pré-Moldadas de Concreto Protendido .....	46
4.1.1 Superestruturas de vãos isolados com lajes de continuidade .....	48
4.1.2 Superestruturas com continuidade nas vigas.....	48
4.2 Longarinas de Aço .....	51
4.2.1 Superestruturas de vãos isolados com lajes de continuidade .....	54
4.2.2 Superestruturas com continuidade nas vigas.....	54
4.3 Encontros Integrais.....	56

4.3.1 Características .....	57
4.3.2 Modelo NYSTOD .....	60
4.4 Minimização dos Efeitos Secundários .....	62
4.5 Modelo Computacional .....	63
<b>5. EXEMPLO .....</b>	<b>65</b>
5.1 Forma.....	65
5.2 Propriedades dos Materiais .....	66
5.3 Propriedades Geométricas .....	67
5.3.1 Viga pré-moldada no meio do vão.....	68
5.3.2 Viga pré-moldada no apoio .....	69
5.3.3 Viga completa no meio do vão .....	69
5.3.4 Viga completa no apoio.....	70
5.4 Modelo de Viaduto Convencional .....	70
5.5 Modelo de Viaduto Integral.....	71
5.5.1 Ligações elásticas.....	73
5.6 Ações .....	77
5.6.1 Peso próprio .....	78
5.6.2 Sobrecarga permanente .....	80
5.6.3 Carga móvel .....	83
5.6.4 Gradiente térmico .....	92
5.6.5 Protensão .....	96
5.6.6 Retração e fluência .....	103
5.6.7 Empuxo de terra .....	104
5.6.8 Recalque de apoio .....	106
5.7 Resultados Obtidos .....	108
<b>6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>115</b>
6.1 Sugestões para Trabalhos Futuros.....	116
<b>7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>117</b>



<b>APÊNDICE A – VALORES DOS MOMENTOS FLETORES, ESFORÇOS CORTANTES E ESFORÇOS NORMAIS AO LONGO DO PRIMEIRO VÃO .....</b>	<b>122</b>
<b>APÊNDICE B – CÁLCULO DA PROTENSÃO .....</b>	<b>126</b>
<b>APÊNDICE C – RELAÇÃO MOMENTO FLETOR X SEÇÃO .....</b>	<b>136</b>
<b>APÊNDICE D – RELAÇÃO ESFORÇOS NORMAIS X SEÇÃO .....</b>	<b>139</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Ponte integral típica de dois vãos. Fonte: DICLELI <i>et al.</i> (2003), adaptado.	3
Figura 2.2: Esquema típico de ponte de encontros integrais.	4
Figura 2.3: Encontros integrais, unidades em m: (a) Departamento de Transportes de Iowa, (b) Departamento de Transportes da Pensilvânia e (c) Departamento de Transportes Norte Dakota. Fonte: BURKE (2009).	4
Figura 2.4: Juntas do viaduto do Forte das Cinco Pontas - Recife. Fonte: PINHO (2011).	5
Figura 2.5: Movimento rotacional devido à componente transversal do empuxo. Fonte: PINHO <i>et al.</i> (2009).	9
Figura 2.6: Tipos de pontes viáveis em função da esconsidade e comprimento, Ohio DOT. Fonte: BURKE (2009), adaptado.	9
Figura 2.7: Deformada de uma ponte curva devida a um aumento de temperatura. Fonte: PINHO <i>et al.</i> (2009).	10
Figura 2.8: Ponte <i>Happy Hollow Creek</i> , estado do Tennessee, EUA. Fonte: BURKE (2009).	10
Figura 2.9: Ponte <i>Teens Run Bridge</i> , estado de Ohio, EUA. Fonte: BURKE (2009).	11
Figura 2.10: Departamentos de transporte dos EUA que utilizavam encontros integrais até a década de 80. Fonte: BURKE (1989), adaptado.	12
Figura 2.11: Percentual de estados que responderam “SIM” para futuros planos de construção de pontes integrais. Fonte: MARUARI, PETRO (2005), adaptado.	13
Figura 2.12: Futuros planos para projeto e construção de pontes integrais. Fonte: MARUARI, PETRO (2005), adaptado.	14
Figura 3.1: Percentual de estados que consideram os efeitos secundários em seus projetos de pontes integrais. Fonte: MARUARI, PETRO (2005), adaptado.	16
Figura 3.2: Barreira tipo New Jersey, unidades em cm. Fonte: DNIT (2009).	17
Figura 3.3: Módulo de guarda corpo, unidades em cm. Fonte: DNIT (2009).	18
Figura 3.4: Disposição de cargas TB-450. Fonte: NBR 7188 (ABNT, 2013).	19
Figura 3.5: Trem-tipo simplificado na seção transversal.	20
Figura 3.6: Modelo utilizado pelo método de Courbon. Fonte: ALVES (2016), adaptado.	21
Figura 3.7: Efeito da dilatação devido à ação térmica em uma ponte integral. Fonte: CORREIA (2015).	23
Figura 3.8: Encontro integral: (a) movimentos devido à variação de temperatura; (b) efeito do movimento do encontro no aterro. Fonte: PINHO <i>et al.</i> (1999).	24

Figura 3.9: Diagrama de distribuição da temperatura ao longo da altura da peça. Fonte: NBR 7187 (ABNT, 1987).....	25
Figura 3.10: Esquema das dimensões de vigas. (a) Vigas moldada “in loco”, pré-moldada e celular; (b) seção genérica a ser considerada nos casos mais frequentes e distribuição não-uniforme de temperatura. Fonte: ALVES (2016). ....	26
Figura 3.11: Distâncias do centro de gravidade aos bordos superior e inferior e distribuição linearizada de temperatura. Fonte: ALVES (2016). ....	27
Figura 3.12: Cargas equivalentes: (a) Pré-tensão aderente; (b) Pós-tensão aderente. Fonte: ALVES (2016).....	27
Figura 3.13: Atrito nos cabos dentro da bainha. Fonte: VERÍSSIMO e CÉSAR JR (1998). ....	28
Figura 3.14: Etapas de protensão: (a) blocos estaqueados; (b) 1ª fase de protensão em viga pré-moldada; (c) 2ª fase de protensão em ponte convencional e (d) 2ª etapa de protensão em ponte integral.....	32
Figura 3.15: Protensão em cabo parabólico simétrico.....	33
Figura 3.16: Sistema obtido a partir da decomposição das forças de protensão e da carga de desvio linearmente distribuída na longarina. ....	33
Figura 3.17: Aplicação do método de LIN em cabo com trajetória sinuosa. Fonte: (PERLINGEIRO, 1998). ....	34
Figura 3.18: Carregamento equivalente de protensão: (a) forças de protensão P1 e P2 nos extremos; (b) cargas nodais equivalentes nos extremos; (c) cargas distribuídas equivalentes de protensão. ....	35
Figura 3.19: Fenômeno da retração diferencial entre lajes e vigas: (a) ponte convencional biapoiada; (b) ponte integral. Fonte: PINHO et al. (2009) .....	37
Figura 3.20: Momentos fletores devidos à retração diferencial entre laje e vigas em pontes de um, dois e três vãos. Fonte: BURKE (2009). ....	38
Figura 3.21: Fenômeno da fluência em pontes com longarinas pré-fabricadas de concreto protendido: (a) ponte convencional biapoiada; (b) ponte integral. Fonte: PINHO et al. (2009). ....	39
Figura 3.22: Momentos fletores devidos à fluência em pontes com longarinas pré-fabricadas de concreto protendido de um, dois e três vãos. Fonte: BURKE (2009). ...	39
Figura 3.23: Estudos sobre retração e fluência com o tempo. Fonte: BURKE (2009). 39	
Figura 3.24: Distribuição simplificada do empuxo de terra. Fonte: BURKE (2009), adaptado.....	41
Figura 3.25: Equilíbrio de empuxo de terra: (a) aterro nas duas extremidades; (b) aterro em uma única extremidade.....	43

Figura 3.26: Momentos introduzidos por recalque diferencial: (a) encontros com relação ao pilar; (b) pilar com relação aos encontros. Fonte: BURKE (2009).....	44
Figura 4.1: Elementos pré-moldados utilizados em tabuleiros de pontes: a) aduelas pré-moldadas; b) içamento de vigas pré-moldadas de concreto protendido. Fonte: SOUZA (2004).....	46
Figura 4.2: Tipos de seções de vigas pré-moldadas de concreto protendido comumente utilizadas. Fonte: PINHO (2011).....	47
Figura 4.3: Diferentes tipos de execução de lajes utilizando-se vigas pré-moldadas protendidas: (a) laje moldada no local interposta entre as vigas; (b) laje moldada no local sobre as vigas; (c) laje parcialmente pré-moldada. Fonte: PINHO (2011).....	47
Figura 4.4: Laje de continuidade ligando vãos isolados. Fonte: SOUZA (2004), adaptado.....	48
Figura 4.5: Solução de continuidade entre vigas com armaduras passivas. Fonte: SOUZA (2004), adaptado. ....	49
Figura 4. 6: Vigas com continuidade com pós-tensão ao longo de toda a extensão, unidades em m – Yverdon, Suíça: (c) ampliação da região do apoio (em elevação);(d) ampliação da região do apoio (vista superior); (e) ampliação da região. Fonte: FIP (1990). (continuação).....	50
Figura 4.7: Continuidade com pós-tensão na região dos apoios. Fonte: PINHO (2011). ....	50
Figura 4.8: Montagem de viga de aço içada por guindaste. Fonte: HECHLER (2009).	51
Figura 4.9: Seções transversais típicas de tabuleiros mistos de pontes rodoviárias utilizando vigas de aço em perfis “I”. Fonte: (PINHO) 2011.....	52
Figura 4.10: Conectores de cisalhamento típicos utilizados em vigas mistas: (a) pinos de cabeça (stud <i>bolts</i> ); (b) perfis U e (c) chapas com aros. Fonte: (PINHO) 2011. ....	53
Figura 4.11: Vigas mistas com sistema de laje de continuidade sobre o apoio. Fonte: PINHO (2011).....	54
Figura 4.12: Solução de continuidade entre vigas por meio de emenda com transversina de concreto armado. Fonte: HECHLER, SOMMAVILLA (2009), adaptado. ....	55
Figura 4.13: Solução de continuidade entre vigas por meio de pós-tensão: (a) vista longitudinal na região do apoio; (b) corte transversal na região do apoio. Fonte: FHWA (2009), adaptado. ....	55
Figura 4.14: Encontro integral. Fonte: PINHO (2009).....	56
Figura 4.15: Etapas de construção dos encontros integrais. Fonte: ALVES (2016), adaptado.....	57

Figura 4.16: Exemplos de encontros integrais: (a) encontro simples sobre estacas, (b) e (c) encontro em pórtico, (d) encontro com estaqueamento incorporado, (e) encontro com sapata superficial, (e) encontro com cortina de extremidade. Fonte: (a) (NICHOLSON, 1998) e demais (HIGHWAYS AGENCY, 2003).....	58
Figura 4.17: Ala paralela ao tabuleiro da ponte.....	59
Figura 4.18: Atual padrão de encontro integral para superestruturas com vigas pré-moldadas em concreto protendido adotado pelo NYSDOT. Fonte: YANNOTTI et. al. (2005), adaptado. ....	61
Figura 4.19: Atual padrão de encontro integral para superestruturas com vigas de aço adotado pelo NYSDOT. Fonte: YANNOTTI et. al. (2005), adaptado. ....	62
Figura 4.20: Estrutura típica de ponte integral: (a) representação da estrutura real (b) em modelo computacional em 2D. Fonte: ALVES (2016). ....	64
Figura 4.21: Análise 3D da ponte <i>Moose Creek Bridge</i> . Fonte: HUSAIN et al.(2005), adaptado.....	64
Figura 5.1: Seção transversal do viaduto no meio do vão (medidas em m).....	65
Figura 5.2: Elevação longitudinal do viaduto integral. ....	66
Figura 5.3: Vista em planta de um vão do viaduto. Fonte: DIAZ (2016), adaptado.....	66
Figura 5.4: Indicação na seção transversal dos parâmetros adotados na superestrutura.....	67
Figura 5.5: Parâmetros adotados para as placas de transição: (a) seção transversal; (b) vista longitudinal. ....	68
Figura 5.6: Seção transversal da longarina pré-moldada no meio do vão (medidas em m). ....	68
Figura 5.7: Seção transversal da longarina pré-moldada no apoio (medidas em m). ..	69
Figura 5.8: Seção transversal da longarina completa no meio do vão (medidas em m). ....	69
Figura 5.9: Seção transversal da longarina completa no apoio (medidas em m).....	70
Figura 5.10: Representação unifilar do modelo de viaduto convencional. ....	71
Figura 5.11: Trecho do esquema longitudinal do modelo de ponte integral, dando destaque aos espaçamentos entre as molas (medidas em metro). Fonte: SOARES (2011), adaptado. ....	72
Figura 5.12: Representação unifilar do modelo de viaduto integral considerando contração da superestrutura. ....	72
Figura 5.13: Representação unifilar do modelo de viaduto integral considerando dilatação da superestrutura.....	73
Figura 5.14: Carregamento devido ao peso próprio do viaduto convencional. ....	78

Figura 5.15: Momentos fletores devidos ao peso próprio do viaduto convencional (em kN·m).....	78
Figura 5.16: Esforços cortantes devidos ao peso próprio do viaduto convencional (em kN).....	78
Figura 5.17: Carregamento devido ao peso próprio da viga pré-moldada.....	79
Figura 5.18: Momentos fletores devidos ao peso próprio da viga pré-moldada (em kN·m).....	79
Figura 5.19: Esforços cortantes devidos ao peso próprio da viga pré-moldada (em kN). .....	79
Figura 5.20: Carregamento devido ao peso próprio da placa de aproximação e da laje do viaduto integral.....	79
Figura 5.21: Momentos fletores devidos ao peso próprio da placa de aproximação e da laje do viaduto integral (em kN·m). ....	80
Figura 5.22: Esforços cortantes devidos ao peso próprio da placa de aproximação e da laje do viaduto integral (em kN).....	80
Figura 5.23: Esforços normais devidos ao peso próprio da placa de aproximação e da laje do viaduto integral (em kN).....	80
Figura 5.24: Carregamento devido à sobrecarga permanente sobre o viaduto convencional.....	81
Figura 5.25: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente no viaduto convencional (em kN·m). ....	81
Figura 5.26: Esforços cortantes devidos à sobrecarga permanente no viaduto convencional (em kN). ....	82
Figura 5.27: Carregamento devido à sobrecarga permanente sobre o viaduto integral. .....	82
Figura 5.28: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente no viaduto integral em (kN·m).....	82
Figura 5.29: Esforços cortantes devidos à sobrecarga permanente no viaduto integral (em kN).....	83
Figura 5.30: Esforços normais devidos à sobrecarga permanente no viaduto integral (em kN).....	83
Figura 5.31: Seção transversal esquemática para uso do método de Courbon.....	84
Figura 5.32: Linha de distribuição transversal para a viga 1.....	84
Figura 5.33: Linha de distribuição transversal para a viga 2.....	86
Figura 5.34: Linha de distribuição transversal para a viga 3.....	87
Figura 5.35: Carregamento devido à carga móvel sobre o viaduto convencional. ....	88

Figura 5.36: Linha de influência de esforços cortantes à direita da seção $S_0$ no viaduto convencional.....	88
Figura 5.37: Linha de influência de momentos fletores na seção $S_5$ no viaduto convencional.....	88
Figura 5.38: Linha de influência de esforços cortantes na seção $S_5$ no viaduto convencional.....	89
Figura 5.39: Linha de influência de esforços cortantes à esquerda da seção $S_{10}$ no viaduto convencional. ....	89
Figura 5.40: Linha de influência de esforços cortantes à direita da seção $S_{10}$ no viaduto convencional.....	89
Figura 5.41: Carregamento devido à carga móvel sobre o viaduto integral. ....	90
Figura 5.42: Linha de influência de momentos fletores na seção $S_0$ no viaduto integral. ....	90
Figura 5.43: Linha de influência de esforços cortantes à direita da seção $S_0$ no viaduto integral.....	90
Figura 5.44: Linha de influência de momentos fletores na seção $S_4$ no viaduto integral. ....	91
Figura 5.45: Linha de influência de esforços cortantes na seção $S_4$ no viaduto integral. ....	91
Figura 5.46: Linha de influência de momentos fletores em uma seção à direita de $S_{10}$ no viaduto integral (o diagrama da seção à esquerda é análogo). ....	91
Figura 5.47: Linha de influência de esforços cortantes à esquerda da seção $S_{10}$ no viaduto integral. ....	92
Figura 5.48: Linha de influência de esforços cortantes à direita da seção $S_{10}$ no viaduto integral.....	92
Figura 5.49: Variação de temperatura uniforme sobre o viaduto integral. ....	93
Figura 5.50: Momentos fletores devidos à variação de temperatura uniforme sobre o viaduto integral (em kN·m).....	93
Figura 5.51: Esforços cortantes devidos à variação de temperatura uniforme sobre o viaduto integral (em kN).....	93
Figura 5.52: Esforços normais devidos à variação de temperatura uniforme sobre o viaduto integral (em kN).....	94
Figura 5.53: Variação de temperatura não uniforme sobre o viaduto integral.....	95
Figura 5.54: Momentos fletores devidos à variação de temperatura não uniforme sobre viaduto integral (em kN·m).....	95
Figura 5.55: Esforços cortantes devidos à variação de temperatura não uniforme sobre viaduto integral (em kN).....	95

Figura 5.56: Esforços normais devidos à variação de temperatura não uniforme sobre viaduto integral (em kN).....	95
Figura 5.57: Momentos fletores referentes à primeira etapa de protensão - método de ALVES (em kN·m). ....	97
Figura 5.58: Esforços cortantes referentes à primeira etapa de protensão - método de ALVES (em kN). ....	97
Figura 5.59: Esforços normais referentes à primeira etapa de protensão - método de ALVES (em kN). ....	98
Figura 5.60: Carga equivalente à primeira etapa de protensão - método de LIN.....	98
Figura 5.61: Momentos fletores referentes à primeira etapa de protensão - método de LIN (em kN·m). ....	98
Figura 5.62: Esforços cortantes referentes à primeira etapa de protensão - método de LIN (em kN). ....	98
Figura 5.63: Esforços normais referentes à primeira etapa de protensão - método de LIN (em kN). ....	99
Figura 5.64: Carga equivalente à segunda etapa de protensão no viaduto convencional.....	100
Figura 5.65: Momentos fletores referentes à segunda etapa de protensão no viaduto convencional (em kN·m). ....	100
Figura 5.66: Esforços cortantes referentes à segunda etapa de protensão no viaduto convencional (em kN). ....	100
Figura 5.67: Esforços normais referentes à segunda etapa de protensão no viaduto convencional (em kN). ....	100
Figura 5.68: Superposição de cabos: (a) ancoragem ativa próxima do apoio central; (b) ancoragem passiva nas adjacências do apoio central. ....	101
Figura 5.69: Carga equivalente à segunda etapa de protensão no viaduto integral. .	101
Figura 5.70: Momentos fletores referentes à segunda etapa de protensão no viaduto integral (em kN·m). ....	102
Figura 5.71: Esforços cortantes referentes à segunda etapa de protensão no viaduto integral (em kN). ....	102
Figura 5.72: Esforços normais referentes à segunda etapa de protensão no viaduto integral (em kN). ....	102
Figura 5.73: Retração e fluência consideradas como variação uniforme de temperatura no viaduto integral.....	103
Figura 5.74: Momentos fletores devidos à retração e à fluência no viaduto integral (em kN·m).....	104



Figura 5.75: Esforços cortantes devidos à retração e à fluência no viaduto integral (em kN).....	104
Figura 5.76: Esforços normais devidos à retração e à fluência no viaduto integral (em kN).....	104
Figura 5.77: Empuxo de terra sobre o viaduto integral.....	105
Figura 5.78: Momentos fletores devidos ao empuxo sobre viaduto integral (em kN·m). .....	105
Figura 5.79: Esforços cortantes devidos ao empuxo sobre viaduto integral (em kN). 106	
Figura 5.80: Esforços normais devidos ao empuxo sobre viaduto integral (em kN)... 106	
Figura 5.81: Recalque diferencial sobre o viaduto integral.....	107
Figura 5.82: Momentos fletores devidos ao recalque diferencial sobre viaduto integral (em kN·m).....	107
Figura 5.83: Esforços cortantes devidos ao recalque diferencial sobre viaduto integral (em kN).....	107
Figura 5.84: Esforços normais devidos ao recalque diferencial sobre viaduto integral (em kN).....	107
Figura 5.85: Momentos fletores no primeiro vão considerando a ação do peso próprio. .....	108
Figura 5.86: Momentos fletores no primeiro vão, sob a ação da sobrecarga permanente.....	108
Figura 5.87: Envoltórias de momentos fletores ao longo do primeiro vão, considerando a carga móvel.....	109
Figura 5.88: Momentos fletores no primeiro vão, considerando a ação do gradiente térmico.....	109
Figura 5.89: Momentos fletores no primeiro vão, considerando a primeira etapa de protensão.....	110
Figura 5.90: Momentos fletores no primeiro vão, considerando a segunda etapa de protensão.....	110
Figura 5.91: Momentos fletores ao longo do primeiro vão, considerando a protensão em tempo infinito. ....	111
Figura 5.92: Momentos fletores no primeiro vão, considerando a retração e a fluência. .....	111
Figura 5.93: Momentos fletores no primeiro vão, considerando a ação do empuxo. . 112	
Figura 5.94: Momentos fletores no primeiro vão, considerando a ação do recalque diferencial. ....	112

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Comprimentos e esconsidades máximos para pontes integrais em concreto adotados nos EUA. Fonte: PCI (2001). .....	8
Tabela 2.2: Número de pontes integrais projetadas e construídas desde 1995 e em serviço. Fonte: MARUARI, PETRO (2005), adaptado. ....	13
Tabela 3.1: Variação de temperatura em função dos elementos estruturais. Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).....	24
Tabela 3.2: Valores das ordenadas do diagrama de distribuição de temperaturas em função da altura total da peça. Fonte: NBR 7187 (ABNT, 1987). ....	25
Tabela 3.3: Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção das armaduras em função das classes de agressividade ambiental. Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).....	30
Tabela 3.4: Valores característicos da deformação específica de retração $\epsilon_{cs}(t^\infty, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\phi(t^\infty, t_0)$ . Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).....	40
Tabela 3.5: Limites de distorção angular propostos por Meyerhof. Fonte: MEYERHOF (1979). ....	45
Tabela 5.1: Dados dos materiais adotados nos viadutos. ....	66
Tabela 5.2: Parâmetros adotados na superestrutura. ....	67
Tabela 5.3: Propriedades geométricas da seção da longarina pré-moldada no meio do vão.....	68
Tabela 5.4: Propriedades geométricas da seção da longarina pré-moldada no meio do vão.....	69
Tabela 5.5: Propriedades geométricas da seção da longarina completa no meio do vão.....	70
Tabela 5.6: Propriedades geométricas da seção da longarina completa no apoio. ....	70
Tabela 5.7: Parâmetros adotados para os encontros.....	71
Tabela 5.8: Parâmetros adotados para as estacas do modelo de ponte integral. ....	71
Tabela 5.9: Propriedades das areias utilizadas nas análises. Fonte: SOARES (2011). ....	74
Tabela 5.10: Propriedades da argila rija pré-adensada selecionada para o modelo. Fonte: SOARES (2011). ....	74
Tabela 5.11: Molas equivalentes para areia fofa adotado no modelo. Fonte: SOARES (2011), adaptado. ....	74
Tabela 5.12: Molas equivalentes para areia compacta adotada no modelo. Fonte: SOARES (2011), adaptado.....	75
Tabela 5.13: Molas equivalentes para o solo argiloso adotado no modelo.....	75

Tabela 5.14: Parâmetros do aterro (areia medianamente compacta).....	76
Tabela 5.15: Molas equivalentes para o aterro (areia medianamente compacta).....	77
Tabela 5.16: Reações na viga 1 obtidas pelo método de Courbon. ....	84
Tabela 5.17: Reações na viga 2 obtidas pelo método de Courbon. ....	85
Tabela 5.18: Cargas distribuídas equivalentes devidas à protensão na viga isolada (primeira etapa de protensão). ....	97
Tabela 5.19: Momentos fletores e diferença percentual e combinações de momentos – Seções $S_4$ e $S_5$ . ....	113
Tabela 5.20: Momentos fletores e combinações de momentos – seção $S_{10}$ . ....	113

## 1. INTRODUÇÃO

Pontes integrais, ou pontes de encontros integrais, são estruturas construídas sem juntas de dilatação e aparelhos de apoio. A superestrutura e os encontros são unidos por meio de ligação monolítica, a qual não permite movimento de translação relativo entre eles.

Segundo BURKE (2009), esse tipo de sistema estrutural foi originado com o viaduto em arco sobre o vale do rio Ashtabula, no estado de Ohio, nos EUA, em 1928. Desde então, a prática da construção de pontes integrais evoluiu e difundiu-se, sendo adotada para pontes de múltiplos vãos e fazendo-se o uso de vigas pré-moldadas de concreto protendido ou de aço. Atualmente, mais de 90% dos Departamentos de Transportes dos EUA adotam esse tipo de ponte como escolha prioritária para projeto e construção de pontes de múltiplos vãos.

A rápida ascensão da utilização desta alternativa é devida a uma série de vantagens que as pontes integrais apresentam em relação às convencionais, sendo a principal a eliminação das juntas de dilatação. Geralmente, esses elementos de vedação se deterioram ao longo do tempo, exigindo elevados custos de manutenção e a interrupção de parte do fluxo de veículos para sua correção. A contínua manutenção das juntas de dilatação é de extrema importância para a vida útil da obra, visto que, sua ausência ou inoperância, não impede a entrada de água e detritos nas suas aberturas. Estes materiais, ao entrarem em contato com elementos da mesoestrutura, provocam deterioração nos mesmos.

Pelo fato de este tipo de ponte ainda não ser comum no Brasil, a motivação deste trabalho é realizar um estudo sobre suas características e aspectos de projeto que possibilite, ao menos, instigar os projetistas a observar a eficácia do sistema estrutural e considerar as pontes integrais como uma das alternativas de projeto.

Esse trabalho tem por objetivo reunir as principais informações sobre pontes integrais e suas técnicas construtivas, além de apresentar as ações que mais influenciam no dimensionamento deste tipo de ponte. Para fins de avaliação dos efeitos devidos à ação de cargas verticais e deformações impostas, realiza-se uma análise numérica comparativa entre dois tipos de modelos: de viaduto integral e de convencional biapoiado.

No tocante à organização do texto, o Capítulo 2 discorre sobre as características gerais de uma ponte integral. É apresentada sua definição, os principais ganhos com o uso deste tipo de estrutura, bem como as desvantagens e

limitações de sua aplicação. Um breve histórico contendo a evolução de seu uso nos EUA e na Europa também complementa este capítulo.

As ações principais a serem consideradas em projeto são descritas no Capítulo 3, bem como seus respectivos modelos de cálculo. Cabe destacar que, nas estruturas integrais e em qualquer outra estrutura hiperestática, além do peso próprio, sobrecarga permanente e carga móvel, que são comumente considerados nas pontes convencionais isostáticas, devem ser considerados também os efeitos secundários, como: gradiente térmico, retração, fluência e recalque. Isso se dá devido à restrição imposta ao deslocamento da superestrutura pela continuidade entre esta e os encontros. Adicionalmente, consideram-se também as ações de protensão e empuxo de terra.

O Capítulo 4 trata das técnicas construtivas aplicadas na execução de pontes integrais. Os dois tipos de longarinas mais comuns, as pré-moldadas em concreto protendido e as de aço, são abordadas, indicando maneiras de realização da continuidade estrutural em cada caso. Este capítulo abrange também os aspectos construtivos de encontros integrais, técnicas para a minimização de efeitos secundários e a modelagem computacional.

Um exemplo de viaduto integral é desenvolvido no Capítulo 5, variando-se o tipo de solo de assentamento. O viaduto apresenta longarinas pré-moldadas em concreto protendido e para sua modelagem utilizou-se o *software* de análise estrutural Ftool 3.00 (2012). Um modelo de viaduto convencional biapoiado de mesmos vãos também é criado para efeito de comparação dos esforços resultantes. Os cálculos das ações são apresentados neste capítulo, assim como os resultados obtidos na comparação entre os modelos.

O Capítulo 6 aborda as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

## 2. PONTES INTEGRAIS

Pontes integrais apresentam características peculiares que as tornam mais eficientes, nos aspectos econômico e de desempenho, em relação às convencionais (BURKE, 2009). Tais características são mostradas nos itens que se seguem.

### 2.1 Definição

De acordo com BURKE (2009), as pontes integrais são pontes construídas sem juntas de dilatação (ou movimentação) e sem aparelhos de apoio, podendo ser de um ou múltiplos vãos contínuos. Nesse caso, surgem esforços secundários decorrentes da continuidade da superestrutura, tais como aqueles devidos aos efeitos de retração, fluência e gradiente de temperatura. Do mesmo modo, a ligação entre a super e a infraestrutura, por serem executadas de forma contínua, também apresenta tais esforços.

Segundo PINHO *et al.* (2009), as pontes integrais, “além de não possuírem juntas, apresentam ligação monolítica entre os elementos da superestrutura e da infraestrutura”. Esse tipo de ligação impede o movimento horizontal entre a superestrutura e os encontros. Esta é uma das principais diferenças no comportamento entre uma ponte convencional e uma ponte integral. Uma estrutura típica de pontes integrais com vigas em concreto protendido é apresentada na Figura 2.1.

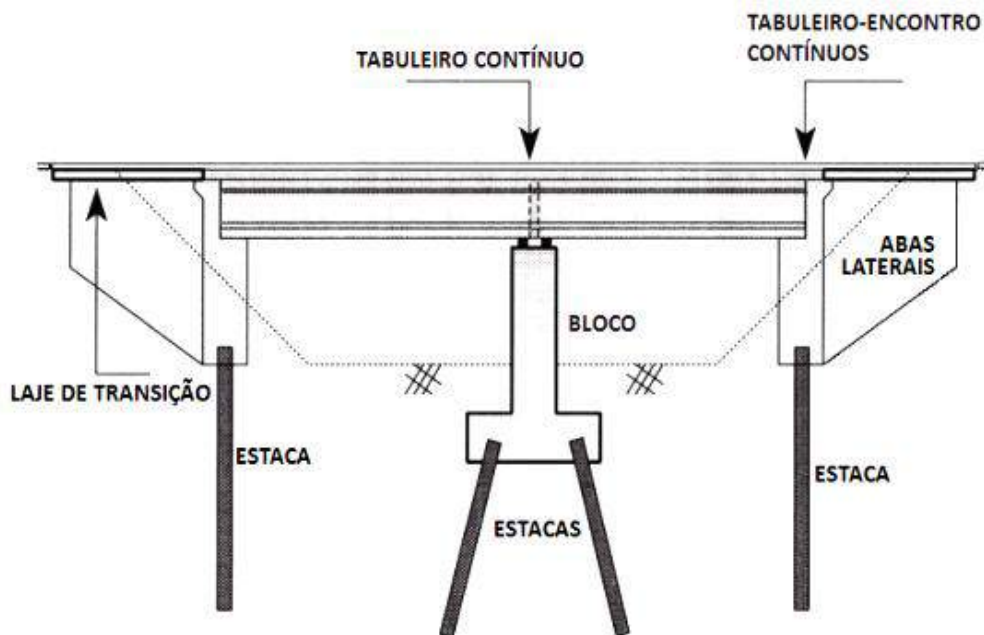


Figura 2.1: Ponte integral típica de dois vãos. Fonte: DICLELI *et al.* (2003), adaptado.

Por meio das definições apresentadas, pontes em pórtico e em arco poderiam ser enquadradas como integrais. Entretanto, os estudos nessa área são majoritariamente voltados para pontes com múltiplos vãos contínuos. Tal como mostra a Figura 2.2, a ponte integral comumente adotada utiliza aparelhos de apoio entre a superestrutura e os pilares e continuidade entre esta e os encontros.

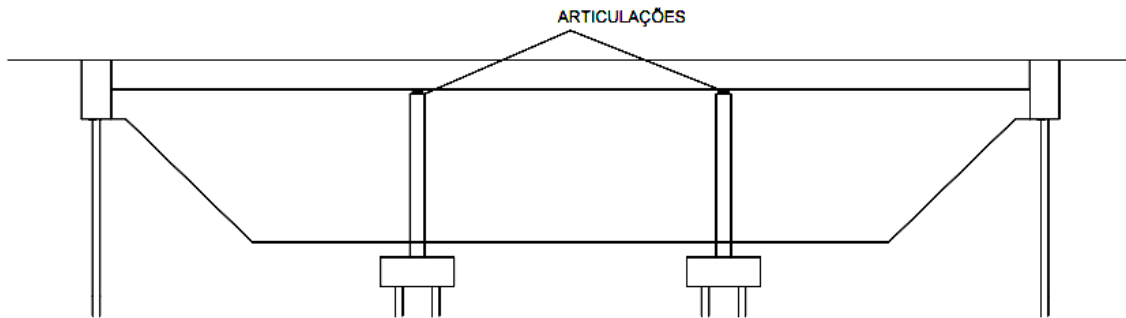


Figura 2.2: Esquema típico de ponte de encontros integrais.

Desde 1989, os Departamentos de Transportes nos EUA criaram padrões de encontros integrais, que têm sido adotados em suas pontes até os dias atuais. Exemplos dos padrões adotados em Iowa, Pensilvânia e Norte Dakota são apresentados na Figura 2.3.

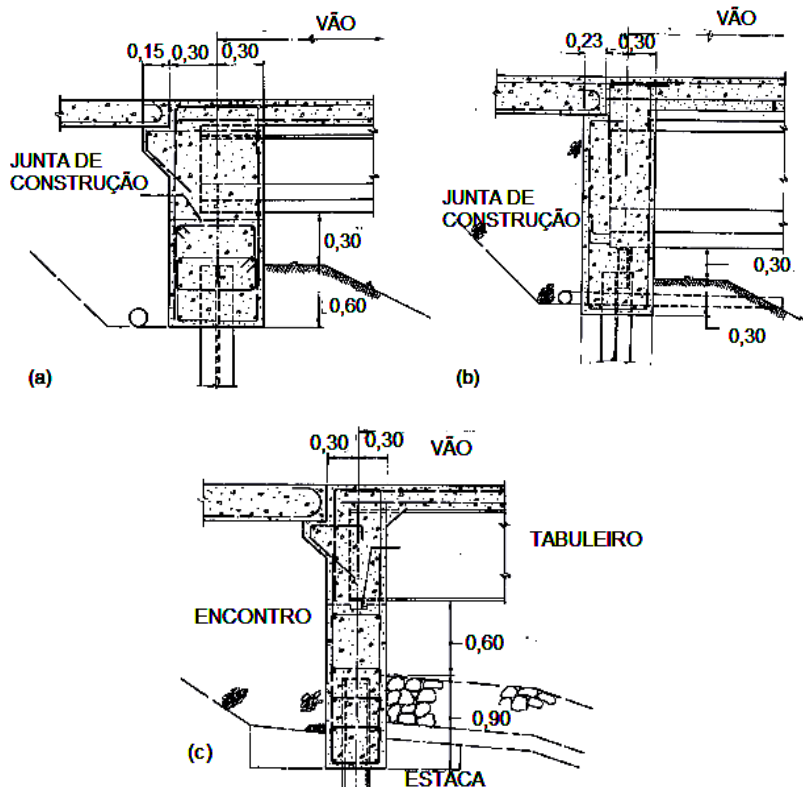


Figura 2.3: Encontros integrais, unidades em m: (a) Departamento de Transportes de Iowa, (b) Departamento de Transportes da Pensilvânia e (c) Departamento de Transportes Norte Dakota. Fonte: BURKE (2009).

## 2.2 Vantagens

O principal ganho com o uso de pontes integrais é a eliminação das juntas de dilatação. O uso das mesmas acarreta em uma série de efeitos indesejáveis, como listado a seguir (SOARES, 2011):

- Custo de materiais e tempo gasto nas tarefas de execução e manutenção das juntas;
- Necessidade de manutenção periódica para garantir seu adequado funcionamento, o que infelizmente é pouco comum em obras públicas no Brasil;
- As juntas, quando deterioradas, permitem o contato da água proveniente de precipitações com elementos da mesoestrutura, reduzindo a vida útil dos aparelhos de apoio;
- Desconforto sofrido pelo usuário ao atravessar uma região com junta (pista de rolamento não uniforme);
- Perigo para os usuários, quando em estágio de deterioração.

Observa-se o uso de vãos isolados com laje de continuidade é uma das possíveis soluções que possibilita a eliminação do uso de juntas e foi abordada no Capítulo 4.

A Figura 2.4 apresenta exemplos de patologias em juntas em mau estado de conservação, prejudicando a estrutura, os aparelhos de apoio e os usuários.



Figura 2 4: Juntas do viaduto do Forte das Cinco Pontas - Recife. Fonte: PINHO (2011).



Em estudo realizado por Martin P. Burke, em 1989, no Relatório 141 para o *National Cooperative Research Program* (NCHRP), junto a diversos Departamentos de Transportes dos Estados Unidos, foi observado que, para pontes de pequeno e médio vão e extensões moderadas, os danos provocados pelas juntas são superiores às tensões secundárias que as mesmas têm a função de acomodar (BURKE, 2009).

Outro aspecto relativo a pontes integrais que as tornam mais vantajosas que as pontes convencionais é a melhor capacidade de redistribuição de esforços e conseqüente aumento da capacidade estrutural no estado limite último (ELU). Isto se dá pelo fato de a distribuição de pressões longitudinais em pontes contínuas ocorrerem em área superior às pontes segmentadas e à maior redundância no sistema estrutural (PINHO *et al.*, 2009). Há absorção das forças horizontais pelos aterros de apoio.

Pode ser citada ainda a redução de custos de encontros e fundações, pela eliminação dos aparelhos de apoio nos apoios extremos (pontes de encontros integrais).

### 2.3 Desvantagens e Limitações

No tocante às desvantagens em relação às pontes convencionais, podem ser destacadas (ALVES, 2016):

- Efeitos secundários (recalque, retração, fluência, variação de temperatura) acarretam em solicitações importantes;
- Modelo estrutural de superior complexidade que nos casos comuns.

Cabe evidenciar, ainda, os fatores limitantes na construção de pontes integrais e que devem ser levados em conta no projeto. São eles:

#### a) Tensões nas estacas

Conforme apresentado por BURKE (2009), em uma ponte integral com fundações profundas, as estacas ficam sujeitas a esforços de flexão, gerados pela variação do comprimento do tabuleiro em virtude dos esforços secundários. Por isso, as estacas devem conservar sua capacidade de carregamento axial quando da formação de rótulas plásticas, causadas pela atuação de esforços de grande magnitude.

Apenas alguns tipos de fundações são apropriados, como estacas metálicas com seção H ou estacas de concreto protendido reforçado. Esta recomendação é válida para pontes consideradas como longas (comprimento superior a 91m).

Quanto à direção das estacas, é recomendado orientar o eixo de menor inércia paralelo aos encontros. Segundo SOARES (2011), essa prática faz com que os esforços cortantes e momentos fletores na cabeça da estaca sejam menores do que se fosse adotado o eixo de maior inércia paralelo aos encontros. Isso é muito importante, pois a resistência do encontro a esforços cortantes e de flexão, assim como a resistência à fadiga das ligações entre estacas e encontros, determinam a capacidade de deslocamento das pontes integrais (SOARES, 2011).

b) Comprimento do tabuleiro

Como a deformação da superestrutura devida aos efeitos de variação de temperatura, por exemplo, é proporcional ao comprimento inicial, pontes mais longas apresentam tensões maiores no fuste das estacas devido à sua flexão. São superiores também os empuxos do solo nas extremidades da ponte (PINHO, 2011). Na Tabela 2.1 são apresentados os comprimentos de ponte integrais máximos adotados pelos Departamentos de Transportes nos EUA. As células em branco correspondem a valores não informados pelos Departamentos.

Tabela 2.1: Comprimentos e esconsidades máximas para pontes integrais em concreto adotados nos EUA. Fonte: PCI (2001).

ESTADO	COMPRIMENTO MÁXIMO (m)	ESCONSIDADE MÁXIMA (GRAUS)	RAIO DE CURVATURA (m)
Arkansas	79	33	214
Califórnia	$\Delta \leq 25$ mm (1)	45	76
Georgia	125/79 (2)	0/40 (2)	
Hawaii	76	ND	
Illinois	92	30	
Indiana	92	30	
Idaho	122	30	
Iowa	92	30	
Kansas	137	0	
Kentucky	122	30	
Louisiana	305	0	
Maine	46	30	
Michigan	sem limite	30	
Missouri	183	ND	
Massachusetts	92	30	349
North Dakota	122	30	
Nevada	61	45	
New York	92	30	
Ohio	114	30	
Oklahoma	64	0	
Pennsylvania	183	20	
Oregon	61	25	
South Dakota	214	35	
South California	153	30	
Tennessee	$\Delta \leq 50$ mm (1)	sem limite	sem limite
Utah	92	20	
Virginia	153	ND	
Wyoming	110	30	
Washington	137	40	
Wisconsin	92	30	

Notas

- (1) deslocamento horizontal máximo nas extremidades da ponte
- (2) na Georgia o comprimento máximo depende da esconsidade e vice-versa
- (3) ND - permite esconsidade, mas o limite não é definido

c) Esconsidade

O ângulo formado entre o eixo perpendicular ao eixo do obstáculo vencido pela ponte e o eixo da ponte, conhecido por esconsidade, faz com que haja uma tendência de rotação do tabuleiro provocada pela componente transversal do empuxo. Tal efeito é mostrado na Figura 2.5. Em virtude disso, a esconsidade é limitada em 30° pela maioria dos Departamentos de Transportes dos Estados Unidos.

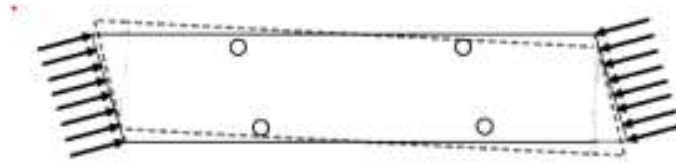


Figura 2.5: Movimento rotacional devido à componente transversal do empuxo. Fonte: PINHO *et al.* (2009).

Na prática, os fatores limitantes são analisados em conjunto. O Departamento de Transportes do Estado de Ohio, nos EUA, criou um gráfico relacionando o comprimento das pontes com valores de esconsidade. Por meio dele, o projetista pode verificar qual o tipo de ponte mais vantajosa para determinado par de valores (comprimento e esconsidade). Entre os tipos de pontes consideradas no gráfico está a ponte semi-integral. Trata-se de uma estrutura intermediária entre a convencional e a integral, que não utiliza juntas de dilatação, mas mantém os aparelhos de apoio. O gráfico é apresentado na Figura 2.6.

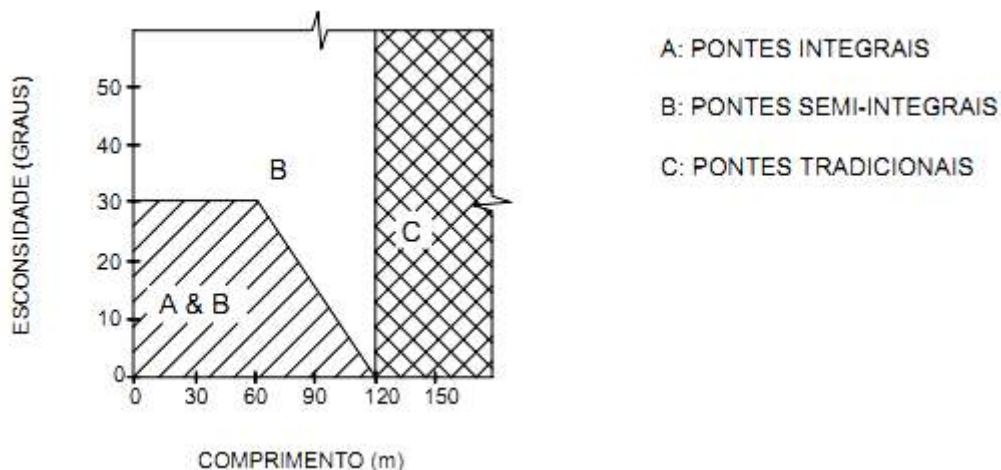


Figura 2.6: Tipos de pontes viáveis em função da esconsidade e comprimento, Ohio DOT. Fonte: BURKE (2009), adaptado.

#### d) Curvatura

Nas pontes curvas, quando há variação de temperatura, o alongamento ou redução do comprimento da superestrutura ocorre em uma direção intermediária, e não na tangente à curva. Devido à limitação imposta ao movimento nas pontes integrais, é complexa a determinação dos esforços resultantes por conta da incerteza da direção do movimento (CORREIA, 2015). A Figura 2.7 mostra a deformada de uma ponte curva ao sofrer alongamento e os carregamentos atuantes sobre a mesma.

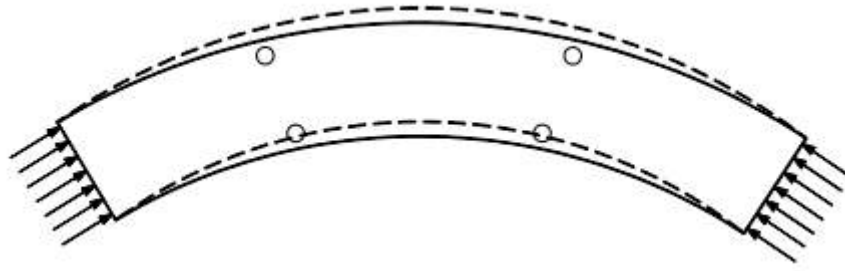


Figura 2.7: Deformada de uma ponte curva devido a um aumento de temperatura. Fonte: PINHO et. al. (2009).

Ainda segundo CORREIA (2015), pontes integrais curvas podem ser mais extensas do que as retilíneas, pois a deformação radial no plano horizontal decorrente de efeitos secundários é inferior às observadas em pontes retilíneas de mesmo comprimento. A ponte *Happy Hollow Creek*, no estado do *Tennessee*, provavelmente a mais longa ponte integral já construída nos EUA (358m de extensão), é curva com 300m de raio (BURKE, 2009). A ponte é apresentada na Figura 2.8.

Certos estados nos EUA adotam um raio mínimo para pontes curvas, os quais podem ser visualizados na Tabela 2.1.



Figura 2.8: Ponte *Happy Hollow Creek*, estado do *Tennessee*, EUA. Fonte: BURKE (2009).

## 2.4 Breve Histórico

Conforme BURKE (2009), os primeiros estudos sobre estruturas integrais tiveram início nos EUA, quando em maio de 1930 foi publicado o artigo “*Analysis of Continuous Frames by Fixed End Moments*” no *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. O método simples de análise, apresentado no artigo, foi adotado por vários projetistas e os Departamentos de Transportes começaram a modificar seus métodos de construção.

O Departamento de Transportes de Ohio (Ohio DOT), entre o fim da década de 1920 e início de 1930, foi um dos primeiros a adotar a rotina do uso de construções contínuas para vãos múltiplos, por meio do desenvolvimento de procedimentos para o projeto e a construção deste tipo de estrutura. A motivação foi reduzir a deterioração nas estruturas, geradas por penetração de água pelas juntas.

A ponte *Teens Run Bridge*, concluída em 1938, no estado de Ohio, é provavelmente a primeira ponte integral construída nos EUA e, possivelmente, no mundo (BURKE, 2009). Apresenta cinco vãos contínuos e um comprimento, aproximadamente, de 44m, com encontros integrais sustentados por uma única fileira de estacas flexíveis. A Figura 2.9 mostra a ponte supracitada.



Figura 2.9: Ponte *Teens Run Bridge*, estado de Ohio, EUA. Fonte: BURKE (2009).

Cabe destacar que o Departamento de Ohio foi o que primeiro eliminou os aparelhos de apoio nos encontros, o que se tornou possível por meio do uso de

encontros integrais sustentados por estacas flexíveis. Em 1951, também se diferenciou por ser um dos pioneiros a usar concreto protendido para pontes rodoviárias (BURKE, 2009).

A utilização de pontes integrais nos EUA se consolidou na década de 1970. A prática da utilização de continuidade entre vigas pré-moldadas protendidas e vigas mistas de aço e concreto era frequente na maior parte dos estados norte-americanos, com o propósito de se evitar juntas sobre apoios intermediários. A partir dos resultados positivos observados, os Departamentos de Transportes passaram a usar também encontros integrais. A Figura 2.10 mostra a evolução do número de estados dos EUA a utilizar encontros integrais, desde 1920 a 1980.

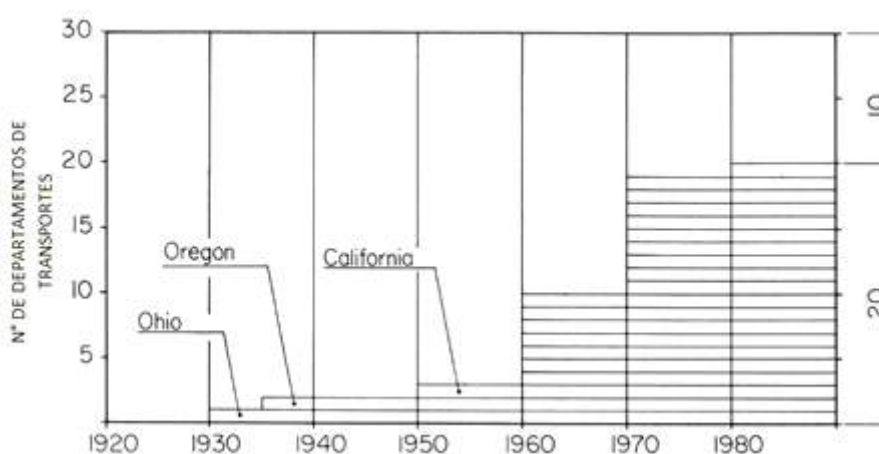


Figura 2.10: Departamentos de transporte dos EUA que utilizavam encontros integrais até a década de 80. Fonte: BURKE (1989), adaptado.

Uma pesquisa foi realizada pela *Federal Highway Administration (FHWA)* em conjunto com o *Constructed Facilities Center (CFC)* da *West Virginia University (WVU)*, em 2004, denominada *IAJB (Integral Abutments and Jointless Bridges)*. Enviada para os 50 Departamentos de Transportes norte-americanos, para o Departamento de Transportes da Colômbia e para a Divisão de Transportes de Porto Rico, obteve importantes informações sobre os usos atuais e pretensões futuras de construção de pontes integrais nesses locais (MARUARI, PETRO; 2005).

Alguns resultados relevantes são expostos aqui. O primeiro é apresentado na Tabela 2.2, que indica o número de pontes integrais projetadas e construídas desde 1995. A aparente incoerência entre o número de pontes construídas a partir de 1995, que foi igual ou maior que o número de pontes projetadas neste período, pode ser justificada pela construção de pontes cujos projetos foram realizados antes deste ano. O número total de pontes em serviço inclui as pontes construídas antes de 1995.

Tabela 2.2: Número de pontes integrais projetadas e construídas desde 1995 e em serviço.  
 Fonte: MARUARI, PETRO (2005), adaptado.

	<b>Projetadas (desde 1995)</b>	<b>Construídas (desde 1995)</b>	<b>Em serviço (total)</b>
<b>Apenas encontros integrais</b>	~ 7000	~ 8900	~ 13000
<b>Pontes integrais</b>	~ 5700	~ 6400	~ 9000
<b>Pontes semi-integrais</b>	~ 1600	~ 1600	~ 4000
<b>Lajes de continuidade</b>	~ 1100	~ 1100	~ 3900

A pesquisa revelou que houve aumento de cerca 200% na construção de pontes integrais de 1995 a 2004. O estado com a maior quantidade de pontes com encontros integrais foi o de Missouri, com um total de 4000 pontes.

Outra questão da pesquisa diz respeito às pretensões de construção de pontes sem juntas. Conforme ilustra a Figura 2.11, 90% dos estados têm a política de construir pontes sem juntas e eliminar juntas, sempre que possível. Alguns estados não têm uma política de incorporar encontros integrais em seus projetos de pontes, o que pode explicar a diferença percentual entre os que pretendem eliminar a maior quantidade de juntas possível (92%) e os que usam encontros integrais sempre que possível (77%).

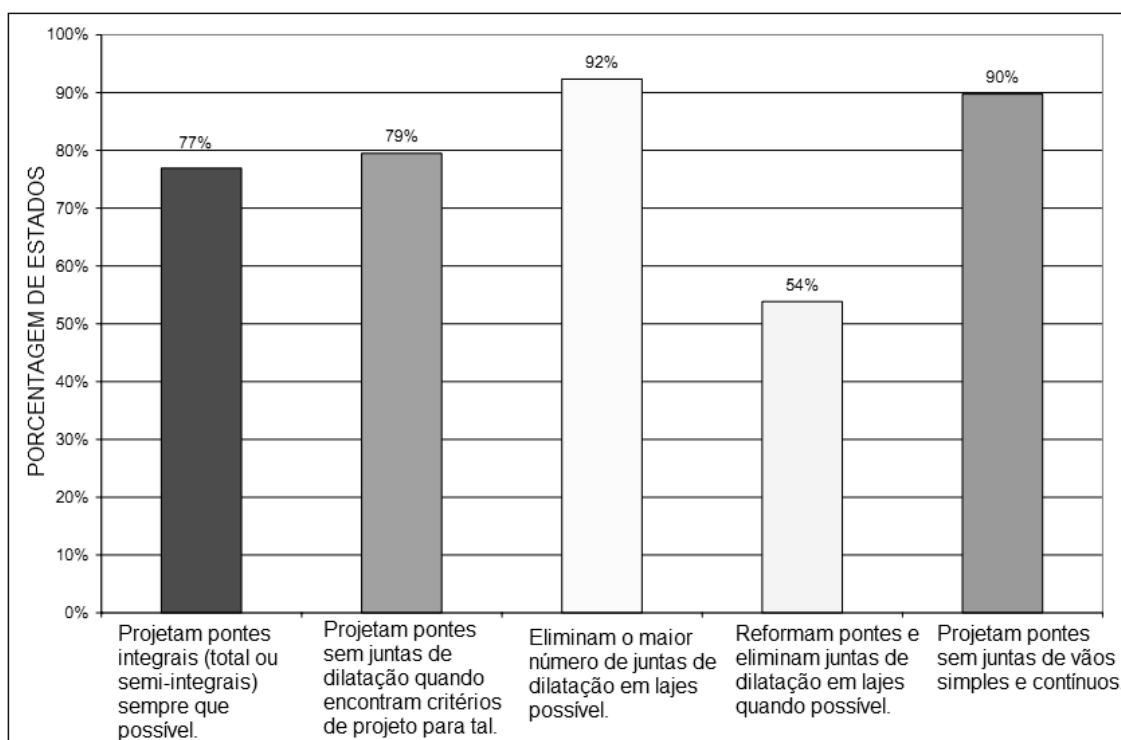


Figura 2.11: Percentual de estados que responderam "SIM" para futuros planos de construção de pontes integrais. Fonte: MARUARI, PETRO (2005), adaptado.



Na Figura 2.12 há um mapa dos EUA que apresenta a pretensão dos estados de construir de pontes sem juntas.

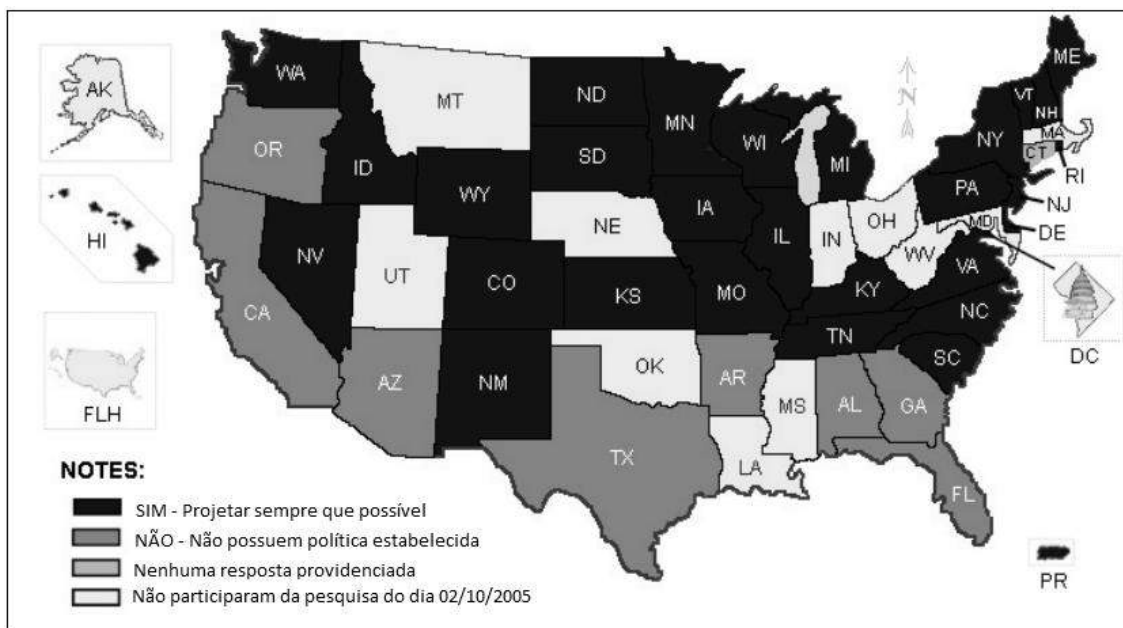


Figura 2.12: Futuros planos para projeto e construção de pontes integrais. Fonte: MARUARI, PETRO (2005), adaptado.

No continente europeu, o engenheiro Edmond Hambly foi o pioneiro a adotar a prática de construção de pontes integrais, no início da década de 80, no Reino Unido. O engenheiro, presidente da *Institution of Civil Engineers*, realizou visita aos EUA e teve contato com este tipo de ponte, passando a conhecer as vantagens econômicas devidas à eliminação de juntas de dilatação e de aparelhos de apoio. Houve ampliação dessa prática durante a década de 90. Neste período foi elaborado, por exemplo, a recomendação BA 42/96 – *Integral Abutment Bridges* (HIGHWAYS AGENCY, 1996), que apresenta diretrizes a serem adotadas em pontes integrais, como a limitação da extensão em 60m e a esconsidade de até 30°.

