

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

**SOLLY EXMAN KLEINGESINDS**

**INFLUÊNCIA DO EFEITO ARCO SOBRE O CUSTO DE ESTRUTURAS  
DE SUPORTE EM CONCRETO ARMADO  
PARA EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL**

São Carlos  
2014



SOLLY EXMAN KLEINGESINDS

**INFLUÊNCIA DO EFEITO ARCO SOBRE O CUSTO DE ESTRUTURAS  
DE SUPORTE EM CONCRETO ARMADO  
PARA EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa de Engenharia Civil (Estruturas)

**Área de concentração: Alvenaria Estrutural**  
**Orientador: Prof. Tit. Marcio Antonio Ramalho**

**VERSÃO CORRIGIDA**

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

São Carlos  
2014

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,  
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS  
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

K64i Kleingesinds, Solly Exman  
Influência do efeito arco sobre o custo de  
estruturas de suporte em concreto armado para edifícios  
de alvenaria estrutural / Solly Exman Kleingesinds;  
orientador Marcio Antonio Ramalho. São Carlos, 2014.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação  
em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de  
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2014.

1. Alvenaria estrutural. 2. Efeito arco. 3.  
Interação entre estruturas. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **SOLLY EXMAN KLEINGESINDS**.

Título da dissertação: "Influência do efeito arco sobre o custo de estruturas de suporte em concreto armado para edifícios de alvenaria estrutural".

Data da defesa: 22/10/2014

### Comissão Julgadora:

Prof. Titular **Marcio Antonio Ramalho (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Vladimir Guilherme Haach**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Sydney Furlan Junior**  
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

### Resultado:

Aprovado

APROVADO

Aprovado

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas):  
Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:  
Prof. Associado **Paulo César Lima Segantine**



Dedico este trabalho à memória de meu pai Mendel (z"l) que nunca mediu esforços na educação dos filhos, e nos incentivou, incessante e orgulhosamente, a perseguir nossos objetivos acadêmicos com coragem e determinação.



# Agradecimentos

À minha família, principalmente Luiza, minha mãe, pelo amor, educação e apoio em todos os momentos da minha vida.

A todos os amigos, pela torcida e compreensão nos momentos de ausência.

Ao Prof. Marcio Antonio Ramalho, pela confiança, incentivo, paciência e orientação ao longo de nossa convivência.

Ao Prof. Marcio Roberto Silva Corrêa e ao Prof. Vladimir Guilherme Haach, pelas valiosas sugestões dadas no exame de qualificação.

À Living Construtora e à Cyrela Brazil Realty, por me permitir a utilização de seus empreendimentos como estudos de caso, pela oportunidade de voltar a atuar no campo do projeto estrutural, pelo apoio e pela compreensão demonstrada sempre que me ausentei para me dedicar à pesquisa. Sou extremamente grato a todos os amigos que lá conheci nos últimos seis anos, e que contribuíram para que este objetivo se concretizasse.

À Escola de Engenharia de São Carlos e ao Departamento de Engenharia de Estruturas, pela oportunidade de realizar o programa de mestrado.

Aos funcionários da secretaria do departamento, por todo o auxílio que recebi.

Aos professores do departamento, aos meus professores da época de graduação na Escola Politécnica da USP e na École Nationale des Ponts et Chaussées, que me motivaram a seguir em frente no caminho do estudo e da pesquisa.



# Resumo

KLEINGESINDS, S. E. **Influência do efeito arco sobre o custo de estruturas de suporte em concreto armado para edifícios de alvenaria estrutural.** 2014. 181 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

Este trabalho trata de uma avaliação do eventual benefício econômico que a consideração do chamado efeito arco pode proporcionar aos projetos de estruturas de suporte em concreto armado para edifícios de alvenaria estrutural. Após uma revisão bibliográfica e exposição teórica dos princípios do assunto, três edifícios reais são estudados, empregando-se o Método dos Elementos Finitos. Para cada exemplo, dois modelos de cálculo distintos são desenvolvidos: o tradicional, que ignora o efeito arco, e aquele que o considera. No caso dos modelos que consideram o efeito arco, as concentrações de tensões de compressão nas paredes, nas proximidades dos apoios, são verificadas quanto à segurança estrutural. Então, as vigas de suporte são dimensionadas de acordo com os dois modelos de cálculo, e os resultados obtidos são comparados do ponto de vista dos esforços solicitantes nas vigas, deslocamentos, armaduras dimensionadas e quantidades de materiais necessários. Finalmente, para ambas as soluções, para cada um dos três edifícios, as estruturas de suporte tem seus custos de construção avaliados e comparados, de forma a se evidenciar o benefício da consideração do efeito arco.

**Palavras-chave: Alvenaria estrutural. Efeito arco. Interação entre estruturas.**



# Abstract

KLEINGESINDS, S. E. **Influence of the arch effect consideration on the loadbearing structure cost for structural masonry buildings.** 2014. 181 p. Thesis (MSc) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

This work deals with the assessment of the potential economic benefit that the consideration of the so-called arch effect can provide to the design of support reinforced concrete structures for structural masonry buildings. After a literature review, some theoretical fundamentals on the studied subject are presented and three real building cases are studied using the Finite Elements Method. For each building case, two different numerical models are used: the regular one, without the arch effect, and the model that takes it into account. When the arch effect is considered, the regions subjected to compressive stress concentrations are checked in order to verify the structural safety. As for the support beams, the internal forces are obtained and the beams are dimensioned considering both the described numerical models. Then the obtained results are compared, focusing on internal forces, displacements and consumption of materials. Finally, for each studied case and for both numerical models used the construction costs are evaluated and compared in order to demonstrate the benefit of the arch effect consideration.

**Keywords: Structural masonry. Arch effect. Structural interaction.**



# Lista de figuras

---

FIGURA 2.1 - EDIFÍCIO EM ALVENARIA ESTRUTURAL SOBRE PILOTIS EM CONCRETO ARMADO (BARBOSA, 2000) .....	32
FIGURA 2.2 - FORMAÇÃO DO ARCO EM PAREDES SOBRE APOIOS DISCRETOS (BARBOSA, 2000) .....	33
FIGURA 2.3 - SISTEMA PAREDE-VIGA COMO ARCO ATIRANTADO (HASELTINE; MOORE, 1981; PAES, 2008) ...	34
FIGURA 2.4 - TENSÕES VERTICAIS E DE CISALHAMENTO NA VIGA (SILVA, 2005) .....	35
FIGURA 2.5 - ESFORÇOS EM UMA VIGA DE UM SISTEMA PAREDE-VIGA (BARBOSA, 2000) .....	35
FIGURA 2.6 - TENSÕES HORIZONTAIS NO SISTEMA PAREDE-VIGA (SILVA, 2005) .....	36
FIGURA 2.7 - SISTEMAS PAREDE-VIGA COM CARREGAMENTO EQUIVALENTE (BARBOSA, 2000; PAES, 2008) .	39
FIGURA 3.1 – FLUXOGRAMA DOS PROGRAMAS ENVOLVIDOS NA ANÁLISE AUTOMATIZADA DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA .....	46
FIGURA 3.2 – FLUXOGRAMA DOS PROGRAMAS ENVOLVIDOS NA ANÁLISE DE VIGAS DE SUPORTE DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA, SEM A CONSIDERAÇÃO DO EFEITO ARCO .....	49
FIGURA 3.3 – FLUXOGRAMA DOS PROGRAMAS ENVOLVIDOS NA ANÁLISE DE VIGAS DE SUPORTE DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA, CONSIDERANDO O EFEITO ARCO .....	52
FIGURA 3.4 – TELA PRINCIPAL DO GMPAE 2.0.....	54
FIGURA 4.1 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: PLANTA ARQUITETÔNICA DO PAVIMENTO TIPO .....	62
FIGURA 4.2 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: PLANTA DE MODULAÇÃO DO PAVIMENTO TIPO .....	63
FIGURA 4.3 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: PLANTA DE FORMAS DA FUNDAÇÃO.....	64
FIGURA 4.4 - EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: PAREDES ESTRUTURAIS.....	65
FIGURA 4.5 - EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: GRUPOS DE PAREDES ISOLADAS PARA AÇÕES VERTICAIS .....	66
FIGURA 4.6 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: <i>MODELO 1 (FVJ)</i> , NÃO CONSIDERA EFEITO ARCO .....	68
FIGURA 4.7 - EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: <i>MODELO 2 (FVJA)</i> , CONSIDERA EFEITO ARCO.....	69
FIGURA 4.8 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: TENSÕES VERTICAIS NAS PAREDES DO 1º NÍVEL, VALORES EM KPA .....	70
FIGURA 4.9 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V1 .....	73
FIGURA 4.10 – FORÇA CORTANTE - VIGA V1 – <i>MODELO 1 X MODELO 2</i> .....	73
FIGURA 4.11 – MOMENTO FLETOR - VIGA V1 – <i>MODELO 1 X MODELO 2</i> .....	73
FIGURA 4.12 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V1 – <i>MODELO 1 X MODELO 2</i> .....	74

FIGURA 4.13 – DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V1 – MODELO FVJ .....	75
FIGURA 4.14 – DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V1 – MODELO FVJA .....	75
FIGURA 4.15 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V3 .....	76
FIGURA 4.16 - FORÇA CORTANTE - VIGA V3 – MODELO FVJ X MODELO FVJA.....	76
FIGURA 4.17 – MOMENTO FLETOR - VIGA V3 – MODELO FVJ X MODELO FVJA .....	77
FIGURA 4.18 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V3 – MODELO FVJ X MODELO FVJA .....	77
FIGURA 4.19 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V3 – MODELO FVJ.....	78
FIGURA 4.20 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V3 – MODELO FVJA .....	78
FIGURA 4.21 - EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V13 .....	79
FIGURA 4.22 - FORÇA CORTANTE - VIGA V13 – MODELO FVJ X MODELO FVJA.....	79
FIGURA 4.23 – MOMENTO FLETOR - VIGA V13 – MODELO FVJ X MODELO FVJA .....	80
FIGURA 4.24 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V13 – MODELO FVJ X MODELO FVJA .....	80
FIGURA 4.25 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V13 – MODELO FVJ .....	81
FIGURA 4.26 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V13 – MODELO FVJA.....	81
FIGURA 4.27 - EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V17 .....	82
FIGURA 4.28 - FORÇA CORTANTE - VIGA V17 – MODELO FVJ X MODELO FVJA.....	83
FIGURA 4.29 – MOMENTO FLETOR - VIGA V17 – MODELO FVJ X MODELO FVJA .....	83
FIGURA 4.30 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V17 – MODELO FVJ X MODELO FVJA .....	83
FIGURA 4.31 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V17 – MODELO FVJ .....	85
FIGURA 4.32 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V17 – MODELO FVJ .....	85
FIGURA 4.33 - EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V29 .....	86
FIGURA 4.34 - FORÇA CORTANTE - VIGA V29 – MODELO FVJ X MODELO FVJA.....	87
FIGURA 4.35 – MOMENTO FLETOR - VIGA V29 – MODELO FVJ X MODELO FVJA .....	87
FIGURA 4.36 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V29 – MODELO FVJ X MODELO FVJA .....	87
FIGURA 4.37 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V29 – MODELO FVJ .....	89
FIGURA 4.38 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V29 – MODELO FVJA.....	89
FIGURA 4.39 – EDIFÍCIO WAY PENHA: PLANTA ARQUITETÔNICA DO PAVIMENTO TIPO .....	94
FIGURA 4.40– EDIFÍCIO WAY PENHA: DETALHE DA PLANTA ARQUITETÔNICA .....	95
FIGURA 4.41 – EDIFÍCIO WAY PENHA: PLANTA DE MODULAÇÃO DO PAVIMENTO TIPO .....	95

FIGURA 4.42 – EDIFÍCIO WAY PENHA: DETALHE DA PLANTA DE MODULAÇÃO .....	96
FIGURA 4.43 – EDIFÍCIO WAY PENHA: PLANTA DE FORMAS DO 1º PAVIMENTO (TRANSIÇÃO) .....	96
FIGURA 4.44 – EDIFÍCIO WAY PENHA: DETALHE DA PLANTA DE FORMAS DO 1º PAVIMENTO .....	97
FIGURA 4.45 - EDIFÍCIO WAY PENHA: PAREDES ESTRUTURAIS .....	98
FIGURA 4.46 – EDIFÍCIO WAY PENHA: GRUPOS DE PAREDES ISOLADAS PARA AÇÕES VERTICAIS .....	99
FIGURA 4.47 – EDIFÍCIO WAY PENHA: <i>MODELO 1 (PWP)</i> , NÃO CONSIDERA EFEITO ARCO .....	103
FIGURA 4.48 - EDIFÍCIO WAY PENHA: <i>MODELO 2 (PWPA)</i> , CONSIDERA EFEITO ARCO .....	104
FIGURA 4.49 - EDIFÍCIO WAY PENHA: TENSÕES VERTICAIS NAS PAREDES DO 1º NÍVEL, VALORES EM KPA ...	105
FIGURA 4.50 – EDIFÍCIO WAY PENHA: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V19 .....	107
FIGURA 4.51 – FORÇA CORTANTE - VIGA V19 – MODELO PWP X MODELO PWPA.....	108
FIGURA 4.52 – MOMENTO FLETOR - VIGA V19 – MODELO PWP X MODELO PWPA.....	108
FIGURA 4.53 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V19 – MODELO PWP X MODELO PWPA .....	108
FIGURA 4.54 – DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V19 – MODELO PWP .....	110
FIGURA 4.55 – DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V19 – MODELO PWPA .....	110
FIGURA 4.56 – EDIFÍCIO WAY PENHA: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V24.....	111
FIGURA 4.57 – FORÇA CORTANTE - VIGA V24 – MODELO PWP X MODELO PWPA.....	112
FIGURA 4.58 – MOMENTO FLETOR - VIGA V24 – MODELO PWP X MODELO PWPA.....	112
FIGURA 4.59 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V24 – MODELO PWP X MODELO PWPA .....	113
FIGURA 4.60 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V24 – MODELO PWP .....	114
FIGURA 4.61 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V24 – MODELO PWPA.....	114
FIGURA 4.62 – EDIFÍCIO WAY PENHA: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V51.....	115
FIGURA 4.63 – FORÇA CORTANTE - VIGA V51 – MODELO PWP X MODELO PWPA.....	116
FIGURA 4.64 – MOMENTO FLETOR - VIGA V51 – MODELO PWP X MODELO PWPA.....	116
FIGURA 4.65 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V51 – MODELO PWP X MODELO PWPA .....	116
FIGURA 4.66 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V51 – MODELO PWP .....	117
FIGURA 4.67 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V51 – MODELO PWPA.....	117
FIGURA 4.68 – EDIFÍCIO WAY PENHA: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V62.....	118
FIGURA 4.69 – FORÇA CORTANTE - VIGA V62 – MODELO PWP X MODELO PWPA.....	119
FIGURA 4.70 – MOMENTO FLETOR - VIGA V62 – MODELO PWP X MODELO PWPA.....	119

FIGURA 4.71 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V62 – MODELO PWP X MODELO PWPA.....	119
FIGURA 4.72 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V62 – MODELO PWP.....	121
FIGURA 4.73 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V62 – MODELO PWPA .....	121
FIGURA 4.74 – EDIFÍCIO WAY PENHA: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V72.....	122
FIGURA 4.75 – FORÇA CORTANTE - VIGA V72 – MODELO PWP X MODELO PWPA .....	123
FIGURA 4.76 – MOMENTO FLETOR - VIGA V72 – MODELO PWP X MODELO PWPA.....	123
FIGURA 4.77 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V72 – MODELO PWP X MODELO PWPA.....	123
FIGURA 4.78 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V72 – MODELO PWP.....	124
FIGURA 4.79 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V72 – MODELO PWPA .....	124
FIGURA 4.80 – EDIFÍCIO VITA BELLE: PLANTA ARQUITETÔNICA DO PAVIMENTO TIPO.....	131
FIGURA 4.81– EDIFÍCIO VITA BELLE: DETALHE DA PLANTA ARQUITETÔNICA .....	132
FIGURA 4.82 – EDIFÍCIO VITA BELLE: PLANTA DE MODULAÇÃO DO PAVIMENTO TIPO .....	132
FIGURA 4.83 – EDIFÍCIO VITA BELLE: DETALHE DA PLANTA DE MODULAÇÃO .....	133
FIGURA 4.84 – EDIFÍCIO VITA BELLE: PLANTA DE FORMAS DO 1º PAVIMENTO (TRANSIÇÃO) .....	133
FIGURA 4.85 – EDIFÍCIO VITA BELLE: DETALHE DA PLANTA DE FORMAS DO 1º PAVIMENTO .....	134
FIGURA 4.86 - EDIFÍCIO VITA BELLE: PAREDES ESTRUTURAIS.....	136
FIGURA 4.87 – EDIFÍCIO VITA BELLE: GRUPOS DE PAREDES ISOLADAS PARA AÇÕES VERTICAIS.....	137
FIGURA 4.88 - EDIFÍCIO VITA BELLE: PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO PARA MODELO AVBX.....	142
FIGURA 4.89 - EDIFÍCIO VITA BELLE: DETALHE DE PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO PARA MODELO AVBX	142
FIGURA 4.90 - EDIFÍCIO VITA BELLE: PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO PARA MODELO AVBY .....	143
FIGURA 4.91 - EDIFÍCIO VITA BELLE: DETALHE DE PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO PARA MODELO AVBY	143
FIGURA 4.92 - FORÇAS NODAIS EQUIVALENTES AO MOMENTO CAUSADO PELAS AÇÕES HORIZONTAIS: (A) MOMENTO FLETOR CAUSADO PELAS AÇÕES HORIZONTAIS; (B) FORÇAS EQUIVALENTES APLICADAS SOBRE AS VIGAS DE SUPORTE, IGNORANDO O EFEITO ARCO; (C) FORÇAS EQUIVALENTES APLICADAS NO TOPO DE UM PAVIMENTO, CONSIDERANDO O EFEITO ARCO (PAES, 2008).....	149
FIGURA 4.93 – EDIFÍCIO VITA BELLE: MODELO PVB, NÃO CONSIDERA EFEITO ARCO.....	150
FIGURA 4.94 - EDIFÍCIO VITA BELLE: MODELO PVBA, CONSIDERA EFEITO ARCO .....	150
FIGURA 4.95 - EDIFÍCIO VITA BELLE: TENSÕES VERTICAIS NAS PAREDES DO 1º NÍVEL, VALORES EM KPA .....	151
FIGURA 4.96 – EDIFÍCIO VITA BELLE: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V8.....	154
FIGURA 4.97 – FORÇA CORTANTE - VIGA V8 – MODELO PVB X MODELO PVBA.....	155

FIGURA 4.98 – MOMENTO FLETOR - VIGA V8 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	155
FIGURA 4.99 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V8 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	155
FIGURA 4.100 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V8 – MODELOS PVB, PVBX E PVBY .....	157
FIGURA 4.101 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V8 – MODELOS PVBA, PVBAX E PVBAY .....	157
FIGURA 4.102 – EDIFÍCIO VITA BELLE: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V13 .....	158
FIGURA 4.103 – FORÇA CORTANTE - VIGA V13 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	159
FIGURA 4.104 – MOMENTO FLETOR - VIGA V13 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	159
FIGURA 4.105 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V13 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	159
FIGURA 4.106 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V13 – MODELOS PVB, PVBX E PVBY .....	161
FIGURA 4.107 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V13 – MODELOS PVBA, PVBAX E PVBAY .....	161
FIGURA 4.108 – EDIFÍCIO VITA BELLE: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V47 .....	162
FIGURA 4.109 – FORÇA CORTANTE - VIGA V47 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	162
FIGURA 4.110 – MOMENTO FLETOR - VIGA V47 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	163
FIGURA 4.111 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V47 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	163
FIGURA 4.112 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V47 – MODELOS PVB, PVBX E PVBY .....	164
FIGURA 4.113 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V47 – MODELOS PVBA, PVBAX E PVBAY .....	164
FIGURA 4.114 – EDIFÍCIO VITA BELLE: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V49 .....	165
FIGURA 4.115 – FORÇA CORTANTE - VIGA V49 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	166
FIGURA 4.116 – MOMENTO FLETOR - VIGA V49 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	166
FIGURA 4.117 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V49 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	166
FIGURA 4.118 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V49 – MODELOS PVB, PVBX E PVBY .....	168
FIGURA 4.119 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V49 – MODELOS PVBA, PVBAX E PVBAY .....	168
FIGURA 4.120 – EDIFÍCIO VITA BELLE: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V71 .....	169
FIGURA 4.121 – FORÇA CORTANTE - VIGA V71 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	170
FIGURA 4.122 – MOMENTO FLETOR - VIGA V71 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	170
FIGURA 4.123 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - VIGA V71 – MODELO PVB X MODELO PVBA .....	170
FIGURA 4.124 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V71 – MODELOS PVB, PVBX E PVBY .....	172
FIGURA 4.125 - DESENHO DE ARMAÇÃO – VIGA V71 – MODELOS PVBA, PVBAX E PVBAY .....	172
.....	



# Lista de tabelas

---

TABELA 4.1 - EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: CARGAS E TENSÕES NAS BASES DAS PAREDES ESTRUTURAIS.....	67
TABELA 4.2 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: DADOS DA ESTRUTURA DE ALVENARIA DO PRIMEIRO NÍVEL E ESTRUTURA DE CONCRETO PARA MODELAGEM DA ESTRUTURA DE TRANSIÇÃO .....	68
TABELA 4.3 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: CÁLCULO DA MÁXIMA TENSÃO DE COMPRESSÃO NAS PAREDES, NAS PROXIMIDADES DE APOIOS DISCRETOS.....	71
TABELA 4.4 - EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: QUANTIDADE DE CONCRETO PARA O CONJUNTO DE TODAS AS VIGAS, PELOS DOIS MODELOS .....	90
TABELA 4.5 - EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: QUANTIDADE DE FORMAS PARA O CONJUNTO DE TODAS AS VIGAS, PELOS DOIS MODELOS .....	90
TABELA 4.6 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: QUANTIDADES DE AÇO DE CADA VIGA, PELOS DOIS MODELOS.....	91
TABELA 4.7 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ: CÁLCULO DOS CUSTOS DE EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DE SUPORTE .....	93
TABELA 4.8 - EDIFÍCIO WAY PENHA: CARGAS E TENSÕES NAS BASES DAS PAREDES ESTRUTURAIS (PAREDES DISPOSTAS NA DIREÇÃO “X”).....	101
TABELA 4.9 - EDIFÍCIO WAY PENHA: CARGAS E TENSÕES NAS BASES DAS PAREDES ESTRUTURAIS (PAREDES DISPOSTAS NA DIREÇÃO “Y”).....	101
TABELA 4.10 – EDIFÍCIO WAY PENHA: DADOS DA ESTRUTURA DE ALVENARIA DO PRIMEIRO NÍVEL E ESTRUTURA DE CONCRETO PARA MODELAGEM DA ESTRUTURA DE TRANSIÇÃO .....	103
TABELA 4.11 – EDIFÍCIO WAY PENHA: CÁLCULO DA MÁXIMA TENSÃO DE COMPRESSÃO NAS PAREDES, NAS PROXIMIDADES DE APOIOS DISCRETOS .....	106
TABELA 4.12 - EDIFÍCIO WAY PENHA: QUANTIDADE DE CONCRETO PARA O CONJUNTO DE TODAS AS VIGAS, PELOS DOIS MODELOS .....	125
TABELA 4.13 - EDIFÍCIO WAY PENHA: QUANTIDADE DE FORMAS PARA O CONJUNTO DE TODAS AS VIGAS, PELOS DOIS MODELOS .....	125
TABELA 4.14 – EDIFÍCIO WAY PENHA: QUANTIDADES DE AÇO DE CADA VIGA, PELOS DOIS MODELOS.....	126
TABELA 4.15 – EDIFÍCIO WAY PENHA: CÁLCULO DOS CUSTOS DE EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DE SUPORTE..	130
TABELA 4.16 - EDIFÍCIO VITA BELLE: CARGAS E TENSÕES NAS BASES DAS PAREDES ESTRUTURAIS (PAREDES DISPOSTAS NA DIREÇÃO “X”).....	139
TABELA 4.17 - EDIFÍCIO VITA BELLE: CARGAS E TENSÕES NAS BASES DAS PAREDES ESTRUTURAIS (PAREDES DISPOSTAS NA DIREÇÃO “Y”).....	140

TABELA 4.18 – EDIFÍCIO VITA BELLE: DADOS PARA CÁLCULO DAS AÇÕES DEVIDAS AO VENTO.....	144
TABELA 4.19 – EDIFÍCIO VITA BELLE: AÇÕES HORIZONTAIS INCIDENTES SOBRE A ESTRUTURA DE ALVENARIA – VENTO E DESAPRUMO.....	145
TABELA 4.20 - EDIFÍCIO VITA BELLE: ESFORÇOS NAS BASES DAS PAREDES DEVIDOS ÀS AÇÕES HORIZONTAIS SEGUNDO A DIREÇÃO “X” – MODELO AVBX .....	146
TABELA 4.21 - EDIFÍCIO VITA BELLE: ESFORÇOS NAS BASES DAS PAREDES DEVIDOS ÀS AÇÕES HORIZONTAIS SEGUNDO A DIREÇÃO “Y” – MODELO AVBY .....	147
TABELA 4.22 – EDIFÍCIO VITA BELLE: DADOS DA ESTRUTURA DE ALVENARIA DO PRIMEIRO NÍVEL E ESTRUTURA DE CONCRETO PARA MODELAGEM DA ESTRUTURA DE TRANSIÇÃO .....	148
TABELA 4.23 – EDIFÍCIO VITA BELLE: CÁLCULO DA MÁXIMA TENSÃO DE COMPRESSÃO NAS PAREDES, NAS PROXIMIDADES DE APOIOS DISCRETOS.....	152
TABELA 4.24 – EDIFÍCIO VITA BELLE: SEÇÕES TRANSVERSAIS DAS VIGAS DE SUPORTE .....	153
TABELA 4.25 - EDIFÍCIO VITA BELLE: QUANTIDADE DE CONCRETO PARA O CONJUNTO DE TODAS AS VIGAS, PELOS DOIS MODELOS.....	173
TABELA 4.26 - EDIFÍCIO VITA BELLE: QUANTIDADE DE FORMAS PARA O CONJUNTO DE TODAS AS VIGAS, PELOS DOIS MODELOS.....	173
TABELA 4.27 – EDIFÍCIO VITA BELLE: QUANTIDADES DE AÇO DE CADA VIGA, PELOS DOIS MODELOS .....	174
TABELA 4.28 – EDIFÍCIO VITA BELLE: CÁLCULO DOS CUSTOS DE EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DE SUPORTE.....	178
TABELA 5.1 – ECONOMIA OBTIDA GRAÇAS AO EFEITO ARCO .....	182

# Sumário

---

<b>CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>25</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	25
1.2 OBJETIVOS .....	26
1.3 JUSTIFICATIVA.....	27
1.4 METODOLOGIA .....	28
1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	30
<b>CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>32</b>
2.1 CONCEITOS INICIAIS SOBRE EFEITO ARCO.....	32
2.2 MODELOS SIMPLIFICADOS USANDO RIGIDEZ RELATIVA .....	36
2.3 INFLUÊNCIA DA ALTURA DA PAREDE NO EFEITO ARCO .....	38
2.4 PESQUISAS SOBRE EFEITO ARCO NO SET –EESC - USP .....	39
<b>CAPÍTULO 3 FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS</b> .....	<b>42</b>
3.1 INTRODUÇÃO.....	42
3.2 AUTOMATIZAÇÃO DA ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA.....	43
3.3 ANÁLISE DE VIGAS DE SUPORTE DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA, SEM EFEITO ARCO .....	47
3.4 ANÁLISE DE VIGAS DE SUPORTE DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA, COM EFEITO ARCO .....	50
3.5 SISTEMA GMPAE 2.0 .....	53
3.6 CAD/TQS <sup>®</sup> .....	56
3.6.1 <i>Uso do CAD/TQS<sup>®</sup> na pesquisa</i> .....	57
<b>CAPÍTULO 4 ESTUDO DE CASOS</b> .....	<b>59</b>
4.1 INTRODUÇÃO.....	59
4.2 MONTAGEM DOS MODELOS .....	60
4.3 EXEMPLO 1 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ .....	62
4.3.1 <i>Apresentação</i> .....	62
4.3.2 <i>Descrição dos modelos</i> .....	64
4.3.3 <i>Análise das regiões de concentração de tensões nas alvenarias</i> .....	69
4.3.4 <i>Comparações entre resultados nas vigas: Modelo FVJ x Modelo FVJA</i> .....	72
4.3.5 <i>Quantitativos de concreto e aço: Modelo FVJ x Modelo FVJA</i> .....	90
4.3.6 <i>Cálculo de custos das duas soluções</i> .....	92
4.4 EXEMPLO 2 – EDIFÍCIO WAY PENHA .....	94
4.4.1 <i>Apresentação</i> .....	94
4.4.2 <i>Descrição dos modelos</i> .....	97
4.4.3 <i>Análise das regiões de concentração de tensões nas alvenarias</i> .....	104
4.4.4 <i>Comparações entre resultados nas vigas: Modelo PWP x Modelo PWPA</i> .....	106
4.4.5 <i>Quantitativos de concreto e aço: Modelo PWP x Modelo PWPA</i> .....	125
4.4.6 <i>Cálculo de custos das duas soluções</i> .....	129
4.5 EXEMPLO 3 – EDIFÍCIO VITA BELLE .....	131
4.5.1 <i>Apresentação</i> .....	131

4.5.2	<i>Descrição dos modelos</i> .....	134
4.5.3	<i>Análise das regiões de concentração de tensões nas alvenarias</i> .....	150
4.5.4	<i>Comparações entre resultados nas vigas: Modelo PVB x Modelo PVBA</i> .....	152
4.5.5	<i>Quantitativos de concreto e aço: Modelos PVB, PVBX e PVBY x Modelos PVBA, PVBAX e PVBAY</i> 173	
4.5.6	<i>Cálculo de custos das duas soluções</i> .....	177
<b>CAPÍTULO 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....		<b>179</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....		<b>184</b>

# Capítulo 1

## Introdução

---

### 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O sistema construtivo conhecido como alvenaria estrutural tem estado presente na história da humanidade desde os tempos antigos. Como exemplo, podem-se citar estruturas clássicas da Antiguidade: as Pirâmides de Gizé ( $\approx 2600$  A.C.); o Farol de Alexandria, com sua altura próxima a 190 m; e o Coliseo Romano, com 50 m de altura. Assim como as grandes catedrais góticas da Idade Média, estas são obras construídas em alvenaria de pedra, sendo os principais fundamentos da alvenaria estrutural moderna já presentes naquelas construções.

Entretanto, as bases para o dimensionamento de estruturas em alvenaria permaneceram empíricas durante muitos séculos. No século XIX, quando os avanços iniciados na Física, na Mecânica e na Resistência dos Materiais começaram a dar os seus primeiros frutos para a concepção das estruturas das construções, a alvenaria permaneceu relegada a um segundo plano. Como o concreto armado e o aço estrutural permitiam a construção de edifícios com peças de dimensões reduzidas, a alvenaria estrutural dirigiu-se, basicamente, às edificações de pequeno porte.

No período conhecido como Pós-Guerra, a alvenaria estrutural ganhou um novo impulso na Europa. Graças à necessidade de reconstruir residências em grande escala e com velocidade, uma série de experimentações foi conduzida na Europa, com objetivo de compreender melhor esse sistema estrutural. Em 1951, Paul Haller dimensionou e construiu na Suíça um edifício de 13 pavimentos em alvenaria não-armada, com paredes internas de 15 cm de espessura e externas com 37,5 cm. Em outros países com zonas sujeitas a abalos sísmicos, a alvenaria estrutural armada foi empregada na construção de muitos edifícios nessa época. Assim, a alvenaria estrutural incorporou grande avanço científico, surgindo então as primeiras normas de dimensionamento, padronizando-se ensaios e procedimentos de cálculo.

No Brasil, a alvenaria estrutural foi implantada em 1966, com a construção de alguns prédios de quatro pavimentos em São Paulo. No entanto, o sistema desenvolveu-se de forma lenta, apesar de suas vantagens associadas a utilizar paredes como elementos de vedação e

suporte da estrutura ao mesmo tempo. A alvenaria estrutural teve pouco desenvolvimento no país até os anos 80, devido a fatores como preconceito do meio técnico, maior domínio e tradição do país na tecnologia do concreto armado e pouca divulgação desse sistema em universidades durante a formação dos profissionais.

Esse quadro começou a se alterar nos anos 80. Mais tarde, nos anos 90, a alvenaria estrutural popularizou-se no país como o principal sistema construtivo destinado a empreendimentos habitacionais populares, voltado às camadas sociais de poder aquisitivo baixo e mediano. Desde então, o interesse por esse sistema estrutural tem sido crescente, graças aos benefícios econômicos que ele propicia.

Nos anos 2000, a alvenaria estrutural deixou de ser um sistema voltado exclusivamente às habitações de famílias de baixa renda. As grandes construtoras do país definitivamente encamparam esse sistema às suas rotinas, utilizando-o inclusive para empreendimentos de padrão mais elevado, voltados ao público de renda média.

No entanto, ainda restam muitas lacunas no conhecimento do meio técnico sobre o funcionamento desse tipo de estrutura. Um dos temas que são menos conhecidos, e que pode proporcionar diferenças significativas nos projetos e nos custos das construções, é o efeito arco.

## **1.2 OBJETIVOS**

O objetivo principal da pesquisa é estudar o impacto econômico da consideração do efeito arco no projeto estrutural de edifícios em alvenaria, apoiados sobre vigas em concreto armado.

Os objetivos específicos da pesquisa são:

- a) Determinar para três casos reais de edifícios em alvenaria estrutural os esforços e deslocamentos nas vigas de suporte, utilizando dois modelos de cálculo distintos: um modelo convencional, que não considera o efeito arco, e um modelo que considera o efeito arco;

- b) Verificar as concentrações de tensões de compressão que surgem na alvenaria, nas proximidades dos apoios, devido ao efeito arco;
- c) Dimensionar e detalhar as vigas de suporte em concreto, a partir dos esforços obtidos pelos dois modelos de cálculo mencionados;
- d) Comparar os resultados obtidos para as vigas de suporte através dos dois modelos, analisando, para algumas vigas: esforços solicitantes, deslocamentos e quantidades de aço resultantes do dimensionamento;
- e) Demonstrar o potencial benefício que a consideração do efeito arco no projeto estrutural pode trazer aos custos de construção dos edifícios.

### **1.3 JUSTIFICATIVA**

O sistema construtivo de alvenaria estrutural expandiu-se rapidamente em nosso país nas últimas décadas, tornando-se a principal alternativa tecnológica para a construção de edifícios residenciais destinados às famílias de média e baixa renda. Tal sistema tem recebido grande impulso tecnológico do ponto de vista de normalização, padronização de ensaios e procedimentos de cálculo.

A grande maioria desses edifícios é suportada por uma grelha de vigas de concreto armado. Essa grelha serve a transmitir os carregamentos vindos das paredes para pontos de apoio – fundações ou pilares. Nesses arranjos estruturais, desenvolve-se uma interação entre as paredes de alvenaria e as vigas de concreto armado. Essa interação é conhecida usualmente como efeito arco.

É fato que tal fenômeno ainda não é plenamente compreendido no meio técnico nacional, o que traz consequências danosas do ponto de vista econômico e, eventualmente, do ponto de vista da segurança.

Diante de tal realidade, grande parte dos construtores e escritórios de projeto opta por não levar em consideração a existência do efeito arco nos seus modelos de cálculo. Em geral, considera-se que as cargas verticais oriundas das alvenarias são aplicadas de maneira uniforme sobre as vigas de suporte. Já as cargas horizontais muitas vezes nem sequer são consideradas para o dimensionamento da estrutura de concreto.

Dado o papel relevante que o sistema estrutural em alvenaria tem exercido nos últimos anos, e o enorme potencial econômico que ele apresenta, torna-se de fundamental interesse social que o comportamento de estruturas em alvenaria seja estudado a fundo. Para tanto, deve-se empregar métodos que sejam, ao mesmo tempo, suficientemente sofisticados para representar uma aproximação válida de tal comportamento, e suficientemente simples para que possam ser implantados no dia-dia dos escritórios técnicos brasileiros.

Nesse cenário, apresenta-se a contribuição maior proposta por esta pesquisa: apontar o potencial benefício econômico de considerar o efeito arco no dimensionamento das vigas de suporte de edifícios em alvenaria.

Vale ressaltar que o trabalho enquadra-se em uma linha de pesquisa existente sobre o tema no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP. O efeito arco vem sendo abordado por outros pesquisadores do departamento nos últimos anos, podendo-se citar os trabalhos de Tomazela (1995), Barbosa (2000), Silva (2005) e Paes (2008).

## **1.4 METODOLOGIA**

A pesquisa inicia-se por uma revisão bibliográfica sobre o tema. O efeito arco passa a ser melhor compreendido com os trabalhos de Wood (1952) e Wood e Simms (1969). Também vale ressaltar os trabalhos de Davies e Ahmed (1977) e Riddington e Stafford Smith (1978), que enfatizaram a importância da relação entre as rigidezes das paredes de alvenaria e das vigas de concreto.

Do trabalho de Riddington e Stafford Smith (1978), pode-se extrair uma das principais contribuições à modelagem do efeito arco: tal efeito só é notado para as porções de paredes situadas em alturas inferiores a 70% do comprimento do vão entre apoios (pilares ou fundações). Isso significa que, para os casos usuais de edifícios, basta construir o modelo de um único pavimento em alvenaria apoiado sobre vigas de concreto para simular adequadamente o efeito arco. Esta conclusão já foi corroborada por outros estudos que empregaram o Método dos Elementos Finitos para descrever este fenômeno.

Na sequência do trabalho, serão apresentados três edifícios reais em alvenaria estrutural, apoiados sobre vigas de suporte em concreto armado:

- Edifício Vitória Jundiá: é um edifício de quatro pavimentos em alvenaria, apoiado diretamente sobre uma estrutura de fundação formada por vigas de concreto armado, apoiadas sobre estacas;
- Edifício Way Penha: é um edifício de oito pavimentos em alvenaria, apoiado sobre um pilotis em concreto armado;
- Edifício Vita Belle: é um edifício de 18 pavimentos em alvenaria, apoiado sobre um pilotis em concreto armado.

Para cada um desses edifícios, as estruturas de alvenaria serão analisadas, de forma a obter os carregamentos sobre as vigas de suporte (que equivalem às reações nas bases das paredes estruturais). Posteriormente, esses carregamentos serão aplicados à estrutura de suporte de cada edifício, através de dois procedimentos:

- a) Modelo que pode ser considerado usual, que não considera a existência do efeito arco. Neste modelo, os carregamentos transmitidos pelas paredes, em virtude de ações verticais, são aplicados uniformemente sobre as vigas de suporte;
- b) Modelo que considera a existência do efeito arco. Neste modelo, os carregamentos oriundos de ações verticais são aplicados uniformemente sobre paredes representativas de um pavimento de alvenaria, devidamente discretizadas e ligadas a uma estrutura de suporte formada por vigas e apoios.

Em todos os casos, a análise das paredes de alvenaria dos edifícios e das estruturas de suporte será conduzida através dos procedimentos e ferramentas computacionais desenvolvidas por Corrêa e Ramalho (1994, 1998). O modelo que permite estudar a interação entre a estrutura de alvenaria e a estrutura de suporte em concreto será gerado através do sistema GMPAE, versão 2.0, desenvolvido inicialmente por Silva e Ramalho (2005), e aperfeiçoado por Paes e Ramalho (2008).

Em seguida, as estruturas de suporte serão analisadas, obtendo-se os esforços solicitantes sobre cada uma das vigas.

De posse dos diagramas de esforços, as vigas de suporte serão dimensionadas através de um programa computacional de dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado – o CAD/TQS<sup>®</sup>. Esse programa permitirá o detalhamento das armaduras de cada uma das vigas, a partir dos esforços provenientes dos dois modelos de cálculo empregados. Além desse detalhamento, serão obtidos também os consumos de aço para as estruturas de suporte.

Ao final, terão sido obtidos, para cada um dos três edifícios analisados:

- a) Diagramas de esforços solicitantes para todas as vigas da estrutura de suporte, através do modelo usual e do modelo, com efeito arco;
- b) Detalhamentos de armaduras para todas as vigas da estrutura de suporte, através do modelo usual e do modelo com efeito arco;
- c) Quantitativos globais de concreto e aço para todas as vigas da estrutura de suporte, através do modelo usual e do modelo com efeito arco.

Os dados obtidos farão objeto de comparativos detalhados, com o intuito de salientar as diferenças expressivas que certamente serão notadas. Finalmente, serão apresentadas as diferenças de custos de execução entre as duas soluções de dimensionamento encontradas.

## **1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

O capítulo 1 deste trabalho consiste em uma introdução, na qual é abordada a evolução histórica do uso da alvenaria estrutural, os objetivos do trabalho, sua justificativa, a metodologia empregada e a organização do trabalho.

O capítulo 2 é dedicado à revisão bibliográfica necessária ao entendimento deste trabalho. São apresentados os conceitos iniciais sobre efeito arco. Em seguida, alguns métodos simplificados baseados em rigidez relativa são discutidos. Aborda-se também a questão de altura de parede para formação do arco. Então, apresenta-se a evolução da pesquisa sobre o assunto no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, ressaltando o forte enfoque dado à modelagem numérica.

A apresentação das ferramentas computacionais empregadas no trabalho é feita no capítulo 3. Os programas desenvolvidos por Correa e Ramalho (1994, 1998) são destacados, assim como o aplicativo GMPAE 2.0, que facilita a análise de estruturas de transição

contemplando o efeito arco. Após uma breve apresentação do funcionamento do programa CAD/TQS<sup>®</sup>, explica-se como os resultados gerados pelos programas de análise são utilizados pelo CAD/TQS<sup>®</sup> para se obter dimensionamentos e detalhamentos das vigas de suporte.

O capítulo 4 destina-se a apresentar os exemplos de edifícios analisados: são três edifícios, sendo que para cada um deles são mostrados os resultados obtidos para as vigas de suporte através dos dois modelos distintos já mencionados. Algumas vigas são comparadas detalhadamente em termos de esforços, deslocamentos e armaduras calculadas. Ao final da apresentação de cada edifício, as quantidades de concreto, aço e os custos estimados para cada solução são comparados.

As considerações finais deste trabalho encontram-se no capítulo 5, dando-se a ênfase na comparação de custos entre estruturas de suporte projetadas com e sem a consideração do efeito arco.

Finalmente, são citadas todas as referências utilizadas para o desenvolvimento desta pesquisa.

## Capítulo 2

# Revisão Bibliográfica

---

### 2.1 CONCEITOS INICIAIS SOBRE EFEITO ARCO

Edifícios de alvenaria estrutural podem estar apoiados sobre apoios contínuos, como sapatas corridas, ou sobre apoios discretos. Neste último caso, as paredes estruturais usualmente apoiam-se em vigas, que são suportadas pelos apoios discretos.