Em relação ao Brasil, são poucas as referências bibliográficas existentes sobre pontes integrais, sendo um tipo de solução que necessita ser estudada e difundida entre os projetistas. Não foram encontrados registros de construção de pontes integrais em viga reta de um ou múltiplos vãos no Brasil. Este tipo de ponte é utilizado em larga escala na maioria dos países. Existem apenas pontes em pórtico ou em arco, como a ponte Maurício de Nassau, em Recife (sistema em arcos), concluída em 1643. Tais pontes, apesar de apresentarem características de sistemas integrais, não são foco dos estudos efetuados na maioria dos trabalhos a respeito de estruturas integrais.

### 3. AÇÕES PRINCIPAIS

A NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento (ABNT, 2003b), no item 4.2, esclarece quais ações devem ser consideradas nos projetos de pontes, classificando-as em permanentes, variáveis e excepcionais.

Usualmente, as ações de maiores valores atuantes na superestrutura, são devidas ao peso próprio, à sobrecarga permanente e à carga móvel (e temperatura, para o caso de estruturas hiperestáticas).

Nas pontes integrais e nas demais pontes hiperestáticas, além das ações referidas anteriormente, as denominadas “deformações impostas” (retração, fluência, temperatura e recalque) também acarretam esforços importantes. Devido à continuidade da superestrutura e à ausência de mobilidade entre esta e os encontros, essas ações têm uma importância superior, porque geram na estrutura esforços internos que podem levar a estados limites (SOARES, 2011), como por exemplo:

- a) Ruptura nos encontros devido aos esforços cortantes e de flexão

A magnitude do deslocamento da superestrutura depende da capacidade dos encontros em resistir aos esforços cortantes e momentos fletores.

- b) Ruptura por fadiga nas estacas de aço

Os esforços normais decorrentes da variação de temperatura na superestrutura, os quais provocam deformações cíclicas nas estacas, superiores ao seu limite elástico que podem ocasionar ruptura por fadiga.

- c) Ruptura da ligação crítica entre o topo da estaca e a massa de concreto armado no encontro

Rótulas plásticas podem ocorrer nessa região devido aos elevados valores de esforços e deslocamentos da estrutura. A plastificação modifica a distribuição de esforços nas estacas.

- d) Ruptura do solo

Esforços transversais são despertados nas estacas devidos à variação de temperatura na superestrutura, gerando uma reação do terreno. O aumento destes esforços acarreta em incremento dos deslocamentos horizontais do terreno e de sua reação, até que seja atingida a ruptura do mesmo (VELLOSO *et al*, 2010).

- e) Ruptura devida às elevadas cargas axiais geradas na superestrutura

A restrição ao deslocamento horizontal acarreta elevados esforços horizontais na superestrutura devido aos efeitos secundários e ao empuxo de terra.

Devido à continuidade estrutural, estes esforços secundários são mais difíceis de serem quantificados nas pontes integrais (BURKE, 2009). Todavia, com o uso de limitações e simplificações, os mesmos podem ser moderados e controlados, resultando em pontes duráveis e economicamente viáveis.

Na pesquisa realizada pela FHWA em 2004, quando perguntados sobre a consideração de efeitos secundários em seus projetos, 72% dos estados afirmaram considerar o efeito do gradiente de temperatura e 59% consideram o efeito do empuxo passivo do solo sobre a estrutura da ponte (MARUARI, PETRO; 2005). O gráfico apresentando a porcentagem de consideração de cada ação nos projetos estruturais norte-americanos é mostrado na Figura 3.1.

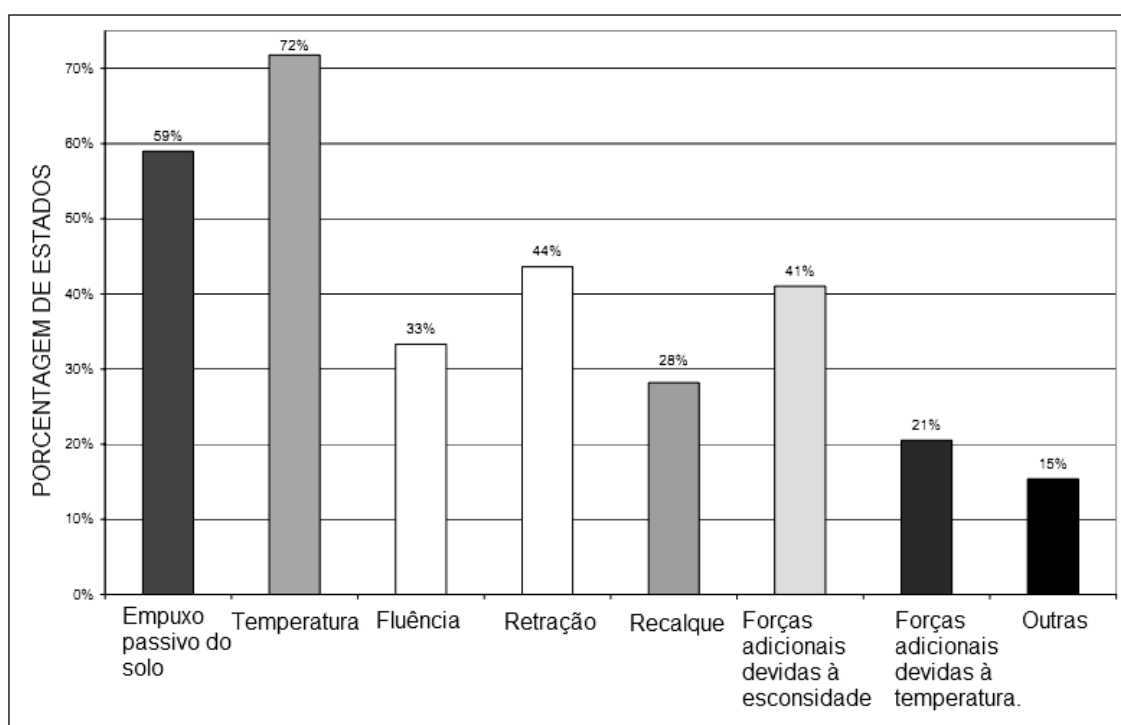


Figura 3.1: Percentual de estados que consideram os efeitos secundários em seus projetos de pontes integrais. Fonte: MARUARI, PETRO (2005), adaptado.

Percebe-se, por meio da pesquisa, a relevância da consideração dos efeitos secundários e do empuxo nos projetos de pontes integrais, como realizado por uma parcela significativa dos estados norte-americanos.

### 3.1 Peso Próprio

Refere-se ao peso dos componentes da superestrutura (lajes, longarinas, transversinas e placas de aproximação) que compõem a ponte. A norma NBR 7187 (ABNT, 2003a) estabelece que deve ser tomado como peso específico mínimo para estruturas de concreto armado ou protendido o valor de 25 kN/m<sup>3</sup>. Levando-se em

conta que podem ser utilizadas vigas de aço como longarinas, a NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece que a massa específica do aço pode ser considerada como  $7850 \text{ kg/m}^3$ , o que corresponderia a um peso específico de  $78,5 \text{ kN/m}^3$ , aproximadamente.

Definida a seção transversal da superestrutura, o peso próprio é calculado determinando-se as áreas de seus elementos e multiplicando-as pelo peso específico correspondente, resultando em carga distribuída ao longo da extensão da ponte ( $\text{kN/m}$ ).

### 3.2 Sobrecarga Permanente

Os elementos considerados como sobrecarga permanente são: pavimentação, barreiras e guarda-corpos.

- Pavimentação

A NBR 7187 (ABNT, 2003a) aponta que deve ser adotado como peso específico do material empregado no pavimento o valor mínimo de  $24 \text{ kN/m}^3$ , devendo-se ainda prever uma carga adicional de  $2 \text{ kN/m}^2$  para um possível recapeamento.

- Barreira tipo *New Jersey*

Esse componente destina-se a manter o veículo no interior da via, servindo de barreira caso ocorra algum acidente. No Brasil é comum a adoção do padrão *New Jersey*, cuja seção transversal é mostrada na Figura 3.2.

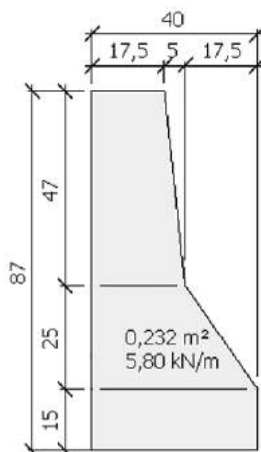


Figura 3.2: Barreira tipo New Jersey, unidades em cm. Fonte: DNIT (2009).

Sabendo-se que a área da seção transversal é de  $0,232 \text{ m}^2$  e adotando-se o peso específico do concreto armado de  $25 \text{ kN/m}^3$ , a carga longitudinal a ser considerada para a barreira é de  $5,80 \text{ kN/m}$ , conforme a Eq. (3.1):

$$0,232m^2 \times 25kN/m^3 = 5,80kN/m \quad (3.1)$$

- Guarda-corpo

Este componente destina-se à proteção dos transeuntes. Um módulo típico é apresentado na Figura 3.3.

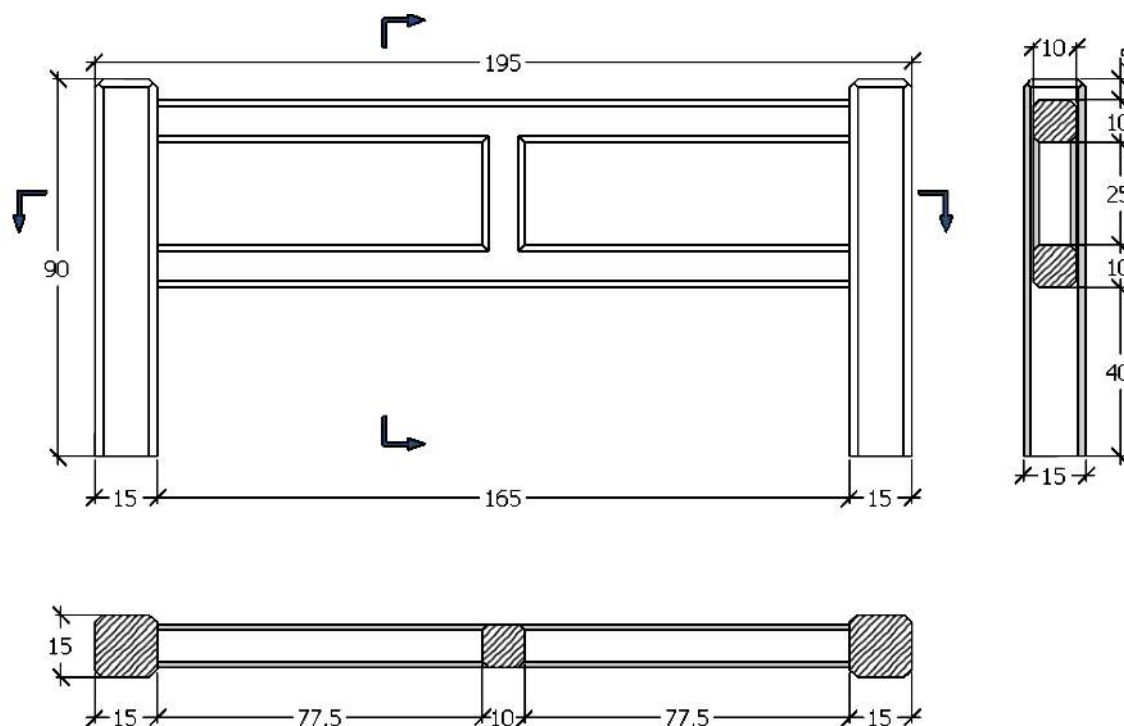


Figura 3.3: Módulo de guarda corpo, unidades em cm. Fonte: DNIT (2009).

A partir das medidas especificadas na Figura 3.3, obtém-se o peso próprio de um módulo de guarda-corpo:

$$[2 \times (0,15m \times 0,15m) \times 0,90m + 2 \times (0,10m \times 0,10m) \times 1,65m + (0,10m \times 0,10m) \times 0,25m] \times 25kN/m^3 = 1,90kN \quad (3.2)$$

Considerando-se um módulo a cada 2,00 m, o peso por unidade de comprimento é de 0,95 kN/m. Para simplificação, adota-se 1,00 kN/m.

- Sobrecarga sobre a placa de aproximação

Esse carregamento corresponde ao peso do aterro sobre a placa. Segundo a NBR 7187 (ABNT, 2003a), o peso específico do solo a ser adotado é de 18 kN/m<sup>3</sup>.

### 3.3 Carga Móvel

Trata-se de um conjunto de cargas concentradas e distribuídas que simulam a presença de carregamento de veículos ou pessoas. A NBR 7188 (ABNT, 2013) adota

como carga móvel padrão o TB-450, que é composto por um veículo de peso 450 kN, com seis rodas (75 kN por roda) dispostas em três eixos afastados entre si de 1,50 m e área de ocupação de 18,00 m<sup>2</sup>, circundado por uma carga distribuída uniforme ( $p$ ) de 5,00 kN/m<sup>2</sup>. Esse padrão é mostrado na Figura 3.4.

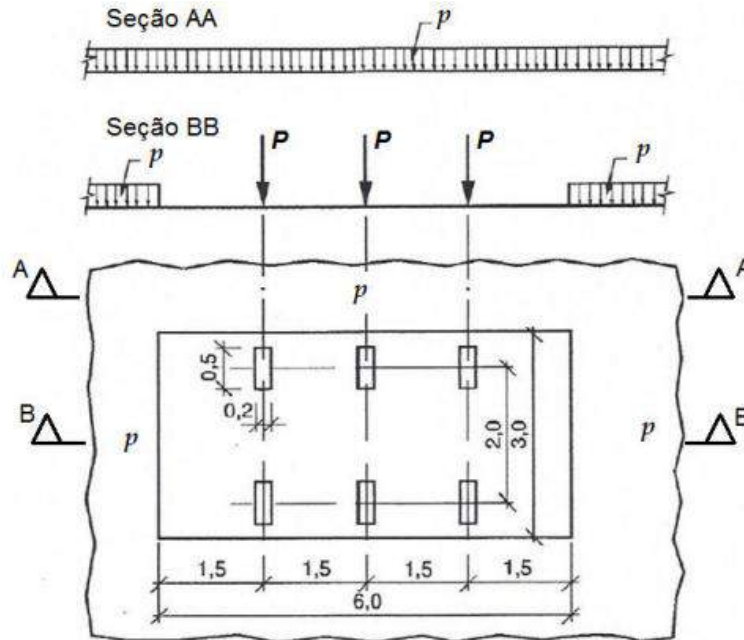


Figura 3.4: Disposição de cargas TB-450. Fonte: NBR 7188 (ABNT, 2013).

Para a consideração da ação da carga móvel na ponte, devem ser definidas sua distribuição transversal, longitudinal e seu coeficiente de impacto. A partir da distribuição longitudinal podem ser determinados os esforços (momentos fletores e esforços cortantes), que são posteriormente multiplicados pelo coeficiente de impacto correspondente.

- Distribuição transversal

A carga distribuída pode ser homogeneizada, segundo a NB6/1982, descontando-se do peso do veículo-tipo com dimensões de 6,00m x 3,00m, o peso devido à carga uniformemente distribuída de 5,0 kN/m<sup>2</sup> que ocupa essa área. Deste modo, as cargas que atuam na seção transversal são:

a) Carga por roda ( $P_r$ )

A carga por roda é determinada pela Eq. (3.3):

$$P_r = \frac{(450 \text{ kN} - 5 \text{ kN/m}^2 \times 18 \text{ m}^2)}{6 \text{ rodas}} = 60 \text{ kN/roda} \quad (3.3)$$

b) Carga distribuída ( $p$ )

A carga de multidão é de:

$$p = 5,0 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$

A representação do trem tipo simplificado em uma ponte com duas faixas de rolamento e sem passeio é mostrada na Figura 3.5. Transversalmente, as rodas do veículo são separadas de 2,00m e devem ter afastamento, no mínimo, de 50 cm da barreira.

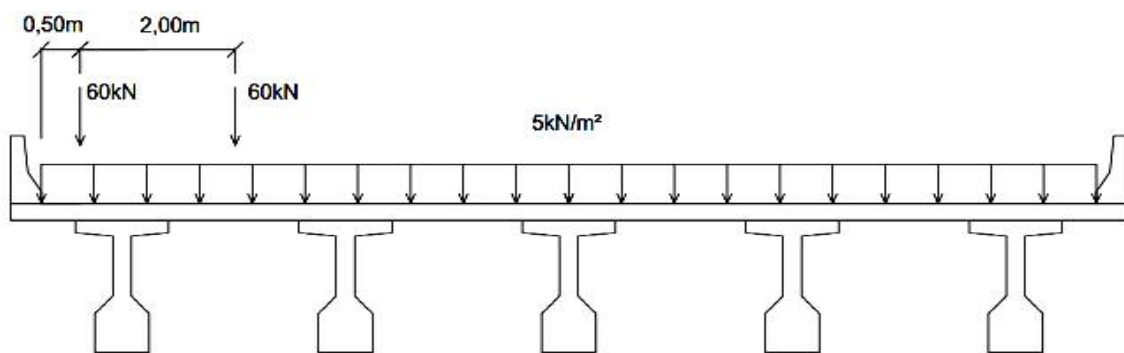


Figura 3.5: Trem-tipo simplificado na seção transversal.

Há diversos métodos para determinação da distribuição transversal, sendo adotado aqui o método de Courbon, por ser de simples compreensão e apresentar resultados consistentes. Este método é utilizado para vigas de seção aberta, como é o caso das vigas que são utilizadas no exemplo apresentado no Capítulo 5.

De forma resumida, esse método admite uma superestrutura com vigas múltiplas que tenham a mesma rigidez à flexão e que sua seção transversal mantenha a forma quando submetida à torção. A partir dessas considerações, um modelo de corpo rígido sobre apoios elásticos com rigidez  $k$  é adotado, e a partir do mesmo, torna-se imediata a parcela de carga absorvida pelos apoios elásticos.

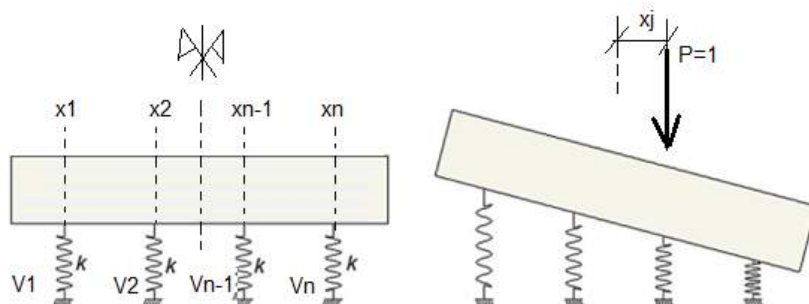


Figura 3.6: Modelo utilizado pelo método de Courbon. Fonte: ALVES (2016), adaptado.

O método consiste em determinar as reações que uma carga unitária, em qualquer posição, geraria nas vigas. Através de relações simples, o método chega ao valor da reação  $R_{i,j}$  na viga  $i$  devida a uma carga unitária aplicada na posição  $x_j$ , tal como apresentado na Eq.(3.5), considerando a origem dos eixos no centro da seção transversal, com valores de  $x$  positivos para a direita.

$$R_{i,j} = \frac{1}{n} + \frac{(x_i \cdot x_j)}{\sum x_i^2} \quad (3.5)$$

onde:

- n é o número de vigas;
- $x_i$  é a posição da viga  $i$ ;
- $x_j$  é a posição da carga unitária.

Por meio dos valores das reações é possível obter a linha de influência da reação de apoio e, a partir desta, determinar a distribuição longitudinal da carga móvel.

- Distribuição longitudinal

A determinação do trem tipo longitudinal para a viga  $i$  é obtida a partir da linha de distribuição transversal, por meio da multiplicação da carga por roda do veículo tipo (carga concentrada) pelo valor da linha de distribuição transversal em seu ponto de atuação e a carga de multidão, distribuída, pela área correspondente entre a linha de distribuição transversal e a horizontal (apenas a área positiva).

- Coeficiente de impacto rodoviário

O coeficiente de impacto ( $\varphi$ ) é um valor utilizado para associar as cargas móveis dinâmicas a cargas estáticas, consistindo na majoração destas últimas por um coeficiente multiplicador das cargas. A NBR 7188 (ABNT, 2013) estabelece que esse coeficiente deve ser calculado pela Eq. (3.6):

$$\varphi = CIV \times CNF \times CIA \quad (3.6)$$

onde:

- CIV é o coeficiente de impacto vertical;
- CNF é o coeficiente de número de faixas;



CIA é o coeficiente de impacto adicional.

O coeficiente de impacto vertical (CIV) pode ser determinado pelas Eq. (3.7) ou (3.8):

$$CIV = 1,35 \text{ (para estruturas com vão menor que 10,0m)} \quad (3.7)$$

$$CIV = 1 + 1,06 \times \frac{20}{(Liv+50)} \text{ (para estruturas com vão entre 10,0 e 200,0m)} \quad (3.8)$$

onde Liv é o vão em metros, sendo:

Liv: usado para estruturas de vão isostático;

Liv: média aritmética dos vãos, para o caso de vãos contínuos;

Liv: comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço.

Para estruturas com vãos acima de 200,0m, deve ser realizado um estudo específico.

O coeficiente de número de faixas (CNF) é dado pela Eq.(3.9):

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9 \quad (3.9)$$

onde:

n é número de faixas de tráfego rodoviário. Acostamentos e faixas de segurança não são levados em conta.

Já o coeficiente de impacto adicional (CIA) estabelece que as seções com distância inferior a 5,00m da junta ou descontinuidade estrutural devem ser dimensionadas com os esforços das cargas majorados por:

$$CIA = 1,25 \text{ (para obras em concreto armado ou mistas)} \quad (3.10)$$

$$CIA = 1,15 \text{ (para obras em aço)} \quad (3.11)$$

Caso a distância seja superior a 5,00m, considerar CIA = 1,00.

### 3.4 Gradiente Térmico

A radiação solar sujeita o tabuleiro da ponte à variação de temperatura, que acarreta em variação de comprimento da ponte. Nas pontes isostáticas, as deformações decorrentes do gradiente térmico podem ocorrer livremente, não induzindo esforços cortantes ou momentos fletores na estrutura. Todavia, no caso de pontes integrais e nas demais pontes hiperestáticas, esses movimentos são restringidos pelos encontros e provocam esforços adicionais importantes. A Figura 3.7 ilustra a deformada de uma ponte com dois vãos e o movimento dos encontros acompanhando o movimento das extremidades.

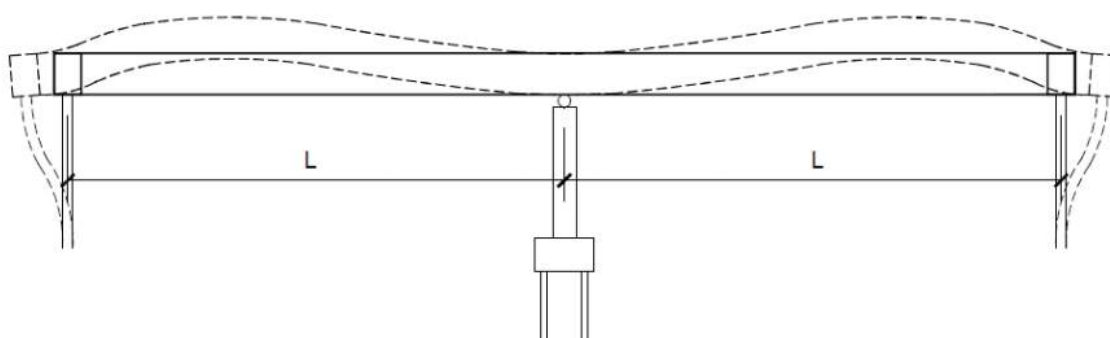


Figura 3.7: Efeito da dilatação devido à ação térmica em uma ponte integral. Fonte: CORREIA (2015).

As variações de temperatura podem ser de dois tipos:

- Variação uniforme

Causada pela variação da temperatura atmosférica e pela radiação solar direta, determina aumento ou redução do comprimento total da ponte.

- Variação não-uniforme

Ocorre devido ao aquecimento da parte superior do tabuleiro por ação da radiação solar, adquirindo esta superfície uma temperatura maior que a região inferior.

Por acompanharem os movimentos longitudinais da ponte devido ao gradiente térmico, os encontros exercem, ora compressão, ora descompressão no aterro. No primeiro caso, atuam forças de empuxo elevadas sobre a estrutura. Há também a tendência de abatimento do solo na face do encontro após determinado número de ciclos de variação de temperatura (PINHO *et al*, 2009). Esses casos são apresentados na Figura 3.8.

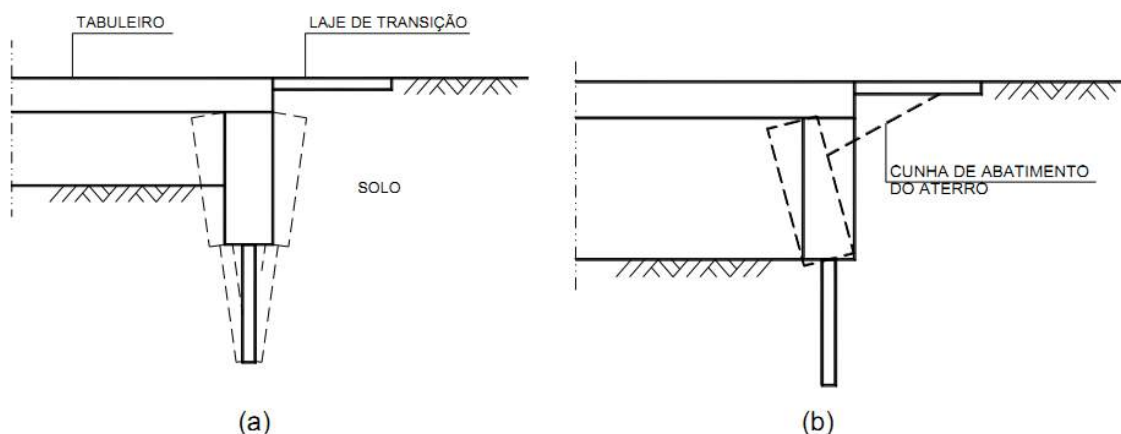


Figura 3.8: Encontro integral: (a) movimentos devido à variação de temperatura; (b) efeito do movimento do encontro no aterro. Fonte: PINHO *et al.* (1999).

Para o cálculo dos esforços devido ao gradiente térmico, há duas abordagens possíveis:

- Segundo a NBR 6118:2014 (Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento)

A variação de temperatura é classificada por esta norma como ação variável indireta. É analisada em duas componentes: a uniforme e a não uniforme, tal como indicado no item 11.4.2 dessa norma.

#### a) Variação uniforme de temperatura

É a componente que acarreta dilatação ou contração da estrutura como um todo. Depende do local de implantação da construção e dos elementos estruturais que a compõem. Os valores a serem adotados são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Variação de temperatura em função dos elementos estruturais. Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Características dos elementos estruturais	Varição de temperatura a ser adotada
Menor dimensão não seja maior que 50cm	10°C a 15°C
Maciços ou ocos com espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm	5°C a 10°C
Menor dimensão entre 50 cm e 70 cm	Interpolação linear entre os valores acima indicados

A escolha de um valor entre esses dois limites pode ser feita considerando-se 50% da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno, no local da obra.

b) Variação não uniforme de temperatura

Nos elementos da estrutura em que a temperatura possa ter uma distribuição significativamente diferente da uniforme, a norma indica que os efeitos dessa distribuição devem ser considerados. Na falta de dados mais precisos, pode ser admitida uma variação linear entre os valores de temperatura adotados, desde que a variação de temperatura considerada entre uma face e outra da estrutura não seja inferior a 5 °C.

- Segundo a NBR 7187:1987 (Projeto de Pontes)

a) Variação uniforme de temperatura

A norma indica que, para pontes de concreto, deve ser considerada uma variação uniforme de temperatura de +/- 15°C.

b) Variação não uniforme de temperatura

Segundo a norma, combinada com a variação uniforme, deve ser considerada ao longo da altura da seção transversal a distribuição de temperatura definida na Figura 3.9, conforme os valores dados na Tabela 3.2.

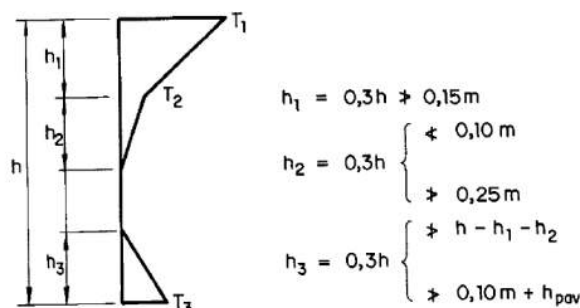


Figura 3.9: Diagrama de distribuição da temperatura ao longo da altura da peça. Fonte: NBR 7187 (ABNT, 1987).

Tabela 3.2: Valores das ordenadas do diagrama de distribuição de temperaturas em função da altura total da peça. Fonte: NBR 7187 (ABNT, 1987).

h (m)	T1 (°C)	T2 (°C)	T3 (°C)
≤ 0,2	8,5	3,5	0,5
0,4	12,0	3,0	1,5
0,6	13,0	3,0	2,0
≥ 0,8	13,5	3,0	2,5

Conforme a NBR 7187 (ABNT, 1987) sugere, é possível simplificar o cálculo da variação não-uniforme de temperatura por intermédio da sua substituição por uma variação linear equivalente. ALVES (2016) realiza esse procedimento, chegando a expressão da distribuição linearizada aproximada, dada por:

$$\Delta T = \frac{H}{I} \left[ \frac{15bf_{sup} \cdot y_s - 2bf_{inf} \cdot y_i}{10} \right] \quad (3.12)$$

onde:

$\Delta T$  é a variação de temperatura linear;

$bf_{sup}$  é a largura da mesa colaborante superior;

$bf_{inf}$  é a largura da mesa colaborante inferior;

$y_s$  é a distância do centro de gravidade ao bordo superior;

$y_i$  é a distância do centro de gravidade ao bordo inferior.

As larguras das mesas colaborantes superior e inferior são apresentadas na Figura 3.10 e as distâncias do centro de gravidade ao bordo superior e inferior são mostradas na Figura 3.11.

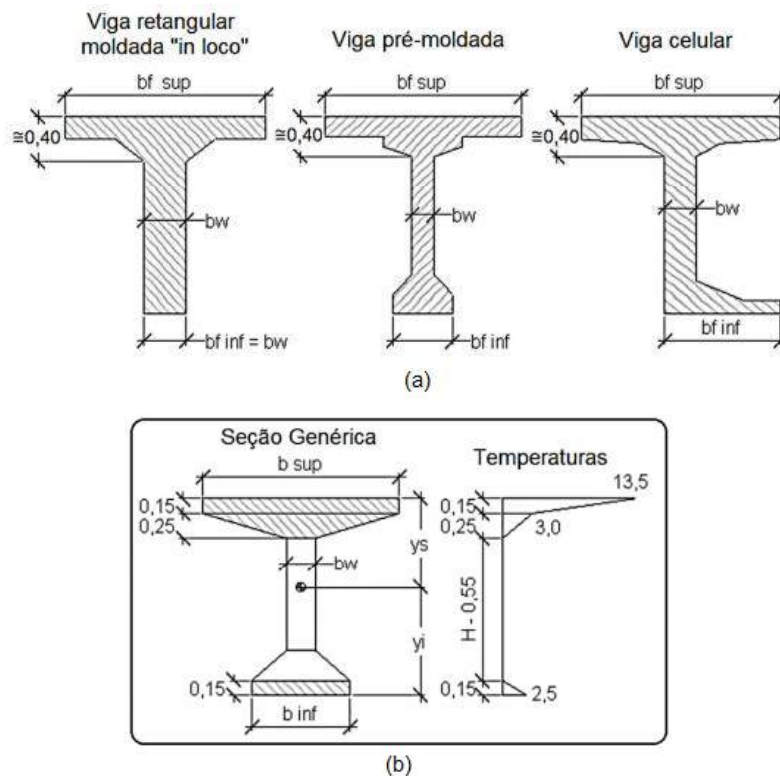


Figura 3.10: Esquema das dimensões de vigas. (a) Vigas moldada "in loco", pré-moldada e celular; (b) seção genérica a ser considerada nos casos mais frequentes e distribuição não-uniforme de temperatura. Fonte: ALVES (2016).

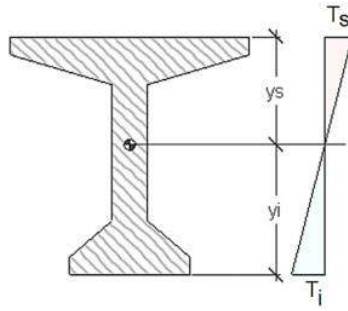


Figura 3.11: Distâncias do centro de gravidade aos bordos superior e inferior e distribuição linearizada de temperatura. Fonte: ALVES (2016).

### 3.5 Protensão

Segundo PFEIL (1984), a protensão é um processo que, através da introdução de um estado prévio de tensões em uma estrutura, permite aumentar sua resistência ou melhorar seu comportamento quando sujeita à ação de cargas. As tensões de protensão são obtidas tracionando-se cabos de aço de alta resistência (conjunto de cordoalhas), que apresentam elevada tensão de ruptura e baixa relaxação. Isto pode ocorrer antes da concretagem da viga, sendo estas denominadas pré-tracionadas, ou após, formando as vigas pós-tracionadas. A Figura 3.12 ilustra estes dois tipos de protensão.

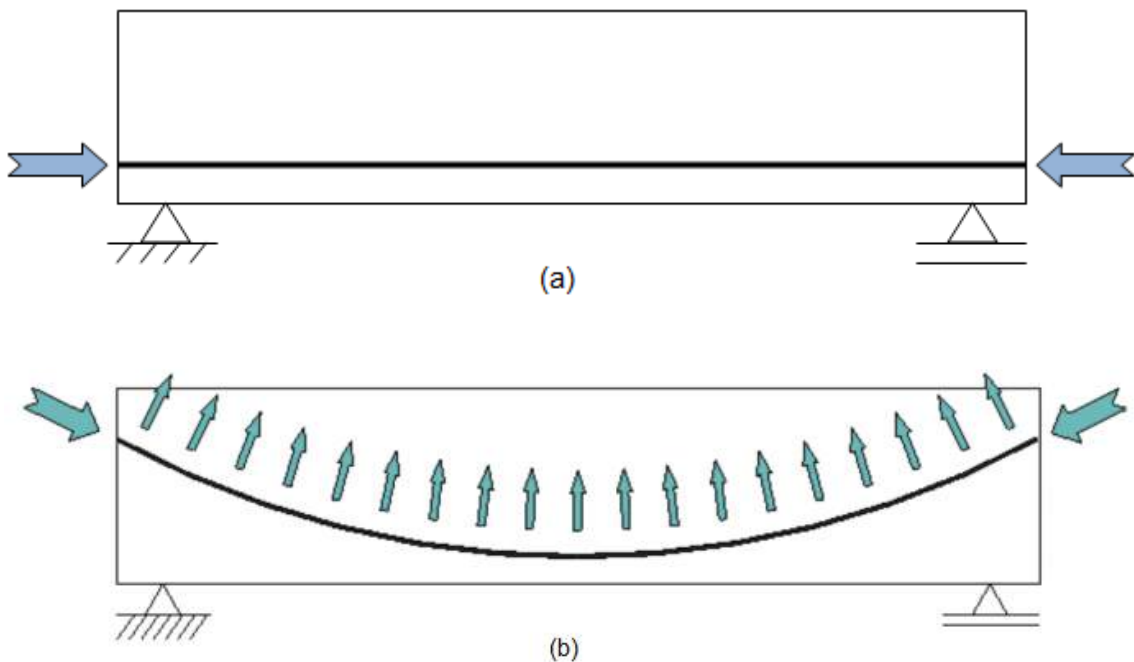


Figura 3.12: Cargas equivalentes: (a) Pré-tensão aderente; (b) Pós-tensão aderente. Fonte: ALVES (2016).

O tipo de cordoalha comumente comercializado apresenta um fio central e outros seis envolvendo o mesmo, sendo mantidos unidos por um processo de torção em torno do fio central. São chamadas cordoalhas de sete fios, tendo diâmetro nominal de aproximadamente 12,7 mm ou 15,2 mm e feitas com aço CP 190 RB ou CP 210 RB. Cada cabo de aço é constituído por um conjunto de cordoalhas (SCHIMID, 2015).

Em pontes integrais é bastante frequente a utilização de vigas pré-moldadas de concreto protendido. Nessas vigas é utilizada, em geral, a pós-tensão, onde a protensão dos cabos é realizada posteriormente à concretagem da viga (SCHIMID, 1998). Nesse contexto, devem ser consideradas perdas no sistema, as quais são apresentadas a seguir.

### 3.5.1 Perdas

Ocorrem durante a transferência da protensão ao concreto, denominadas perdas imediatas, e ao longo do tempo, conhecidas como perdas progressivas.

#### 3.5.1.1 Perdas imediatas

As perdas de protensão imediatas se dão: por atrito, por acomodação na ancoragem, devido ao equipamento de protensão e por protensão sucessiva.

##### 1) Perdas por atrito

Nas vigas protendidas com pós-tensão, os cabos, ao serem tracionados por um macaco hidráulico, sofrem alongamento gradativo. Devido a esse alongamento, e pelo fato de a bainha geralmente apresentar desenvolvimento curvo e sinuosidade inevitável, ocorre atrito entre o aço de protensão e a bainha. O atrito se dá também entre os fios ou cordoalhas que constituem o cabo. A Figura 3.13 ilustra os pontos onde ocorre atrito.

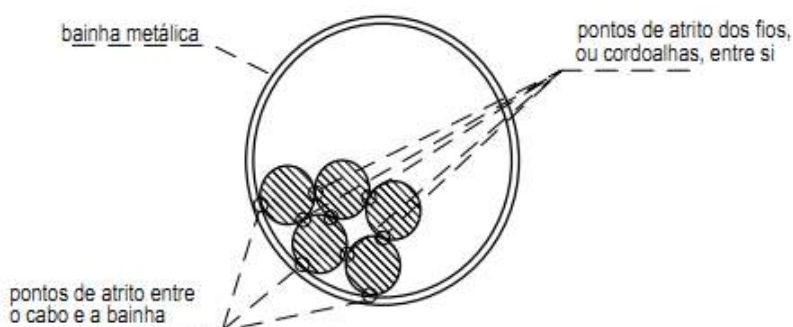


Figura 3.13: Atrito nos cabos dentro da bainha. Fonte: VERÍSSIMO e CÉSAR JR (1998).

## 2) Perdas por acomodação da ancoragem

Acontecem pelo recuo do cabo no instante de sua liberação do macaco hidráulico, com conseqüente transferência das forças de protensão para a peça de concreto. A fixação das cordoalhas na ancoragem é feita individualmente, por meio de cunhas usinadas e galvanizadas. Nos sistemas que utilizam cunhas, as perdas por acomodação da ancoragem são mais significativas.

## 3) Perdas no equipamento de protensão

Correspondem a perdas por atrito que ocorrem no interior do macaco hidráulico e valem, aproximadamente, 2,5% do esforço inicial de protensão.

## 4) Perdas por protensão sucessiva

A protensão sucessiva acarreta deformação imediata do concreto, gerando afrouxamento dos cabos que foram previamente protendidos. Esse afrouxamento traduz-se em perda de protensão.

### 3.5.1.2 Perdas progressivas

As perdas de protensão progressiva incluem: retração do concreto, fluência do concreto e relaxação do aço de protensão.

#### 1) Retração do concreto

A retração do concreto corresponde à redução de seu volume por evaporação de água não utilizada na reação de hidratação do cimento. Depende da umidade relativa do ambiente, da consistência do concreto no lançamento e da espessura fictícia da peça. Esta ação é abordada em detalhes no item 3.6.

#### 2) Fluência do concreto

Ocorre ao longo do tempo, sendo ocasionada pelos esforços de protensão que geram encurtamento do concreto. Mais informações sobre a fluência são encontradas no item 3.7.

#### 3) Relaxação do aço

Também denominada de fluência do aço, diz respeito ao alongamento que este sofre em longo prazo quando tracionado por uma força constante. Para aços de alta



resistência, a relaxação é função do tratamento mecânico durante a usinagem (aço de baixa relaxação – RB ou de relaxação normal – RN) e da temperatura. Pode ser desprezada quando as tensões forem menores que  $0,5 f_{ptk}$  (tensão característica de ruptura à tração).

### 3.5.2 Combinações de ações

Quanto ao cálculo das forças de protensão, a NBR 6118 (ABNT, 2014), em sua Tabela 13.4, estabelece as combinações de ações em serviço que devem ser verificadas, de acordo com o nível de protensão (parcial, limitada ou completa), a classe de agressividade ambiental e o tipo de protensão. Os estados limites relacionados podem ser ELS-W (estado limite de abertura de fissuras), ELS-F (estado limite de formação de fissuras) e ELS-D (estado limite de descompressão).

A Tabela 3.3 reproduz a Tabela 13.4 da norma supracitada, mostrando a parte relativa ao concreto protendido.

Tabela 3.3: Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção das armaduras em função das classes de agressividade ambiental. Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D <sup>a</sup>	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D <sup>a</sup>	Combinação frequente

O item 9.6 dessa norma trata da força de protensão, e estabelece que a força média na armadura de protensão, na abscissa  $x$  e no tempo  $t$ , é dada por:

$$P_t(x) = P_0(x) - \Delta P_t(x) = P_i - \Delta P_0(x) - \Delta P_t(x) \quad (3.13)$$

onde:

$P_i$ : força de protensão inicial aplicada pelo equipamento de tração;

$\Delta P_0(x)$ : perdas de protensão imediatas, medidas a partir de  $P_i$ , no tempo  $t=0$ ;

$\Delta P_t(x)$ : perdas de protensão no instante  $t$ , calculadas após o tempo  $t=0$ .

No exemplo desenvolvido no Capítulo 5, em que são utilizadas vigas pós-tensionadas, dentre as perdas imediatas especificadas na NBR 6118:2014, foi considerada apenas a ocasionada por atrito, por ter um valor mais expressivo. A norma define que a perda de protensão por atrito seja calculada pela expressão:

$$\Delta P(x) = P_i[1 - e^{-(\mu \Sigma \alpha + kx)}] \quad (3.14)$$

onde:

$x$ : abscissa do ponto onde se calcula  $\Delta P$ , medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m);

$\Sigma \alpha$ : soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa  $x$ , expressa em radianos (rad);

$\mu$ : coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado como a seguir (valores em 1/radianos):

$\mu = 0,50$  entre cabo e concreto (sem bainha);

$\mu = 0,30$  entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

$\mu = 0,20$  entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica;

$\mu = 0,10$  entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;

$\mu = 0,05$  entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada;

$k$  é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor  $0,01 \mu$  (1/m).

### 3.5.3 Etapas de protensão

A protensão frequentemente é realizada em duas etapas. Inicialmente realiza-se a primeira etapa de protensão (ou primeira fase), que corresponde à introdução da força de protensão na viga pré-moldada isolada, com intensidade suficiente para equilibrar o peso próprio da viga isolada e o da laje moldada sobre as vigas. A segunda etapa (ou segunda fase) de protensão ocorre após a solidarização viga-laje e

deve equilibrar a sobrecarga permanente, além de combater tensões de tração decorrentes da atuação da carga móvel.

A segunda etapa de protensão ocorre de modos diferentes em uma ponte convencional isostática e em uma integral. Na primeira, a protensão se dá exclusivamente nas vigas biapoiadas, enquanto que, na segunda, a protensão é responsável por promover a continuidade da superestrutura e pode ocorrer em toda a extensão da ponte ou somente na região dos apoios, como apresentado no item 4.1.2.

A continuidade da superestrutura, nas pontes integrais, gera esforços solicitantes ao longo do tempo, como os fenômenos da retração e da fluência, que são abordados nos itens 3.6 e 3.7 deste trabalho.

A Figura 3.14 apresenta, esquematicamente, a sequência construtiva de introdução da protensão em uma ponte convencional isostática e outra integral apresentada neste item (observa-se que esta é uma das sequências construtivas possíveis).

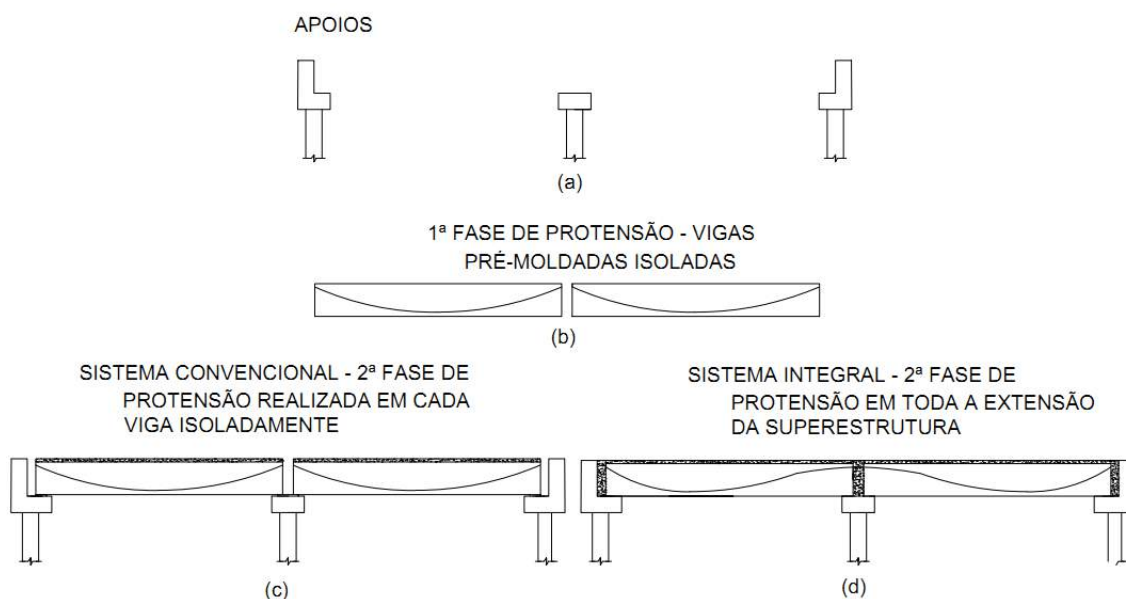


Figura 3.14: Etapas de protensão: (a) blocos estaqueados; (b) 1ª fase de protensão em viga pré-moldada; (c) 2ª fase de protensão em ponte convencional e (d) 2ª etapa de protensão em ponte integral.

### 3.5.4 Análise de estruturas protendidas

Esta análise tem por objetivo determinar as solicitações despertadas na estrutura devidas à atuação da protensão.

### 3.5.4.1 Método de LIN

Segundo LIN *apud* ALVES (2017), este método considera que a carga concentrada de protensão atua em um trecho de cabo parabólico simétrico, como apresentado na Figura 3.15. A partir da equação da parábola, é realizada a determinação da componente vertical da força de protensão, a qual é equilibrada por um carregamento vertical linearmente distribuído (carga de desvio do cabo), tal como mostra a Figura 3.16.

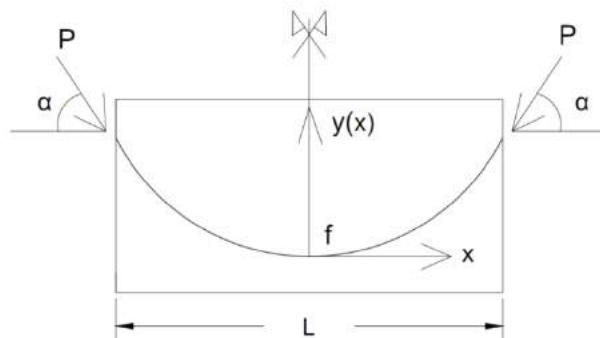


Figura 3.15: Protensão em cabo parabólico simétrico.

Dada a equação da parábola:

$$y(x) = \frac{4 \cdot f \cdot x^2}{L^2} \quad (3.15)$$

Para  $\alpha \ll 1$  rad, tem-se:

$$\text{sen}(\alpha) \cong \text{tan}(\alpha) \cong y' \left( x = \frac{L}{2} \right) = \frac{4 \cdot f}{L} \quad (3.16)$$

$$\text{cos}(\alpha) \cong 1 \quad (3.17)$$

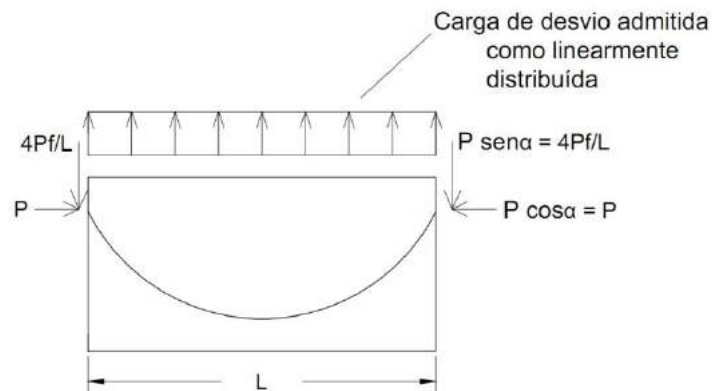


Figura 3.16: Sistema obtido a partir da decomposição das forças de protensão e da carga de desvio linearmente distribuída na longarina.

A partir do equilíbrio de forças verticais apresentado na Eq. (3.18), obtém-se a equação do carregamento vertical linearmente distribuído, mostrado na Eq. (3.19):

$$q \cdot L = 2 \times \frac{4 \cdot P \cdot f}{L} \quad (3.18)$$

$$q = \frac{8 \cdot P \cdot f}{L^2} \quad (3.19)$$

No caso de uma trajetória sinuosa genérica do cabo de protensão, o método de LIN pode ser aplicado dividindo-se a trajetória em trechos parabólicos. Os pontos de início e fim de cada parábola são definidos arbitrariamente. Geralmente são escolhidos os pontos de tangente horizontal ou pontos de inflexão. A Figura 3.17 apresenta a determinação da carga de desvio em um cabo com trajetória sinuosa pelo método de LIN.

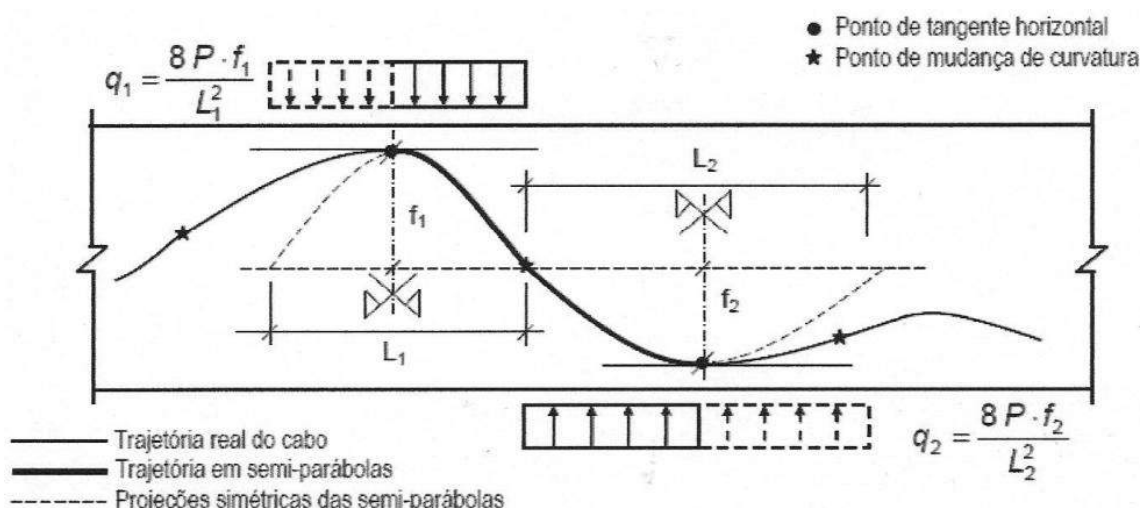


Figura 3.17: Aplicação do método de LIN em cabo com trajetória sinuosa. Fonte: (PERLINGEIRO, 1998).

### 3.5.4.2 Carregamento equivalente de protensão segundo ALVES (1994)

O método de LIN apresenta algumas limitações. A primeira é a consideração de que a força de protensão atuante no cabo seja constante, o que, na prática, não ocorre. Devido às perdas, as forças de protensão variam ao longo do cabo. Para considerá-las, pode-se adotar um valor médio em cada trecho. Outra limitação diz respeito aos ângulos dos cabos de protensão, considerados muito pequenos e aproximados por sua própria tangente.

O método elaborado, desenvolvido por ALVES (1994), tem por objetivo reduzir a imprecisão obtida no método de LIN, quando os ângulos entre a força de protensão e a horizontal não são tão pequenos (viga com relação altura/comprimento maior ou igual a 1/10). Esse método considera também que as forças de protensão sejam variáveis ao longo do cabo e que seu traçado seja genérico. O procedimento de análise é apresentado a seguir.

Seja um trecho de comprimento  $L$  de uma viga protendida. As forças de protensão  $P1$  e  $P2$ , aplicadas nas seções inicial e final do trecho, respectivamente, podem ser convertidas em esforços normais, cortantes e momentos fletores nos extremos do trecho. Tendo como fundamento que a protensão consiste em um sistema auto-equilibrado de forças externas, então, realizando o equilíbrio de forças, é possível determinar cargas distribuídas sobre a viga equivalentes aos esforços nos extremos do trecho. A Figura 3.18 apresenta a sequência para a determinação destas cargas equivalentes.

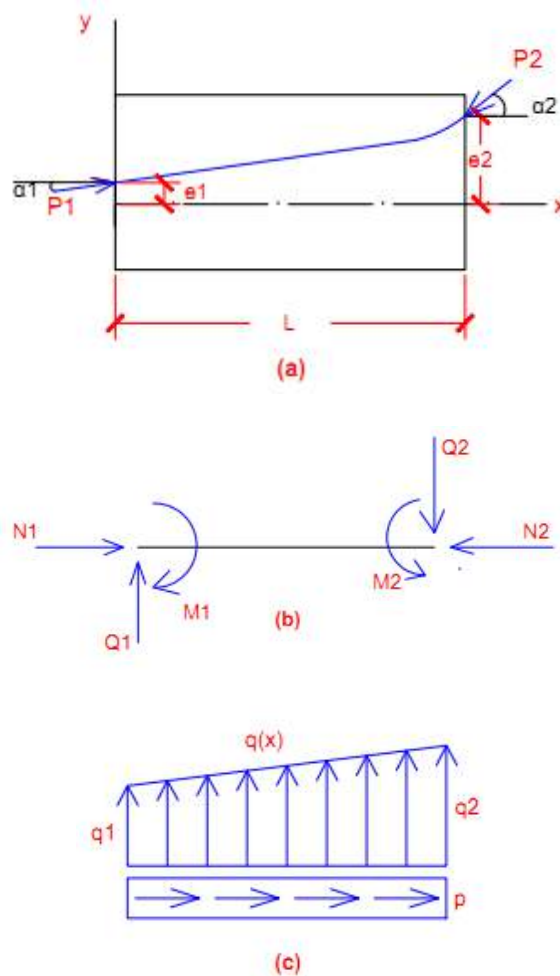


Figura 3.18: Carregamento equivalente de protensão: (a) forças de protensão  $P1$  e  $P2$  nos extremos; (b) cargas nodais equivalentes nos extremos; (c) cargas distribuídas equivalentes de protensão.

A transformação das forças de protensão em cargas nodais nos extremos é realizada utilizando-se, respectivamente, as Eq. (3.20) e (3.23) para a determinação de esforços normais; as Eq. (3.21) e (3.24) para a determinação dos esforços cortantes e as Eq. (3.22) e (3.25) para a obtenção dos momentos fletores.

$$N_1 = P_1 \cdot \cos \alpha_1 \quad (3.20)$$

$$Q_1 = P_1 \cdot \sin \alpha_1 \quad (3.21)$$

$$M_1 = N_1 \cdot e_1 \quad (3.22)$$

$$N_2 = P_2 \cdot \cos \alpha_2 \quad (3.23)$$

$$Q_2 = P_2 \cdot \sin \alpha_2 \quad (3.24)$$

$$M_2 = N_2 \cdot e_2 \quad (3.25)$$

A conversão destes esforços nodais em cargas equivalentes distribuídas verticais,  $q(x)$ , e horizontal,  $p$ , é obtida por meio do equilíbrio de forças e momentos, visto que o sistema é auto-equilibrado. Os equilíbrios de forças nas direções horizontal, vertical e de momentos são determinados pelas Eq. (3.26), (3.27) e (3.28), respectivamente.

$$\sum F_x = N_1 + p \cdot L - N_2 = 0 \quad (3.26)$$

$$\sum F_y = Q_1 + \frac{(q_1+q_2)}{2} \cdot L - Q_2 = 0 \quad (3.27)$$

$$\sum M_o = M_1 - \int_0^L q(x) \cdot x \cdot dx - M_2 + Q_2 \cdot L = 0 \quad (3.28)$$

O termo  $q(x)$  na Eq. (3.28) corresponde à expressão analítica de uma carga distribuída transversal linearmente variável, apresentada na Eq. (3.29).

$$q(x) = q_1 + \frac{(q_2-q_1)}{L} \cdot x \quad (3.29)$$

Isolando a carga horizontal distribuída  $p$  na Eq. (3.26), obtém-se a Eq. (3.30), que permite a determinação de  $p$  a partir das cargas nodais.

$$p = \frac{N_2 - N_1}{L} \quad (3.30)$$

Da solução do sistema linear formado pelas Eq. (3.27) e (3.28) são obtidas as equações para a determinação das forças  $q_1$  e  $q_2$ , que correspondem às Eq. (3.31) e (3.32), respectivamente.

$$q_1 = -\frac{2 \cdot (2 \cdot Q_1 + Q_2)}{L} - \frac{6 \cdot (M_1 - M_2)}{L^2} \quad (3.31)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot (Q_1 + 2 \cdot Q_2)}{L} + \frac{6 \cdot (M_1 - M_2)}{L^2} \quad (3.32)$$

### 3.6 Retração

A retração do concreto é caracterizada como a redução de seu volume durante o processo de endurecimento, devido à perda de água. A expulsão de água ocorre inicialmente na periferia, gerando tensões de tração e fissuração nessa região HAMPshire (2015). Na Figura 3.19 é apresentada a deformada de uma ponte biapoiada e de uma integral devido ao efeito da retração diferencial entre laje e vigas.