A situação de paredes de alvenaria apoiadas sobre vigas com apoios discretos é muito recorrente em edifícios de alvenaria estrutural. Ela pode ocorrer em edifícios apoiados sobre fundações pontuais do tipo estaca ou tubulão, ou em edifícios nos quais se deseja mudar a configuração do pavimento térreo para abrigar garagens ou áreas de lazer. Nesse caso, o pavimento térreo é executado com uma estrutura de concreto do tipo laje-viga-pilar, a que se chama tradicionalmente de pilotis. Esse arranjo estrutural, bastante típico em nosso país, está ilustrado na Figura 2.1.

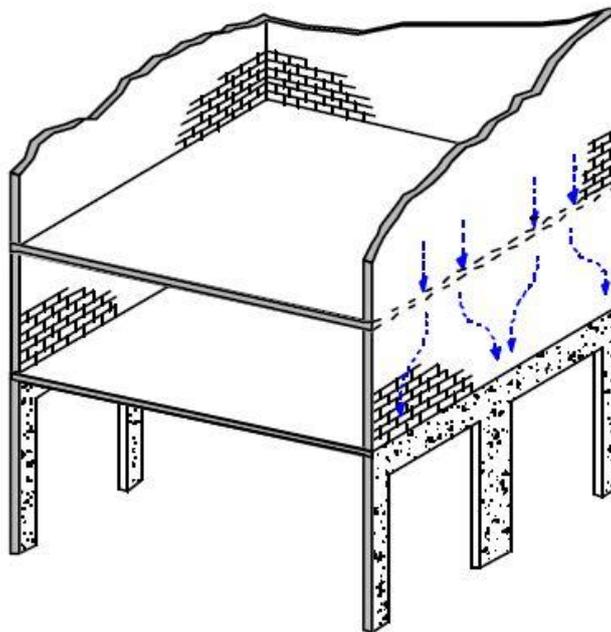


Figura 2.1 - Edifício em alvenaria estrutural sobre pilotis em concreto armado (BARBOSA, 2000)

Em paredes de alvenaria apoiadas sobre apoios discretos, as cargas das paredes tendem a migrar diretamente para os apoios. É o conhecido efeito arco, mostrado na Figura 2.2, onde  $P$  é a carga total aplicada sobre a parede. Esse fenômeno contradiz a hipótese comumente adotada nos escritórios de projeto estrutural, de que as cargas das paredes chegam às vigas de suporte de forma uniformemente distribuída.

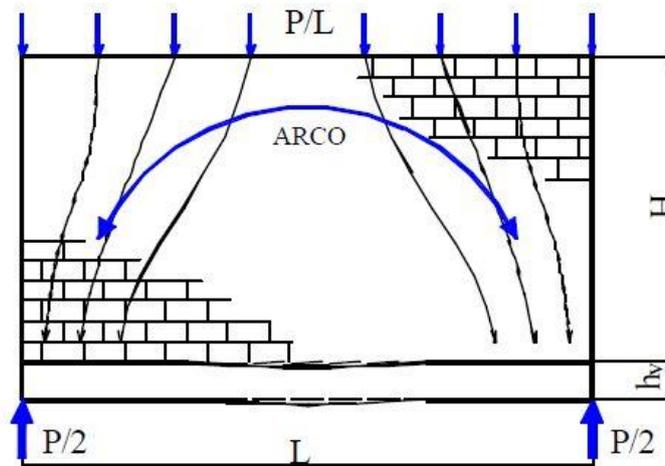


Figura 2.2 - Formação do arco em paredes sobre apoios discretos (BARBOSA, 2000)

Esse desvio no caminho de cargas provoca concentrações de tensão na alvenaria, na proximidade dos apoios. Ao mesmo tempo, esse fenômeno pode proporcionar um alívio dos esforços atuantes sobre a viga, principalmente dos momentos fletores. Essas importantes alterações na condição estática do conjunto parede-viga despertaram o interesse do meio técnico e científico pelo assunto.

Segundo Hendry (1998), o sistema parede-viga pode ser explicado, simplificadamente, assumindo-se que apenas parte da carga proveniente da parede – contida num diagrama triangular aproximado cujo valor máximo é alcançado no meio do vão –, é suportada pela viga. O restante da carga da parede seria suportado diretamente pelos apoios discretos. Hendry, Sinha e Davies (1997) afirmam que, até 1952, a prática de considerar um diagrama triangular de cargas era comum no projeto das vigas de suporte.

A interação entre paredes de alvenaria e estruturas de vigas sobre apoios discretos foi estudada em profundidade pela primeira vez por Wood (1952). Ele descreveu o sistema

parede-viga como um arco atirantado, no qual a viga comporta-se como um tirante, e o arco forma-se na parede, tal como mostrado na Figura 2.3.

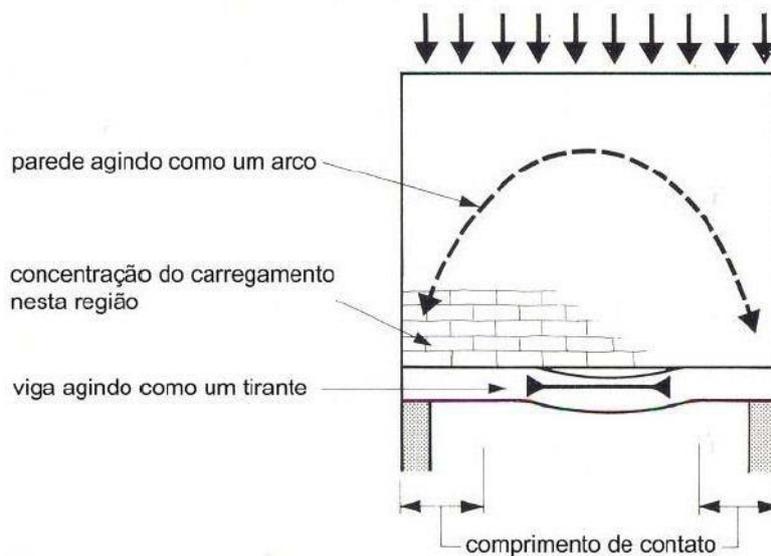


Figura 2.3 - Sistema parede-viga como arco atirantado (HASELTINE; MOORE, 1981; PAES, 2008)

Wood (1952) propôs algumas regras empíricas para determinar momentos fletores reduzidos que pudessem ser utilizados no dimensionamento de vigas de suporte. Ele propôs coeficientes redutores para o cálculo dos momentos, que poderiam reduzi-los até uma relação da ordem de  $PL/100$  (para paredes sem aberturas de portas ou janelas próximas aos apoios) ou  $PL/50$  (para paredes com aberturas de portas ou janelas próximas aos apoios).

Rosenhaupt (1962) também estudou o efeito arco, através de um programa experimental. Ele constatou que, no caso de uma parede apoiada sobre uma viga, o carregamento sobre a viga não é uniforme, aparecendo uma concentração de carregamentos nas regiões de apoio. Com o objetivo de enunciar métodos analíticos adequados para o dimensionamento de vigas de suporte, outros autores como Burhouse (1969) e Wood e Simms (1969) empreenderam extensos programas experimentais de ensaios de paredes sobre vigas com apoios discretos.

Uma ideia inicial a respeito das concentrações de carregamento sobre a viga de suporte é que tensões normais e de cisalhamento formam diagramas triangulares nas proximidades dos apoios discretos. Tanto tensões normais como cisalhantes tendem a zero no meio do vão.

Tal ideia, ilustrada na Figura 2.4, é apresentada por Riddington e Stafford Smith (1977) e Hendry (1998).

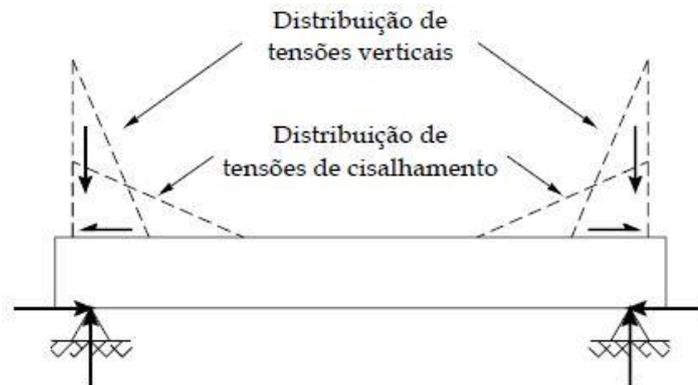


Figura 2.4 - Tensões verticais e de cisalhamento na viga (SILVA, 2005)

Essa distribuição de carregamentos sobre as vigas provoca importantes mudanças nos diagramas de esforços das vigas, em relação a uma viga biapoiada clássica. Pode-se notar, nos diagramas de esforços da Figura 2.5, tanto o surgimento de esforços de tração na viga – dando sentido à hipótese do funcionamento como arco atirantado –, como uma expressiva redução de momentos fletores no meio do vão, de forma coerente com o que haviam notado Wood (1952) e outros pesquisadores em seus trabalhos.

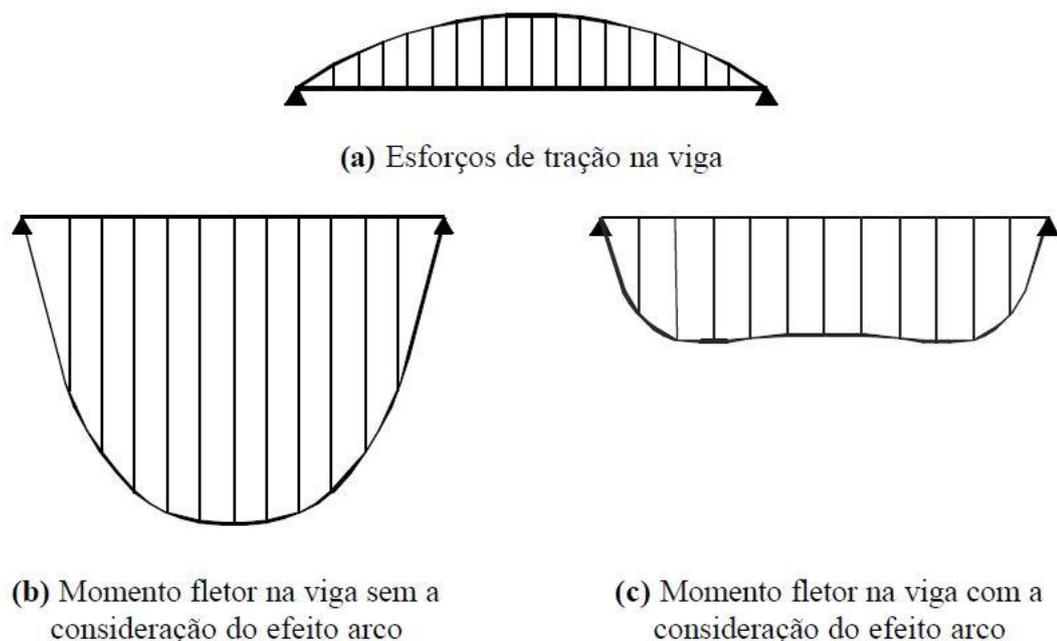


Figura 2.5 - Esforços em uma viga de um sistema parede-viga (BARBOSA, 2000)

Já o diagrama de tensões horizontais é praticamente idêntico ao de uma viga-parede comum, com uma região superior comprimida, e uma região inferior tracionada, como se vê na Figura 2.6. Barbosa (2000) observa que a linha neutra pode estar localizada tanto dentro da viga como na parte inferior da parede. No primeiro caso, as armaduras inferiores da viga encontram-se tracionadas, ao passo que as armaduras superiores encontram-se comprimidas. No segundo caso, tanto armaduras inferiores como superiores encontram-se tracionadas, bem como a base da parede.

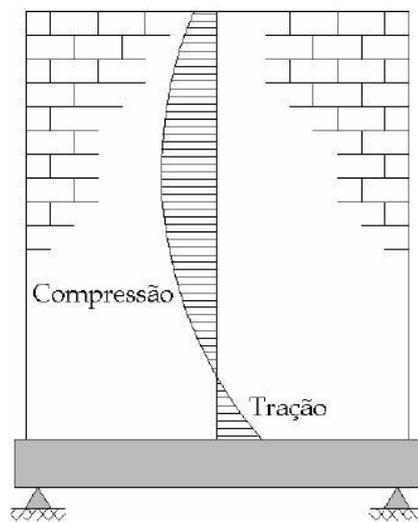


Figura 2.6 - Tensões horizontais no sistema parede-viga (SILVA, 2005)

## 2.2 MODELOS SIMPLIFICADOS USANDO RIGIDEZ RELATIVA

Riddington e Stafford Smith (1977) foram um dos primeiros a introduzir o conceito de rigidez relativa. Eles verificaram que a formação do arco era influenciada por características geométricas – vão entre apoios, inércia da viga de apoio e espessura da parede -, mas também por características físicas como o módulo de elasticidade dos materiais constituintes da parede – alvenaria – e da viga – concreto, na maioria dos casos.

Assim, eles propuseram uma relação a qual chamaram de rigidez relativa, expressa pelo parâmetro K:

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t_p \cdot L^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (2.1)$$

Onde:

$E_p$ : módulo de elasticidade longitudinal da parede;

$E_v$ : módulo de elasticidade longitudinal da viga;

$I_v$ : inércia da viga de apoio;

$L$ : distância entre apoios;

$t_p$ : espessura da parede;

O conceito de rigidez relativa também foi usado por Davies e Ahmed (1977). Eles substituíram a distância entre apoios  $L$  pela altura da parede  $H$ , criando o parâmetro de rigidez relativa  $R$ :

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t_p \cdot H^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (2.2)$$

Como afirma Barbosa (2000), a rigidez relativa não possui um resultado exato, e o seu conceito é bem mais qualitativo do que quantitativo. Ambos os parâmetros –  $K$  e  $R$  – têm a função de fornecer informação sobre a distribuição de tensões e a configuração deformada do sistema parede-viga. Eles contemplam, no numerador da fração, variáveis ligadas à rigidez da parede de alvenaria, e, no denominador, variáveis que expressam a rigidez da viga de suporte.

Assim, quanto maior o valor do parâmetro de rigidez, menos rígida é a viga de suporte em relação à parede que suporta, e mais pronunciado é o efeito arco. Quanto mais pronunciado é o efeito arco, maior é a concentração de tensões nas proximidades dos apoios, e maior é o alívio de momento fletor no meio do vão. Por outro lado, quanto menor o valor da rigidez relativa, mais rígida é a viga em relação à parede, e a importância do efeito arco diminui. Neste caso, as alterações causadas pelo efeito arco perdem importância: as concentrações de tensões nos arredores dos apoios são menos pronunciadas, e o alívio de momento fletor no meio do vão é menos relevante.

Riddington e Stafford Smith (1977), e Davies e Ahmed (1977) propuseram métodos analíticos simplificados para consideração do efeito arco no cálculo de tensões normais, tensões cisalhantes, momentos fletores nas vigas de apoio e deslocamentos. Tomazela (1995)

e Barbosa (2000) apresentaram esses métodos de maneira detalhada, com aplicações reais de cada um deles e comparações com resultados experimentais e análises numéricas, chegando a alguns resultados bastante discrepantes entre métodos simplificados e modelagens numéricas.

É preciso lembrar que os métodos simplificados mencionados foram desenvolvidos a partir de ensaios e simulações numéricas que normalmente contemplavam uma única parede suportada por uma viga biapoiada. Sabe-se que, na maioria dos casos reais em projetos de edifícios, essa situação nem sempre acontece, sendo mais comuns as vigas contínuas. Assim, Barbosa (2000) e Silva (2005) não recomendam o emprego de modelos simplificados para a determinação dos esforços e tensões. Ambos recomendam o emprego de simulações numéricas como procedimento fundamental ao considerar o efeito arco em projetos de edifícios.

## **2.3 INFLUÊNCIA DA ALTURA DA PAREDE NO EFEITO ARCO**

Outra questão de grande importância na análise do efeito arco é a identificação dos trechos em que se formam os arcos. A princípio, poderia se imaginar que, na medida em que aumenta a altura de uma parede, modifica-se o arco formado pela interação da parede com a viga que a apoia. No entanto, Silva (2005) escreve que isso não ocorre: a partir de uma determinada altura de parede, o arco formado tem uma configuração praticamente constante.

Wood (1952) indica que o arco forma-se a partir de uma relação entre altura da parede e comprimento da viga maior ou igual a 0,6. Segundo ele, para relações inferiores a 0,6, o aumento das tensões de cisalhamento na interface parede-viga poderia provocar o rompimento do material nessa região.

Hendry, Sinha e Davies (1997) endossam essa opinião, ao escreverem que a interação entre parede e viga só acontece se houver ligação suficiente entre esses elementos, de maneira que as forças de cisalhamento necessárias possam se desenvolver. Eles afirmam que as forças de atrito necessárias para fornecer essa ligação cisalhante desenvolvem-se para sistemas com relação  $H/L$  superior a 0,6.

Riddington e Stafford Smith (1977) afirmam que, para uma razão entre altura da parede e vão da viga de apoio superior a 0,7, a porção de parede situada acima de  $0,7 L$  não

traz nenhum impacto para a formação do arco. Ela representa apenas um acréscimo de carga, conforme mostra a Figura 2.7. Ainda que Riddington e Stafford Smith (1978) tenham retomado a sugestão de Wood (1952) – ou seja,  $H/L > 0,6$  -, Tomazela (1995) demonstrou que a relação  $H/L > 0,7$  é bastante adequada. Essa hipótese foi utilizada nos trabalhos de Barbosa (2000), Silva (2005) e Paes (2008).

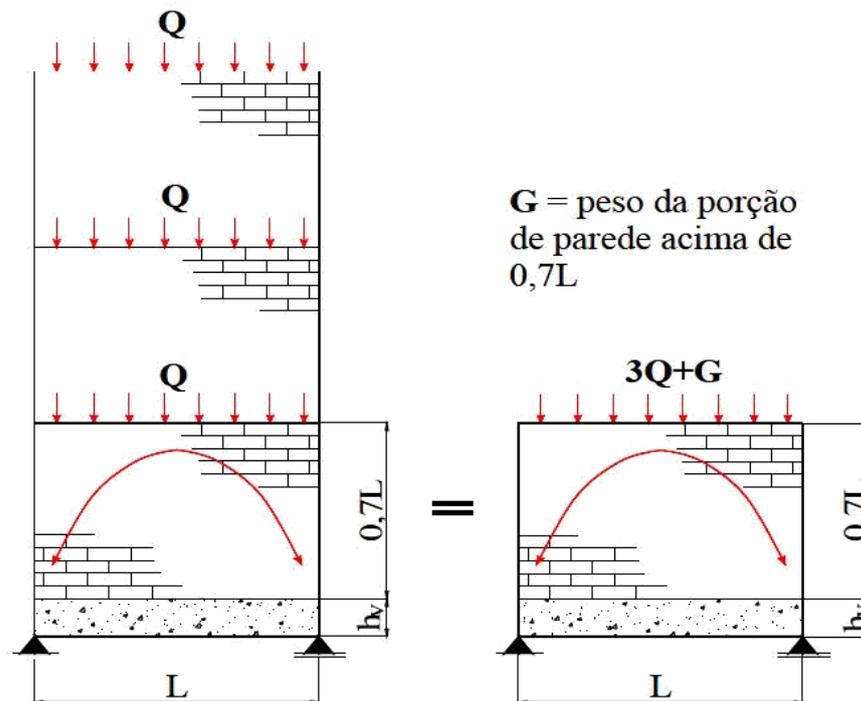


Figura 2.7 - Sistemas parede-viga com carregamento equivalente (BARBOSA, 2000; PAES, 2008)

A validade desta hipótese é de grande valia para a prática dos projetos de edifícios. Considerando que os vãos usuais entre apoios de estruturas de suporte – sejam elas vigas de fundação ou vigas de transição de um pilotis - raramente ultrapassam 4,0 metros, pode-se concluir que a formação do arco está limitada a uma altura de parede de 2,8 metros. Como este é o pé-direito usual de edifícios de alvenaria, a modelagem de um único pavimento em alvenaria, sobre suas vigas de apoio e apoios discretos, já é suficiente para contemplar o efeito arco (Silva, 2005).

## 2.4 PESQUISAS SOBRE EFEITO ARCO NO SET –EESC - USP

O Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP já conta com um histórico de trabalhos voltados ao estudo do efeito arco utilizando métodos numéricos.

Tomazela (1995) apresentou diversos modelos numéricos de sistemas parede-viga, com o intuito de comparar os resultados com alguns métodos simplificados de obtenção de esforços e tensões em sistemas parede-viga. Tendo obtido resultados satisfatórios quanto às principais consequências desse fenômeno – concentração de tensões próximas aos apoios, redução de momentos fletores em relação ao esperado para vigas biapoiadas, etc. -, ele concluiu que a aplicação de métodos numéricos como o MEF (Método dos Elementos Finitos) é uma opção interessante para o estudo detalhado do efeito arco em diversas condições de geometria, carregamento e apoios.

Barbosa (2000) também desenvolveu modelos numéricos de paredes sobre vigas biapoiadas, estudando a influência da presença de aberturas nas paredes. A autora empregou elementos de contato para simular a interface parede-viga. O trabalho retomou também a análise dos métodos simplificados desenvolvidos na década de 70, apresentando estudos de caso e comparações com resultados de análises numéricas.

Além disso, o trabalho apresenta exemplos de modelos completos de análise de estruturas de suporte em concreto armado para edifícios de alvenaria, comparando modelos de cálculo convencionais – nos quais os carregamentos oriundos das paredes estruturais chegam às vigas de suporte uniformemente distribuídos – com modelos de cálculo que consideram o efeito arco, nos quais paredes e vigas de suporte interagem. A autora chegou a resultados de tensões, esforços solicitantes e deslocamentos nas vigas para cada modelo.

Assumindo a hipótese de que, para simular o efeito arco, basta modelar um único pavimento de alvenaria sobre a estrutura de suporte, Barbosa (2000) notou claramente o potencial benefício que a consideração do efeito arco nos projetos estruturais poderia trazer sob o aspecto econômico, principalmente no que tange às reduções de momentos fletores nas vigas. Por isso, ela recomenda esse procedimento, definindo-o como econômico e seguro. O trabalho alerta também para o problema da concentração de tensões na alvenaria na região dos apoios discretos.

Silva (2005), dando continuidade a essa linha de pesquisa, desenvolveu um aplicativo chamado GMPAE, com o objetivo de gerar uma rede de elementos finitos de um pavimento de um edifício em alvenaria apoiado sobre uma estrutura de suporte formada por vigas.

Esse aplicativo, desenvolvido inicialmente de forma a considerar apenas ações verticais, permite gerar rapidamente um modelo numérico que integra as paredes de alvenaria, com todas suas peculiaridades físicas e geométricas (inclusive aberturas para portas e janelas), com as vigas de concreto armado, considerando corretamente o efeito arco.

Silva (2005) também apresentou exemplos reais de edifícios em alvenaria apoiados sobre grelhas de vigas de concreto armado. Foram apresentados modelos que não consideram o efeito arco e modelos que o consideram, comparando-se esforços, tensões e deslocamentos. Desta forma, o trabalho reforçou o potencial econômico de considerar o efeito arco, sem deixar de mencionar as verificações de tensões na alvenaria, imprescindíveis para a consistência do procedimento. O autor também recomendou a linha de métodos numéricos como a mais promissora para o estudo do efeito arco em edifícios de alvenaria, em detrimento do uso de métodos simplificados.

Finalmente, Paes (2008) aperfeiçoou o aplicativo GMPAE, acrescentando funcionalidades que permitem considerar também ações horizontais no modelo integrado de paredes e vigas. Este trabalho também apresentou exemplos reais de edifícios em alvenaria apoiados sobre estruturas reticulares de concreto armado, comparando modelos que não consideram o efeito arco com os que o consideram, em termos de esforços, tensões e deslocamentos.

Além de salientar os potenciais benefícios da consideração do efeito arco, Paes (2008) alertou para a importância de considerar igualmente os esforços provenientes das ações horizontais no dimensionamento das vigas de suporte.

# Capítulo 3

## Ferramentas Computacionais

---

### 3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta as ferramentas computacionais empregadas nos modelos numéricos dos edifícios estudados. A maior parte das análises foi feita por meio de um conjunto de programas desenvolvidos desde os anos 90, apresentados nos trabalhos de Corrêa e Ramalho (1994, 1998). São aplicativos desenvolvidos para uso em ambiente DOS. Alguns dos programas são responsáveis pelo pré-processamento dos modelos – leitura de geometria a partir de arquivos de desenho DXF, organização dos dados, definição dos nós, elementos finitos de barras e membranas, etc. Existe um programa que é o processador de modelos em elementos finitos, propriamente dito. Finalmente, há outros programas que são responsáveis pelo pós-processamento – cálculo de reações nos apoios, apresentação dos diagramas de esforços solicitantes, etc. Essas ferramentas são completamente interdependentes, ou seja, os arquivos de saída de um aplicativo tornam-se arquivos de entrada de outro, formando um sistema de programas integrado.

São apresentados, na sequência:

- Automatização da análise de estruturas de alvenaria;
- Análise de vigas de suporte de edifícios de alvenaria, sem considerar o efeito arco;
- Análise de vigas de suporte de edifícios de alvenaria, considerando o efeito arco;
- Sistema GMPAE 2.0 – aplicativo que gera a rede de elementos finitos integrada de alvenaria e estrutura de suporte, desenvolvida por Silva e Ramalho (2005) e aperfeiçoada por Paes e Ramalho (2008);
- CAD/TQS<sup>®</sup>, ferramenta comercial de dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado.

Como a presente pesquisa não teve por objetivo desenvolver nenhuma das ferramentas computacionais empregadas, estas serão apresentadas de forma concisa, de forma a permitir

ao leitor compreender o papel de cada uma delas no desenvolvimento do trabalho. Não se pretende apresentar detalhadamente cada ferramenta, em um nível de “manual de operação” dos programas. Sugere-se àqueles que desejarem aprofundar-se nas ferramentas computacionais a leitura dos trabalhos originais que as apresentam ou dos próprios manuais de operação.

### **3.2 AUTOMATIZAÇÃO DA ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA**

Corrêa e Ramalho (1994, 1998) desenvolveram um conjunto de ferramentas computacionais destinada à análise estrutural dos edifícios em alvenaria. Essas ferramentas permitem a automatização dos procedimentos de análise estrutural, a partir da geometria da estrutura discretizada e dos carregamentos. Ela comporta tanto a análise de ações verticais como de ações horizontais. Para a análise segundo ações verticais, pode-se empregar o procedimento de grupos de paredes isoladas, ou grupos de paredes com interação. Para ações horizontais, é possível considerar um modelo de paredes isoladas ou pórticos espaciais quando se deseja a consideração de lintéis. Maiores detalhes sobre os possíveis modelos para análise de estruturas de alvenaria são encontrados em Corrêa e Ramalho (2003).

O programa exige, como dados de entrada, alguns parâmetros gerais da estrutura, como unidades dimensionais adotadas, peso específico da alvenaria, pé-direito dos andares, espessura das paredes e o número de pavimentos. Esses dados de entrada são lançados através de um desenho eletrônico em formato \*.DXF, juntamente com a geometria da estrutura de alvenaria. A geometria da estrutura deve ser definida com o uso dos seguintes elementos:

- a) Pontos: os pontos são representados por um número que o identifica e por suas coordenadas cartesianas. Eles demarcam as extremidades dos segmentos;
- b) Segmentos: os segmentos podem ser de duas classes: parede estrutural, e parede não-estrutural. As paredes não-estruturais podem incluir portas, janelas, e aberturas totais. Os segmentos são associados a um número, um ponto inicial, um ponto final, o tipo de segmento, altura e espessura;
- c) Grupos: os grupos são formados por um conjunto de paredes estruturais que estejam perfeitamente ligadas entre si através de amarração direta. Paredes

estruturais que compõem um grupo estão sujeitas a uma mesma carga vertical. Todos os carregamentos incidentes sobre uma parede pertencente a um grupo são automaticamente redistribuídos uniformemente por todas as paredes do grupo. Os grupos são definidos por um número e pela relação de segmentos que os compõem;

- d) Macrogrupos: os macrogrupos destinam-se a representar grupos distintos que interagem entre si, através de uma abertura de porta ou janela, mediante uma determinada taxa de uniformização. Eles servem justamente para viabilizar o procedimento dos grupos de parede com interação.

O arquivo que contém os dados de entrada lançados graficamente é processado pelo programa “CDCV.EXE”, que interpreta o desenho e gera arquivos de saída contendo os dados lançados, inclusive um arquivo de extensão \*.DCV, contendo somente dados referentes às paredes.

Os dados de entrada pertinentes às lajes dos edifícios, como espessura e carregamentos, também são lançados através de um arquivo de desenho em formato DXF. Esse arquivo é processado pelo programa “CPA.EXE”, que também interpreta os dados gráficos e produz arquivos de saída contendo estes dados.

Os dados produzidos após o processamento das paredes e das lajes são então agrupados em um único arquivo, com extensão \*.DCV, que, nesta etapa, contém informações relativas às paredes e às lajes. Este arquivo é processado pelo aplicativo “DCV.EXE”. Desse processamento, provem os resultados da análise da estrutura sob ações verticais, e a definição geométrica dos painéis de contraventamento que resistem às ações horizontais.

Nos casos em que se deseja analisar o comportamento da estrutura sob ações horizontais, deve-se montar um arquivo com extensão \*.GAV. Nele, constam todos os dados necessários para o cálculo das ações horizontais que agem sobre a estrutura. O programa “GAV.EXE” processa este arquivo, gerando dois arquivos de dados – um para ações segundo a direção “X” e outro para ações segundo a direção “Y” -, que contêm os modelos para processamento das ações horizontais.

Esses arquivos são modelos em elementos finitos, formados, neste caso, unicamente por elementos de barra. O processamento dos modelos em elementos finitos é executado pelo programa “LSS.EXE”.

Ao final do processamento da estrutura, a ferramenta disponibiliza, além de arquivos de resultados, arquivos necessários para a análise posterior da estrutura de transição.

Na sequência, a Figura 3.1 apresenta um fluxograma que descreve, de forma resumida, os programas e principais arquivos envolvidos na análise automatizada de estruturas de alvenaria.

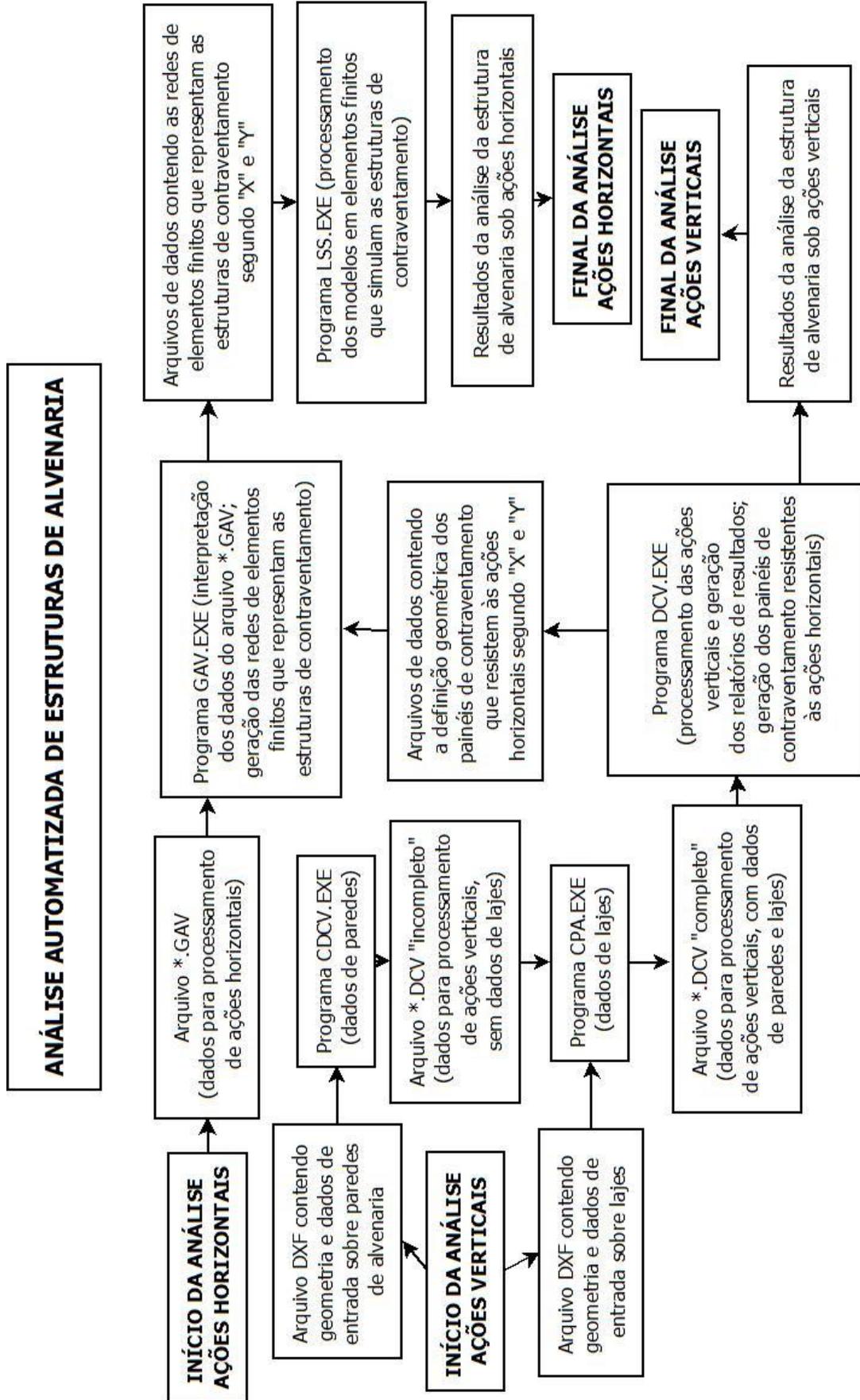


Figura 3.1 – Fluxograma dos programas envolvidos na análise automatizada de estruturas de alvenaria

### **3.3 ANÁLISE DE VIGAS DE SUPORTE DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA, SEM EFEITO ARCO**

Os programas empregados nesta fase também fazem parte do mesmo conjunto de programas mencionados anteriormente. Com exceção do aplicativo GMPAE, todos os outros são operados em ambiente DOS.

A geometria da estrutura reticulada, formada por vigas e pilares (ou estacas), é lançada através de um programa de desenho tipo CAD, resultando em um arquivo de extensão \*.DXF. Juntamente com a geometria, são lançados outros dados de entrada da estrutura que se deseja modelar, como módulo de elasticidade dos materiais, pé-direito da estrutura e seções transversais das vigas e pilares. Esse arquivo é interpretado pelo programa CGLS.EXE, que traduz a geometria desenhada em arquivos de dados específicos, que definem a geometria dos elementos de barra, as características físicas e geométricas de vigas e dos pilares.

Os arquivos gerados pelo programa CGLS.EXE servem de dados de entrada para o programa GLS.EXE. Outros dados de entrada para o GLS.EXE são arquivos gerados pelo processamento das ações verticais sobre a estrutura de alvenaria – um arquivo que define os pontos de início e fim de cada segmento de parede, e um arquivo que descreve os carregamentos verticais resultantes da análise. O GLS.EXE, reunindo todas essas informações, gera um arquivo de dados contendo o modelo de pórtico, em elementos finitos de barra, que representa a estrutura de suporte do edifício submetida às ações verticais provenientes da estrutura de alvenaria.

Esse arquivo de dados é processado pelo programa LSS.EXE, programa destinado a processar o modelo e solucionar numericamente problemas de análise estrutural através do Método dos Elementos Finitos. Neste ponto do procedimento, o problema de uma estrutura de suporte submetida às ações verticais causadas pelas paredes estruturais está resolvido, tal como se faz convencionalmente.

Para tratar as ações horizontais, utiliza-se o programa CVP.EXE. Este programa prepara, de forma preliminar, três arquivos de dados contendo malhas de elementos finitos. Desses arquivos, dois (um para a direção “X” e outro para a direção “Y”) definem o modelo de pórtico, em elementos finitos, destinado a analisar a estrutura de transição sob ações

horizontais. Nesses arquivos, o pórtico usado para análise de ações verticais é acrescido de nós mestres, e da força horizontal total que incide na estrutura de transição segundo cada uma das direções “X” e “Y”. O terceiro arquivo considera apenas as cargas verticais.

A preparação final dos arquivos de dados que contêm os dados para processamento é realizada no GMPAE - um aplicativo gerador de redes de elementos finitos, que será descrito em maiores detalhes na sequência do trabalho, visto a sua importância para a análise que incorpora o efeito arco. Nesta etapa, o GMPAE recebe dados de entrada que contêm a geometria da estrutura de suporte, características físicas dessa estrutura, arquivo contendo a geometria da estrutura de alvenaria, dados geométricos sobre os painéis de contraventamento existentes segundo as duas direções, e os momentos fletores que ocorrem nas bases desses painéis em virtude das ações horizontais.

A partir dessas informações, o GMPAE gera os dois arquivos de dados contendo as redes de elementos finitos – uma para ações segundo “X”, outro para ações segundo “Y” -, completos para processamento pelo programa LSS.EXE. Esses arquivos contêm modelos de pórtico com nós-mestres, contemplam carregamentos verticais em forma de diagramas triangulares (que equivalem aos momentos fletores existentes nas bases dos painéis de contraventamento), e a força horizontal total aplicada ao nível da transição.

Com o processamento desses arquivos pelo LSS.EXE, a análise da estrutura de suporte sob ações horizontais está concluída. O Sistema ANSER oferece alguns aplicativos na etapa de pós-processamento, destinados, por exemplo, a dimensionar as armaduras de vigas e calcular as reações de apoio. Destaca-se, como fundamental nesta pesquisa, o programa ELS.EXE. Este programa busca, nos resultados da análise estrutural em elementos finitos, os esforços solicitantes resultantes nas vigas de suporte, e os organiza de acordo com os protocolos do sistema CAD/TQS<sup>®</sup>. Assim, o ELS.EXE produz um arquivo de extensão \*.TEV, que contém os esforços solicitantes nas vigas de suporte, e é utilizado pelo CAD/TQS<sup>®</sup> para o dimensionamento e detalhamento das armaduras das vigas de suporte.

A Figura 3.2 mostra um fluxograma que resume as etapas necessárias à análise de vigas de suporte de edifícios de alvenaria, ainda sem a consideração do efeito arco.

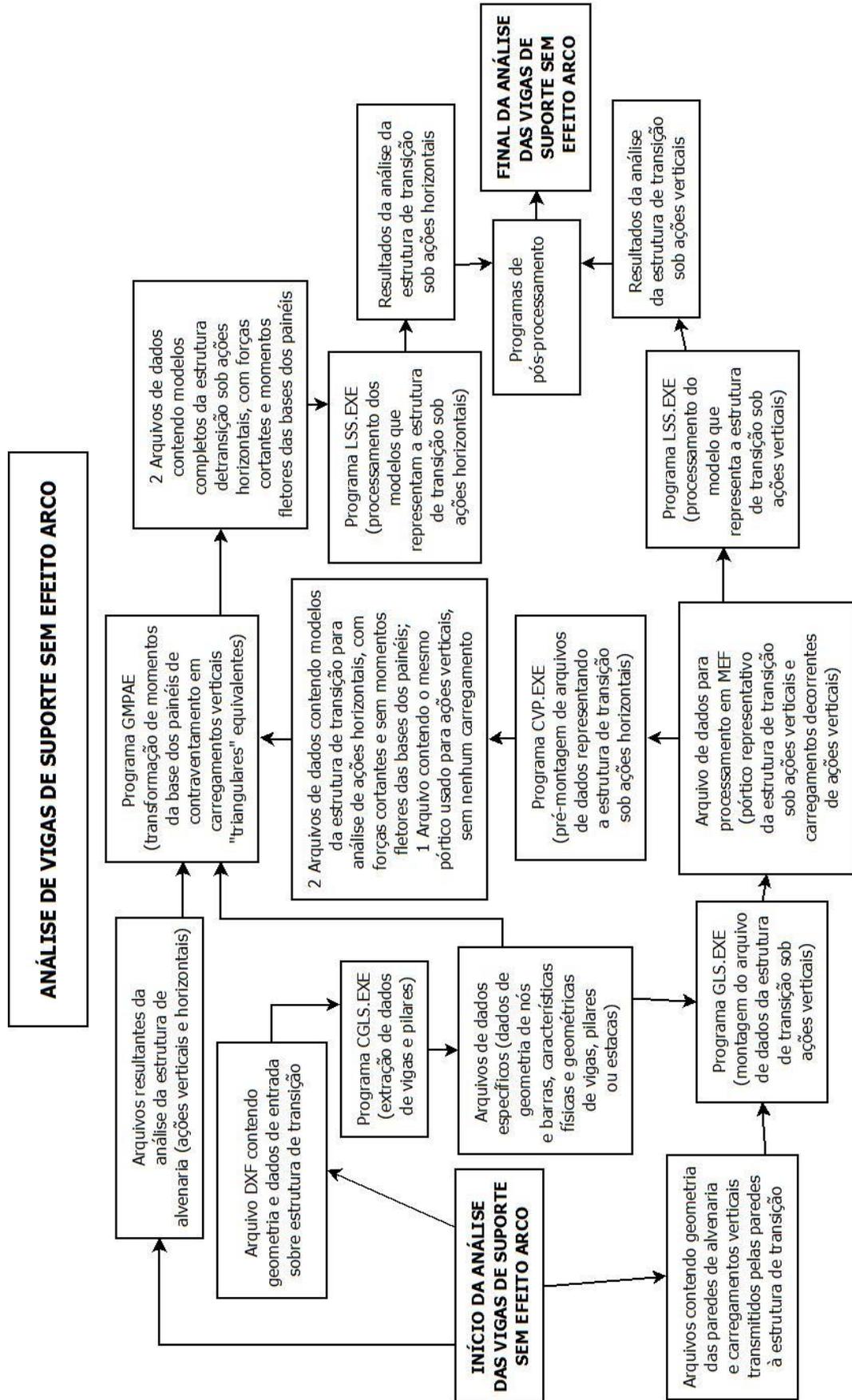


Figura 3.2 – Fluxograma dos programas envolvidos na análise de vigas de suporte de edifícios de alvenaria, sem a consideração do efeito arco

### **3.4 ANÁLISE DE VIGAS DE SUPORTE DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA, COM EFEITO ARCO**

Para efetuar a análise estrutural de uma estrutura de transição, considerando o efeito arco, é conveniente que já tenha sido feita uma análise tradicional da mesma estrutura, de acordo com o procedimento apresentado anteriormente. É imprescindível que o arquivo de dados que representa o pilotis para análise da estrutura sob ações verticais já tenha sido gerado.

Além deste arquivo de dados, o GMPAE necessita dos mesmos dados de entrada necessários na análise sem efeito arco: arquivos contendo a geometria da estrutura de suporte, características físicas e geométricas dessa estrutura, arquivo contendo a geometria da estrutura de alvenaria, dados geométricos sobre os painéis de contraventamento existentes, e os momentos fletores que ocorrem nas bases desses painéis em virtude das ações horizontais.