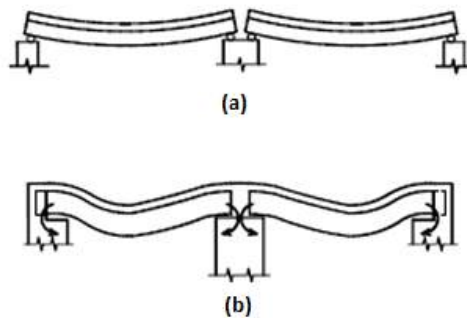


Figura 3.19: Fenômeno da retração diferencial entre lajes e vigas: (a) ponte convencional biapoiada; (b) ponte integral. Fonte: PINHO et al. (2009)

No tocante ao processo construtivo, as vigas podem ser pré-moldadas ou vigas mistas. Segundo BURKE (2009), a diferença de retração entre o concreto novo da laje e o concreto parcialmente envelhecido das vigas cria forças de cisalhamento na ligação entre esses componentes. Estas geram esforços axiais e momentos fletores, tanto nas vigas como na laje, pois são excêntricas em relação ao eixo neutro de



ambas. A Figura 3.20 apresenta os momentos fletores despertados pelo efeito da retração diferencial entre a laje e as vigas.

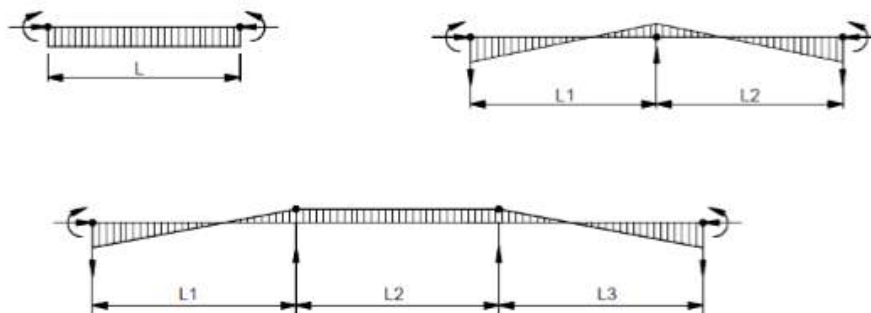


Figura 3.20: Momentos fletores devidos à retração diferencial entre laje e vigas em pontes de um, dois e três vãos. Fonte: BURKE (2009).

Ainda de acordo com BURKE (2009), os efeitos de fluência, pressão passiva do solo e gradiente térmico são parcialmente compensados pelo fenômeno da retração, devendo isso ser levado em consideração nos projetos.

Cabe destacar também que os esforços despertados pela retração e pela fluência apresentam variações expressivas de acordo com o tipo de solo de fundação.

O processo de cálculo dos esforços de retração é apresentado no item 3.7 deste trabalho, visto que a NBR 6118:2014 trata dos fenômenos da retração e da fluência de forma conjunta.

### 3.7 Fluência

A consideração da fluência no projeto de pontes está relacionada ao método executivo. As forças de compressão impostas ao concreto nas primeiras idades acarretam em encurtamento do concreto, que ocorre de modo gradual. A Figura 3.21 mostra o fenômeno da fluência em pontes com vigas de concreto protendido. Esse fenômeno gera na estrutura esforços normais e momentos fletores em sentidos opostos ao que ocorre na retração, como mostra a Figura 3.22 (vigas protendidas). No caso de vigas de concreto armado pré-moldadas os efeitos são aditivos.

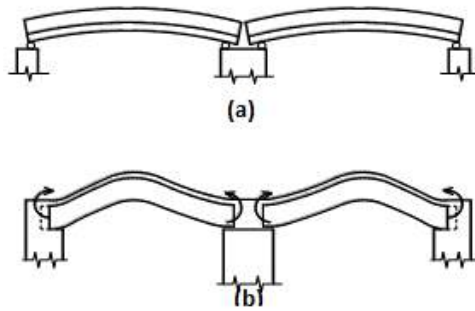


Figura 3.21: Fenômeno da fluência em pontes com longarinas pré-fabricadas de concreto protendido: (a) ponte convencional biapoiada; (b) ponte integral. Fonte: PINHO et al. (2009).

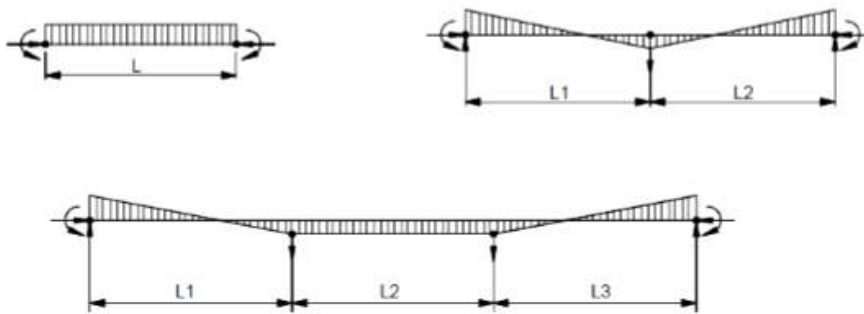


Figura 3.22: Momentos fletores devidos à fluência em pontes com longarinas pré-fabricadas de concreto protendido de um, dois e três vãos. Fonte: BURKE (2009).

MATTOCK (1961) realizou estudos sobre os efeitos da retração e da fluência ao longo do tempo em pontes integrais com dois vãos em vigas de concreto protendido. Os resultados mostraram que a reação máxima devida à retração ocorre nos trinta primeiros dias após a retirada das formas da laje. Posteriormente, os efeitos devidos à fluência crescem lentamente até que, entre sete e oito meses, são balanceados com os efeitos da retração. Após dois anos, os efeitos da fluência passam a ser dominantes. Esses resultados são ilustrados no gráfico da Figura 3.23.

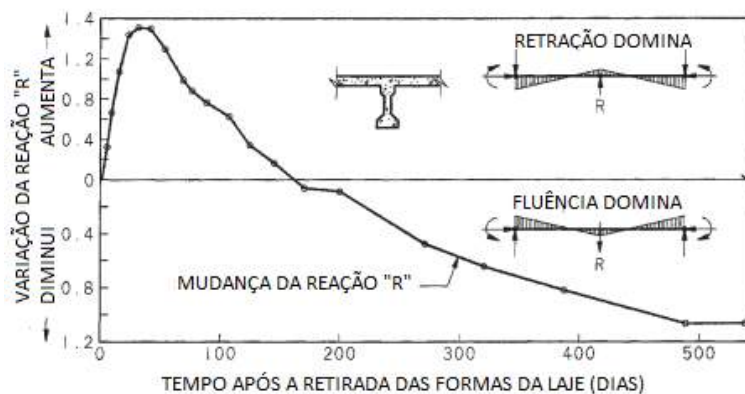


Figura 3.23: Estudos sobre retração e fluência com o tempo. Fonte: BURKE (2009).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 8.2.11, admite que, para os casos em que não é necessária grande precisão, os valores finais do coeficiente de fluência  $\varphi(t_{\infty}, t_0)$  e da deformação específica de retração  $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$  do concreto, submetidos a tensões menores que  $0,5 f_c$  quando do primeiro carregamento, podem ser obtidos, por interpolação linear, a partir de sua Tabela 8.2, aqui apresentada como Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Valores característicos da deformação específica de retração  $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$  e do coeficiente de fluência  $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ . Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Umidade média ambiente %		40		55		75		90		
Espessura fictícia $2A_c/u$ cm		20	60	20	60	20	60	20	60	
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto das classes C20 a C45	$t_0$ dias	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
		30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto das classes C50 a C90	$t_0$ dias	5	2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5
		30	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
		60	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0
$\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ ‰	$t_0$ dias	5	-0,53	-0,47	-0,48	-0,43	-0,36	-0,32	-0,18	-0,15
		30	-0,44	-0,45	-0,41	-0,41	-0,33	-0,31	-0,17	-0,15
		60	-0,39	-0,43	-0,36	-0,40	-0,30	-0,31	-0,17	-0,15

Na Tabela 3.4, a espessura fictícia é dada pela relação  $2 \cdot A_c / u$ , onde  $A_c$  é a área da seção transversal de concreto e  $u$  é o perímetro da seção em contato com o ar.

As ações de fluência e à retração podem ser consideradas por meio de variações de temperatura equivalentes. No caso da retração, a determinação é direta, bastando utilizar o valor da deformação específica,  $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ , no lugar da razão  $\Delta L / L$  na Eq.(3.33). Sendo o concreto o material do qual é feito o elemento estrutural que sofre retração, o coeficiente de dilatação térmica  $\alpha$  a ser usado é de  $10^{-5} / ^\circ\text{C}$ . A única incógnita é a variação de temperatura  $\Delta T$ , como mostrado a seguir:

$$\frac{\Delta L}{L} = \alpha \cdot \Delta T \quad (3.33)$$

$$\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) = 10^{-5} \cdot \Delta T \quad (3.34)$$

$$\Delta T = \frac{\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)}{10^{-5}} \quad (3.35)$$

O Anexo A da norma indica que a deformação específica por fluência do concreto,  $\epsilon_c(t, t_0)$ , pode ser obtida pela Eq. (3.36). Após sua determinação, o cálculo da variação de temperatura equivalente à deformação por fluência é análogo ao mostrado na Eq. (3.35).

$$\epsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci28}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (3.36)$$

onde:

$\sigma_c(t_0)$ : tensão de compressão no concreto, no tempo  $t_0$ ;

$E_{ci28}$ : módulo de elasticidade no instante tangencial do concreto, aos 28 dias.

$\varphi(t, t_0)$ : coeficiente de fluência do concreto, obtido de maneira simplificada, para  $t = t_\infty$ , da Tabela 3.4.

Deformações mais precisas podem ser calculadas segundo o procedimento mostrado no Anexo A da NBR 6118:2014.

### 3.8 Empuxo de Terra

Segundo BURKE (2009), é necessário o desenvolvimento de pesquisas para estabelecer a relação entre a quantidade de compressão no aterro e a geração de empuxo e também o efeito de ciclos alternados de compressão e de descompressão no aterro. Sabe-se que esse movimento alternado acarreta um aumento da densidade do solo atrás dos encontros, o que eleva a pressão exercida por ele na estrutura, a qual é diretamente proporcional ao deslocamento nos encontros (PINHO *et al.*, 2009). A Figura 3.24 apresenta uma distribuição do empuxo simplificada.

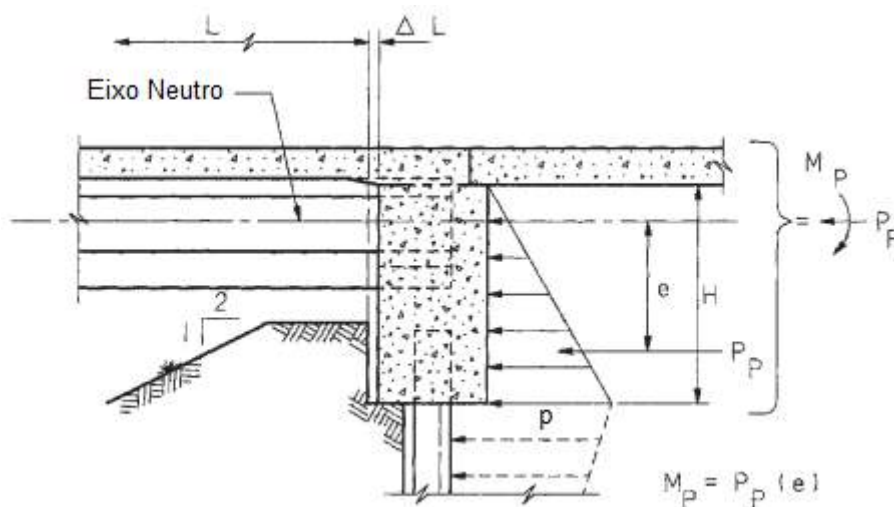


Figura 3.24: Distribuição simplificada do empuxo de terra. Fonte: BURKE (2009), adaptado.

Na Figura 3.24, os parâmetros são:

L: comprimento do vão;

$\Delta L$ : aumento de comprimento do vão;

e: distância do eixo neutro da longarina à força de empuxo resultante;

H: altura do encontro;

$P_p$ : força de empuxo resultante;

P: tensão devido ao empuxo na base do encontro;

$M_p$ : momento da força de empuxo resultante em relação ao eixo neutro da longarina.

A NBR 7187 (ABNT, 2003) admite que, por simplificação pode ser suposto que o solo não apresente coesão (areias) e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações estejam a favor da segurança. O peso específico do solo deve ser no mínimo igual a 18 kN/m<sup>3</sup> e o ângulo de atrito interno  $\phi$  deve ser, no máximo, igual a 30°.

Os valores dos coeficientes de empuxo ativo ( $K_a$ ) e passivo ( $K_p$ ) são:

$$K_a = tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = tg^2 \left( 45^\circ - \frac{30'}{2} \right) = \frac{1}{3} \quad (3.37)$$

$$K_p = tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) = tg^2 \left( 45^\circ + \frac{30'}{2} \right) = 3 \quad (3.38)$$

O valor do empuxo atuante na cortina  $p$ , mostrado na Figura 3.24, pode ser obtido pela Eq. (3.39):

$$p = K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (3.39)$$

onde:

$K_a$ : coeficiente de empuxo ativo;

$\gamma$ : peso específico do solo;

H: profundidade em metros (altura da cortina).

A força resultante do empuxo  $P_p$ , mostrada na Figura 3.24, é dada pela Eq. (3.40), sendo L o comprimento da cortina, em metros:

$$P_p = \frac{p \cdot L \cdot H}{2} \quad (3.40)$$

A referida norma afirma ainda que, quando a superestrutura funciona como muro de arrimo dos aterros de acesso e não apresenta juntas intermediárias, como é o caso das pontes integrais, os empuxos podem ser considerados auto equilibrados. Isto deve ser condicionado à verificação da hipótese de o empuxo existir em apenas uma das extremidades, agindo isoladamente (com outras forças horizontais) e para o caso da estrutura em construção. A Figura 3.25 ilustra a atuação do empuxo nestes dois casos.

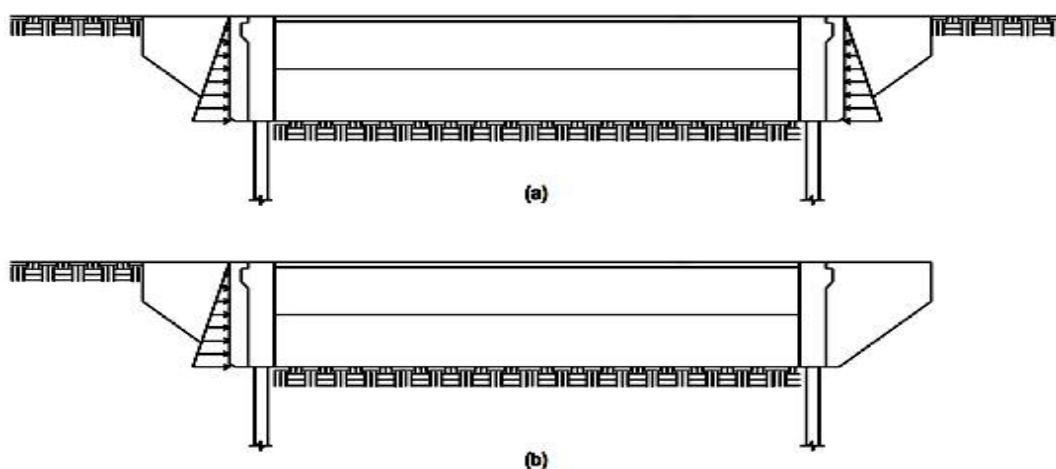


Figura 3.25: Equilíbrio de empuxo de terra: (a) aterro nas duas extremidades; (b) aterro em uma única extremidade.

Para pontes curvas ou esconsas, a norma exige que seja considerada a atuação simultânea do empuxo em ambas as extremidades, quando for mais desfavorável.

### 3.9 Recalque de Apoio

Recalque é definido pela NBR 6122 (ABNT, 1996), em seu item 3.28, como o movimento vertical descendente de um elemento estrutural. Pode ser classificado em: absoluto, diferencial e distorcional, sendo suas definições apresentadas a seguir (FREITAS, 2014):

- Recalque absoluto: recalque de uma fundação ou de um ponto de uma fundação;
- Recalque diferencial: diferença entre dois recalques absolutos;
- Recalque distorcional, diferencial específico ou distorção angular: razão entre o recalque diferencial e a distância correspondente.

Recalques podem ocorrer nos encontros ou nos pilares intermediários. Quando ocorrem exclusivamente nos encontros, os momentos fletores e as forças verticais gerados são similares aos que são induzidos pela retração. Recalques que ocorrem exclusivamente em pilares provocam esforços análogos aos decorrentes da fluência. Esses efeitos são mostrados na Figura 3.26, para uma ponte de dois vãos

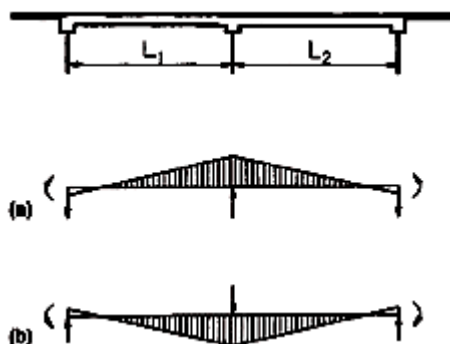


Figura 3.26: Momentos introduzidos por recalque diferencial: (a) encontros com relação ao pilar; (b) pilar com relação aos encontros. Fonte: BURKE (2009).

A NBR 7187 (ABNT, 2003) indica que, se a natureza do terreno e o tipo de fundação permitirem que ocorram recalques que causem efeitos apreciáveis à estrutura, as deformações decorrentes devem ser consideradas no projeto. Sendo as pontes integrais estruturas hiperestáticas, recalques diferenciais induzem momentos fletores e esforços cortantes, portanto, devem ser considerados. Todavia, a norma referida não estabelece valores limite para este deslocamento.

Segundo CHEN (1997), recalques diferenciais menores que 38 mm induzem momentos que podem ser desconsiderados. Intensidades maiores de recalque devem ser consideradas em projeto, desde que limitadas à determinados valores que não resultem em danos estruturais. A Tabela 3.5 apresenta limites de distorção angular (recalque distorcional) propostos por MEYERHOF (1979). Esses valores não devem ser tomados como uma regra rígida, mas como indicações úteis para comparações, considerando as peculiaridades de cada estrutura, como materiais empregados e método e forma de construção (BURLAND, 1977).

Tabela 3.5: Limites de distorção angular propostos por Meyerhof. Fonte: MEYERHOF (1979).

<b>Distorção Angular</b>	<b>Dano ou Critério Permitido</b>
1/750	Limite onde dificuldades com maquinaria sensível ao recalque são temidas.
1/600	Limite de perigo para estrutura com diagonais.
1/500	Limite de segurança para construções onde fissuras não são permitidas.
1/300	Limite onde o início de fissuras em muros é esperado; limite onde as dificuldades com guias são esperadas.
1/250	Limite onde a inclinação de construções rígidas e altas pode se tornar visível.
1/150	Consideráveis fissuras em muros; limite de segurança para paredes flexíveis construídas com tijolos; limite onde danos estruturais em construções em geral são temidos.
1/100	Limite de perigo para estruturas estaticamente determinadas e muros de contenção.

Para estruturas de pontes de concreto, considerando as restrições ao limite de abertura de fissuras estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) na sua Tabela 13.4, entre 0,2 mm e 0,4 mm, pode ser adotada a distorção angular limite de 1/500.

A partir deste valor de distorção angular, podem-se determinar os valores dos recalques absolutos (que sejam compatíveis com a estrutura) a serem inseridos no modelo, de acordo com a Eq. (3.41).

$$\rho_{dist} = \frac{1}{500} = \frac{\rho_a - \rho_b}{L} \quad (3.41)$$

onde:

$\rho_{dist}$  : recalque distorcional;

$\rho_a$  : recalque no apoio a;

$\rho_b$  : recalque no apoio b;

L : distância entre apoios.



#### 4. PROCESSO CONSTRUTIVO

A maior parte das pontes integrais, hoje em dia, são construídas em vigas pré-moldadas de concreto protendido ou de aço (vigas mistas). A continuidade da superestrutura, principal característica das pontes integrais, pode ser realizada apenas na laje ou na seção transversal como um todo, ou seja, na laje e entre vigas.

##### 4.1 Longarinas Pré-Moldadas de Concreto Protendido

A utilização deste tipo de viga proporciona inúmeras vantagens, como redução do tempo de construção da estrutura, melhor controle da execução das vigas e otimização do uso de formas, devido ao reaproveitamento e à padronização. Isso explica a rápida difusão de seu uso, sobretudo a partir da década de 1950.

A superestrutura é construída por meio da sucessão de vigas pré-moldadas de comprimento igual ao vão e, posteriormente, unidas pela laje em concreto, sendo este tipo de viga uma solução econômica para vãos de até 50m (FIB, 2000). Para pontes de vãos mais extensos, recomenda-se o uso de aduelas, que são segmentos pré-moldados de reduzido comprimento, as quais são ligadas por pós-tensão longitudinal após a montagem. A Figura 4.1 ilustra a construção de pontes com estas soluções.

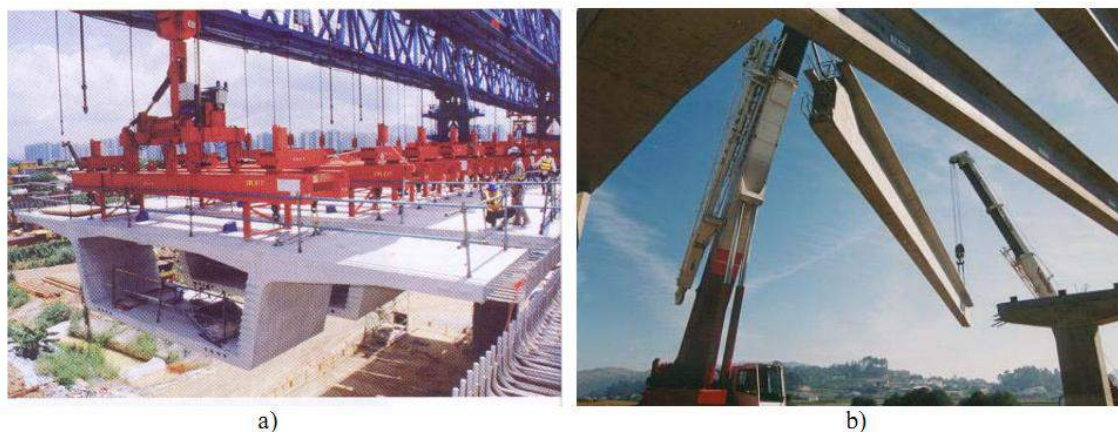


Figura 4.1: Elementos pré-moldados utilizados em tabuleiros de pontes: a) aduelas pré-moldadas; b) içamento de vigas pré-moldadas de concreto protendido. Fonte: SOUZA (2004).

As seções transversais mais comuns são em forma de “I” ou “U”. Para vãos superiores a 15 m, a seção transversal mais utilizada é formada por vigas I. Há também outros tipos de seções, as quais são apresentadas na Figura 4.2.

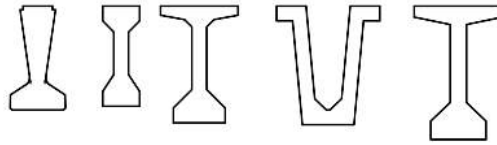


Figura 4.2: Tipos de seções de vigas pré-moldadas de concreto protendido comumente utilizadas. Fonte: PINHO (2011).

Quanto ao processo construtivo, em geral seguem-se as seguintes etapas:

- 1) Inserção das vigas pré-moldadas protendidas sobre os apoios por meio de guindastes, treliças de lançamento, etc. As vigas nesse momento podem estar totalmente ou parcialmente protendidas, de acordo com o definido em projeto;
- 2) Execução da laje de concreto, formando-se uma estrutura composta. As lajes podem ser totalmente moldadas no local, totalmente pré-moldadas ou ainda parcialmente pré-moldadas e complementadas por concretagem no local (as chamadas pré-lajes);
- 3) Realização da segunda etapa de protensão da vigas, quando couber, que deve ser executada após o concreto da laje atingir resistência à compressão adequada.

A Figura 4.3 ilustra os diferentes casos de execução das lajes.

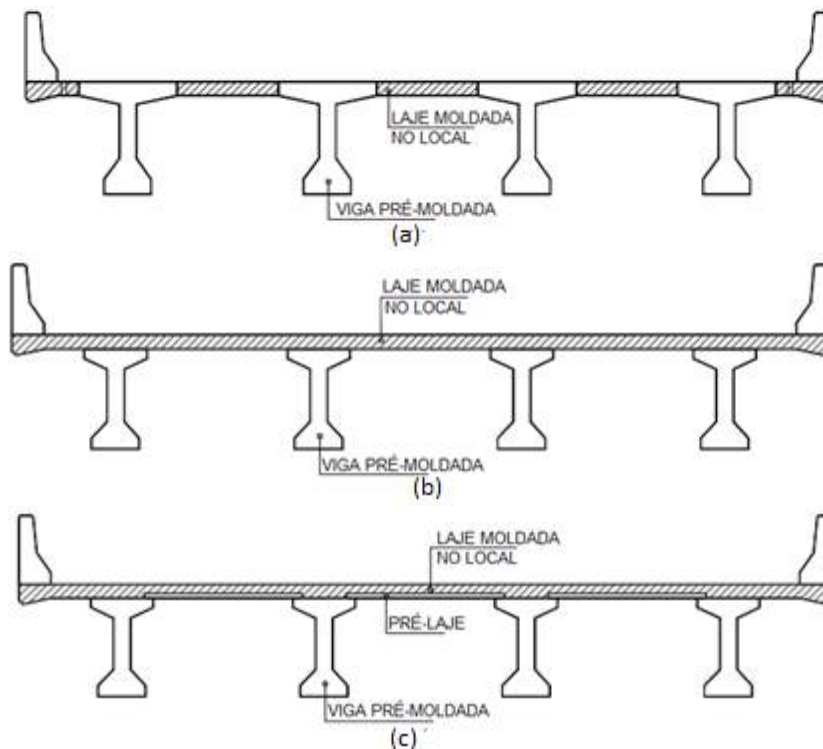


Figura 4.3: Diferentes tipos de execução de lajes utilizando-se vigas pré-moldadas protendidas: (a) laje moldada no local interposta entre as vigas; (b) laje moldada no local sobre as vigas; (c) laje parcialmente pré-moldada. Fonte: PINHO (2011).

Sobre o processo de continuidade da superestrutura, pode ocorrer por vãos isolados com lajes de continuidade ou por continuidade entre as vigas. Esses casos são abordados a seguir:

#### 4.1.1 Superestruturas de vãos isolados com lajes de continuidade

Neste caso, são utilizadas vigas pré-moldadas protendidas, cuja ligação se dá, exclusivamente, pela laje, em toda a extensão da obra. Cada viga é calculada de forma independente, pois os momentos fletores que ocorrem na região dos apoios são muito pequenos devido à pequena rigidez da laje em comparação com as vigas.

No tocante à laje, esta deve resistir à carga móvel e aos momentos resultantes da rotação das vigas e dos recalques de apoios pelas cargas atuantes nos vãos. Uma solução adotada para reduzir esses momentos é diminuir a espessura da laje e separá-la das vigas até certa distância de suas extremidades. A Figura 4.4 mostra um esquema de laje de continuidade, dando destaque à ligação no apoio.

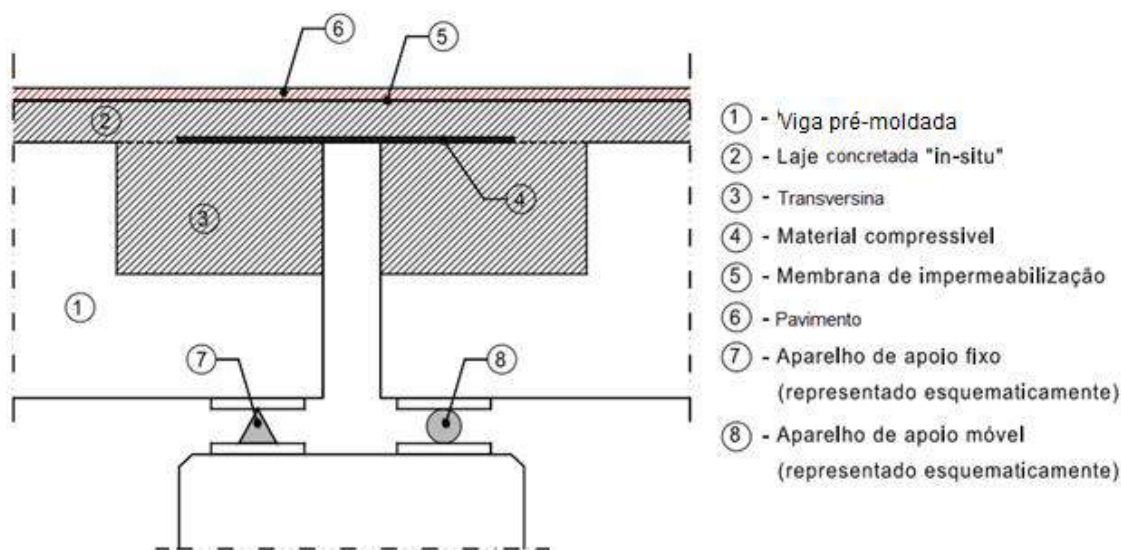


Figura 4.4: Laje de continuidade ligando vãos isolados. Fonte: SOUZA (2004), adaptado.

#### 4.1.2 Superestruturas com continuidade nas vigas

Diversas soluções podem ser utilizadas para a execução da continuidade entre vigas, como ligações metálicas, pós-tensão e armaduras passivas. Segundo HASTAK *et al.* (2003), este tipo de estrutura é utilizada em larga escala nos EUA, sendo recomendada pela maioria dos departamentos de transporte na construção de pontes integrais.

O sistema mais simples, de menor custo e mais popular, é o de armaduras passivas. Consiste em deixar parte da armadura positiva e da armadura da alma (esperas) para fora da seção da viga. No processo de construção, as vigas pré-moldadas são posicionadas em seu lugar definitivo e, em seguida, são colocadas as armaduras da transversina e das lajes e executada a concretagem das mesmas (PINHO, 2011). Um esquema deste tipo de solução é mostrado na Figura 4.5.

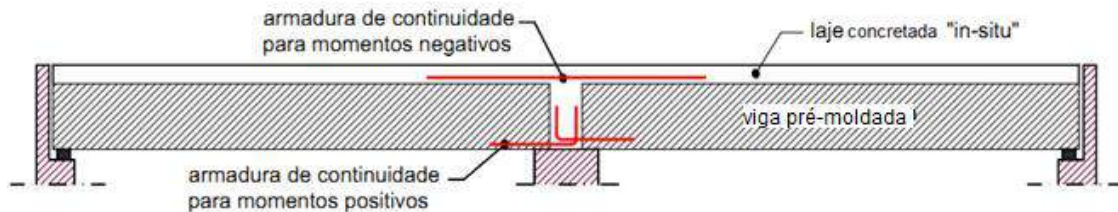


Figura 4.5: Solução de continuidade entre vigas com armaduras passivas. Fonte: SOUZA (2004), adaptado.

No sistema de continuidade com pós-tensão, as vigas são protendidas em uma primeira etapa (como nos demais sistemas), de modo a suportar seu peso próprio e o da laje com as transversinas. A segunda etapa da pós-tensão pode se dar de duas formas: em toda a extensão da ponte, onde os cabos de continuidade são enfiados nas bainhas deixadas previamente nas vigas e são protendidos posteriormente à concretagem das lajes e transversinas, como apresenta a Figura 4.6; ou somente na região dos apoios, utilizando-se cabos ou barras do sistema Dywidag inseridos na laje executada "in loco".

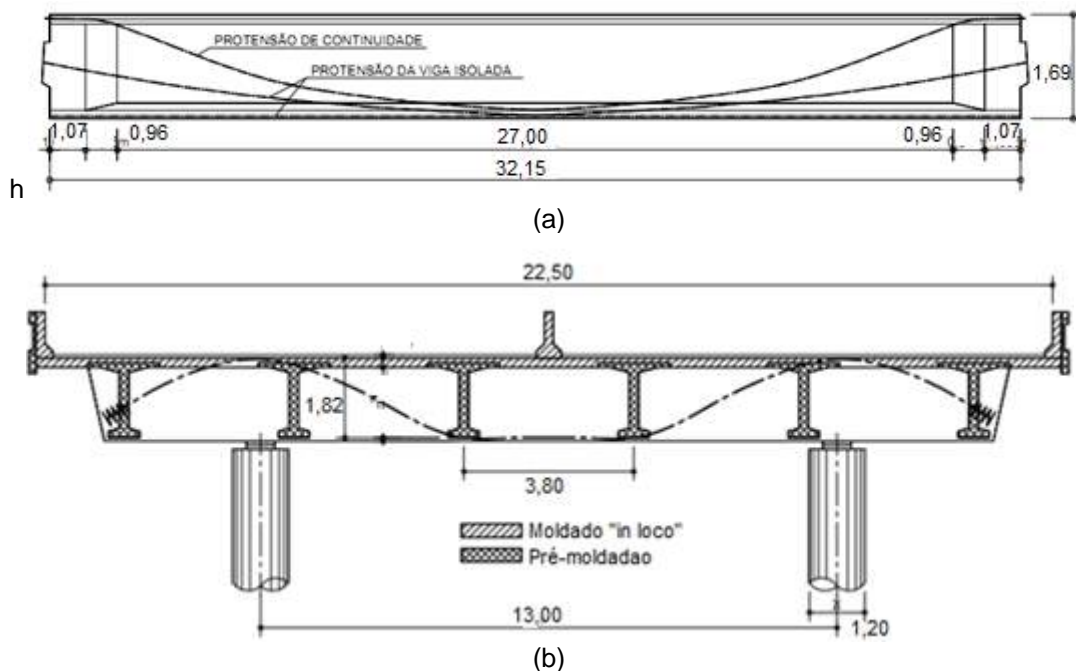


Figura 4.6: Vigas com continuidade com pós-tensão ao longo de toda a extensão, unidades em m – Yverdon, Suíça: (a) vista em elevação; (b) seção transversal; (continua)

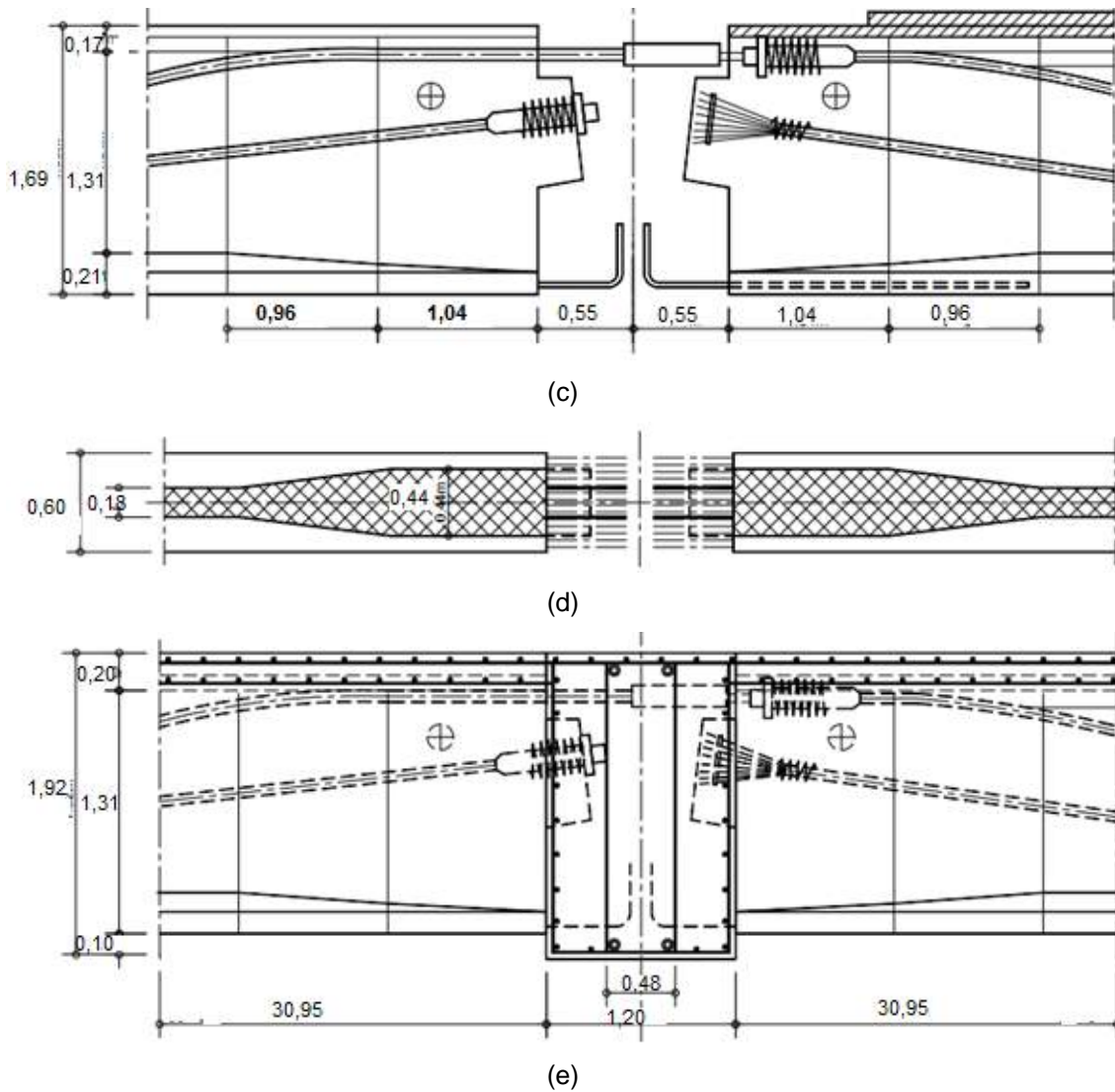


Figura 4. 6: Vigas com continuidade com pós-tensão ao longo de toda a extensão, unidades em m – Yverdon, Suíça: (c) ampliação da região do apoio (em elevação);(d) ampliação da região do apoio (vista superior); (e) ampliação da região. Fonte: FIP (1990). (continuação)

A Figura 4.7 apresenta a pós-tensão realizada apenas na região dos apoios.

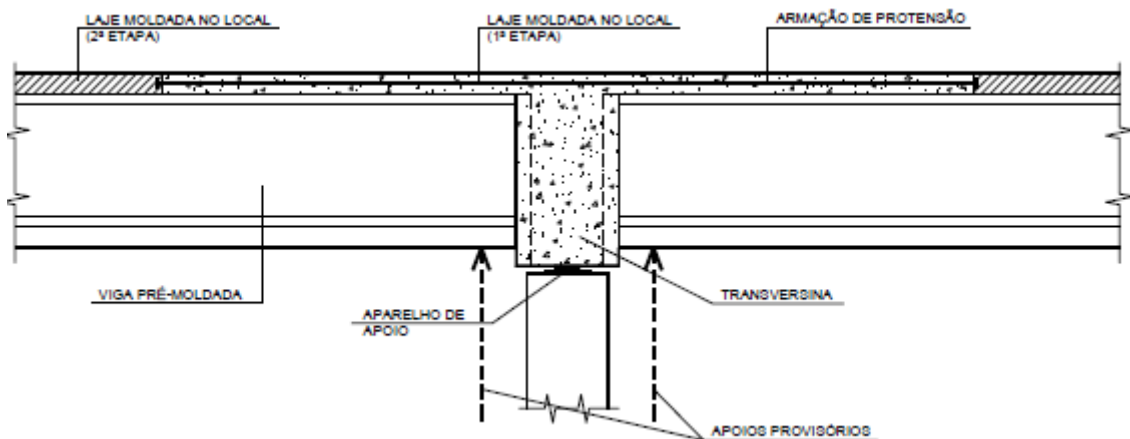


Figura 4.7: Continuidade com pós-tensão na região dos apoios. Fonte: PINHO (2011).

## 4.2 Longarinas de Aço

Em comparação com as vigas pré-moldadas de concreto protendido, as estruturas com vigas de aço e laje de concreto (vigas mistas) apresentam diversas vantagens, como montagem mais rápida e simples, menor peso próprio e elevada resistência, menor altura estrutural e menor carga nas fundações. Todavia, em geral, apresentam custo de construção e manutenção superiores às de concreto.

As vigas de aço mais utilizadas são as de alma cheia, em perfis laminados ou soldados. Muitos países têm utilizado perfis laminados com alturas de cerca de 1100 mm, enquanto no Brasil a altura máxima fabricada é de 610 mm. Podem ser utilizados também outros tipos de vigas, como as treliças, porém a maior complexidade na geometria geralmente acarreta em maior custo de fabricação e manutenção. A Figura 4.8 apresenta o içamento de uma viga de aço para a construção de uma ponte.



Figura 4.8: Montagem de viga de aço içada por guindaste. Fonte: HECHLER (2009).

Quanto às seções transversais mais comuns, para pontes de vãos pequenos e médios – até a ordem de 50 m, utilizam-se vigas com espaçamento de 3,0 a 3,5m entre si. Essas vigas são posteriormente unidas por laje de concreto, formando uma estrutura mista, como ilustra a Figura 4.9.

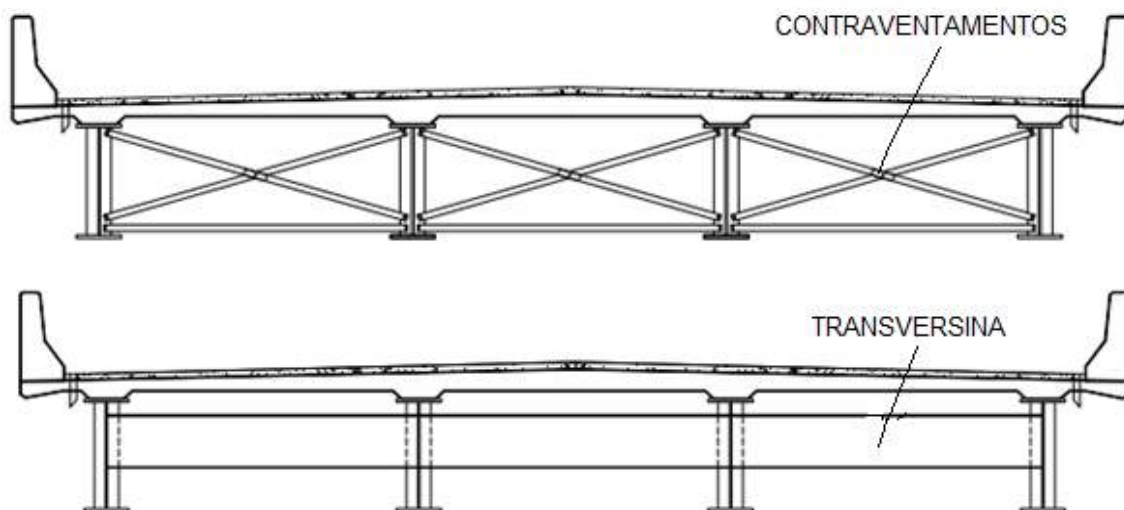


Figura 4.9: Seções transversais típicas de tabuleiros mistos de pontes rodoviárias utilizando vigas de aço em perfis “I”. Fonte: (PINHO) 2011.

No tocante ao processo construtivo, este se dá em etapas semelhantes aos das vigas pré-moldadas em concreto protendido. Em geral, são seguidas as seguintes etapas:

- 1) Posicionamento das vigas de aço por içamento com guindastes ou lançamento por deslizamento;
- 2) Montagem de vigas, transversinas intermediárias e contraventamentos, quando houver;
- 3) Execução da laje do tabuleiro, em concreto armado ou protendido, podendo ser totalmente moldadas no local, totalmente pré-moldadas ou parcialmente pré-moldadas, assim como nos casos das vigas pré-moldadas. O funcionamento em conjunto da laje de concreto com as vigas de aço é obtido por meio do uso de conectores de cisalhamento. Estes são previamente soldados nas mesas das vigas e concretados junto com a laje. O conector de pino com cabeça (*stud bolt*) é o mais comumente utilizado. A Figura 4.10 apresenta alguns dispositivos utilizados na conexão da viga de aço com a laje em concreto.

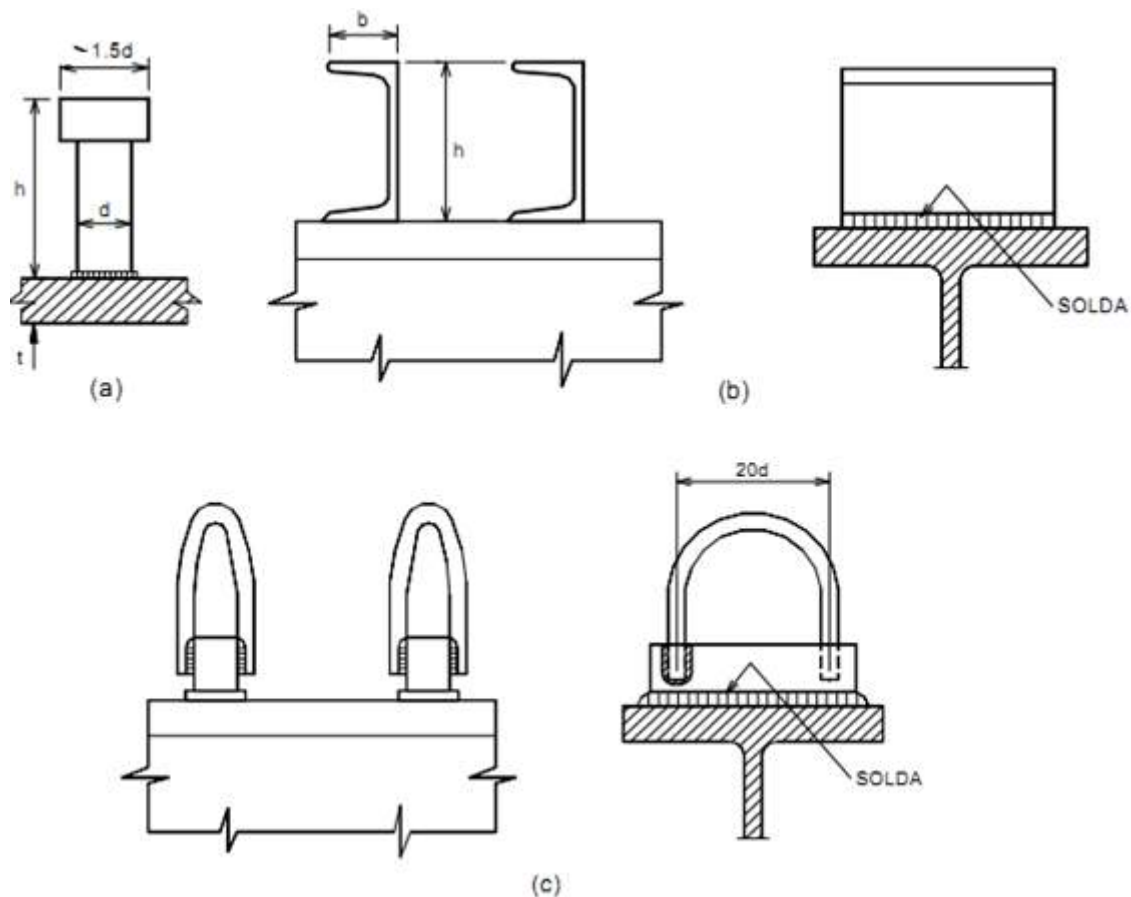


Figura 4.10: Conectores de cisalhamento típicos utilizados em vigas mistas: (a) pinos de cabeça (*stud bolts*); (b) perfis U e (c) chapas com aros. Fonte: (PINHO) 2011.

Uma importante observação a ser realizada diz respeito à influência da sequência de construção e concretagem realizados em campo. Quando a laje é concretada sobre as vigas sem que essas estejam escoradas, a seção mista é formada após a pega do concreto, e o funcionamento em conjunto viga-laje ocorre apenas para os carregamentos posteriores (carga móvel e sobrecarga permanente). Por outro lado, quando é realizado o escoramento das vigas, a seção mista também trabalha para resistir aos carregamentos ou peso próprio da superestrutura, obtendo-se um melhor aproveitamento da seção composta. Todavia, esse processo construtivo leva a um maior custo na construção.

Quanto ao estabelecimento da continuidade da superestrutura da ponte, têm-se os seguintes procedimentos, em parte semelhantes aos apresentados para as vigas pré-moldadas em concreto:



#### 4.2.1 Superestruturas de vãos isolados com lajes de continuidade

Esta solução é simples, sendo bastante utilizada no Brasil. Contudo, pelo consumo de aço superior ao adotado para as estruturas contínuas, tem sido evitada por diversos países. A Figura 4.11 mostra a solução de laje de continuidade para vigas mistas.

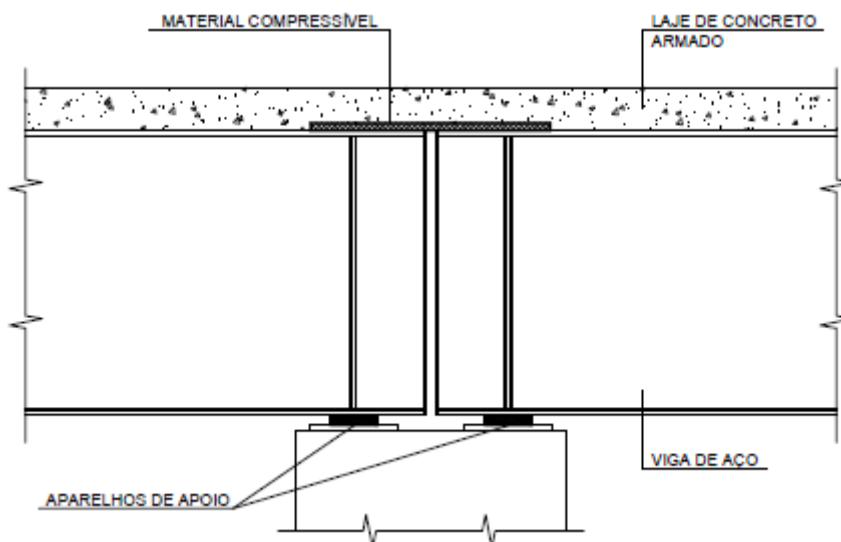


Figura 4.11: Vigas mistas com sistema de laje de continuidade sobre o apoio. Fonte: PINHO (2011).

#### 4.2.2 Superestruturas com continuidade nas vigas

Apresentam as mesmas vantagens citadas para as vigas pré-moldadas de concreto protendido, no entanto, requerem bastante atenção na fase de projeto, por apresentarem maior complexidade em relação à solução com lajes de continuidade, tais como: emendas das vigas, continuidade com transversinas de concreto armado e continuidade com pós-tensão.

As emendas entre vigas de aço podem ser soldadas (em fábrica) ou parafusadas (na obra). Procura-se posicionar a emenda em locais onde o momento positivo seja o menor possível. Ademais, a continuidade das vigas faz com que surjam momentos negativos (compressão na parte inferior da seção) nos apoios. Logo, essa região deve ser reforçada por meio da adoção de seção de aço reforçada e de maior concentração de armadura na laje de concreto armado.

A solução por meio de transversinas de concreto armado torna desnecessária a utilização de solda ou de ligações parafusadas na união entre as vigas, serviço este que exige mão de obra especializada. A conexão da viga de aço com a transversina

pode ser realizada por meio de chapa de aço soldada no topo da viga, onde são dispostos conectores de cisalhamento para possibilitar a transmissão de esforços cortantes, como apresentado na Figura 4.12. Pode ser utilizada, também, placa adicional de maior espessura na mesa inferior para garantir melhor uniformidade de distribuição das tensões de compressão do concreto (HECHLER e SOMMAVILLA, 2009).

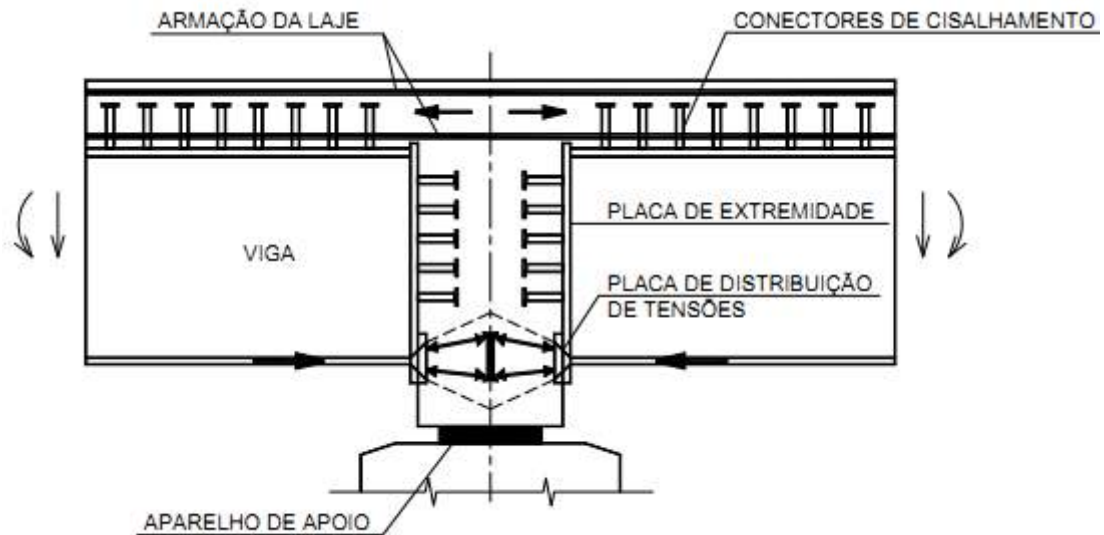


Figura 4.12: Solução de continuidade entre vigas por meio de emenda com transversina de concreto armado. Fonte: HECHLER, SOMMAVILLA (2009), adaptado.

Uma terceira solução, de uso reduzido pela complexidade na execução e necessidade de mão de obra especializada, é utilizar cabos de protensão na laje, na região dos apoios, como ilustra a Figura 4.13.

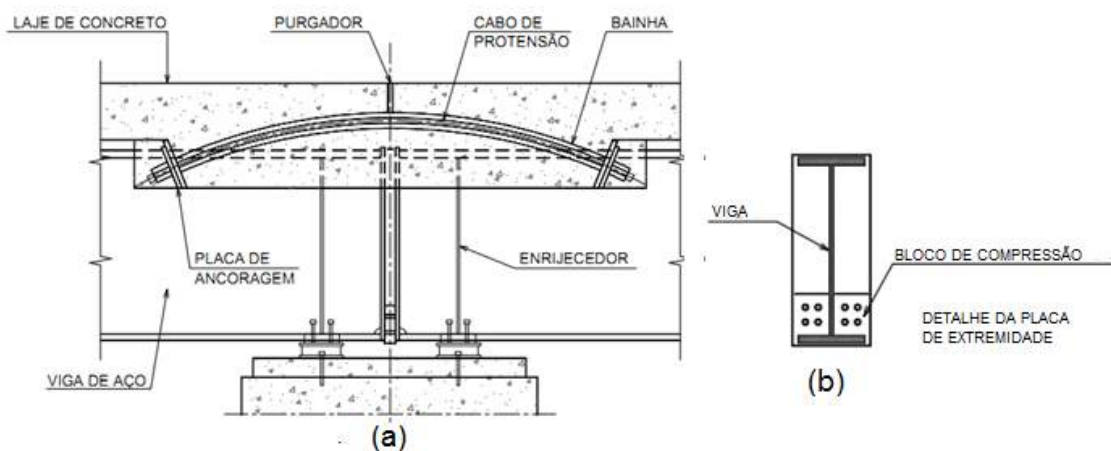


Figura 4.13: Solução de continuidade entre vigas por meio de pós-tensão: (a) vista longitudinal na região do apoio; (b) corte transversal na região do apoio. Fonte: FHWA (2009), adaptado.

### 4.3 Encontros Integrais

Em pontes integrais não há aparelhos de apoio entre a superestrutura e o encontro, como ocorre nas convencionais. A ligação entre esses elementos é realizada de forma contínua (ligação monolítica). Isso implica que, quando a superestrutura sofre variação de comprimento, devido à variação de temperatura, por exemplo, os encontros movimentam-se para dentro (no caso de dilatação da superestrutura) ou para fora (no caso de contração). Um esquema de encontro integral é apresentado na Figura 4.14.

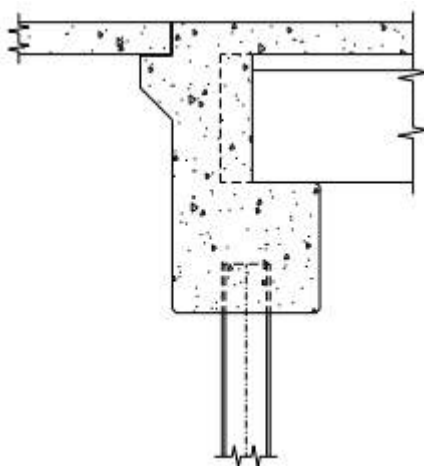


Figura 4.14: Encontro integral. Fonte: PINHO (2009).