A partir desses arquivos, o GMPAE gera uma rede de elementos finitos formada por elementos de membrana, que representam as paredes de alvenaria e elementos de barra, que representam as vigas e pilares que constituem a estrutura de suporte. Empregando esta rede, são gerados três arquivos de dados:

- Um arquivo contendo os carregamentos resultantes das ações verticais oriundas da estrutura de alvenaria, aplicados sobre os elementos situados no topo do pavimento de alvenaria modelado;
- Um arquivo contendo os carregamentos resultantes dos momentos fletores que ocorrem na base dos painéis de contraventamento, em consequência das ações horizontais segundo a direção “X”. Os momentos fletores são transformados em carregamentos verticais equivalentes, que formam diagramas triangulares de cargas sobre o topo do pavimento de alvenaria modelado;
- Um arquivo similar ao anterior, que contempla os momentos fletores que ocorrem na base dos painéis de contraventamento, em consequência das ações horizontais segundo a direção “Y”.

Os três arquivos são processados pelo programa LSS.EXE. Assim, está concluída a análise das vigas de transição considerando o efeito arco, contemplando tanto ações verticais

como horizontais. Os aplicativos destinados ao pós-processamento da estrutura, já comentados anteriormente, podem novamente ser utilizados para o cálculo de reações nos apoios, geração de diagramas de esforços solicitantes e, principalmente, para a geração de arquivos \*.TEV, necessários para o detalhamento das vigas no sistema CAD/TQS<sup>®</sup>.

O fluxograma que resume o procedimento de análise de vigas de suporte, com a consideração do efeito arco, está ilustrado na Figura 3.3.

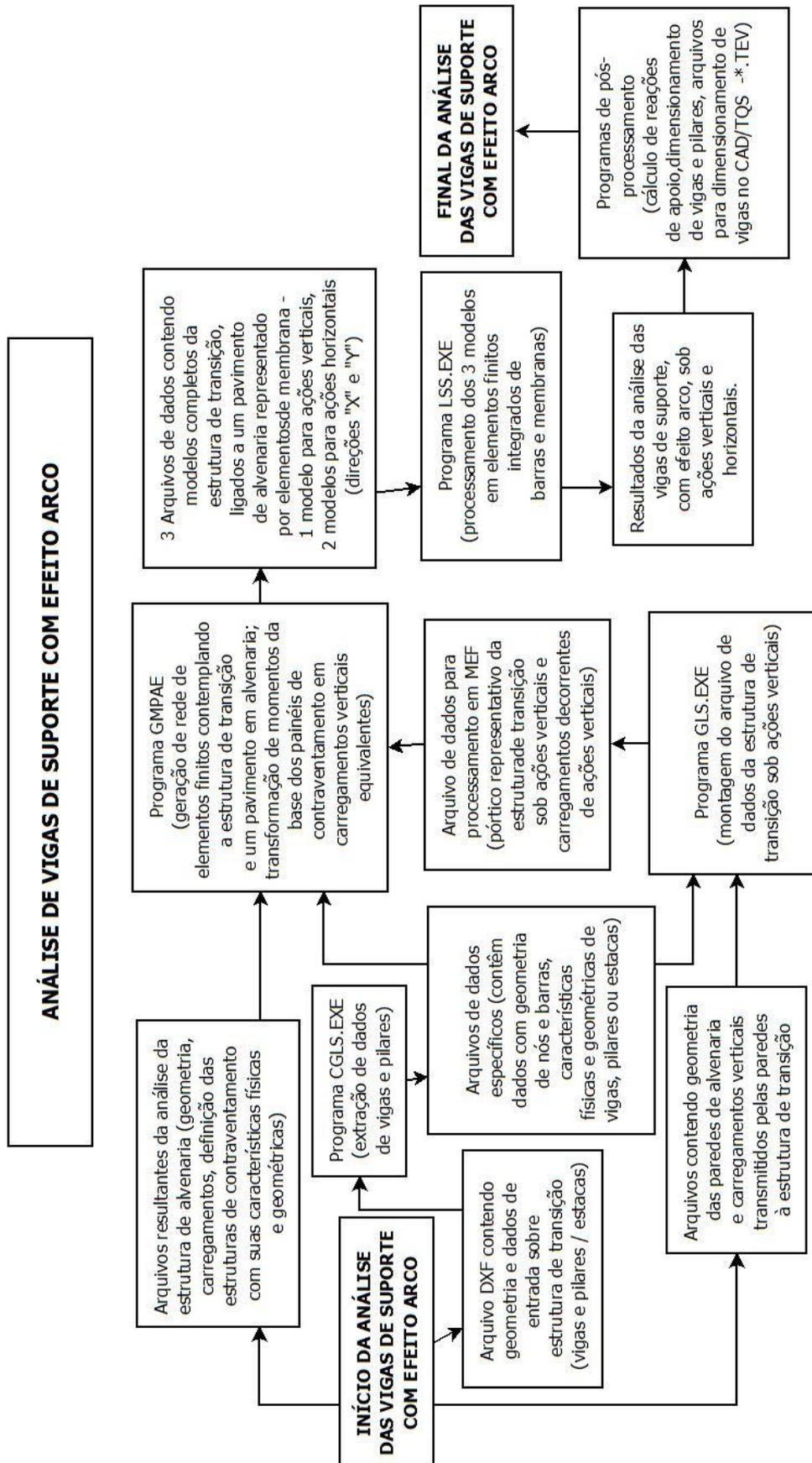


Figura 3.3 – Fluxograma dos programas envolvidos na análise de vigas de suporte de edifícios de alvenaria, considerando o efeito arco

### 3.5 SISTEMA GMPAE 2.0

O GMPAE – Sistema Gerador de Modelos para Pavimentos de Alvenaria Estrutural - foi desenvolvido inicialmente, em sua versão 1.0, por Silva e Ramalho (2005). Esta versão contemplava apenas as ações verticais provenientes da estrutura de alvenaria. Posteriormente, Paes e Ramalho (2008) desenvolveram a versão 2.0, incorporando a possibilidade de considerar as ações horizontais.

Trata-se de um aplicativo que gera uma rede de elementos finitos que representa um pavimento formado por paredes de alvenaria e a estrutura de suporte dessas paredes, formada por uma grelha de vigas sobre apoios discretos. O GMPAE está inserido no Sistema ANSER, de forma que tanto os dados de entrada como os arquivos de saída provem ou são utilizados por outros aplicativos do sistema.

A tela principal do GMPAE 2.0 apresenta as seções *Dados do Projeto*, *Arquivos do Projeto*, *Dados da Estrutura de Concreto*, *Dados da Alvenaria*, *Arquivos do Vento* e *Opções do Vento*. A Figura 3.4 ilustra essa tela principal.

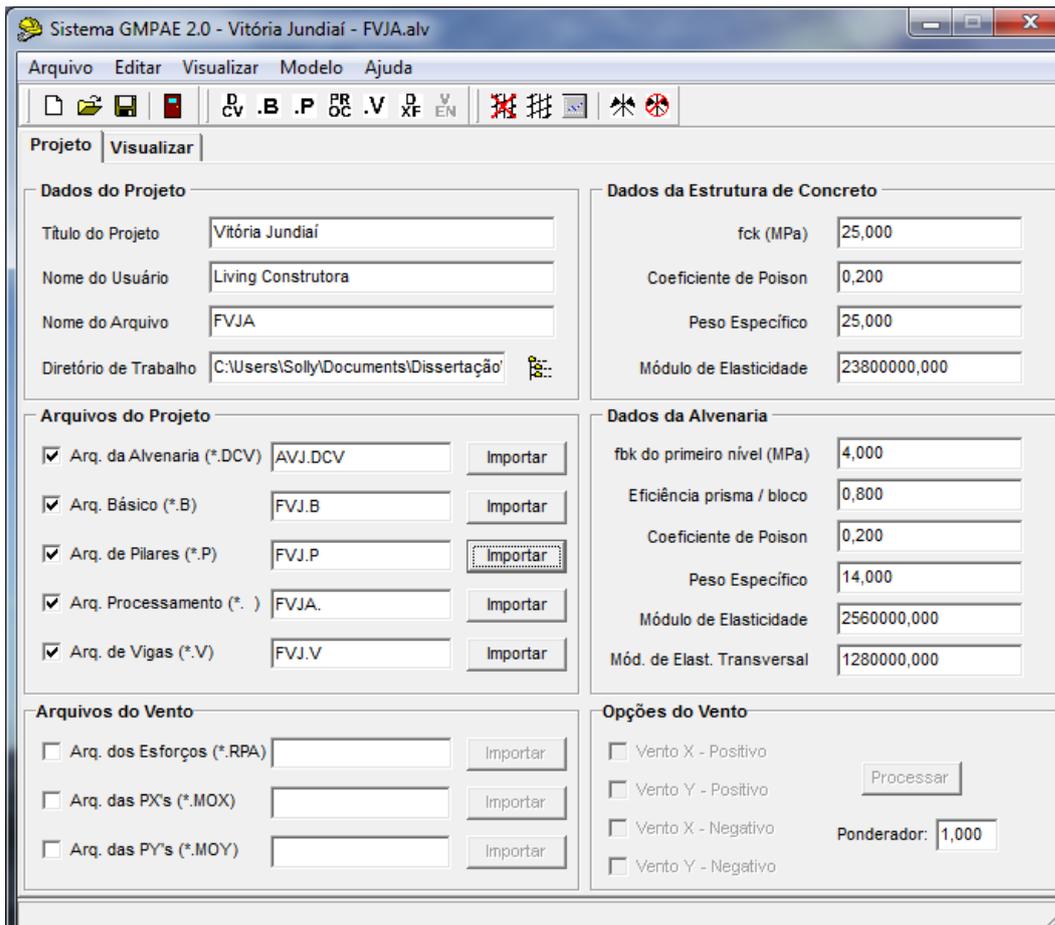


Figura 3.4 – Tela principal do GMPAE 2.0

Na sequência, apresenta-se brevemente o conteúdo de cada seção desta tela:

- a) **Dados do Projeto:** nesta seção, são informados os dados básicos do projeto em desenvolvimento, como o título do projeto, o nome do arquivo e outros;
- b) **Arquivos do Projeto:** esta seção destina-se a ler os arquivos importados que contêm os dados necessários para a sequência da montagem do modelo. São importados os arquivos:
  - \*.DCV : contém os dados sobre a estrutura de alvenaria. Ele é gerado a partir das ferramentas de análise automatizada de estruturas de alvenaria;
  - \*.B: contém dados sobre os nós da estrutura de alvenaria e da estrutura de suporte, antes da discretização em barras. Ele é gerado pelo programa CGLS.EXE;

- \*.P: contém dados sobre os pilares (ou estacas) da estrutura de suporte em concreto. Ele é gerado pelo programa CGLS.EXE;
- \*.V: contém dados sobre as vigas da estrutura de suporte em concreto. Ele é gerado pelo programa CGLS.EXE.

Também é importado um arquivo de dados, sem extensão, com as informações dos nós, materiais, elementos, cargas verticais e todos os elementos barra criados para discretizar a estrutura de suporte. Esse arquivo é modificado posteriormente pelo GMPAE, que acrescenta os dados referentes aos elementos de membrana que compõem a rede que representa as paredes do pavimento em alvenaria, e os carregamentos atuantes no topo deste pavimento.

#### c) Arquivos do Vento

Nesta seção, são armazenados os dados necessários para o cálculo das forças representativas das ações horizontais e seu posicionamento nos nós do modelo representativo do edifício. Os seguintes arquivos são importados:

- \*.RPA : contém dados sobre esforços resultantes das ações horizontais, nas direções “X” e “Y”, sobre as paredes que formam a estrutura de contraventamento do edifício;
- \*.MOX: contém dados sobre a geometria das paredes que formam o sistema de contraventamento para ações horizontais segundo a direção “X”;
- \*.MOY: contém dados sobre a geometria das paredes que formam o sistema de contraventamento para ações horizontais segundo a direção Y.

d) Dados da Estrutura de Concreto: esta seção é destinada a armazenar os dados referentes à estrutura de concreto que constitui o suporte do edifício, tais como resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ), coeficiente de Poisson, peso específico e módulo de elasticidade.

e) Dados da Alvenaria: nesta seção, são armazenados os dados referentes ao primeiro nível de estrutura de alvenaria, que será modelado pelo GMPAE, tais como resistência característica dos blocos ( $f_{bk}$ ) deste pavimento, eficiência prisma/bloco,

coeficiente de Poisson, módulo de elasticidade e módulo de elasticidade transversal.

- f) Opções do Vento: esta seção permite que o usuário defina quais casos de direção e sentido de vento ele gostaria de processar. Ele pode optar, igualmente, por utilizar um ponderador que multiplica as forças equivalentes às ações horizontais, antes de soma-las às ações verticais e processar os modelos gerados.

### 3.6 CAD/TQS<sup>®</sup>

O CAD/TQS<sup>®</sup> é o pacote computacional voltado ao dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto mais difundido no Brasil.

Ele permite desenvolver um projeto estrutural completo, desde a fase de lançamento da estrutura, passando pela análise estrutural, chegando até ao dimensionamento, detalhamento e produção de desenhos de diversas peças estruturais.

O sistema pode ser entendido como um grupo de diferentes programas, a que podemos chamar de subsistemas, que interagem entre si através de arquivos intercambiáveis.

Os principais subsistemas que compõem o CAD/TQS<sup>®</sup> são:

- *CAD/Formas*: é uma ferramenta CAD orientada a objetos. Permite ao usuário realizar o lançamento estrutural de todas as peças, com suas geometrias, vínculos, materiais, carregamentos, etc.;

- *Grelha-TQS*: é um módulo destinado a discretizar os pavimentos dos edifícios através da analogia da grelha equivalente, processar este modelo a partir dos dados de entrada lançados no *CAD/Formas* e fornecer os resultados desta análise estrutural;

- *Pórtico-TQS*: é um módulo destinado a criar um modelo de pórtico espacial de todo o edifício, baseado na geometria e nos materiais definidos no *CAD/Formas* e nos carregamentos resultantes dos processamentos das grelhas de cada pavimento. Este subsistema também processa o modelo criado e fornece os resultados desta análise;

- *CAD/Vigas*: é o módulo que permite o dimensionamento, detalhamento e geração de desenhos de armação de vigas, a partir da geometria e dos materiais definidos no

*CAD/Formas* e dos resultados das análises estruturais provenientes do *Grelha-TQS* e do *Pórtico-TQS*;

- *CAD/Pilar*: permite o dimensionamento, detalhamento e geração de desenhos de armação de pilares, a partir da geometria e dos materiais definidos no *CAD/Formas* e dos resultados das análises estruturais provenientes do *Grelha-TQS* e do *Pórtico-TQS*;

- *CAD/Lajes*: permite o dimensionamento, detalhamento e geração de desenhos de armação de lajes, a partir da geometria e dos materiais definidos no *CAD/Formas* e dos resultados das análises estruturais provenientes do *Grelha-TQS*;

- *CAD/Fundações*: permite o dimensionamento, detalhamento e geração de desenhos de armação de elementos de fundação, a partir da geometria e dos materiais definidos no *CAD/Formas* e dos resultados das análises estruturais provenientes do *Pórtico-TQS*.

### 3.6.1 Uso do CAD/TQS<sup>®</sup> na pesquisa

Neste trabalho, os únicos módulos do CAD/TQS<sup>®</sup> utilizados foram o *CAD/Formas*, o *Grelha-TQS* e o *CAD/Vigas*, sendo que o *Grelha-TQS* não é operado diretamente pelo usuário.

A estrutura de suporte do edifício em estudo é lançada no *CAD/Formas*, com a mesma geometria empregada nas análises. Não há necessidade de lançar quaisquer carregamentos, já que os esforços para dimensionamento das vigas são provenientes das análises efetuadas com o Sistema ANSER.

A estrutura lançada é então processada no *Grelha-TQS*, de maneira que as informações relativas à geometria, vínculos e materiais das vigas de suporte são transmitidas ao *CAD/Vigas*. Este processamento também exporta para o *CAD/Vigas* um arquivo contendo os esforços solicitantes necessários ao dimensionamento de todas as vigas da estrutura – arquivo \*.TEV.

O arquivo \*.TEV exportado pelo *CAD/Formas* não tem nenhum significado prático, pois os carregamentos considerados no modelo lançado originalmente são irreais. De fato é utilizado o aplicativo ELS.EXE - capaz de montar um arquivo similar, com o mesmo formato e com a mesma extensão, seguindo integralmente os protocolos do CAD/TQS<sup>®</sup>. O arquivo

\*.TEV gerado a partir do ELS.EXE pode ser utilizado - seja com um modelo unicamente de barras (que não considera o efeito arco), seja com um modelo integrado de barras e membranas (que considera o efeito arco).

Portanto, nesta etapa, deve-se substituir o arquivo \*.TEV originalmente gerado pelo CAD/TQS<sup>®</sup> por um novo arquivo \*.TEV, gerado pelo programa ELS.EXE, que contém os esforços solicitantes correspondentes à análise desejada.

Finalmente, volta-se ao subsistema *CAD/Vigas*, e efetua-se o dimensionamento, o detalhamento e a geração de desenhos de armação das vigas. Posteriormente, é possível realizar edições nos desenhos de armação das vigas, empregando ferramentas deste subsistema.

# Capítulo 4

## Estudo de Casos

---

### 4.1 INTRODUÇÃO

O capítulo 4 apresenta os estudos de casos de interação entre edifícios de alvenaria estrutural com suas estruturas de suporte em concreto armado. A elaboração de estudos de caso de edifícios reais segue uma linha de trabalho de pesquisas anteriores desenvolvidas no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP. Silva (2005) explica que o estudo de pavimentos completos permite a avaliação de situações corriqueiras na construção civil nas quais existe o efeito arco.

Três edifícios são estudados:

- a) Edifício Vitória Jundiá: é um edifício de quatro pavimentos em alvenaria, apoiado diretamente sobre uma estrutura de fundação formada por vigas de concreto armado, apoiadas sobre estacas;
- b) Edifício Way Penha: é um edifício de oito pavimentos em alvenaria, apoiado sobre um pilotis em concreto armado;
- c) Edifício Vita Belle: é um edifício de 18 pavimentos em alvenaria, apoiado sobre um pilotis em concreto armado.

Para cada edifício, são analisados dois modelos numéricos para avaliação da estrutura de suporte: um deles é o modelo convencional, que não contempla o efeito arco: ele consiste apenas na própria estrutura de suporte do edifício, submetida às cargas uniformemente distribuídas provenientes das paredes; o outro modelo considera o efeito arco: ele abrange as paredes de alvenaria de um pavimento, apoiadas sobre a estrutura de suporte. Neste modelo, os carregamentos resultantes do edifício são aplicados no topo das paredes.

Os resultados fornecidos por cada modelo são comparados, destacando-se para algumas vigas parâmetros como:

- Esforços solicitantes como força cortante e momento fletor;
- Deslocamentos;
- Armaduras dimensionadas e detalhadas;
- Quantidades de concreto e aço empregadas.

No caso dos modelos que consideram o efeito arco, as regiões de concentração de tensões, nas proximidades dos apoios discretos, são analisadas e verificadas, de acordo com um critério proposto e explicado no item 4.3.3.

Os aspectos resultantes de análise estrutural – esforços, deslocamentos e tensões – já foram bem explorados, como parâmetros de avaliação do efeito arco, nos trabalhos de Barbosa (2000), Silva (2005) e Paes (2008). A principal contribuição deste trabalho é explorar os aspectos resultantes do dimensionamento das vigas – armaduras necessárias, detalhamento e quantidades de materiais. A partir desses resultados, pode-se atingir o objetivo principal da pesquisa, que é estudar o impacto econômico da consideração do efeito arco em projetos de edifícios.

Ao final de cada exemplo, são apresentados os quantitativos de concreto e aço resultantes para as estruturas de suporte do edifício correspondente, segundo os dois modelos. Com base nesses quantitativos, obtêm-se as estimativas de custo de cada solução. Finalmente, essas estimativas são comparadas, fornecendo as conclusões desejadas neste trabalho.

## **4.2 MONTAGEM DOS MODELOS**

O estudo de cada edifício começa pela análise da estrutura de alvenaria segundo ações verticais. Em todos os casos, essa etapa é executada partindo-se da estrutura real do edifício, empregando-se as ferramentas desenvolvidas por Corrêa e Ramalho (1994, 1998), descritas no Capítulo 3. Adota-se, nos três casos, o método do grupo de paredes isoladas. Nesses modelos, as paredes em alvenaria estrutural são identificadas por PX – no caso de paredes paralelas ao eixo “X” das plantas – e PY – no caso de paredes paralelas ao eixo “Y”.

Em relação às ações horizontais, é consenso entre engenheiros experientes que, para edificações baixas, estas influenciam muito pouco no dimensionamento das paredes de alvenaria e suas estruturas de suporte. Por isso, optou-se por desconsiderá-las nos dois

primeiros exemplos. Essas ações são consideradas apenas no último exemplo – o Edifício Vita Belle. Neste caso, é considerado o procedimento de paredes isoladas para distribuição de ações horizontais.

Na fase seguinte, é montado o modelo representativo da estrutura de suporte – pilotis ou fundação – do edifício em estudo. Nessa fase, pode-se contar com o auxílio de programas já mencionados anteriormente, desenvolvidos por Corrêa e Ramalho (1994, 1998), para a geração de dados. O carregamento vindo da torre em alvenaria estrutural também poderá ser considerado de forma automática, já que os programas utilizados na análise da estrutura em alvenaria são preparados para fornecê-lo em arquivos adequadamente formatados para serem utilizados nesta etapa da análise.

Assim sendo, o que aqui se chamará *Modelo 1*, modelo numérico sem a consideração do efeito arco, estará pronto para ser processado, sendo seus resultados posteriormente comparados ao que será chamado de *Modelo 2*, o modelo numérico da estrutura quando se considera o efeito arco.

De fato, para a obtenção do *Modelo 2*, será utilizado o programa GMPAE 2.0, que possui recursos preparados para montar os elementos finitos de chapa a serem utilizados na avaliação do efeito arco com base nos arquivos já montados anteriormente, seja para a estrutura de suporte em concreto armado, seja para a estrutura de alvenaria. Inclusive, é interessante ressaltar que os resultados da análise estrutural de ambos os modelos podem ser visualizados e comparados, utilizando visualizadores de diagramas que fazem parte do GMPAE 2.0.

Os programas utilizados também geram os arquivos tipo TEV, para o dimensionamento e detalhamento das vigas de suporte empregando-se o programa CAD/TQS<sup>®</sup>. Assim, como resultado desta etapa, ficam disponíveis resultados de dimensionamento e desenhos de armação de todas as vigas, para cada um dos edifícios, através dos dois modelos de cálculo considerados. O CAD/TQS<sup>®</sup> possui, igualmente, ferramentas para totalizar os quantitativos de concreto e aço de cada solução.

## 4.3 EXEMPLO 1 – EDIFÍCIO VITÓRIA JUNDIAÍ

### 4.3.1 Apresentação

O primeiro exemplo estudado é o Edifício Vitória Jundiá. Trata-se de um edifício de quatro pavimentos em alvenaria estrutural, apoiado diretamente sobre uma estrutura de fundação formada por vigas-baldrame e estacas. Os pavimentos têm pé-direito de 2,90 m, sendo 2,80 m de altura de parede e 0,10 m de espessura de laje.

A Figura 4.1 mostra o projeto arquitetônico do pavimento tipo.

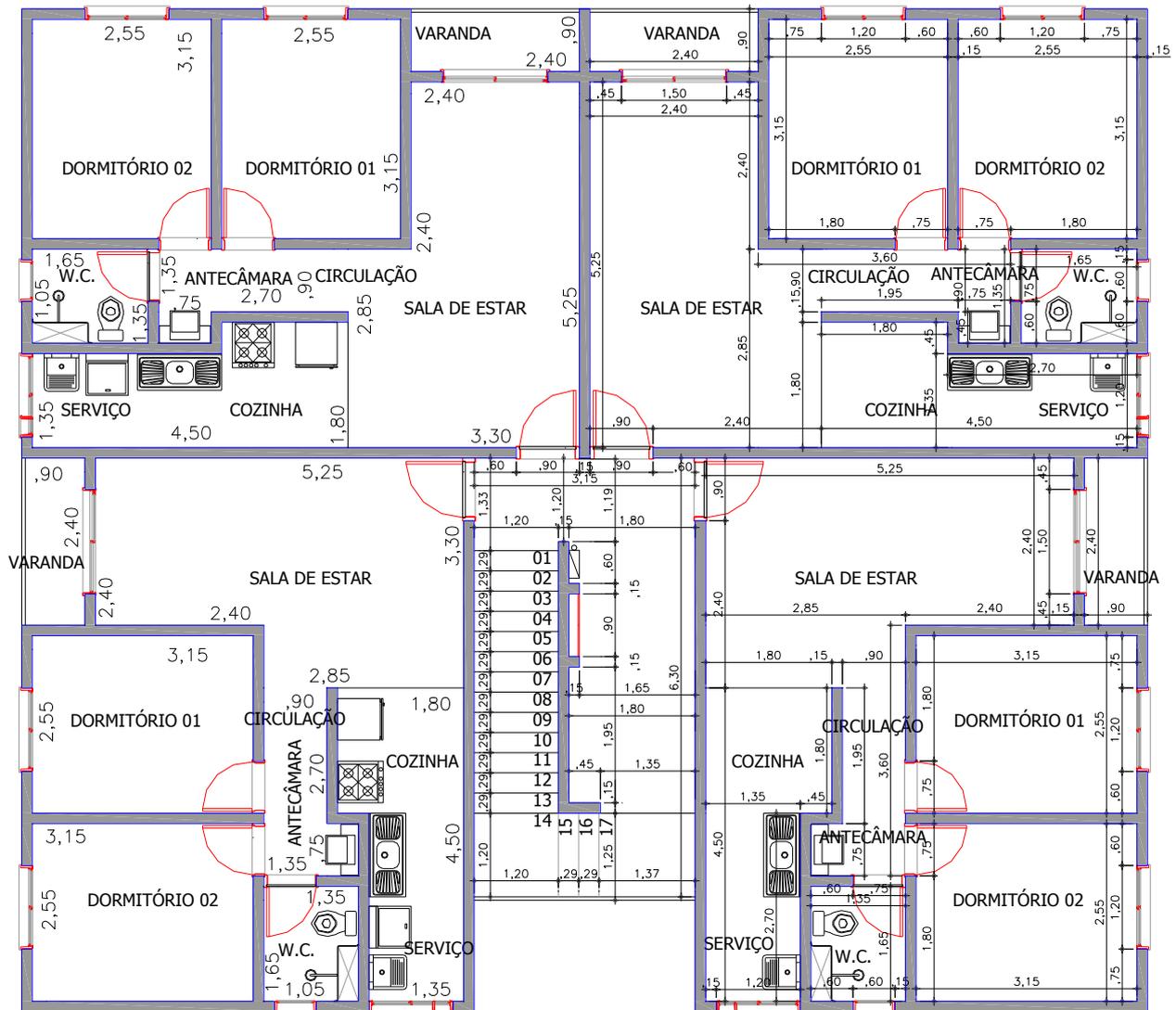


Figura 4.1 – Edifício Vitória Jundiá: planta arquitetônica do pavimento tipo

A planta de modulação do pavimento tipo, sobre a qual está baseada a modelagem da estrutura de alvenaria, é ilustrada na Figura 4.2.

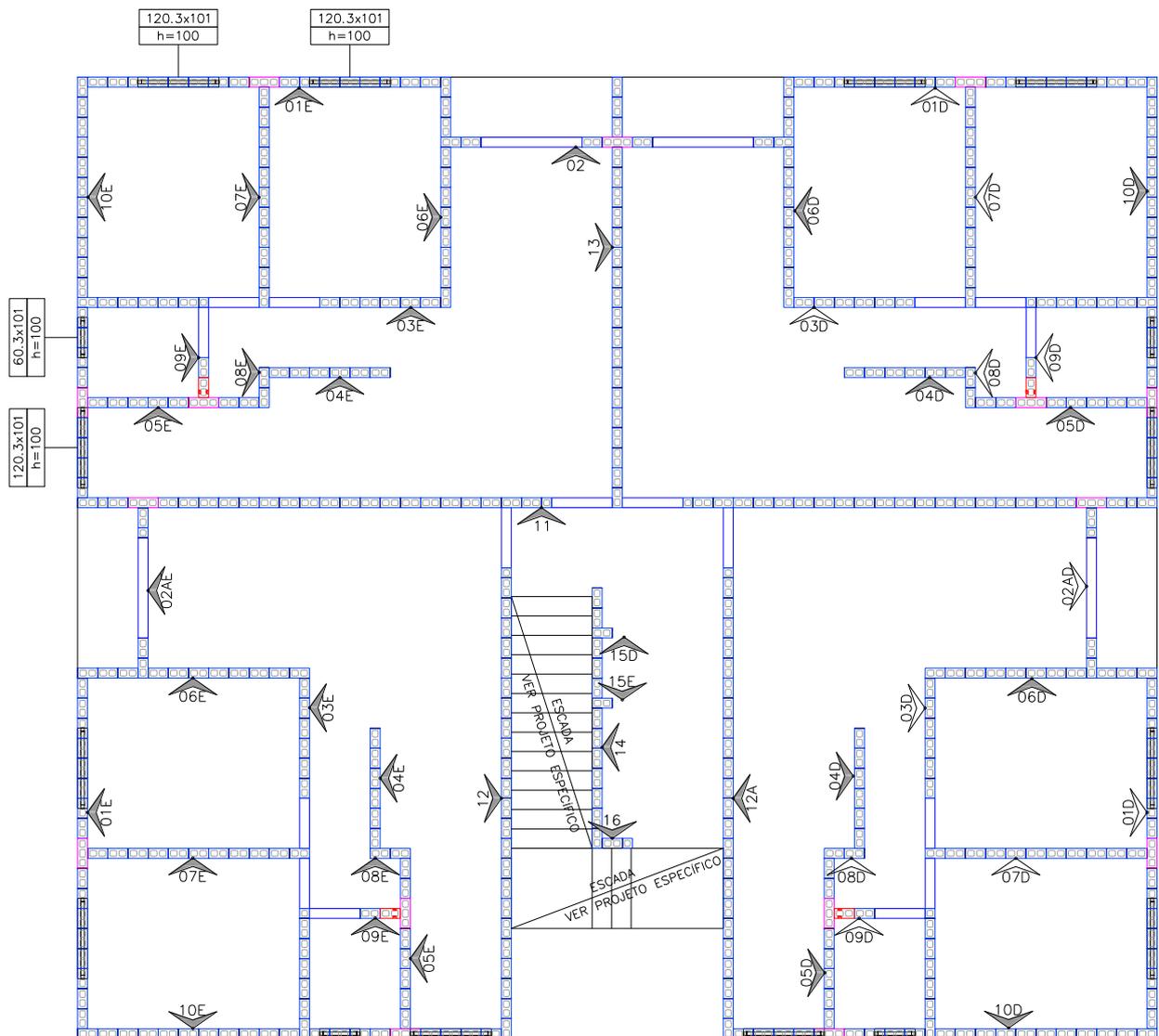


Figura 4.2 – Edifício Vitória Jundiá: planta de modulação do pavimento tipo

A Figura 4.3 apresenta a planta de formas da fundação do Edifício Vitória Jundiá. O modelo numérico da estrutura de suporte do edifício, que foi utilizado nos dois modelos de cálculo desenvolvidos, foi desenvolvido a partir desta planta.

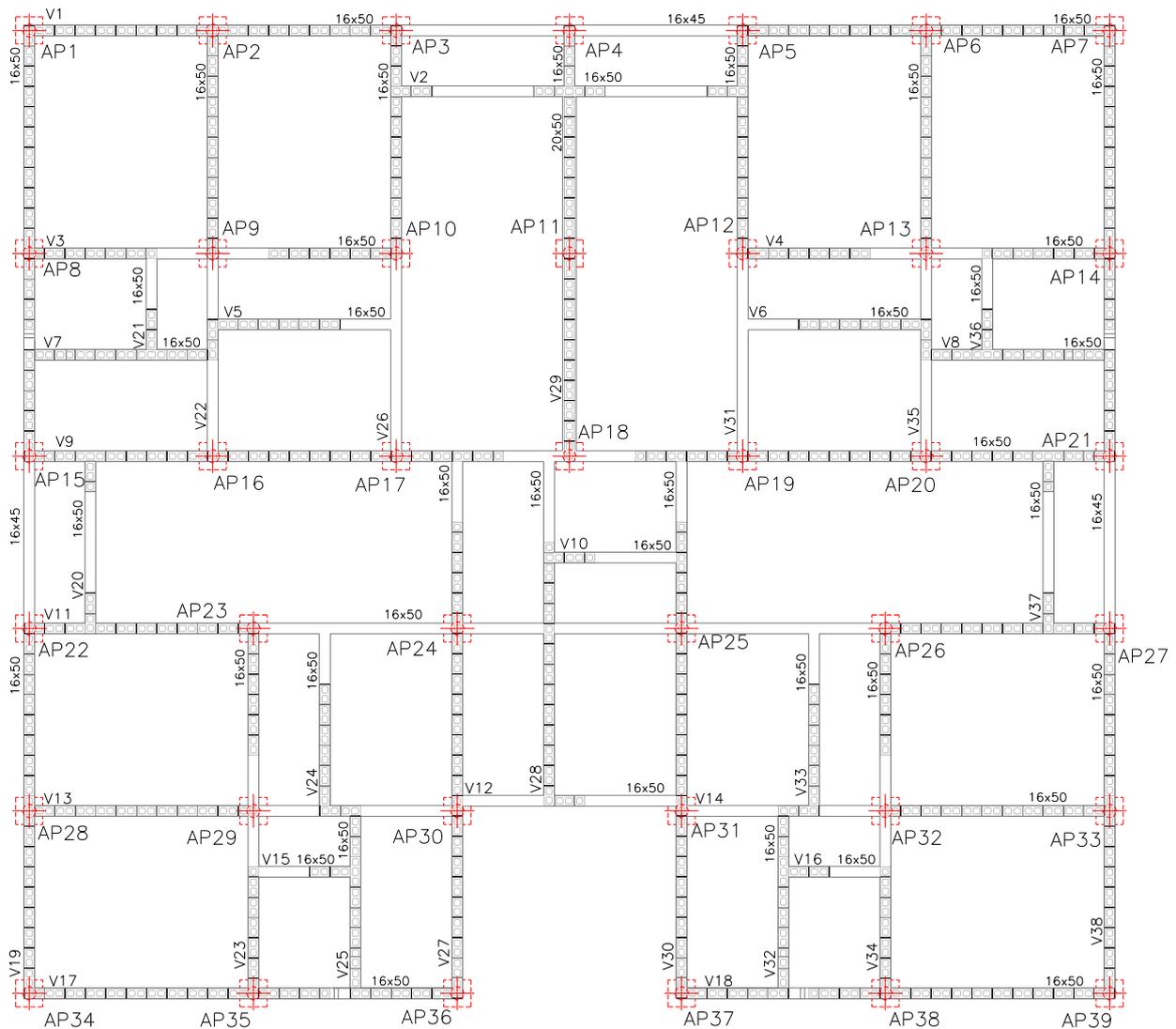


Figura 4.3 – Edifício Vitória Jundiá: planta de formas da fundação

## 4.3.2 Descrição dos modelos

### 4.3.2.1 Modelo para ações verticais

Conforme explicado anteriormente, a análise inicia-se pela modelagem da estrutura de alvenaria. As paredes estruturais estão representadas na Figura 4.4, sempre em linha contínua e com seus respectivos nomes no modelo numérico. Na mesma figura, as aberturas de janela aparecem representadas por linhas tracejadas; as aberturas de porta, por linhas “traço dois pontos”; e as aberturas totais, por linhas pontilhadas.

A Figura 4.5 ilustra os grupos de paredes isoladas considerados para análise de ações verticais no Edifício Vitória Jundiá.

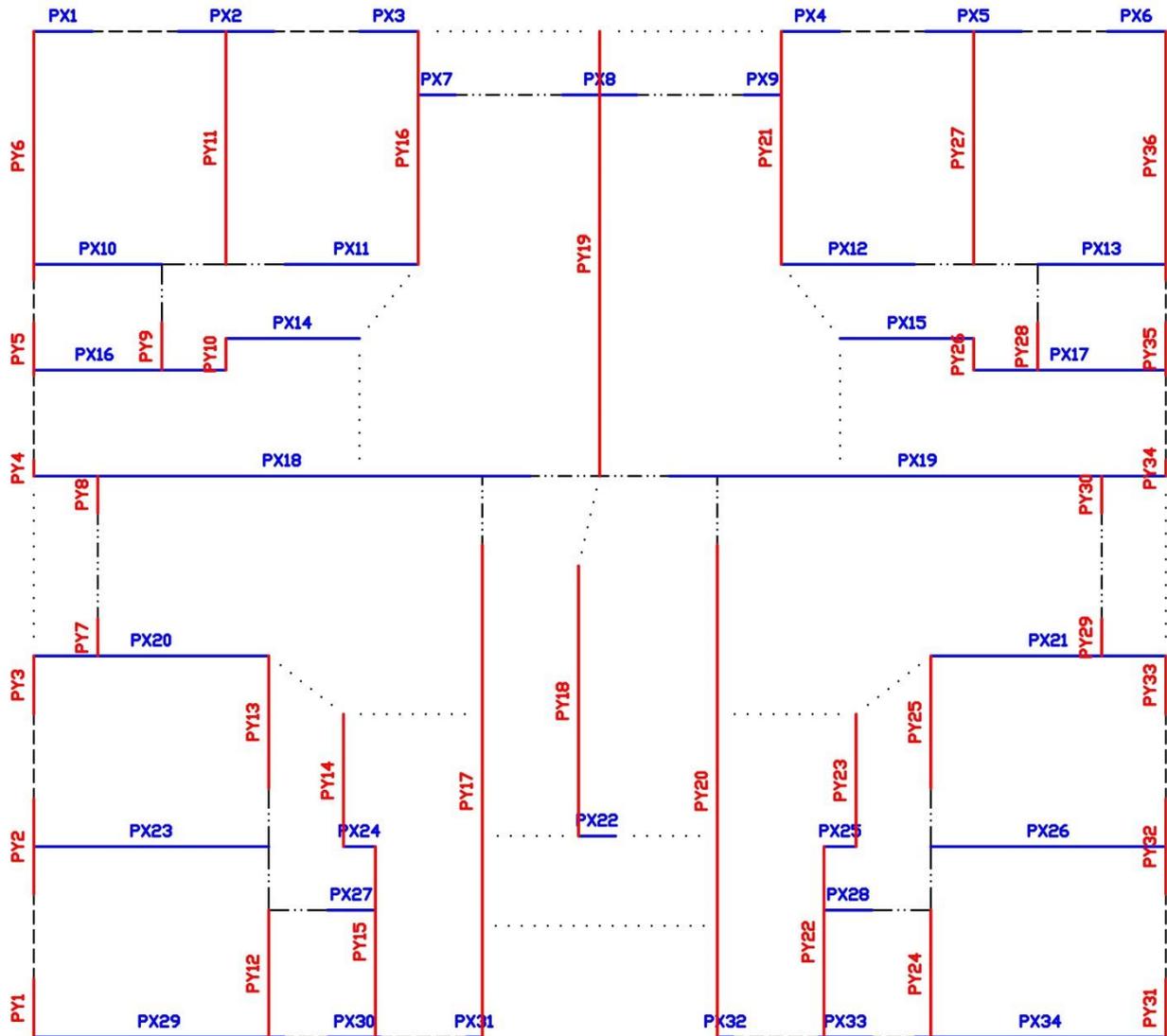


Figura 4.4 - Edifício Vitória Jundiá: paredes estruturais

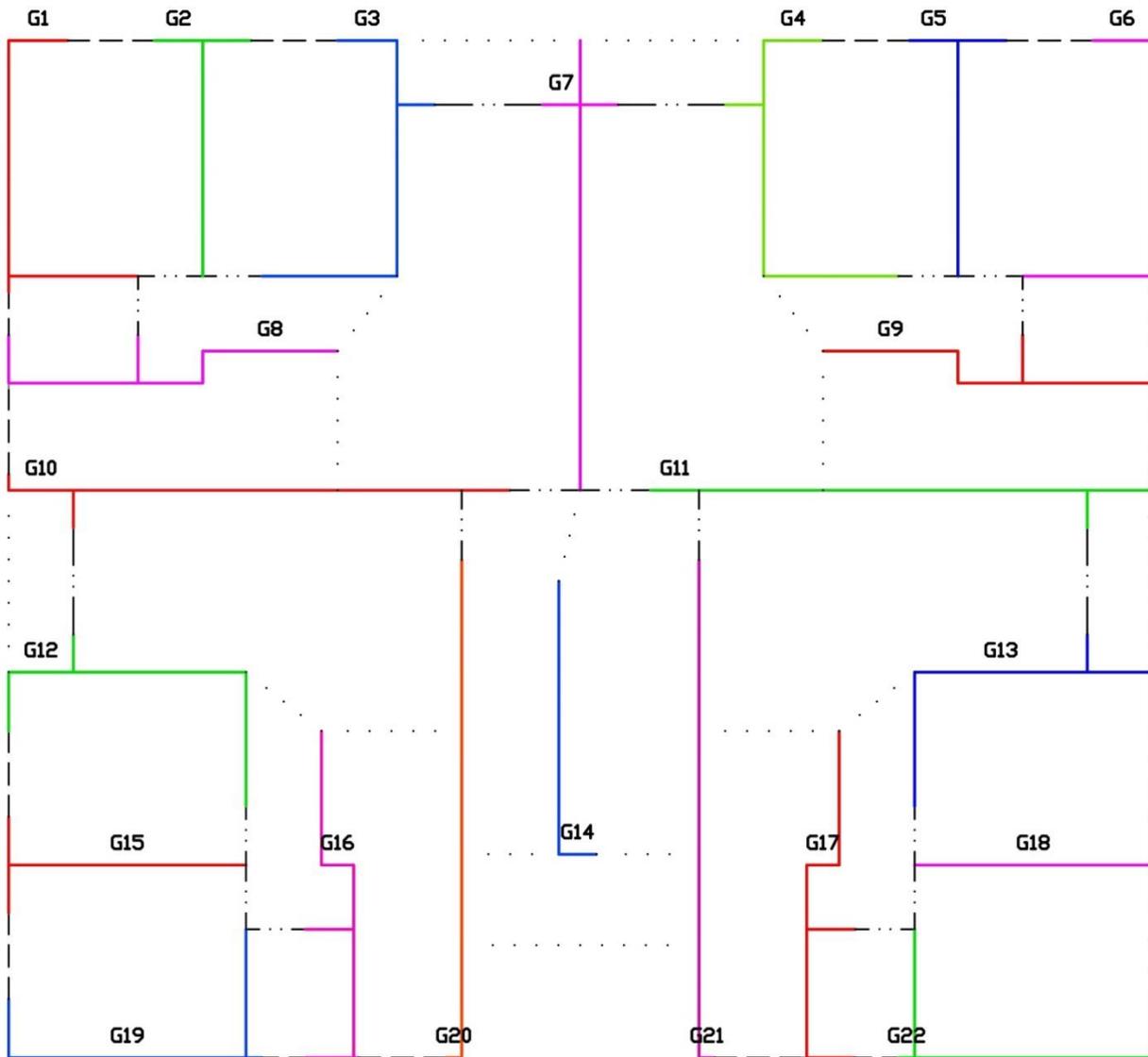


Figura 4.5 - Edifício Vitória Jundiá: grupos de paredes isoladas para ações verticais

Empregando as ferramentas de Corrêa e Ramalho (1994, 1998), executa-se a análise da estrutura de alvenaria em relação às ações verticais. Como resultado, obtêm-se as cargas atuantes na base das paredes estruturais, mostradas na Tabela 4.1. É interessante notar que paredes pertencentes a um mesmo grupo de paredes têm exatamente mesma carga distribuída e mesma tensão na base, o que é coerente com o procedimento descrito como grupo de paredes isoladas.