Algumas técnicas construtivas são comumente usadas em encontros integrais para garantir sua mobilidade. Segundo BURKE (2009), se utilizam geralmente encontros mais curtos que em pontes convencionais, apoiados por uma única linha de estacas verticais flexíveis. Como apresentado no Capítulo 2, as estacas que apresentam melhor comportamento quanto à flexão são as metálicas de perfil tipo H.

De modo sucinto, as etapas de construção (Figura 4.15) dos encontros integrais são as seguintes (ALVES, 2016):

- 1) Executar as estacas e o bloco de concreto sobre elas;
- 2) Concretar a transversina de apoio, solidarizando-a com a viga e o bloco;
- 3) Concretar a laje, solidarizando-a com a transversina e a viga.

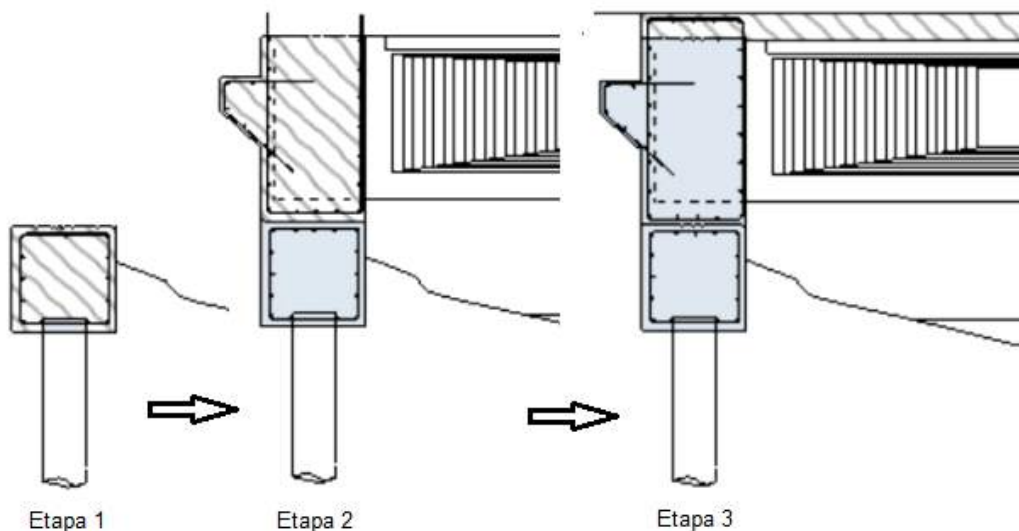


Figura 4.15: Etapas de construção dos encontros integrais. Fonte: ALVES (2016), adaptado.

#### 4.3.1 Características

Neste item são abordados aspectos construtivos importantes das fundações, alas, placas de transição e aterros:

- Fundações

Os tipos de fundações variam de acordo com o país em que as pontes são construídas. Nos Estados Unidos, empregam-se fundações profundas sempre que possível, onde os encontros são curtos e construídos sobre uma única fileira de estacas, conhecidos como “encontros simples sobre estacas”.

Já na Europa, são utilizadas tanto fundações profundas como rasas. Na especificação BA 42/96 – *The Design of Integral Abutment Bridges*, adotada no Reino Unido, são indicados quatro tipos de pontes integrais (HIGHWAYS AGENCY, 2003): encontro em pórtico, encontro com estaqueamento incorporado, encontro com sapata superficial e encontro com cortina de extremidade.

Os tipos de encontros aqui mencionados são apresentados na Tabela 4.1 e na Figura 4.16.

Tabela 4.1: Exemplos de tipos de encontros adotados nos EUA e no Reino Unido. Fonte: HIGHWAYS AGENCY (2003) e BURKE (2009).

TIPO DE ENCONTRO	TIPO DE FUNDAÇÃO	DESCRIÇÃO	FIGURA
Encontro simples sobre estacas (EUA)	Profunda	O encontro é suportado por uma única linha de estacas verticais flexíveis. Geralmente são utilizadas estacas em aço de perfil H.	Figura 4.16 (a)
Encontro em pórtico (Reino Unido – BA 42/96)	Rasa	Indicado para pontes de pequeno comprimento, devido à alta rigidez das paredes. O encontro suporta as cargas verticais da ponte e atua como estrutura de contenção.	Figuras 4.16 (b) e (c)
Encontro com estaqueamento incorporado (Reino Unido – BA 42/96)	Profunda	Também devem ser usadas em pontes pequenas. O encontro trabalha semelhante a uma parede diafragma, usados em passagens inferiores construídas em corte.	Figura 4.16 (d)
Encontro com sapata superficial (Reino Unido – BA 42/96)	Rasa	O encontro funciona como um apoio e sofre deslocamento horizontal quando da variação de comprimento do tabuleiro, em função do gradiente térmico, por exemplo.	Figura 4.16 (e)
Encontro com cortina de extremidade (Reino Unido – BA 42/96)	Rasa	O encontro trabalha como uma cortina que contém os empuxos provenientes do aterro e transfere as cargas horizontais. O carregamento vertical é transmitido para os apoios em separado.	Figura 4.16 (f)

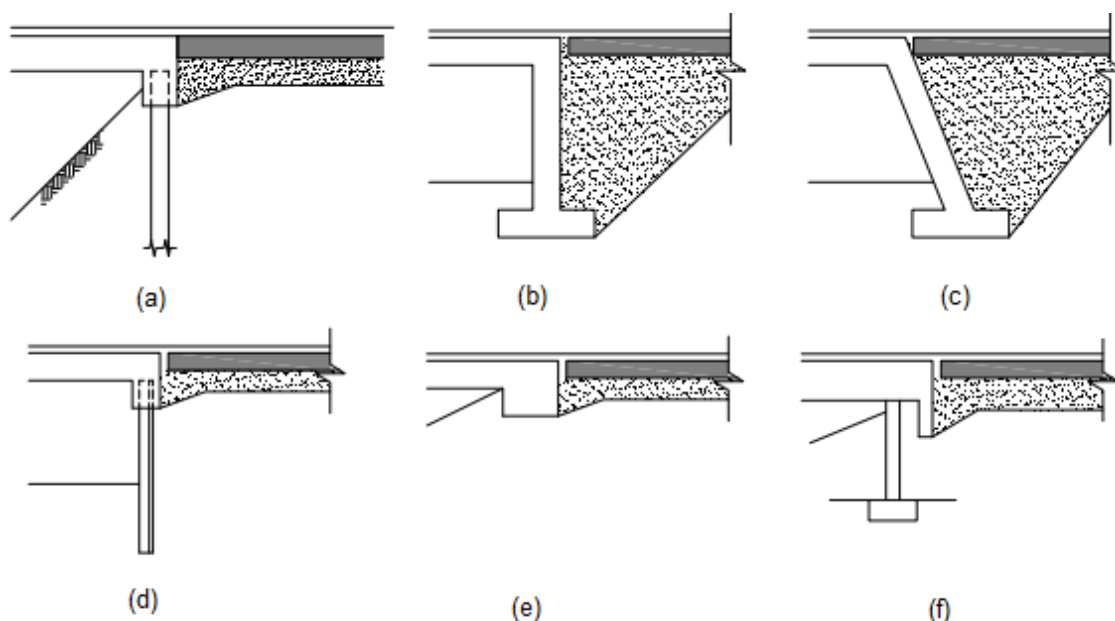


Figura 4.16: Exemplos de encontros integrais: (a) encontro simples sobre estacas, (b) e (c) encontro em pórtico, (d) encontro com estaqueamento incorporado, (e) encontro com sapata superficial, (e) encontro com cortina de extremidade. Fonte: (a) (NICHOLSON, 1998) e demais (HIGHWAYS AGENCY, 2003).

Nos encontros suportados por estacas, é de suma importância que seja garantida a transferência de momentos fletores entre encontros e fundações. Para estacas de aço, isto é garantido por meio do comprimento de engastamento da estaca no encontro. Nos Departamentos de Transportes dos EUA, adotam-se valores entre 30 e 75 cm. Já na Europa, além do engastamento mínimo de 60 cm, são utilizados conectores de pino com cabeça no topo das estacas. No caso de estacas de concreto, realiza-se a ancoragem da armação das estacas no interior do encontro. Cabe destacar que não foram encontrados dados sobre encontros integrais no Brasil, pois conforme explicado no item 2.4 deste trabalho, não há registros da construção de pontes integrais de vãos múltiplos em viga reta neste país.

As fundações rasas devem ser utilizadas quando o solo suportar o carregamento estimado para a ponte. Elas devem movimentar-se horizontalmente e realizar rotações sobre o terreno, acompanhando o movimento da superestrutura, quando solicitadas. Por isso, é importante que essas fundações sejam assentes sobre solos granulares, para que o deslizamento seja facilitado.

- Alas

Estes elementos têm por função garantir que o aterro fique confinado nas regiões adjacentes à ponte. É recomendado que tenham orientação paralela ao eixo longitudinal da ponte, no caso de encontros integrais, como mostrado na Figura 4.17. As alas transversais ou a 45° em relação ao eixo da ponte devem ser evitadas por ampliarem a área de contato submetida à pressão passiva do solo quando ocorre dilatação do tabuleiro.

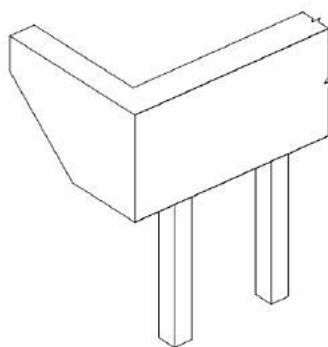


Figura 4.17: Ala paralela ao tabuleiro da ponte.

- Placas de Transição

As placas de transição são importantes para reduzir a compressão do material do aterro nas proximidades do encontro, quando da passagem de carga móvel.

Utilizam-se armaduras inclinadas para realizar o engastamento destas nos encontros, de modo que as placas de transição acompanhem os movimentos horizontais do tabuleiro. A ligação do pavimento com a extremidade da placa de transição é feita por meio de junta flexível de material betuminoso. A armadura de ligação e a junta são apresentadas nas Figuras 4.18 e 4.19 do item 4.3.2.

- Aterros

Os aterros devem ser construídos com solos granulares, de modo a possibilitar o movimento dos encontros, quando da contração/expansão da superestrutura, e por apresentarem drenagem mais eficaz.

Para que seja possível acomodar esses movimentos longitudinais das pontes integrais, os aterros não podem receber elevado grau de compactação (COOKE, 2003). Outro aspecto construtivo adotado pela maioria dos Departamentos de Transportes norte-americanos diz respeito à inclinação do aterro, que deve apresentar ângulo de 45° a partir da base do encontro.

#### 4.3.2 Modelo NYSTOD

Segundo artigo publicado por YANNOTTI *et al.* (2005), encontros integrais têm sido adotados desde a década de 70 pelo New York *Department of Transportation* (NYSDOT), EUA. Eles têm sido preferencialmente utilizados pelo custo e tempo de construção reduzido em relação aos encontros convencionais. Modificações nos padrões originais foram realizadas pelas experiências obtidas ao longo dos anos. Neste trabalho, são apresentadas as versões atuais, como exemplos de modelo.

A Figura 4.18 ilustra o padrão atual de encontro integral empregado em superestruturas de pontes com vigas pré-moldadas protendidas adotado pelo NYSDOT. Nota-se que, na região de ligação, são utilizadas barras de reforço inclinadas de 45°, dentro da laje e da placa de aproximação, a qual apresenta liberdade de rotação quando da ocorrência de recalque de apoio. Armaduras de espera são deixadas na extremidade das vigas para proporcionar ligação rígida destas com o encontro. Utiliza-se um aparelho de apoio provisório para dar apoio à longarina.

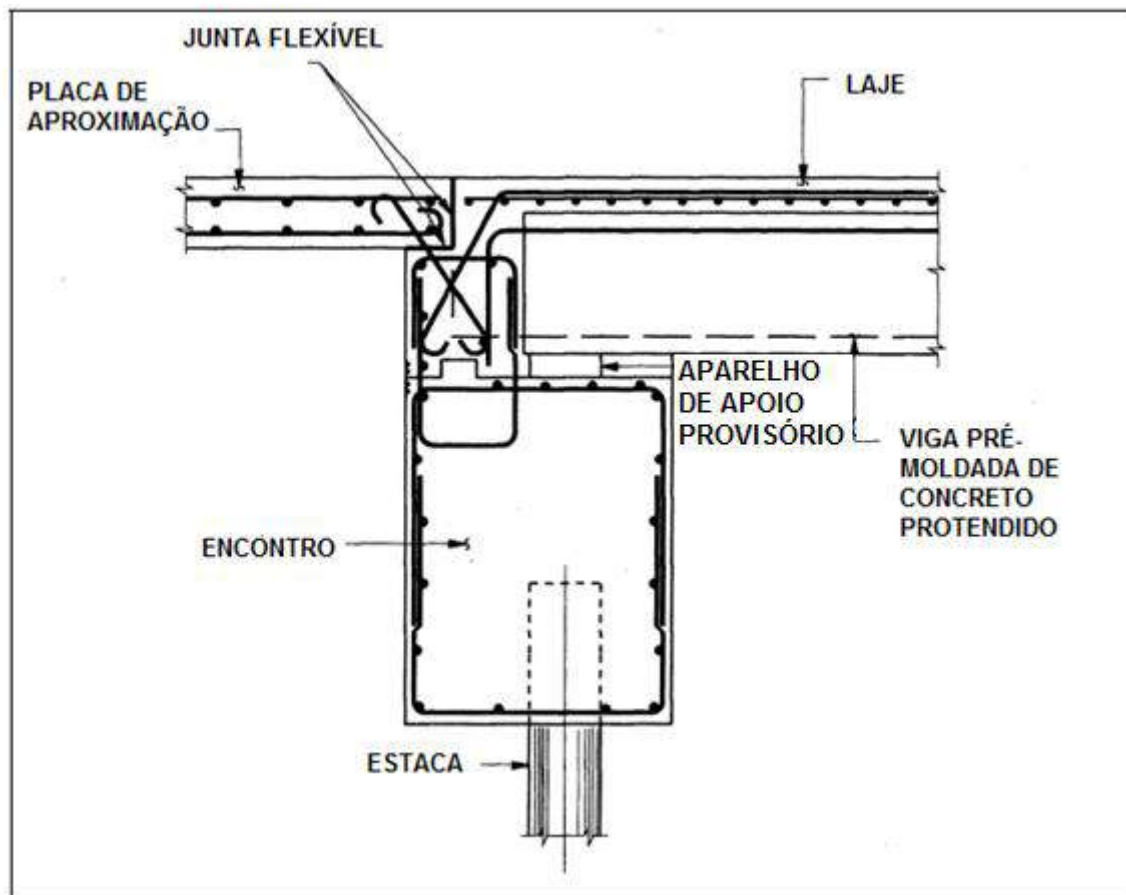


Figura 4.18: Atual padrão de encontro integral para superestruturas com vigas pré-moldadas em concreto protendido adotado pelo NYSDOT. Fonte: YANNOTTI et. al. (2005), adaptado.

No tocante às vigas de aço, o arranjo é semelhante àquele em concreto. Utilizam-se estacas flexíveis ancoradas em bloco de coroamento que, posteriormente, formam um conjunto com o encontro. A viga é erguida da estrutura de concreto por meio de quatro conectores que ajustam a elevação da viga. Posteriormente, a ligação é feita com a concretagem no local. A Figura 4.19 ilustra esse padrão de encontro integral.



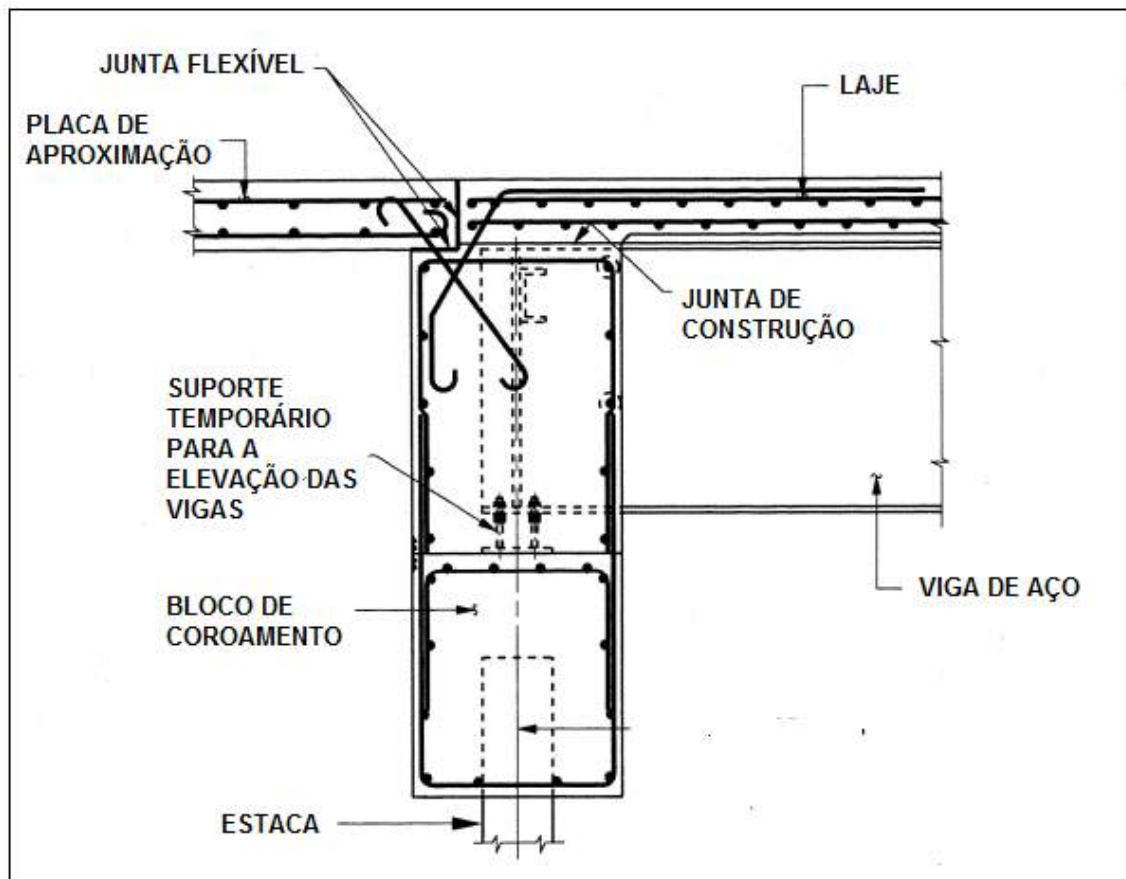


Figura 4.19: Atual padrão de encontro integral para superestruturas com vigas de aço adotado pelo NYSDOT. Fonte: YANNOTTI et. al. (2005), adaptado.

#### 4.4 Minimização dos Efeitos Secundários

A continuidade existente na estrutura de uma ponte integral altera a distribuição dos efeitos secundários (retração, fluência, gradiente térmico, recalque diferencial etc.), fazendo com que a estrutura fique submetida a esforços relevantes e complexos de serem previstos. De acordo com BURKE (2009), é necessário haver uma simplificação e padronização do projeto deste tipo de ponte. Nesse sentido, o autor explicita três passos que devem ser adotados.

O primeiro diz respeito à escolha no projeto, de parâmetros limitadores, alguns deles já especificados no Capítulo 2:

- Limitação do tamanho dos tabuleiros a 91,00 m;
- Limitação da escuridade das pontes a 30°;
- Execução de continuidade para estruturas de múltiplos vãos;
- Execução de aterros e encontros suportados por uma única linha de estacas verticais;

- Execução de encontros com estacas flexíveis não menores que 3,00 m, com o eixo de menor inércia paralelo ao encontro;
- Execução de placas de aproximação com 0,15 m de espessura e ancoradas nos encontros;
- Execução de juntas em pavimentos rígidos, permitindo o movimento cíclico longitudinal da ponte e a dilatação do pavimento.

O segundo passo tem como base práticas construtivas que minimizem os efeitos secundários:

- Realização de drenagem nos aterros e utilização de solo granular;
- Execução de furos em solos densos ou coesivos para que as estacas possam ser conduzidas por dentro deles;
- Utilização de generoso reforço de armadura nas alas para que possam resistir ao empuxo passivo máximo do solo;
- Utilização de adequado reforço de armadura para prover continuidade entre encontros e superestruturas.

Por último, BURKE (2009) recomenda que os aterros sejam construídos antes das estacas ou encontros e que seja aguardado certo período de tempo para a consolidação entre o aterro e o subsolo existente. Essa prática visa reduzir o deslocamento dos encontros e estacas após sua execução.

#### 4.5 Modelo Computacional

Pontes integrais são modeladas como estruturas aporticadas, pela ligação rígida existente entre a superestrutura e os encontros. Também empregam-se molas nos encontros e estacas para representar o comportamento do solo. Em modelagens mais simples, frequentemente o solo é representado com comportamento linear, o que não traduz de maneira fiel a realidade. O ideal seria a utilização de molas não lineares, mas de cálculo mais complexo e não disponível em alguns programas comerciais de análise estrutural. A Figura 4.20 ilustra um modelo em duas dimensões de uma ponte integral.

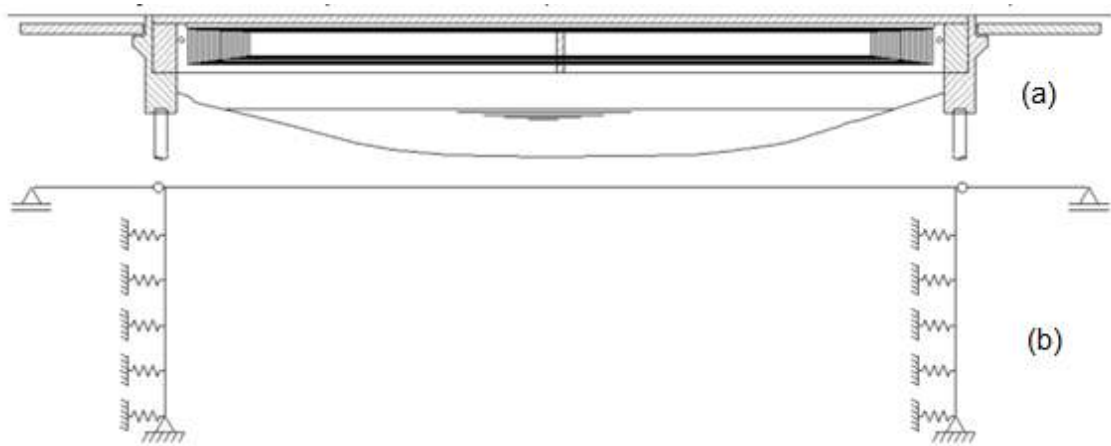


Figura 4.20: Estrutura típica de ponte integral: (a) representação da estrutura real (b) em modelo computacional em 2D. Fonte: ALVES (2016).

Modelos em elementos finitos, em três dimensões, são utilizados em estruturas mais complexas, onde não apenas a estrutura, mas também o solo deve ser representado adequadamente. Citam-se como exemplo: pontes muito extensas com grandes deslocamentos devido à variação de temperatura; pontes com curvatura ou escurvidade.

A Figura 4.21 ilustra o modelo em três dimensões de uma ponte real, *Moose Creek Bridge*, a primeira ponte construída em Ontario, Canadá, utilizando sistema de laje em “T” pré-moldada, com vão de 14,64m. Segundo artigo escrito por HUSAIN *et al.* (2005), foi necessário usar o modelo 3D para melhor representar o comportamento da ponte sob a ação de cargas móveis, o que não tinha sido obtido com êxito em um modelo 2D.

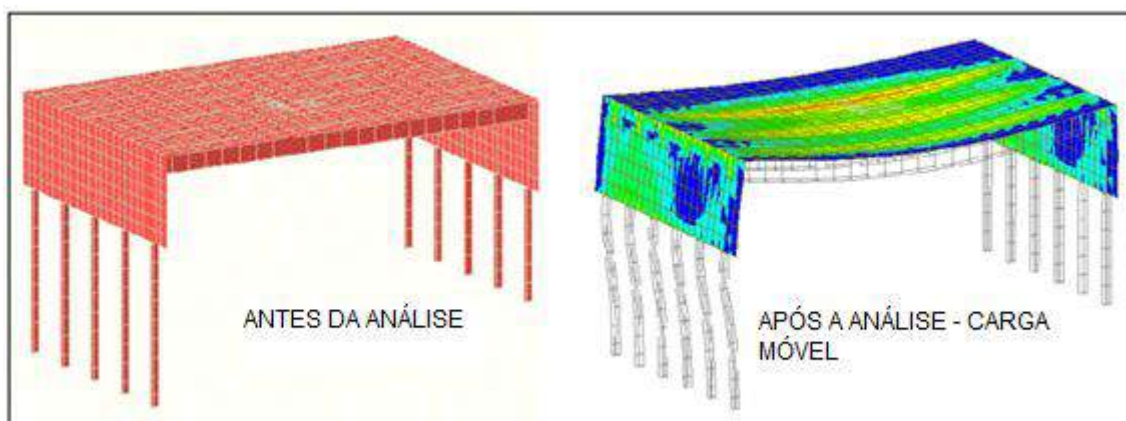


Figura 4.21: Análise 3D da ponte *Moose Creek Bridge*. Fonte: HUSAIN et al.(2005), adaptado.

## 5. EXEMPLO

Para o desenvolvimento deste capítulo foram utilizados três modelos de viadutos integrais (considerando os solos de fundação: argila rija, areia fofa e areia compacta) e outro de viaduto convencional biapoiado, para posterior comparação dos momentos fletores, esforços cortantes e normais, decorrentes das ações descritas no Capítulo 3. Esses modelos foram gerados utilizando-se o programa Ftool 3.0, que permite uma análise bidimensional da estrutura.

### 5.1 Forma

A superestrutura apresenta cinco longarinas pré-moldadas em concreto protendido, cuja resistência à compressão característica ( $f_{ck}$ ) adotada é de 35 MPa. A laje é de concreto armado, com espessura de 0,22 m e resistência à compressão de 30 MPa. A largura total da seção transversal é de 14,40 m. O pavimento apresenta espessura de 0,19 m no centro da pista e de 0,05 m nas extremidades (declividade de aproximadamente 2%). A seção transversal é mostrada na Figura 5.1.

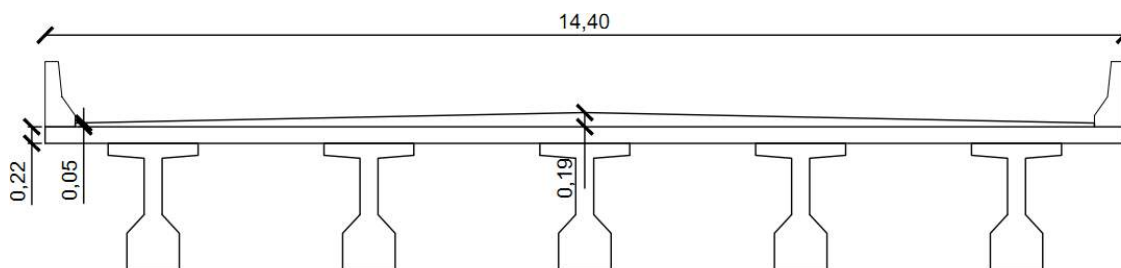


Figura 5.1: Seção transversal do viaduto no meio do vão (medidas em m).

Os viadutos em estudo apresentam dois vãos de 31,20 m de comprimento cada e placas de transição nas extremidades com 4,00 m de comprimento. Os dados relativos à superestrutura foram retirados da proposta de trabalho da disciplina Concreto Protendido I (UFRJ), ofertada pelo professor Ernani Diaz, no segundo semestre de 2016 (DIAZ, 2016a).

As Figuras 5.2 e 5.3 ilustram, respectivamente, a elevação longitudinal do viaduto integral e a vista em planta, que é a mesma para os viadutos integral e convencional.

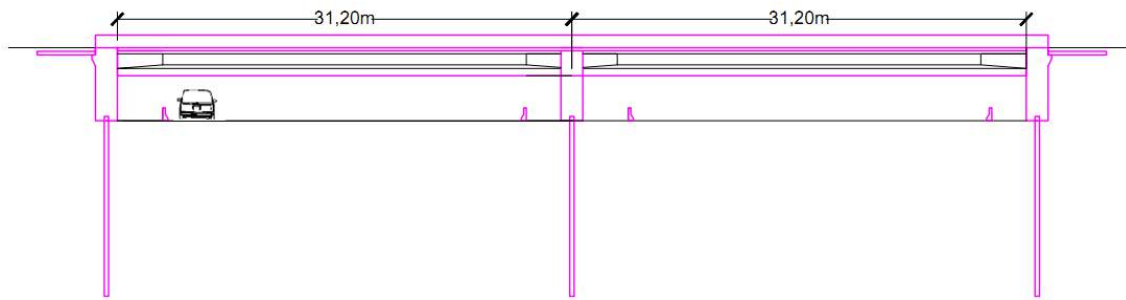


Figura 5.2: Elevação longitudinal do viaduto integral.

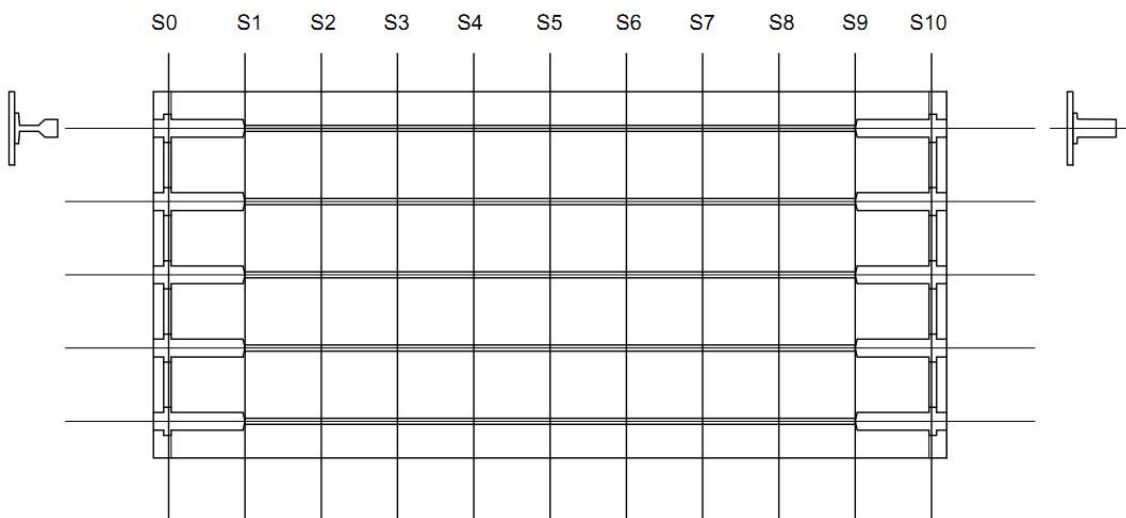


Figura 5.3: Vista em planta de um vão do viaduto. Fonte: DIAZ (2016), adaptado.

## 5.2 Propriedades dos Materiais

A Tabela 5.1 resume as características físicas dos materiais empregados nos viadutos.

Tabela 5.1: Dados dos materiais adotados nos viadutos.

<b>Concreto</b>	<b>fck(MPa)</b>	<b>Ecs (MPa)*</b>
Concreto Protendido (vigas)	35	29000
Concreto Armado (lajes, encontros, pilar e placas de aproximação)	30	27000
<b>Aço</b>	<b>Resistência à tração (MPa)</b>	<b>Ecs (MPa)</b>
Armadura Ativa (CP 190RB)	1900 (f <sub>ptk</sub> – ruptura do aço)	200000
Armadura Passiva (CA 50)	500 (f <sub>yk</sub> – escoamento do aço)	210000

\* calculado de acordo com a NBR 6118:2014.

### 5.3 Propriedades Geométricas

As dimensões dos elementos estruturais que constituem a superestrutura encontram-se indicadas na Tabela 5.2. As Figuras 5.4 e 5.5 mostram os parâmetros de entrada na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Parâmetros adotados na superestrutura.

Vão (m)	L	31,20
Nº de vigas	n	5
Altura das vigas (m)	hf	1,70
Distância entre as vigas (m)	a	2,88
Balanço (m)	b	1,44
Largura da alma (m)	bw	0,24
Altura da alma (m)	hw	0,75
Largura da mesa (m)	bf	1,20
Altura da mesa na ponta (m)	hf0	0,16
Altura da mesa na alma (m)	hf1	0,20
Altura da laje (m)	hs	0,22
Largura do talão (m)	bt	0,70
Altura do talão (m)	ht	0,50
Altura da transição alma–talão (m)	hwt	0,25
Comprimento da placa de aprox. (m)	Lp	4,00
Largura total da placa de aprox.(m)	bp	14,40
Largura considerada por longarina = 1/5 da Largura total (m)	bp_long	2,88
Espessura da placa de aprox. (m)	hp	0,25
Área seção transversal da placa de aprox. por longarina (m <sup>2</sup> )	Ap	0,72
Inércia da placa de aprox. por longarina (m <sup>4</sup> )	lp	0,00375

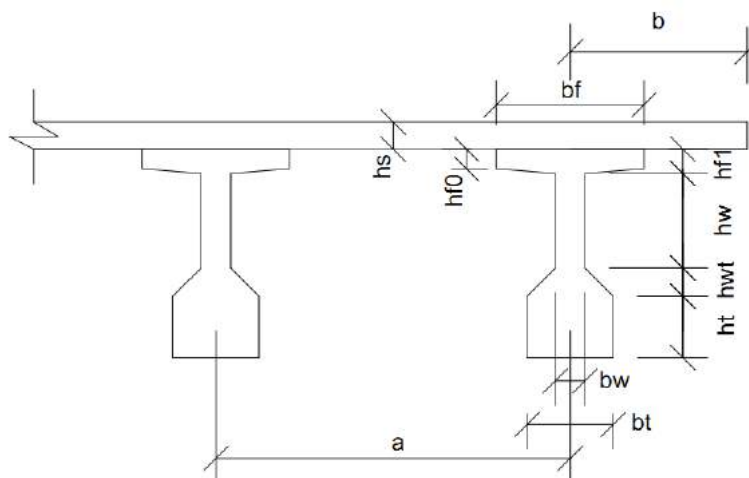


Figura 5.4: Indicação na seção transversal dos parâmetros adotados na superestrutura.

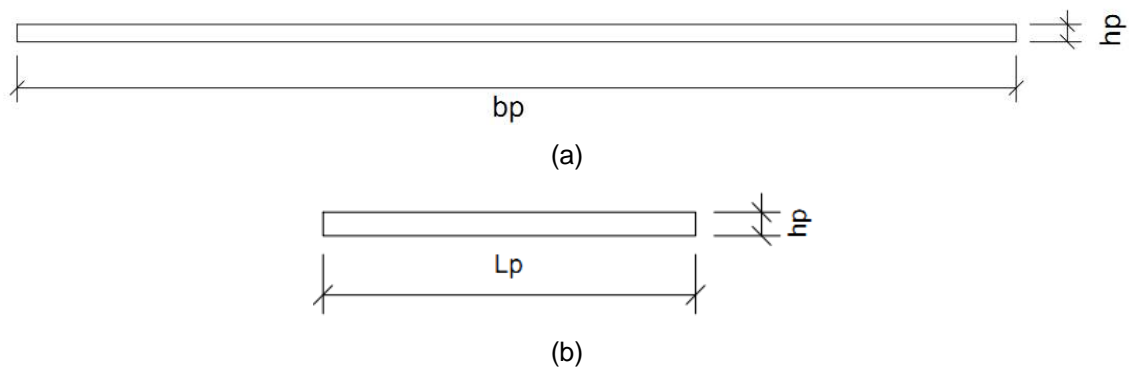


Figura 5.5: Parâmetros adotados para as placas de transição: (a) seção transversal; (b) vista longitudinal.

O cálculo das áreas e dos momentos de inércia à flexão das longarinas foi efetuado utilizando-se o programa *Inercia\_a\_flexao* (DIAZ, 2016b), criado pelo professor Ernani Diaz (Escola Politécnica/UFRJ).

### 5.3.1 Viga pré-moldada no meio do vão

A Figura 5.6 apresenta a seção transversal da longarina pré-moldada no meio do vão. As propriedades geométricas da seção são apresentadas na Tabela 5.3.

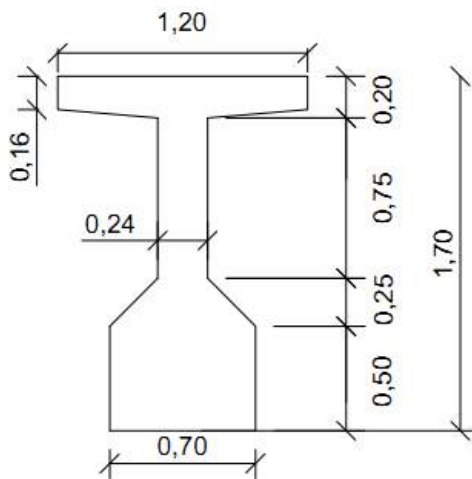


Figura 5.6: Seção transversal da longarina pré-moldada no meio do vão (medidas em m).

Tabela 5.3: Propriedades geométricas da seção da longarina pré-moldada no meio do vão.

<b>Altura (m)</b>	1,70
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	0,868
<b>ys(m)</b>	0,875
<b>yi(m)</b>	0,825
<b>Inércia (m<sup>4</sup>)</b>	0,290

### 5.3.2 Viga pré-moldada no apoio

A seção transversal da viga pré-moldada no apoio é apresentada na Figura 5.7. A Tabela 5.4 mostra as propriedades geométricas da seção.

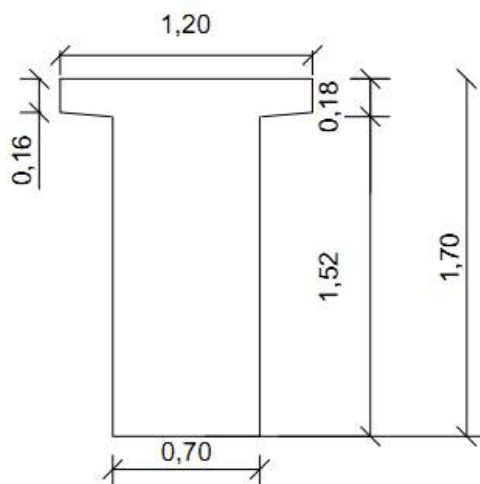


Figura 5.7: Seção transversal da longarina pré-moldada no apoio (medidas em m).

Tabela 5.4: Propriedades geométricas da seção da longarina pré-moldada no meio do vão.

<b>Altura (m)</b>	1,70
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	1,280
<b>ys(m)</b>	0,797
<b>yi(m)</b>	0,903
<b>Inércia (m<sup>4</sup>)</b>	0,335

### 5.3.3 Viga completa no meio do vão

A Figura 5.8 apresenta a seção transversal da viga completa no meio do vão. As propriedades geométricas da seção são apresentadas na Tabela 5.5.

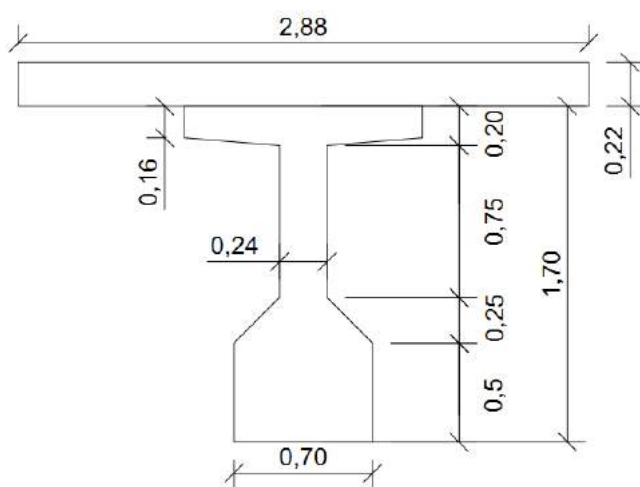


Figura 5.8: Seção transversal da longarina completa no meio do vão (medidas em m).



Tabela 5.5: Propriedades geométricas da seção da longarina completa no meio do vão.

<b>Altura (m)</b>	1,92
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	1,502
<b>ys(m)</b>	0,680
<b>yi(m)</b>	1,240
<b>Inércia (m<sup>4</sup>)</b>	0,648

#### 5.3.4 Viga completa no apoio

A Figura 5.9 apresenta a seção transversal da longarina completa no apoio e a Tabela 5.6 resume as propriedades geométricas da seção.

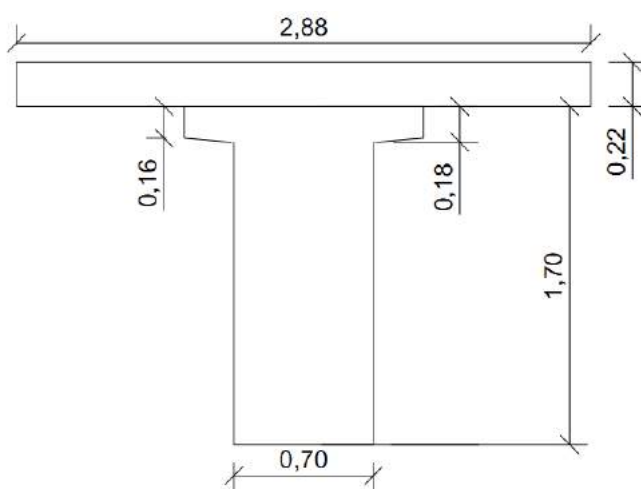


Figura 5.9: Seção transversal da longarina completa no apoio (medidas em m).

Tabela 5.6: Propriedades geométricas da seção da longarina completa no apoio.

<b>Altura (m)</b>	1,92
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	1,914
<b>ys(m)</b>	0,716
<b>yi(m)</b>	1,204
<b>Inércia (m<sup>4</sup>)</b>	0,686

#### 5.4 Modelo de Viaduto Convencional

Consiste em uma estrutura isostática, com aparelhos de neoprene na transição entre o tabuleiro e os apoios (encontros e pilar central). Caracteriza-se por apresentar liberdade de deslocamento longitudinal, portanto, as variações térmicas não provocam esforços na estrutura. As ligações da superestrutura com os apoios foram representadas por aparelhos de primeiro e segundo gêneros. A Figura 5.10 apresenta a modelagem feita no programa Ftool.

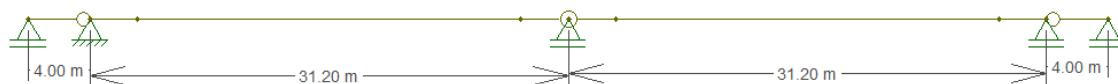


Figura 5.10: Representação unifilar do modelo de viaduto convencional.

### 5.5 Modelo de Viaduto Integral

O modelo de viaduto integral apresenta estrutura hiperestática, aporcada, na qual os apoios (encontros e pilar central) e as fundações (nesse caso, estacas metálicas) devem ser considerados. Para tal, foram adotados parâmetros do modelo apresentado em DICLELI (2003). O encontro apresenta 5,00m de altura e espessura de 1,50m, sendo construído em concreto armado. As estacas são constituídas por perfis metálicos HP310 x 125, adotando-se o eixo de menor momento de inércia paralelo aos encontros, conforme recomendação de BURKE (2009), sendo considerada uma estaca por longarina. As Tabelas 5.7 e 5.8 mostram os parâmetros adotados para estes componentes.

Tabela 5.7: Parâmetros adotados para os encontros.

<b>Altura (m)</b>	5,00
<b>Espessura (m)</b>	1,50
<b>Largura (m)</b>	14,40
<b>Largura considerada por longarina = 1/5 da Largura total (m)</b>	2,88

Tabela 5.8: Parâmetros adotados para as estacas do modelo de ponte integral.

<b>Altura (m)</b>	12,00
<b>Perfil</b>	HP 310 x 125
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	0,0159
<b>Momento de inércia I<sub>xx</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	$2,70 \times 10^{-4}$
<b>Momento de inércia I<sub>yy</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	$8,82 \times 10^{-5}$

Nesse modelo, foram utilizadas molas para simular a presença do solo, tanto na região das estacas como nos encontros. O espaçamento entre as molas foi adotado segundo o modelo apresentado no trabalho de DICLELI (2003) e mostrado na Figura 5.11. Os valores das constantes elásticas, k, das molas foram obtidos do trabalho de SOARES (2011), que toma como base o estudo de DICLELI (2003) para a execução de seu modelo.

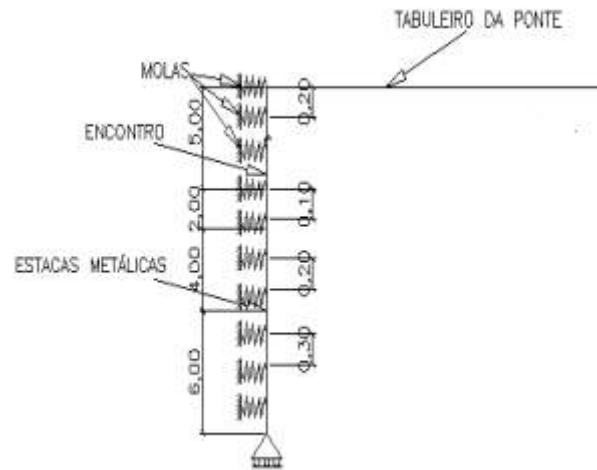


Figura 5.11: Trecho do esquema longitudinal do modelo de ponte integral, dando destaque aos espaçamentos entre as molas (medidas em metro). Fonte: SOARES (2011), adaptado.

Cabe destacar a necessidade da realização de dois tipos de modelo para análise do viaduto integral. Justifica-se esta medida pelo comportamento dos encontros frente à expansão ou contração da superestrutura. Quando esta se contrai, por exemplo, no caso de variação de temperatura negativa ou devido à retração do concreto, os encontros se “descolam” do aterro, e nesse caso, não se utilizam molas para representar a rigidez do solo. Outras ações levam a uma compressão dos encontros contra o solo, sendo necessária a consideração das molas ao longo dos mesmos. Os dois modelos de viadutos integrais são apresentados nas Figuras 5.12 e 5.13.

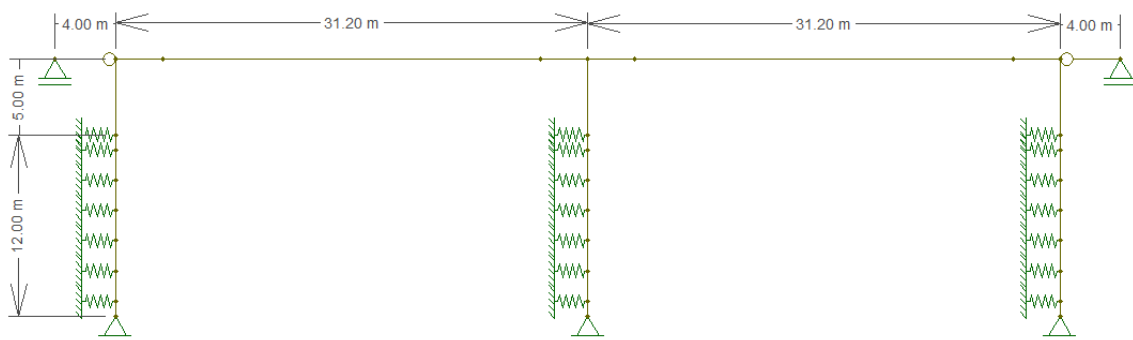


Figura 5.12: Representação unifilar do modelo de viaduto integral considerando contração da superestrutura.

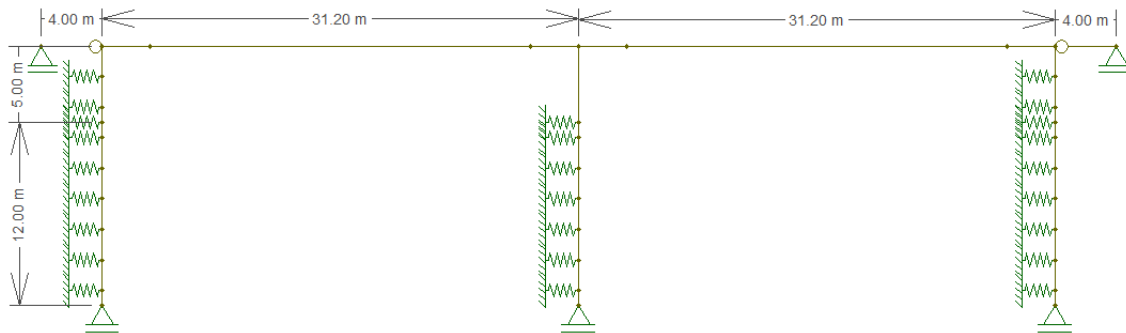


Figura 5.13: Representação unifilar do modelo de viaduto integral considerando dilatação da superestrutura.

### 5.5.1 Ligações elásticas

Não é escopo deste trabalho o cálculo das constantes elásticas  $k$  das molas, cujos valores devem ser equivalentes à rigidez do solo. Foram tomados como base inicial para esse modelo os valores de  $k$  obtidos no trabalho de SOARES (2011), em que foi realizado um estudo sobre o comportamento de estacas de aço em pontes integrais quando da variação de temperatura.

#### 5.5.1.1 Interação solo – estacas

No estudo de SOARES (2011) foram contemplados modos de interação solo-fundação para diferentes tipos de solo: coesivo (argila rija sem presença de água) e não coesivo (quatro tipos de areias: fofa, média, medianamente compacta e compacta). Para os solos foi admitido o uso de molas lineares de Winkler.

Nos modelos de cálculo desenvolvidos nesse trabalho foram utilizados os solos: areia fofa, areia compacta e argila rija sem presença de água. Com isso, pretende-se comparar o comportamento da estrutura frente à presença de solos coesivos e não coesivos. Também se torna relevante trabalhar com extremos de compactidade das areias para verificar sua influência nos esforços solicitantes atuantes na estrutura. Nas Tabelas 5.9 a 5.13 são apresentados os parâmetros dos tipos de solos utilizados, assim como os valores de  $k$  para cada um deles, ao longo da profundidade.

Cabe destacar, no caso da argila rija, a adoção do valor de coeficiente de reação lateral do terreno igual a  $19500 \text{ kN/m}^2$ , conforme indicado em REIS (2017) para argilas com resistência à compressão simples superior a  $400 \text{ kN/m}^2$ . O valor adotado no estudo de SOARES (2011) foi de  $602700 \text{ kN/m}^2$ , o que torna o solo muito mais rígido que os solos argilosos reais; por isso não foi utilizado nesse trabalho.

Tabela 5.9: Propriedades das areias utilizadas nas análises. Fonte: SOARES (2011).

Propriedades	Densidade Relativa	
	Fofa	Compacta
nh (kN/m <sup>2</sup> ) - Coeficiente de reação lateral para solos arenosos	2000	18000
$\phi$ (°) - Ângulo de atrito	30	40
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) - Peso específico	16	20

Tabela 5.10: Propriedades da argila rijá pré-adensada selecionada para o modelo. Fonte: SOARES (2011).

Propriedades	Argila Rijá
Cu (kN/m <sup>2</sup> ) - Resistência não drenada	75
$\phi$ (°)	33
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	16

Nas Tabelas 5.11 a 5.13, z é a profundidade, nh é o coeficiente de reação lateral para solos arenosos, l é o comprimento de influência da mola, kmola é a constante elástica da mola e k é o coeficiente de reação lateral para solos argilosos.

Tabela 5.11: Molas equivalentes para areia fofa adotado no modelo. Fonte: SOARES (2011), adaptado.

1° Trecho				2° Trecho				3° Trecho			
z(m)	nh (kN/m <sup>3</sup> )	l(m)	kmola (kN/m)	z(m)	nh (kN/m <sup>3</sup> )	l(m)	kmola (kN/m)	z(m)	nh (kN/m <sup>3</sup> )	l(m)	kmola (kN/m)
5,10	2000	0,10	1020	7,20	2000	0,20	2880	11,30	2000	0,30	6780
5,20	2000	0,10	1040	7,40	2000	0,20	2960	11,60	2000	0,30	6960
5,30	2000	0,10	1060	7,60	2000	0,20	3040	11,90	2000	0,30	7140
5,40	2000	0,10	1080	7,80	2000	0,20	3120	12,20	2000	0,30	7320
5,50	2000	0,10	1100	8,00	2000	0,20	3200	12,50	2000	0,30	7500
5,60	2000	0,10	1120	8,20	2000	0,20	3280	12,80	2000	0,30	7680
5,70	2000	0,10	1140	8,40	2000	0,20	3360	13,10	2000	0,30	7860
5,80	2000	0,10	1160	8,60	2000	0,20	3440	13,40	2000	0,30	8040
5,90	2000	0,10	1180	8,80	2000	0,20	3520	13,70	2000	0,30	8220
6,00	2000	0,10	1200	9,00	2000	0,20	3600	14,00	2000	0,30	8400
6,10	2000	0,10	1220	9,20	2000	0,20	3680	14,30	2000	0,30	8580
6,20	2000	0,10	1240	9,40	2000	0,20	3760	14,60	2000	0,30	8760
6,30	2000	0,10	1260	9,60	2000	0,20	3840	14,90	2000	0,30	8940
6,40	2000	0,10	1280	9,80	2000	0,20	3920	15,20	2000	0,30	9120
6,50	2000	0,10	1300	10,00	2000	0,20	4000	15,50	2000	0,30	9300
6,60	2000	0,10	1320	10,20	2000	0,20	4080	15,80	2000	0,30	9480
6,70	2000	0,10	1340	10,40	2000	0,20	4160	16,10	2000	0,30	9660
6,80	2000	0,10	1360	10,60	2000	0,20	4240	16,40	2000	0,30	9840
6,90	2000	0,10	1380	10,80	2000	0,20	4320	16,70	2000	0,30	10020
7,00	2000	0,10	1400	11,00	2000	0,20	4400	17,00	2000	0,30	10200

Tabela 5.12: Molas equivalentes para areia compacta adotada no modelo. Fonte: SOARES (2011), adaptado.

1° Trecho				2° Trecho				3° Trecho			
z(m)	nh (kN/m <sup>3</sup> )	l(m)	kmola (kN/m)	z(m)	nh (kN/m <sup>3</sup> )	l(m)	kmola (kN/m)	z(m)	nh (kN/m <sup>3</sup> )	l(m)	kmola (kN/m)
5,10	18000	0,10	9180	7,20	18000	0,20	25920	11,30	18000	0,30	61020
5,20	18000	0,10	9360	7,40	18000	0,20	26640	11,60	18000	0,30	62640
5,30	18000	0,10	9540	7,60	18000	0,20	27360	11,90	18000	0,30	64260
5,40	18000	0,10	9720	7,80	18000	0,20	28080	12,20	18000	0,30	65880
5,50	18000	0,10	9900	8,00	18000	0,20	28800	12,50	18000	0,30	67500
5,60	18000	0,10	10080	8,20	18000	0,20	29520	12,80	18000	0,30	69120
5,70	18000	0,10	10260	8,40	18000	0,20	30240	13,10	18000	0,30	70740
5,80	18000	0,10	10440	8,60	18000	0,20	30960	13,40	18000	0,30	72360
5,90	18000	0,10	10620	8,80	18000	0,20	31680	13,70	18000	0,30	73980
6,00	18000	0,10	10800	9,00	18000	0,20	32400	14,00	18000	0,30	75600
6,10	18000	0,10	10980	9,20	18000	0,20	33120	14,30	18000	0,30	77220
6,20	18000	0,10	11160	9,40	18000	0,20	33840	14,60	18000	0,30	78840
6,30	18000	0,10	11340	9,60	18000	0,20	34560	14,90	18000	0,30	80460
6,40	18000	0,10	11520	9,80	18000	0,20	35280	15,20	18000	0,30	82080
6,50	18000	0,10	11700	10,00	18000	0,20	36000	15,50	18000	0,30	83700
6,60	18000	0,10	11880	10,20	18000	0,20	36720	15,80	18000	0,30	85320
6,70	18000	0,10	12060	10,40	18000	0,20	37440	16,10	18000	0,30	86940
6,80	18000	0,10	12240	10,60	18000	0,20	38160	16,40	18000	0,30	88560
6,90	18000	0,10	12420	10,80	18000	0,20	38880	16,70	18000	0,30	90180
7,00	18000	0,10	12600	11,00	18000	0,20	39600	17,00	18000	0,30	91800

Tabela 5.13: Molas equivalentes para o solo argiloso adotado no modelo.

1° Trecho				2° Trecho				3° Trecho			
z(m)	k (kN/m <sup>2</sup> )	l(m)	kmola (kN/m)	z(m)	k (kN/m <sup>2</sup> )	l(m)	kmola (kN/m)	z(m)	k (kN/m <sup>2</sup> )	l(m)	kmola (kN/m)
5,10	19500	0,10	1950	7,20	19500	0,20	3900	11,30	19500	0,30	5850
5,20	19500	0,10	1950	7,40	19500	0,20	3900	11,60	19500	0,30	5850
5,30	19500	0,10	1950	7,60	19500	0,20	3900	11,90	19500	0,30	5850
5,40	19500	0,10	1950	7,80	19500	0,20	3900	12,20	19500	0,30	5850
5,50	19500	0,10	1950	8,00	19500	0,20	3900	12,50	19500	0,30	5850
5,60	19500	0,10	1950	8,20	19500	0,20	3900	12,80	19500	0,30	5850
5,70	19500	0,10	1950	8,40	19500	0,20	3900	13,10	19500	0,30	5850
5,80	19500	0,10	1950	8,60	19500	0,20	3900	13,40	19500	0,30	5850
5,90	19500	0,10	1950	8,80	19500	0,20	3900	13,70	19500	0,30	5850
6,00	19500	0,10	1950	9,00	19500	0,20	3900	14,00	19500	0,30	5850
6,10	19500	0,10	1950	9,20	19500	0,20	3900	14,30	19500	0,30	5850
6,20	19500	0,10	1950	9,40	19500	0,20	3900	14,60	19500	0,30	5850
6,30	19500	0,10	1950	9,60	19500	0,20	3900	14,90	19500	0,30	5850
6,40	19500	0,10	1950	9,80	19500	0,20	3900	15,20	19500	0,30	5850
6,50	19500	0,10	1950	10,00	19500	0,20	3900	15,50	19500	0,30	5850
6,60	19500	0,10	1950	10,20	19500	0,20	3900	15,80	19500	0,30	5850
6,70	19500	0,10	1950	10,40	19500	0,20	3900	16,10	19500	0,30	5850
6,80	19500	0,10	1950	10,60	19500	0,20	3900	16,40	19500	0,30	5850
6,90	19500	0,10	1950	10,80	19500	0,20	3900	16,70	19500	0,30	5850
7,00	19500	0,10	1950	11,00	19500	0,20	3900	17,00	19500	0,30	5850

### 5.5.1.2 Interação aterro - encontro da ponte

Os valores dos parâmetros adotados para o solo do aterro seguem aqueles estabelecidos na NBR 7187:2003 (ABNT, 2003), já mencionados no item 3.8 deste trabalho. Adotou-se, para o aterro, areia medianamente compacta, cujos parâmetros são apresentados na Tabela 5.14, onde  $C_a$  é a coesão.

Tabela 5.14: Parâmetros do aterro (areia medianamente compacta).

Propriedades	Aterro (areia medianamente compacta)
$C_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	0
$\phi'$ (°)	30
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18

O valor adotado para a taxa de crescimento do coeficiente de reação lateral para estacas imersas em solos arenosos ( $nh$ ) foi de 8000 kN/m<sup>2</sup>, tal como recomendação de REIS (2017). Os coeficientes  $k$  das molas são obtidos conforme a Eq. (5.1).

$$k = nh \cdot l \cdot z \quad (5.1)$$

onde:

$nh$ : coeficiente de reação lateral para solos arenosos;

$l$ : distância entre duas molas;

$z$ : profundidade da mola considerada.

Os valores de  $k$  desta forma calculados são apresentados na Tabela 5.15 para toda a extensão do aterro.

Tabela 5.15: Molas equivalentes para o aterro (areia medianamente compacta).

nh(Kn/m <sup>3</sup> )	z(m)	l(m)	kmola(Kn/m)
8000	0,20	0,20	320
8000	0,40	0,20	640
8000	0,60	0,20	960
8000	0,80	0,20	1280
8000	1,00	0,20	1600
8000	1,20	0,20	1920
8000	1,40	0,20	2240
8000	1,60	0,20	2560
8000	1,80	0,20	2880
8000	2,00	0,20	3200
8000	2,20	0,20	3520
8000	2,40	0,20	3840
8000	2,60	0,20	4160
8000	2,80	0,20	4480
8000	3,00	0,20	4800
8000	3,20	0,20	5120
8000	3,40	0,20	5440
8000	3,60	0,20	5760
8000	3,80	0,20	6080
8000	4,00	0,20	6400
8000	4,20	0,20	6720
8000	4,40	0,20	7040
8000	4,60	0,20	7360
8000	4,80	0,20	7680

## 5.6 Ações

Neste item são determinados os valores das ações descritas no Capítulo 3 desse trabalho e são apresentados os diagramas de esforços resultantes destas ações, obtidos por meio do programa Ftool. Optou-se por apresentar apenas os diagramas do modelo de viaduto convencional e de viaduto integral assente em argila rija, visto que os formatos dos demais diagramas de esforços solicitantes do viaduto integral são semelhantes a este. Os resultados obtidos considerando-se os modelos de viaduto integral assente sobre areia fofa e compacta são apresentados no Apêndice A.

Os diagramas do modelo de viaduto integral são apresentados sem os apoios para permitir uma visualização mais clara dos mesmos.

Em todos os modelos, considerou-se o engrossamento da seção transversal da longarina, numa distância de 3,12 m a partir dos apoios.



### 5.6.1 Peso próprio

Este carregamento foi determinado para as diferentes seções transversais: seção da longarina pré-moldada no apoio, seção da longarina pré-moldada no meio do vão, seção da laje e seção da placa de aproximação, considerando todos esses elementos em concreto (peso específico de  $25 \text{ kN/m}^3$ ), tal que:

$$g_{1\_apoio} = 1,280 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 32,0 \text{ kN/m} \quad (5.2)$$

$$g_{1\_vão} = 0,868 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 21,7 \text{ kN/m} \quad (5.3)$$

$$g_{1\_laje} = 0,22 \text{ m} \times 2,88 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 15,8 \text{ kN/m} \quad (5.4)$$

$$g_{1\_placa} = (0,25 \text{ m} \times 2,88 \text{ m}) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 18,0 \text{ kN/m} \quad (5.5)$$

#### 5.6.1.1 Viaduto convencional

As Figuras 5.14 a 5.16 apresentam, respectivamente, o carregamento devido ao peso próprio (viga e laje), os diagramas de momentos fletores e de esforços cortantes. O diagrama de esforços normais é nulo.

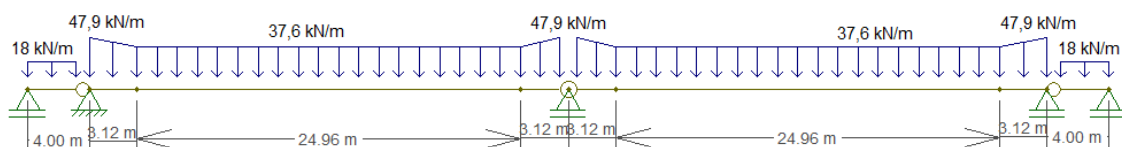


Figura 5.14: Carregamento devido ao peso próprio do viaduto convencional.

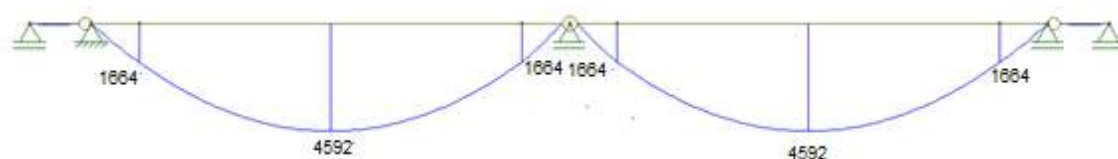


Figura 5.15: Momentos fletores devidos ao peso próprio do viaduto convencional (em kN·m).

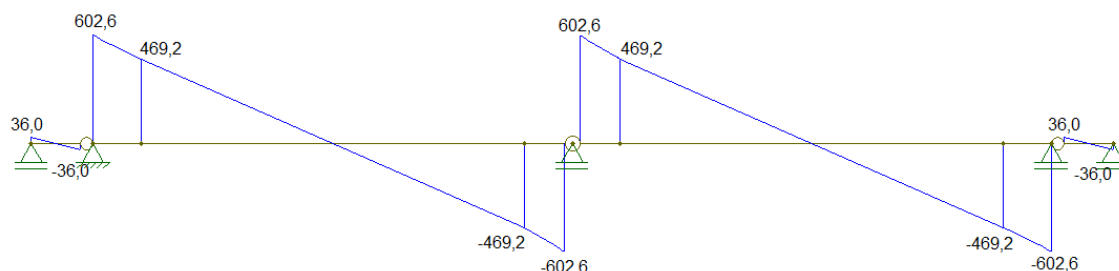


Figura 5.16: Esforços cortantes devidos ao peso próprio do viaduto convencional (em kN).

### 5.6.1.2 Viaduto integral assente em argila rija pré-adensada

No viaduto integral, o carregamento do peso próprio da viga é aplicado na viga pré-moldada isolada. Nesse estudo admite-se que o carregamento devido ao peso próprio da laje e da placa é considerado após a solidarização da viga na estrutura, ou seja, após a continuidade da superestrutura ter sido realizada. Os esforços devidos ao peso próprio correspondem à superposição dos obtidos na viga pré-moldada e na viga solidarizada. As Figuras 5.17 a 5.23 apresentam os carregamentos e esforços devido ao peso próprio em cada uma destas duas etapas construtivas.

- Esforços na viga pré-moldada

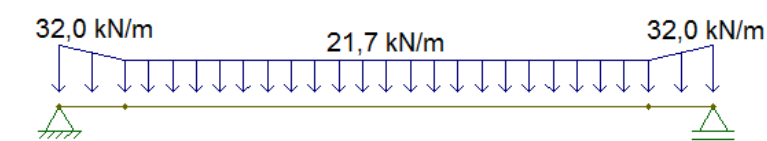


Figura 5.17: Carregamento devido ao peso próprio da viga pré-moldada.



Figura 5.18: Momentos fletores devidos ao peso próprio da viga pré-moldada (em kN-m).

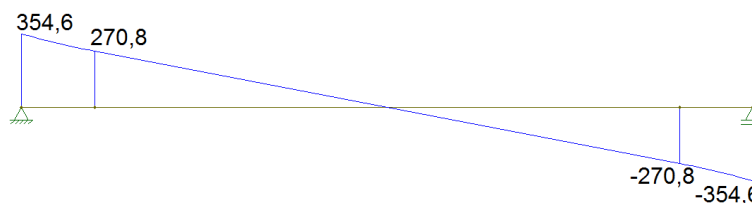


Figura 5.19: Esforços cortantes devidos ao peso próprio da viga pré-moldada (em kN).

- Esforços na viga solidarizada

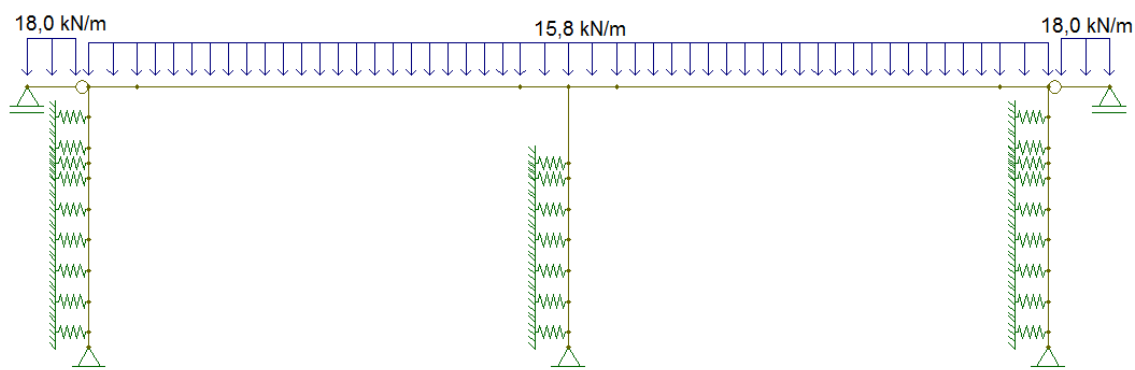


Figura 5.20: Carregamento devido ao peso próprio da placa de aproximação e da laje do viaduto integral.

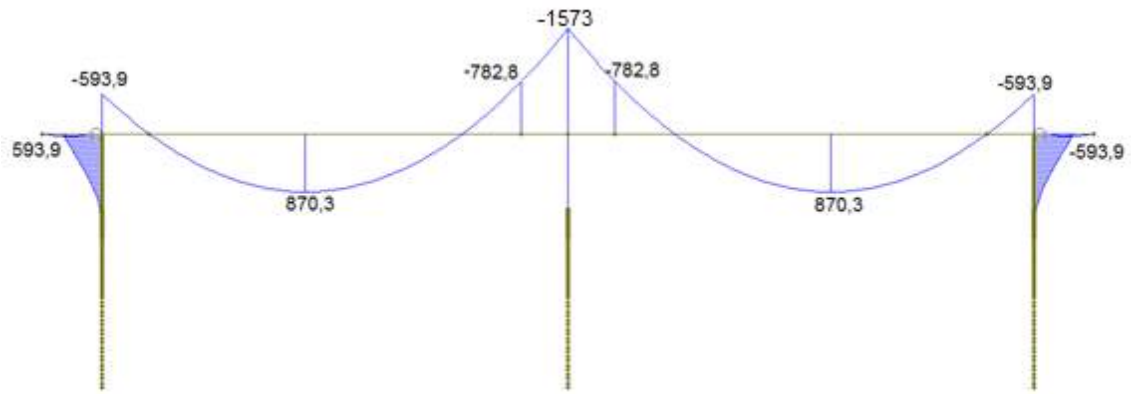


Figura 5.21: Momentos fletores devidos ao peso próprio da placa de aproximação e da laje do viaduto integral (em kN-m).

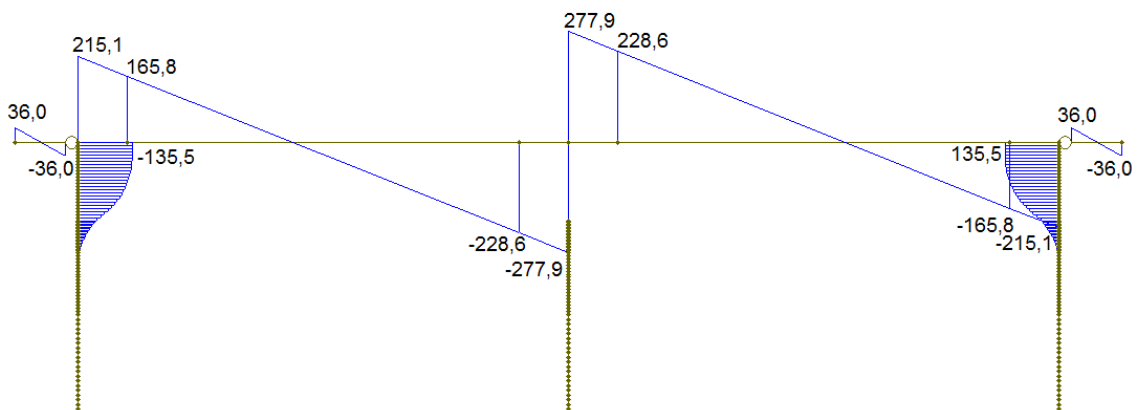


Figura 5.22: Esforços cortantes devidos ao peso próprio da placa de aproximação e da laje do viaduto integral (em kN).

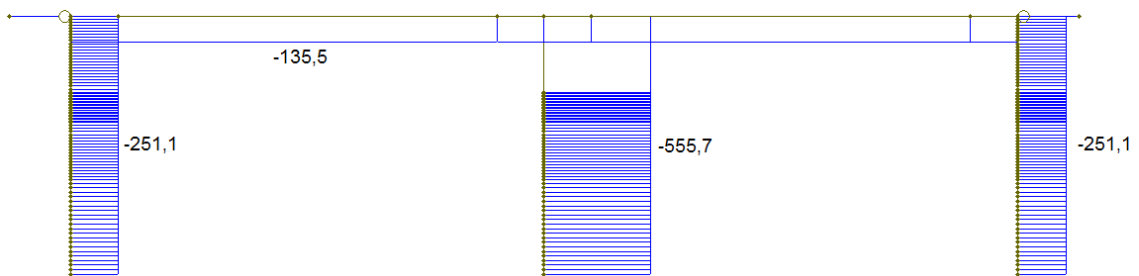


Figura 5.23: Esforços normais devidos ao peso próprio da placa de aproximação e da laje do viaduto integral (em kN).

### 5.6.2 Sobrecarga permanente

A sobrecarga permanente é um carregamento distribuído, determinado pela soma dos carregamentos do pavimento, repavimentação e barreiras, calculados pelas Eq. (5.6), (5.7) e (5.8), respectivamente.

$$g_{2\_pav} = [(0,19m + 0,05m) \times 6,80m/2] \times 2 \times 24 kN/m^3 = 39,2 kN/m \quad (5.6)$$

$$g_{2\_repav} = (14,40m - 2 \times 0,40m) \times 2,00 kN/m^2 = 27,2 kN/m \quad (5.7)$$

$$g_{2\_barreiras} = 2 \times 5,80 kN/m = 11,6 kN/m \quad (5.8)$$

Aproximadamente, a sobrecarga permanente total ( $g_2$ ) por viga, é calculada pela soma das sobrecargas dividida pelo número de vigas, como apresentado na Eq. (5.9).

$$g_2 = \frac{(39,2kN/m + 27,2kN/m + 11,6kN/m)}{5 \text{ vigas}} = 15,4 kN/m \quad (5.9)$$

Deve ser considerada, ainda, a sobrecarga na placa de aproximação devida ao peso do aterro, obtida pela Eq.(5.10).

$$g_{2\_aterro} = \frac{(14,4m \times 0,35m) \times \frac{18kN}{m^3}}{5 \text{ vigas}} = 18,1 kN/m \quad (5.10)$$

### 5.6.2.1 Viaduto convencional

O carregamento devido à sobrecarga permanente e os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes são apresentados nas Figuras 5.24, 5.25 e 5.26, respectivamente. Como no caso do peso próprio, o diagrama de esforços normais é nulo.

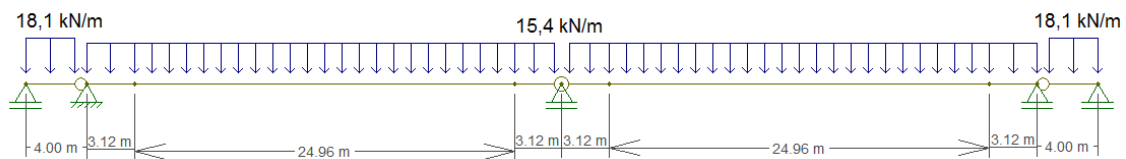


Figura 5.24: Carregamento devido à sobrecarga permanente sobre o viaduto convencional.

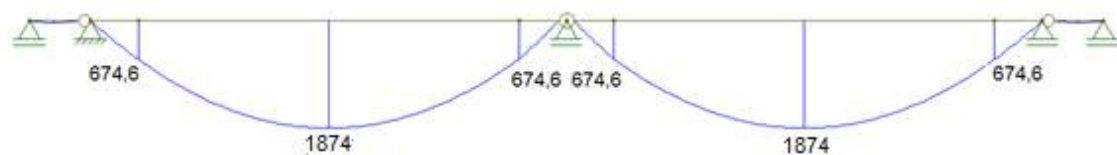


Figura 5.25: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente no viaduto convencional (em kN·m).

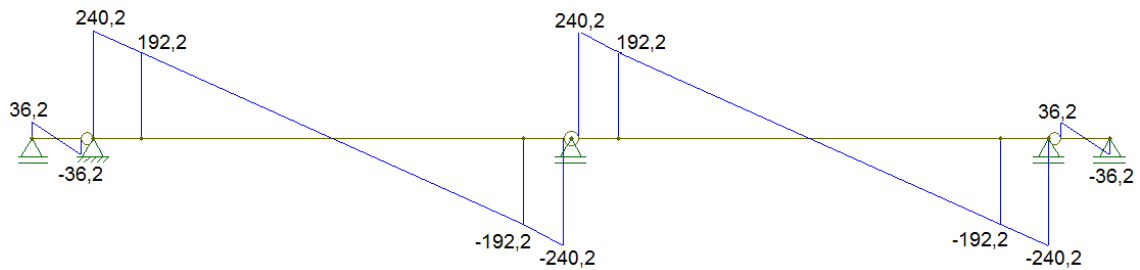


Figura 5.26: Esforços cortantes devidos à sobrecarga permanente no viaduto convencional (em kN).

### 5.6.2.2 Viaduto integral assente em argila rija pré-adensada

As Figuras 5.27 a 5.30 mostram, o carregamento devido à sobrecarga permanente e os digramas de momentos fletores, esforços cortantes e esforços normais, respectivamente.

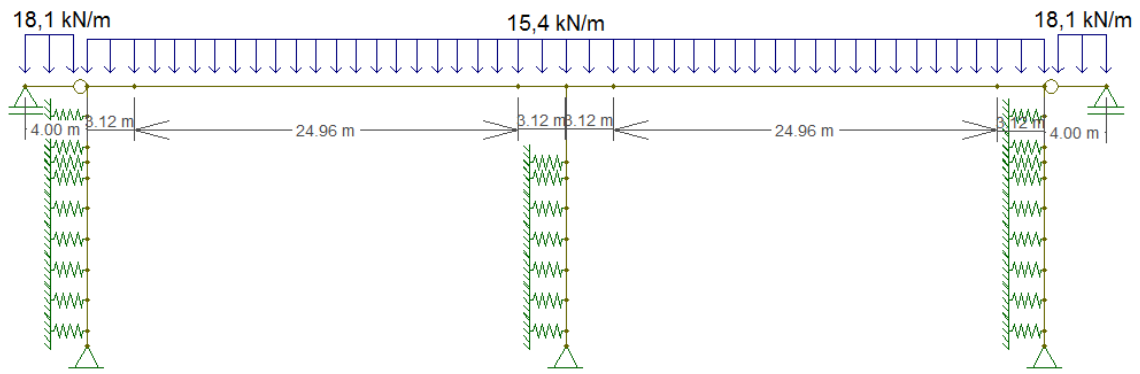


Figura 5.27: Carregamento devido à sobrecarga permanente sobre o viaduto integral.

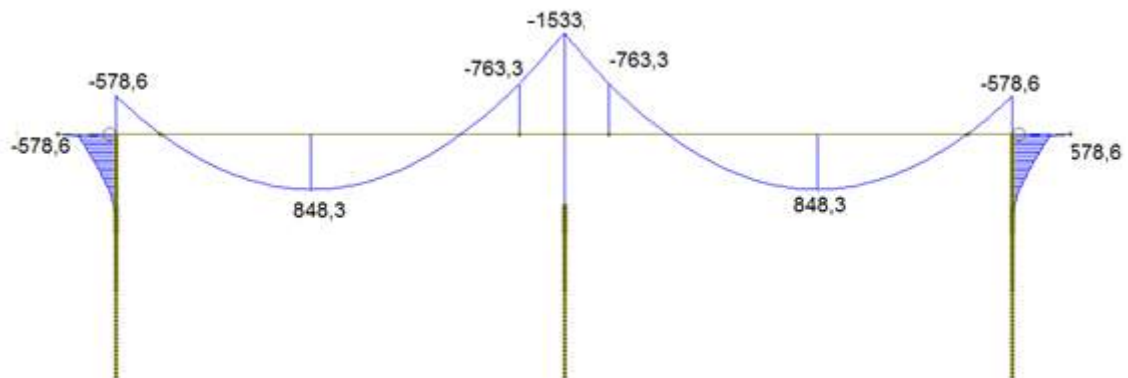


Figura 5.28: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente no viaduto integral em (kN-m).

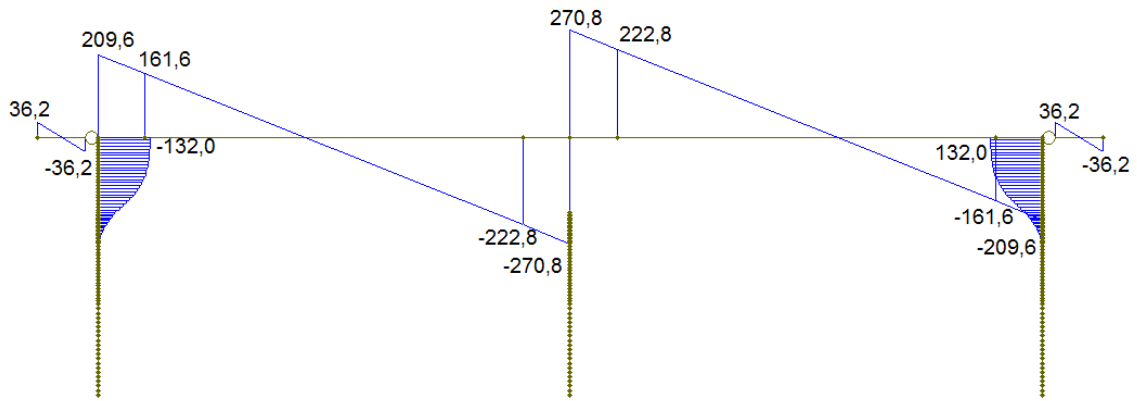


Figura 5.29: Esforços cortantes devidos à sobrecarga permanente no viaduto integral (em kN).

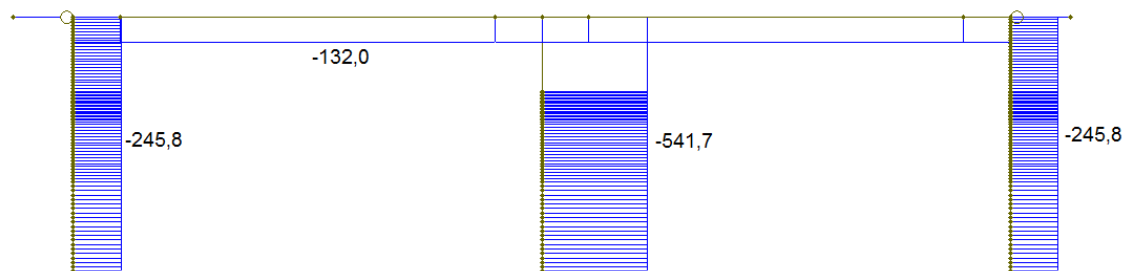


Figura 5.30: Esforços normais devidos à sobrecarga permanente no viaduto integral (em kN).

### 5.6.3 Carga móvel

Para a determinação dos esforços devidos à carga móvel é necessária a obtenção do trem tipo longitudinal e do coeficiente de impacto.

Foram determinados os esforços nas seções  $S_0$ ,  $S_4$  e  $S_{10}$  nos modelos de viaduto integral e nas seções  $S_0$ ,  $S_5$  e  $S_{10}$ , no viaduto convencional.

#### 5.6.3.1 Trem tipo

Para a determinação do trem tipo transversal foi adotado o método de Courbon, conforme explicado no item 3.3. A Figura 5.31 apresenta a seção transversal com a numeração de vigas e a posição da origem dos eixos  $x$  e  $y$  adotados.

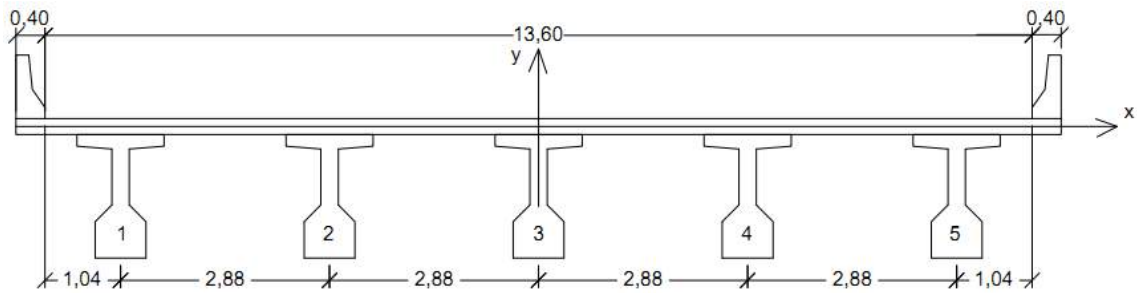


Figura 5.31: Seção transversal esquemática para uso do método de Courbon.

Utilizando-se a Eq. (3.5) foi determinada a linha de distribuição transversal para a viga 1. Aplicando-se os valores do problema, esta equação assume a forma da Eq. (5.11), que apresenta a reação na viga 1 para uma carga unitária na posição  $x_j$ . Os resultados obtidos da aplicação desta equação são mostrados na Tabela 5.16. Na Figura 5.32 é apresentada a linha de distribuição transversal feita a partir das reações apresentadas na Tabela 5.16.

$$R_{1,j} = \frac{1}{5} + \frac{(-5,76) \cdot x_j}{2 \times (5,76^2 + 2,88^2)} = \frac{1}{5} - \frac{5,76 \cdot x_j}{82,944} \quad (5.11)$$

Tabela 5.16: Reações na viga 1 obtidas pelo método de Courbon.

Carga sobre a viga	$x_j$ (m)	$R_{1,j}$ (kN)
1	-5,760	0,600
2	-2,880	0,400
3	0,000	0,200
4	2,880	0,000
5	5,760	-0,200

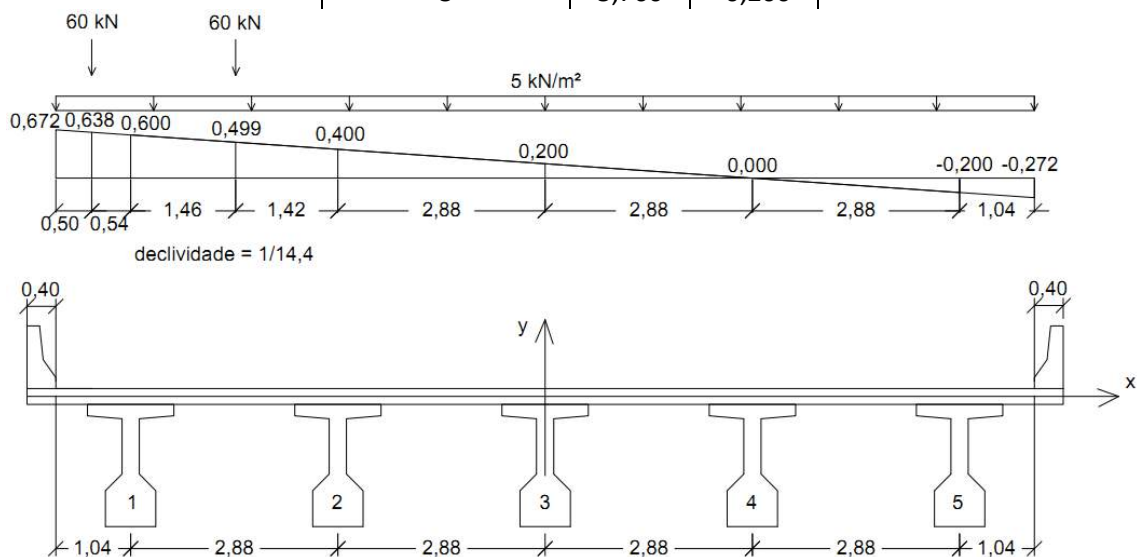


Figura 5.32: Linha de distribuição transversal para a viga 1.

A determinação do trem tipo longitudinal para a viga 1 é obtida a partir da linha de distribuição transversal, multiplicando-se as cargas concentradas pelo valor da linha correspondente ao ponto de atuação da carga e multiplicando-se as cargas distribuídas pela área definida entre a linha de distribuição transversal e a horizontal (apenas a área positiva), conforme mostram as Eq. (5.12) e (5.13).

- Carga por eixo:

$$P = 60kN \times (0,638 + 0,499) = 68,2 kN \quad (5.12)$$

- Carga distribuída:

$$q = 5,0 kN/m^2 \times \frac{0,672 \times (3 \times 2,880 + 0,540 + 0,500)}{2} = 16,26 kN/m \quad (5.13)$$

Para a viga 2 procede-se de modo análogo, partindo-se da Eq. (3.5) e obtendo-se a Eq. (5.14), que fornece a reação nesta viga para uma carga unitária aplicada na posição  $x_j$ . A Tabela 5.17 mostra os valores das reações determinadas a partir da Eq. (5.14). Por meio das reações desta Tabela foi determinada a linha de distribuição transversal para a viga 2, mostrada na Figura 5.33.

$$R_{2,j} = \frac{1}{5} + \frac{(-2,88) \cdot x_j}{2 \times (5,76^2 + 2,88^2)} = \frac{1}{5} - \frac{2,88 \cdot x_j}{82,944} \quad (5.14)$$

Tabela 5.17: Reações na viga 2 obtidas pelo método de Courbon.

Carga sobre a viga	$x_{ji}$ (m)	$R_{2,j}$ (kN)
1	-5,760	0,400
2	-2,880	0,300
3	0,000	0,200
4	2,880	0,100
5	5,760	0,000



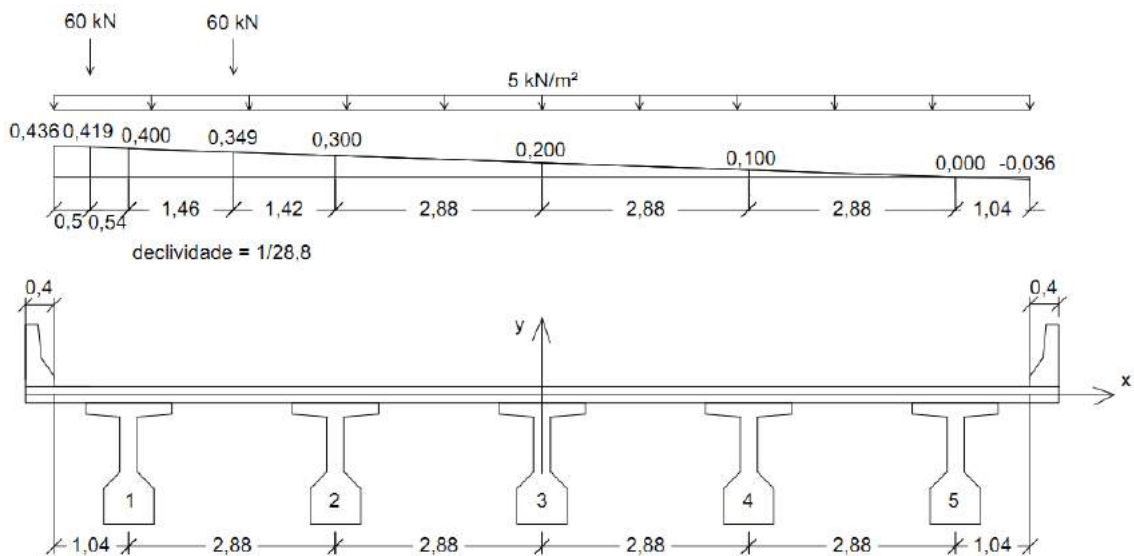


Figura 5.33: Linha de distribuição transversal para a viga 2.

A determinação do trem tipo longitudinal para a viga 2 é análoga à apresentada para a viga 1. As Eq. (5.15) e (5.16) mostram, respectivamente, o cálculo da carga por eixo e a carga distribuída do trem tipo longitudinal.

- Carga por eixo:

$$P = 60\text{ kN} \times (0,419 + 0,349) = 46,1\text{ kN} \quad (5.15)$$

- Carga distribuída:

$$q = 5,0\text{ kN/m}^2 \times \frac{0,436 \times (4 \times 2,880 + 0,540 + 0,500)}{2} = 13,69\text{ kN/m} \quad (5.16)$$

Na viga 3, a aplicação da Eq. (3.5) resulta em uma reação constante, conforme apresenta a Eq. (5.17). Como o valor é constante, a linha de distribuição transversal para a viga 3 é uma reta horizontal, como mostra a Figura 5.34.

$$R_{3,j} = \frac{1}{5} + \frac{{}^{(0)}x_j}{2 \times (5,76^2 + 2,88^2)} = \frac{1}{5} = 0,2 \quad (5.17)$$

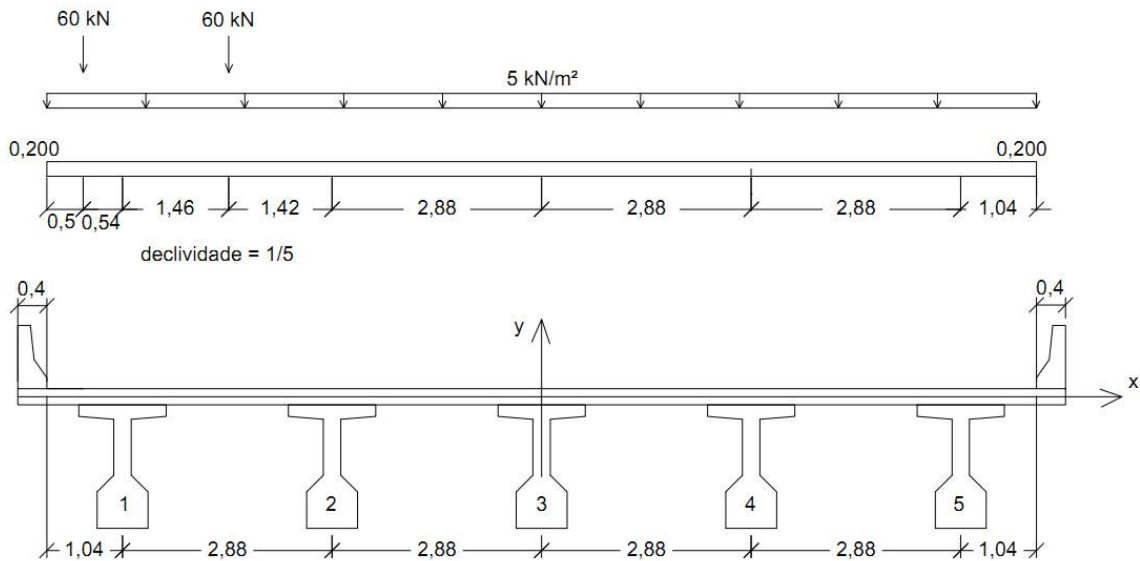


Figura 5.34: Linha de distribuição transversal para a viga 3.

As cargas concentradas e distribuídas no eixo longitudinal da viga 3 são mostradas nas Eq.(5.18) e (5.19), respectivamente.

- Carga por eixo:

$$P = 60kN \times (0,200 + 0,200) = 24,0 kN \quad (5.18)$$

- Carga distribuída:

$$q = 5,0 kN/m^2 \times \frac{0,2 \times 13,6}{2} = 6,80 kN/m \quad (5.19)$$

Como a seção transversal é simétrica, o trem tipo longitudinal para as vigas 4 e 5 é o mesmo daquele determinado para as vigas 2 e 1, respectivamente. Assim, não é necessário recalculá-lo. Dentre os trens-tipo calculados, o de maior valor de cargas concentradas e distribuídas foi o obtido para a viga 1. Logo, este foi o trem-tipo adotado para a análise deste exemplo.

### 5.6.3.2 Coeficiente de impacto

É necessário realizar a determinação do coeficiente de impacto rodoviário, conforme a Eq.(3.6). O valor do coeficiente de número de faixas (CNF) é determinado a partir da Eq. (3.9), adotando-se duas faixas de rolamento. No caso do coeficiente de impacto vertical (CIV), utiliza-se a Eq. (3.8), adotando o comprimento do vão ( $L_{iv}$ ) igual a 31,2m. O cálculo destes coeficientes é apresentado a seguir, nas Eq. (5.20) e (5.21), respectivamente. Já coeficiente de impacto adicional (CIA) é adotado igual a 1,25, pois

a superestrutura é feita em concreto protendido. O coeficiente de impacto ( $\varphi$ ) é determinado na Eq.(5.22).

$$CNF = 1 - 0,05 \times (2 - 2) = 1,00 > 0,9 \quad (5.20)$$

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left( \frac{20}{31,2+50} \right) = 1,261 \quad (5.21)$$

$$\varphi = 1,00 \times 1,261 \times 1,25 = 1,575 \quad (5.22)$$

### 5.6.3.3 Viaduto convencional

As Figuras 5.35 a 5.40 apresentam o trem tipo longitudinal devido à carga móvel, as linhas de influência de momentos fletores e de esforços cortantes nas seções  $S_0$ ,  $S_5$  e  $S_{10}$ . As linhas de influência de momentos fletores nas seções  $S_0$  e  $S_{10}$  são nulas. Os valores dos momentos e cortantes máximos nas seções  $S_0$ ,  $S_5$  e  $S_{10}$  são apresentados no Apêndice A.

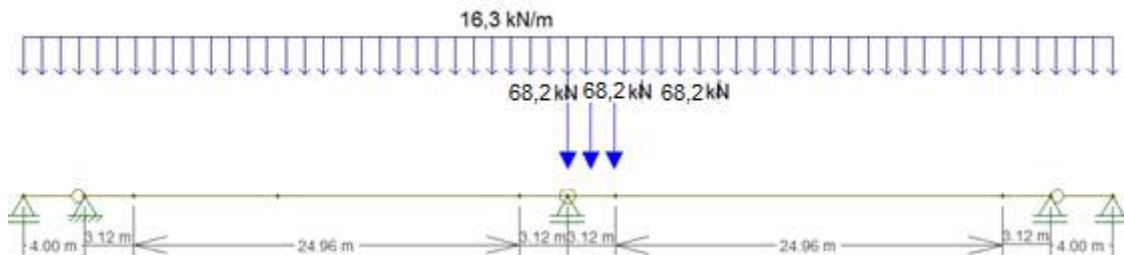


Figura 5.35: Carregamento devido à carga móvel sobre o viaduto convencional.

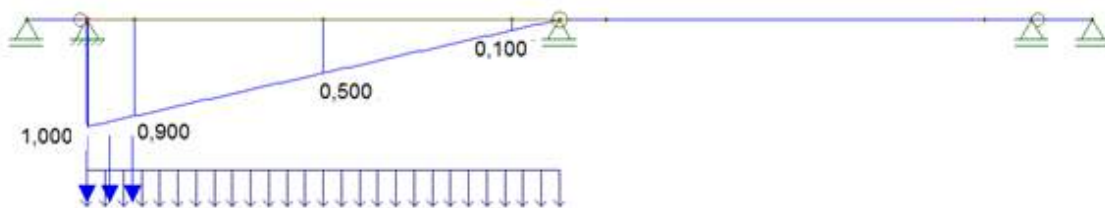


Figura 5.36: Linha de influência de esforços cortantes à direita da seção  $S_0$  no viaduto convencional.

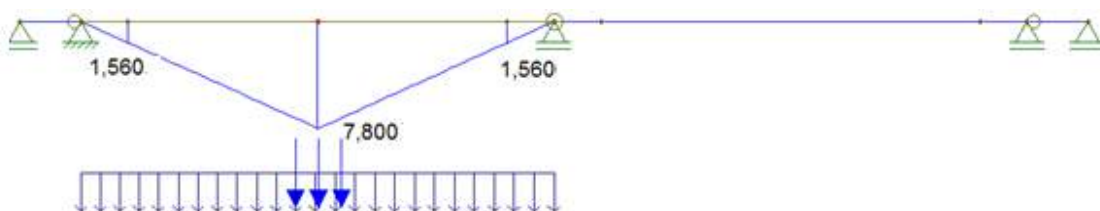


Figura 5.37: Linha de influência de momentos fletores na seção  $S_5$  no viaduto convencional.

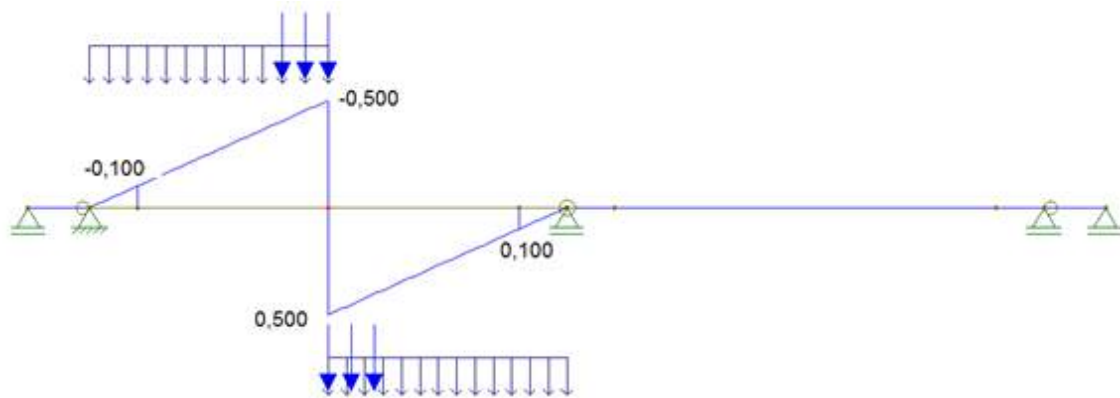


Figura 5.38: Linha de influência de esforços cortantes na seção  $S_5$  no viaduto convencional.

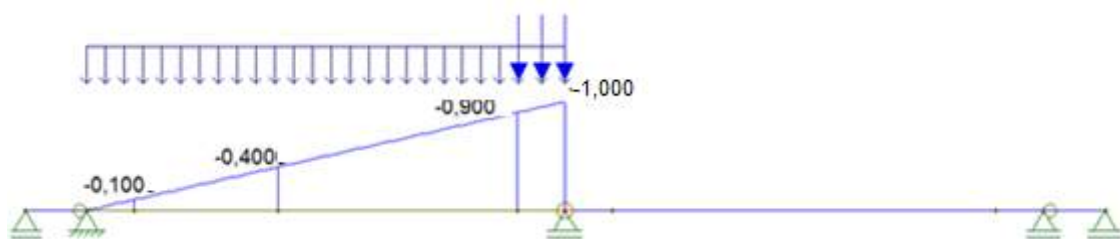


Figura 5.39: Linha de influência de esforços cortantes à esquerda da seção  $S_{10}$  no viaduto convencional.

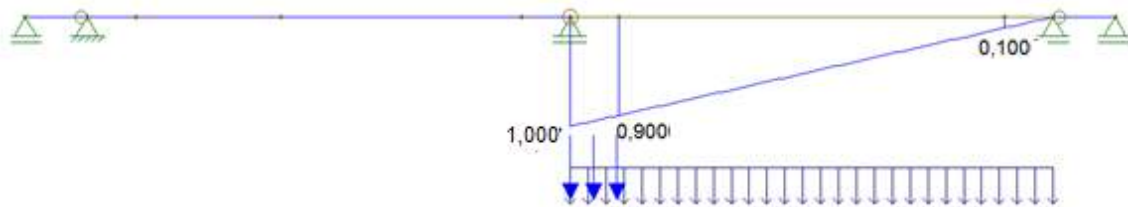


Figura 5.40: Linha de influência de esforços cortantes à direita da seção  $S_{10}$  no viaduto convencional.

#### 5.6.3.4 Viaduto integral assente em argila rija pré-adensada

O carregamento longitudinal devido à carga móvel e as linhas de influência de momentos fletores e esforços cortantes nas seções  $S_0$ ,  $S_4$  e  $S_{10}$  são mostradas nas Figuras 5.41 a 5.48. Os valores dos momentos e cortantes máximos nas seções  $S_0$ ,  $S_4$  e  $S_{10}$  são apresentados no Apêndice A.

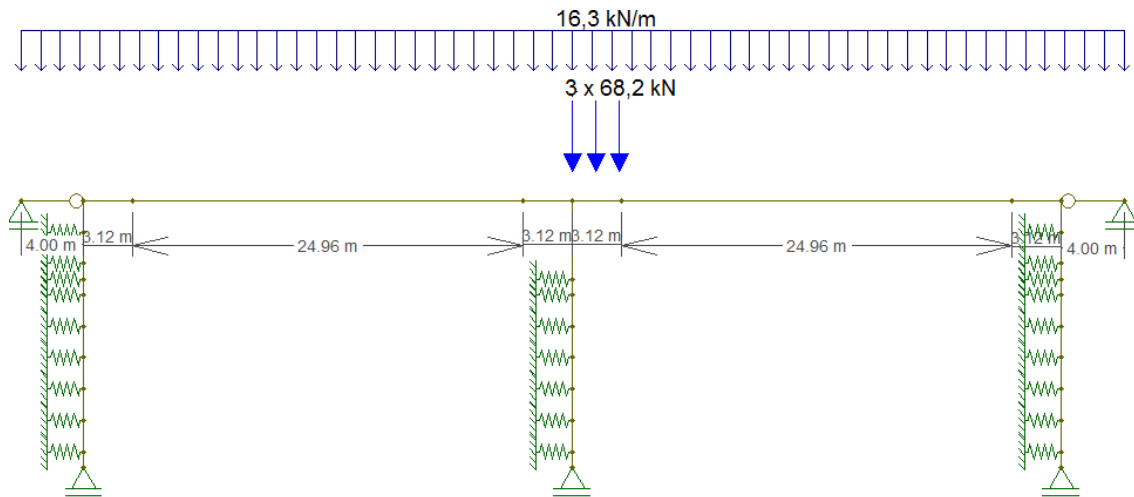


Figura 5.41: Carregamento devido à carga móvel sobre o viaduto integral.

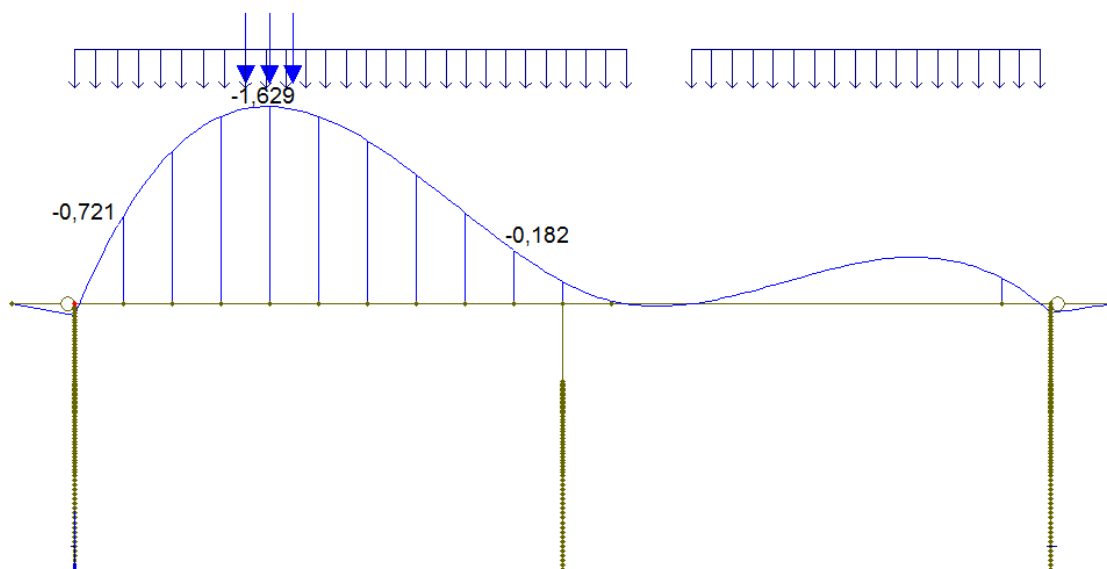


Figura 5.42: Linha de influência de momentos fletores na seção  $S_0$  no viaduto integral.

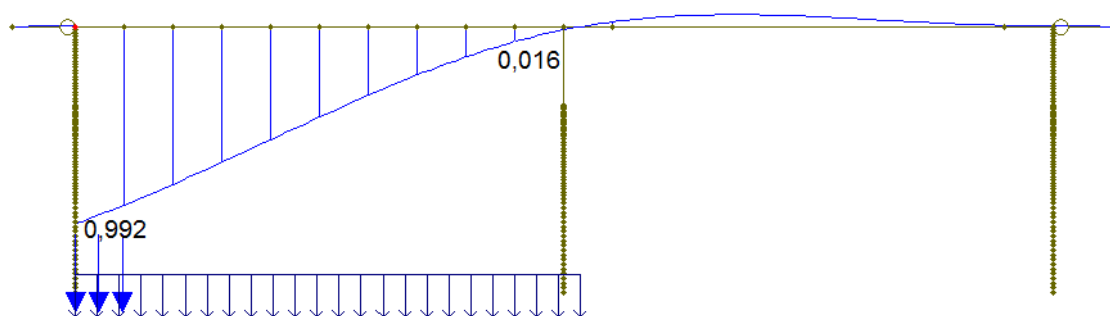


Figura 5.43: Linha de influência de esforços cortantes à direita da seção  $S_0$  no viaduto integral.

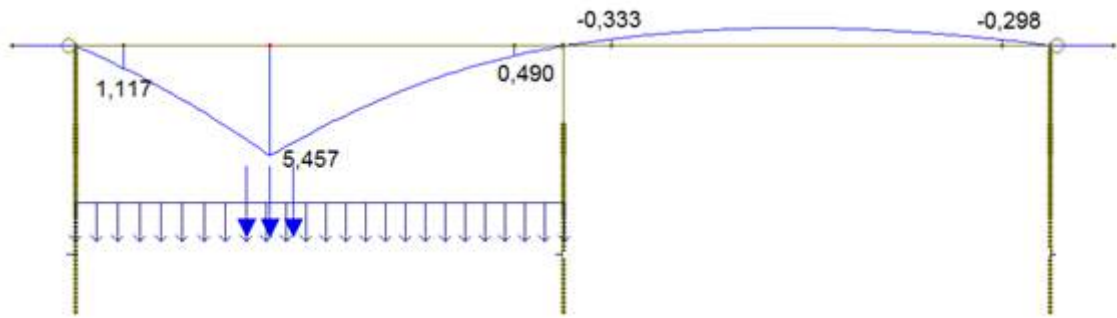


Figura 5.44: Linha de influência de momentos fletores na seção  $S_4$  no viaduto integral.

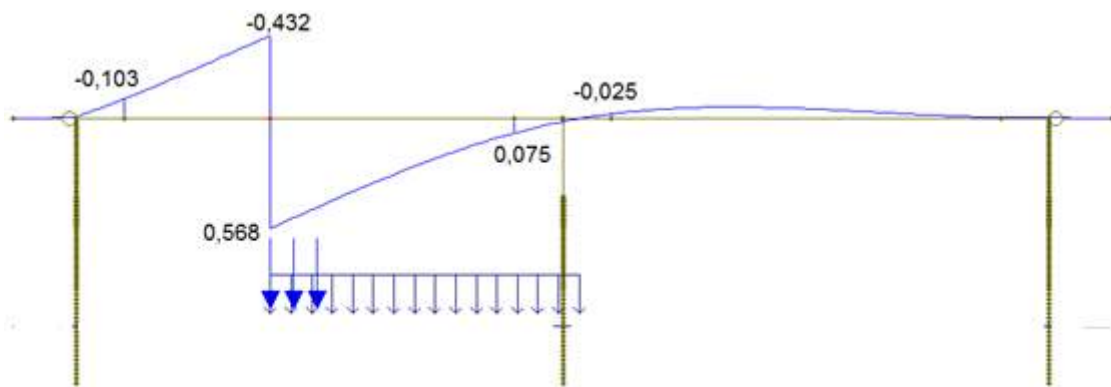


Figura 5.45: Linha de influência de esforços cortantes na seção  $S_4$  no viaduto integral.

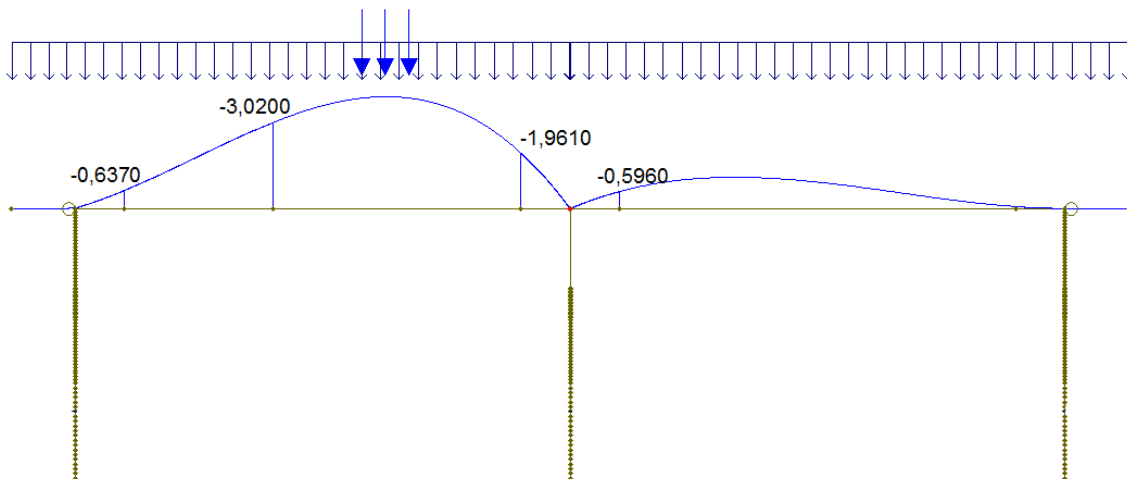


Figura 5.46: Linha de influência de momentos fletores em uma seção à direita de  $S_{10}$  no viaduto integral (o diagrama da seção à esquerda é análogo).

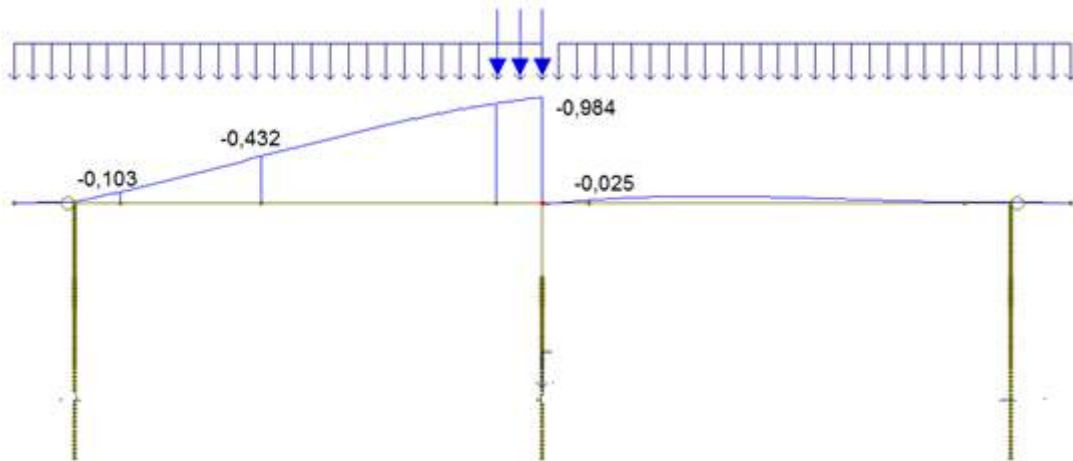


Figura 5.47: Linha de influência de esforços cortantes à esquerda da seção  $S_{10}$  no viaduto integral.

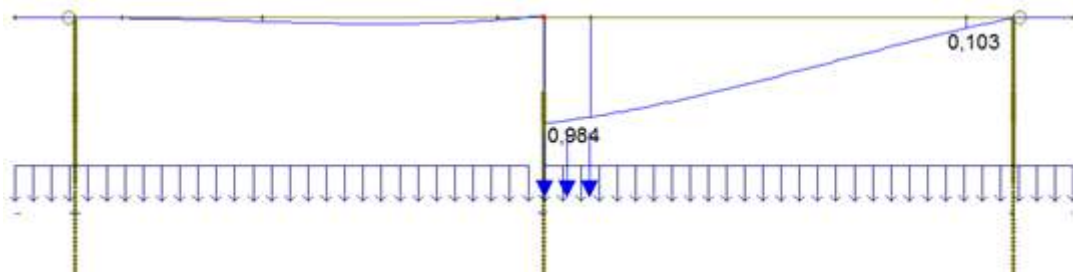


Figura 5.48: Linha de influência de esforços cortantes à direita da seção  $S_{10}$  no viaduto integral.