Tabela 4.1 - Edifício Vitória Jundiá: cargas e tensões nas bases das paredes estruturais

Parede	Carga Distribuída na Base	Carga Total na Base	Tensão na Base
	kN / m	kN	kN / m <sup>2</sup>

PX 1	46,56	38,32	332,60
PX 2	61,11	82,38	436,50
PX 3	59,78	49,26	427,02
PX 4	59,79	49,21	427,09
PX 5	61,12	82,33	436,59
PX 6	46,56	38,37	332,59
PX 7	59,78	31,33	427,02
PX 8	71,16	74,58	508,31
PX 9	59,79	31,33	427,09
PX 10	46,56	83,82	332,60
PX 11	59,78	112,03	427,02
PX 12	59,79	111,99	427,09
PX 13	46,56	83,81	332,59
PX 14	52,90	99,14	377,88
PX 15	52,90	99,14	377,88
PX 16	52,90	142,84	377,88
PX 17	52,90	142,84	377,88
PX 18	67,00	467,22	478,60
PX 19	67,81	472,80	484,32
PX 20	59,78	197,28	427,02
PX 21	59,78	197,28	427,02
PX 22	61,27	32,10	437,63
PX 23	61,11	201,66	436,50
PX 24	52,90	23,81	377,89
PX 25	52,89	23,80	377,80
PX 26	61,11	201,66	436,50
PX 27	52,90	35,60	377,89
PX 28	52,89	35,65	377,80
PX 29	46,57	164,06	332,63
PX 30	52,90	39,47	377,89
PX 31	58,17	13,03	415,51
PX 32	61,07	13,62	436,22
PX 33	52,89	39,56	377,80
PX 34	46,57	164,05	332,61

Parede	Carga Distribuída na Base	Carga Total na Base	Tensão na Base
	kN / m	kN	kN / m <sup>2</sup>

PY 1	46,57	38,33	332,63
PY 2	61,11	82,38	436,50
PY 3	59,78	49,26	427,02
PY 4	67,00	15,01	478,60
PY 5	52,90	39,47	377,88
PY 6	46,56	164,09	332,60
PY 7	59,78	31,33	427,02
PY 8	67,00	35,11	478,60
PY 9	52,90	35,60	377,88
PY 10	52,90	23,81	377,88
PY 11	61,11	201,66	436,50
PY 12	46,57	83,82	332,63
PY 13	59,78	112,03	427,02
PY 14	52,90	99,14	377,89
PY 15	52,90	142,84	377,89
PY 16	59,78	197,28	427,02
PY 17	58,17	405,63	415,51
PY 18	61,27	234,29	437,63
PY 19	71,16	448,33	508,31
PY 20	61,07	425,84	436,22
PY 21	59,79	197,32	427,09
PY 22	52,89	142,81	377,80
PY 23	52,89	99,12	377,80
PY 24	46,57	83,82	332,61
PY 25	59,78	112,03	427,02
PY 26	52,90	23,81	377,88
PY 27	61,12	201,70	436,59
PY 28	52,90	35,60	377,88
PY 29	59,78	31,33	427,02
PY 30	67,81	35,53	484,32
PY 31	46,57	38,32	332,61
PY 32	61,11	82,38	436,50
PY 33	59,78	49,26	427,02
PY 34	67,81	15,19	484,32
PY 35	52,90	39,47	377,88
PY 36	46,56	164,09	332,59

#### 4.3.2.2 Modelos numéricos para a estrutura de suporte em concreto armado

Os modelos numéricos da estrutura de suporte do edifício são obtidos através dos procedimentos anteriormente descritos. A Tabela 4.2 apresenta os parâmetros utilizados no GMPAE como dados de entrada, tanto para a estrutura de alvenaria como para a estrutura de suporte em concreto armado.

Tabela 4.2 – Edifício Vitória Jundiá: Dados da estrutura de alvenaria do primeiro nível e estrutura de concreto para modelagem da estrutura de transição

Dados da Estrutura de Alvenaria		Dados da Estrutura de Concreto	
fbk do primeiro nível (MPa)	4,0	fck (MPa)	25
Eficiência prisma / bloco	0,8	Coeficiente de Poison	0,2
Coeficiente de Poison	0,2	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	25
Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	14,0	Módulo de Elasticidade (kN/m <sup>2</sup> )	23800000
Módulo de Elasticidade (kN/m <sup>2</sup> )	2560000,0		
Mód. de Elast. Transversal (kN/m <sup>2</sup> )	1280000,0		

O *Modelo 1*, convencional, é aquele que considera as cargas distribuídas, calculadas nas bases das paredes, aplicadas diretamente sobre as vigas-baldrame. Este modelo, mostrado na Figura 4.6, não contempla o efeito arco. Ele foi chamado de FVJ, e é com esta nomenclatura que os resultados advindos deste processamento são apresentados nas legendas dos gráficos.

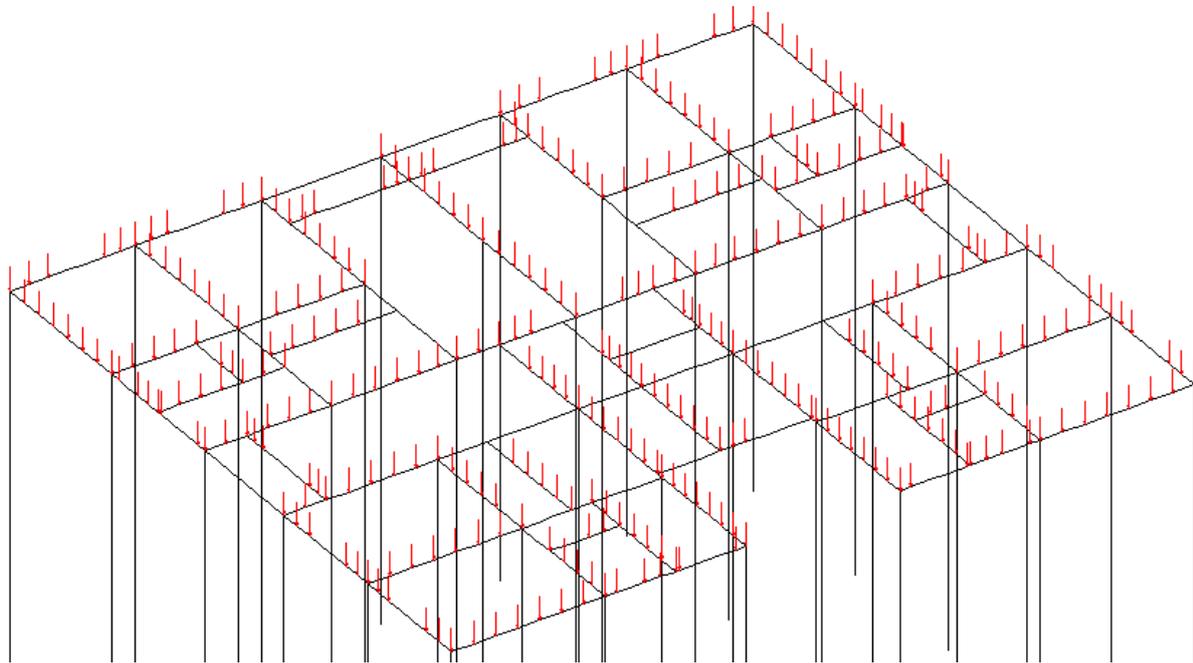


Figura 4.6 – Edifício Vitória Jundiá: *Modelo 1* (FVJ), não considera efeito arco

O *Modelo 2* considera as cargas distribuídas, calculadas nas bases das paredes, aplicadas sobre o topo das paredes de um pavimento em alvenaria, que está apoiado sobre as vigas de suporte. Este modelo, mostrado na Figura 4.7, contempla o efeito arco. Ele foi

chamado de FVJA, e é com esta nomenclatura que os resultados advindos deste processamento são apresentados nas legendas dos gráficos.

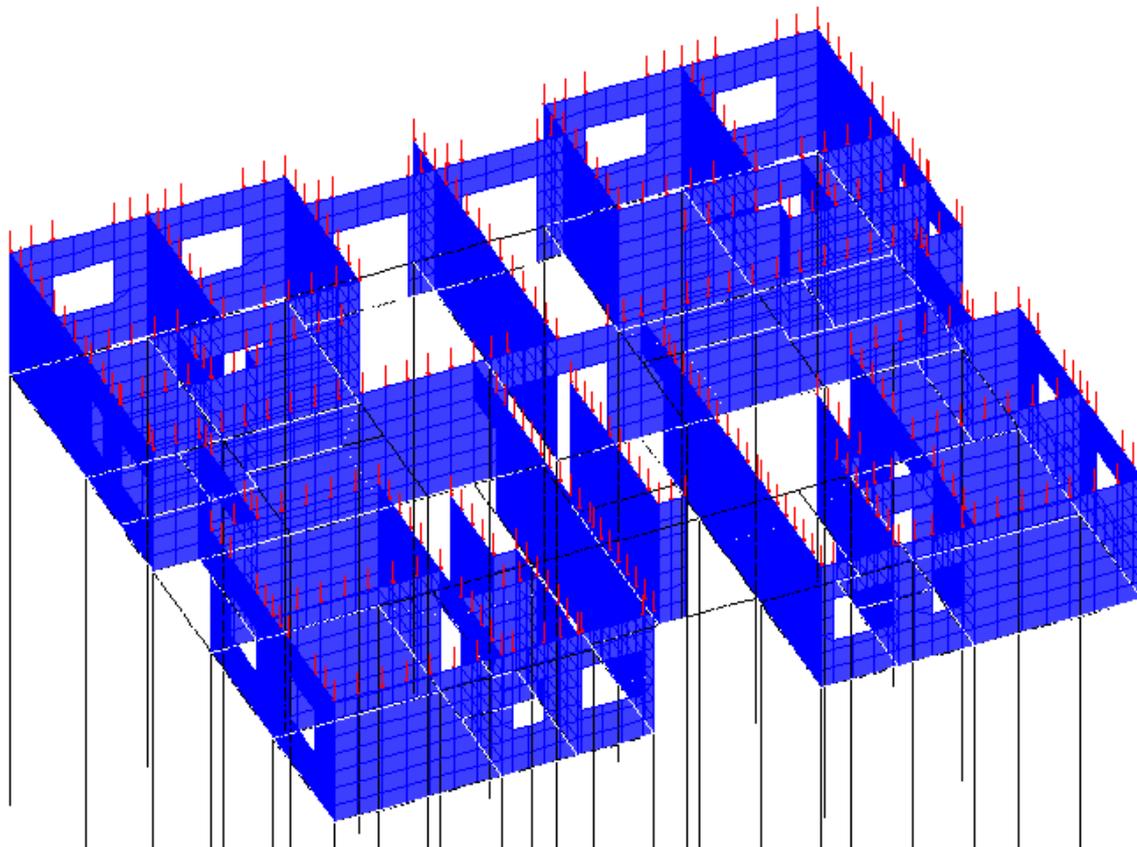


Figura 4.7 - Edifício Vitória Jundiá: *Modelo 2* (FVJA), considera efeito arco

### 4.3.3 Análise das regiões de concentração de tensões nas alvenarias

Conforme foi mencionado na revisão bibliográfica, diversos autores – entre os quais Riddington e Stafford Smith (1977) e Hendry (1998) – notaram que a consideração do efeito arco implica em concentrações de tensões verticais nas paredes de alvenaria, nas proximidades dos apoios discretos.

A Figura 4.8 apresenta o diagrama de tensões verticais nas alvenarias, obtido pelo *Modelo 2*. Esta visualização pode ser obtida exportando os resultados do processamento do *Modelo 2* para um programa de pós-processamento compatível. Neste caso, foi usado o GID 11, programa voltado ao pré-processamento e pós-processamento de simulações numéricas, desenvolvido pelo CIMNE – UPC, de Barcelona (Espanha).

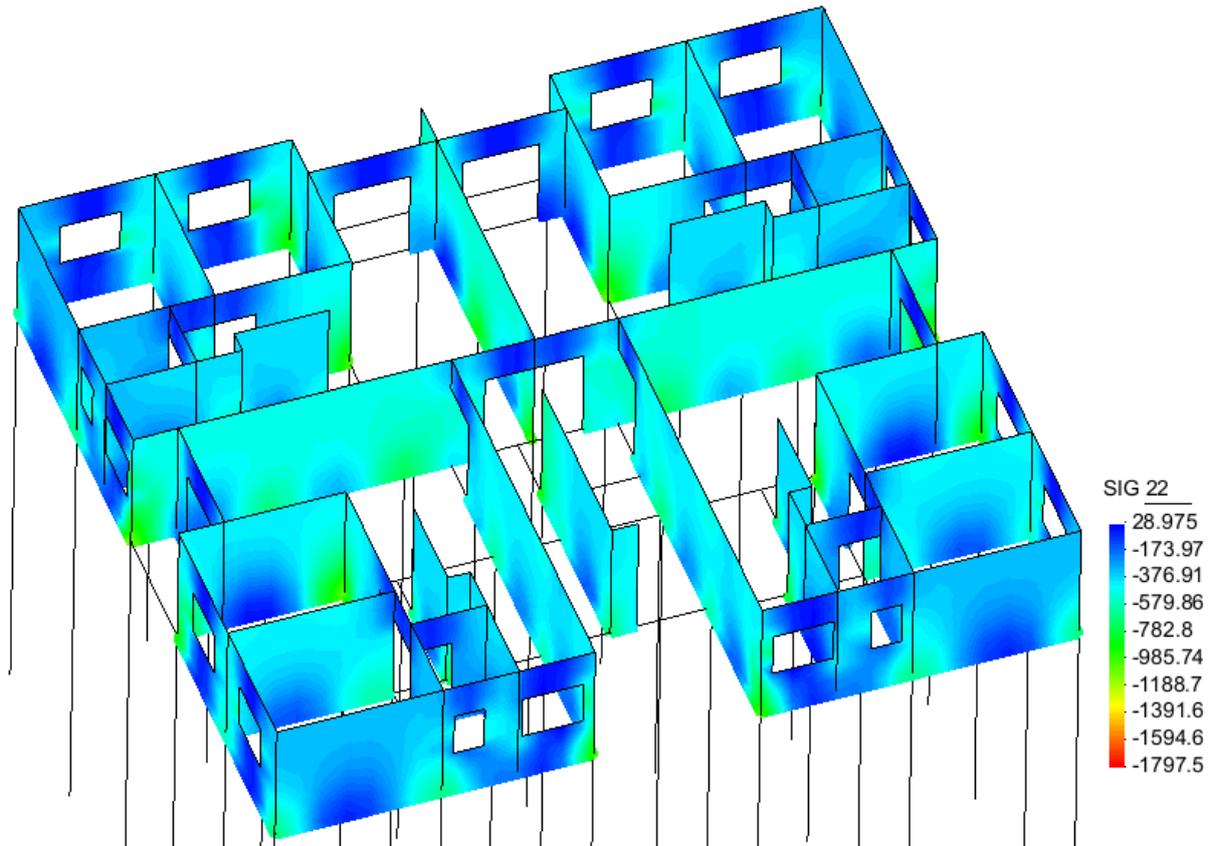


Figura 4.8 – Edifício Vitória Jundiaí: Tensões verticais nas paredes do 1º nível, valores em KPa

Na figura anterior, o surgimento de picos de concentração de tensões verticais de compressão nas proximidades dos elementos representativos das estacas fica claro. Para avaliar a magnitude dessas tensões, foi considerado o princípio de Saint-Venant, que trata exatamente de regiões submetidas a concentrações de tensões. Foi tomada a tensão atuante a uma distância igual ao triplo da menor dimensão do apoio em questão. Como os apoios dessa estrutura de transição são constituídos por estacas de diâmetro de 30 cm, foram adotadas as tensões situadas a uma distância de 90 cm do nó representativo do apoio. Assim, foram identificadas tensões da ordem de 0,7 MPa a 1,0 MPa, que correspondem à cor verde-claro que prepondera nestas regiões.

Para verificar a segurança dessas paredes no que diz respeito às tensões de compressão, é preciso adotar algum critério de verificação de tensões em regiões confinadas, que é o caso dessas regiões. Propõe-se utilizar o critério da norma NBR 15961-1 (2011), que em seu item 11.2.3 trata de “forças de compressão que se concentram em regiões de reduzidas dimensões”. A norma brasileira limita essas tensões em  $1,5 f_d$ , onde  $f_d$  é a resistência de

cálculo à compressão simples da alvenaria. Para estimar a tensão máxima a que podemos submeter a alvenaria segundo esse critério, considera-se, de acordo com a NBR 15961-1 (2011):

$$f_d = f_k / \gamma_m \quad (4.1)$$

Nesta expressão,  $f_k$  é a resistência característica à compressão simples da alvenaria, e  $\gamma_m$  é o coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria, adotado 2,0 de acordo com a norma. Segundo a mesma norma, pode-se adotar:

$$f_k = 0,7 * f_{pk} \quad (4.2)$$

Na expressão anterior,  $f_{pk}$  é a resistência característica de compressão simples de prisma. Maiores detalhes sobre o ensaio de prisma podem ser encontrados nas próprias normas brasileiras de alvenaria estrutural de bloco de concreto – NBR 15961-1 (2011) e NBR 15961-2 (2011). Para blocos de resistência  $f_{bk} = 4,0$  MPa, que é o caso do pavimento térreo do Edifício Vitória Jundiá, é razoável estimar uma “Eficiência prisma / bloco” da ordem de 0,8. A Tabela 4.3 apresenta o cálculo da tensão máxima de compressão nas alvenarias, nas regiões de concentração de tensões.

Tabela 4.3 – Edifício Vitória Jundiá: Cálculo da máxima tensão de compressão nas paredes, nas proximidades de apoios discretos

fbk do primeiro nível (MPa)	Eficiência prisma / bloco - fpk/fbk	fpk do primeiro nível (MPa)	fk do primeiro nível (MPa)	fd do primeiro nível (MPa)	Tensão máxima de compressão próximo aos apoios - 1,5 x fd (Mpa)
4,00	0,80	3,20	2,24	1,12	1,68

Dentro do critério proposto, deve-se tomar a tensão atuante com o valor de cálculo, ou seja, é necessário majorar a tensão detectada no modelo numérico – que é um valor característico - por  $\gamma_f$ , que é o coeficiente ponderador de ações. Usualmente, adota-se  $\gamma_f$  igual a 1,4 para esse tipo de solicitação. Assim, a tensão de compressão máxima nas adjacências dos apoios pontuais, em valor de cálculo, é igual a 1,4 MPa. Pode-se afirmar que esta tensão de compressão máxima é aceitável, pois é inferior ao limite de 1,68 MPa.

#### 4.3.4 Comparações entre resultados nas vigas: Modelo FVJ x Modelo FVJA

Para a análise comparativa entre os resultados do *Modelo 1* e do *Modelo 2*, foram selecionadas cinco vigas da estrutura de suporte do Edifício Vitória Jundiaí.

Nas análises que seguem, a grande maioria das vigas baldrame foi considerada, em ambos os modelos, com 40 cm de altura. Algumas vigas foram modeladas com 35 cm de altura, por razões arquitetônicas. Essas dimensões eram adequadas para o dimensionamento de todas as vigas de suporte, de acordo com os dois modelos desenvolvidos. Do ponto de vista construtivo, não seria possível tentar empregar vigas com alturas inferiores, pois vigas de 30 cm de altura ou menos são mais suscetíveis a problemas de posicionamento de armadura, e outras imperfeições executivas, de maneira que são evitadas na prática de projetos.

Para cada uma das vigas selecionadas, são exibidos os diagramas de força cortante, momento fletor e deslocamentos verticais, mostrando os resultados encontrados pelo *Modelo 1* e pelo *Modelo 2*. Em seguida, são apresentados os desenhos de armação de cada viga, que são obtidos empregando ambos os modelos.

Reitera-se que, nas legendas dos gráficos, o *Modelo 1*, que não contempla o efeito arco, é representado como FVJ. Por outro lado, o *Modelo 2*, que considera o efeito arco, é chamado de FVJA. Nas análises que seguem os diagramas, ambas as nomenclaturas são utilizadas.

##### 4.3.4.1 Viga V1

A Viga V1 é composta por seis vãos, e apoia-se diretamente sobre sete estacas. Os dois primeiros e dois últimos vãos são carregados por paredes com aberturas de janelas. Já os dois vãos centrais não recebem nenhum carregamento de paredes.

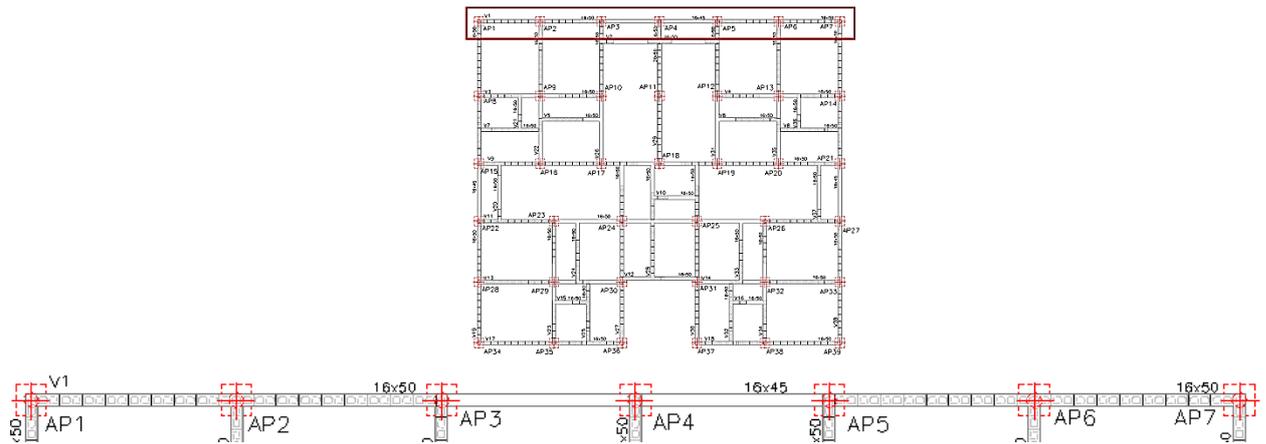


Figura 4.9 – Edifício Vitória Jundiá: localização da viga V1

Os diagramas de força cortante, momento fletor e deslocamentos verticais, obtidos pelo *Modelo 1* e pelo *Modelo 2*, são apresentados, respectivamente, nas Figuras 4.10, 4.11 e 4.12.

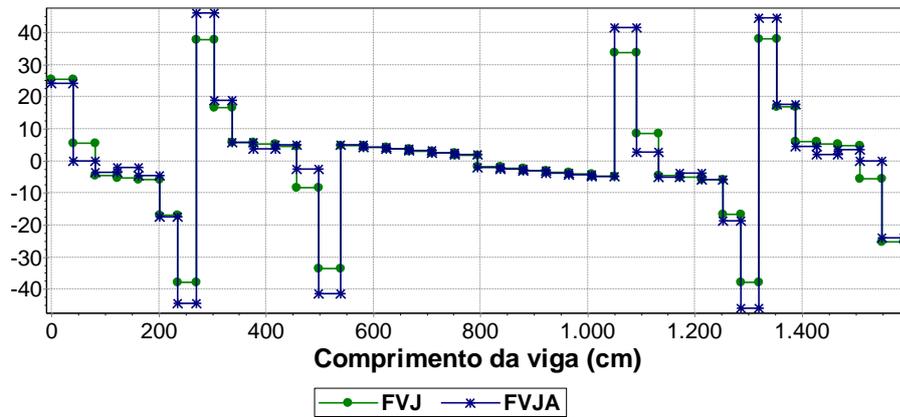


Figura 4.10 – Força cortante - viga V1 – *Modelo 1* x *Modelo 2*

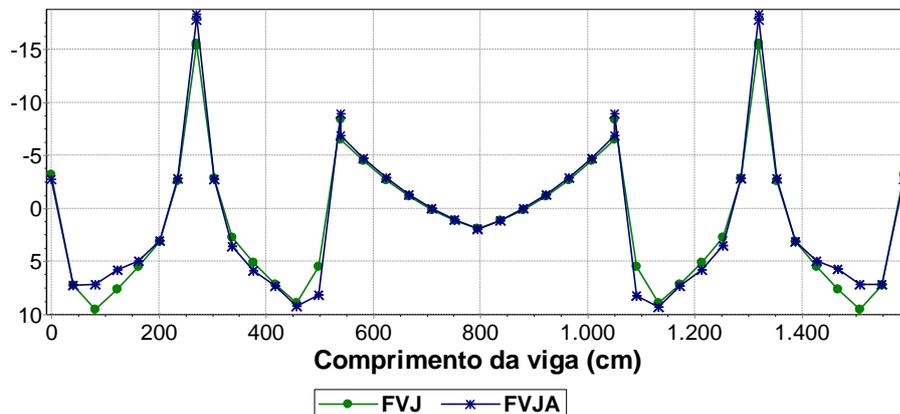


Figura 4.11 – Momento fletor - viga V1 – *Modelo 1* x *Modelo 2*

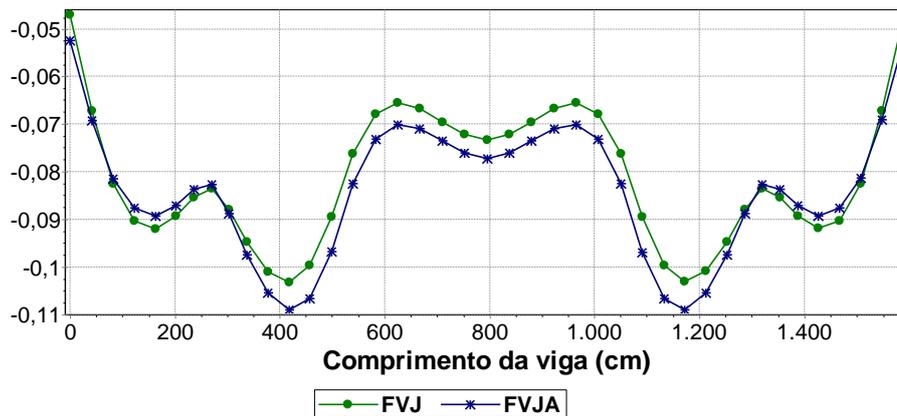


Figura 4.12 – Deslocamentos verticais - viga V1 – *Modelo 1 x Modelo 2*

Este é um exemplo no qual, ao contrário do que ocorre em boa parte dos casos, a consideração do efeito arco não traz benefícios econômicos evidentes para o dimensionamento da viga. Pode-se notar que o modelo FVJA, que considera o efeito arco, leva a forças cortantes cerca de 23% maiores que as do modelo FVJ nas imediações de quatro apoios internos.

Em relação ao momento fletor, percebe-se que o modelo com efeito arco resulta em momentos negativos máximos maiores que os máximos negativos provenientes do modelo sem efeito arco: o momento negativo máximo resultante de FVJA é cerca de 17% maior que o resultante do FVJ. Por outro lado, o efeito arco proporciona algum benefício na análise dos momentos positivos nos vãos extremos da V1: nesses vãos, o máximo momento positivo obtido pelo *Modelo 2* é 25% inferior àquele obtido pelo *Modelo 1*.

A consideração do efeito arco leva igualmente a deslocamentos verticais maiores nos quatro vãos intermediários desta viga, justamente onde se verificam as maiores flechas. Na seção de flecha máxima, a diferença fica em torno de 6%. Nos vãos de extremidade, o modelo FVJA conduz a deslocamentos levemente inferiores aos resultantes do modelo FVJ.

Os desenhos de armação que resultam do dimensionamento da V1 estão representados nas Figuras 4.13 e 4.14.

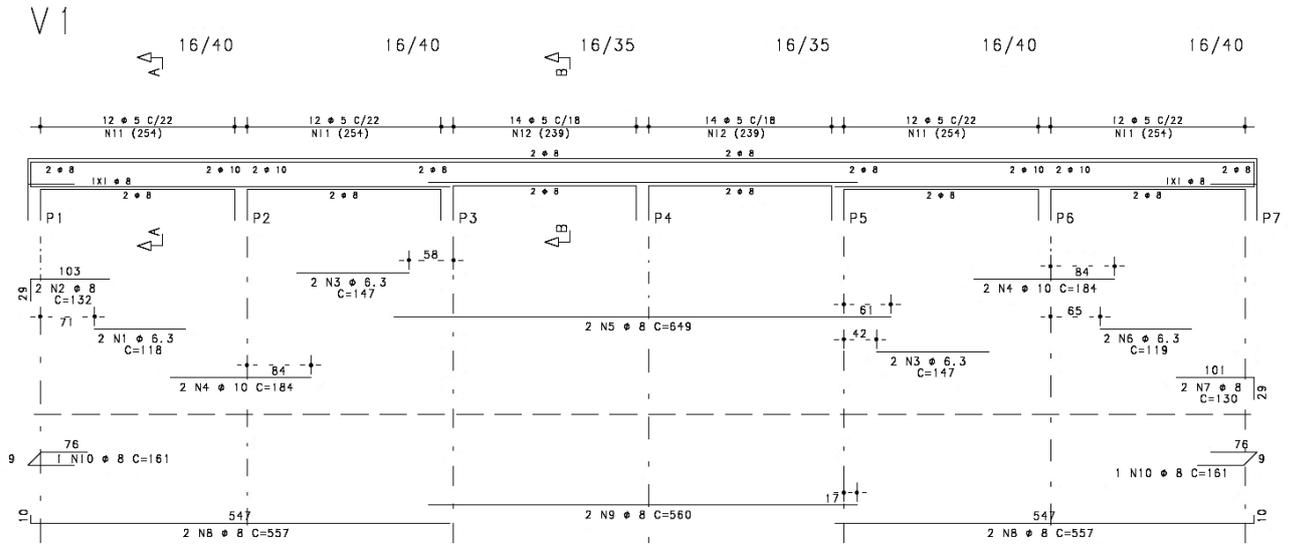


Figura 4.13 – Desenho de armação – viga V1 – Modelo FVJ

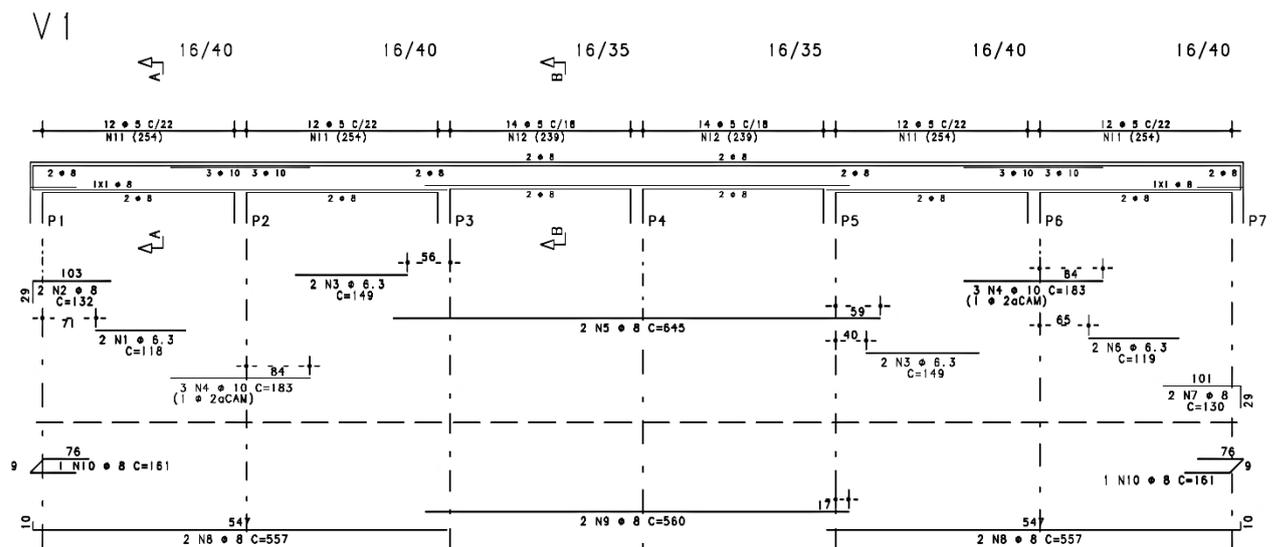


Figura 4.14 – Desenho de armação – viga V1 – Modelo FVJA

A observação dos desenhos de armação obtidos para a V1 confirma o que se nota nos diagramas: não há benefício claro em considerar o efeito arco no caso da V1.

O dimensionamento de estribos não sofre qualquer alteração se for adotado o *Modelo 1* ou o *Modelo 2*. O arranjo de armaduras longitudinais obtido pelos dois modelos é bem parecido, destacando-se uma alteração da armação negativa sobre o segundo e penúltimo apoio: a armadura de  $2 \phi 10$  calculada com o *Modelo 1* passou a  $3 \phi 10$  quando calculada com o *Modelo 2*. Esse aumento tem pouco impacto na quantidade total de armaduras da viga.

4.3.4.2 Viga V3

A viga V3 é constituída por dois vãos, apoiando-se diretamente sobre três estacas. A parede suportada pela V3 apresenta duas aberturas de porta, adjacentes de um lado e do outro do eixo correspondente ao apoio central da viga.

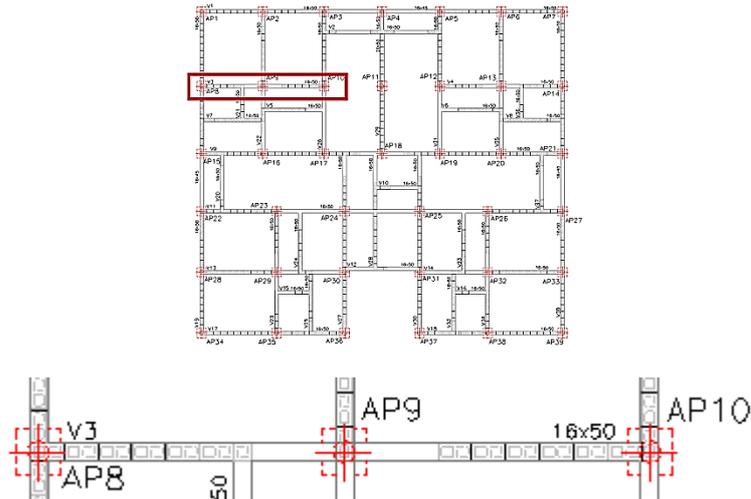


Figura 4.15 – Edifício Vitória Jundiá: localização da viga V3

As Figuras 4.16, 4.17 e 4.18 ilustram os diagramas de esforços solicitantes e deslocamentos oriundos dos modelos FVJ e FVJA.

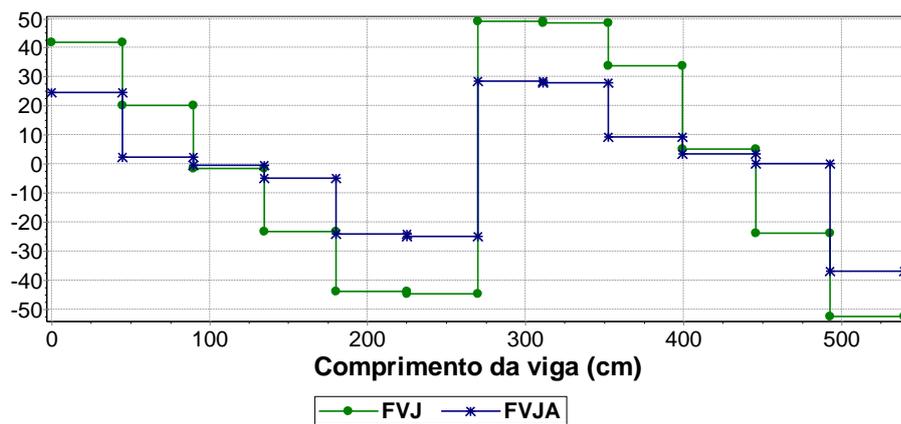


Figura 4.16 - Força cortante - viga V3 – Modelo FVJ x Modelo FVJA

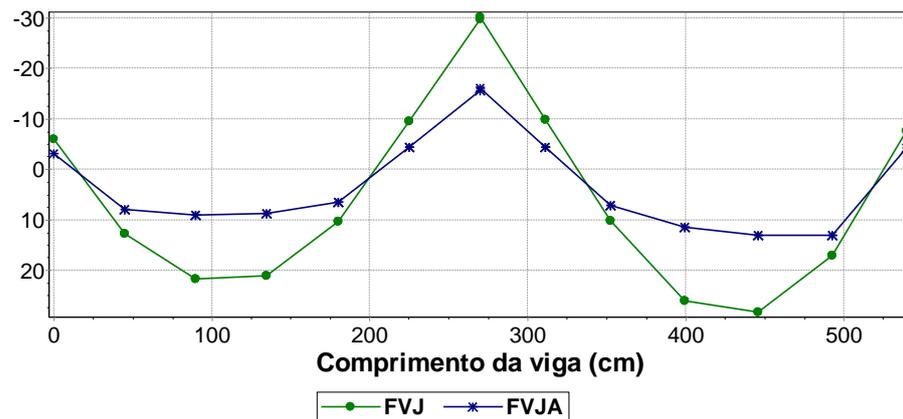


Figura 4.17 – Momento fletor - viga V3 – Modelo FVJ x Modelo FVJA

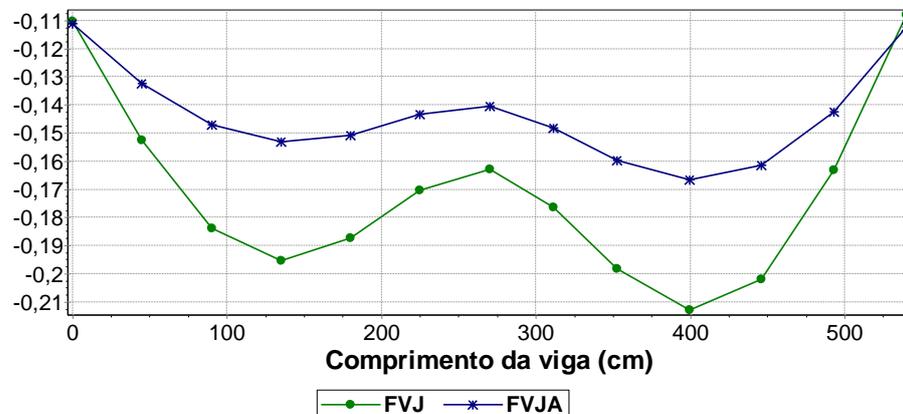


Figura 4.18 – Deslocamentos verticais - viga V3 – Modelo FVJ x Modelo FVJA

A despeito da presença de aberturas de porta, os benefícios da consideração do efeito arco apresentam-se de maneira nítida nos diagramas. O valor da força cortante nos apoios tem redução de 41% quando se leva em conta o efeito arco, sendo que o alívio de cortante ocorre em toda a extensão da V3.

Igualmente, há grande redução de momento fletor quando se emprega o *Modelo 2*: os positivos máximos nos vãos são de 54% a 59% menores ao se adotar o efeito arco; já o momento negativo máximo diminui em 47% em relação ao modelo de análise convencional.

O modelo FVJA conduz a flechas menores em toda a extensão da V3. Nos pontos mais críticos, a redução fica em torno de 22%.

Os desenhos de armação da viga V3, resultantes do *Modelo 1* e do *Modelo 2*, são mostrados nas Figuras 4.19 e 4.20.

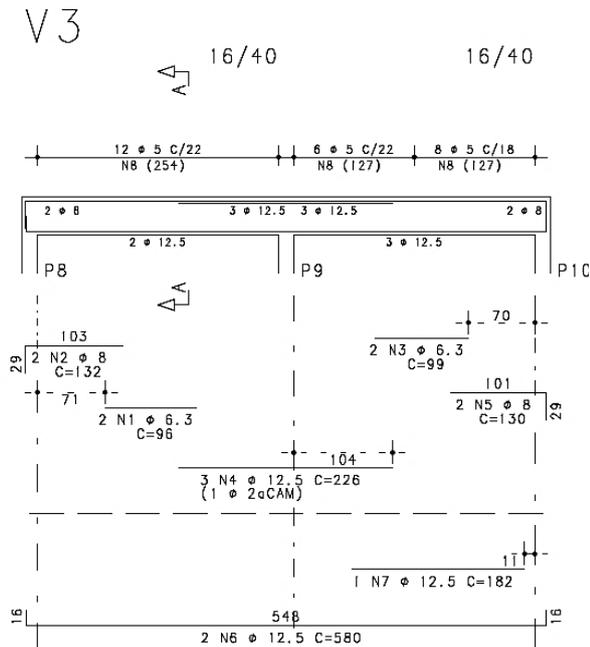


Figura 4.19 - Desenho de armação – viga V3 – Modelo FVJ

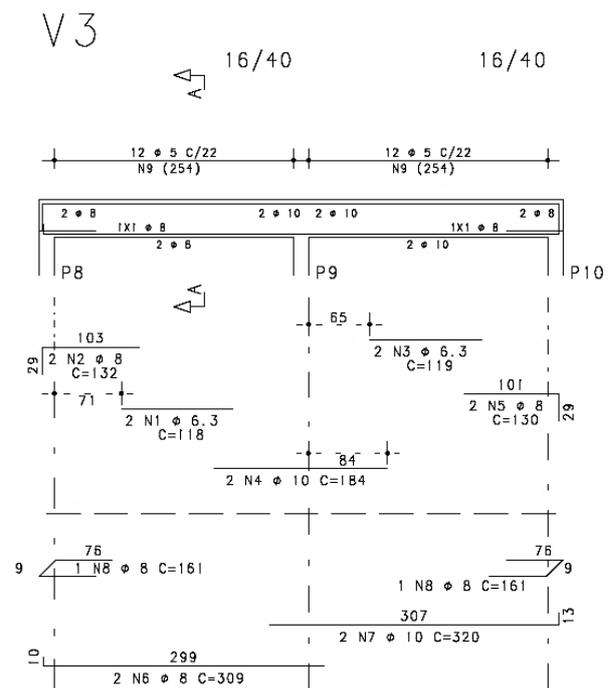


Figura 4.20 - Desenho de armação – viga V3 – Modelo FVJA

Os desenhos de armação obtidos para a V3 demonstram nitidamente o benefício do efeito arco. Não houve alteração significativa em termos de armaduras transversais, já que somente nas proximidades do apoio P10 houve uma leve redução de estribos: de  $\phi 5$  c/ 18 ( $2,22 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 5$  c/ 22 ( $1,82 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), representando uma redução de 18% localmente.