#### 5.6.4 Gradiente térmico

Conforme apresentado no item 3.4, tanto a norma NBR 6118:2014 quanto a NBR 7187:1987 determinam que deva ser considerada uma variação uniforme e uma variação não-uniforme de temperatura.

##### 5.6.4.1 Variação uniforme

Neste trabalho foi considerada uma variação de  $+15^{\circ}\text{C}$ , tal como recomendação das normas citadas anteriormente.

A aplicação desta variação uniforme de temperatura no viaduto convencional resultou em esforços nulos. Portanto, são apresentados aqui apenas os diagramas referentes ao modelo de viaduto integral assente em argila rija.

### 5.6.4.1.1 Viaduto integral assente em argila rija pré-adensada

A aplicação da variação de temperatura uniforme sobre o viaduto integral e os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes e normais são mostrados nas Figuras 5.49 a 5.52.

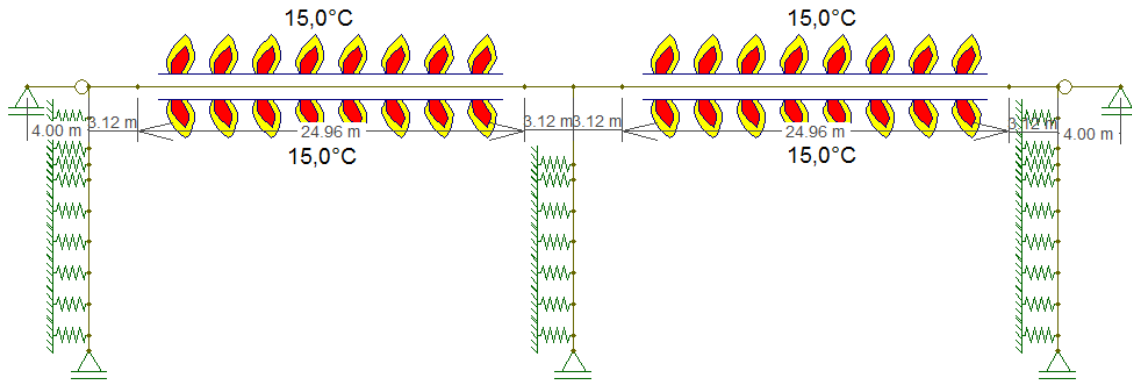


Figura 5.49: Variação de temperatura uniforme sobre o viaduto integral.

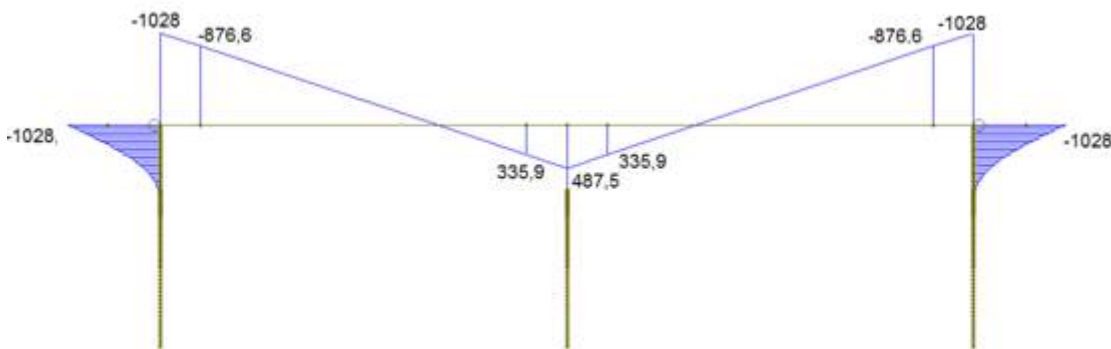


Figura 5.50: Momentos fletores devidos à variação de temperatura uniforme sobre o viaduto integral (em kN-m).

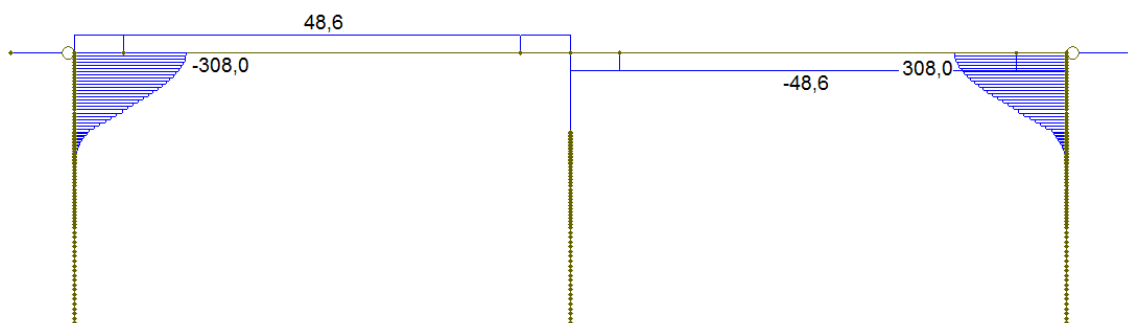


Figura 5.51: Esforços cortantes devidos à variação de temperatura uniforme sobre o viaduto integral (em kN).



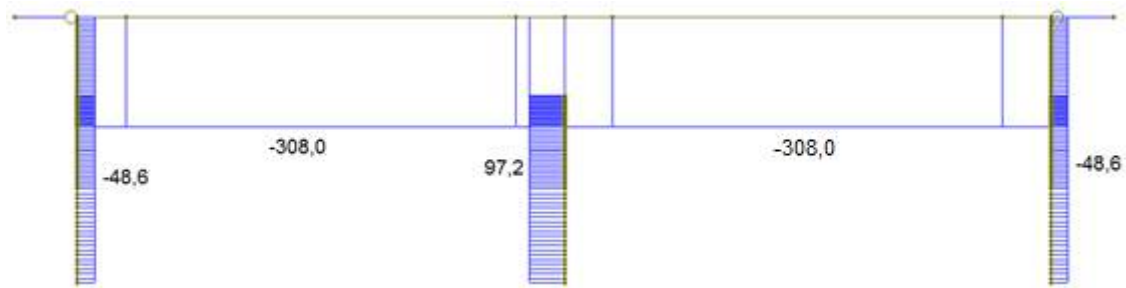


Figura 5.52: Esforços normais devidos à variação de temperatura uniforme sobre o viaduto integral (em kN).

#### 5.6.4.2 Variação não uniforme

No item 3.4 foi explicado que a variação não uniforme pode ser aproximada por uma variação linear que apresente o efeito de flexão equivalente ao causado pela variação não uniforme. Neste mesmo item foi apresentada a Eq. (3.12) desenvolvida por ALVES (2016), a qual, a partir de parâmetros geométricos da viga, permite obter a variação total de temperatura correspondente à distribuição linearizada. As Eq. (5.23) e (5.24) correspondem aos cálculos das variações de temperatura nos apoios e no meio do vão, respectivamente.

- No meio do vão

$$\Delta T = \frac{1,92m}{0,648m^4} \left[ \frac{15 \times 2,88m \times 0,680m - 2 \times 0,70m \times 1,240m}{10} \right] = 8,19^\circ C \quad (5.23)$$

- No apoio

$$\Delta T = \frac{1,92m}{0,686m^4} \left[ \frac{15 \times 2,88m \times 0,716m - 2 \times 0,70m \times 1,204m}{10} \right] = 8,19^\circ C \quad (5.24)$$

A aplicação da variação não uniforme de temperatura no viaduto convencional não despertou esforços na superestrutura. Assim, são apresentados apenas os efeitos no viaduto integral assente em argila rija.

##### 5.6.4.2.1 Viaduto integral assente em argila rija

A variação de temperatura não uniforme sobre o viaduto integral é apresentada na Figura 5.53. As Figuras 5.54 a 5.56 apresentam os diagramas de momentos fletores, esforços cortantes e normais, respectivamente.

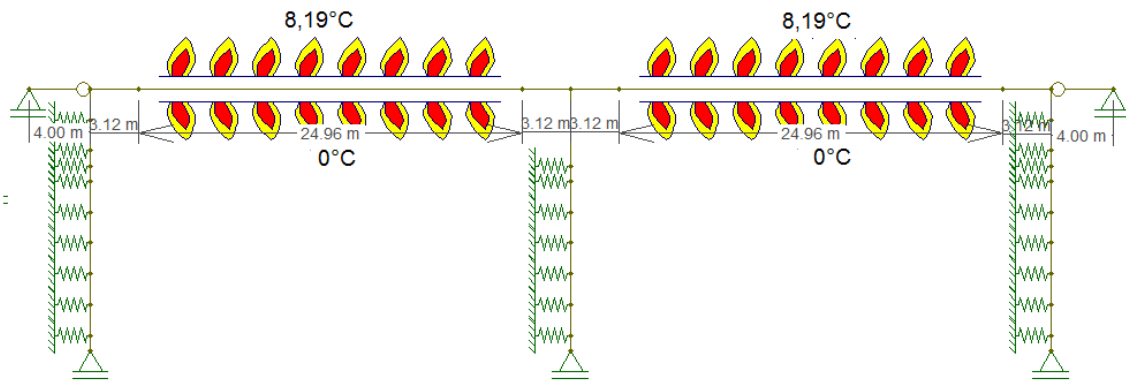


Figura 5.53: Variação de temperatura não uniforme sobre o viaduto integral.

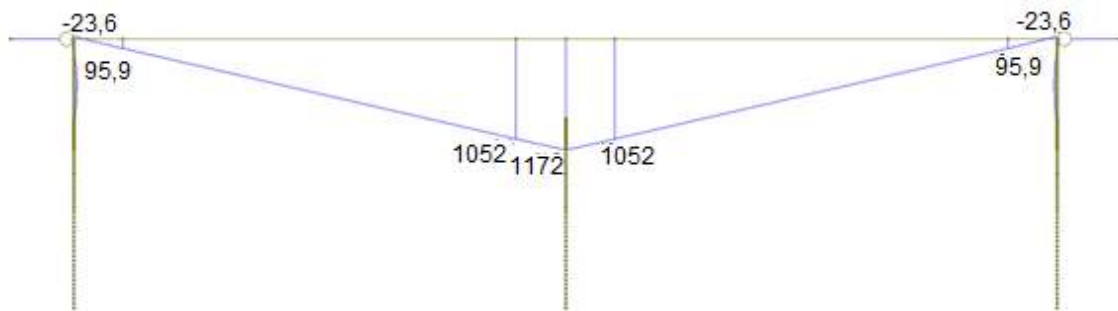


Figura 5.54: Momentos fletores devidos à variação de temperatura não uniforme sobre viaduto integral (em kN-m).

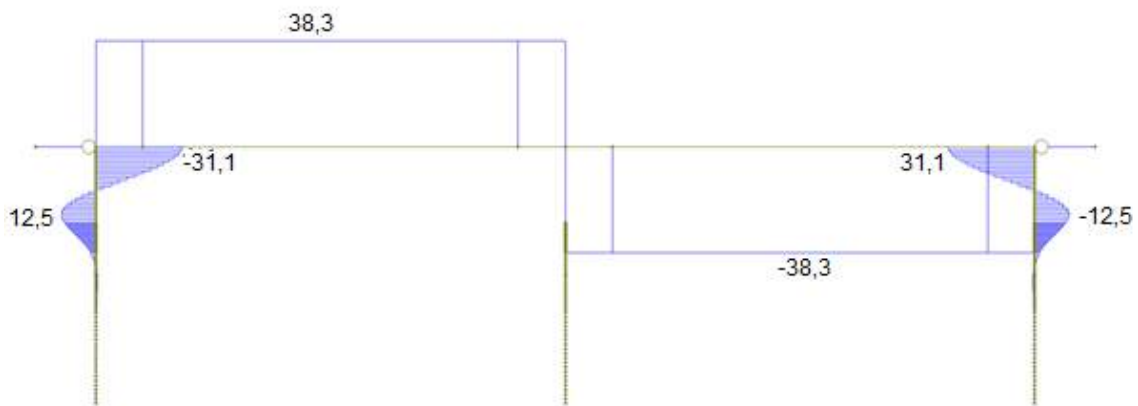


Figura 5.55: Esforços cortantes devidos à variação de temperatura não uniforme sobre viaduto integral (em kN).

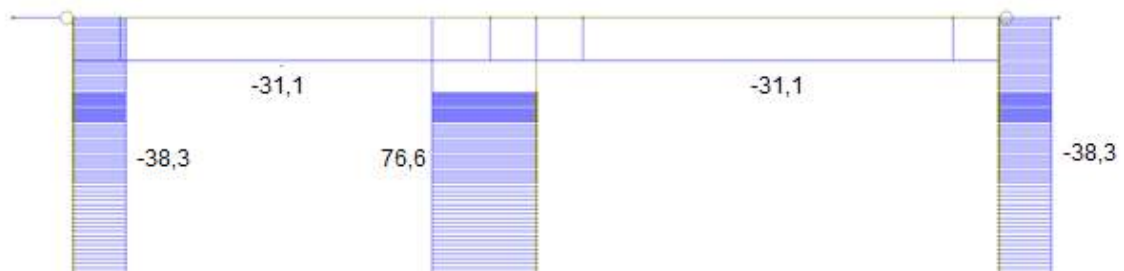


Figura 5.56: Esforços normais devidos à variação de temperatura não uniforme sobre viaduto integral (em kN).

### 5.6.5 Protensão

A força de protensão é analisada em duas etapas: força inicial aplicada na viga pré-moldada (viga isolada) e força na viga em sua posição final (constituindo a superestrutura da ponte).

Neste item foi realizada uma abordagem simplificada da determinação das forças de protensão, visto que não é o foco deste estudo a análise destas forças. A protensão foi considerada para possibilitar uma comparação da magnitude das forças atuantes e dos esforços despertados nos dois tipos de viaduto (integral e convencional).

Os valores das forças de protensão adotados foram obtidos do trabalho realizado ao longo da disciplina de Concreto Protendido I, da Escola Politécnica da UFRJ, para uma ponte de mesma superestrutura do viaduto adotado como exemplo nesta monografia.

Os cálculos para a determinação das forças de protensão em cada etapa são apresentados no Apêndice B.

#### 5.6.5.1 Protensão na viga isolada (primeira etapa)

Nesta etapa, a função da protensão é equilibrar o peso da viga e o da laje antes que ocorra a segunda etapa de protensão.

Conforme os cálculos apresentados no Apêndice B, verificou-se ser necessária a protensão de três cabos de 10 cordoalhas de diâmetro 15,2 mm. Cada cabo resiste a uma força de protensão inicial de 1960 kN.

- Determinação das solicitações na viga pelo método de ALVES

A Tabela 5.18 apresenta as forças de protensão nas seções dos décimos de vão da viga e as solicitações despertadas na estrutura, segundo o método de ALVES (item 3.5.4.2). Os valores apresentados já consideram as perdas de protensão imediatas devido ao atrito ao longo do cabo, calculadas conforme o item 9.6.3.3.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 5.18: Cargas distribuídas equivalentes devidas à protensão na viga isolada (primeira etapa de protensão).

Seção	P(kN)	$\alpha$ cab (°)	Distância do CG da viga ao bordo superior (m)	Distância do cabo médio ao bordo superior (m)	L(m)	e (m)	Elemento	N1(kN)	Q1(kN)	M1(kNm)	N2(kN)	Q2(kN)	M2(kNm)	p(kN/m)	q1 (kN)	q2(kN)
0	5867	-4,9	0,797	1,093	3,120	-0,296										
1	5800	-3,6	0,875	1,325	3,120	-0,45	1	5845	-501	-1730	5789	-364	-2605	-18,0	336,5	-248,6
2	5730	-2,6	0,875	1,489	3,120	-0,614	2	5789	-364	-2605	5725	-257	-3515	-20,6	70,3	-1,5
3	5659	-1,2	0,875	1,582	3,120	-0,707	3	5725	-257	-3515	5658	-119	-4000	-21,5	106,0	-17,5
4	5583	-0,1	0,875	1,609	3,120	-0,734	4	5658	-119	-4000	5583	-6	-4098	-23,9	95,7	-23,9
5	5505	0,0	0,875	1,605	3,120	-0,73	5	5583	-6	-4098	5505	0	-4019	-24,9	57,1	-52,9
6	5583	0,1	0,875	1,609	3,120	-0,734	6	5505	0	-4019	5583	6	-4098	24,9	-52,9	57,1
7	5659	1,2	0,875	1,582	3,120	-0,707	7	5583	6	-4098	5658	119	-4000	23,9	-23,9	95,7
8	5730	2,6	0,875	1,489	3,120	-0,614	8	5658	119	-4000	5725	257	-3515	21,5	-17,5	106,0
9	5800	3,6	0,875	1,325	3,120	-0,45	9	5725	257	-3515	5789	364	-2605	20,6	-1,5	70,5
10	5867	4,9	0,797	1,093		-0,296	10	5789	364	-2605	5845	501	-1730	18,0	-248,6	336,5

As Figuras 5.57 a 5.59 ilustram os diagramas de esforços na viga isolada devidos à primeira etapa de protensão. Observa-se que o diagrama de cortantes apresenta variações não lineares entre duas seções de análise. Esta aparente inconsistência se deve à representação da protensão como ação externa variável distribuída vertical (trapezoidal). Os valores dos cortantes nas seções de análise são crescentes e a “perturbação” entre dois valores deve ser desconsiderada.

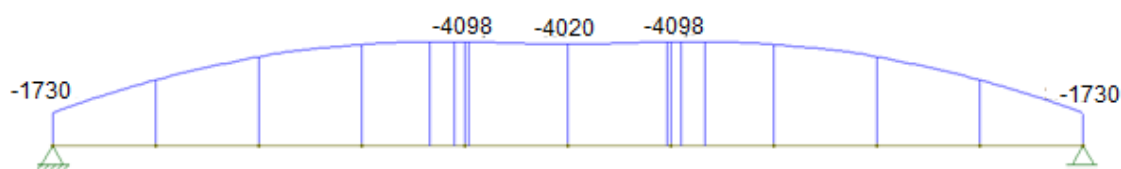


Figura 5.57: Momentos fletores referentes à primeira etapa de protensão - método de ALVES (em kN-m).

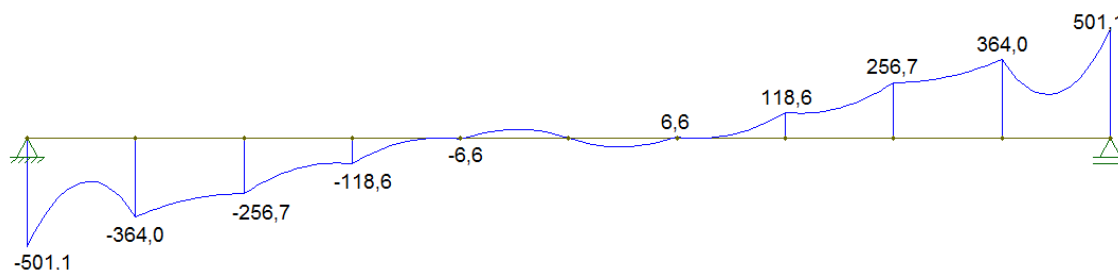


Figura 5.58: Esforços cortantes referentes à primeira etapa de protensão - método de ALVES (em kN).

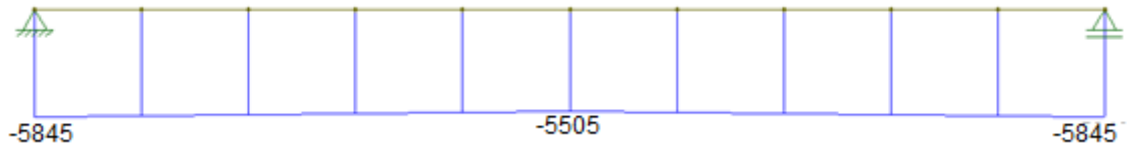


Figura 5.59: Esforços normais referentes à primeira etapa de protensão - método de ALVES (em kN).

- Determinação das solicitações na viga pelo método de LIN

Os cálculos utilizando o método de LIN (item 3.5.4.1) são apresentados no Apêndice B. As Figuras 5.60 a 5.63 apresentam, respectivamente, o carregamento equivalente à protensão e os diagrama de momentos fletores, esforços cortantes e normais. Nesse método, não são consideradas as perdas de protensão.

De modo simplificado, pode-se admitir que as perdas imediatas de protensão sejam da ordem de 10% da força de protensão inicial. Os esforços apresentados nas Figuras 5.61 a 5.63, portanto, devem ter seus valores reduzidos.

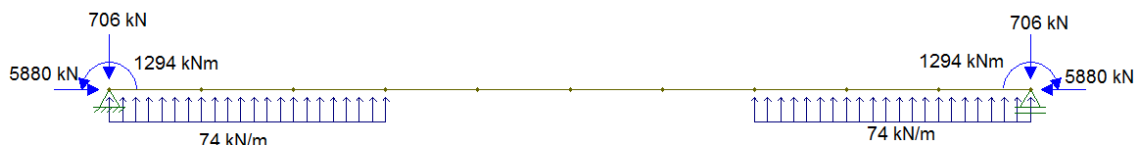


Figura 5.60: Carga equivalente à primeira etapa de protensão - método de LIN.

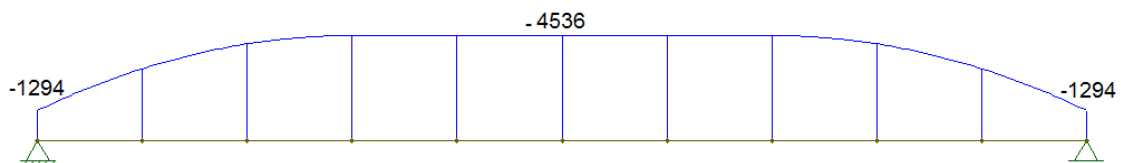


Figura 5.61: Momentos fletores referentes à primeira etapa de protensão - método de LIN (em kN·m).

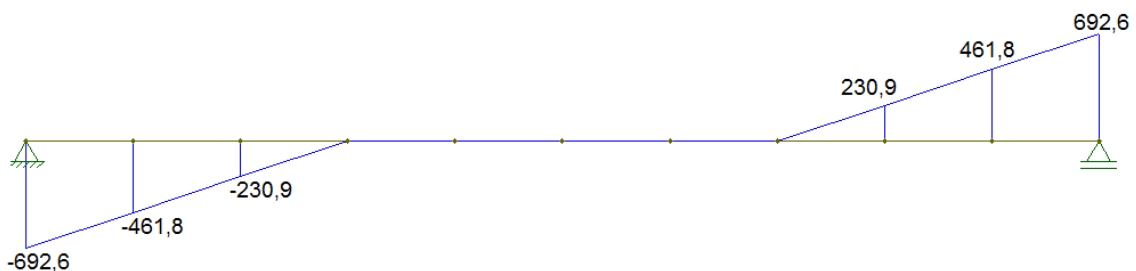


Figura 5.62: Esforços cortantes referentes à primeira etapa de protensão - método de LIN (em kN).

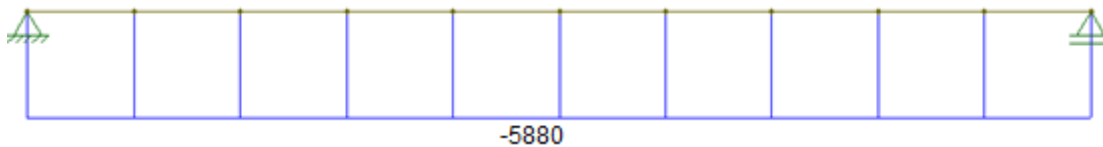


Figura 5.63: Esforços normais referentes à primeira etapa de protensão - método de LIN (em kN).

Observa-se, das Figuras 5.57 e 5.61, que a diferença percentual entre os momentos de protensão na seção do meio do vão (considerando as perdas imediatas de protensão), segundo os métodos de LIN e de ALVES, é de 1,5 %, indicando uma boa convergência entre os resultados. Pela simplicidade do uso do método de LIN, esse processo foi empregado para a determinação das solicitações de protensão na segunda etapa.

#### 5.6.5.2 Protensão na viga em sua posição final (segunda etapa)

A segunda etapa de protensão foi determinada de modo a atender às solicitações devidas à sobrecarga permanente e acidental, como também, no caso da ponte integral, aos esforços decorrentes do hiperestático de protensão que surgem após a solidarização entre vãos e entre viga-pilar.

O cálculo da força de protensão necessária na segunda etapa é realizado no Apêndice B, assim como a determinação das cargas despertadas nas longarinas, segundo o método de LIN.

Do mesmo modo que na primeira etapa, foram admitidas perdas imediatas de protensão da ordem de 10% da força de protensão na ancoragem. No Apêndice A são mostrados os esforços considerando-se estas perdas. Os diagramas deste item apresentam os esforços devidos à força total de protensão na segunda etapa.

##### 5.6.5.2.1 Viaduto convencional

Para atender aos esforços adicionais decorrentes da sobrecarga permanente e da carga móvel sobre o viaduto convencional, faz-se necessária a protensão de um cabo de 10 cordoalhas de 15,2 mm, com capacidade de carga de 1960 kN.

As Figuras 5.64 a 5.67 apresentam, respectivamente, o carregamento equivalente à protensão e os diagramas de momentos fletores, esforços cortantes e normais.

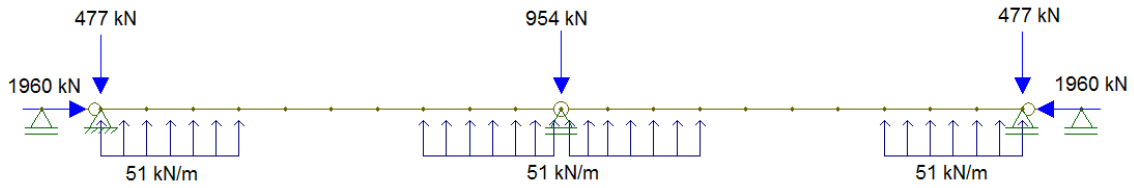


Figura 5.64: Carga equivalente à segunda etapa de protensão no viaduto convencional.

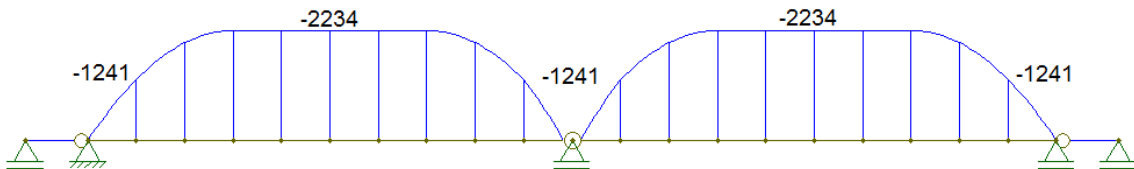


Figura 5.65: Momentos fletores referentes à segunda etapa de protensão no viaduto convencional (em kN·m).

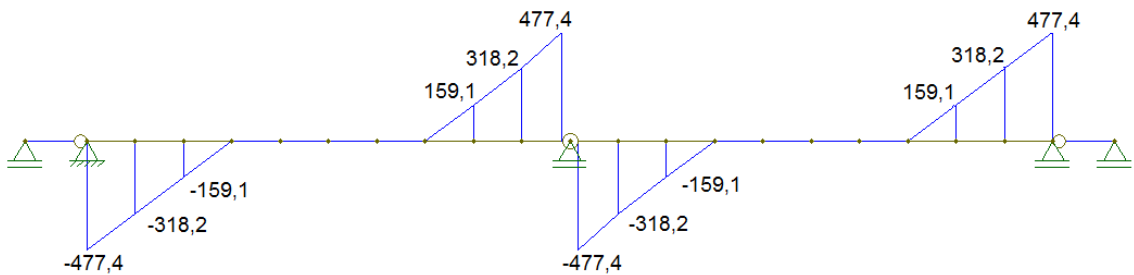


Figura 5.66: Esforços cortantes referentes à segunda etapa de protensão no viaduto convencional (em kN).

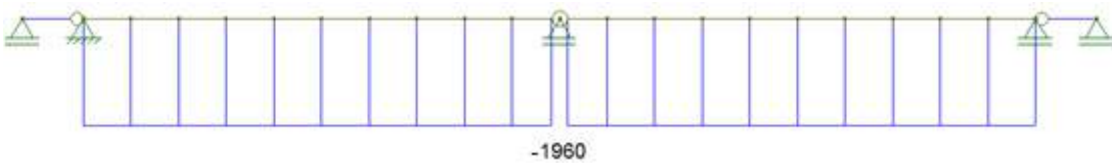


Figura 5.67: Esforços normais referentes à segunda etapa de protensão no viaduto convencional (em kN).

#### 5.6.5.2.2 Viaduto integral assente em argila rija pré-adensada

No caso do viaduto integral, foram utilizados dois cabos com 10 cordoalhas de 15,2 mm cada, o que corresponde a uma força inicial de protensão de 3920 kN, conforme cálculos apresentados no Apêndice B. Para fins de simplificação, admitiu-se que os cabos da segunda etapa ocupam toda a extensão do viaduto.

Na prática, a protensão poderia ser otimizada, já que são necessários dois cabos apenas nas proximidades da seção  $S_{10}$  (tensão de tração de 7,15 MPa). Uma possível solução seria adotar dois cabos independentes, com superposição na seção  $S_{10}$ . A Figura 5.68 (a) ilustra a situação em que pode ocorrer ancoragem ativa na região próxima à seção  $S_{10}$  e ancoragem passiva nas extremidades (ou vice versa). Na Figura 5.68 (b) é mostrada a solução com ancoragem passiva nas adjacências da seção  $S_{10}$ .

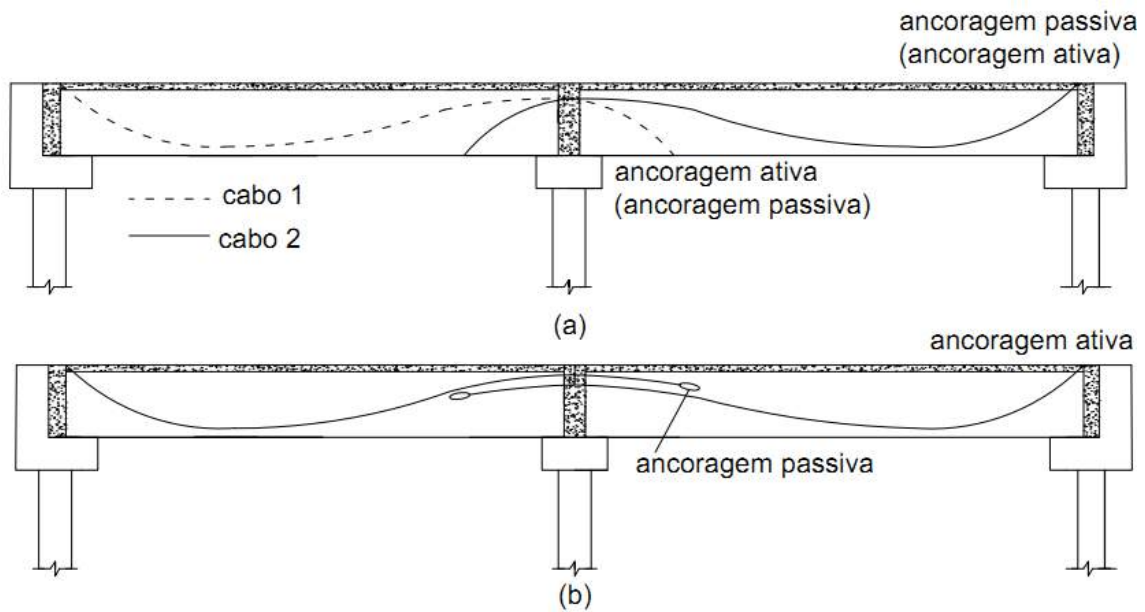


Figura 5.68: Superposição de cabos: (a) ancoragem ativa próxima do apoio central; (b) ancoragem passiva nas adjacências do apoio central.

O carregamento equivalente à segunda etapa de protensão, os diagramas de momentos fletores, de esforços cortantes e de esforços normais no viaduto integral assente em argila rija são apresentados nas Figuras 5.69 a 5.72.

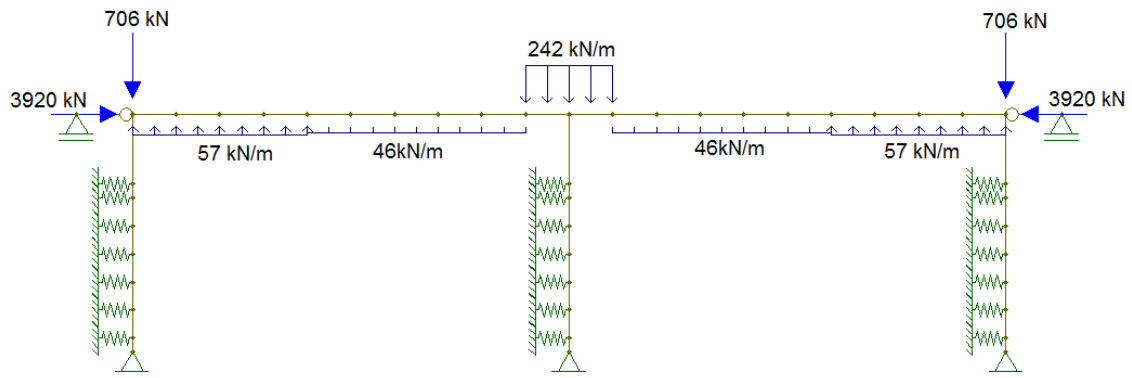


Figura 5.69: Carga equivalente à segunda etapa de protensão no viaduto integral.



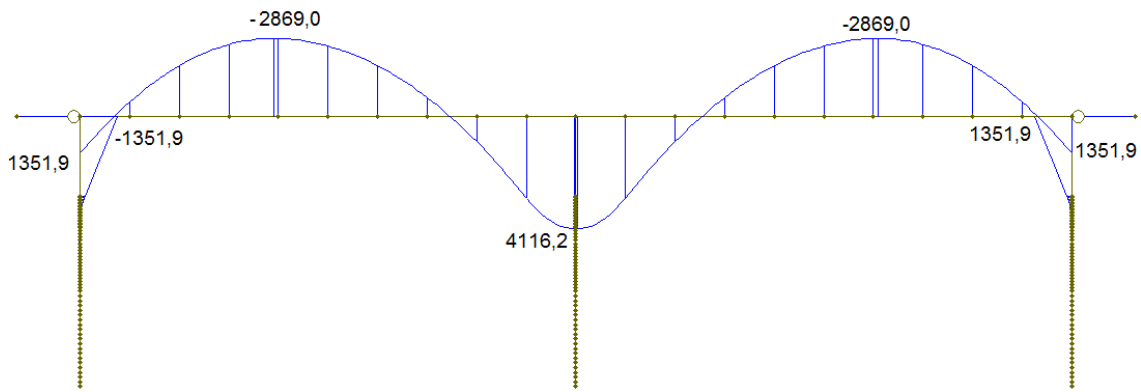


Figura 5.70: Momentos fletores referentes à segunda etapa de protensão no viaduto integral (em kN-m).

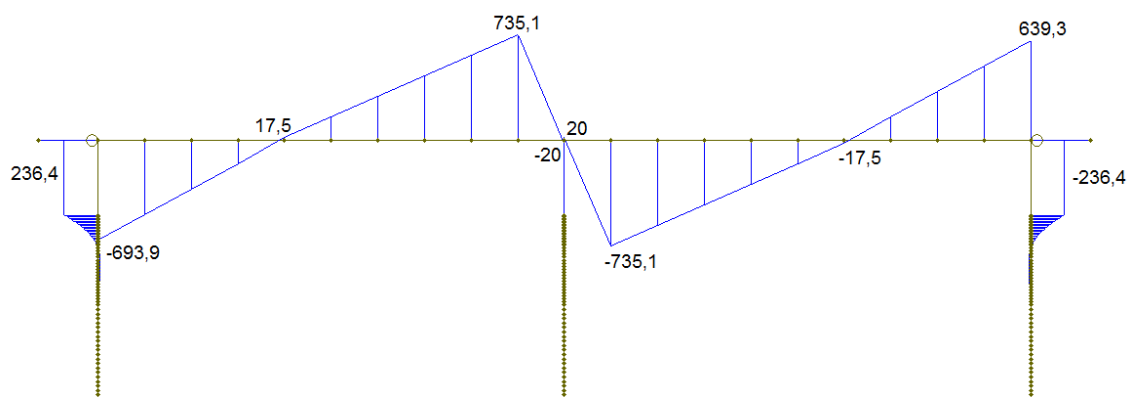


Figura 5.71: Esforços cortantes referentes à segunda etapa de protensão no viaduto integral (em kN).

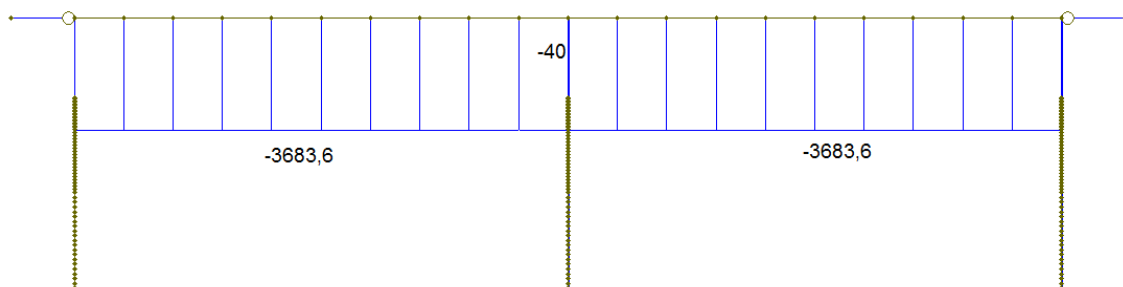


Figura 5.72: Esforços normais referentes à segunda etapa de protensão no viaduto integral (em kN).

### 5.6.5.3 Protensão na viga em tempo infinito

As perdas lentas foram tomadas como 15% da força de protensão inicial. Assim, as perdas de protensão em tempo infinito totalizam 25%, que corresponde à soma das perdas imediatas e lentas. Os valores dos esforços em tempo infinito são apresentados no Apêndice A. Como os diagramas apresentam a mesma forma dos obtidos na primeira e segunda etapa, optou-se por não representá-los.

### 5.6.6 Retração e fluência

As ações de retração e fluência acarretam em duas consequências:

- 1) O cabo de protensão perde tensão, fato que foi considerado nas perdas lentas de protensão (item 5.6.5.3). Essa perda afeta tanto estruturas isostáticas como hiperestáticas;
- 2) Despertam solicitações em sistemas hiperestáticos, que podem ser, de modo simplificado, simuladas como variação uniforme de temperatura.

Neste item são determinadas as solicitações despertadas pela retração e fluência no viaduto integral (estrutura hiperestática). Devido à complexidade da determinação destas ações (como explicado nos itens 3.6 e 3.7), foi adotada neste trabalho uma variação de temperatura uniforme de  $-15,0^{\circ}\text{C}$  referente à retração e de  $-10^{\circ}\text{C}$  referente à fluência, tal como recomendação da antiga NBR 7197 (ABNT, 1989), totalizando  $-25^{\circ}\text{C}$ .

A aplicação desta variação de temperatura não desperta esforços no viaduto convencional.

#### 5.6.6.1 Viaduto integral assente em argila rija pré-adensada

A variação uniforme de temperatura equivalente às ações de retração e fluência sobre o viaduto integral, os diagramas de momentos, esforços cortantes e normais são mostrados nas Figuras 5.73 a 5.76, respectivamente.

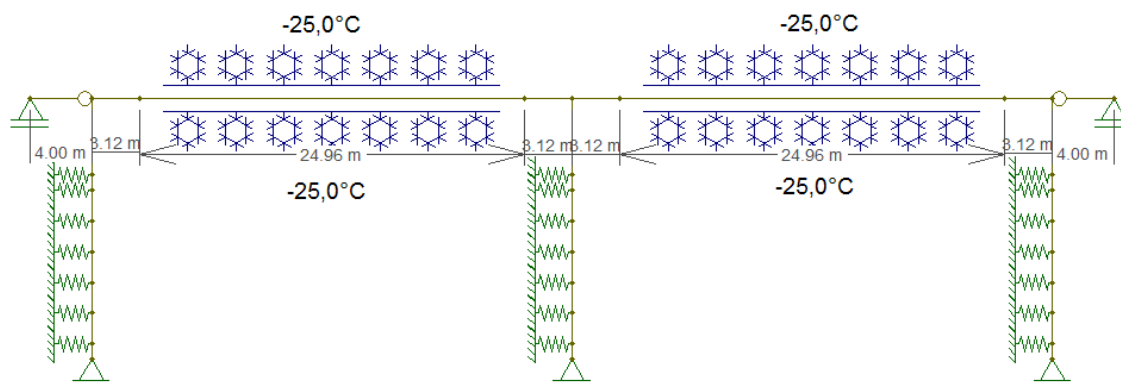


Figura 5.73: Retração e fluência consideradas como variação uniforme de temperatura no viaduto integral.

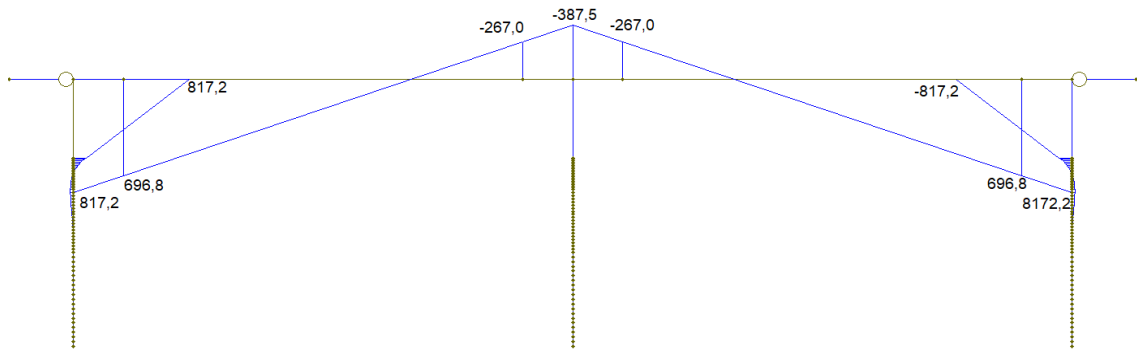


Figura 5.74: Momentos fletores devidos à retração e à fluência no viaduto integral (em kN-m).

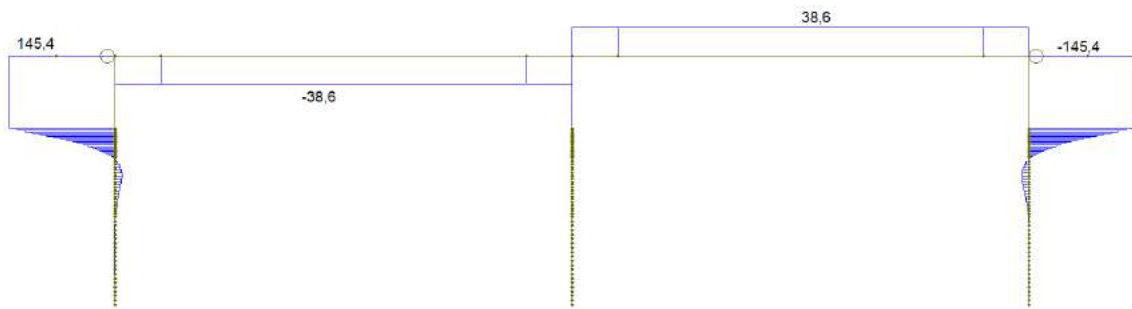


Figura 5.75: Esforços cortantes devidos à retração e à fluência no viaduto integral (em kN).

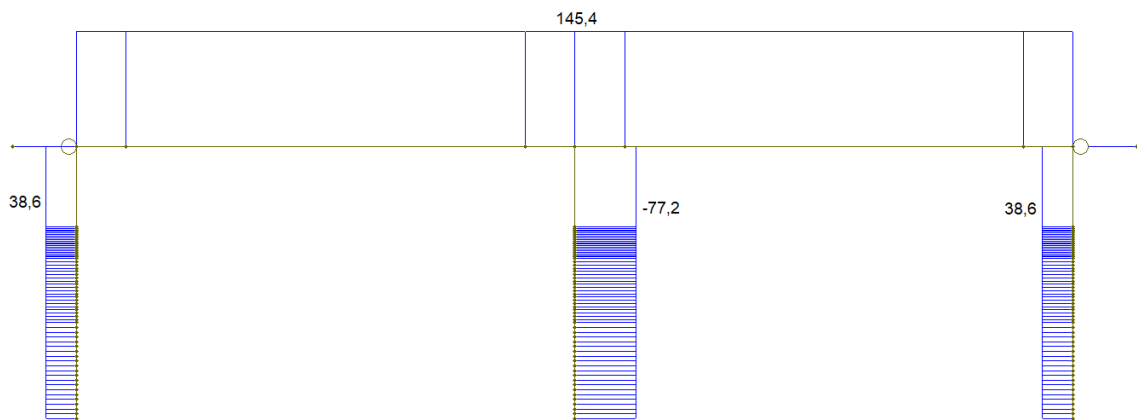


Figura 5.76: Esforços normais devidos à retração e à fluência no viaduto integral (em kN).

### 5.6.7 Empuxo de terra

O empuxo de terra corresponde a um carregamento variável triangular, cujo valor máximo pode ser determinado pela Eq. (3.39). Considerando a altura do encontro igual a 5,00 m, o carregamento de empuxo na base do encontro ( $p$ ) é obtido pela Eq. (5.25).

$$p = \frac{1}{3} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 5\text{m} = 30\text{kN/m}^2 \quad (5.25)$$

A resultante do empuxo ( $P_p$ ) atua a uma profundidade de  $2/3$  da altura do encontro e é obtida por meio da Eq. (3.40). Considerando-se como largura do encontro a distância entre vigas, igual a 2,88 m, tem-se:

$$P_p = \frac{\frac{30 \text{ kN}}{\text{m}^2} \times 2,88 \text{ m} \times 5 \text{ m}}{2} = 216 \text{ kN} \quad (5.26)$$

Conforme observado no item 3.8, quando a superestrutura funciona como arrimo dos aterros de acesso e não apresenta juntas intermediárias, tal como ocorre na ponte integral, os empuxos podem ser considerados auto-equilibrados.

No caso do viaduto convencional não são despertados, na superestrutura, esforços decorrentes da ação do empuxo de terra.

#### 5.6.7.1 Viaduto integral assente em argila rija pré-adensada

A ação da resultante do empuxo de terra e os diagramas de momentos, esforços cortantes e normais são mostrados nas Figuras 5.77 a 5.80, respectivamente.

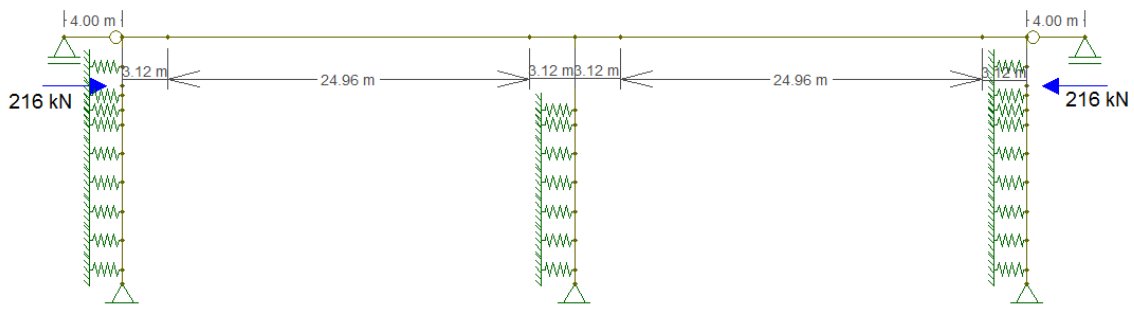


Figura 5.77: Empuxo de terra sobre o viaduto integral.

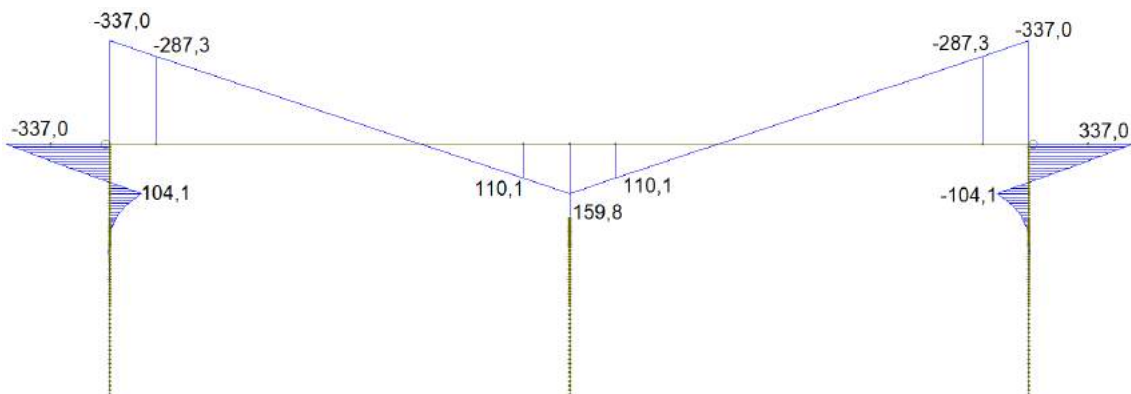


Figura 5.78: Momentos fletores devidos ao empuxo sobre viaduto integral (em kN-m).

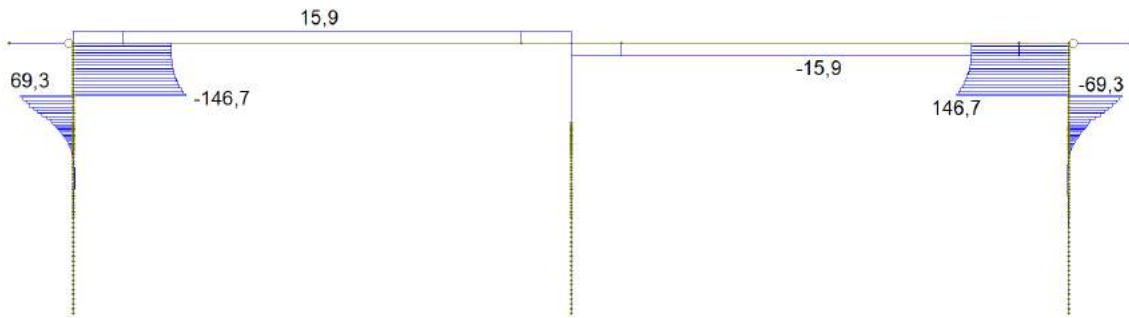


Figura 5.79: Esforços cortantes devidos ao empuxo sobre viaduto integral (em kN).

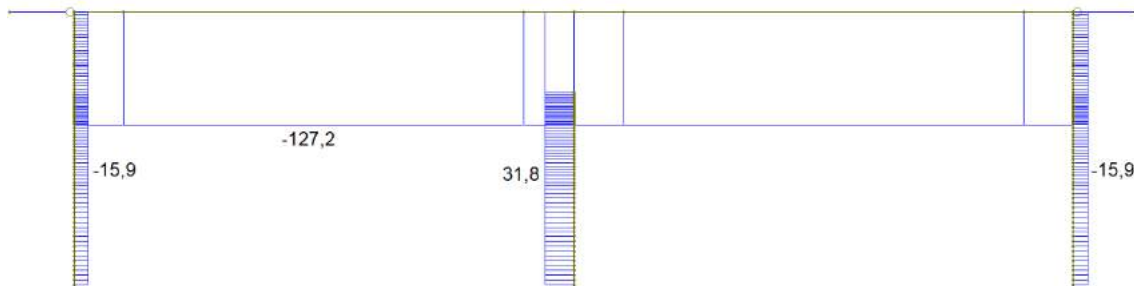


Figura 5.80: Esforços normais devidos ao empuxo sobre viaduto integral (em kN).

### 5.6.8 Recalque de apoio

No item 3.9 foi observado que, no caso de pontes de concreto, para fins de avaliação do recalque de apoio, pode ser considerado um valor de distorção angular de 1/500. Sendo o valor do vão 31,2 m, o recalque absoluto em um dos apoios pode ser determinado pela Eq. (3.41). Considerando-se o recalque absoluto de um dos apoios como zero, o recalque do outro apoio é obtido pela Eq. (5.27).

$$\rho_a = \frac{1 \times 31,2m}{500} = 0,0624m \quad (5.27)$$

Não são despertados esforços no viaduto convencional devido ao recalque diferencial.

#### 5.6.8.1 Viaduto integral assente em argila rija pré-adensada

As Figuras 5.81 a 5.84 apresentam, nesta ordem, a ação do recalque diferencial no viaduto integral e os diagramas de momentos fletores, esforços cortantes e normais despertados.

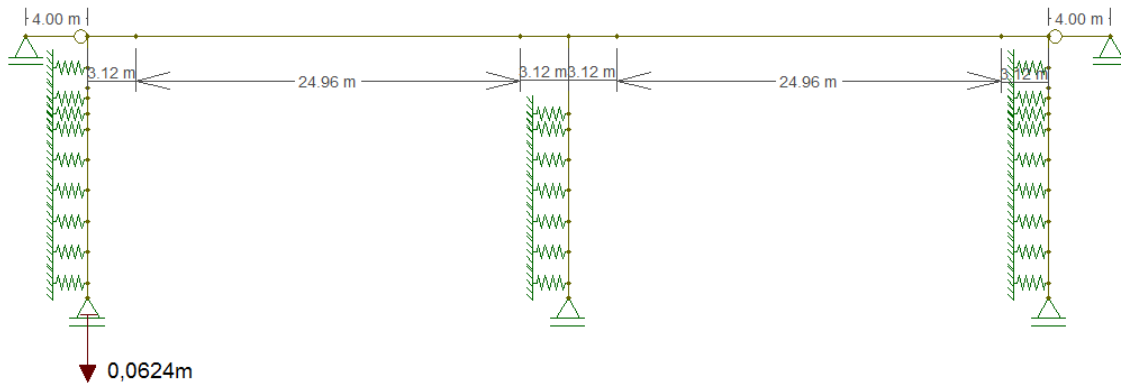


Figura 5.81: Recalque diferencial sobre o viaduto integral.

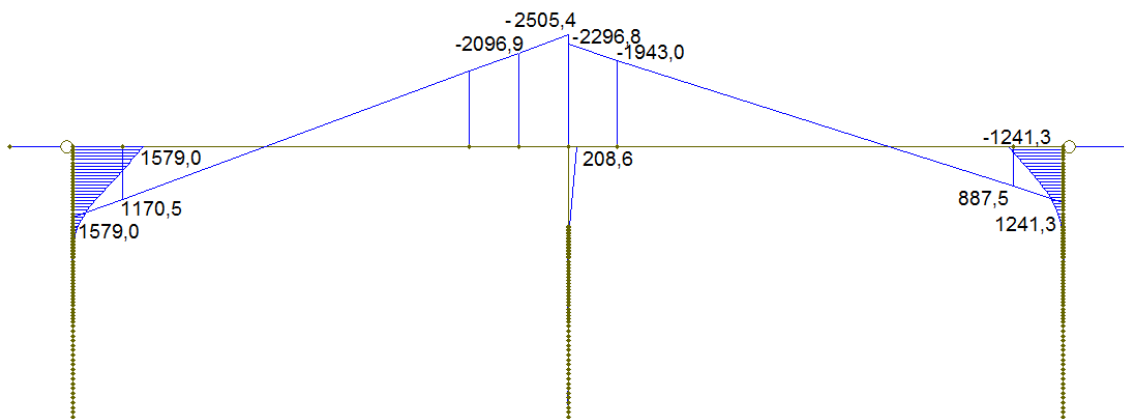


Figura 5.82: Momentos fletores devidos ao recalque diferencial sobre viaduto integral (em kN·m).

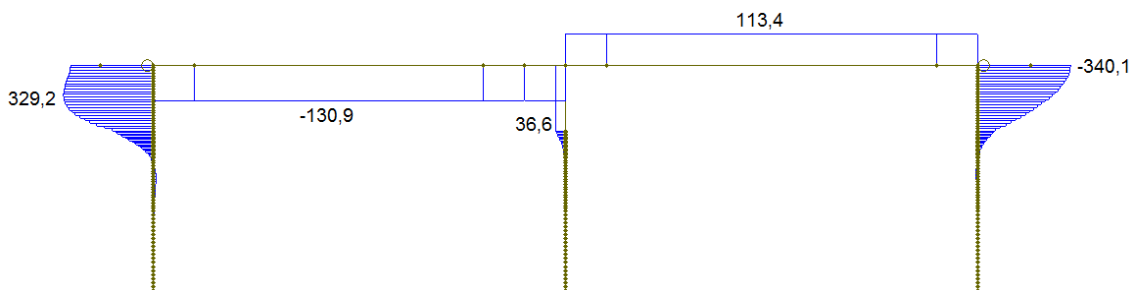


Figura 5.83: Esforços cortantes devidos ao recalque diferencial sobre viaduto integral (em kN).

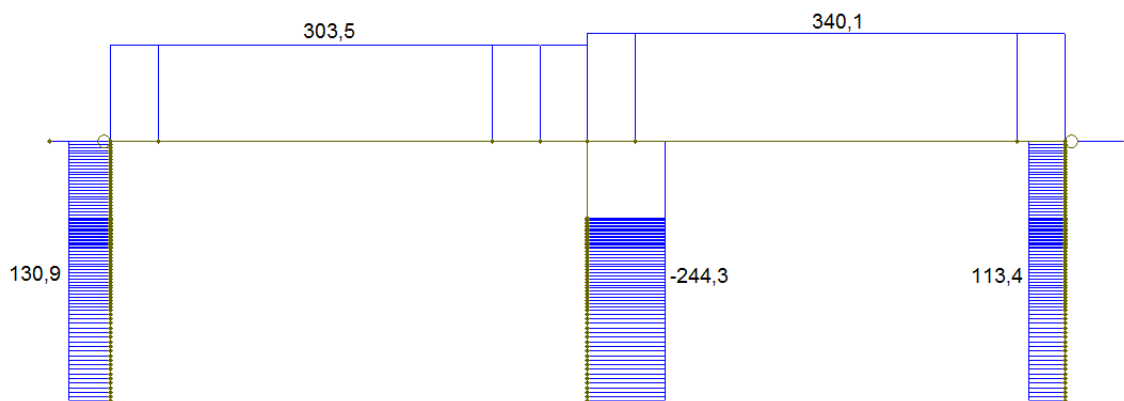


Figura 5.84: Esforços normais devidos ao recalque diferencial sobre viaduto integral (em kN).