Em termos de armaduras longitudinais, percebe-se a economia proporcionada pelo efeito arco. As armaduras positivas tiveram reduções importantes: no primeiro vão, de 2  $\phi 12,5$  ( $2,5 \text{ cm}^2$ ) para 2  $\phi 8$  ( $1,0 \text{ cm}^2$ ), uma redução de 60%; no segundo vão, 3  $\phi 12,5$  ( $3,75 \text{ cm}^2$ ) para 2  $\phi 10$  ( $1,6 \text{ cm}^2$ ), uma redução de 57%. As armaduras negativas no vão central também diminuem quando se adota o modelo FVJA: passam de 3  $\phi 12,5$  ( $3,75 \text{ cm}^2$ ) para 2  $\phi 10$  ( $1,6 \text{ cm}^2$ ), ou seja, 57% a menos.

#### 4.3.4.3 Viga V13

Trata-se de uma viga constituída por dois vãos, suportada diretamente por três estacas. O primeiro vão é integralmente carregado por uma parede estrutural, ao passo que o segundo

vão recebe apenas um pequeno trecho de parede. Neste vão, a V13 encontra-se com as vigas V24 e V25, às quais serve de apoio.

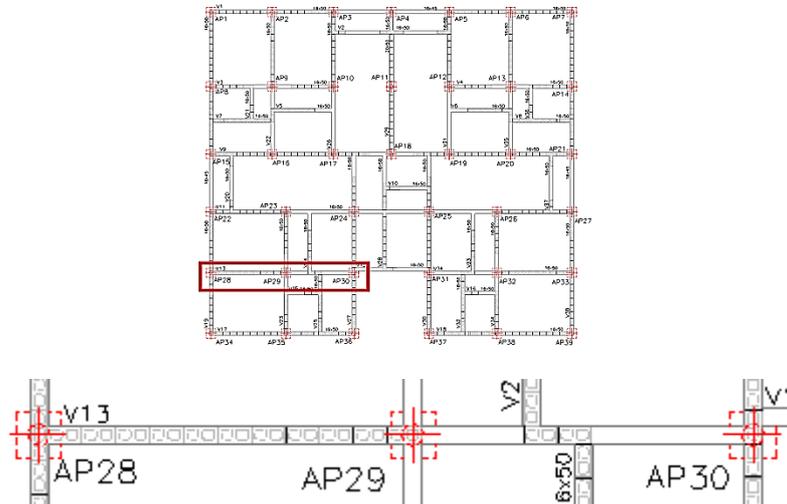


Figura 4.21 - Edifício Vitória Jundiá: localização da viga V13

Os diagramas de esforços solicitantes e flechas desta viga, que resultaram das duas análises, são mostrados nas Figuras 4.22, 4.23 e 4.24.

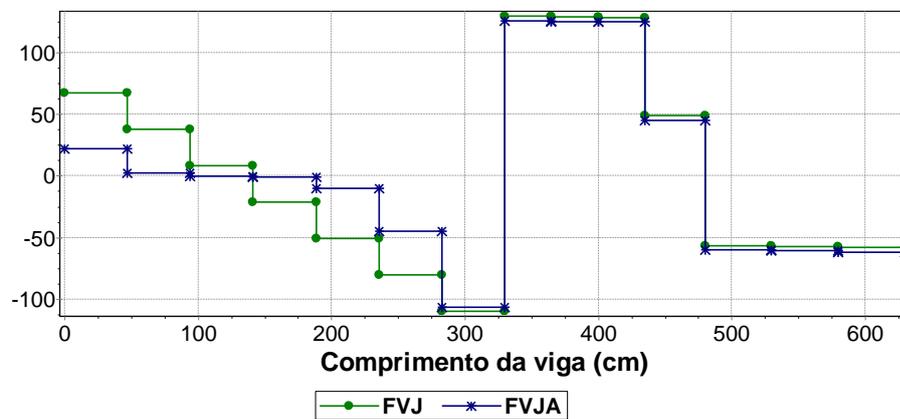


Figura 4.22 - Força cortante - viga V13 – Modelo FVJ x Modelo FVJA

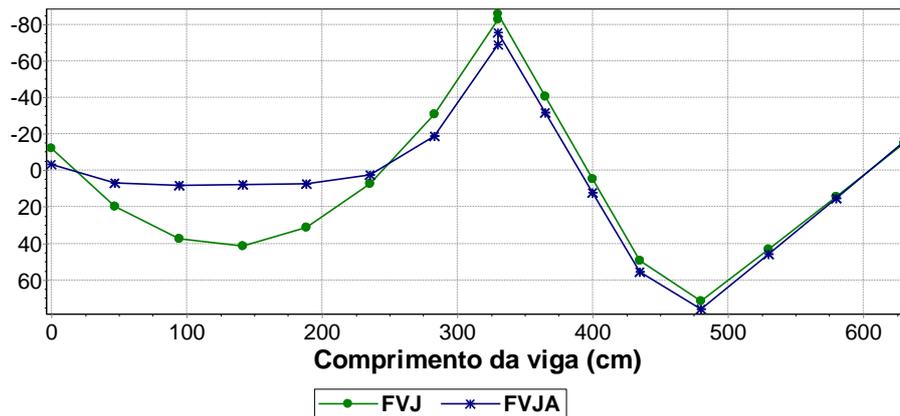


Figura 4.23 – Momento fletor - viga V13 – Modelo FVJ x Modelo FVJA

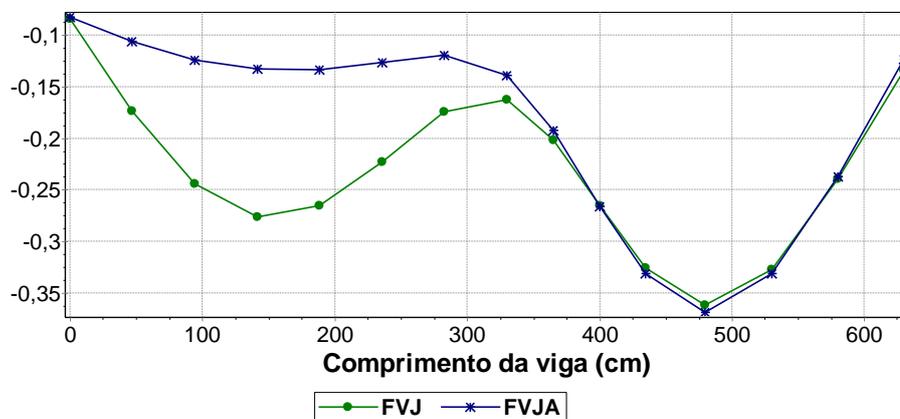


Figura 4.24 – Deslocamentos verticais - viga V13 – Modelo FVJ x Modelo FVJA

Este é um exemplo no qual os vãos apresentam dois comportamentos bastante distintos, e relacionados com a existência ou não de parede estrutural acima deles. O efeito arco manifesta-se de forma clara no primeiro vão, sobre o qual há uma parede estrutural ininterrupta, mas é irrelevante no segundo vão.

Sobre o primeiro apoio, o modelo FVJA forneceu uma força cortante 68% inferior à cortante fornecida pelo FVJ. Já no segundo vão, os valores de cortante resultantes dos dois modelos praticamente se equiparam, havendo leves discrepâncias inferiores a 10%.

O momento fletor positivo máximo no primeiro vão apresenta redução de mais de 80% no caso do modelo que engloba o efeito arco. Também há alguma influência sobre o momento negativo no apoio central: o *Modelo 2* resulta em um momento 12% inferior ao

momento proveniente do *Modelo 1*. O efeito arco perde importância no segundo vão, onde se percebem valores de momento bastante próximos.

Os diagramas de deslocamentos verticais que resultam dos dois modelos levam exatamente à mesma conclusão: no primeiro vão, o efeito arco exerce uma influência enorme, reduzindo em 51% a flecha máxima. Tal influência desaparece no outro vão, onde as flechas resultantes do modelo FVJ e do FVJA são quase idênticas.

As análises efetuadas levaram aos detalhamentos de armaduras apresentados nas Figuras 4.25 e 4.26.

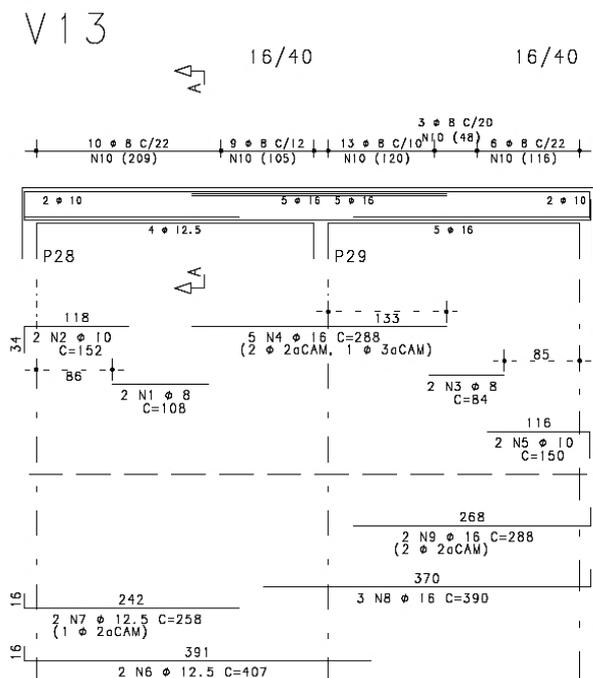


Figura 4.25 - Desenho de armação – viga V13 – Modelo FVJ

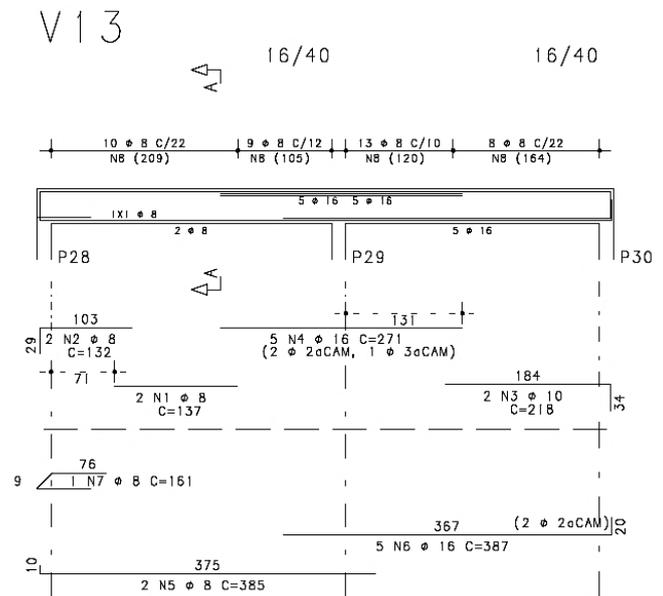


Figura 4.26 - Desenho de armação – viga V13 – Modelo FVJA

Em relação às armaduras transversais, praticamente não há alteração entre os desenhos de armação obtidos pelo *Modelo 1* e pelo *Modelo 2*.

Nota-se um benefício importante gerado pelo efeito arco ao analisar as armaduras longitudinais no primeiro vão: a armadura positiva passa de 4 φ 12,5 (5,0 cm<sup>2</sup>) para 2 φ 8 (1,0 cm<sup>2</sup>), ou seja, 80% de diminuição. Também se destaca a diminuição da armadura negativa sobre o primeiro apoio (P28), de 2 φ 10 (1,6 cm<sup>2</sup>) para 2 φ 8 (1,0 cm<sup>2</sup>). Não houve alteração

significativa nas armaduras positivas do segundo vão, nem nas armaduras negativas sobre o apoio central (P29) e sobre o último apoio (P30).

Fica claro, no caso da V13, que o efeito arco só tem importância no primeiro vão, sobre o qual há paredes estruturais carregando a viga.

#### 4.3.4.4 Viga V17

Esta é uma viga composta por dois vãos, e suportada por três estacas. O primeiro vão recebe carregamento de uma parede estrutural sem nenhuma abertura, enquanto o segundo vão serve de apoio a uma parede que possui 2 aberturas de janela. Também se destaca que a V17 serve de apoio à viga V25. O encontro situa-se exatamente no meio do segundo vão.

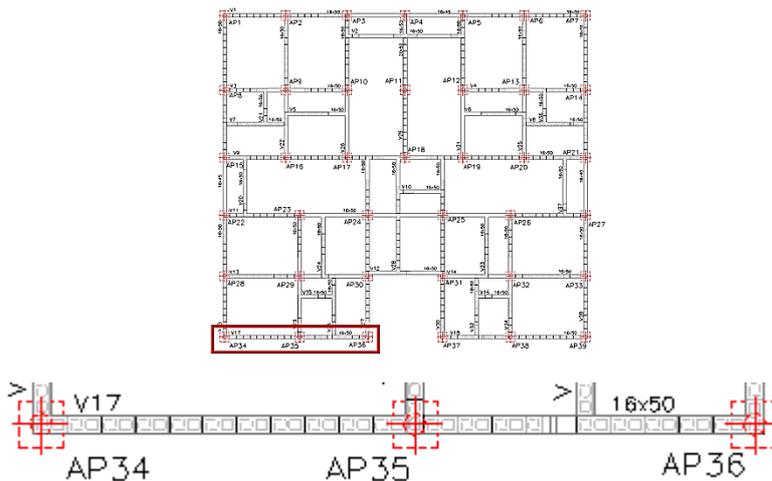


Figura 4.27 - Edifício Vitória Jundiá: localização da viga V17

As Figuras 4.28, 4.29 e 4.30 apresentam, respectivamente, os diagramas de força cortante, momento fletor e deslocamentos verticais desta viga, segundo os dois modelos desenvolvidos.

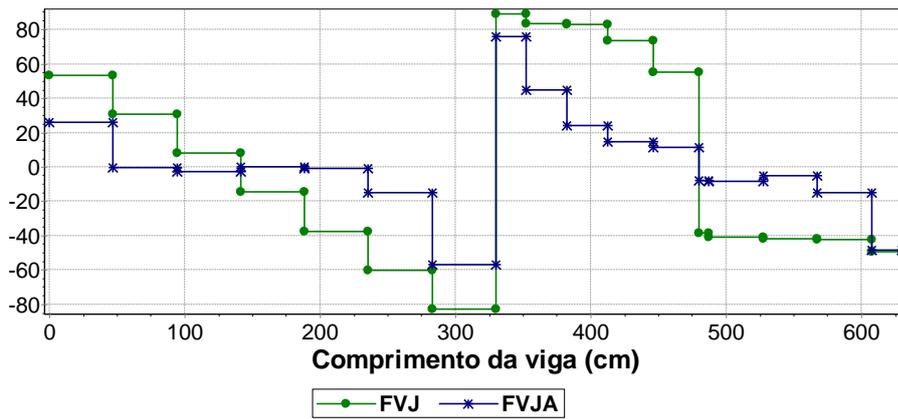


Figura 4.28 - Força cortante - viga V17 – Modelo FVJ x Modelo FVJA

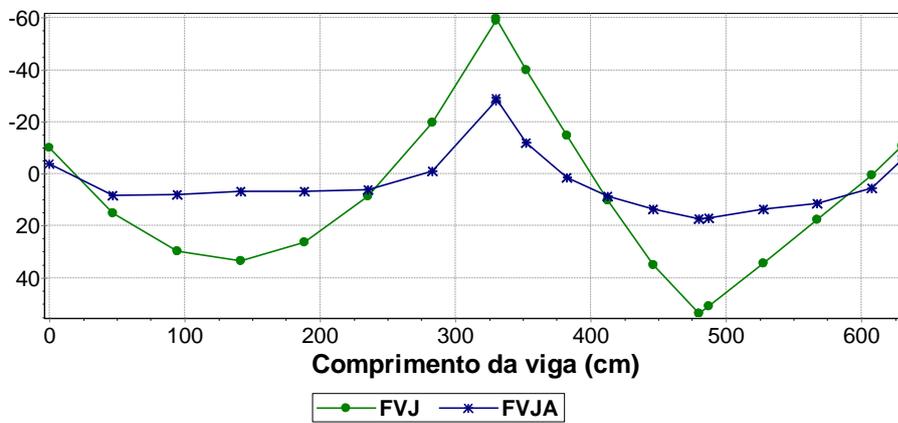


Figura 4.29 – Momento fletor - viga V17 – Modelo FVJ x Modelo FVJA

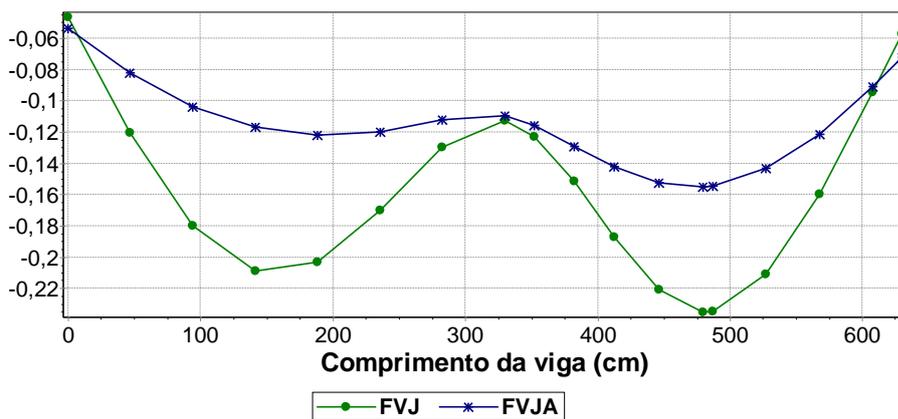


Figura 4.30 – Deslocamentos verticais - viga V17 – Modelo FVJ x Modelo FVJA

Neste exemplo, a existência de duas aberturas de janela, na parede que se apoia sobre o segundo vão, não impediu o aparecimento do efeito arco, ainda que este tenha sido mais pronunciado no primeiro vão.

O modelo FVJA fornece, sobre o primeiro apoio, uma força cortante 52% inferior àquela fornecida pelo FVJ. O benefício do efeito arco aparece em toda extensão do primeiro vão. No segundo vão, percebe-se igualmente um alívio de cortante no *Modelo 2*. Entretanto, esse alívio é menos importante nos apoios, onde a diferença entre as cortantes resultantes dos dois modelos não excede 15%.

Em relação ao diagrama de momento fletor, observa-se, em praticamente toda extensão da V17, que os momentos provenientes do modelo FVJA são inferiores aos provenientes do FVJ. A redução de momento fletor causada pelo efeito arco chega a 76% e 67% para os momentos positivos máximos, no primeiro e segundo vão, respectivamente. O momento negativo sobre o apoio central, quando se adota o *Modelo 2*, é 52% inferior ao obtido pelo *Modelo 1*.

Em praticamente toda a extensão da V17, o emprego do modelo FVJA conduziu a flechas inferiores às obtidas pelo modelo FVJ. As flechas mais críticas diminuem expressivamente graças ao efeito arco: 42% de redução na seção mais crítica do primeiro vão, e 34% de redução da flecha máxima no segundo vão.

As Figuras 4.31 e 4.32 mostram os desenhos de armação obtidos após o dimensionamento da V17 através dos dois modelos elaborados.

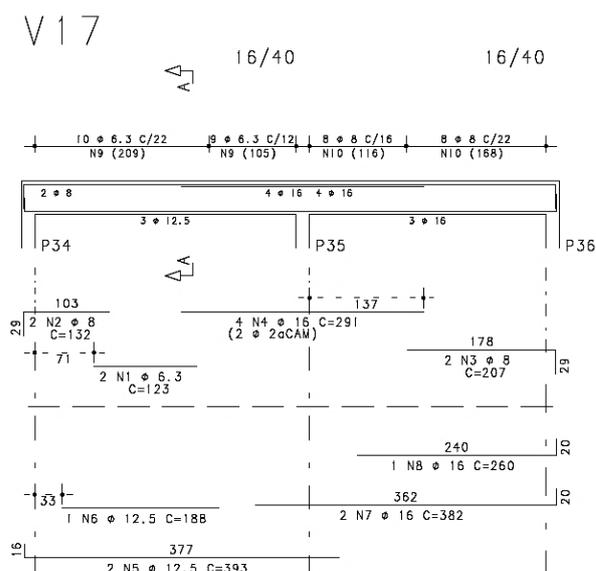


Figura 4.31 - Desenho de armação – viga V17 – Modelo FVJ

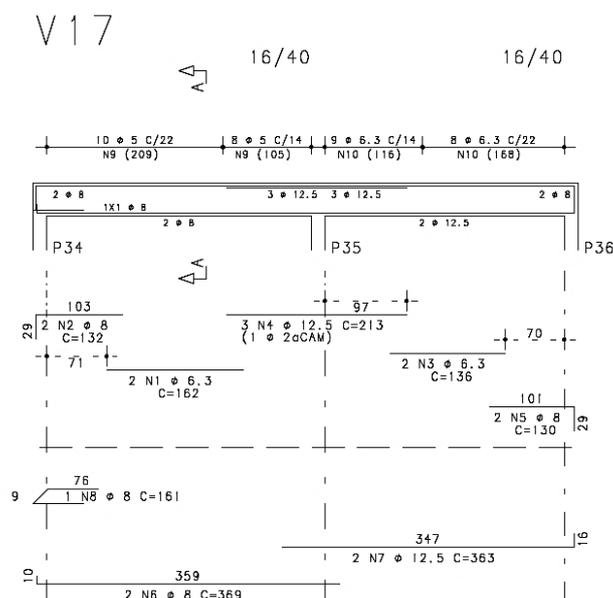


Figura 4.32 - Desenho de armação – viga V17 – Modelo FVJ

A percepção fornecida pelos diagramas de esforços, de que o efeito arco é importante em toda a extensão da V17, se mostra verdadeira quando se analisa os desenhos de armação obtidos por cada um dos modelos de cálculo.

Há diminuição na quantidade de armaduras transversais em ambos os vãos, quando se adota o *Modelo 2*: no primeiro, de  $\phi$  6,3 c/ 22 ( $2,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi$  5 c/ 22 ( $1,82 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) nas adjacências do apoio esquerdo, e de  $\phi$  6,3 c/ 12 ( $5,25 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi$  5 c/ 14 ( $2,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) nas adjacências do apoio central, caracterizando 36% e 46% de redução, respectivamente; no segundo, de  $\phi$  8 c/ 16 ( $6,25 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi$  6,3 c/ 14 ( $4,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) nas proximidades do apoio central, e de  $\phi$  8 c/ 22 ( $4,55 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi$  6,3 c/ 22 ( $2,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) próximo ao apoio de extremidade direita, ou seja, diminuições de 28% e 37%, respectivamente.

Também há economia de armaduras positivas quando se considera o efeito arco: no primeiro vão, a adoção do modelo FVJA faz as armaduras passarem de  $3 \phi$  12,5 ( $3,75 \text{ cm}^2$ ) para  $2 \phi$  8 ( $1,0 \text{ cm}^2$ ), o que equivale a 73% a menos; no segundo vão, altera-se as armaduras positivas de  $3 \phi$  16 ( $6,0 \text{ cm}^2$ ) para  $2 \phi$  12,5 ( $2,5 \text{ cm}^2$ ), levando a uma redução de 58%. As armaduras negativas sobre o apoio central (P35) são igualmente beneficiadas: passam de  $4 \phi$  16 ( $8,0 \text{ cm}^2$ ), calculadas no *Modelo 1*, para  $3 \phi$  12,5 ( $3,75 \text{ cm}^2$ ), calculadas no *Modelo 2* – uma diminuição de 53%.

Portanto, a V17 é uma viga na qual a adoção do efeito arco resulta em diminuição de todas as armaduras, em toda sua extensão.

#### 4.3.4.5 Viga V29

A viga V29 possui dois vãos, e está apoiada diretamente sobre três estacas. No segundo vão, ela se encontra com a viga V2, funcionando como apoio a esta viga. Sobre toda extensão da V29, há uma parede estrutural sem nenhum tipo de abertura.

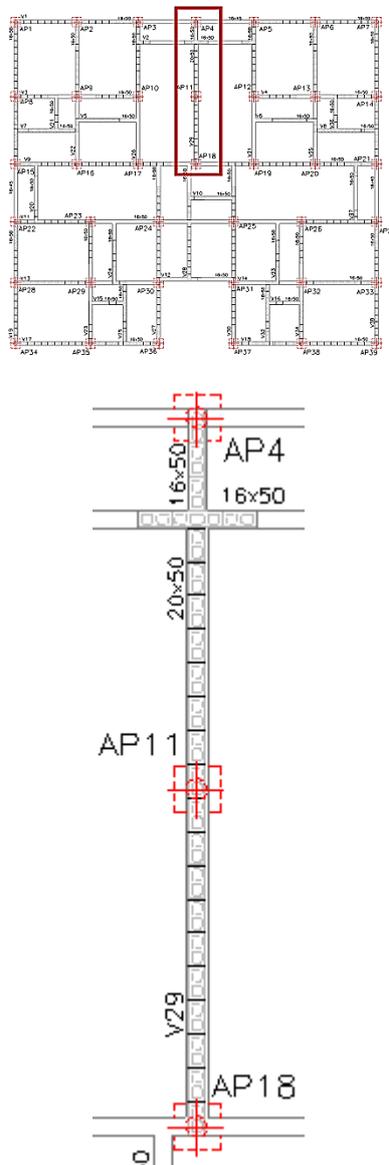


Figura 4.33 - Edifício Vitória Jundiá: localização da viga V29

As Figuras 4.34, 4.35 e 4.36 mostram, respectivamente, os diagramas de força cortante, momento fletor e deslocamentos verticais desta viga.

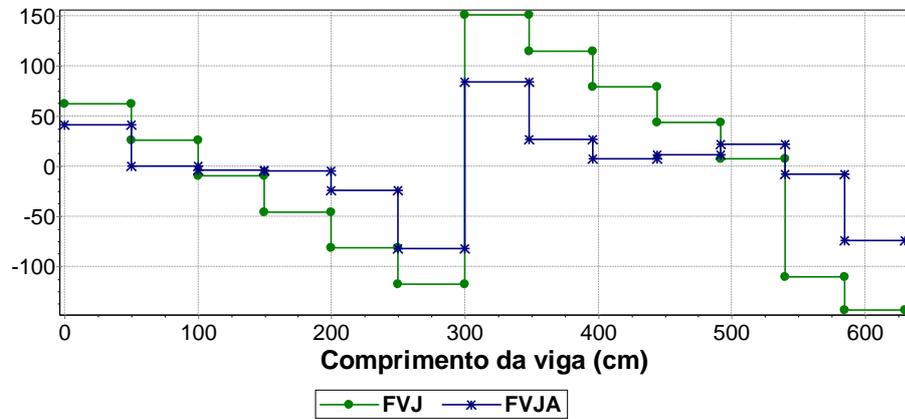


Figura 4.34 - Força cortante - viga V29 – Modelo FVJ x Modelo FVJA

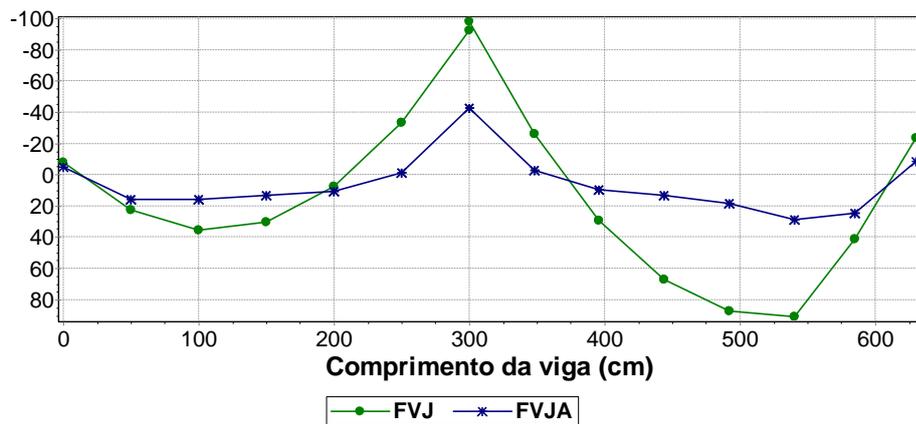


Figura 4.35 – Momento fletor - viga V29 – Modelo FVJ x Modelo FVJA

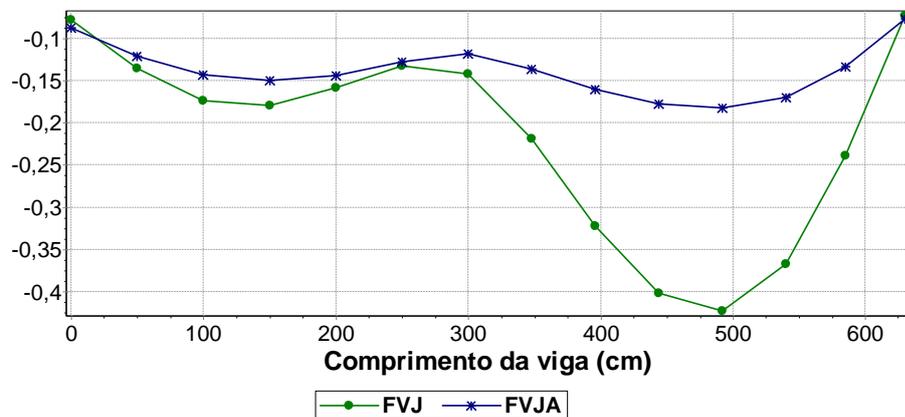


Figura 4.36 – Deslocamentos verticais - viga V29 – Modelo FVJ x Modelo FVJA

Neste exemplo, a influência do efeito arco pode ser notada em toda a extensão da viga, ainda que seja mais evidente no segundo vão.

Em ambos os vãos, ocorre uma redução dos valores de força cortante quando se emprega o modelo FVJA. Sobre o primeiro apoio, e à esquerda do apoio central, essa redução fica um pouco acima de 30%. Por outro lado, o *Modelo 2* fornece cortantes até 48% inferiores às obtidas pelo *Modelo 1* à direita do apoio central e sobre o último apoio.

O momento positivo máximo também diminui graças ao efeito arco, com reduções que, a exemplo das cortantes, variam em cada um dos vãos: no primeiro vão, o modelo FVJA resulta em um momento positivo máximo 56% inferior ao correspondente do modelo FVJ, enquanto essa diferença chega a 68% no segundo vão. A redução do momento negativo sobre o apoio central é notável: 57%, graças à consideração do efeito arco.

As tendências constatadas pela análise dos esforços são confirmadas pela análise dos deslocamentos verticais. A adoção do *Modelo 2* leva a uma diminuição das flechas em quase todo o comprimento da V29, sendo que a redução é mais perceptível no meio do segundo vão, chegando a 57%. O benefício do efeito arco para as flechas é bem mais discreto no primeiro vão, onde o ponto crítico apresenta deslocamento 17% inferior ao resultante do modelo convencional.

As Figuras 4.37 e 4.38 mostram os desenhos de armação correspondentes aos dimensionamentos da V29 segundo os modelos FVJ e FVJA.

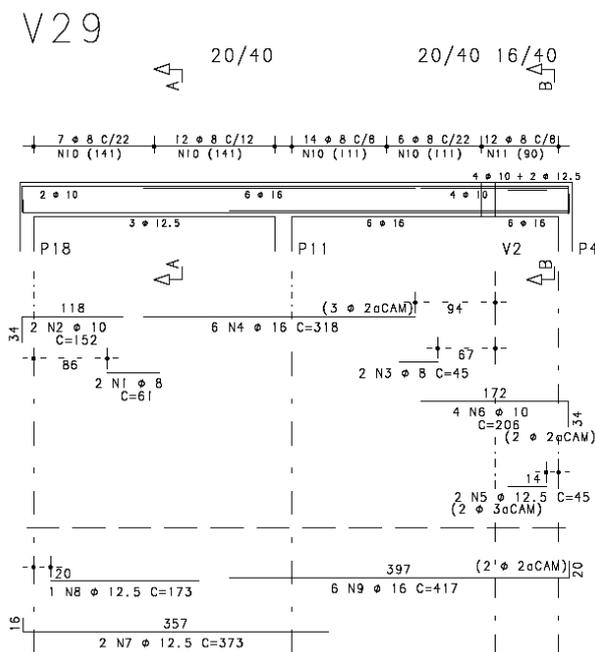


Figura 4.37 - Desenho de armadura – viga V29 – Modelo FVJ

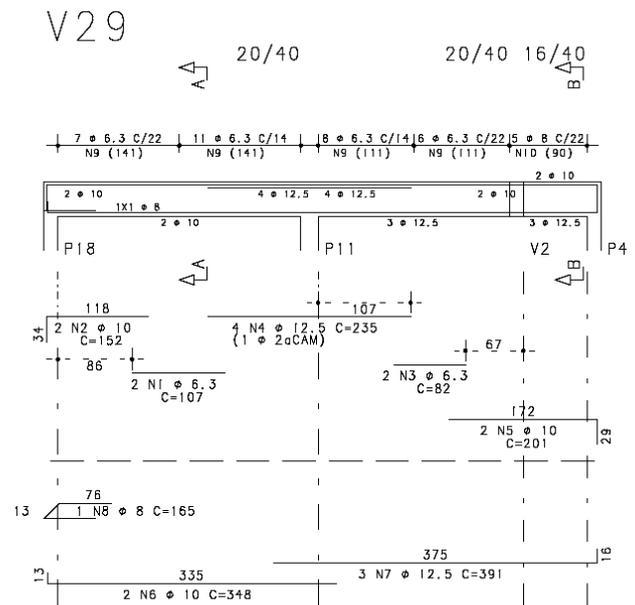


Figura 4.38 - Desenho de armadura – viga V29 – Modelo FVJA

O efeito arco proporciona benefícios econômicos a praticamente todas as armaduras importantes da V29, em ambos os vãos.

As armaduras transversais são reduzidas, ao se considerar o modelo com efeito arco, de  $\phi 8$  c/ 22 ( $4,55 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 6,3$  c/ 22 ( $2,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) – uma redução de 37% - nas proximidades do apoio esquerdo. Ainda no primeiro vão, nas adjacências do apoio central, há diminuição de estribos de  $\phi 8$  c/ 12 ( $8,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 6,3$  c/ 14 ( $4,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), o que equivale a uma diminuição de 46%. No segundo vão, também se constata reduções expressivas de armaduras transversais: próximo ao apoio central, elas passam de  $\phi 8$  c/ 8 ( $12,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 6,3$  c/ 14 ( $4,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), ou seja, 64% a menos; nas cercanias do apoio extremo direito, a aplicação do *Modelo 2* ao invés do *Modelo 1* permite uma redução de  $\phi 8$  c/ 8 ( $12,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 8$  c/ 22 ( $4,55 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), caracterizando uma diminuição de 64% de consumo de aço para estribos.

As armaduras positivas também diminuem ao se adotar o modelo FVJA: passam, no primeiro vão, de  $3 \phi 12,5$  ( $3,75 \text{ cm}^2$ ) para  $2 \phi 10$  ( $1,6 \text{ cm}^2$ ), o que equivale a 57% a menos; no segundo vão, passam de  $6 \phi 16$  ( $12,0 \text{ cm}^2$ ) para  $3 \phi 12,5$  ( $3,75 \text{ cm}^2$ ), ou seja, 69% de redução. Destaca-se igualmente a redução de armadura negativa sobre o apoio central (P11): de  $6 \phi 16$  ( $12,0 \text{ cm}^2$ ) para  $4 \phi 12,5$  ( $5,0 \text{ cm}^2$ ), uma expressiva diminuição de 58%.

#### 4.3.5 Quantitativos de concreto e aço: Modelo FVJ x Modelo FVJA

No exemplo do Edifício Vitória Jundiáí, optou-se por utilizar a mesma planta de formas como base para as duas modelagens, tanto sem a consideração do efeito arco, como com a sua consideração. Portanto, não houve qualquer diferença em termos de volume de concreto e área de formas necessárias para a execução das vigas baldrame. As quantidades em questão estão detalhadas nas Tabelas 4.4 e 4.5.

Tabela 4.4 - Edifício Vitória Jundiáí: quantidade de concreto para o conjunto de todas as vigas, pelos dois modelos

VIGA	Concreto		
	Volume (m <sup>3</sup> )		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)
TOTAL P/ VIGAS DE TRANSIÇÃO	13,17	13,17	0,0%

Tabela 4.5 - Edifício Vitória Jundiáí: quantidade de formas para o conjunto de todas as vigas, pelos dois modelos

VIGA	Concreto		
	Formas (m <sup>2</sup> )		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)
TOTAL P/ VIGAS DE TRANSIÇÃO	197	197	0,0%

Em relação à quantidade de aço, houve diferenças significativas entre os dois modelos. A tabela apresentada na sequência resume as quantidades de aço encontradas após o dimensionamento de cada uma das vigas, pelo *Modelo 1* e pelo *Modelo 2*. Os resultados são apresentados em três grupos de colunas: o primeiro grupo apresenta unicamente o peso de aço resultante das armaduras longitudinais; o segundo mostra o peso resultante das armaduras transversais; e o terceiro ilustra o peso total de armaduras detalhado para cada viga.

Ao final de cada grupo de colunas, a coluna “Benef. (%)” mostra o benefício porcentual alcançado ao empregar o *Modelo 2* no dimensionamento e detalhamento das vigas. As células da tabela são apresentadas na cor verde, quando de fato há um benefício em se considerar o efeito arco; em amarelo, se não há alteração de quantidade de aço entre os dois modelos; e em vermelho, se a consideração do efeito arco leva ao aumento de quantidade de aço.

Tabela 4.6 – Edifício Vitória Jundiá: quantidades de aço de cada viga, pelos dois modelos

VIGA	Armaduras longitudinais			Armaduras transversais			Total de armaduras		
	Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)
V1	28,836	31,058	-7,7%	11,741	11,741	0,0%	40,577	42,799	-5,5%
V2	8,725	7,279	16,6%	3,524	3,524	0,0%	12,249	10,803	11,8%
V3	22,478	13,163	41,4%	4,164	3,844	7,7%	26,642	17,007	36,2%
V4	22,478	13,163	41,4%	4,164	3,844	7,7%	26,642	17,007	36,2%
V5	12,069	8,937	25,9%	2,242	1,922	14,3%	14,311	10,859	24,1%
V6	12,066	8,937	25,9%	2,242	1,922	14,3%	14,308	10,859	24,1%
V7	22,687	6,449	71,6%	5,340	1,922	64,0%	28,027	8,371	70,1%
V8	22,837	6,449	71,8%	5,340	1,922	64,0%	28,177	8,371	70,3%
V9	100,134	58,382	41,7%	34,247	19,780	42,2%	134,381	78,162	41,8%
V10	2,646	2,646	0,0%	1,441	1,441	0,0%	4,088	4,088	0,0%
V11	139,595	77,683	44,4%	32,238	18,376	43,0%	171,833	96,059	44,1%
V12	43,035	43,735	-1,6%	4,077	3,822	6,3%	47,112	47,557	-0,9%
V13	68,326	60,409	11,6%	16,843	16,432	2,4%	85,169	76,841	9,8%
V14	68,326	60,498	11,5%	16,432	16,021	2,5%	84,758	76,519	9,7%
V15	3,516	3,516	0,0%	1,121	1,121	0,0%	4,637	4,637	0,0%
V16	3,516	3,516	0,0%	1,121	1,121	0,0%	4,637	4,637	0,0%
V17	47,187	20,226	57,1%	11,414	7,214	36,8%	58,601	27,440	53,2%
V18	47,318	20,226	57,3%	11,414	7,214	36,8%	58,732	27,440	53,3%
V19	66,037	37,698	42,9%	16,874	13,849	17,9%	82,911	51,547	37,8%
V20	4,860	4,860	0,0%	1,762	1,762	0,0%	6,622	6,622	0,0%
V21	3,516	3,516	0,0%	1,121	1,121	0,0%	4,637	4,637	0,0%
V22	68,334	60,498	11,5%	16,432	16,021	2,5%	84,766	76,519	9,7%
V23	22,449	13,163	41,4%	4,164	3,844	7,7%	26,613	17,007	36,1%
V24	12,069	8,937	25,9%	2,242	1,922	14,3%	14,311	10,859	24,1%
V25	22,687	6,449	71,6%	5,340	1,922	64,0%	28,027	8,371	70,1%
V26	50,071	17,200	65,6%	11,600	5,926	48,9%	61,671	23,126	62,5%
V27	35,952	22,108	38,5%	16,682	12,538	24,8%	52,634	34,646	34,2%
V28	20,748	16,485	20,5%	6,880	4,819	29,9%	27,628	21,304	22,9%
V29	87,104	30,576	64,9%	22,183	10,835	51,2%	109,287	41,411	62,1%
V30	36,903	24,521	33,6%	16,713	12,859	23,1%	53,616	37,379	30,3%
V31	50,071	17,200	65,6%	11,600	5,926	48,9%	61,671	23,126	62,5%
V32	22,687	6,449	71,6%	5,340	1,922	64,0%	28,027	8,371	70,1%
V33	12,069	8,937	25,9%	2,242	1,922	14,3%	14,311	10,859	24,1%
V34	22,449	13,163	41,4%	4,164	3,844	7,7%	26,613	17,007	36,1%
V35	68,334	60,498	11,5%	16,432	16,021	2,5%	84,766	76,519	9,7%
V36	3,516	3,516	0,0%	1,121	1,121	0,0%	4,637	4,637	0,0%
V37	4,860	4,860	0,0%	1,762	1,762	0,0%	6,622	6,622	0,0%
V38	66,037	37,698	42,9%	16,874	13,849	17,9%	82,911	51,547	37,8%
<b>TOTAL</b>	<b>1356,530</b>	<b>844,606</b>	<b>37,7%</b>	<b>350,635</b>	<b>256,968</b>	<b>26,7%</b>	<b>1707,164</b>	<b>1101,574</b>	<b>35,5%</b>

Analisando a tabela anterior, percebe-se que, na grande maioria das vigas, o efeito arco atua de maneira benéfica para a economia de aço. Em relação às armaduras longitudinais, houve diminuição da quantidade de aço em 29 das 38 vigas que compõem a estrutura de suporte. Em sete vigas não houve qualquer alteração, e em somente duas vigas o efeito arco levou ao aumento da quantidade de armaduras longitudinais. Globalmente, há redução de 37,7% no consumo de aço para armaduras longitudinais desta estrutura.

O quadro se repete na análise das quantidades de aço para armaduras transversais: o efeito arco proporciona a redução de consumo em 29 das 38 vigas estudadas; nas outras nove vigas, não houve nenhuma alteração de quantidade de aço. Em relação ao conjunto das vigas, o emprego do *Modelo 2* conduz a uma redução de 26,7% no consumo de aço para estribos.

A análise da soma de todas as armaduras, viga a viga, acaba por resumir bem a influência do efeito arco: ele proporciona uma redução de 35,5% na quantidade total de armaduras empregadas nas vigas de suporte do Edifício Vitória Jundiáí. Das 38 vigas, há diminuição da quantidade de aço em 29 delas; em sete vigas, não há nenhuma alteração; e, em somente duas vigas verifica-se um aumento da quantidade de aço se estas forem dimensionadas e detalhadas considerando o efeito arco.

#### **4.3.6 Cálculo de custos das duas soluções**

A última etapa do estudo comparativo desenvolvido para o Edifício Vitória Jundiáí é o cálculo dos custos de cada uma das duas soluções desenvolvidas para a estrutura de fundação deste edifício – a solução que não considera o efeito arco, proveniente do *Modelo 1*, e a solução que o considera, resultante do *Modelo 2*.

Os custos considerados englobaram os serviços e materiais relacionados a concreto, formas e armações. Foram definidos os serviços necessários à execução das vigas baldrame, de acordo com as definições encontradas na TCPO 14 (2012), uma referência clássica no campo da engenharia de custos no país. Os custos unitários de cada serviço foram obtidos a partir da homepage Guia da Construção Web (2014), que contém referências de custos para diversos insumos da construção civil – incluindo materiais, mão-de-obra e equipamentos -, bem como custos de serviços compostos por diversos insumos.

Para nortear a escolha das composições de custo de forma realista, no contexto da indústria da construção civil, algumas premissas foram adotadas: considerou-se que o concreto empregado seria um concreto convencional, contendo britas 1 e 2, dosado em central; as formas foram consideradas como montadas com chapas compensadas de madeira, e a possibilidade de reaproveitamento foi completamente ignorada; em relação ao aço, definiu-se, para efeito de custo, que este seria adquirido já cortado e dobrado, como é bastante usual atualmente.

A Tabela 4.7 apresenta o cálculo dos custos de execução das vigas baldrame do Edifício Vitória Jundiá, de acordo com as soluções sem efeito arco e com efeito arco.

Tabela 4.7 – Edifício Vitória Jundiá: cálculo dos custos de execução da estrutura de suporte

COMPOSIÇÕES	UNID	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	Modelo 1 (sem efeito arco)		Modelo 2 (com efeito arco)	
			QTDES.	CUSTO (R\$)	QTDES.	CUSTO (R\$)
Concreto - aplicação e adensamento com vibrador de imersão com motor elétrico	m <sup>3</sup>	R\$ 85,72	13,17	R\$ 1.128,93	13,17	R\$ 1.128,93
Concreto dosado em central convencional brita 1 e 2 (resistência: 25 MPa)	m <sup>3</sup>	R\$ 254,07	13,17	R\$ 3.346,10	13,17	R\$ 3.346,10
Forma para vigas, com chapa compensada plastificada, e=12mm - fabricação	m <sup>2</sup>	R\$ 91,19	197	R\$ 17.964,43	197	R\$ 17.964,43
Forma para vigas, com chapa compensada plastificada, e=12mm - montagem	m <sup>2</sup>	R\$ 10,57	197	R\$ 2.082,29	197	R\$ 2.082,29
Forma para vigas, com chapa compensada plastificada, e=12mm - desmontagem	m <sup>2</sup>	R\$ 4,16	197	R\$ 819,52	197	R\$ 819,52
Armadura de aço CA-50 para vigas Ø 10,0 mm, fornecimento e montagem (aço adquirido cortado e dobrado)	kg	R\$ 8,10	1707,164	R\$ 13.828,03	1101,574	R\$ 8.922,75
<b>TOTAL</b>				<b>R\$ 39.169,30</b>		<b>R\$ 34.264,02</b>
<b>ECONOMIA GERADA PELO EFEITO ARCO</b>						<b>R\$ 4.905,28</b>
						<b>12,5%</b>

OBS: Os preços unitários foram obtidos em [www.guiadaconstrucao.pini.com.br](http://www.guiadaconstrucao.pini.com.br), consultado em 29/06/2014.

A data base é 30/05/2014.

Como não houve nenhuma alteração das seções das vigas entre os dois modelos, toda a diferença resultante recai sobre o consumo de aço e ao custo relacionado a este item. Calculando-se os custos totais para a execução das vigas baldrame, a partir dos dimensionamentos obtidos através dos dois modelos, estima-se que o benefício resultante da aplicação do efeito arco é de R\$ 4.905,28. Este valor é relativo à estrutura de suporte de um único edifício, e representa uma redução de 12,5% em relação ao custo que esta estrutura de suporte teria se fosse adotado um modelo de cálculo que ignora o efeito arco.

Um indicador interessante é a economia gerada pelo efeito arco no custo de construção do metro quadrado do edifício. O Edifício Vitória Jundiá possui 907,6 m<sup>2</sup> de área construída. Assim, o efeito arco permite uma redução de R\$ 5,40 por m<sup>2</sup> no custo de construção desse edifício.

## 4.4 EXEMPLO 2 – EDIFÍCIO WAY PENHA

### 4.4.1 Apresentação

O segundo exemplo apresentado é o Edifício Way Penha. Trata-se de um edifício com oito pavimentos em alvenaria estrutural, apoiado sobre uma estrutura de transição formada por vigas e pilares, a qual será chamada de pilotis. Os pavimentos têm pé-direito de 2,70 m, sendo 2,60 m de altura de parede e 0,10 m de espessura de laje.

O projeto arquitetônico do pavimento tipo está ilustrado nas Figuras 4.39 e 4.40.

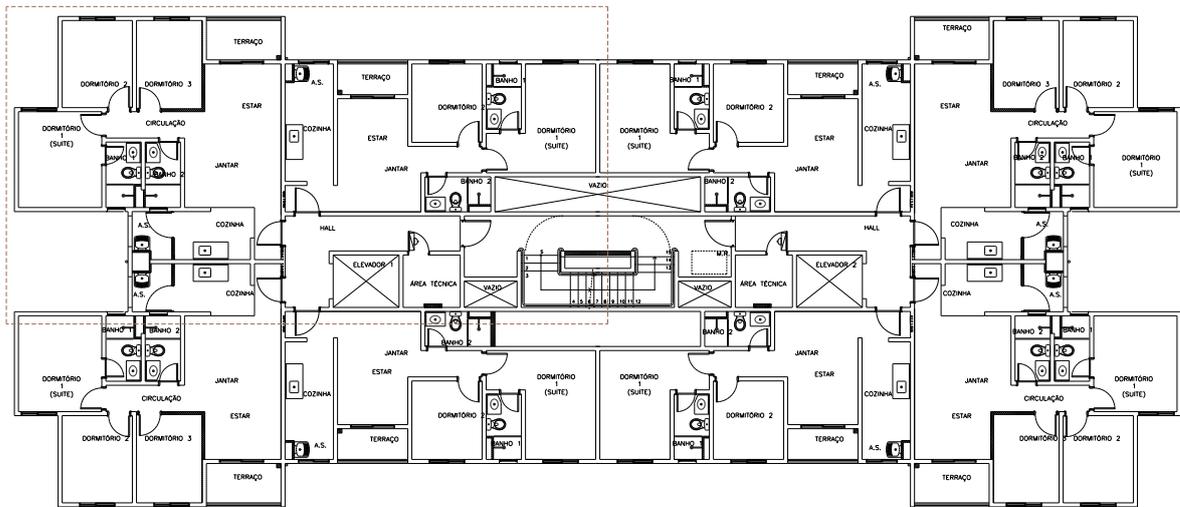


Figura 4.39 – Edifício Way Penha: planta arquitetônica do pavimento tipo

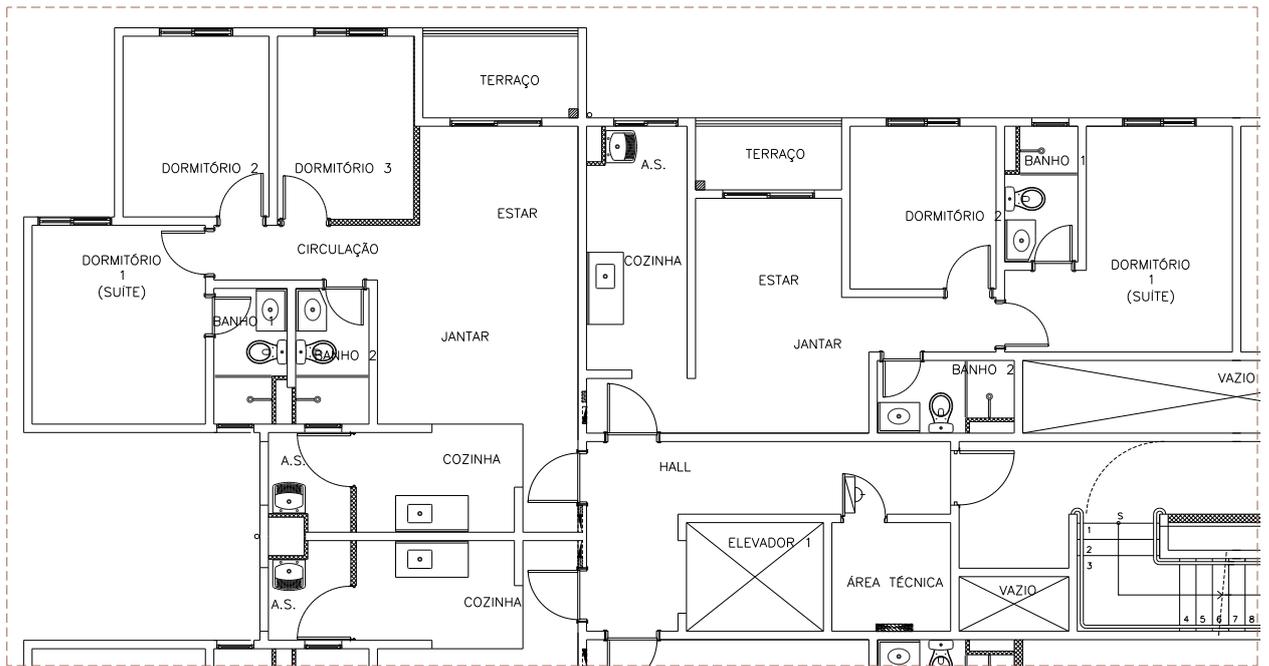


Figura 4.40– Edifício Way Penha: detalhe da planta arquitetônica

Na sequência, as Figuras 4.41 e 4.42 apresentam a modulação do pavimento-tipo que foi utilizada na modelagem da estrutura de alvenaria.

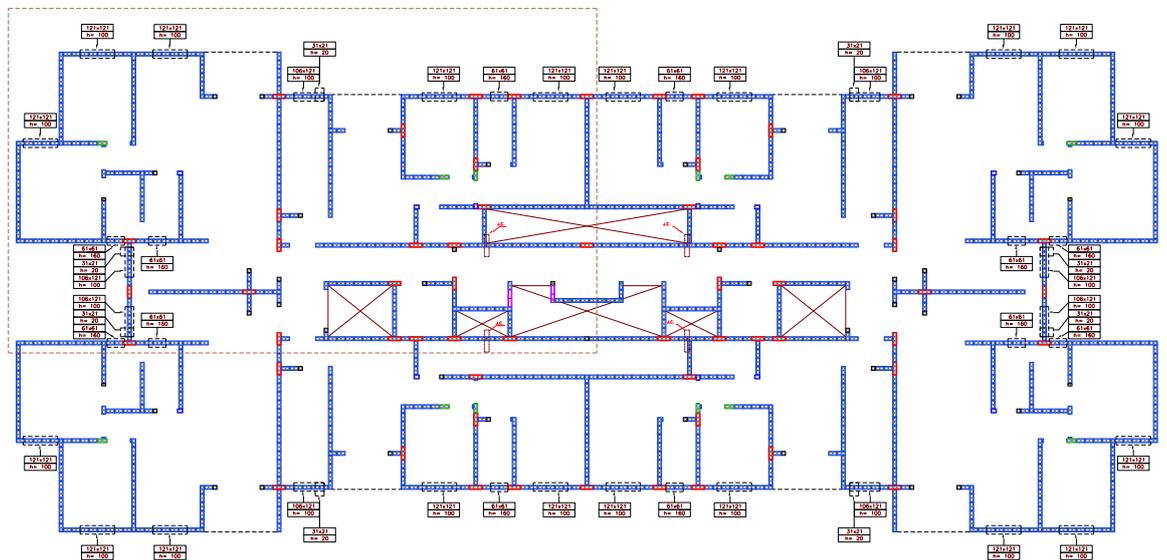


Figura 4.41 – Edifício Way Penha: planta de modulação do pavimento tipo

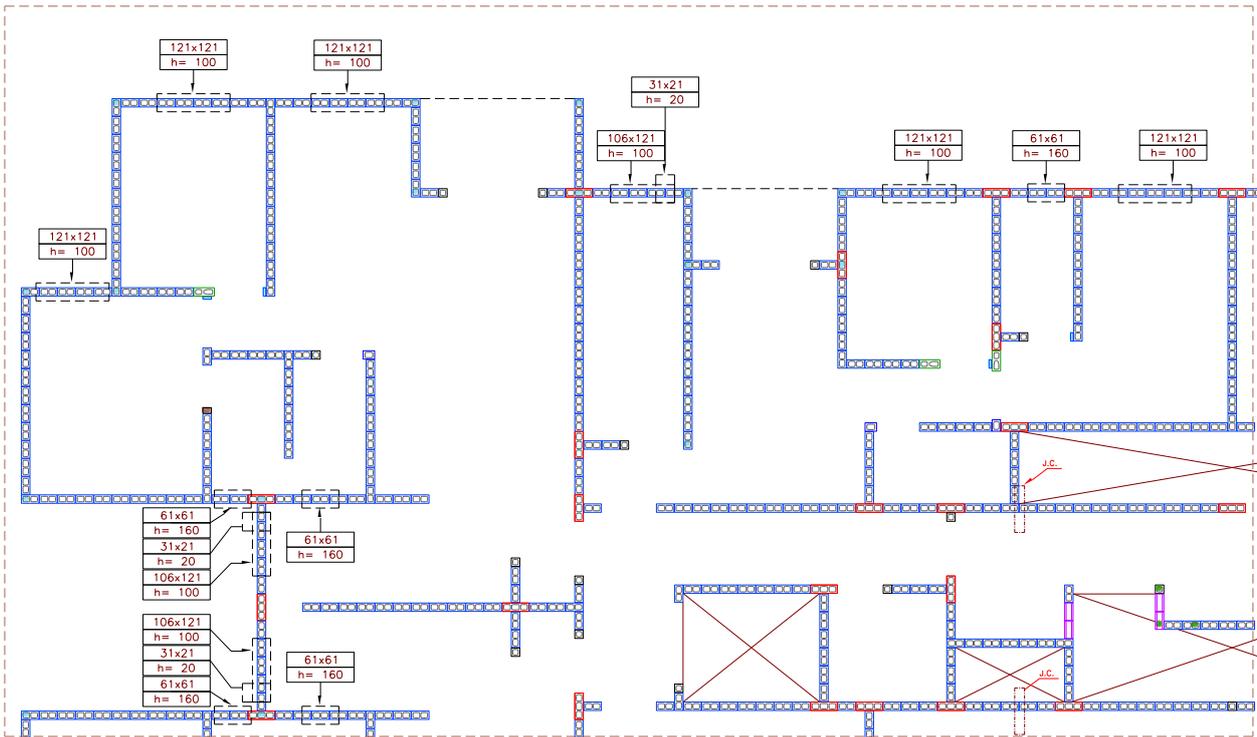


Figura 4.42 – Edifício Way Peña: detalhe da planta de modulação

Finalmente, as Figuras 4.43 e 4.44 mostram a planta de formas do 1º pavimento do Edifício Way Peña. Este pavimento representa a estrutura de transição em concreto armado deste edifício. O modelo numérico da estrutura de suporte foi desenvolvido a partir desta planta.

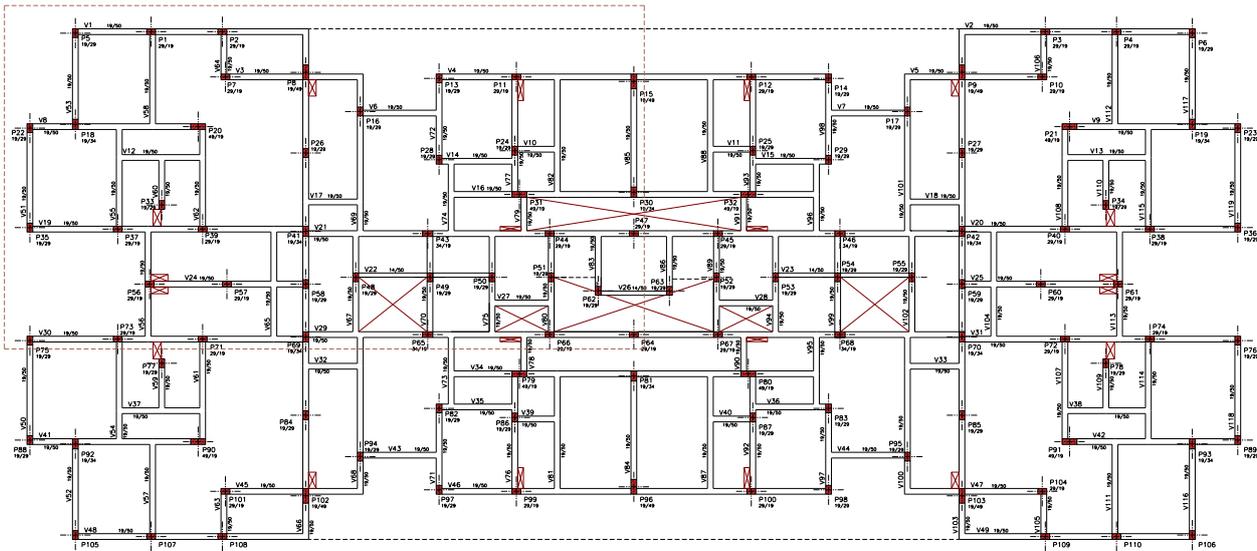


Figura 4.43 – Edifício Way Peña: planta de formas do 1º pavimento (transição)

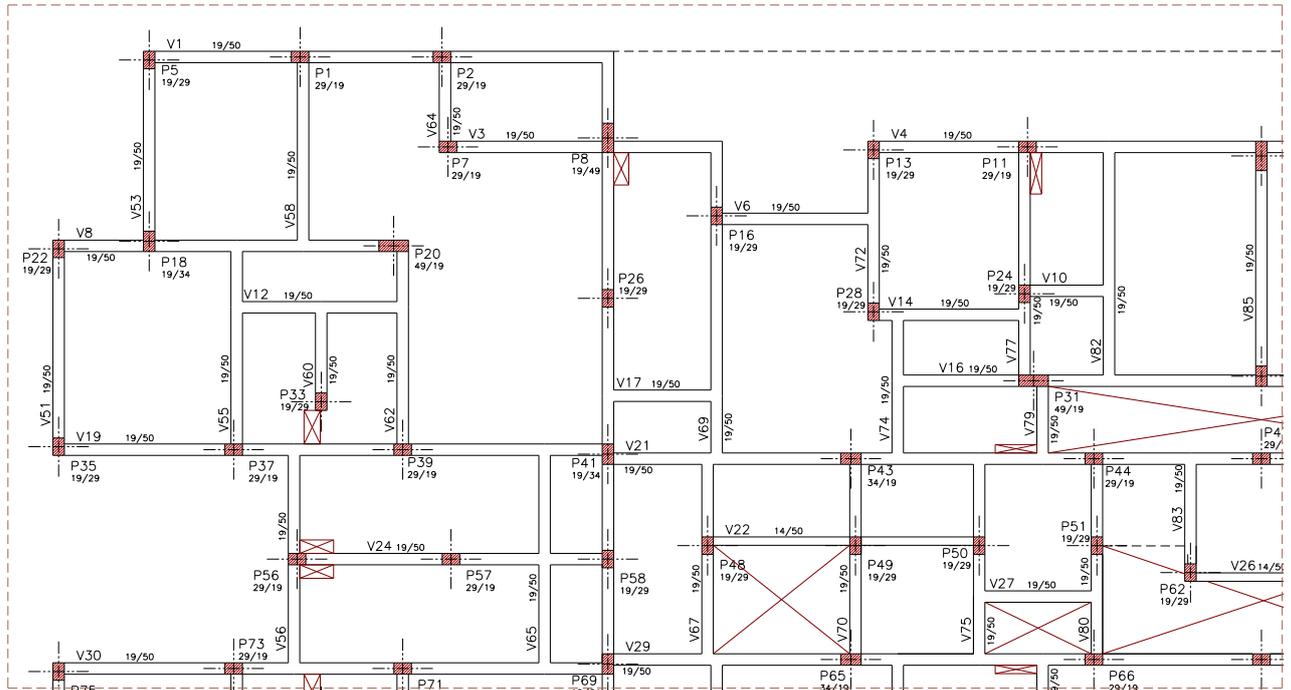


Figura 4.44 – Edifício Way Penha: detalhe da planta de formas do 1º pavimento

## 4.4.2 Descrição dos modelos

### 4.4.2.1 Modelo para ações verticais

A sequência de trabalho seguiu exatamente as mesmas etapas utilizadas no primeiro exemplo, ou seja, a estrutura de alvenaria é modelada seguindo o procedimento adotado por Corrêa e Ramalho (1994, 1998), empregando as ferramentas computacionais já descritas anteriormente. A Figura 4.45 mostra as paredes estruturais em linha contínua e com seus respectivos nomes no modelo numérico. As aberturas de janela aparecem representadas por linhas tracejadas; as aberturas de porta, por linhas “traço dois pontos”; e as aberturas totais, por linhas pontilhadas.

A Figura 4.46 ilustra os grupos de paredes isoladas considerados para análise de ações verticais no Edifício Way Penha.

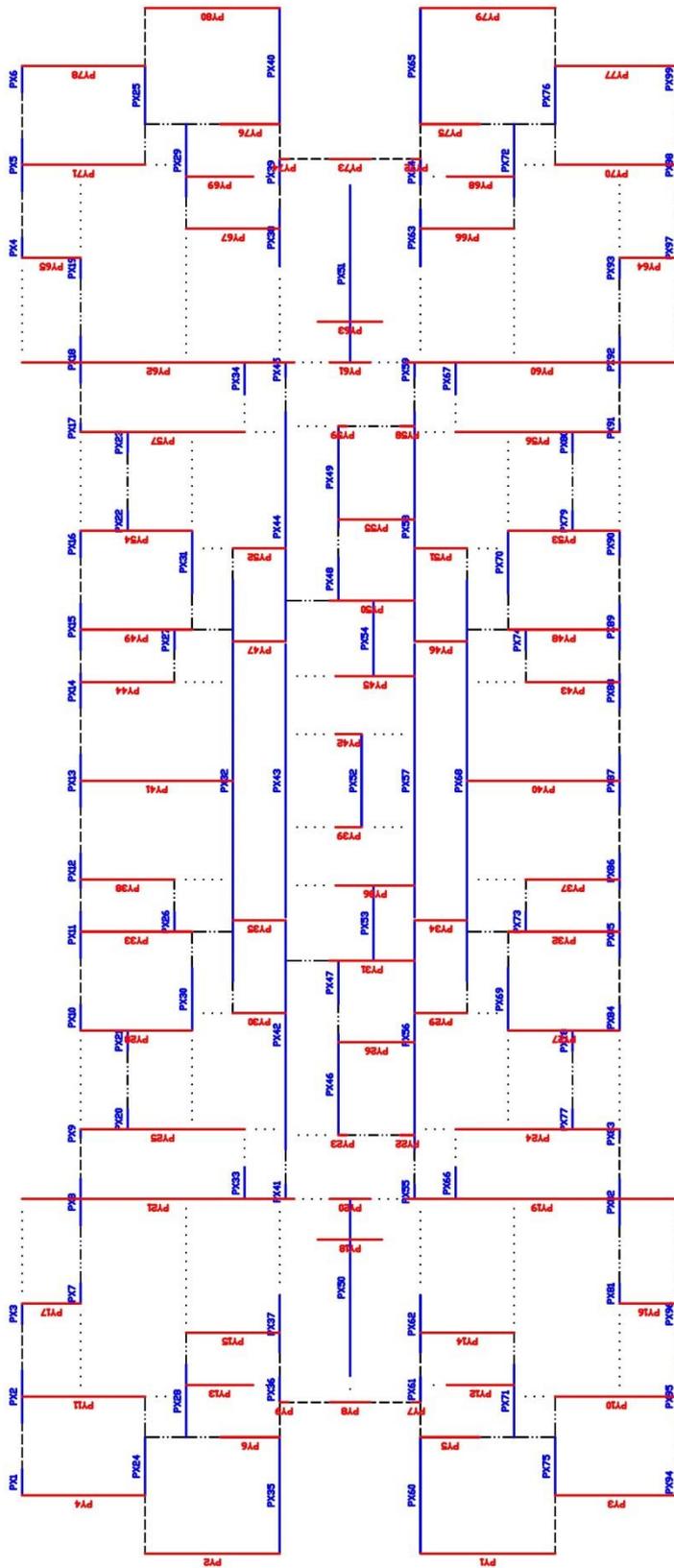


Figura 4.45 - Edifício Way Penha: paredes estruturais

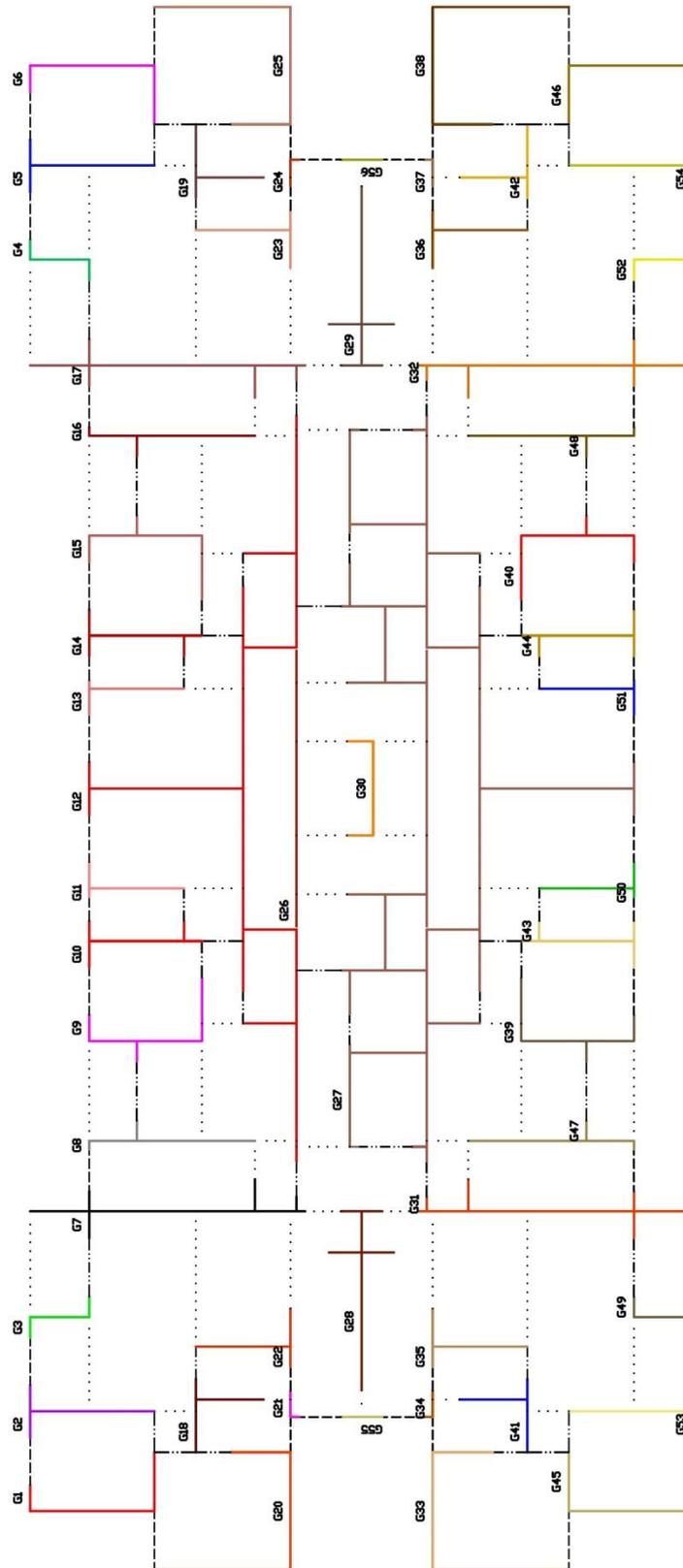


Figura 4.46 – Edifício Way Penha: grupos de paredes isoladas para ações verticais

As Tabelas 4.8 e 4.9 apresentam as cargas e tensões atuantes nas bases das paredes estruturais, considerando unicamente as ações verticais, separadamente para paredes dispostas segundo as direções “X” e “Y” da planta de modulação da alvenaria.

Tabela 4.8 - Edifício Way Penha: cargas e tensões nas bases das paredes estruturais (paredes dispostas na direção “X”)

Parede	Carga Distribuída na Base kN / m	Carga Total na Base kN	Tensão na Base kN / m <sup>2</sup>
PX 1	102,27	68,52	730,51
PX 2	127,59	170,97	911,36
PX 3	158,39	82,36	1131,36
PX 4	158,39	82,36	1131,36
PX 5	127,59	170,97	911,36
PX 6	102,27	68,52	730,51
PX 7	158,39	82,36	1131,36
PX 8	130,18	154,91	929,85
PX 9	129,09	28,40	922,06
PX 10	118,13	79,15	843,82
PX 11	105,39	125,42	752,79
PX 12	119,92	106,73	856,57
PX 13	103,91	139,24	742,21
PX 14	119,92	106,73	856,57
PX 15	105,39	125,42	752,79
PX 16	118,13	79,15	843,82
PX 17	129,09	28,40	922,06
PX 18	130,18	154,91	929,85
PX 19	158,39	82,36	1131,36
PX 20	129,09	67,13	922,06
PX 21	118,13	61,43	843,82
PX 22	118,13	61,43	843,82
PX 23	129,09	67,13	922,06
PX 24	102,27	153,41	730,51
PX 25	102,27	153,41	730,51
PX 26	105,39	54,80	752,79
PX 27	105,39	54,80	752,79
PX 28	121,22	226,68	865,83
PX 29	121,22	226,68	865,83
PX 30	118,13	191,38	843,82
PX 31	118,13	191,38	843,82
PX 32	103,91	1074,43	742,21
PX 33	130,18	106,75	929,85
PX 34	130,18	106,75	929,85
PX 35	110,18	330,54	787,01
PX 36	134,99	90,44	964,18
PX 37	130,16	193,94	929,71
PX 38	130,16	193,94	929,71
PX 39	134,99	90,44	964,18
PX 40	110,18	330,54	787,01
PX 41	130,18	48,17	929,85
PX 42	103,91	615,15	742,21
PX 43	106,52	749,92	760,88
PX 44	103,91	615,15	742,21
PX 45	130,18	48,17	929,85
PX 46	99,90	261,74	713,59
PX 47	99,90	111,89	713,59
PX 48	99,90	111,89	713,59
PX 49	99,90	261,74	713,59
PX 50	101,44	463,60	724,60
PX 51	101,44	463,60	724,60
PX 52	150,89	362,13	1077,77
PX 53	99,90	194,81	713,59
PX 54	99,90	194,81	713,59
PX 55	130,18	48,17	929,85
PX 56	99,90	591,42	713,59
PX 57	99,90	703,31	713,59
PX 58	99,90	591,42	713,59
PX 59	130,18	48,17	929,85
PX 60	110,18	330,54	787,01
PX 61	134,99	90,44	964,18
PX 62	130,16	193,94	929,71
PX 63	130,16	193,94	929,71
PX 64	134,99	90,44	964,18
PX 65	110,18	330,54	787,01
PX 66	130,18	106,75	929,85
PX 67	130,18	106,75	929,85
PX 68	99,90	1032,99	713,59
PX 69	118,13	191,38	843,82
PX 70	118,13	191,38	843,82
PX 71	121,22	226,68	865,83
PX 72	121,22	226,68	865,83
PX 73	105,39	54,80	752,79
PX 74	105,39	54,80	752,79
PX 75	102,27	153,41	730,51
PX 76	102,27	153,41	730,51
PX 77	129,09	67,13	922,06
PX 78	118,13	61,43	843,82
PX 79	118,13	61,43	843,82
PX 80	129,09	67,13	922,06
PX 81	158,39	82,36	1131,36
PX 82	130,18	154,91	929,85
PX 83	129,09	28,40	922,06
PX 84	118,13	79,15	843,82
PX 85	105,39	125,42	752,79
PX 86	119,92	106,73	856,57
PX 87	99,90	133,87	713,59
PX 88	119,92	106,73	856,57
PX 89	105,39	125,42	752,79
PX 90	118,13	79,15	843,82
PX 91	129,09	28,40	922,06
PX 92	130,18	154,91	929,85
PX 93	158,39	82,36	1131,36
PX 94	102,27	68,52	730,51
PX 95	127,59	170,97	911,36
PX 96	158,39	82,36	1131,36
PX 97	158,39	82,36	1131,36
PX 98	127,59	170,97	911,36
PX 99	102,27	68,52	730,51

Tabela 4.9 - Edifício Way Penha: cargas e tensões nas bases das paredes estruturais (paredes dispostas na direção “Y”)

Parede	Carga Distribuída na Base	Carga Total na Base	Tensão na Base
	kN / m	kN	kN / m <sup>2</sup>

PY 1	110,18	380,12	787,01
PY 2	110,18	380,12	787,01
PY 3	102,27	322,15	730,51
PY 4	102,27	322,15	730,51
PY 5	110,18	167,47	787,01
PY 6	110,18	167,47	787,01
PY 7	134,99	29,70	964,18
PY 8	134,33	139,70	959,47
PY 9	134,99	29,70	964,18
PY 10	127,59	401,91	911,36
PY 11	127,59	401,91	911,36
PY 12	121,22	208,49	865,83
PY 13	121,22	208,49	865,83
PY 14	130,16	312,38	929,71
PY 15	130,16	312,38	929,71
PY 16	158,39	237,59	1131,36
PY 17	158,39	237,59	1131,36
PY 18	101,44	166,37	724,60
PY 19	130,18	907,34	929,85
PY 20	101,44	105,50	724,60
PY 21	130,18	907,34	929,85
PY 22	99,90	36,96	713,59
PY 23	99,90	21,98	713,59
PY 24	129,09	542,17	922,06
PY 25	129,09	542,17	922,06
PY 26	99,90	194,81	713,59
PY 27	118,13	336,68	843,82
PY 28	118,13	336,68	843,82
PY 29	99,90	134,87	713,59
PY 30	103,91	140,28	742,21
PY 31	99,90	216,79	713,59
PY 32	105,39	300,36	752,79
PY 33	105,39	300,36	752,79
PY 34	99,90	134,87	713,59
PY 35	103,91	140,28	742,21
PY 36	99,90	201,80	713,59
PY 37	119,92	287,81	856,57
PY 38	119,92	287,81	856,57
PY 39	150,89	101,09	1077,77
PY 40	99,90	389,62	713,59

Parede	Carga Distribuída na Base	Carga Total na Base	Tensão na Base
	kN / m	kN	kN / m <sup>2</sup>

PY 41	103,91	405,25	742,21
PY 42	150,89	101,09	1077,77
PY 43	119,92	287,81	856,57
PY 44	119,92	287,81	856,57
PY 45	99,90	201,80	713,59
PY 46	99,90	134,87	713,59
PY 47	103,91	140,28	742,21
PY 48	105,39	300,36	752,79
PY 49	105,39	300,36	752,79
PY 50	99,90	216,79	713,59
PY 51	99,90	134,87	713,59
PY 52	103,91	140,28	742,21
PY 53	118,13	336,68	843,82
PY 54	118,13	336,68	843,82
PY 55	99,90	194,81	713,59
PY 56	129,09	542,17	922,06
PY 57	129,09	542,17	922,06
PY 58	99,90	36,96	713,59
PY 59	99,90	21,98	713,59
PY 60	130,18	907,34	929,85
PY 61	101,44	105,50	724,60
PY 62	130,18	907,34	929,85
PY 63	101,44	166,37	724,60
PY 64	158,39	237,59	1131,36
PY 65	158,39	237,59	1131,36
PY 66	130,16	312,38	929,71
PY 67	130,16	312,38	929,71
PY 68	121,22	208,49	865,83
PY 69	121,22	208,49	865,83
PY 70	127,59	401,91	911,36
PY 71	127,59	401,91	911,36
PY 72	134,99	29,70	964,18
PY 73	134,33	139,70	959,47
PY 74	134,99	29,70	964,18
PY 75	110,18	167,47	787,01
PY 76	110,18	167,47	787,01
PY 77	102,27	322,15	730,51
PY 78	102,27	322,15	730,51
PY 79	110,18	380,12	787,01
PY 80	110,18	380,12	787,01

#### 4.4.2.2 Modelos numéricos para a estrutura de suporte em concreto armado

Os modelos numéricos da estrutura de suporte do edifício são obtidos através dos procedimentos anteriormente descritos. A Tabela 4.10 apresenta os parâmetros utilizados no GMPAE como dados de entrada, tanto para a estrutura de alvenaria como para a estrutura de suporte em concreto armado.

Tabela 4.10 – Edifício Way Penha: Dados da estrutura de alvenaria do primeiro nível e estrutura de concreto para modelagem da estrutura de transição

Dados da Estrutura de Alvenaria		Dados da Estrutura de Concreto	
fbk do primeiro nível (MPa)	8,0	fck (MPa)	30
Eficiência prisma / bloco	0,7	Coeficiente de Poison	0,2
Coeficiente de Poison	0,2	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	25
Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	14,0	Módulo de Elasticidade (kN/m <sup>2</sup> )	26070000
Módulo de Elasticidade (kN/m <sup>2</sup> )	4480000,0		
Mód. de Elast. Transversal (kN/m <sup>2</sup> )	2240000,0		

Mantendo a mesma nomenclatura do primeiro exemplo, o *Modelo 1* é aquele que considera as cargas distribuídas, calculadas nas bases das paredes, aplicadas diretamente sobre as vigas de transição do pilotis. Portanto, neste caso, o efeito arco não é levado em consideração. A Figura 4.47 ilustra, esquematicamente, a aplicação dos carregamentos sobre a estrutura de suporte. No caso do Edifício Way Penha, este modelo também é chamado de PWP.

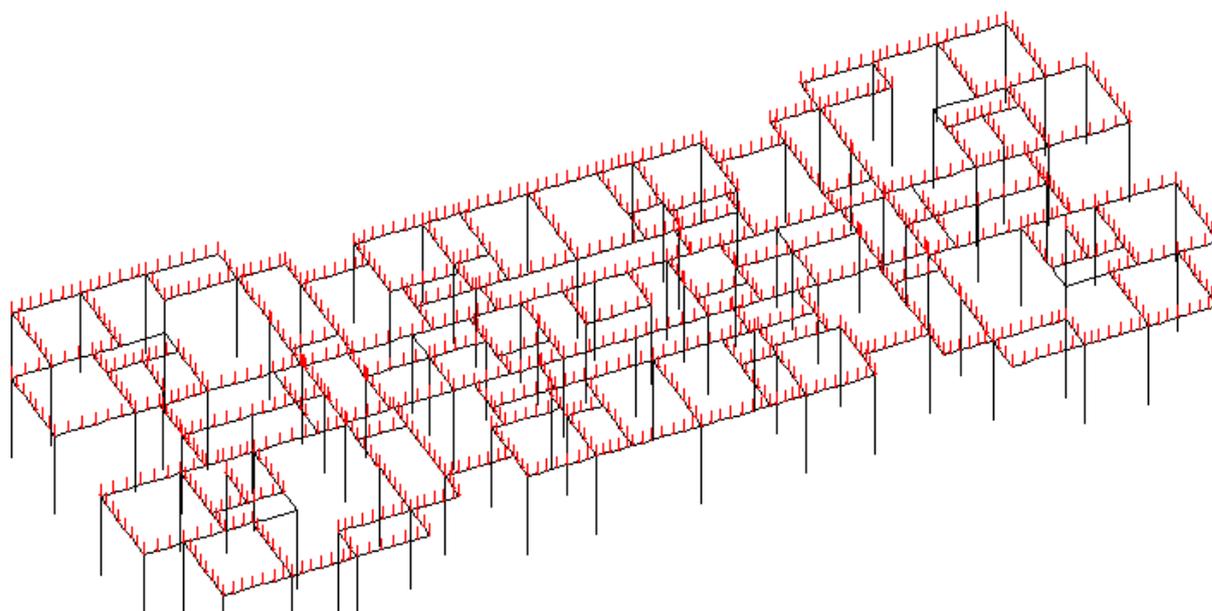


Figura 4.47 – Edifício Way Penha: *Modelo 1* (PWP), não considera efeito arco

A influência do efeito arco é avaliada no *Modelo 2*, também chamado neste exemplo de PWA. As cargas distribuídas obtidas nas bases das paredes são aplicadas sobre o topo das paredes de um pavimento em alvenaria, que está apoiado sobre as vigas de suporte, como apresentado na Figura 4.48.

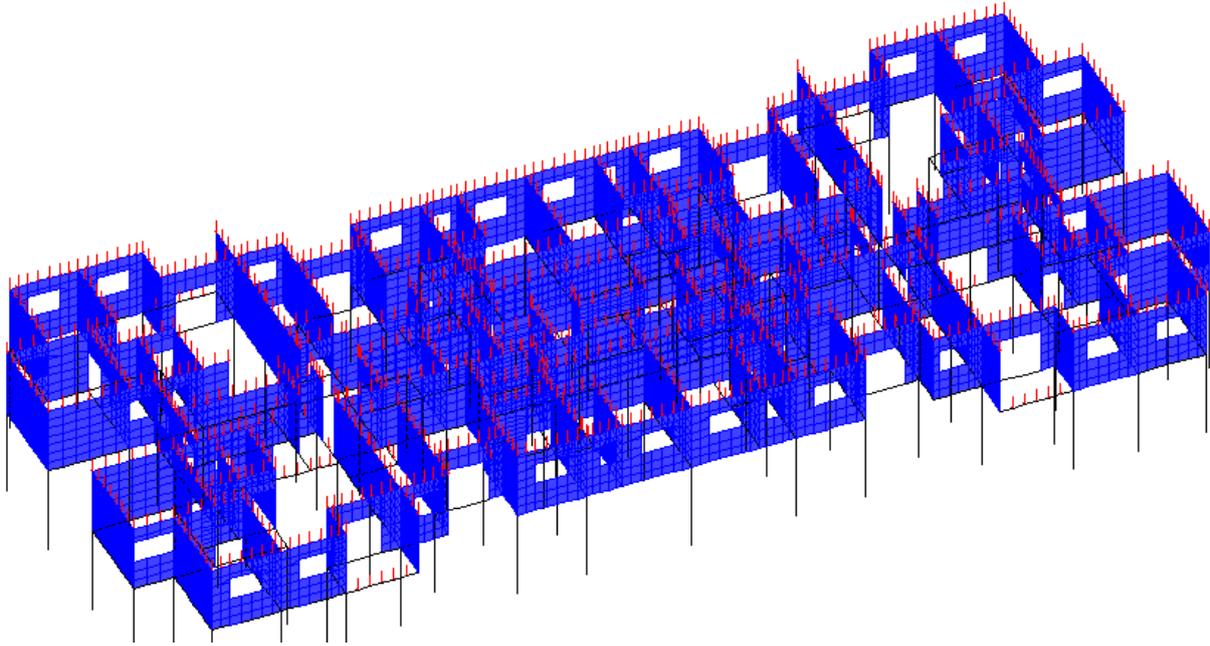


Figura 4.48 - Edifício Way Penha: *Modelo 2* (PWPA), considera efeito arco

#### 4.4.3 Análise das regiões de concentração de tensões nas alvenarias

Antes de apresentar alguns comparativos entre resultados dos procedimentos com e sem efeito arco, convém proceder à verificação das tensões de compressão nas paredes de alvenaria, nas proximidades dos apoios discretos, onde se sabe que ocorrem concentrações de tensões relevantes.