## 5.7 Resultados Obtidos

As Figuras 5.85 a 5.94 mostram as curvas momento fletor versus seção transversal para cada uma das ações nos viadutos em estudo.

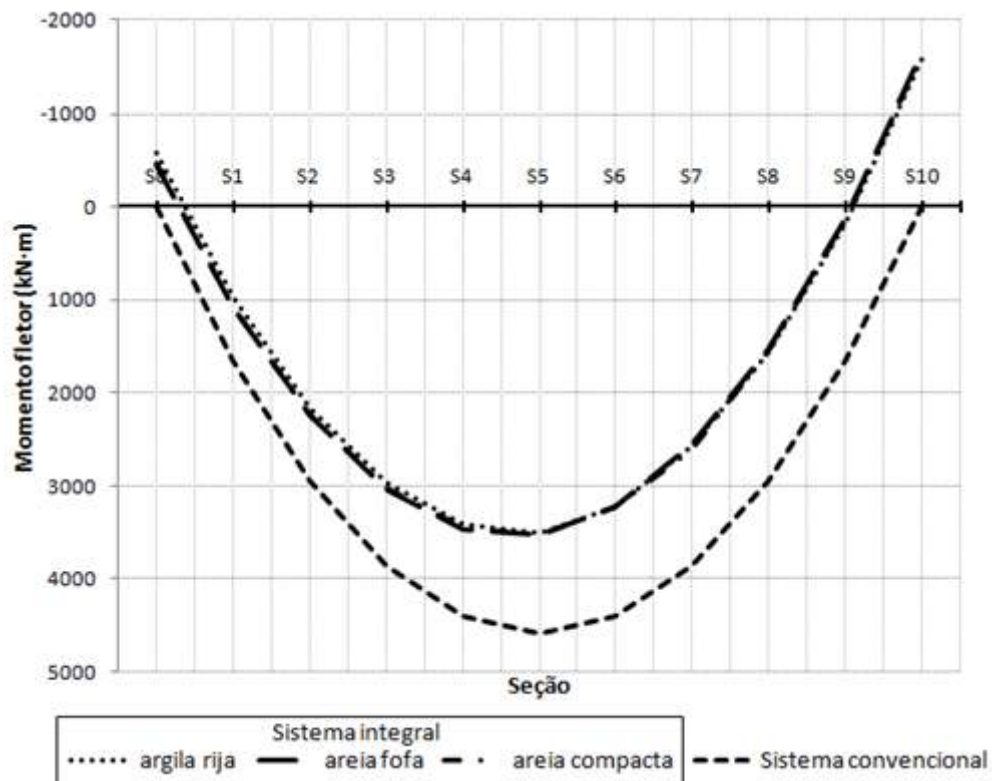


Figura 5.85: Momentos fletores no primeiro vão considerando a ação do peso próprio.

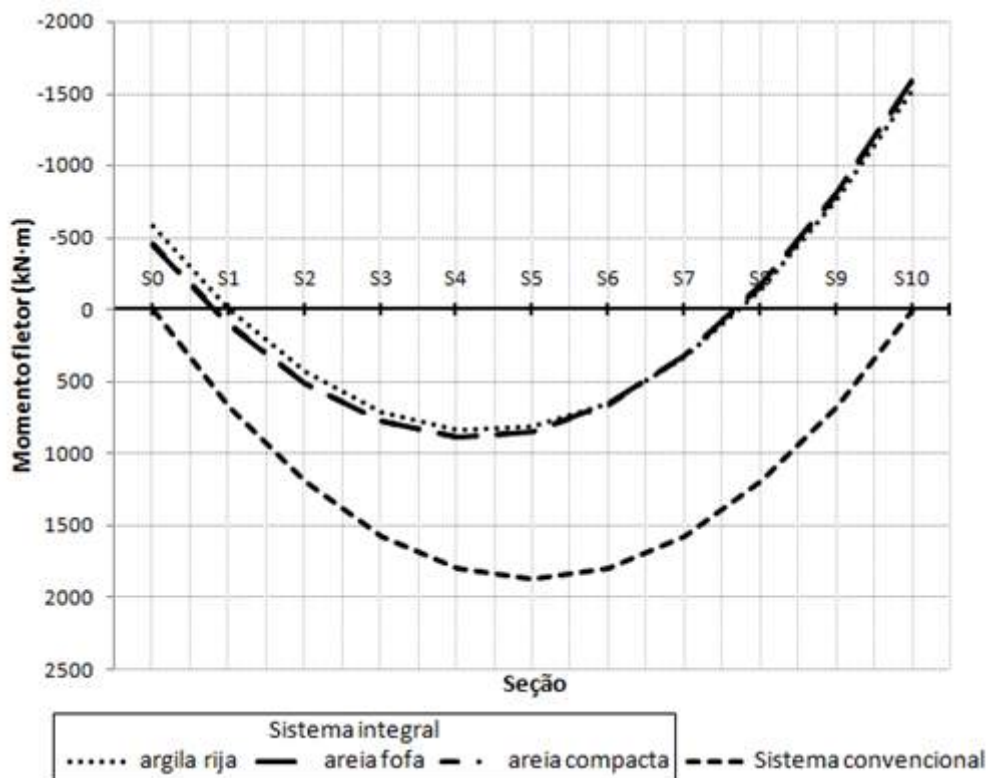


Figura 5.86: Momentos fletores no primeiro vão, sob a ação da sobrecarga permanente.

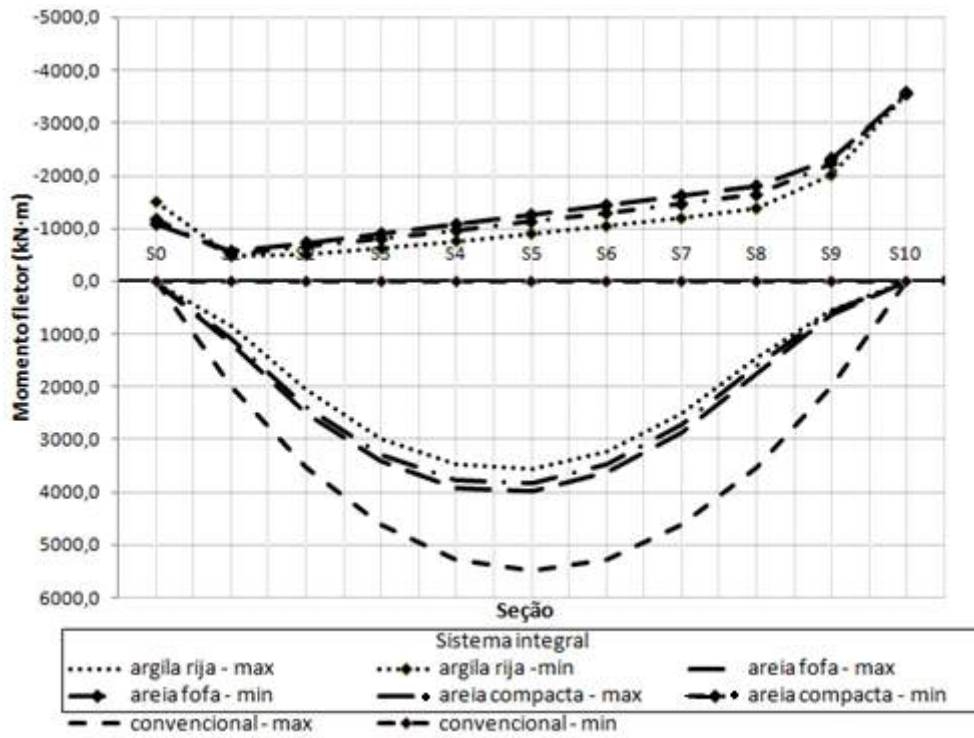


Figura 5.87: Envoltrias de momentos fletores ao longo do primeiro vão, considerando a carga móvel.

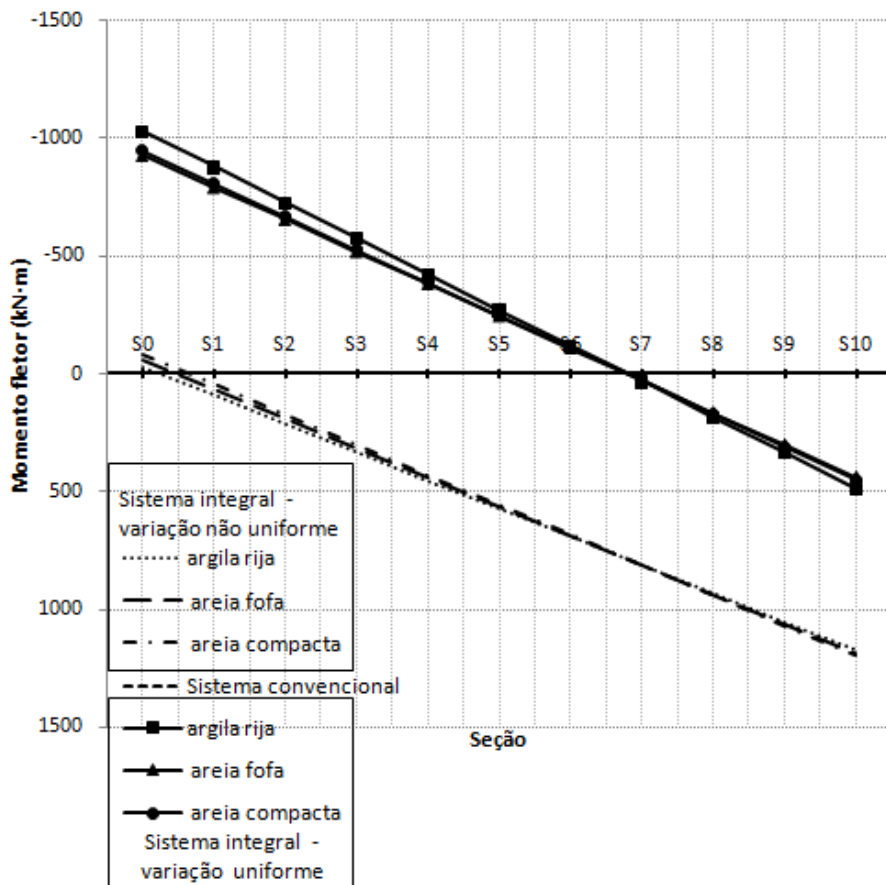


Figura 5.88: Momentos fletores no primeiro vão, considerando a ação do gradiente térmico.



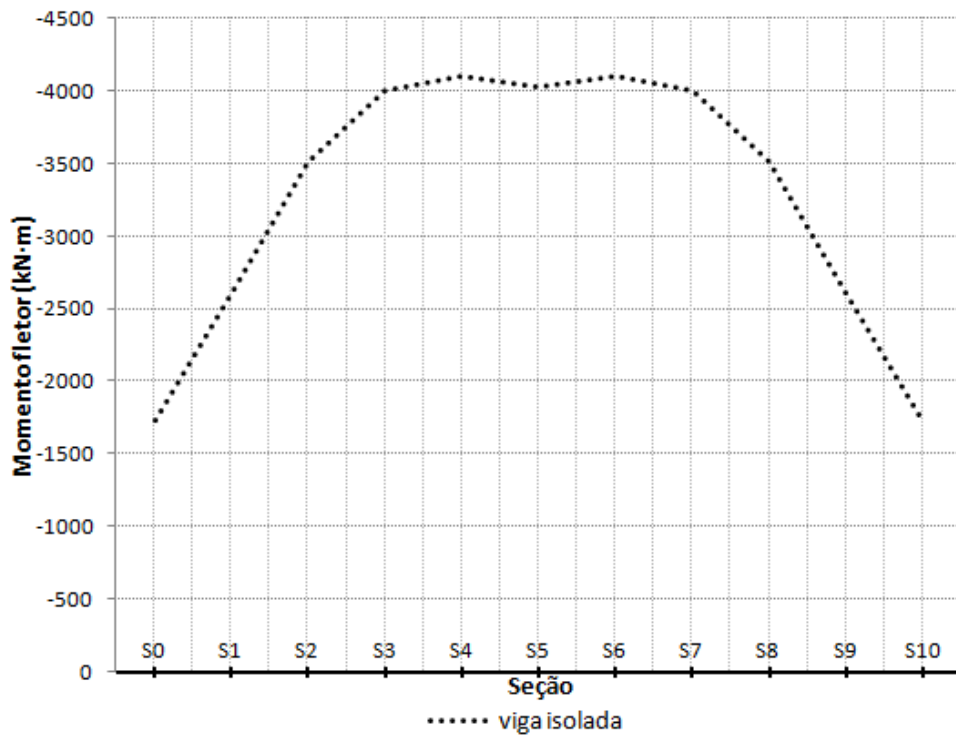


Figura 5.89: Momentos fletores no primeiro vão, considerando a primeira etapa de protensão.

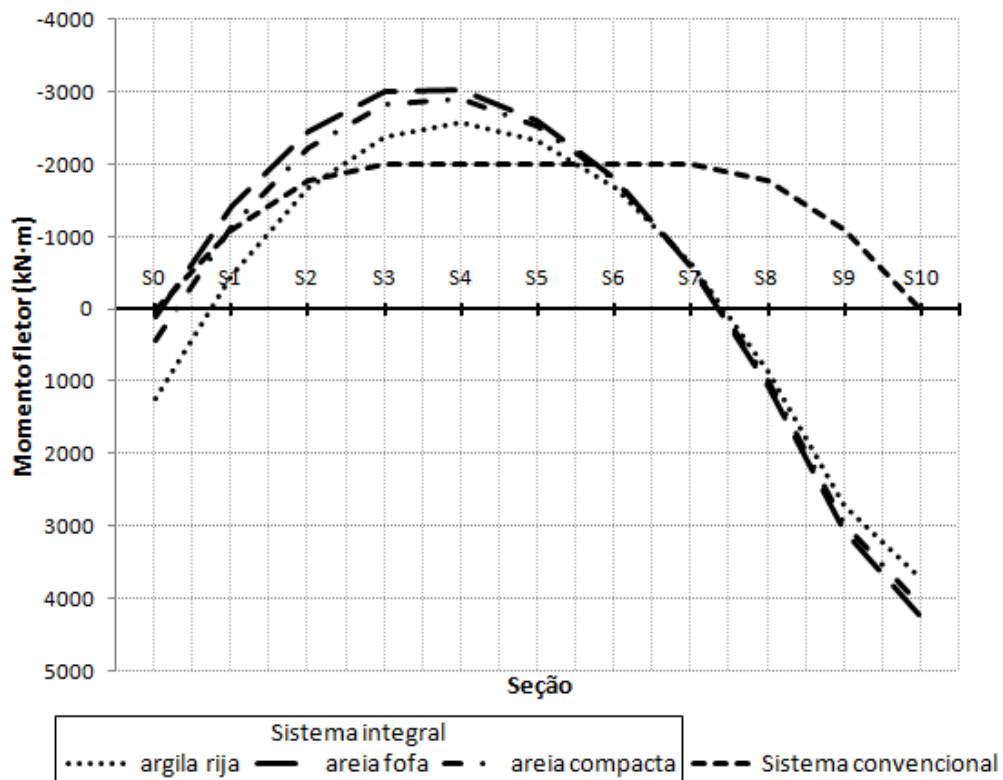


Figura 5.90: Momentos fletores no primeiro vão, considerando a segunda etapa de protensão.

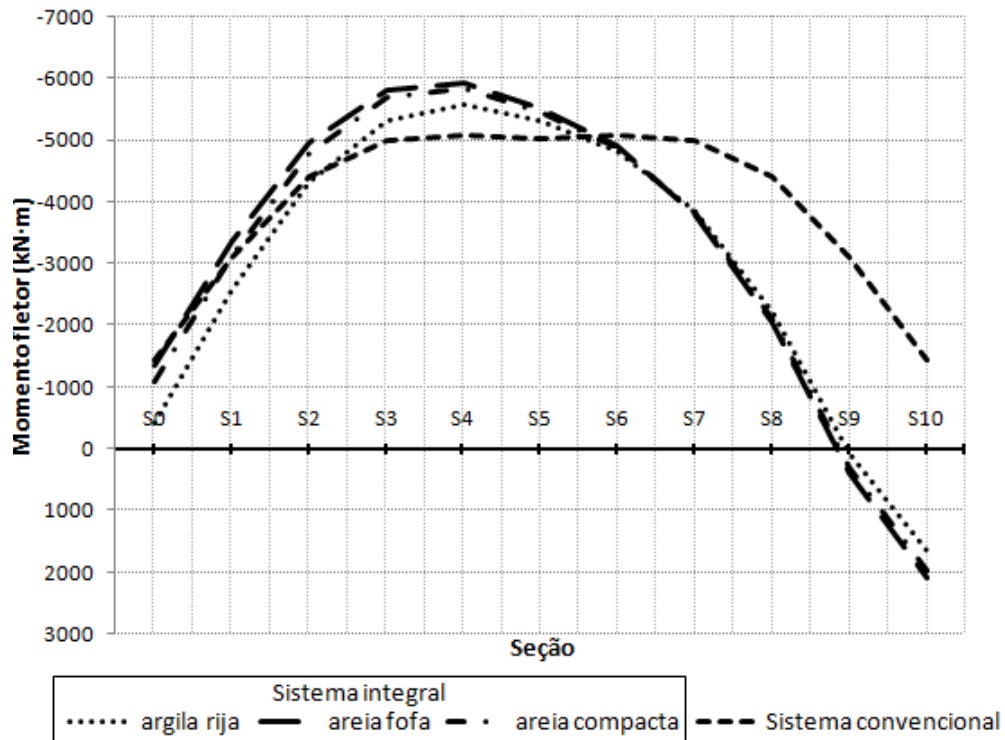


Figura 5.91: Momentos fletores ao longo do primeiro vão, considerando a protensão em tempo infinito.

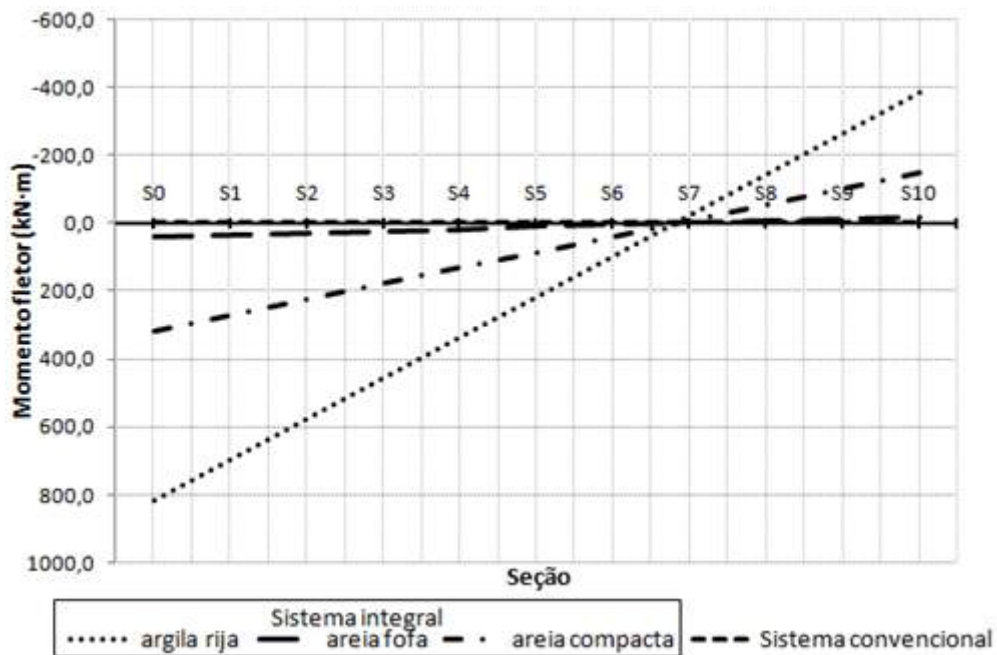


Figura 5.92: Momentos fletores no primeiro vão, considerando a retração e a fluência.

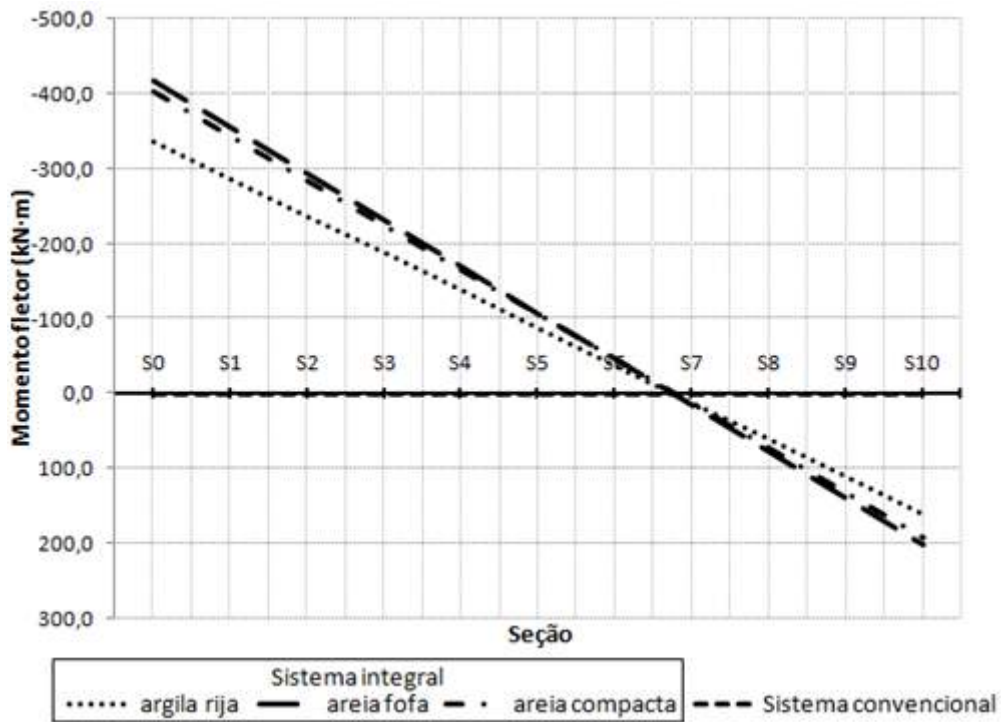


Figura 5.93: Momentos fletores no primeiro vão, considerando a ação do empuxo.

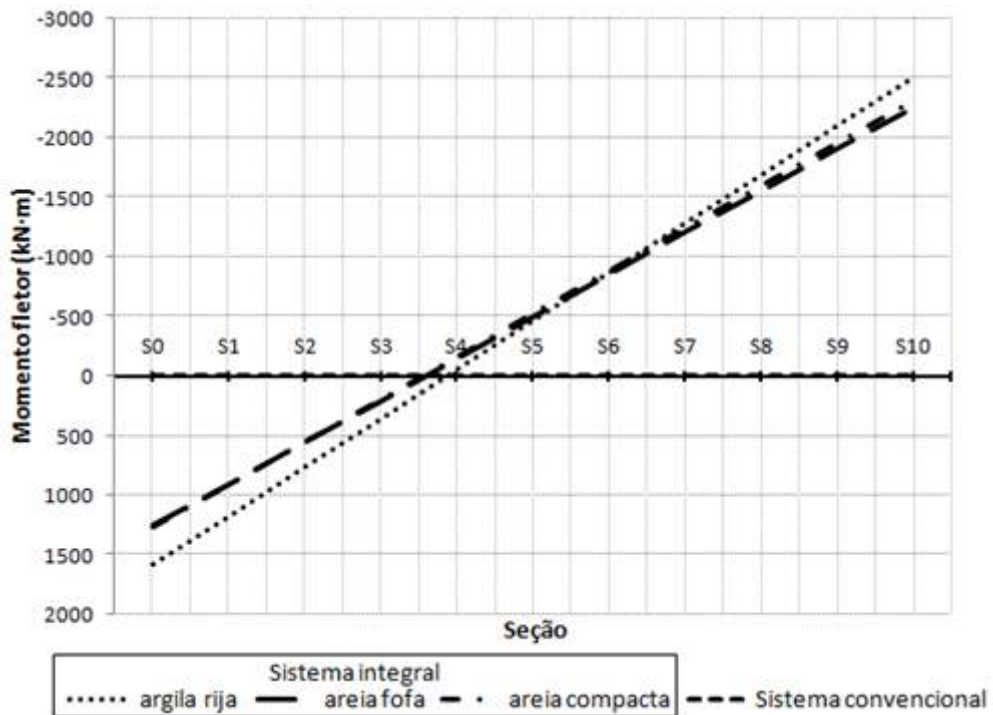


Figura 5.94: Momentos fletores no primeiro vão, considerando a ação do recalque diferencial.

Para fins de comparação entre os momentos fletores máximos obtidos nos modelos de viaduto integral e convencional, as Tabelas 5.19 e 5.20 resumem os valores correspondentes às seções de máximo positivo (S<sub>4</sub>: integral; S<sub>5</sub>: convencional) e mínimo negativo (S<sub>10</sub>).

A protensão não foi considerada nesta análise por ter sido utilizado um número de cabos diferentes em cada tipo de modelo (no convencional, 4 cabos; no integral, 5 cabos) e, por conseguinte, as forças de protensão aplicadas foram distintas. Logo, não é eficaz uma comparação entre os momentos fletores.

Essas tabelas também apresentam as combinações de momentos máximos e mínimos, sem a consideração dos coeficientes de ponderação utilizados nas combinações de ações no estado limite último (ELU) e no estado limite de utilização (ELS). A não consideração justifica-se pelo objetivo único aqui presente, que é o de comparar os momentos máximos e mínimos nas seções de interesse.

Tabela 5.19: Momentos fletores e diferença percentual e combinações de momentos – Seções S<sub>4</sub> e S<sub>5</sub>.

Ação	Momento_Fletor (kN·m)		
	Sistema Convencional (S <sub>5</sub> )	Sistema Integral* (S <sub>4</sub> )	Diferença percentual (%)
Peso Próprio	4592	3515	-31
Sob. Permanente	1874	869	-116
Carga Móvel_ Máx	5476	3723	-47
Carga Móvel_ Mín	0	-920	-
Var. Temperatura Uniforme Positiva	0	-398	-
Var. Temperatura Uniforme Negativa	0	398	-
Var. Temperatura Não-Uniforme	0	440	-
Retração e Fluência	0	161	-
Empuxo de Terra	0	-158	-
Recalque de apoio	0	-128	-
<b>Combinação_ Máx</b>	<b>11942</b>	<b>9105</b>	<b>-31</b>
<b>Combinação_ Mín</b>	<b>-</b>	<b>-1604</b>	<b>-</b>

\* valores médios entre os obtidos para os três modelos (argila rijá, areia fofa e areia compacta).

Tabela 5.20: Momentos fletores e combinações de momentos – seção S<sub>10</sub>.

Ação	Momento_Fletores (kN·m)	
	Sistema Convencional	Sistema Integral
Peso Próprio	0	-1618
Sob. Permanente	0	-1574
Carga Móvel_ Máx	0	3
Carga Móvel_ Mín	0	-3561
Var. Temperatura Uniforme Positiva	0	458
Var. Temperatura Uniforme Negativa	0	-458
Var. Temperatura Não-Uniforme	0	1185
Retração e Fluência	0	-186
Empuxo de Terra	0	184
Recalque de apoio	0	-2363
<b>Combinação_ Máx</b>	<b>-</b>	<b>1831</b>
<b>Combinação_ Mín</b>	<b>-</b>	<b>-9760</b>

Na Tabela 5.19, pode-se observar que os momentos positivos no modelo convencional foram superiores aos obtidos na média dos modelos integrais. Essa diferença pode ser justificada pela existência de momentos fletores negativos nos viadutos integrais, na região de engastamento da superestrutura com os apoios. A combinação de momentos máximos nos modelos integrais (média dos valores) foi 31% inferior ao valor obtido no viaduto convencional.

Quanto aos momentos despertados na seção  $S_{10}$  (Tabela 5.20), observam-se momentos fletores apenas nos viadutos integrais.

O valor da combinação de momentos máximos positivos na seção  $S_{10}$  foi próximo à combinação de momentos mínimos negativos na seção  $S_4$  (em módulo). De forma semelhante, a combinação de momentos mínimos negativos na seção  $S_{10}$  (em módulo) foi próxima à combinação de momentos máximos positivos na seção  $S_4$ .

## 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As pontes integrais tiveram seu início nos Estados Unidos na década de 30, quando o Departamento de Transportes de Ohio passou a adotar como rotina o uso de estruturas contínuas em pontes com vãos múltiplos. A eliminação de juntas de dilatação e de aparelhos de apoio tornou esta alternativa vantajosa devido à redução de custos de manutenção. Isto fez com que sua utilização se difundisse em outros estados, sendo consolidado seu uso nos EUA na década de 70.

A não utilização de juntas resulta ainda em maior conforto aos usuários e no aumento da vida útil dos elementos da mesoestrutura. Por outro lado, a ausência de juntas e a ligação monolítica entre os elementos da super e mesoestrutura restringe a deformação longitudinal da superestrutura. Deste modo, os efeitos secundários (retração, fluência, recalque e gradiente térmico) passam a acarretar em solicitações relevantes, o que não ocorre nas pontes convencionais.

Quanto ao processo construtivo, abordado no Capítulo 4, foi observado que a prática mais comum é a adoção de superestruturas constituídas de vigas pré-moldadas de concreto protendido ou vigas de aço. Em ambos os casos, a ligação da superestrutura pode ser realizada por meio de lajes elásticas ou por continuidade nas vigas.

Neste trabalho, desenvolveu-se um estudo de caso para a comparação entre os esforços gerados em um sistema convencional biapoiado e em um sistema integral (considerando os solos: argila rija pré-adensada, areia fofa e areia compacta).

Os resultados obtidos mostraram a necessidade da consideração das ações de gradiente térmico, retração, fluência, empuxo de terra e recalque diferencial no projeto de viadutos integrais. A restrição ao deslocamento longitudinal da superestrutura faz com que estas ações despertem esforços consideráveis na mesma. Já no modelo de viaduto convencional, por não apresentar tal restrição de movimento, estas ações não resultam em esforço algum.

Observou-se que a média dos momentos fletores obtidos nos viadutos integrais no meio do vão foi inferior em 31%, para peso próprio, 116%, para sobrecarga permanente, e 47%, para carga móvel máxima, em relação aos momentos fletores apresentados pelo viaduto convencional. Com relação à combinação de momentos fletores máximos nestas seções, a média dos momentos obtidos nos viadutos integrais foi 31% menor que o valor obtido no viaduto convencional.

Os modelos de viadutos integrais, por sua vez, apresentaram momentos negativos nas extremidades dos vãos, com combinação de momentos mínimos

(negativos) na seção  $S_{10}$  da mesma ordem (em módulo) da combinação de momentos máximos (positivos) obtidos na seção  $S_4$ .

Entre os modelos de viadutos integrais, considerando os três tipos de solo abordados, foram observadas diferenças significativas entre os esforços despertados pelas ações de retração e fluência. Isto revela a importância da modelagem correta do solo considerado quando do projeto de uma estrutura integral, para que os esforços obtidos sejam condizentes com o comportamento real da estrutura.

Por meio deste trabalho pode-se concluir que o projeto de pontes integrais apresenta viabilidade estrutural. Quanto ao projeto, a diferença se faz, principalmente, pela necessidade da consideração do gradiente térmico, retração, fluência, empuxo de terra e recalque diferencial. A estrutura integral apresenta maior redundância, permitindo melhor distribuição dos carregamentos atuantes. Do ponto de vista econômico, a eliminação das juntas de dilatação reduz os custos de manutenção. Para os usuários, as pontes integrais proporcionam uma superfície de rolamento uniforme e não apresentam risco de acidentes causados por juntas em mau estado de manutenção.

## 6.1 Sugestões para Trabalhos Futuros

Como sugestões para continuidade em trabalhos futuros, citam-se:

- Avaliação do comportamento da superestrutura devido aos efeitos secundários e ao empuxo de terra em pontes ou viadutos de diferentes vãos, limitando-se a vãos de 91 m (BURKE, 2009);
- Influência de maior número de vãos nos esforços despertados na superestrutura da ponte ou viaduto integral;
- Uso de longarinas de aço na superestrutura;
- Estudo de ponte ou viaduto integral curvo em modelo tridimensional;
- Variação das características do solo de assentamento para análise do comportamento do sistema integral frente às ações de retração e fluência;
- Avaliação comparativa do comportamento estrutural de ponte ou viaduto semi-integral com estruturas integral e convencional;
- Comparação dos custos de construção de um sistema integral e de um sistema convencional, considerando também os esforços obtidos na meso e infraestrutura.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7187: Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido, Rio de Janeiro, 1987.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7197: Projeto de Estruturas de Concreto Protendido, Rio de Janeiro, 1989.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações, Rio de Janeiro, 1996.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7187: Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido, Rio de Janeiro, 2003a.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas, Rio de Janeiro, 2003b.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios, Rio de Janeiro, 2008.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e Outras Estruturas, Rio de Janeiro, 2013.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2014

ALMEIDA, V. S., *Influência da Distribuição Transversal de Cargas no Projeto de Vigas Protendidas de Pontes*. Projeto de Graduação, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2015.

ALVES, R. E., *Análise Estrutural de Pontes em Vigas Múltiplas de Concreto Protendido*. Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1994.

ALVES, R. V., *Pontes I*, Notas de aula do curso de Pontes I, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.



ALVES, R. V., **Concreto Protendido II**, Notas de aula do curso de Concreto Protendido II, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2017.

ARSOY, S., BARKER, R. M., DUNCAN, J. M., **The Behavior of Integral Abutment Bridges**, FHWA and Virginia Department of Transportation, FHWA/VTRC 00-CR3, Virginia, EUA, November 1999.

BURKE, M. P. Jr., **NCHRP Report 141: Bridge Deck Joints**, Transportation Research Board, Washington, DC, 1989.

BURKE, M. P., **Integral and Semi-integral Bridges**, 1<sup>st</sup> ed., Oxford, United Kingdom, Wiley-Blackwell, 2009.

BURLAND, J.B., **Discussion**. Proc.9 th.I.C.S.M.F.E., Tokyo, Vol 3, p. 381, 1977.

CHEN, Y., **Important Considerations, guidelines, and practical details of integral bridges**, Journal of Engineering Technology, Vol.14, Spring 1977, pp. 16-19.

COOKE, R. S., **The Concept and Construction of Integral Bridges**, In: Seminar on Design & Construction of Integral Bridges, Kuala Lumpur, 2003.

CORREIA, JOANA F. N., **Pontes Integrais – Estado da Arte**. Tese de M.Sc. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), Lisboa, Portugal, 2015.

DIAZ, E., **Concreto Protendido I**, Notas de aula do curso de Concreto Protendido I, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016a.

DIAZ, E., **Programa Inercia\_a\_Flexao**, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016b.

DICLELI, M., ALBHAISI S. M., 2003, **Maximum length of integral bridges supported on steel H-Piles driven in sand**, Engineering Structures, Elsevier, v. 25, n.21, pp. 1491-1504, USA, October, 2003.

DNIT, Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, **Norma DNIT 109 – Obras Complementares – Segurança no Tráfego Rodoviário – Projeto de Barreiras de Concreto – Procedimento**, Rio de Janeiro, 2009.

FHWA, Federal Highway Administration, **Connection Details for Prefabricated Bridge Elements and Systems**, Washington, 2009.

FIP, Federation Internationale de La Precontrainte, **Handbook on Practical Design – Examples on the Design of Concrete Structures**, Thomas Telford, London, 1990.

FIB, Fédération Internationale du Béton, **Guidance for Good Bridge Design**, Bulletin n°9.

FREITAS, A. C., **Aspectos Geotécnicos do Projeto de Fundações**, Notas de aula do curso de Aspectos Geotécnicos do Projeto de Fundações, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

GOMES, R. R. S., **Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada**. Tese de M. Sc., Programa de Projeto de Estruturas/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013.

HAMPSHIRE, S. C. S., **Apostila de Concreto Armado I**, Notas de aula do curso de Concreto Armado I, Escola Politécnica /UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2015.

HASTAK, M., MIRMIRAN, A., MILLER, R. A., CASTRODALE, R., SHAH, R., **State of Practice for Moment Connections in Prestressed Concrete Girders Made Continuous**, Journal of Bridge Engineering, v. 8, n°5, ASCE, Reston, 2003.

HECHLER, O., SOMMAVILLA, M. **Design of Composite Bridges According to Eurocodes**, Arcelor Mittal, 2009.

HIGHWAYS AGENCY, **BA 42/96 – The Design of Integral Bridges, Design Manual for Roads and Bridges – Volume I Highway Structures Approval Procedures and General Design**, London, 1996.

HUSAIN, I., HUH, B., LOW, B., MCCORMICK, M., **Moose Creek Bridge – Case Study of a prefabricated Integral Abutment Bridge in Canada**. In: *The 2005 – FHWA Conference*, pp.148-160, Baltimore, Maryland, EUA, March, 2005.

MARURI, R. F., PETRO, S. H., **Integral Abutments and Jointless Bridges (IAJB) 2004 Survey Summary**. In: The 2005 – FHWA Conference, pp.12-29 Baltimore, Maryland, EUA, March, 2005.

MATTOCK , A. H., **Precast – Prestressed Concrete Bridges – 5, Creep and Shrinkage Studies**, Journal of the PCA Research and Development Laboratories, v. 3, n. 2, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, May, 1961.

MENN, C., **Prestressed Concrete Bridges**, Springer-verlag, 1986.

MEYERHOF, G. G., **Soil Structures Interaction and Foundation**, General Report, 6 th Panam. Conf. S.M.F.E., Lima, Vol.1, 1979, pp 109-140.

NEW YORK DOT, New York Department of Transportation, **Bridge Manual**, 4<sup>th</sup> e., Albany, 2006.

PCI, Precast/Prestressed Concrete Institute, **Precast/Prestressed Integral Bridges**, Chicago, 2001.

PERLINGEIRO, M. S. P., **Análise Tridimensional de Estruturas Protendidas**, Tese M. Sc., UFF, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1998.

PFEIL, W., **Concreto Protendido Vol. 1 – Introdução**, Rio de Janeiro, RJ: LTC Editora, 1984.

PINHO, M. F., ARAÚJO, E. R., REGIS, P. A., **Pontes de encontros integrais – Conceito e aspectos de projeto**. Anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2009, 056-2011, São Paulo, Outubro, 2009.

PINHO, M. F., **Pontes Integrais Aspectos de Projeto e Construção**, Tese de Pós-Graduação, UFPE, Recife, PE, Brasil, 2011.

REIS, F. C., **Notas de aula de Pontes II**, Notas de aula do curso de Pontes II, Escola Politécnica /UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2017.

SCHIMID, M. T., **Perdas da Força de Protensão**, Rudloff Industrial Ltda., 2ª edição, revisão 01, 1998, Publicação Técnica. Disponível em:

<[http://www.rudloff.com.br/downloads/publicacao2\\_perdas\\_da\\_forca\\_de\\_protensao.pdf](http://www.rudloff.com.br/downloads/publicacao2_perdas_da_forca_de_protensao.pdf)>. Acesso em: 20 de março de 2017.

SCHIMID, M. T., **Concreto Protendido**, Rudloff Industrial Ltda., 2ª edição, revisão 06, 2015, Publicação Técnica. Disponível em: <[http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogo\\_concreto\\_protendido\\_rev-06.pdf](http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogo_concreto_protendido_rev-06.pdf)>. Acesso em: 20 de março de 2017.

SOARES, R. W., **Efeito da Variação de Temperatura em Pontes Integrais de Concreto com Fundações em Estacas de Aço**, Monografia de Graduação, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011.

SOUZA, C. F. F., **Continuidade estrutural em tabuleiros de pontes construídos com vigas pré-fabricadas. Soluções com ligação em betão armado**. Tese de M.Sc. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto, Portugal, 2004.

TIMOSHENKO, S. P., GERE, J. E., **Mecânica dos sólidos: Volume II**, 1ª edição, Rio de Janeiro, LTC, 1984.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R., **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas – volume único**, Brasil, Oficina de Textos, 2010.

VERÍSSIMO, G. S., CÉSAR JR, K. M. L., **Concreto Protendido – Perdas de Protensão**, Departamento de Engenharia Civil – Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas – Universidade Federal de Viçosa, 4ª edição, Julho, 1998. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/CP-vol2.pdf>>. Acesso em: 20 mar. 2017.

WHITE, H., **Integral Abutment Bridges: Comparison of Current Practice Between European Countries and the United States of America** – Special Report 152, New York State DOT, Albany, 2007.

YANNOTTI, A. P., ALAMPALLI, S., WHITE, H. L., **New York State Department of Transportation's Experience with Integral Abutments Bridges**. In: *The 2005 – FHWA Conference*, pp.41-49 Baltimore, Maryland, EUA, March, 2005.

## APÊNDICE A – VALORES DOS MOMENTOS FLETORES, ESFORÇOS CORTANTES E ESFORÇOS NORMAIS AO LONGO DO PRIMEIRO VÃO

### A.1 Peso Próprio

Tabela A.1: Momentos fletores, esforços cortantes e normais devidos à ação do peso próprio.

Seção	Distância (m)	Momentos fletores (kN-m)				Esforços cortantes (kN)				Esforços normais (kN)			
		Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional
		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta	
S0	0,00	-594	-461	-478	0	569,7	563,1	564	602,6	-135,0	-119,8	-123,7	0
S1	3,12	967	1080	1066	1664	436,6	430	430,9	469,2	-135,0	-119,8	-123,7	0
S2	6,24	2147	2239	2228	2945	319,6	313	313,9	351,9	-135,0	-119,8	-123,7	0
S3	9,36	2962	3033	3025	3860	202,6	196	196,9	234,6	-135,0	-119,8	-123,7	0
S4	12,48	3412	3462	3457	4409	85,6	79	79,9	117,3	-135,0	-119,8	-123,7	0
S5	15,60	3496	3526	3523	4592	-31,4	-38	-37,1	0	-135,0	-119,8	-123,7	0
S6	18,72	3216	3224	3225	4409	-148,4	-155	-154,1	-117,3	-135,0	-119,8	-123,7	0
S7	21,84	2571	2558	2607	3860	-265,4	-272	-271,1	-234,6	-135,0	-119,8	-123,7	0
S8	24,96	1560	1527	1534	2945	-382,4	-389	-388,1	-351,9	-135,0	-119,8	-123,7	0
S9	28,08	185	131	140	1664	-499,4	-506	-505,1	-469,2	-135,0	-119,8	-123,7	0
S10	31,20	-1573	-1647	-1635	0	-632,5	-589,1	-638,2	-602,6	-135,0	-119,8	-123,7	0

### A.2 Sobrecarga Permanente

Tabela A.2: Momentos fletores, esforços cortantes e normais devidos à ação da sobrecarga permanente.

Seção	Vão (m)	Momentos fletores (kN-m)				Esforços cortantes (kN)				Esforços normais (kN)			
		Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional
		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta	
S0	0,00	-579	-449	-466	0	209,6	203,2	204,1	240,2	-132,0	-116,7	-120,6	0
S1	3,12	1	110	96	675	161,6	155,1	156,0	192,2	-132,0	-116,7	-120,6	0
S2	6,24	430	519	508	1199	113,5	107,1	108,0	144,1	-132,0	-116,7	-120,6	0
S3	9,36	709	778	770	1574	65,5	59,0	59,9	96,1	-132,0	-116,7	-120,6	0
S4	12,48	838	887	882	1799	17,4	11,0	11,9	48,0	-132,0	-116,7	-120,6	0
S5	15,60	818	846	844	1874	-30,6	-37,1	-36,2	0,0	-132,0	-116,7	-120,6	0
S6	18,72	647	656	656	1799	-78,6	-85,1	-84,2	-48,0	-132,0	-116,7	-120,6	0
S7	21,84	327	315	319	1574	-126,7	-133,2	-132,3	-96,1	-132,0	-116,7	-120,6	0
S8	24,96	-143	-175	-169	1199	-174,7	-181,2	-180,3	-144,1	-132,0	-116,7	-120,6	0
S9	28,08	-763	-816	-806	675	-222,8	-229,3	-228,4	-192,2	-132,0	-116,7	-120,6	0
S10	31,20	-1533	-1606	-1594	0	-270,8	-277,9	-276,4	-240,2	-132,0	-116,7	-120,6	0

### A.3 Carga Móvel

Tabela A.3: Momentos fletores devidos à ação da carga móvel.

Seção	Momentos fletores (kN-m)															
	Viaduto integral - argila rija				Viaduto integral - areia fofa				Viaduto integral - areia compacta				Viaduto convencional			
	Sem impacto		Com impacto		Sem impacto		Com impacto		Sem impacto		Com impacto		Sem impacto		Com impacto	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
S0	19,7	-951	31	-1498	14,7	-688,9	23,2	-1085	15,0	-734,7	23,6	-1157	-	-	-	-
S4(int.)/S5(conv.)	2204	-479,3	3471	-754,9	2491	-687,6	3923	-1083	2397	-599,7	3775	-944,5	3477	0	5476	0
S10	3,4	-2246	5,4	-3537	2,3	-2242	3,6	-3531	2,6	-2269	4,1	-3574	0	0	0	0

Tabela A.4: Esforços cortantes devidos à ação da carga móvel.

Seção	Esforços cortantes (kN)															
	Viaduto integral - argila rija				Viaduto integral - areia fofa				Viaduto integral - argila				Viaduto convencional			
	Sem impacto		Com impacto		Sem impacto		Com impacto		Sem impacto		Com impacto		Sem impacto		Com impacto	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
S0 direita	432,7	-29,9	681,5	-47,1	430,5	-37,1	678,0	-58,4	429,9	-34,4	677,1	-54,2	448,8	0,0	706,9	0,0
S4(int.)/S5(conv.)	184,1	-137,8	290	-217	181,8	-145,2	286,3	-228,7	178,0	-146,6	280,4	-230,9	156,0	-156,0	245,7	-245,7
S10 esquerda	0,1	-482,3	0,2	-759,6	0,1	-489,4	0,2	-770,8	0,1	-488,6	0,2	-769,5	0,0	-448,8	0,0	-706,9
S10 direita	482,3	-0,1	759,6	-0,2	489,8	-0,1	771,4	-0,2	488,5	-0,1	769,4	-0,2	448,8	0,0	706,9	0,0

## A.4 Gradiente Térmico

### A.4.1. Variação uniforme de temperatura positiva

Tabela A.5: Momentos fletores, esforços cortantes e normais devidos à ação da variação uniforme de temperatura.

Seção	Vão (m)	Momentos fletores (kN-m)				Esforços cortantes (kN)				Esforços normais (kN)			
		Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional
		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta	
S0	0,00	-1028	-928,3	-947,8	0	48,6	43,7	44,8	0	-308,0	-294,6	-299,2	0
S1	3,12	-876,6	-791,8	-807,9	0	48,6	43,7	44,8	0	-308,0	-294,6	-299,2	0
S2	6,24	-725,0	-655,4	-668,1	0	48,6	43,7	44,8	0	-308,0	-294,6	-299,2	0
S3	9,36	-573,5	-518,9	-528,2	0	48,6	43,7	44,8	0	-308,0	-294,6	-299,2	0
S4	12,48	-421,9	-382,4	-388,4	0	48,6	43,7	44,8	0	-308,0	-294,6	-299,2	0
S5	15,60	-270,3	-246,0	-248,5	0	48,6	43,7	44,8	0	-308,0	-294,6	-299,2	0
S6	18,72	-118,8	-109,5	-108,7	0	48,6	43,7	44,8	0	-308,0	-294,6	-299,2	0
S7	21,84	32,8	27,0	31,2	0	48,6	43,7	44,8	0	-308,0	-294,6	-299,2	0
S8	24,96	184,4	163,4	171,0	0	48,6	43,7	44,8	0	-308,0	-294,6	-299,2	0
S9	28,08	335,9	299,9	310,8	0	48,6	43,7	44,8	0	-308,0	-294,6	-299,2	0
S10	31,20	487,5	436,4	450,7	0	48,6	43,7	44,8	0	-308,0	-294,6	-299,2	0

### A.4.2. Variação não uniforme de temperatura

Tabela A.6: Momentos fletores, esforços cortantes e normais devidos à ação da variação não uniforme de temperatura.

Seção	Distância (m)	Momentos fletores (kN-m)				Esforços cortantes (kN)				Esforços normais (kN)			
		Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional
		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta	
S0	0,00	-23,6	-61,6	-84,9	0	38,3	40,2	41,0	0	-31,1	-34,8	-36,2	0
S1	3,12	95,9	63,7	42,9	0	38,3	40,2	41,0	0	-31,1	-34,8	-36,2	0
S2	6,24	215,4	189,0	170,7	0	38,3	40,2	41,0	0	-31,1	-34,8	-36,2	0
S3	9,36	335,0	314,3	298,5	0	38,3	40,2	41,0	0	-31,1	-34,8	-36,2	0
S4	12,48	454,5	439,5	426,2	0	38,3	40,2	41,0	0	-31,1	-34,8	-36,2	0
S5	15,60	574,0	564,8	554,0	0	38,3	40,2	41,0	0	-31,1	-34,8	-36,2	0
S6	18,72	693,5	690,1	681,8	0	38,3	40,2	41,0	0	-31,1	-34,8	-36,2	0
S7	21,84	813,0	815,4	809,5	0	38,3	40,2	41,0	0	-31,1	-34,8	-36,2	0
S8	24,96	932,5	940,7	937,3	0	38,3	40,2	41,0	0	-31,1	-34,8	-36,2	0
S9	28,08	1052	1066	1065	0	38,3	40,2	41,0	0	-31,1	-34,8	-36,2	0
S10	31,20	1172	1191	1193	0	38,3	40,2	41,0	0	-31,1	-34,8	-36,2	0

## A.5 Protensão

### A.5.1 Primeira etapa de protensão

Tabela A.7: Momentos fletores, esforços cortantes e normais devidos à ação da primeira etapa de protensão.

Seção	Distância (m)	Momentos fletores (kN-m)	Esforços cortantes (kN)	Esforços normais (kN)
S0	0,00	-1730	-501,1	-5845
S1	3,12	-2605	-364,0	-5789
S2	6,24	-3515	-256,7	-5725
S3	9,36	-4000	-118,6	-5676
S4	12,48	-4098	-6,6	-5583
S5	15,60	-4020	0,0	-5505
S6	18,72	-4098	6,6	-5583
S7	21,84	-4000	118,6	-5676
S8	24,96	-3515	256,7	-5725
S9	28,08	-2605	364,0	-5789
S10	31,20	-1730	501,1	-5845

### A.5.2 Segunda etapa de protensão

Tabela A.8: Momentos fletores, esforços cortantes e normais devidos à ação da segunda etapa de protensão.

Seção	Distância (m)	Momentos fletores (kN-m)				Esforços cortantes (kN)				Esforços normais (kN)			
		Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional
		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta	
S0	0,00	1217	123,3	424,8	0	-562,1	-572,0	-587,1	-429,7	-3316	-3510	-3443	-1764
S1	3,12	-482,4	-1412	-1157,4	-1116,9	-464,5	-411,9	-427,1	-286,4	-3316	-3510	-3443	-1764
S2	6,24	-1682	-2447	-2239,2	-1787,4	-304,4	-251,8	-266,9	-143,2	-3316	-3510	-3443	-1764
S3	9,36	-2381	-2984	-3093,3	-2010,6	-144,4	-91,8	-106,9	0,0	-3316	-3510	-3443	-1764
S4	12,48	-2582	-3020	-2907	-2010,6	15,8	68,2	53,1	0,0	-3316	-3510	-3443	-1764
S5	15,60	-2332	-2606	-2539,8	-2010,6	144,9	197,5	182,3	0,0	-3316	-3510	-3443	-1764
S6	18,72	-1679	-1788	-1769,4	-2010,6	274,1	326,6	311,5	0,0	-3316	-3510	-3443	-1764
S7	21,84	-621,9	-567,9	-595,8	-2010,6	403,2	455,8	440,6	0,0	-3316	-3510	-3443	-1764
S8	24,96	837,9	1055,7	980,1	-1787,4	532,4	584,9	569,8	143,2	-3316	-3510	-3443	-1764
S9	28,08	2701	3081,6	2960,1	-1116,9	661,6	714,1	698,9	286,4	-3316	-3510	-3443	-1764
S10	31,20	3704	4249,8	4080,6	0	-18,0	34,6	19,4	429,7	-3316	-3510	-3443	-1764

### A.5.3 Protensão em tempo infinito

Tabela A.9: Momentos fletores, esforços cortantes e normais devidos à ação da protensão em tempo infinito.

Seção	Distância (m)	Momentos fletores (kN-m)				Esforços cortantes (kN)				Esforços normais (kN)			
		Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional
		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta	
S0	0,00	-427,7	-1339	-1088	-1442	-938,0	-894,2	-906,8	-775,6	-7634	-7796	-7740	-6341
S1	3,12	-2573	-3348	-3135	-3102	-690,4	-646,6	-659,2	-542,0	-7587	-7749	-7694	-6294
S2	6,24	-4331	-4968	-4795	-4419	-467,6	-423,8	-436,4	-333,2	-7534	-7696	-7640	-6241
S3	9,36	-5318	-5820	-5911	-5009	-219,1	-175,3	-187,9	-98,8	-7493	-7655	-7600	-6200
S4	12,48	-5567	-5932	-5838	-5091	7,6	51,4	38,8	-5,5	-7416	-7578	-7522	-6123
S5	15,60	-5293	-5521	-5467	-5026	120,8	164,6	152,0	0,0	-7351	-7513	-7457	-6058
S6	18,72	-4814	-4905	-4890	-5091	233,9	277,7	265,1	5,5	-7416	-7578	-7522	-6123
S7	21,84	-3852	-3807	-3830	-5009	434,8	478,6	466,0	98,8	-7493	-7655	-7600	-6200
S8	24,96	-2231	-2049	-2112	-4419	657,5	701,3	688,7	333,2	-7534	-7696	-7640	-6241
S9	28,08	79,9	397,2	295,9	-3102	854,7	898,4	885,8	542,0	-7587	-7749	-7694	-6294
S10	31,20	1645	2100	1959	-1442	402,6	446,4	433,8	775,6	-7634	-7796	-7740	-6341

## A.6 Retração e Fluência

Tabela A.10: Momentos fletores, esforços cortantes e normais devidos à ação da retração e da fluência.

Seção	Distância (m)	Momentos fletores (kN-m)				Esforços cortantes (kN)				Esforços normais (kN)			
		Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional
		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta	
S0	0,00	817,2	40,5	318,2	0	-38,6	-1,9	-15,0	0	145,4	7,9	63,6	0
S1	3,12	696,8	34,5	271,2	0	-38,6	-1,9	-15,0	0	145,4	7,9	63,6	0
S2	6,24	576,3	28,6	224,3	0	-38,6	-1,9	-15,0	0	145,4	7,9	63,6	0
S3	9,36	455,8	22,6	177,3	0	-38,6	-1,9	-15,0	0	145,4	7,9	63,6	0
S4	12,48	335,3	16,7	130,4	0	-38,6	-1,9	-15,0	0	145,4	7,9	63,6	0
S5	15,60	214,9	10,7	83,5	0	-38,6	-1,9	-15,0	0	145,4	7,9	63,6	0
S6	18,72	94,4	4,8	36,5	0	-38,6	-1,9	-15,0	0	145,4	7,9	63,6	0
S7	21,84	-26,1	-1,2	-10,4	0	-38,6	-1,9	-15,0	0	145,4	7,9	63,6	0
S8	24,96	-146,5	-7,2	-57,4	0	-38,6	-1,9	-15,0	0	145,4	7,9	63,6	0
S9	28,08	-267,0	-13,1	-104,3	0	-38,6	-1,9	-15,0	0	145,4	7,9	63,6	0
S10	31,20	-387,5	-19,1	-151,3	0	-38,6	-1,9	-15,0	0	145,4	7,9	63,6	0

## A.8 Empuxo de Terra

Tabela A.11: Momentos fletores, esforços cortantes e normais devidos ao empuxo de terra.

Seção	Distância (m)	Momentos fletores (kN-m)				Esforços cortantes (kN)				Esforços normais (kN)			
		Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional
		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta	
S0	0,00	-337,0	-417,5	-402,3	0	15,9	19,8	19,1	0	-127,2	-136,4	-134,3	0
S1	3,12	-287,3	-355,6	-342,8	0	15,9	19,8	19,1	0	-127,2	-136,4	-134,3	0
S2	6,24	-237,7	-293,7	-283,4	0	15,9	19,8	19,1	0	-127,2	-136,4	-134,3	0
S3	9,36	-188,0	-231,9	-223,9	0	15,9	19,8	19,1	0	-127,2	-136,4	-134,3	0
S4	12,48	-138,3	-170,0	-164,4	0	15,9	19,8	19,1	0	-127,2	-136,4	-134,3	0
S5	15,60	-88,6	-108,1	-105,0	0	15,9	19,8	19,1	0	-127,2	-136,4	-134,3	0
S6	18,72	-38,9	-46,3	-45,5	0	15,9	19,8	19,1	0	-127,2	-136,4	-134,3	0
S7	21,84	10,8	15,6	13,9	0	15,9	19,8	19,1	0	-127,2	-136,4	-134,3	0
S8	24,96	60,4	77,5	73,4	0	15,9	19,8	19,1	0	-127,2	-136,4	-134,3	0
S9	28,08	110,1	139,3	132,9	0	15,9	19,8	19,1	0	-127,2	-136,4	-134,3	0
S10	31,20	159,8	201,2	192,3	0	15,9	19,8	19,1	0	-127,2	-136,4	-134,3	0

## A.9 Recalque de Apoio

Tabela A.12: Momentos fletores, esforços cortantes e normais devidos ao recalque de apoio.