A Figura 4.49 ilustra as tensões de compressão nas alvenarias do 1º pavimento do Edifício Way Penha, obtidas pelo emprego do *Modelo 2*. A formação dos arcos nas paredes é muito perceptível, bem como as regiões de concentração de tensões nas imediações das barras representativas dos pilares, e o alívio de tensões nas paredes nas proximidades do meio dos vãos das vigas de suporte. Ao lado da legenda, pode-se ver em detalhe a parede na qual foram observadas as maiores concentrações de tensões neste modelo (a região aproximada está destacada na imagem mais ampla).

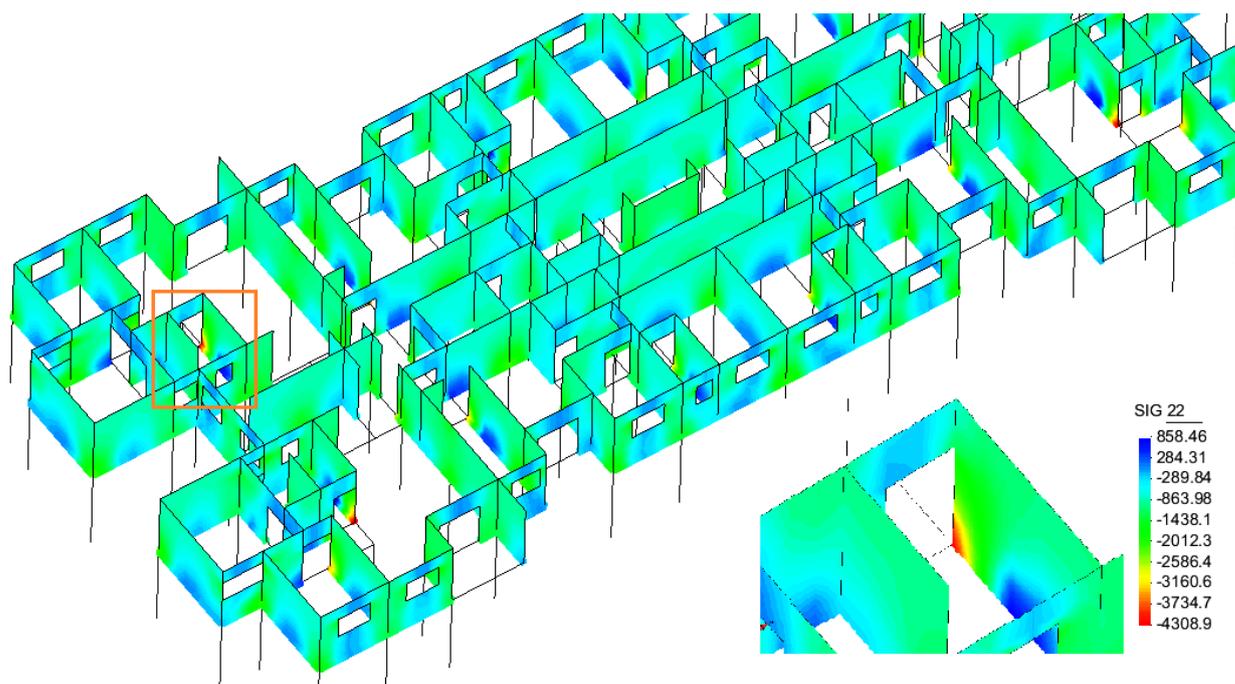


Figura 4.49 - Edifício Way Penha: Tensões verticais nas paredes do 1º nível, valores em KPa

Para efeito de verificação da máxima tensão de compressão, foi considerado novamente o princípio de Saint-Venant, que trata de regiões submetidas a concentrações de tensões devidas a cargas concentradas. Foi adotada, como tensão atuante, aquela observada a uma distância igual ao triplo da menor dimensão dos apoios. Como os apoios em questão são pilares, cuja menor dimensão é 19 cm, foram tomadas as tensões observadas a aproximadamente 60 cm do nó representativo do pilar, o que equivale ao valor observado na metade da faixa de cor verde imediatamente anterior à faixa de cor amarela – portanto, 2,30 MPa (valor característico). Para avaliar a segurança dessa parede diante desta tensão, propõe-se novamente adotar o critério da norma brasileira para tensões de compressão em regiões de aplicação de forças concentradas, apresentada no item 11.2.3 da NBR 15961-1 (2011), exatamente como foi realizado no exemplo anterior.

A Tabela 4.11 apresenta o cálculo da tensão de compressão tomada como a máxima aceitável nesta condição. Estimou-se o parâmetro "Eficiência prisma / bloco" em 0,75, considerando um bloco de resistência  $f_{bk} = 8,0$  MPa.

Tabela 4.11 – Edifício Way Penha: Cálculo da máxima tensão de compressão nas paredes, nas proximidades de apoios discretos

fbk do primeiro nível (MPa)	Eficiência prisma / bloco - fpk/fbk	fpk do primeiro nível (MPa)	fk do primeiro nível (MPa)	fd do primeiro nível (MPa)	Tensão máxima de compressão próximo aos apoios - 1,5 x fd (Mpa)
8,00	0,75	6,00	4,20	2,10	3,15

Majorando-se a tensão de compressão máxima observada pelo modelo numérico, de cerca de 2,30 MPa, por  $\gamma_f$  (1,4), tem-se uma tensão atuante de cálculo de 3,22 MPa. Essa tensão é ligeiramente superior à tensão limite calculada de acordo com a NBR 15961-1 (2011), que é de 3,15 MPa. No entanto, dado que a diferença é de apenas 2%, pode-se admitir que as concentrações de tensões existentes nas paredes do 1º pavimento do Edifício Way Penha estão dentro de limites seguros.

#### 4.4.4 Comparações entre resultados nas vigas: Modelo PWP x Modelo PWPA

Novamente, foram selecionadas cinco vigas da estrutura de suporte para análise comparativa detalhada entre os resultados do *Modelo 1* e do *Modelo 2*.

Assim como no primeiro exemplo apresentado, optou-se por alterar as dimensões das vigas de transição – neste caso, somente em um dos modelos. No projeto original, todas as vigas do 1º pavimento têm altura de 50 cm. No entanto, só foi possível dimensionar todas as vigas com esta altura graças ao emprego do efeito arco. Ao tentar-se dimensionar as vigas com estas dimensões, a partir de esforços provenientes de um modelo sem efeito arco, percebe-se que, em muitos casos, a altura de 50 cm não é suficiente, tornando o dimensionamento inviável.

Portanto, as vigas do 1º pavimento foram modeladas e dimensionadas com altura de 60 cm quando estudadas sem o efeito arco (*Modelo 1*), e com 50 cm quando estudadas com o efeito arco (*Modelo 2*). Conseqüentemente, além das diferenças esperadas em termos de quantidade de aço necessária, resultou também uma diferença de volume de concreto e área de formas entre as duas soluções.

Para cada uma das vigas selecionadas, são exibidos os diagramas de força cortante, momento fletor e deslocamentos verticais, comparando-se os resultados encontrados pelo *Modelo 1* (PWP) e pelo *Modelo 2* (PWPA). Em seguida, são apresentados os desenhos de armação obtidos para cada viga segundo os dois modelos.

#### 4.4.4.1 Viga V19

A viga V19 possui três vãos, e está diretamente apoiada sobre quatro pilares. O primeiro vão é integralmente carregado por uma parede estrutural sem aberturas. O segundo vão é carregado por uma parede estrutural com duas aberturas de janela, e o terceiro vão recebe apenas parcialmente, em seu início, um carregamento proveniente de um trecho de parede. A V19 serve de suporte a outras duas vigas: V56, no segundo vão, e V65, no terceiro vão.

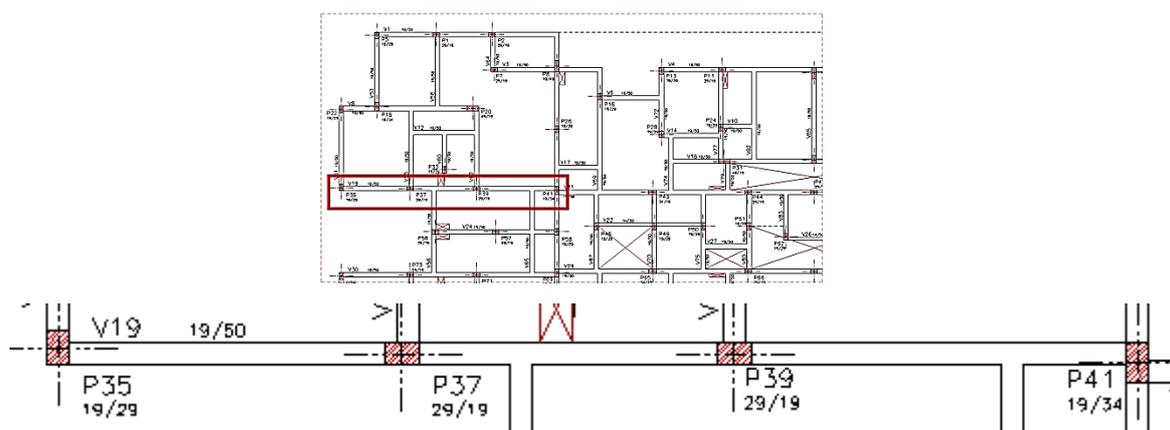


Figura 4.50 – Edifício Way Penha: localização da viga V19

Os diagramas de esforços solicitantes e deslocamentos verticais obtidos através dos modelos PWP e PWPA são apresentados nas Figuras 4.51, 4.52 e 4.53.

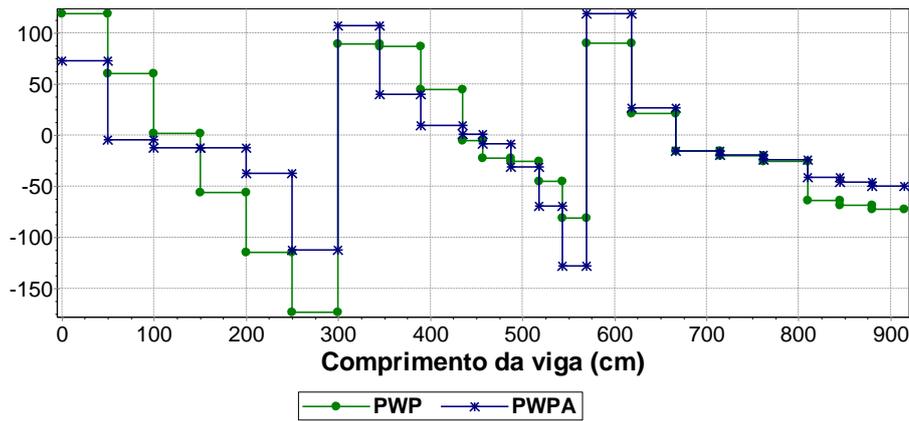


Figura 4.51 – Força cortante - viga V19 – Modelo PWP x Modelo PWPA

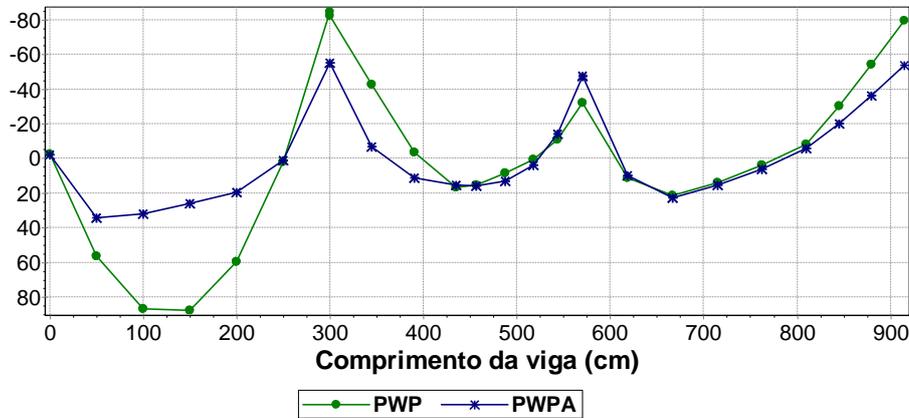


Figura 4.52 – Momento fletor - viga V19 – Modelo PWP x Modelo PWPA

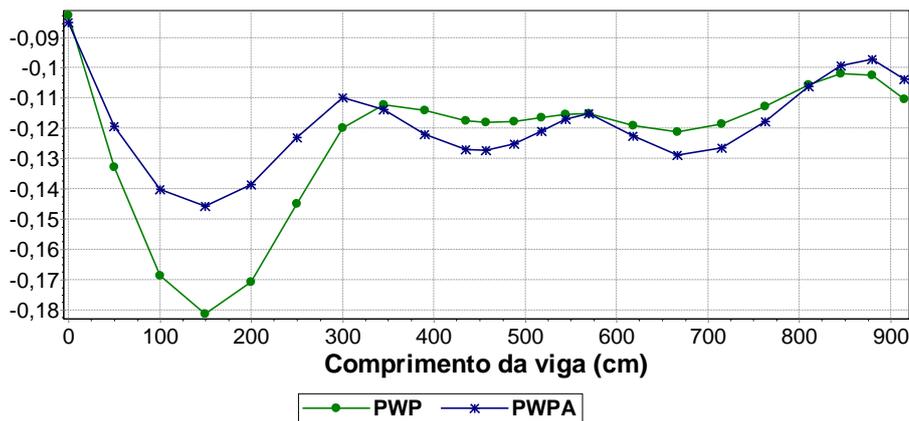


Figura 4.53 – Deslocamentos verticais - viga V19 – Modelo PWP x Modelo PWPA

Analisando-se os diagramas de esforços e deslocamentos, fica claro que o efeito arco atua sobre o primeiro vão da V19 de forma mais importante que sobre os outros dois vãos. A força cortante observada pelo modelo PWPA é 39% inferior à observada pelo modelo PWP sobre o primeiro apoio. A cortante obtida considerando o efeito arco permanece inferior à

obtida pelo *Modelo 1* sobre todo o primeiro vão, atingindo um valor 35% inferior ao proveniente do *Modelo 2* à esquerda do segundo apoio. Nos outros vãos, não se percebe benefício para a força cortante, sendo que, sobre o terceiro apoio, o modelo com efeito arco fornece valores até maiores que os alcançados com o modelo tradicional.

O mesmo comportamento é verificado nos diagramas de momentos fletores. Enquanto o *Modelo 2* proporciona uma redução de 61% sobre o valor do momento máximo positivo no primeiro vão, e 35% em relação ao momento negativo sobre o segundo apoio, essa vantagem desaparece a partir do meio do segundo vão. Assim como no caso da força cortante, sobre o terceiro apoio o momento negativo proveniente do modelo PWPA chega a ser maior que aquele resultante do modelo PWP.

Os diagramas de deslocamentos verticais confirmam as tendências evidenciadas pelos diagramas de esforços: no meio do primeiro vão, o *Modelo 2* fornece uma flecha máxima 20% inferior à resultante do *Modelo 1*. Nos outros dois vãos, o benefício desaparece, com flechas resultantes do modelo com efeito arco atingindo valores ligeiramente superiores aos oriundos do modelo sem efeito arco.

As Figuras 4.54 e 4.55 mostram os desenhos de armação correspondentes aos dimensionamentos da V19 resultantes dos modelos PWP e PWPA.

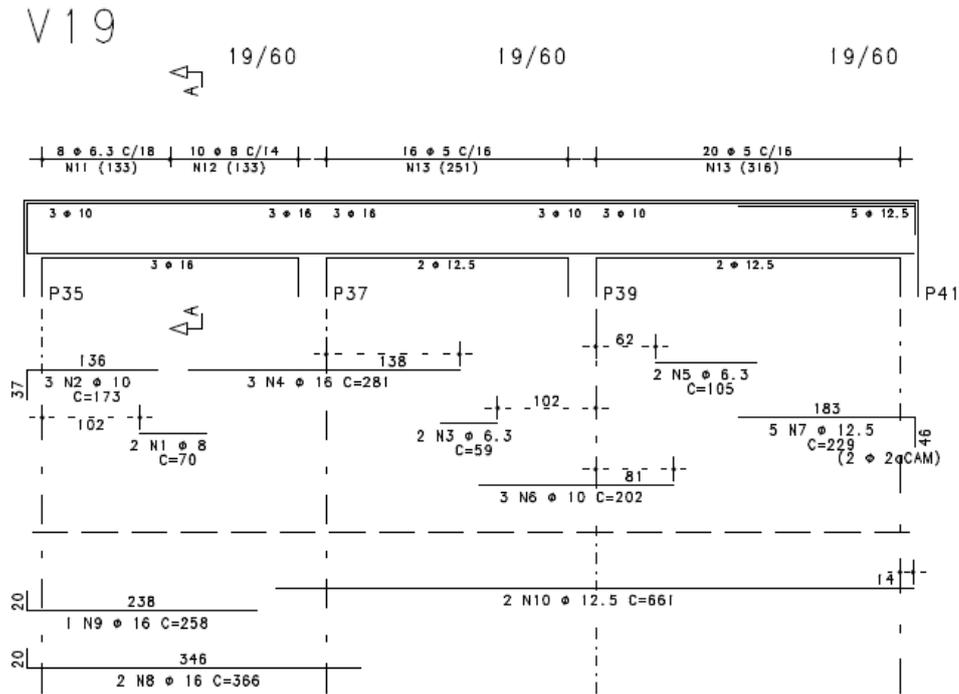


Figura 4.54 – Desenho de armação – viga V19 – Modelo PWP

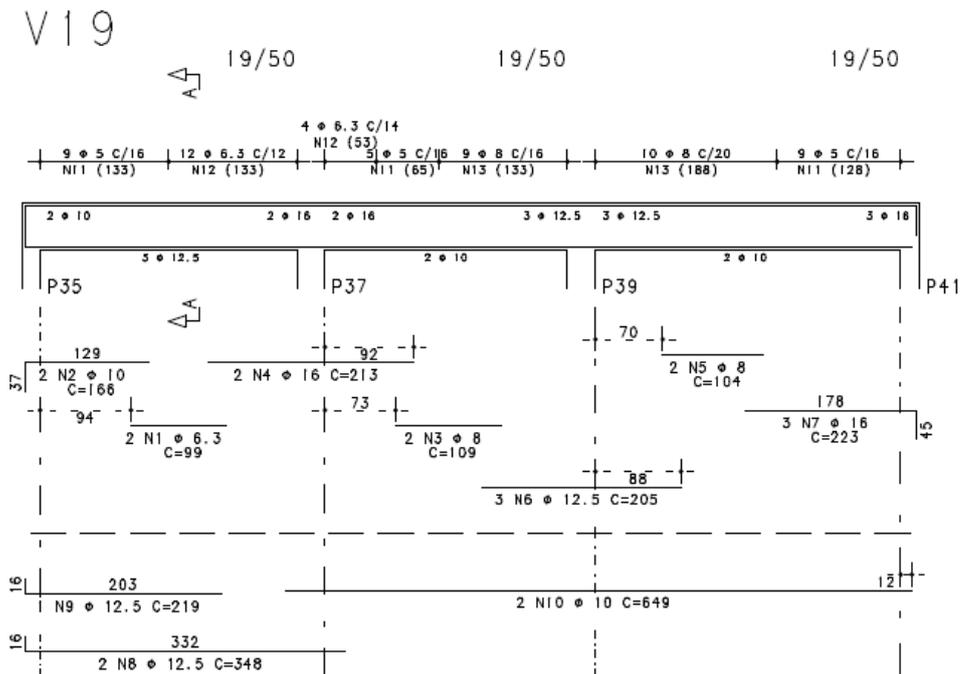


Figura 4.55 – Desenho de armação – viga V19 – Modelo PWPA

Os desenhos de armação obtidos para a V19 confirmam as observações extraídas dos diagramas de esforços solicitantes e flechas. O efeito arco representa economia para a V19 nos primeiros dois vãos, mas este benefício desaparece no terceiro vão.

Nas adjacências do primeiro apoio (P35), as armaduras transversais se reduzem de  $\phi$  6,3 c/ 18 ( $3,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi$  5 c/ 16 ( $2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), o que representa uma redução de 29%. Ao lado esquerdo do segundo apoio (P37), o *Modelo 2* também conduz a uma redução de armaduras transversais, que passam de  $\phi$  8 c/ 14 ( $7,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi$  6,3 c/ 12 ( $5,25 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), uma redução de 26%. A partir daí, a tendência se inverte, registrando-se, nas adjacências dos apoios, estribos maiores para o dimensionamento proveniente do modelo PWPA.

Há redução de armaduras longitudinais nos dois primeiros vãos da V19, ao se considerar o efeito arco. As armaduras positivas, quando detalhadas a partir do modelo PWPA, tiveram uma diminuição, no primeiro vão, de 3  $\phi$  16 ( $6,0 \text{ cm}^2$ ) para 3  $\phi$  12,5 ( $3,75 \text{ cm}^2$ ), uma redução de 37%. As armaduras negativas obtidas através do *Modelo 2* permitem uma redução, sobre o primeiro apoio, de 3  $\phi$  10 ( $2,4 \text{ cm}^2$ ) para 2  $\phi$  10 ( $1,6 \text{ cm}^2$ ), equivalente a 33%; e, sobre o segundo apoio, uma diminuição de 3  $\phi$  16 ( $6,0 \text{ cm}^2$ ) para 2  $\phi$  16 ( $4,0 \text{ cm}^2$ ), o que também representa 33%. Sobre o terceiro e quarto apoios, ocorre uma inversão, e o modelo com efeito arco passa a fornecer armaduras negativas maiores que as obtidas pelo modelo convencional.

#### 4.4.4.2 Viga V24

A viga V24 é composta por dois vãos, apoiando-se diretamente sobre três pilares. No primeiro vão, ela é quase completamente carregada por uma parede estrutural, a não ser por um pequeno trecho logo no início do vão, sobre o qual não há parede. O segundo vão está integralmente sob a ação de uma parede estrutural. A V24 serve de apoio à V65, estando o cruzamento localizado no segundo vão.

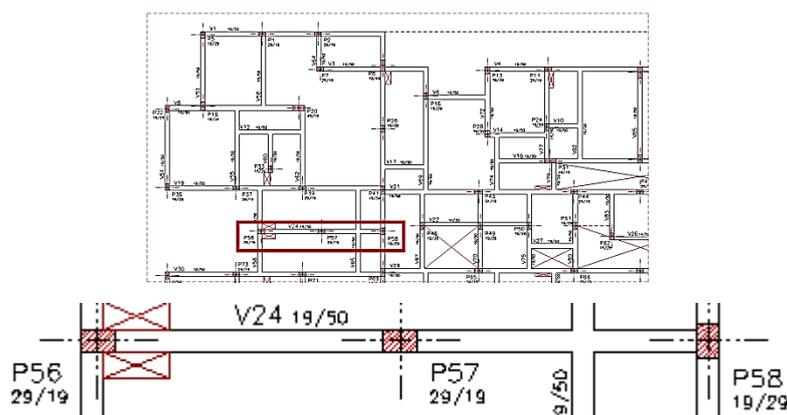


Figura 4.56 – Edifício Way Penha: localização da viga V24

As Figuras 4.57, 4.58 e 4.59 mostram, respectivamente, os diagramas de força cortante, momentos fletores e deslocamentos verticais ao longo da V24, resultantes do *Modelo 1 e Modelo 2*.

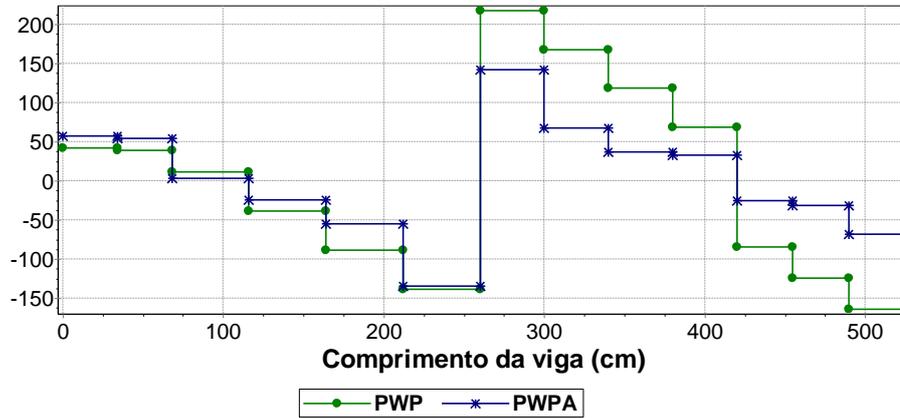


Figura 4.57 – Força cortante - viga V24 – Modelo PWP x Modelo PWPA

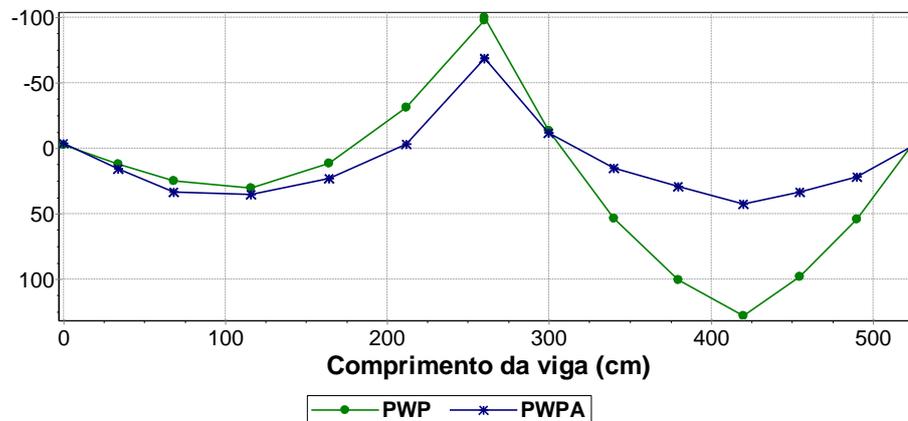


Figura 4.58 – Momento fletor - viga V24 – Modelo PWP x Modelo PWPA

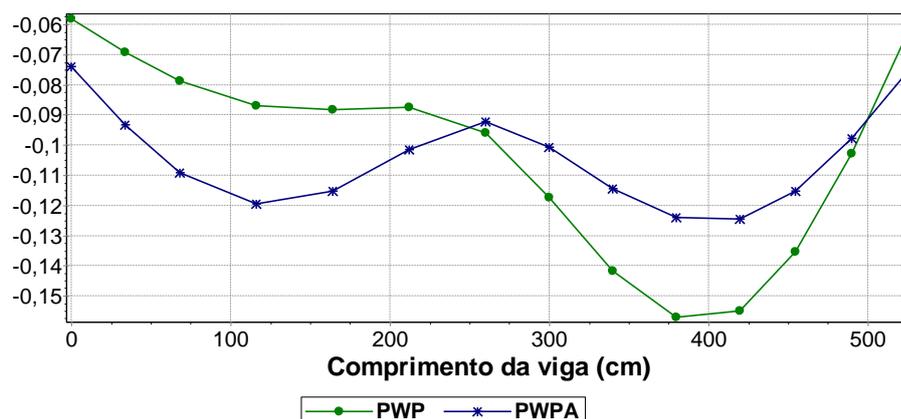


Figura 4.59 – Deslocamentos verticais - viga V24 – Modelo PWP x Modelo PWPA

Apesar do primeiro vão da V24 estar quase integralmente sob a ação de uma parede estrutural, a existência de um pequeno trecho sem carregamento de parede, nas adjacências do primeiro apoio, afeta dramaticamente a influência do efeito arco. Não há diferença perceptível para a força cortante entre os modelos PWP e PWPA no primeiro vão. Já no segundo vão, o *Modelo 2* fornece valores bem inferiores aos obtidos pelo *Modelo 1* – 35% menor à direita do segundo apoio e 58% menor sobre o terceiro apoio.

No caso dos momentos fletores, a constatação é a mesma: não se obtém nenhuma redução do momento positivo máximo no primeiro vão, mas aparecem benefícios do efeito arco para o momento negativo sobre o apoio central – redução de 32% -, e para o momento positivo máximo no segundo vão – redução de 67% -, ao se comparar com os resultados do modelo convencional.

Em termos de deslocamentos verticais, as conclusões são ainda mais contundentes. No primeiro vão, além de não haver vantagem pela aplicação do efeito arco, o modelo PWPA resulta em uma flecha máxima 37% maior que a resultante do modelo PWP. No segundo vão, o efeito arco passa a ter impacto positivo, e a flecha máxima obtida com a sua consideração é 20% inferior à obtida pelo modelo tradicional.

Os desenhos de armação da V24, obtidos a partir do *Modelo 1* e do *Modelo 2*, são mostrados nas Figuras 4.60 e 4.61.

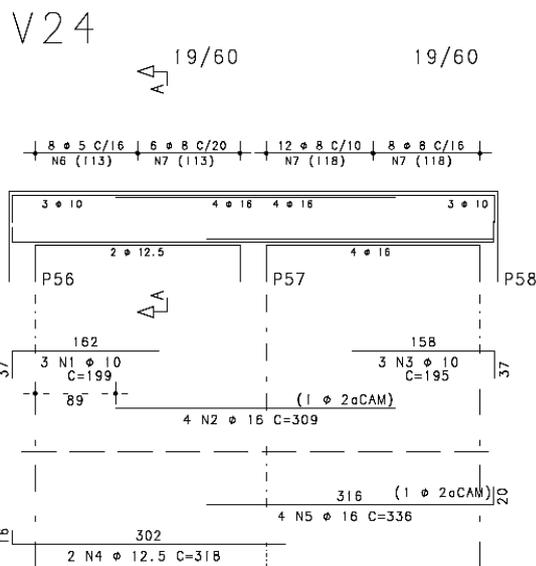


Figura 4.60 - Desenho de armação – viga V24 – Modelo PWP

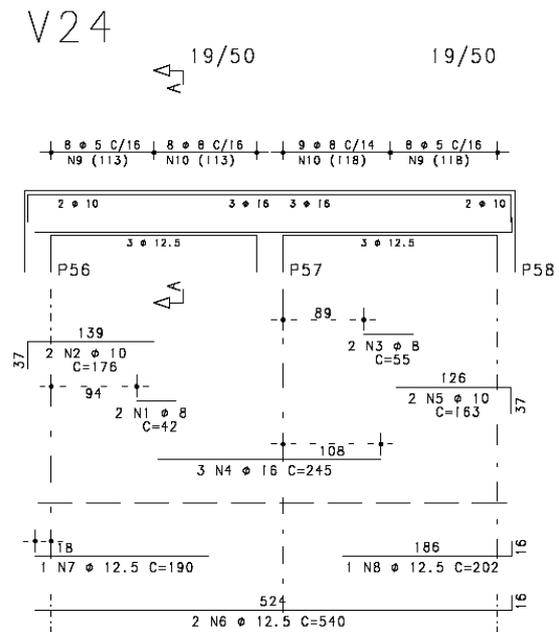


Figura 4.61 - Desenho de armação – viga V24 – Modelo PWPA

Em termos de armaduras transversais, não há vantagem em se empregar o modelo PWPA no caso do primeiro vão, sendo que a consideração do efeito arco implica até numa quantidade estribos ligeiramente maior à esquerda do segundo apoio (P57). Já no segundo vão, o *Modelo 2* proporciona reduções na quantidade de estribos: nas adjacências do segundo apoio, de  $\phi 8 \text{ c}/ 10$  ( $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 8 \text{ c}/ 14$  ( $7,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), representando 29% a menos; e, nas adjacências do terceiro apoio, de  $\phi 8 \text{ c}/ 16$  ( $6,25 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 5 \text{ c}/ 16$  ( $2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), ou seja, 60% a menos de estribos em virtude do efeito arco.

Como já indicam os diagramas de momentos fletores, a armadura positiva obtida a partir do modelo PWPA é superior à obtida pelo modelo PWP no caso do primeiro vão da V24 -  $3 \phi 12,5$  ( $3,75 \text{ cm}^2$ ) ao invés de  $2 \phi 12,5$  ( $2,5 \text{ cm}^2$ ). Por outro lado, no segundo vão, o efeito arco proporciona um benefício importante para as armaduras positivas: redução de  $4 \phi 16$  ( $8,0 \text{ cm}^2$ ) para  $3 \phi 12,5$  ( $3,75 \text{ cm}^2$ ), o que equivale a 53% a menos. Há igualmente redução de armaduras negativas: sobre os apoios extremos, por conta do cálculo da armadura mínima; e, sobre o apoio central, no qual o *Modelo 2* resultou em  $3 \phi 16$  ( $6,0 \text{ cm}^2$ ), 25 % a menos que os  $4 \phi 16$  ( $8,0 \text{ cm}^2$ ) oriundos do *Modelo 1*.

Portanto, a mesma distinção de comportamento observada entre os dois vãos, a partir dos diagramas de esforços e deslocamentos, é constatada pela comparação entre as armaduras obtidas segundo os modelos desenvolvidos.

#### 4.4.4.3 Viga V51

A V51 é uma viga de vão único, biapoiada diretamente sobre pilares. Em toda a sua extensão, ela encontra-se carregada por uma parede estrutural, sem qualquer tipo de abertura ou interrupção.

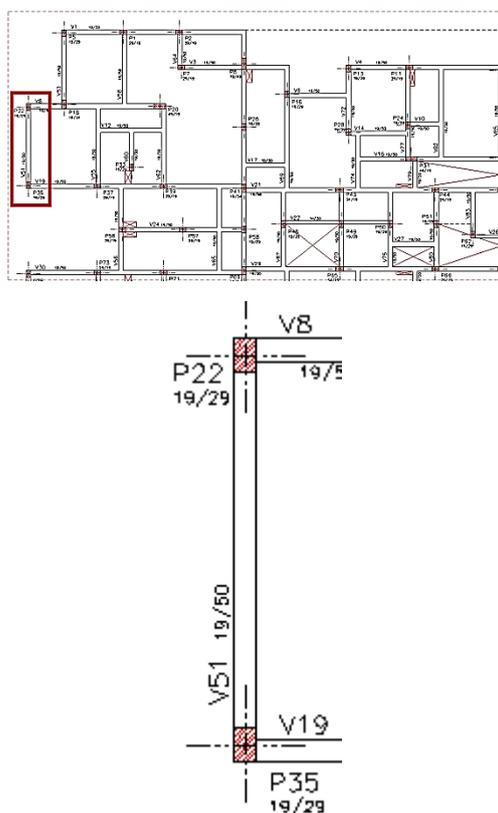


Figura 4.62 – Edifício Way Penha: localização da viga V51

Os diagramas de esforços solicitantes e deslocamentos verticais resultantes dos modelos PWP e PWPA para a viga V51 estão apresentados nas Figuras 4.63, 4.64 e 4.65.

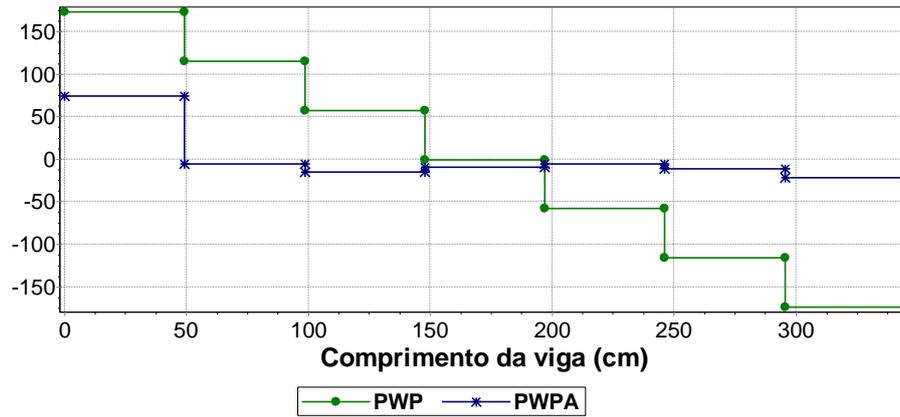


Figura 4.63 – Força cortante - viga V51 – Modelo PWP x Modelo PWA

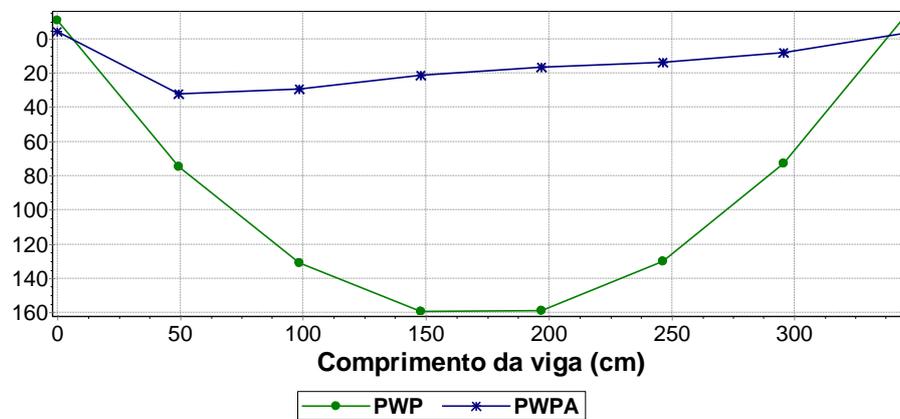


Figura 4.64 – Momento fletor - viga V51 – Modelo PWP x Modelo PWA

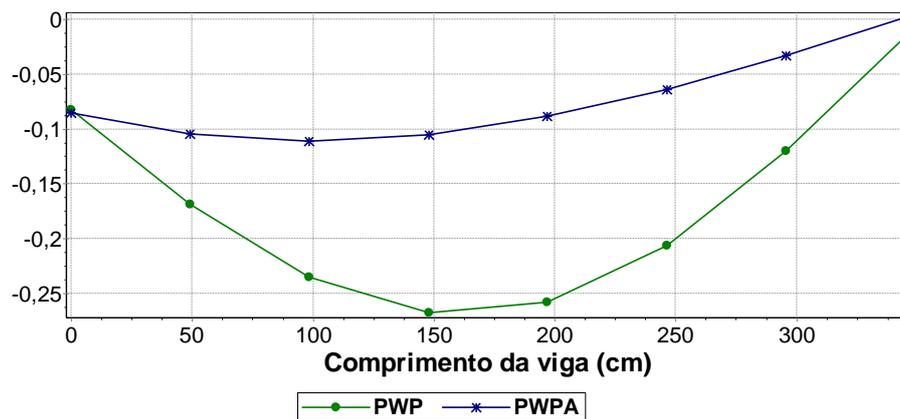


Figura 4.65 – Deslocamentos verticais - viga V51 – Modelo PWP x Modelo PWA

Pelo fato da V51 estar inteiramente submetida à ação de uma parede estrutural, e apoiada sobre pilares, a influência do efeito arco é enorme. A força cortante obtida pelo modelo que considera o efeito arco é inferior à obtida pelo modelo convencional em toda a

extensão da V51, atingindo reduções de 57% sobre o primeiro apoio, e 87% sobre o segundo apoio.

O diagrama de momentos fletores corrobora a constatação do impacto do efeito arco. O *Modelo 2* resultou em um momento máximo positivo 80% inferior ao momento encontrado empregando-se o *Modelo 1*. Há redução de momento fletor em praticamente toda a viga.

Da mesma maneira, observa-se uma expressiva redução de deslocamentos em todo o vão da V51. Utilizando o modelo PWPA, obtém-se uma flecha máxima 58% inferior à flecha máxima resultante do modelo PWP.

As Figuras 4.66 e 4.67 mostram os desenhos de armação obtidos após o dimensionamento da V51, empregando-se o *Modelo 1* e o *Modelo 2*.

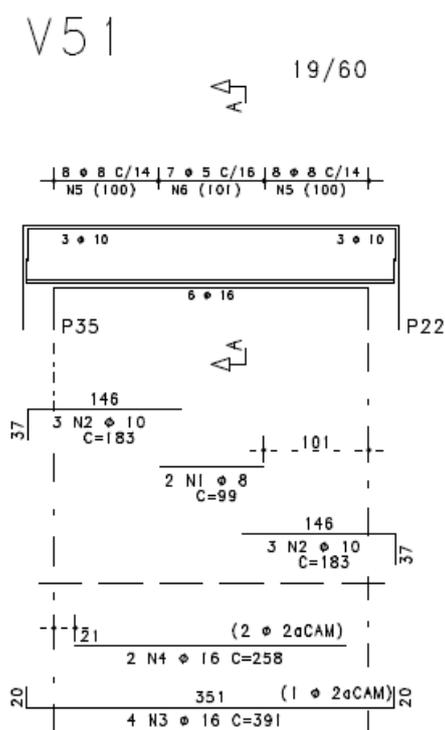


Figura 4.66 - Desenho de armação – viga V51 – Modelo PWP

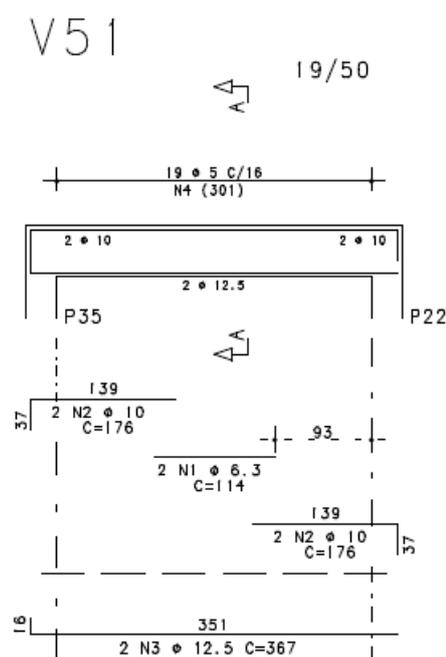


Figura 4.67 - Desenho de armação – viga V51 – Modelo PWPA

Confirmando o que se espera a partir dos diagramas de esforços, há reduções expressivas de armaduras pela ação do efeito arco sobre a V51, principalmente das armaduras mais importantes.

Os estribos nas regiões dos apoios passam, quando se aplica o *Modelo 2*, de  $\phi 8$  c/ 14 ( $7,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 5$  c/ 16 ( $2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), ou seja, 65% de redução. As armaduras negativas se reduzem em virtude do cálculo de armadura mínima, que depende das dimensões da seção transversal. O benefício mais expressivo do efeito arco na V51 se manifesta em relação às armaduras positivas: no meio do vão, elas passam de 6  $\phi 16$  ( $12,0 \text{ cm}^2$ ) para 2  $\phi 12,5$  ( $2,5 \text{ cm}^2$ ), o que equivale a uma diminuição de 79%.

#### 4.4.4.4 Viga V62

A V62 também é uma viga de vão único, biapoiada diretamente sobre pilares. Ao contrário da viga anterior, ela possui um tramo, próximo ao apoio direito (P20), sobre o qual não há parede estrutural. No restante, ela é carregada por uma parede sem nenhuma abertura. A V62 também serve de apoio à V12, que a intercepta exatamente no ponto sobre o qual a parede estrutural é interrompida.