Seção	Distância (m)	Momentos fletores (kN-m)				Esforços cortantes (kN)				Esforços normais (kN)			
		Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional	Sistema integral			Sistema convencional
		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta		argila rija	areia fofa	areia compacta	
S0	0,00	1579	1246	1260	0	-130,9	-112,4	-114,8	0	303,5	288,7	228,7	0
S1	3,12	1171	894,8	901,8	0	-130,9	-112,4	-114,8	0	303,5	288,7	228,7	0
S2	6,24	762,1	544,0	543,7	0	-130,9	-112,4	-114,8	0	303,5	288,7	228,7	0
S3	9,36	353,7	193,2	185,6	0	-130,9	-112,4	-114,8	0	303,5	288,7	228,7	0
S4	12,48	-54,8	-157,6	-172,5	0	-130,9	-112,4	-114,8	0	303,5	288,7	228,7	0
S5	15,60	-463,2	-508,4	-530,7	0	-130,9	-112,4	-114,8	0	303,5	288,7	228,7	0
S6	18,72	-871,6	-859,3	-888,8	0	-130,9	-112,4	-114,8	0	303,5	288,7	228,7	0
S7	21,84	-1280	-1210	-1247	0	-130,9	-112,4	-114,8	0	303,5	288,7	228,7	0
S8	24,96	-1689	-1561	-1605	0	-130,9	-112,4	-114,8	0	303,5	288,7	228,7	0
S9	28,08	-2097	-1912	-1963	0	-130,9	-112,4	-114,8	0	303,5	288,7	228,7	0
S10	31,20	-2505	-2263	-2321	0	-130,9	-112,4	-114,8	0	303,5	288,7	228,7	0



## APÊNDICE B – CÁLCULO DA PROTENSÃO

### B.1 Protensão na Viga Isolada (Primeira Etapa)

Nesta etapa, a função da protensão é equilibrar o peso da viga e o da laje. O momento fletor máximo devido a esta ação ocorre no meio do vão e apresenta o valor:

$$M_{max} = 4592 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O diagrama de tensões no meio da viga devido ao seu peso próprio e ao peso da laje pode ser obtido pelas tensões de flexão no bordo superior e inferior, dadas pela teoria de resistência dos materiais (TIMOSHENKO, 1984):

- Tensão devida ao peso próprio da viga e da laje no bordo superior

$$\sigma_{pps\text{sup}} = \frac{M_z}{I_z} \cdot y_s$$

$$\sigma_{pps\text{sup}} = \frac{4592 \text{ kNm}}{0,290 \text{ m}^4} \times 0,875 \text{ m} = 13855 \text{ kN/m}^2$$

- Tensão devida ao peso próprio da viga e da laje no bordo inferior

$$\sigma_{pp\text{inf}} = \frac{M_z}{I_z} \cdot y_i$$

$$\sigma_{pp\text{inf}} = \frac{-4592 \text{ kNm}}{0,290 \text{ m}^4} \times 0,825 \text{ m} = -13063 \text{ kN/m}^2$$

A força de protensão utilizada deve ser suficiente para equilibrar no mínimo o peso próprio da viga e o da laje. Esta pode ser determinada igualando-se as tensões de flexão nos bordos superior e inferior da viga devido à protensão às respectivas tensões originadas pelo peso próprio e peso da laje.

- Tensão devida à protensão no bordo superior

$$\sigma_{prot \text{ sup}} = \frac{P}{A} + \frac{M_p}{I} \cdot y_{sup}$$

$$\frac{P_{sup}}{0,868 \text{ m}^2} - \frac{P_{sup} \cdot 0,725 \text{ m}}{0,290 \text{ m}^4} \cdot 0,875 \text{ m} = -13855 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{sup} = 13381 \text{ kN}$$

- Tensão devida à protensão no bordo inferior

$$\sigma_{prot \text{ inf}} = \frac{P}{A} + \frac{M_p}{I} \cdot y_{inf}$$

$$\frac{P_{inf}}{0,868 \text{ m}^2} + \frac{P_{inf} \cdot 0,725 \text{ m}}{0,290 \text{ m}^4} \cdot 0,825 \text{ m} = 13063 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{inf} = 4064 \text{ kN}$$

O valor da força de protensão adotada deve estar entre os valores  $P_{inf}$  e  $P_{sup}$ , que equilibram, respectivamente, as tensões superior e inferior devidas ao peso próprio da viga e da laje.

A força de protensão deve ser verificada ainda quanto ao esmagamento no bordo inferior. A soma das tensões neste bordo deve ser inferior à metade do  $f_{ck}$  do concreto.

- Verificação quanto ao esmagamento no bordo inferior

$$\sigma_{prot\ inf} + \sigma_{pp\ inf} = 0,5 \cdot f_{ck}$$

$$\frac{P_{esm}}{0,868m^2} + \frac{P_{esm} \cdot 0,725m}{0,290m^4} \cdot 0,825m - 13063kN/m^2 \leq 0,5 \times 35000kN/m^2$$

$$P_{esm} \leq 9508\ kN$$

Logo, o valor da força de protensão deve assumir um valor entre 4064 kN ( $P_{inf}$ ) e 9508kN ( $P_{esm}$ ). É suficiente a utilização de três cabos, cada um com 10 cordoalhas de 15,2mm, totalizando uma força inicial de protensão de 1960 kN por cabo. (na primeira etapa de protensão), de acordo com o trabalho realizado na disciplina de Concreto Protendido I.

- Determinação das solicitações na viga pelo método de ALVES

Foram determinadas por meio de uma planilha Excel, a qual é apresentada na Tabela 5.18.

- Determinação das solicitações na viga pelo método de LIN

Considerou-se 3 cabos de protensão na primeira etapa, cada cabo com 10 cordoalhas de 15,2 mm de diâmetro, e uma força de protensão inicial por cordoalha de 196 kN. Logo, a força total vale:

$$P = 196kN \times 10\ cordoalhas \times 3\ cabos = 5880\ kN$$

Adotando um valor de flecha de 0,55 m e considerando o cabo horizontal a partir da seção  $S_3$ , o valor das cargas de desvio verticais é:

$$q = \frac{8 \times 5880kN \times 0,55m}{(9,36m \times 2)^2} = 74\ kN/m$$

$$\alpha = \frac{4}{L} \cdot f1 = \frac{4}{9,36m \times 2} \cdot 0,55m = 0,12\ rad$$

$$P_y = P \cdot \alpha = 706kN$$

$$M = P \cdot 0,22m = 1294kN \cdot m$$

## B.2 Protensão na Viga em sua Posição Final (Segunda Etapa)

A segunda etapa de protensão foi determinada de modo a manter as tensões de compressão inferiores a  $0,50 f_{ck}$  e as tensões de tração limitadas a  $0,10 f_{ck}$ .

- **Viaduto convencional**

As tensões obtidas no bordo superior da laje ( $\sigma_{sL}$ ), no bordo superior da viga ( $\sigma_{sV}$ ) e no bordo inferior da viga ( $\sigma_i$ ) são apresentadas nas tabelas a seguir, exceto as relativas à segunda etapa de protensão, que foram determinadas a partir destas.

Tabela B.1: Tensões na fase 1 no viaduto convencional.

<b>Fase 1: Peso Viga + 1ª etapa Protensão</b>			
	S0	S5	S10
A1 (m <sup>2</sup> )	1,280	0,868	1,280
Ws1(m)	0,421	0,331	0,421
Wi1(m)	0,371	0,351	0,371
M_peso da viga (kN·m)	0	2657,2	0
M_1ª etapa protensão (kN·m)	-1730	-4020	-1730
$\Sigma M$ fase 1(kN·m)	-1730	-1363	-1730
N_peso da viga (kN)	0	0	0
N_1ª etapa protensão (kN)	-5845	-5505	-5845
$\Sigma N$ fase 1(kN)	-5845	-5505	-5845
$\sigma_V$ (MPa)	<b>0,45</b>	<b>2,23</b>	<b>0,45</b>
$\sigma_i$ (MPa)	<b>9,23</b>	<b>10,22</b>	<b>9,23</b>

Tabela B.2: Tensões na fase 2 no viaduto convencional.

<b>Fase 2: Fase 1 + Peso Laje + Sobrecarga Perm.</b>			
	S0	S5	S10
A2 (m <sup>2</sup> )	1,914	1,502	1,914
Ws2 (m)	0,958	0,953	0,958
WsV(m)	1,113	1,118	1,113
Wi2 (m)	0,570	0,522	0,570
M_peso da laje (kN·m)	0	1922,5	0
M_sobrec. permanente (kN·m)	0	1874	0
$\Sigma M$ fase 2 (kN·m)	0	3797	0
N_peso da laje (kN)	0	0	0
N_sobrec. permanente(kN)	0	0	0
$\Sigma N$ fase 2 (kN)	0	0	0
$\sigma_L$ (MPa)	<b>0,00</b>	<b>3,98</b>	<b>0,00</b>
$\sigma_V$ (MPa)	<b>0,45</b>	<b>5,62</b>	<b>0,45</b>
$\sigma_i$ (MPa)	<b>9,23</b>	<b>2,95</b>	<b>9,23</b>

Tabela B.3: Esforços na fase 4 no viaduto convencional.

<b>Fase 4: Fase 3 + Ações não-permanentes</b>			
	S0	S5	S10
M_carga móvel máx. (kN·m)	0	0	0
M_carga móvel mín. (kN·m)	0	5476,1	0
M_ΔT uniforme positiva (kN·m)	0	0	0
M_ΔT uniforme negativa (kN·m)	0	0	0
M_ΔT não uniforme(kN·m)	0	0	0
ΣM_máx (kN·m)	0	5476,1	0
ΣM_mín (kN·m)	0	0	0
N_ΔT uniforme positiva (kN)	0	0	0
N_ΔT uniforme negativa (kN)	0	0	0
N_ΔT não uniforme (kN)	0	0	0
ΣN (corresp. M máx) (kN)	0	0	0
ΣN (corresp. M mín) (kN)	0	0	0

Tabela B.4: Tensões na fase 4 no viaduto convencional (momentos máximos).

<b>Fase 4: Tensões relativas ao ΣM_máx</b>			
	S0	S5	S10
σ <sub>L</sub> (MPa)	<b>0,00</b>	<b>9,73</b>	<b>0,00</b>
σ <sub>V</sub> (MPa)	<b>0,45</b>	<b>10,52</b>	<b>0,45</b>
σ <sub>i</sub> (MPa)	<b>9,23</b>	<b>-7,53</b>	<b>9,23</b>

Tabela B.5: Tensões na fase 4 no viaduto convencional (momentos mínimos).

<b>Fase 4: Tensões relativas ao ΣM_min</b>			
	S0	S5	S10
σ <sub>L</sub> (MPa)	<b>0,00</b>	<b>3,98</b>	<b>0,00</b>
σ <sub>V</sub> (MPa)	<b>0,45</b>	<b>5,62</b>	<b>0,45</b>
σ <sub>i</sub> (MPa)	<b>9,23</b>	<b>2,95</b>	<b>9,23</b>

Deseja-se obter uma tensão de 5 MPa na seção S<sub>5</sub>. Considerando a distância do cabo ao bordo superior de 0,10m (distância mínima), a protensão a ser aplicada deve ser:

$$5000 = \frac{P}{1,502} + \frac{P \cdot (1,24 - 0,10)^2}{0,648}$$

$$P = 1872 \text{ kN}$$

Utilizando 1 cabo de protensão com 10 cordoalhas de diâmetro 15,2mm, a força de protensão suportada é de aproximadamente 1960kN, conforme o trabalho de Concreto Protendido I.

$$P_{final} = 1960 \text{ kN}$$

- Carga equivalente pelo método de LIN

Adotando um valor de flecha de 1,14 m e considerando o cabo horizontal a partir da seção S<sub>3</sub>, o valor das cargas de desvio verticais vale:

$$q = \frac{8 \times 1960 \text{ kN} \times 1,14 \text{ m}}{(9,36 \text{ m} \times 2)^2} = 51 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = \frac{4}{L} \cdot f1 = \frac{4}{9,36 \times 2} \cdot 1,14 = 0,24 \text{ rad}$$

$$P_y = P \cdot \alpha = 477 \text{ kN}$$

Após a aplicação da segunda etapa, as tensões obtidas foram:

Tabela B.6: Tensões na fase 4 no viaduto convencional considerando a segunda etapa de protensão (momentos máximos).

<b>Fase 4: Tensões relativas ao <math>\Sigma M_{\text{máx}}</math></b>			
	S0	S5	S10
<b><math>\sigma_L</math> (MPa)</b>	<b>0,92</b>	<b>8,79</b>	<b>0,92</b>
<b><math>\sigma_V</math> (MPa)</b>	<b>0,45</b>	<b>10,52</b>	<b>0,45</b>
<b><math>\sigma_i</math> (MPa)</b>	<b>10,15</b>	<b>-2,50</b>	<b>10,15</b>

Tabela B.7: Tensões na fase 4 no viaduto convencional considerando a segunda etapa de protensão (momentos mínimos).

<b>Fase 4: Tensões relativas ao <math>\Sigma M_{\text{min}}</math></b>			
	S0	S5	S10
<b><math>\sigma_L</math> (MPa)</b>	<b>0,92</b>	<b>3,05</b>	<b>0,92</b>
<b><math>\sigma_V</math> (MPa)</b>	<b>1,38</b>	<b>5,00</b>	<b>1,38</b>
<b><math>\sigma_i</math> (MPa)</b>	<b>10,15</b>	<b>7,98</b>	<b>10,15</b>

As tensões de compressão estiveram abaixo do limite de 0,50 fck. O valor de tensão de tração foi inferior a 0,10 fck. Esta tensão pode ser equilibrada com armadura comum.

- **Viaduto integral assente em argila rija**

As tensões obtidas no bordo superior da laje ( $\sigma_{sL}$ ), no bordo superior da viga ( $\sigma_{sV}$ ) e no bordo inferior da viga ( $\sigma_i$ ) são apresentadas nas tabelas a seguir, exceto as relativas à segunda etapa de protensão, que foram determinadas a partir destas.

Tabela B.8: Tensões na fase 1 no viaduto integral assente em argila rija.

<b>Fase 1: Peso Viga + 1ª etapa Protensão</b>			
	S0	S4	S10
A1 (m <sup>2</sup> )	1,280	0,868	1,280
Ws1(m)	0,421	0,331	0,421
Wi1(m)	0,371	0,351	0,371
M_peso da viga (kN·m)	0	2552	0
M_1ª etapa protensão (kN·m)	-1730	-4098	-1730
<b>ΣM fase 1(kN·m)</b>	<b>-1730</b>	<b>-1547</b>	<b>-1730</b>
N_peso da viga (kN)	0	0	0
N_1ª etapa protensão (kN)	-5845	-5583	-5845
<b>ΣN fase 1(kN)</b>	<b>-5845</b>	<b>-5583</b>	<b>-5845</b>
<b>σ<sub>V</sub> (MPa)</b>	<b>0,45</b>	<b>1,76</b>	<b>0,45</b>
<b>σ<sub>i</sub> (MPa)</b>	<b>9,23</b>	<b>10,83</b>	<b>9,23</b>

Tabela B.9: Tensões na fase 2 no viaduto integral assente em argila rija.

<b>Fase 2: Fase 1 + Peso Laje + Sobrecarga Perm.</b>			
	S0	S4	S10
A2 (m <sup>2</sup> )	1,914	1,502	1,914
Ws2 (m)	0,958	0,953	0,958
WsV(m)	1,113	1,118	1,113
Wi2 (m)	0,570	0,522	0,570
M_peso da laje (kN·m)	-594	860	-1573
M_sobrec. permanente (kN·m)	-579	838	-1533
<b>ΣM fase 2 (kN·m)</b>	<b>-1173</b>	<b>1698</b>	<b>-3106</b>
N_peso da laje (kN)	-136	-136	-136
N_sobrec. permanente(kN)	-132	-132	-132
<b>ΣN fase 2 (kN)</b>	<b>-268</b>	<b>-268</b>	<b>-268</b>
<b>σ<sub>L</sub> (MPa)</b>	<b>-1,09</b>	<b>1,96</b>	<b>-3,10</b>
<b>σ<sub>V</sub> (MPa)</b>	<b>-0,46</b>	<b>3,46</b>	<b>-2,20</b>
<b>σ<sub>i</sub> (MPa)</b>	<b>11,43</b>	<b>7,76</b>	<b>14,82</b>

Tabela B.10: Esforços na fase 4 no viaduto integral.

<b>Fase 4: Fase 3 + Ações não-permanentes</b>			
	S0	S4	S10
M_carga móvel máx. (kN·m)	-1498	-754,9	-3537
M_carga móvel mín. (kN·m)	31	3471	5,4
M_ΔT uniforme positiva (kN·m)	-1028	-422	488
M_ΔT uniforme negativa (kN·m)	1028	422	-488
M_ΔT não uniforme(kN·m)	-23,6	455	1172
ΣM_máx (kN·m)	1059	4347,5	1660
ΣM_mín (kN·m)	-2549,6	-1177	-4025
N_ΔT uniforme positiva (kN)	300	300	300
N_ΔT uniforme negativa (kN)	-300	-300	-300
N_ΔT não uniforme (kN)	-34	-34	-34
ΣN_corresp. M máx (kN)	-300	-334	266
ΣN_corresp. M mín (kN)	266	300	-300

Tabela B.11: Tensões na fase 4 no viaduto integral (momentos máximos).

<b>Tensões referentes aos M_máx</b>			
	S0	S4	S10
σ <sub>L</sub> (MPa)	0,18	6,74	-1,51
σ <sub>V</sub> (MPa)	0,65	7,57	-0,84
σ <sub>i</sub> (MPa)	9,73	-0,34	11,77

Tabela B.12: Tensões na fase 4 no viaduto integral (momentos mínimos).

<b>Tensões referentes aos M_min</b>			
	S0	S4	S10
σ <sub>L</sub> (MPa)	-3,89	0,52	-7,15
σ <sub>V</sub> (MPa)	-2,89	2,20	-5,66
σ <sub>i</sub> (MPa)	15,76	9,81	22,04

Verificou-se que a maior tensão de tração, de -7,15 MPa, foi obtida no bordo superior da laje na seção S<sub>10</sub>. Logo, o dimensionamento da protensão na segunda etapa foi calculado com base neste valor.

Deseja-se obter uma tensão de 4 MPa na seção S<sub>10</sub>. Considerando a distância do cabo ao bordo superior de 0,10m (distância mínima), a protensão a ser aplicada deve ser:

$$4000 = \frac{P}{1,914} + \frac{P \cdot (0,716 - 0,10)^2}{0,686}$$

$$P = 3719kN$$

Utilizando cabos de protensão com 10 cordoalhas de diâmetro 15,2 mm cada, a força de protensão suportada por cada um é de 1960 kN, conforme o trabalho de Concreto Protendido I. Logo, são necessários 2 cabos.

$$P_{final} = 3920 \text{ kN}$$

- Carga equivalente pelo método de LIN

A determinação das cargas distribuídas verticais na longarina foi obtida pelo método de LIN. O cabo foi dividido em 5 trechos parabólicos, conforme mostra a Figura B.6.1.

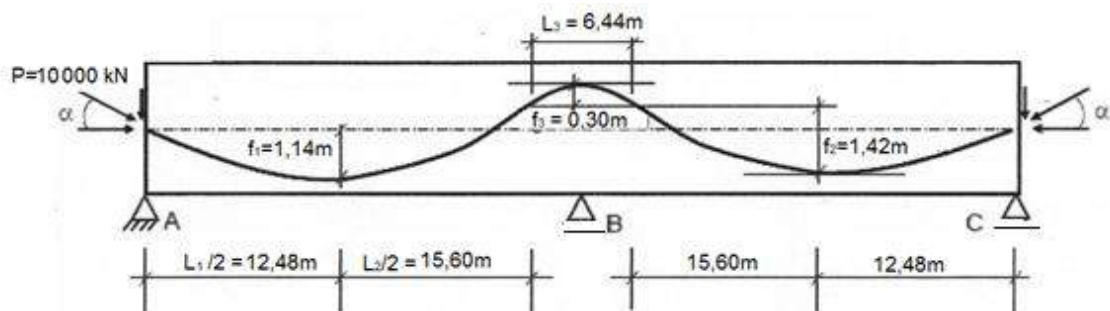


Figura B.6.1: Cabo equivalente dividido em trechos com suas respectivas flechas para a aplicação do método de LIN.

As cargas verticais distribuídas são obtidas pelo método de LIN e são apresentadas na Figura B.6.2:

$$\alpha = \frac{4}{V_{\text{vão}}} \cdot f_1 = \frac{4}{12,48 \times 2} \cdot 1,14 = 0,18 \text{ rad}$$

$$P_y = P \alpha = 706 \text{ kN}$$

$$q_1 = \frac{8 \cdot P \cdot f_1}{L^2} = \frac{8 \times 3920 \times 1,14}{(12,48 \times 2)^2} = 57 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = \frac{8 \cdot P \cdot f_2}{L^2} = \frac{8 \times 3920 \times 1,42}{(15,60 \times 2)^2} = 46 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = \frac{8 \cdot P \cdot f_3}{L^2} = \frac{8 \times 3920 \times 0,30}{(6,24)^2} = 242 \text{ kN/m}$$

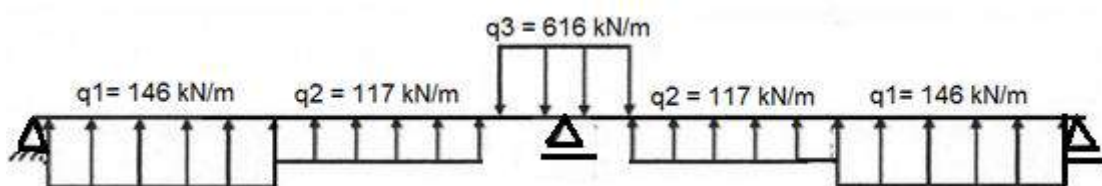


Figura B.6.2: Cargas de desvio determinadas pelo método de LIN.



Considerando a segunda etapa de protensão, as tensões obtidas foram:

Tabela B.13: Tensões na fase 4 no viaduto integral assente em argila rija considerando a segunda etapa de protensão (momentos máximos).

<b>Tensões referentes aos M<sub>máx</sub></b>			
	S0	S4	S10
<b><math>\sigma_L</math> (MPa)</b>	<b>3,18</b>	<b>6,24</b>	<b>4,09</b>
<b><math>\sigma_V</math> (MPa)</b>	<b>3,47</b>	<b>7,47</b>	<b>4,22</b>
<b><math>\sigma_i</math> (MPa)</b>	<b>9,32</b>	<b>6,81</b>	<b>7,00</b>

Tabela B.14: Tensões na fase 4 no viaduto integral assente em argila rija considerando a segunda etapa de protensão (momentos mínimos).

<b>Tensões referentes aos M<sub>min</sub></b>			
	S0	S4	S10
<b><math>\sigma_L</math> (MPa)</b>	<b>-0,88</b>	<b>0,02</b>	<b>-1,55</b>
<b><math>\sigma_V</math> (MPa)</b>	<b>-0,06</b>	<b>2,10</b>	<b>-0,60</b>
<b><math>\sigma_i</math> (MPa)</b>	<b>15,36</b>	<b>16,97</b>	<b>17,27</b>

As tensões de compressão estiveram dentro do limite de 0,50 fck. Os valores de tensões de tração foram inferiores a 0,10 fck, podendo ser equilibrados com armadura comum.

### B.3 Protensão na Viga em Tempo Infinito

- **Viaduto convencional**

Tabela B.15: Tensões na fase 4 no viaduto convencional considerando a protensão em tempo infinito (momentos máximos).

<b>Fase 4: Tensões relativas ao <math>\Sigma M_{máx}</math></b>			
	S0	S4	S10
<b><math>\sigma_L</math> (MPa)</b>	<b>0,78</b>	<b>8,93</b>	<b>0,78</b>
<b><math>\sigma_V</math> (MPa)</b>	<b>0,45</b>	<b>10,52</b>	<b>0,45</b>
<b><math>\sigma_i</math> (MPa)</b>	<b>10,01</b>	<b>-3,26</b>	<b>10,01</b>

Tabela B.16: Tensões na fase 4 no viaduto convencional considerando a protensão em tempo infinito (momentos mínimos).

<b>Fase 4: Tensões relativas ao <math>\Sigma M_{máx}</math></b>			
	S0	S4	S10
<b><math>\sigma_L</math> (MPa)</b>	<b>0,78</b>	<b>3,19</b>	<b>0,78</b>
<b><math>\sigma_V</math> (MPa)</b>	<b>1,24</b>	<b>5,09</b>	<b>1,24</b>
<b><math>\sigma_i</math> (MPa)</b>	<b>10,01</b>	<b>7,22</b>	<b>10,01</b>

- **Viaduto integral**

Tabela B.17: Tensões na fase 4 no viaduto integral assente em argila rija considerando a protensão em tempo infinito (momentos máximos).

<b>Tensões referentes aos M_máx</b>			
	S0	S4	S10
$\sigma_L$ (MPa)	<b>2,73</b>	<b>6,32</b>	<b>3,25</b>
$\sigma_V$ (MPa)	<b>3,05</b>	<b>7,48</b>	<b>3,46</b>
$\sigma_i$ (MPa)	<b>9,38</b>	<b>5,74</b>	<b>7,72</b>

Tabela B.18: Tensões na fase 4 no viaduto integral assente em argila rija considerando a protensão em tempo infinito (momentos mínimos).

<b>Tensões referentes aos M_min</b>			
	S0	S4	S10
$\sigma_L$ (MPa)	<b>-1,33</b>	<b>0,10</b>	<b>-2,39</b>
$\sigma_V$ (MPa)	<b>-0,49</b>	<b>2,12</b>	<b>-1,36</b>
$\sigma_i$ (MPa)	<b>15,42</b>	<b>15,89</b>	<b>17,99</b>

## APÊNDICE C – RELAÇÃO MOMENTO FLETOR X SEÇÃO

As relações momentos fletores x seção referentes aos modelos do Capítulo 5 são apresentadas por meio de tabelas apresentando os momentos máximos obtidos.

### C.1 Peso Próprio

Tabela C.1: Momentos máximos e diferença percentual, considerando a ação do peso próprio.

	Momentos fletores máximos (kN·m)				Viaduto convencional	Diferença percentual (%)
	Viaduto integral					
	Argila rija	Areia fofa	Areia compacta	Média		
<b>Positivo</b>	3496	3526	3523	3515	4592	-31
<b>Negativo</b>	-1573	-1647	-1635	-1618	-	-

### C.2 Sobrecarga Permanente

Tabela C.2: Momentos máximos e diferença percentual, sob a ação da sobrecarga permanente.

	Momentos fletores máximos (kN·m)				Viaduto convencional	Diferença percentual (%)
	Viaduto integral					
	Argila rija	Areia fofa	Areia compacta	Média		
<b>Positivo</b>	838	887	882	869	1874	-116
<b>Negativo</b>	-1533	-1606	-1594	-1600	-	-

### C.3 Carga Móvel

Tabela C.3: Momentos máximos e mínimos nos modelos de viadutos integrais, sob a ação da carga móvel.

Seção	Momentos fletores (kN-m)											
	Viaduto integral - argila rija				Viaduto integral - areia fofa				Viaduto integral - areia compacta			
	Sem impacto		Com impacto		Sem impacto		Com impacto		Sem impacto		Com impacto	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
S0	19,7	-951,0	31,0	-1498	14,7	-688,9	23,2	-1085	15,0	-734,7	23,6	-1157
S4	2204	-479,3	3471	-754,9	2491	-687,6	3923	-1083	2397	-599,7	3775	-944,5
S10	3,4	-2246	5,4	-3537	2,3	-2242	3,6	-3531	2,6	-2269	4,1	-3574

Tabela C.4: Comparação entre momentos máximos e mínimos, sob a ação da carga móvel.

Seção	Momentos fletores (kN-m)								Diferença percentual (%)			
	Média - viaduto integral				Viaduto convencional				Sem impacto		Com impacto	
	Sem impacto		Com impacto		Sem impacto		Com impacto		Sem impacto		Com impacto	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
S0	16	-792	26	-1247	0	0	0	0	-	-	-	-
S4(int)	2364	-588,9	3723	-927,5	3477	0	5476	0	-47	-	-47	-
S10	2,8	-2252	4,4	-3548	0	0	0	0	-	-	-	-

## C.4 Gradiente Térmico

Tabela C.5: Momentos máximos, considerando a variação uniforme de temperatura positiva.

Momentos fletores máximos (kN·m)					
	Viaduto integral				Viaduto convencional
	Argila rija	Areia fofa	Areia compacta	Média	
<b>Positivo</b>	488	436	451	458	-
<b>Negativo</b>	-1028	-928	-948	-968	-

Tabela C.6: Momentos máximos, considerando a variação não uniforme de temperatura.

Momentos fletores máximos (kN·m)					
	Viaduto integral				Viaduto convencional
	Argila rija	Areia fofa	Areia compacta	Média	
<b>Positivo</b>	1172	1191	1192	1185	-
<b>Negativo</b>	-	-61,6	-84,9	-73,3	-

## C.5 Protensão

### C.5.1 Segunda etapa de protensão

Tabela C.7: Momentos máximos e diferença percentual, devido à segunda etapa de protensão.

Momentos fletores máximos (kN·m)						Diferença percentual (%)
	Viaduto integral				Viaduto convencional	
	Argila rija	Areia fofa	Areia compacta	Média		
<b>Positivo</b>	3704	4250	4081	4011	-	-
<b>Negativo</b>	-2582	-3020	-2907	-2836	-2011	29

### C.5.2 Protensão em tempo infinito

Tabela C.8: Momentos máximos e diferença percentual, considerando a protensão em tempo infinito.

Momentos fletores máximos (kN·m)						Diferença percentual (%)
	Viaduto integral				Viaduto convencional	
	Argila rija	Areia fofa	Areia compacta	Média		
<b>Positivo</b>	1645	2100	1959	1901	-	-
<b>Negativo</b>	-5567	-5932	-5838	-5779	-5091	12

## C.6 Retração e Fluência

Tabela C.9: Momentos máximos, considerando a ação da retração e fluência.

Momentos fletores máximos (kN·m)					
	Viaduto integral				Viaduto convencional
	Argila rija	Areia fofa	Areia compacta	Média	
<b>Positivo</b>	817,2	40,5	318,2	392,0	-
<b>Negativo</b>	-387,5	-19,1	-151,3	-186,0	-

### C.7 Empuxo de Terra

Tabela C.10: Momentos máximos, considerando a ação do empuxo.

<b>Momentos fletores máximos (kN·m)</b>					
	<b>Viaduto integral</b>				<b>Viaduto convencional</b>
	<b>Argila rija</b>	<b>Areia fofa</b>	<b>Areia compacta</b>	<b>Média</b>	
<b>Positivo</b>	159,8	201,2	192,3	184,4	-
<b>Negativo</b>	-337,0	-417,5	-402,3	-385,6	-

### C.8 Recalque de Apoio

Tabela C.11: Momentos máximos, considerando a ação do recalque diferencial.

<b>Momentos fletores máximos (kN·m)</b>					
	<b>Viaduto integral</b>				<b>Viaduto convencional</b>
	<b>Argila rija</b>	<b>Areia fofa</b>	<b>Areia compacta</b>	<b>Média</b>	
<b>Positivo</b>	1579	1246	1260	1362	-
<b>Negativo</b>	-2505	-2263	-2321	-2363	-

## APÊNDICE D – RELAÇÃO ESFORÇOS NORMAIS X SEÇÃO

As relações esforços normais x seção referentes aos modelos do Capítulo 5 são apresentadas por meio de tabelas apresentando os esforços normais máximos obtidos e gráficos de esforços normais ao longo do primeiro vão para cada ação considerada no item 5.6.

Observa-se que não foram despertados esforços normais no modelo de viaduto convencional, exceto no carregamento de protensão. Nos modelos de viadutos integrais os normais foram constantes.

### D.1 Peso Próprio

Tabela D.1: Esforços normais máximos considerando a ação do peso próprio.

Esforços normais máximos (kN)				
Viaduto integral				Viaduto convencional
Argila rijá	Areia fofa	Areia compacta	Média	
-135,0	-119,8	-123,7	-126,2	-

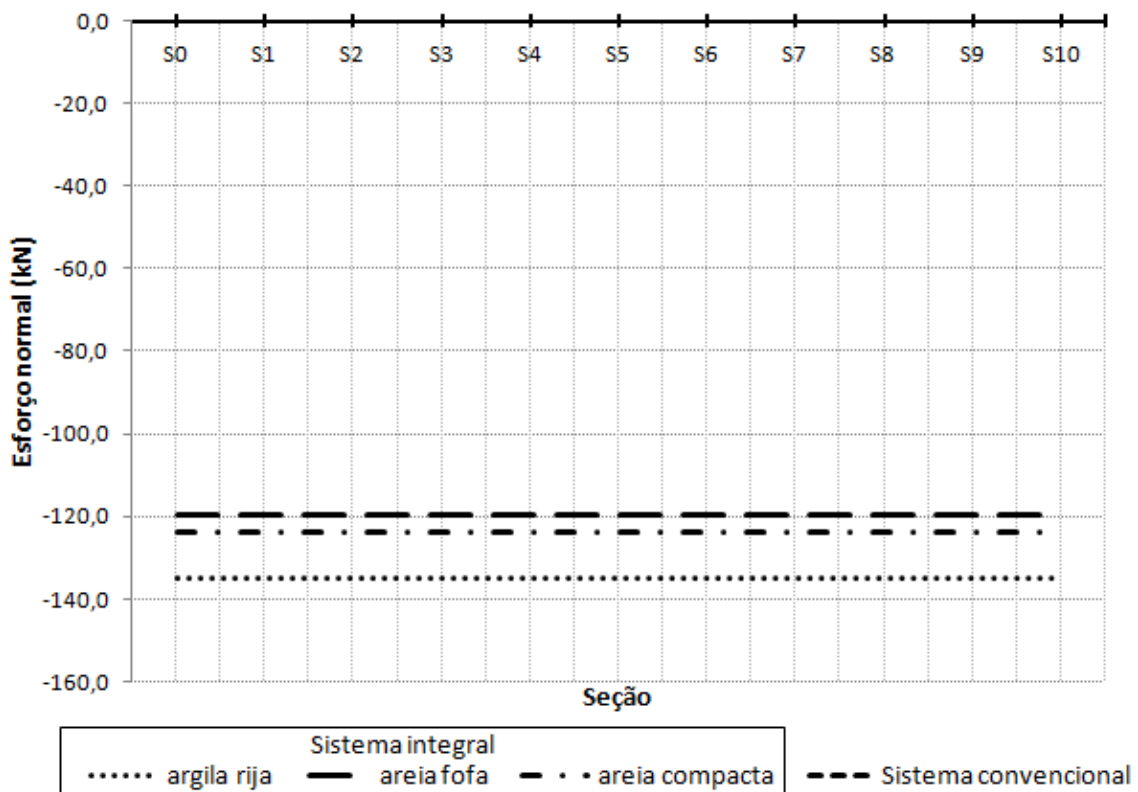


Figura D.1: Esforços normais ao longo do primeiro vão, considerando a ação do peso próprio.

## D.2 Sobrecarga Permanente

Tabela D.2: Esforços normais máximos devidos à ação da sobrecarga permanente.

Esforços normais máximos (kN)				
Viaduto integral				Viaduto convencional
Argila rija	Areia fofa	Areia compacta	Média	
-132,0	-116,7	-120,6	-123,1	-

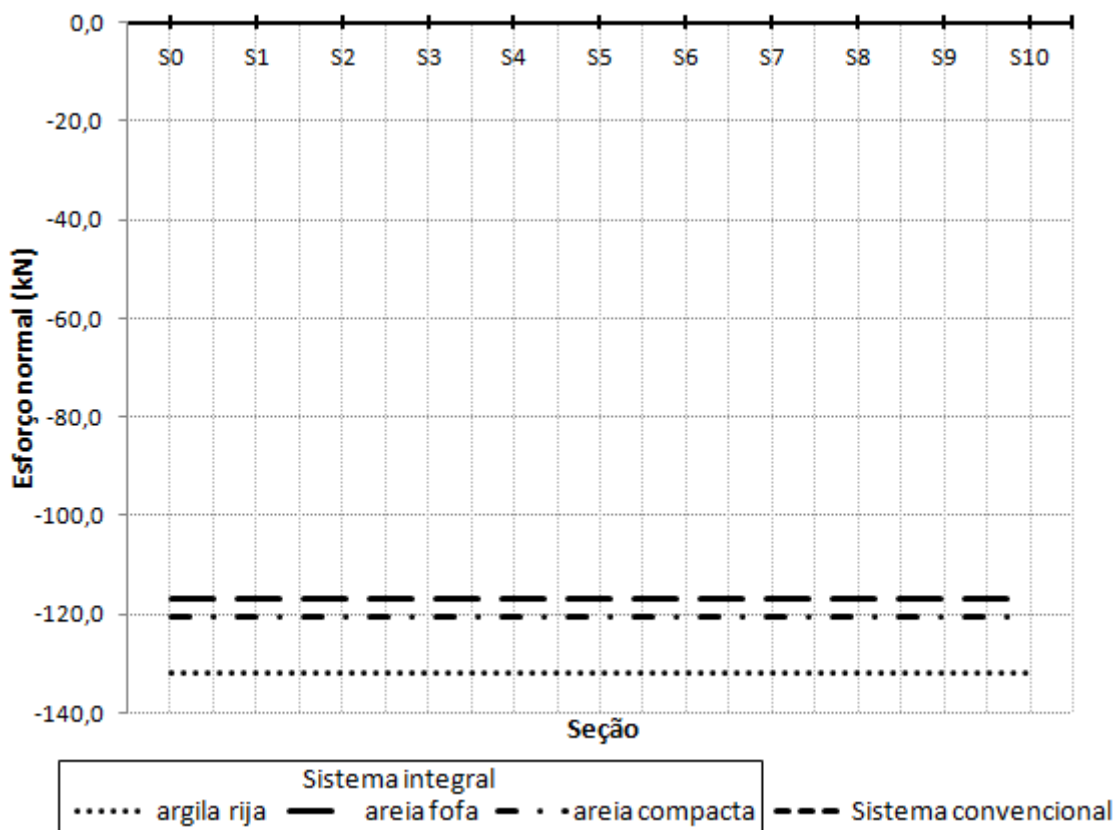


Figura D.2: Esforços normais no primeiro vão sob a ação da sobrecarga permanente.

## D.3 Gradiente Térmico

Tabela D.3: Esforços normais máximos, considerando o gradiente térmico.

Esforços normais máximos (kN)					
	Viaduto integral				Viaduto convencional
	Argila rija	Areia fofa	Areia compacta	Média	
Varição uniforme	-308,0	-294,6	-299,2	-300,6	-
Varição não uniforme	-31,1	-34,8	-36,2	-34,0	-

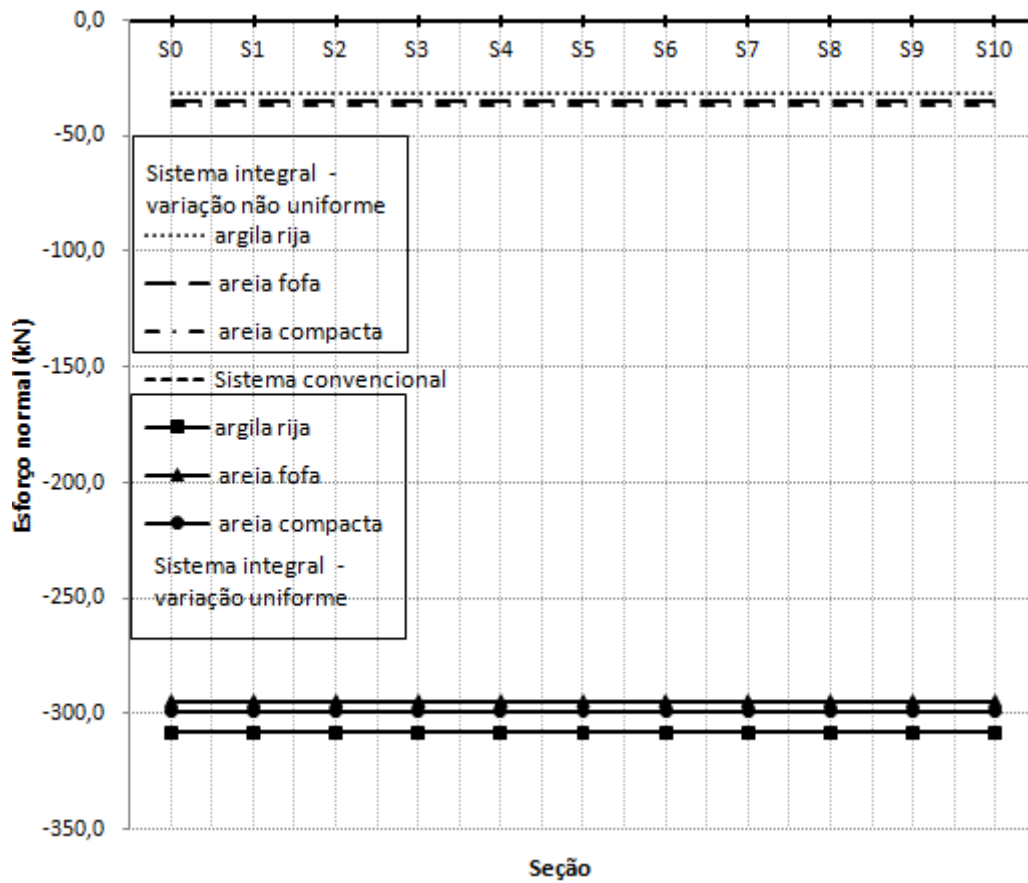


Figura D.3: Esforços normais no primeiro vão, considerando o gradiente térmico.

#### D.4 Protensão

Tabela D.4: Esforços normais máximos sob a segunda etapa de protensão.

Esforços normais máximos (kN)					
Viaduto integral				Viaduto convencional	Diferença percentual (%)
Argila rija	Areia fofa	Areia compacta	Média		
-3316	-3510	-3443,4	-3423,1	-1764	94

Tabela D. 5: Esforços normais máximos sob a protensão em tempo infinito.

Esforços normais máximos (kN)					
Viaduto integral				Viaduto convencional	Diferença percentual (%)
Argila rija	Areia fofa	Areia compacta	Média		
-7634	-7796	-7740	-7723,3	-6341	22



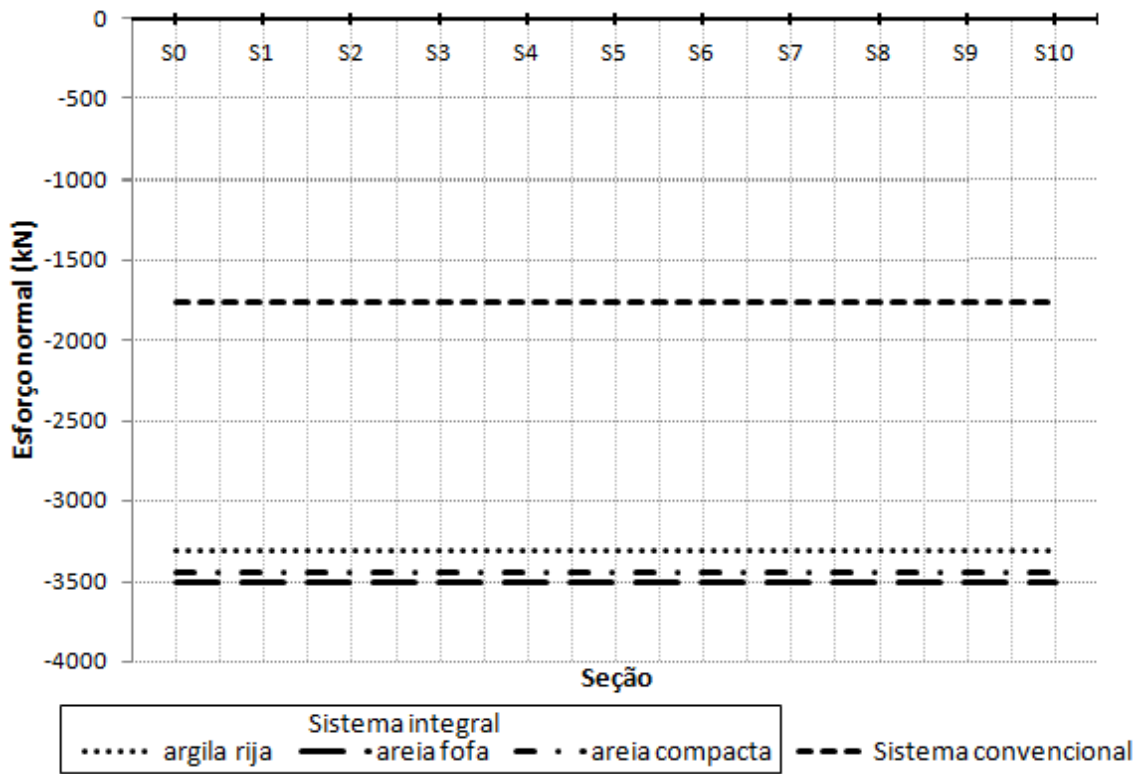


Figura D.4: Esforços normais ao longo do primeiro vão, considerando a ação da segunda etapa de protensão.

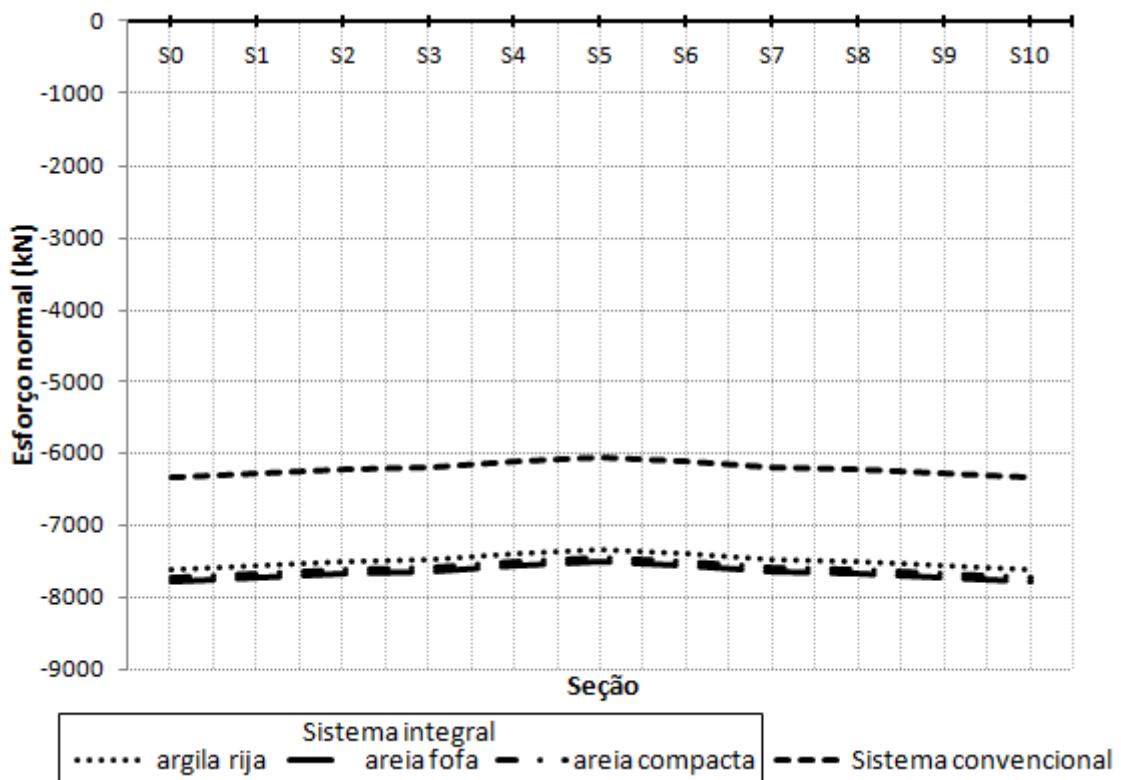


Figura D.5: Esforços normais no primeiro vão, considerando a ação da protensão em tempo infinito.

## D.5 Retração e Fluência

Tabela D.6: Esforços normais máximos, considerando a retração e fluência.

Esforços normais máximos (kN)				
Viaduto integral				Viaduto convencional
Argila rijá	Areia fofa	Areia compacta	Média	
145,4	7,9	63,6	72,3	-

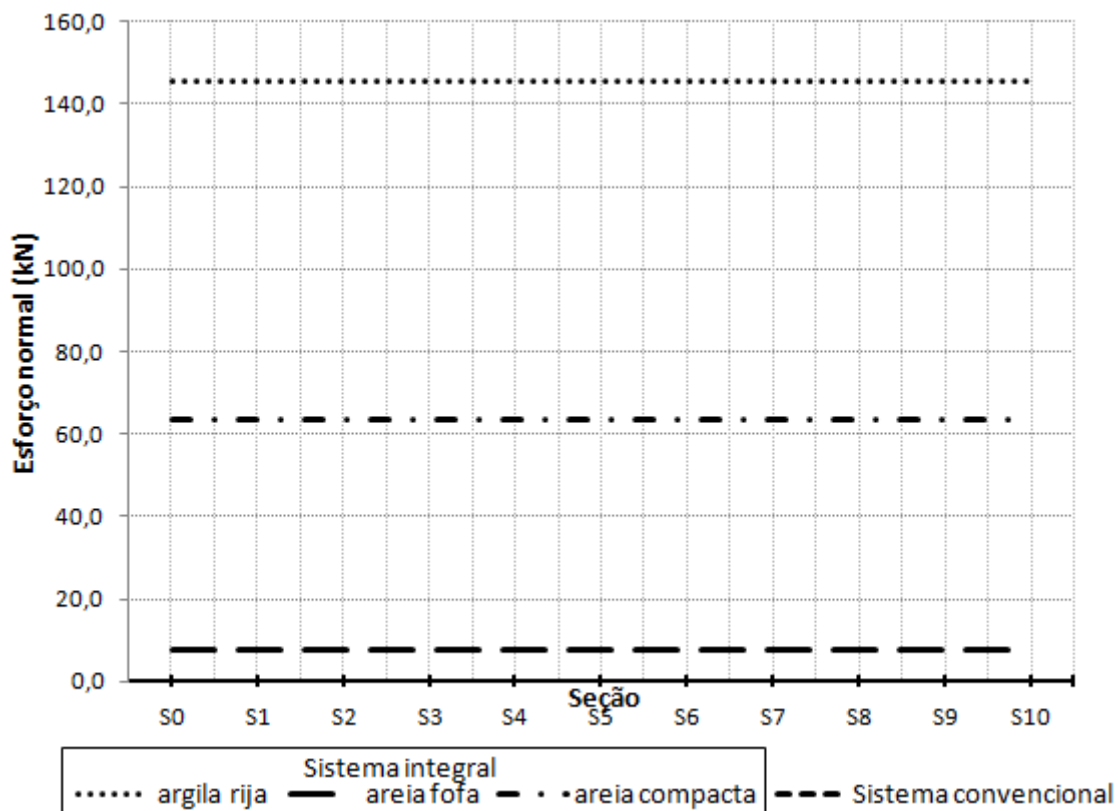


Figura D.6: Esforços normais no primeiro vão, considerando a retração e a fluência.

## D.6 Empuxo de Terra

Tabela D.7: Esforços normais máximos considerando o empuxo de terra.

Esforços normais máximos (kN)				
Viaduto integral				Viaduto convencional
Argila rijá	Areia fofa	Areia compacta	Média	
-127,2	-136,4	-134,3	-132,6	-

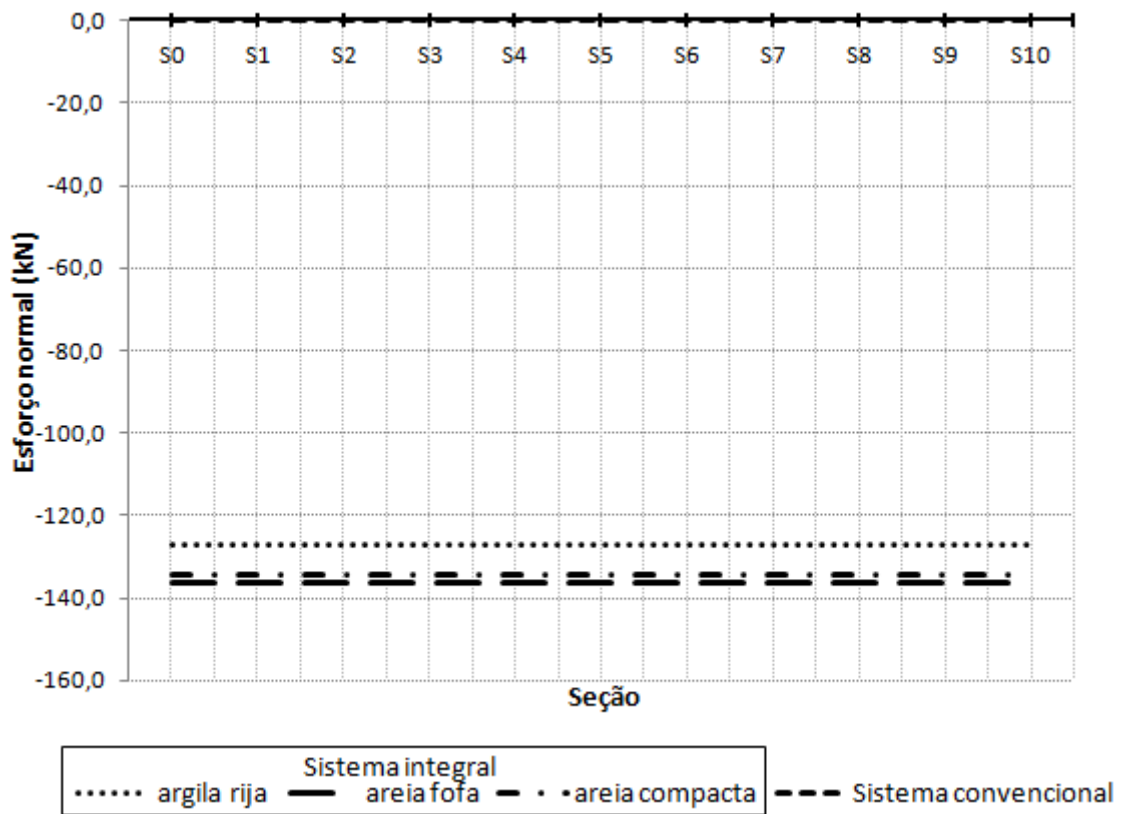


Figura D.7: Esforços normais no primeiro vão, considerando o empuxo.

#### D.7 Recalque de Apoio

Tabela D.8: Esforços normais máximos, considerando o recalque de apoio.

Esforços normais máximos (kN)				
Viaduto integral				Viaduto convencional
Argila rija	Areia fofa	Areia compacta	Média	
303,5	288,7	228,7	273,6	-

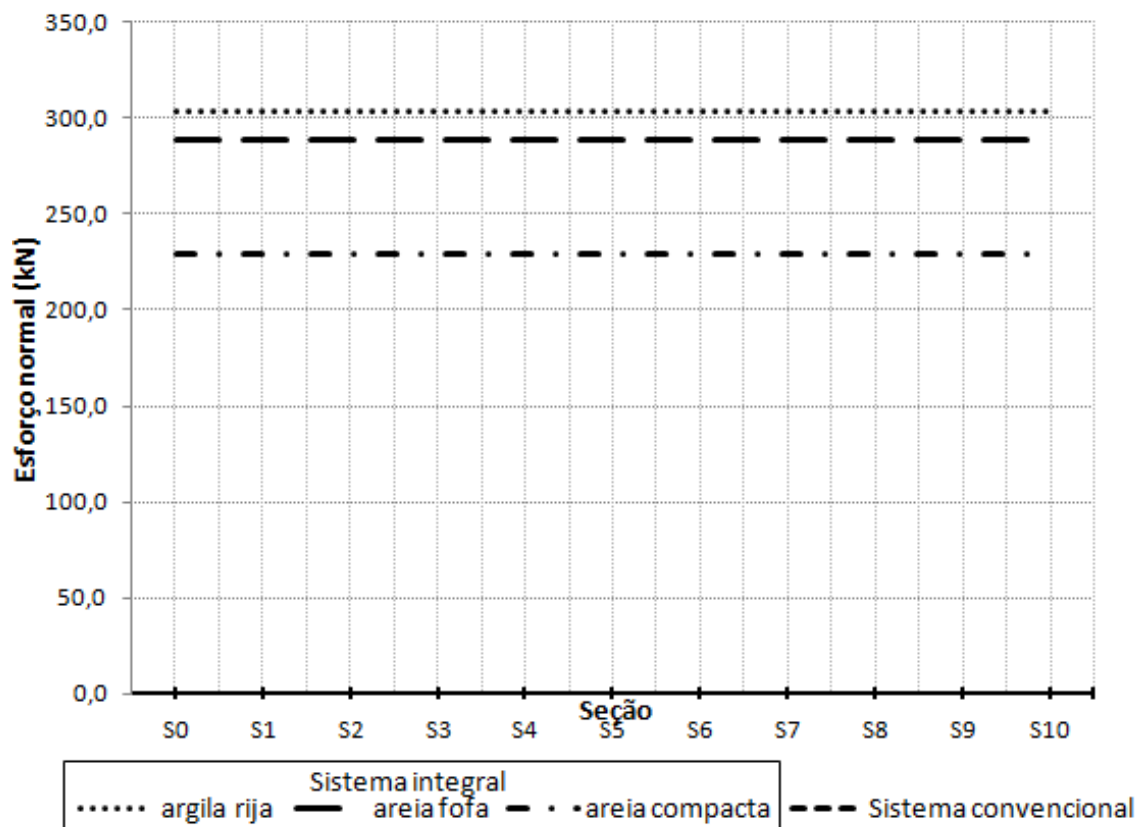


Figura D.8: Esforços normais no primeiro vão, considerando o recalque diferencial.