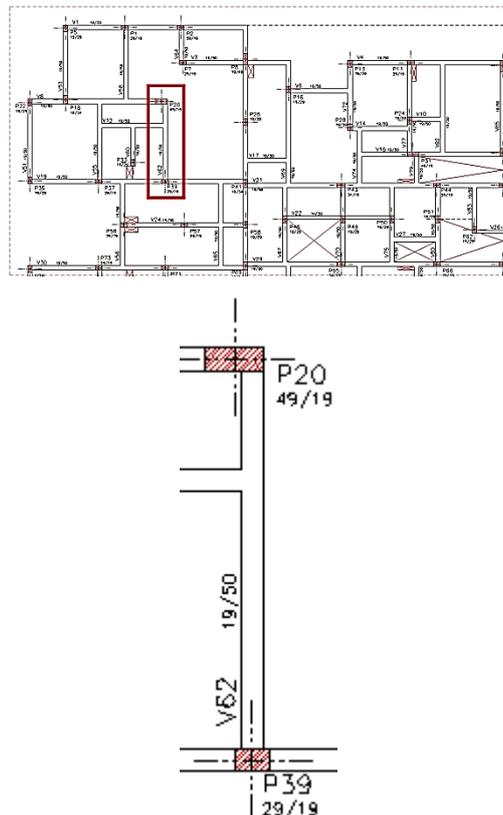


Figura 4.68 – Edifício Way Penha: localização da viga V62

As Figuras 4.69, 4.70 e 4.71 ilustram, respectivamente, os diagramas de força cortante, momentos fletores e deslocamentos verticais resultantes para a V62, a partir do modelo tradicional, que não considera o efeito arco, e do modelo que o leva em consideração.

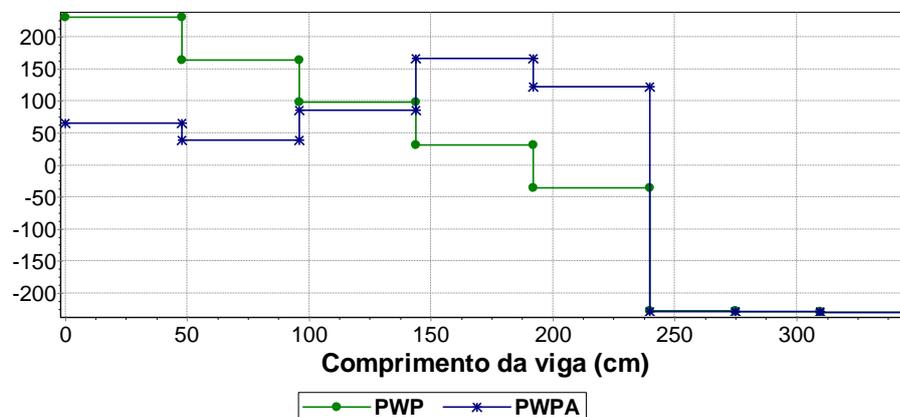


Figura 4.69 – Força cortante - viga V62 – Modelo PWP x Modelo PWPA

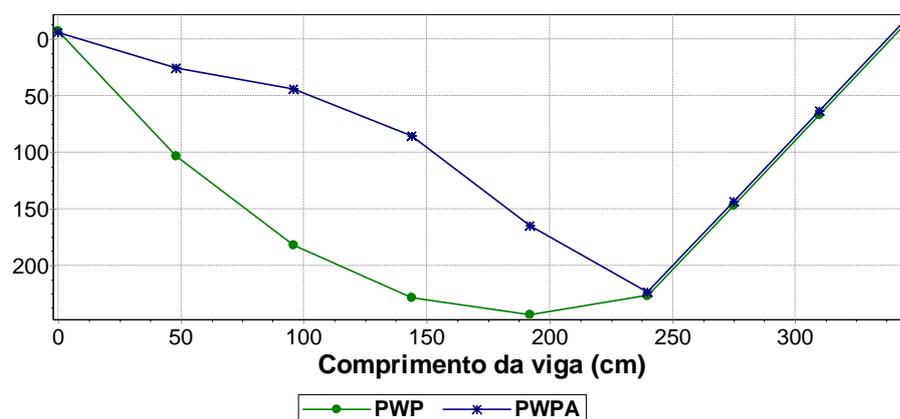


Figura 4.70 – Momento fletor - viga V62 – Modelo PWP x Modelo PWPA

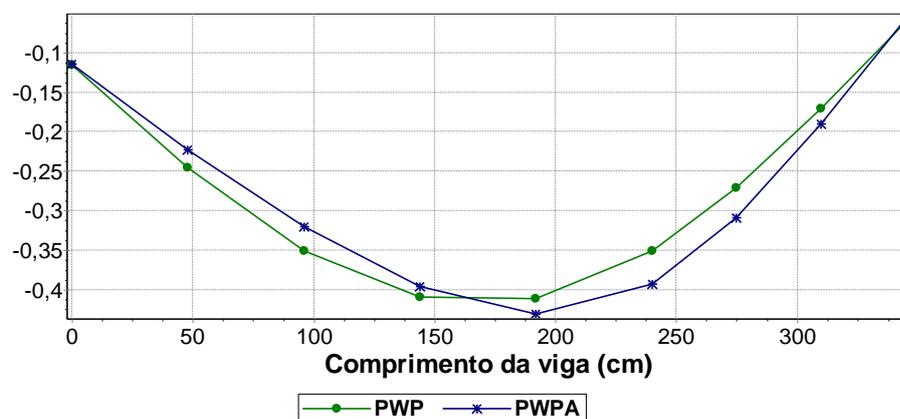


Figura 4.71 – Deslocamentos verticais - viga V62 – Modelo PWP x Modelo PWPA

Analisando-se os diagramas de esforços solicitantes da V62, identifica-se nitidamente o ponto a partir do qual não existe mais parede estrutural. Enquanto o efeito arco é bem evidenciado no tramo carregado por parede, sua influência desaparece completamente no tramo descarregado.

Sobre o primeiro apoio, na extremidade esquerda, a força cortante obtida através do modelo PWPA resulta 72% inferior à resultante do modelo PWP. A cortante resultante do *Modelo 2* segue inferior à calculada pelo *Modelo 1* até aproximadamente o meio do vão da V62, onde ocorre uma inversão, e a cortante obtida considerando o efeito arco torna-se maior que aquela fornecida pelo modelo convencional. Após o ponto onde a V12 se apoia e a parede estrutural sobre a viga é interrompida, os diagramas obtidos pelos modelos PWP e PWPA se sobrepõem perfeitamente, desaparecendo qualquer influência do efeito arco.

O diagrama de momentos fletores exibe um comportamento similar: em todo o tramo da V62 carregado por parede, a consideração do efeito arco resulta em valores inferiores aos resultantes do modelo tradicional, com reduções de até 63%, comparando-se momentos na mesma seção transversal. O benefício do efeito arco diminui na medida em que se aproxima do ponto de interrupção da parede estrutural, e daí em diante tal vantagem deixa de existir. Em termos de momentos máximos, a redução proporcionada pelo *Modelo 2* é de apenas 8%.

No caso das flechas, o emprego do efeito arco não traz nenhuma vantagem. Enquanto as flechas no tramo da V62 que se encontra sob uma parede estrutural resultam ligeiramente menores no caso do modelo PWPA, essa tendência se inverte no meio do vão, ainda antes do ponto de interrupção da parede. O emprego do efeito arco acaba conduzindo a uma flecha máxima 5% maior que a aquela obtida através do modelo PWP.

Os desenhos de armação obtidos após o dimensionamento da V62 segundo os dois modelos desenvolvidos são apresentados nas Figuras 4.72 e 4.73.

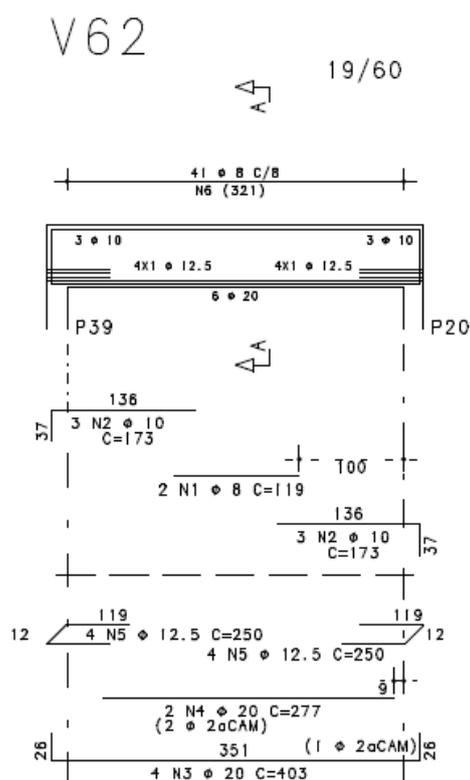


Figura 4.72 - Desenho de armação – viga V62 – Modelo PWP

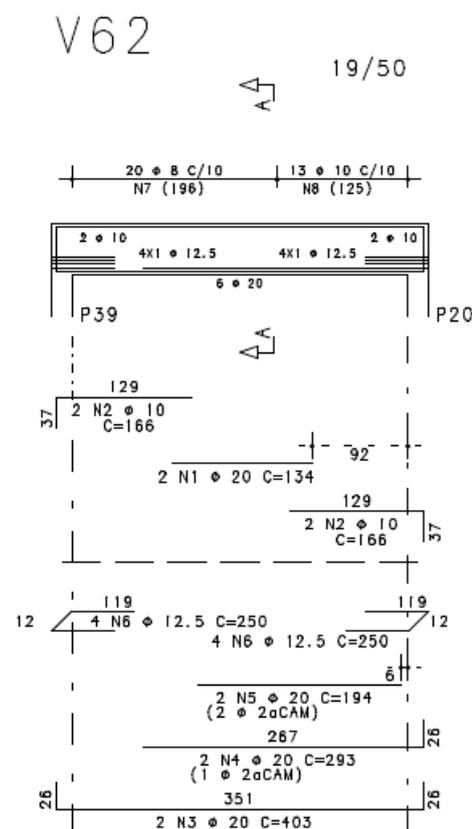


Figura 4.73 - Desenho de armação – viga V62 – Modelo PWPA

Apesar de o efeito arco ser bastante perceptível em boa parte da viga V62, isso não se traduz em benefício claro do ponto de vista de consumo de armaduras.

Na maior parte da V62 - do primeiro apoio até aproximadamente a região de interrupção da parede estrutural sobre a viga -, ocorre uma ligeira diminuição de quantidade de armadura transversal quando se emprega o modelo PWPA – os estribos passam de  $\phi 8$  c/ 8 (12,5 cm<sup>2</sup>/m) para  $\phi 8$  c/ 10 (10,0 cm<sup>2</sup>/m), o que representa uma redução de 20%. Já no restante da viga, ocorre o oposto, ou seja, um aumento da quantidade de estribos de  $\phi 8$  c/ 8 (12,5 cm<sup>2</sup>/m) para  $\phi 10$  c/ 10 (16,0 cm<sup>2</sup>/m).

Ao se adotar o *Modelo 2*, há aumento expressivo na quantidade de armadura negativa no meio do vão – de 2  $\phi 8$  (1,0 cm<sup>2</sup>) para 2  $\phi 20$  (6,28 cm<sup>2</sup>). Este aumento é causado pelo dimensionamento da V62 ao momento positivo que ocorre nesta região, e que, neste caso, resulta em armadura dupla, ou seja, armadura de compressão na face superior da viga, nas

seções localizadas no meio do vão. A armadura positiva permanece de  $6 \phi 20$  ( $18,84 \text{ cm}^2$ ), mesmo levando-se em conta o efeito arco.

Fica claro, ao se observar diagramas de esforços e desenhos de armação da V62, que o efeito arco traz apenas um benefício aparente para parte da viga. Na prática, não há benefício nenhum para as armaduras longitudinais, pois os esforços usados de fato para dimensionamento não sofrem grande alteração com o emprego do modelo PWPA. Consequentemente, a redução da altura da seção piora dramaticamente o dimensionamento necessário para o equilíbrio das seções críticas, nas quais o momento fletor é maior.

#### 4.4.4.5 Viga V72

A viga V72 é, a exemplo das anteriores, uma viga de vão único e biapoiada sobre pilares diretamente. Ela é carregada por uma parede estrutural ao longo de toda sua extensão, e serve de apoio à viga V6.

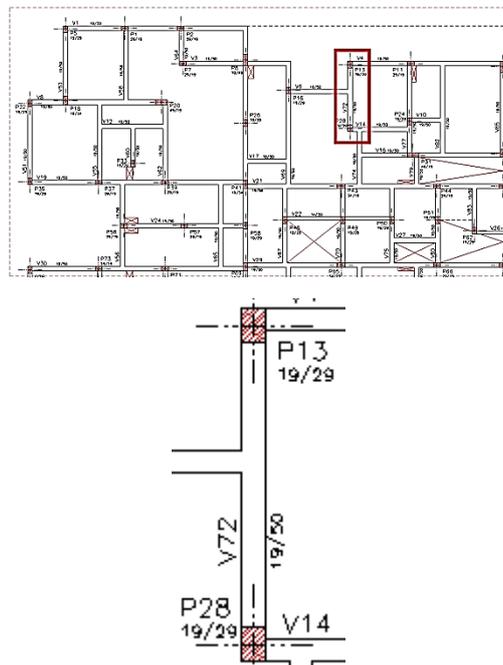


Figura 4.74 – Edifício Way Penha: localização da viga V72

Os diagramas de esforços solicitantes e deslocamentos verticais da V72, obtidos através do *Modelo 1* e do *Modelo 2*, são apresentados nas Figuras 4.75, 4.76 e 4.77.

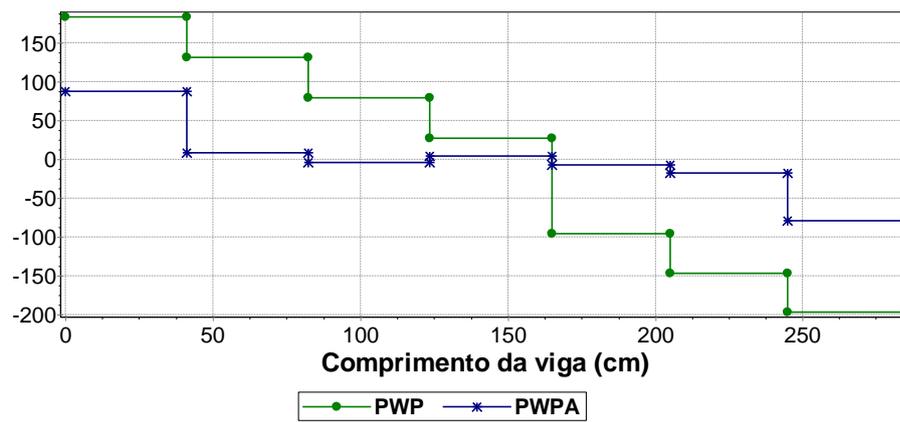


Figura 4.75 – Força cortante - viga V72 – Modelo PWP x Modelo PWA

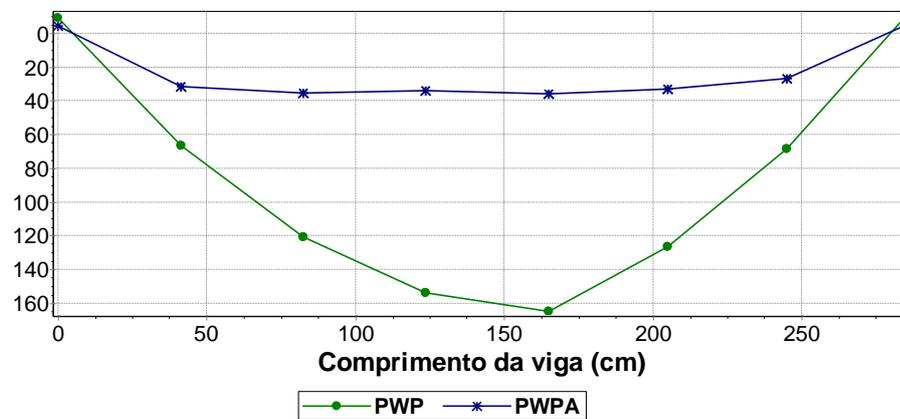


Figura 4.76 – Momento fletor - viga V72 – Modelo PWP x Modelo PWA

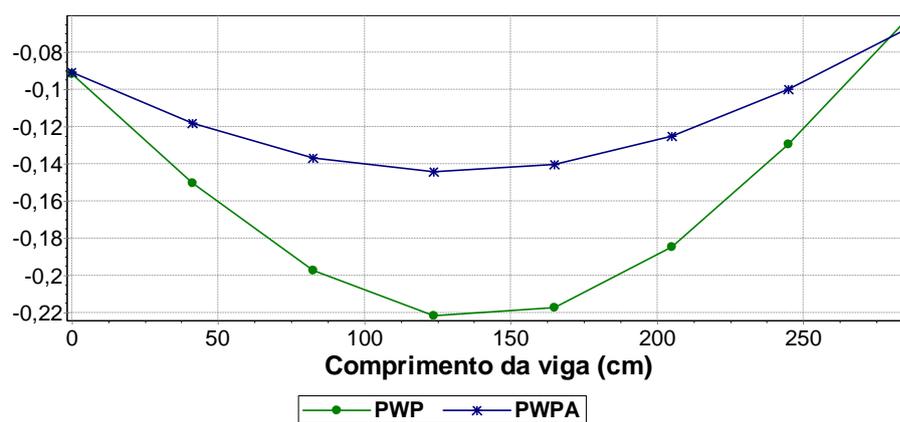


Figura 4.77 – Deslocamentos verticais - viga V72 – Modelo PWP x Modelo PWA

Nota-se que a consideração do efeito arco tem um impacto importante sobre o comportamento da V72, em toda a sua extensão.

A força cortante obtida através do modelo PWPA é menor que aquela obtida através do modelo PWP, em qualquer seção da viga que se deseja analisar. Sobre o apoio esquerdo, obtém-se um cortante 52% inferior à do modelo clássico, enquanto sobre o apoio direito o benefício chega a 60%.

Os diagramas de momentos fletores resultantes das análises com e sem efeito arco mostram um impacto enorme ao se considerar este fenômeno. Os momentos resultantes do *Modelo 2* são muito inferiores aos resultantes do *Modelo 1* em praticamente toda a extensão da V72. O momento máximo resultante da análise com efeito arco é 78% inferior ao valor resultante do modelo tradicional.

As observações relacionadas aos diagramas de esforços são confirmadas pela análise dos diagramas de deslocamentos verticais. O modelo PWPA proporciona flechas inferiores às do modelo PWP de forma sistemática. A flecha máxima obtida pela consideração do efeito arco reduz-se em 35% em relação à situação que não o leva em conta.

As Figuras 4.78 e 4.79 mostram os desenhos de armação obtidos para a V72, após dimensionamentos considerando, respectivamente, os modelos PWP e PWPA.

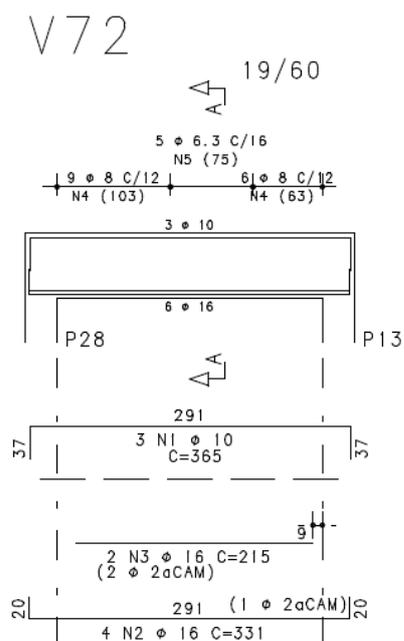


Figura 4.78 - Desenho de armação – viga V72 – Modelo PWP

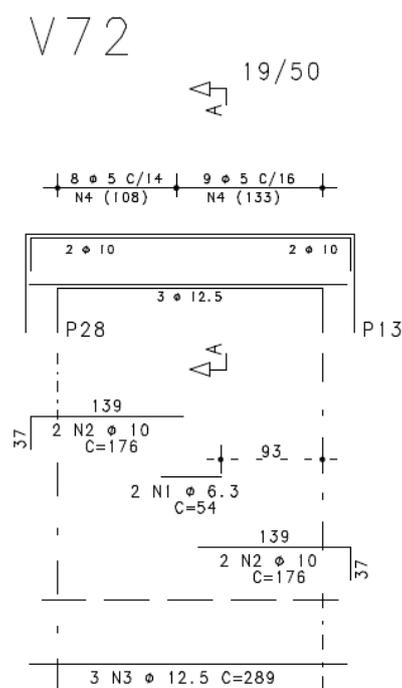


Figura 4.79 - Desenho de armação – viga V72 – Modelo PWPA

O impacto do efeito arco sobre as armações obtidas para a V72 é evidente. Há redução de estribos ao longo de toda a V72. Nas imediações do primeiro apoio, o emprego do *Modelo 2* permite uma substituição de  $\phi 8$  c/ 12 ( $8,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) por  $\phi 5$  c/ 14 ( $2,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), ou seja, uma diminuição de 66%. Nas proximidades do outro apoio, os estribos passam de  $\phi 8$  c/ 12 ( $8,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 5$  c/ 16 ( $2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), alcançando uma redução de 70%.

Também se obtém economia de armaduras longitudinais, por conta do modelo PWPA. Enquanto há diminuição de armaduras negativas por conta do cálculo de armadura mínima, a armadura positiva passa de 4  $\phi 16$  ( $8,0 \text{ cm}^2$ ) para 3  $\phi 12,5$  ( $3,75 \text{ cm}^2$ ), ou seja, 53% a menos de armaduras positivas.

#### 4.4.5 Quantitativos de concreto e aço: Modelo PWP x Modelo PWPA

Como houve alterações nas seções transversais das vigas, para viabilizar o dimensionamento no caso do emprego do *Modelo 1*, foram detectadas diferenças de volume de concreto e área de formas necessárias para a execução das vigas de suporte do Edifício Way Penha. As Tabelas 4.12 e 4.13 apresentam as quantidades de concreto e formas necessárias às vigas, para o conjunto de dimensionamentos realizado conforme o *Modelo 1* e o *Modelo 2*.

Tabela 4.12 - Edifício Way Penha: quantidade de concreto para o conjunto de todas as vigas, pelos dois modelos

VIGA	Concreto		
	Volume (m <sup>3</sup> )		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)
TOTAL P/ VIGAS DE TRANSIÇÃO	52,30	43,60	16,6%

Tabela 4.13 - Edifício Way Penha: quantidade de formas para o conjunto de todas as vigas, pelos dois modelos

VIGA	Concreto		
	Formas (m <sup>2</sup> )		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)
TOTAL P/ VIGAS DE TRANSIÇÃO	642	549	14,5%

Na sequência, a Tabela 4.14 resume as quantidades de aço encontradas após o dimensionamento de cada uma das vigas, pelo *Modelo 1* e pelo *Modelo 2*. Os resultados são apresentados no mesmo formato do exemplo anterior, agrupados por armaduras longitudinais, armaduras transversais e armaduras totais.

Tabela 4.14 – Edifício Way Penha: quantidades de aço de cada viga, pelos dois modelos

VIGA	Armaduras longitudinais			Armaduras transversais			Total de armaduras		
	Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef. (%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef. (%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef. (%)
V1	34,400	24,908	27,6%	10,164	10,228	-0,6%	44,564	35,137	21,2%
V2	34,405	24,876	27,7%	10,164	10,228	-0,6%	44,569	35,105	21,2%
V3	17,821	13,094	26,5%	6,237	5,715	8,4%	24,058	18,809	21,8%
V4	155,006	79,085	49,0%	46,628	38,418	17,6%	201,634	117,503	41,7%
V5	17,826	13,062	26,7%	6,237	5,715	8,4%	24,063	18,777	22,0%
V6	11,109	7,824	29,6%	3,696	3,203	13,3%	14,805	11,027	25,5%
V7	11,095	7,804	29,7%	3,696	3,203	13,3%	14,791	11,007	25,6%
V8	140,832	114,111	19,0%	33,954	31,417	7,5%	174,786	145,529	16,7%
V9	140,907	114,710	18,6%	34,547	31,417	9,1%	175,454	146,127	16,7%
V10	7,333	5,099	30,5%	1,848	1,602	13,3%	9,181	6,701	27,0%
V11	7,213	5,079	29,6%	1,848	1,602	13,3%	9,061	6,681	26,3%
V12	29,196	21,988	24,7%	9,173	4,432	51,7%	38,368	26,420	31,1%
V13	29,196	22,051	24,5%	9,173	4,432	51,7%	38,368	26,483	31,0%
V14	19,456	14,468	25,6%	4,911	3,476	29,2%	24,367	17,944	26,4%
V15	19,488	14,468	25,8%	4,911	3,476	29,2%	24,399	17,944	26,5%
V16	144,254	79,495	44,9%	46,518	34,675	25,5%	190,772	114,170	40,2%
V17	6,552	5,241	20,0%	2,541	2,202	13,3%	9,093	7,443	18,1%
V18	6,552	5,241	20,0%	2,541	2,202	13,3%	9,093	7,443	18,1%
V19	60,980	44,238	27,5%	17,181	19,457	-13,2%	78,161	63,695	18,5%
V20	61,067	44,208	27,6%	17,181	19,457	-13,2%	78,248	63,665	18,6%
V21	207,976	164,861	20,7%	86,067	78,031	9,3%	294,043	242,892	17,4%
V22	24,924	15,063	39,6%	6,336	3,881	38,8%	31,260	18,944	39,4%
V23	24,932	15,043	39,7%	6,336	3,881	38,8%	31,268	18,924	39,5%
V24	54,130	30,723	43,2%	17,253	11,933	30,8%	71,383	42,656	40,2%
V25	50,911	30,723	39,7%	17,253	11,933	30,8%	68,164	42,656	37,4%
V26	22,001	9,303	57,7%	8,848	2,033	77,0%	30,849	11,336	63,3%
V27	7,895	5,193	34,2%	2,772	2,402	13,3%	10,667	7,596	28,8%
V28	7,895	5,193	34,2%	2,772	2,402	13,3%	10,667	7,596	28,8%
V29	330,430	168,909	48,9%	102,309	77,454	24,3%	432,739	246,363	43,1%
V30	70,957	48,401	31,8%	17,181	18,944	-10,3%	88,138	67,345	23,6%
V31	70,996	48,393	31,8%	17,181	18,944	-10,3%	88,177	67,337	23,6%
V32	6,552	5,241	20,0%	2,541	2,202	13,3%	9,093	7,443	18,1%
V33	6,552	5,241	20,0%	2,541	2,202	13,3%	9,093	7,443	18,1%
V34	144,404	78,990	45,3%	46,518	32,107	31,0%	190,922	111,097	41,8%
V35	19,456	14,468	25,6%	4,911	3,476	29,2%	24,367	17,944	26,4%
V36	19,488	14,468	25,8%	4,911	3,476	29,2%	24,399	17,944	26,5%
V37	29,196	19,653	32,7%	9,173	4,432	51,7%	38,368	24,085	37,2%
V38	29,196	22,051	24,5%	9,173	4,432	51,7%	38,368	26,483	31,0%
V39	7,333	5,099	30,5%	1,848	1,602	13,3%	9,181	6,701	27,0%
V40	7,213	5,079	29,6%	1,848	1,602	13,3%	9,061	6,681	26,3%
V41	140,832	114,111	19,0%	33,954	31,417	7,5%	174,786	145,529	16,7%
V42	140,907	114,710	18,6%	34,547	31,417	9,1%	175,454	146,127	16,7%
V43	11,109	7,824	29,6%	3,696	3,203	13,3%	14,805	11,027	25,5%
V44	11,095	7,804	29,7%	3,696	3,203	13,3%	14,791	11,007	25,6%
V45	17,821	13,099	26,5%	6,237	6,006	3,7%	24,058	19,105	20,6%
V46	155,117	79,077	49,0%	46,628	38,418	17,6%	201,744	117,495	41,8%
V47	17,826	13,072	26,7%	6,237	6,006	3,7%	24,063	19,078	20,7%
V48	34,400	24,908	27,6%	10,164	10,228	-0,6%	44,564	35,137	21,2%
V49	34,405	24,876	27,7%	10,164	10,228	-0,6%	44,569	35,105	21,2%
V50	40,379	11,971	70,4%	11,097	3,804	65,7%	51,476	15,775	69,4%

VIGA	Armaduras longitudinais			Armaduras transversais			Total de armaduras		
	Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)
V51	40,379	11,971	70,4%	11,097	3,804	65,7%	51,476	15,775	69,4%
V52	27,729	11,422	58,8%	9,480	3,403	64,1%	37,209	14,825	60,2%
V53	27,766	11,451	58,8%	9,480	3,403	64,1%	37,246	14,855	60,1%
V54	69,183	35,827	48,2%	15,998	6,397	60,0%	85,181	42,224	50,4%
V55	69,194	35,781	48,3%	15,998	6,598	58,8%	85,191	42,378	50,3%
V56	22,434	15,201	32,2%	5,082	6,224	-22,5%	27,516	21,426	22,1%
V57	35,822	13,219	63,1%	14,813	6,110	58,8%	50,634	19,329	61,8%
V58	35,811	13,182	63,2%	14,813	6,110	58,8%	50,623	19,292	61,9%
V59	7,712	5,229	32,2%	2,079	1,802	13,3%	9,791	7,031	28,2%
V60	7,726	5,257	32,0%	2,079	1,802	13,3%	9,805	7,058	28,0%
V61	80,018	73,861	7,7%	24,293	20,697	14,8%	104,311	94,558	9,3%
V62	80,018	73,861	7,7%	24,293	20,697	14,8%	104,311	94,558	9,3%
V63	5,881	6,691	-13,8%	2,079	1,802	13,3%	7,960	8,492	-6,7%
V64	5,881	6,710	-14,1%	2,079	1,802	13,3%	7,960	8,512	-6,9%
V65	11,022	10,616	3,7%	5,082	4,404	13,3%	16,104	15,020	6,7%
V66	152,236	89,692	41,1%	54,777	43,308	20,9%	207,013	133,000	35,8%
V67	48,153	32,292	32,9%	5,345	3,804	28,8%	53,497	36,096	32,5%
V68	86,925	66,696	23,3%	23,456	20,627	12,1%	110,380	87,323	20,9%
V69	87,908	66,654	24,2%	23,634	20,627	12,7%	111,542	87,281	21,8%
V70	15,909	17,808	-11,9%	4,389	4,714	-7,4%	20,298	22,522	-11,0%
V71	34,434	12,957	62,4%	10,725	3,403	68,3%	45,159	16,361	63,8%
V72	34,434	12,957	62,4%	10,725	3,403	68,3%	45,159	16,361	63,8%
V73	8,002	6,690	16,4%	3,234	2,803	13,3%	11,236	9,493	15,5%
V74	8,002	6,690	16,4%	3,234	2,803	13,3%	11,236	9,493	15,5%
V75	45,220	26,585	41,2%	11,589	8,051	30,5%	56,809	34,635	39,0%
V76	30,015	22,144	26,2%	7,686	4,805	37,5%	37,701	26,949	28,5%
V77	22,807	16,780	26,4%	6,951	4,805	30,9%	29,758	21,585	27,5%
V78	13,752	11,263	18,1%	1,617	3,081	-90,5%	15,369	14,344	6,7%
V79	7,547	6,406	15,1%	1,617	1,401	13,3%	9,164	7,808	14,8%
V80	25,339	22,010	13,1%	6,920	5,997	13,3%	32,259	28,007	13,2%
V81	46,468	44,448	4,3%	13,076	9,276	29,1%	59,544	53,724	9,8%
V82	46,468	44,448	4,3%	13,076	9,276	29,1%	59,544	53,724	9,8%
V83	9,019	7,187	20,3%	2,541	2,202	13,3%	11,560	9,389	18,8%
V84	43,164	12,377	71,3%	14,060	4,204	70,1%	57,223	16,581	71,0%
V85	53,350	12,389	76,8%	14,060	4,204	70,1%	67,409	16,594	75,4%
V86	9,019	7,187	20,3%	2,541	2,202	13,3%	11,560	9,389	18,8%
V87	46,468	44,448	4,3%	13,076	9,276	29,1%	59,544	53,724	9,8%
V88	46,468	44,448	4,3%	13,076	9,276	29,1%	59,544	53,724	9,8%
V89	25,339	22,010	13,1%	6,920	5,997	13,3%	32,259	28,007	13,2%
V90	13,752	11,263	18,1%	1,617	3,081	-90,5%	15,369	14,344	6,7%
V91	7,547	6,406	15,1%	1,617	1,401	13,3%	9,164	7,808	14,8%
V92	30,015	22,144	26,2%	7,686	4,805	37,5%	37,701	26,949	28,5%
V93	22,807	16,780	26,4%	6,951	4,805	30,9%	29,758	21,585	27,5%
V94	45,220	26,585	41,2%	11,589	8,051	30,5%	56,809	34,635	39,0%
V95	8,002	6,690	16,4%	3,234	2,803	13,3%	11,236	9,493	15,5%
V96	8,002	6,690	16,4%	3,234	2,803	13,3%	11,236	9,493	15,5%
V97	34,434	12,957	62,4%	10,725	3,403	68,3%	45,159	16,361	63,8%
V98	34,434	12,957	62,4%	10,725	3,403	68,3%	45,159	16,361	63,8%
V99	15,909	17,808	-11,9%	4,389	4,714	-7,4%	20,298	22,522	-11,0%
V100	86,925	66,696	23,3%	23,456	20,627	12,1%	110,380	87,323	20,9%

VIGA	Armaduras longitudinais			Armaduras transversais			Total de armaduras		
	Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)
V101	87,908	66,654	24,2%	23,634	20,627	12,7%	111,542	87,281	21,8%
V102	48,153	32,292	32,9%	5,345	3,804	28,8%	53,497	36,096	32,5%
V103	152,236	89,692	41,1%	54,777	43,308	20,9%	207,013	133,000	35,8%
V104	11,022	10,616	3,7%	5,082	4,404	13,3%	16,104	15,020	6,7%
V105	5,881	6,691	-13,8%	2,079	1,802	13,3%	7,960	8,492	-6,7%
V106	5,881	6,710	-14,1%	2,079	1,802	13,3%	7,960	8,512	-6,9%
V107	80,018	73,861	7,7%	24,293	20,697	14,8%	104,311	94,558	9,3%
V108	80,018	73,861	7,7%	24,293	20,697	14,8%	104,311	94,558	9,3%
V109	7,712	5,229	32,2%	2,079	1,802	13,3%	9,791	7,031	28,2%
V110	7,726	5,257	32,0%	2,079	1,802	13,3%	9,805	7,058	28,0%
V111	35,822	13,219	63,1%	14,813	6,110	58,8%	50,634	19,329	61,8%
V112	35,811	13,182	63,2%	14,813	6,110	58,8%	50,623	19,292	61,9%
V113	22,434	15,201	32,2%	5,082	6,224	-22,5%	27,516	21,426	22,1%
V114	69,183	35,827	48,2%	15,998	6,397	60,0%	85,181	42,224	50,4%
V115	69,194	35,781	48,3%	15,998	6,397	60,0%	85,191	42,178	50,5%
V116	27,729	11,422	58,8%	9,480	3,403	64,1%	37,209	14,825	60,2%
V117	27,766	11,451	58,8%	9,480	3,403	64,1%	37,246	14,855	60,1%
V118	40,379	11,971	70,4%	11,097	3,804	65,7%	51,476	15,775	69,4%
V119	40,379	11,971	70,4%	11,097	3,804	65,7%	51,476	15,775	69,4%
<b>TOTAL</b>	<b>5336,334</b>	<b>3509,304</b>	<b>34,2%</b>	<b>1573,217</b>	<b>1178,751</b>	<b>25,1%</b>	<b>6909,551</b>	<b>4688,055</b>	<b>32,2%</b>

Mais uma vez, percebe-se que o efeito arco trouxe benefícios à maioria das vigas da estrutura de transição, em termos de consumo de aço. Houve diminuição da quantidade de armaduras longitudinais em 113 vigas, de um total de 119 que formam esta estrutura. Nas outras seis vigas, foi constatado um aumento no consumo de aço. Sobre o conjunto de todas as vigas, o efeito arco levou a uma redução de 34,2% do peso total de armaduras longitudinais.

Em relação às armaduras transversais, a vantagem de considerar o efeito arco também fica nítida, embora ligeiramente mais discreta que no caso das longitudinais: há redução de consumo em 105 das 119 vigas que formam a estrutura, sobrando 14 vigas que têm aumento de quantidade de armadura transversal, por conta do emprego do efeito arco. Analisando a soma de todas as vigas, o uso do *Modelo 2* conduz a uma redução de 25,1% de armaduras transversais.

Agrupando as armaduras longitudinais e transversais de cada viga, a conclusão é a mesma: a aplicação do efeito arco leva a redução na quantidade de armaduras em 113 das 119 vigas analisadas, e a redução do consumo total de aço deste conjunto de vigas é de 32,2%.

#### 4.4.6 Cálculo de custos das duas soluções

O estudo comparativo apresentado para a estrutura de transição do Edifício Way Penha é concluído com o cálculo dos custos envolvidos nas duas soluções possíveis – baseadas, respectivamente, no *Modelo 1* e no *Modelo 2*.

Foram utilizados os mesmos serviços – baseados nas definições da TCPO 14 (2012) - considerados no cálculo de custos do primeiro exemplo, com exceção do concreto, cuja resistência é diferente da utilizada no exemplo anterior –  $f_{ck}$  de 30 MPa ao invés de 25 MPa. Os custos unitários de cada serviço foram igualmente obtidos na homepage Guia da Construção Web (2014).

As mesmas hipóteses do exemplo anterior foram mantidas: o concreto seria convencional, contendo britas 1 e 2, dosado em central; formas montadas com chapas compensadas de madeira, sem possibilidade de reaproveitamento; e, aço já comprado cortado e dobrado.

O cálculo dos custos de execução das vigas de transição do Edifício Way Penha, incluindo as opções resultantes do *Modelo 1* e do *Modelo 2*, está apresentado na Tabela 4.15.

Tabela 4.15 – Edifício Way Penha: cálculo dos custos de execução da estrutura de suporte

COMPOSIÇÕES	UNID	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	Modelo 1 (sem efeito arco)		Modelo 2 (com efeito arco)	
			QTDES.	CUSTO (R\$)	QTDES.	CUSTO (R\$)
Concreto - aplicação e adensamento com vibrador de imersão com motor elétrico	m <sup>3</sup>	R\$ 85,72	52,3	R\$ 4.483,16	43,6	R\$ 3.737,39
Concreto dosado em central convencional brita 1 e 2 (resistência: 30 MPa)	m <sup>3</sup>	R\$ 271,81	52,3	R\$ 14.215,66	43,6	R\$ 11.850,92
Forma para vigas, com chapa compensada plastificada, e=12mm - fabricação	m <sup>2</sup>	R\$ 91,19	642	R\$ 58.543,98	549	R\$ 50.063,31
Forma para vigas, com chapa compensada plastificada, e=12mm - montagem	m <sup>2</sup>	R\$ 10,57	642	R\$ 6.785,94	549	R\$ 5.802,93
Forma para vigas, com chapa compensada plastificada, e=12mm - desmontagem	m <sup>2</sup>	R\$ 4,16	642	R\$ 2.670,72	549	R\$ 2.283,84
Armadura de aço CA-50 para vigas Ø 10,0 mm, fornecimento e montagem (aço adquirido cortado e dobrado)	kg	R\$ 8,10	6909,551	R\$ 55.967,36	4688,055	R\$ 37.973,25
<b>TOTAL</b>				<b>R\$ 142.666,82</b>	<b>R\$ 111.711,63</b>	
<b>ECONOMIA GERADA PELO EFEITO ARCO</b>						<b>R\$ 30.955,19</b>
						<b>21,7%</b>

OBS: Os preços unitários foram obtidos em [www.guiadaconstrucao.pini.com.br](http://www.guiadaconstrucao.pini.com.br), consultado em 29/06/2014.  
A data base é 30/05/2014.

Neste exemplo, há diferenças entre os dois modelos em todas as quantidades empregadas no cálculo dos custos – volume de concreto, área de formas e peso de aço. O benefício advindo da consideração do efeito arco é estimado em R\$ 30.955,19 - custo correspondente à estrutura de um único edifício. Essa economia significa uma redução de 21,7% do custo de execução das vigas de transição deste edifício, em relação a um projeto que não considere o efeito arco.

O Edifício Way Penha tem área construída total de 4.883,86 m<sup>2</sup>. Portanto, a economia resultante do efeito arco é de R\$ 6,34, por m<sup>2</sup> de área construída, no custo de construção do Edifício Way Penha.

## 4.5 EXEMPLO 3 – EDIFÍCIO VITA BELLE

### 4.5.1 Apresentação

O Edifício Vita Belle é o terceiro exemplo abordado neste trabalho. Trata-se de um edifício com 18 pavimentos em alvenaria estrutural. Assim como no exemplo anterior, a estrutura de alvenaria está apoiada sobre um pilotis de vigas e pilares. Os pavimentos têm pé-direito de 2,70 m, sendo 2,60 m de altura de parede e 0,10 m de espessura de laje.

O projeto arquitetônico do pavimento tipo está ilustrado nas Figuras 4.80 e 4.81.

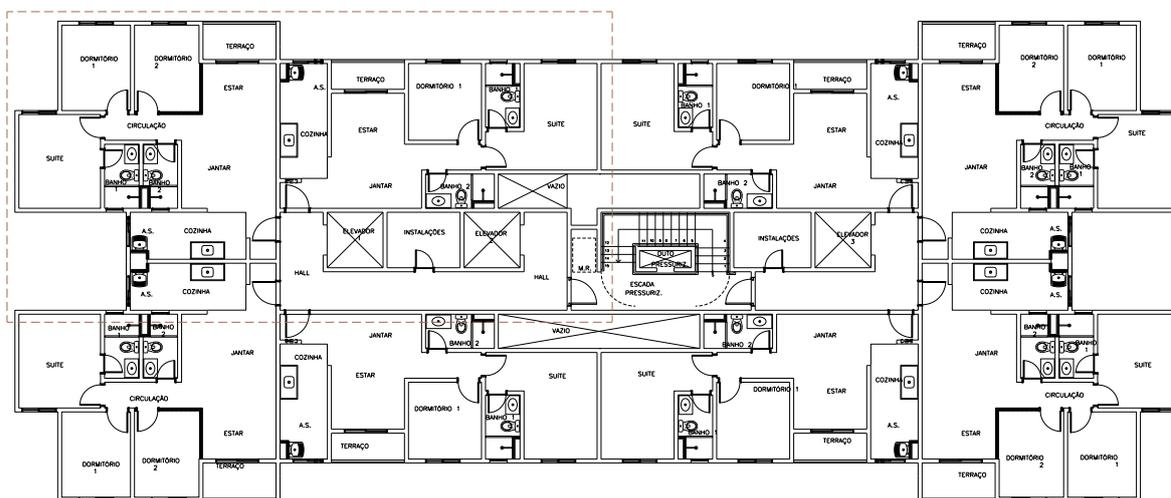


Figura 4.80 – Edifício Vita Belle: planta arquitetônica do pavimento tipo

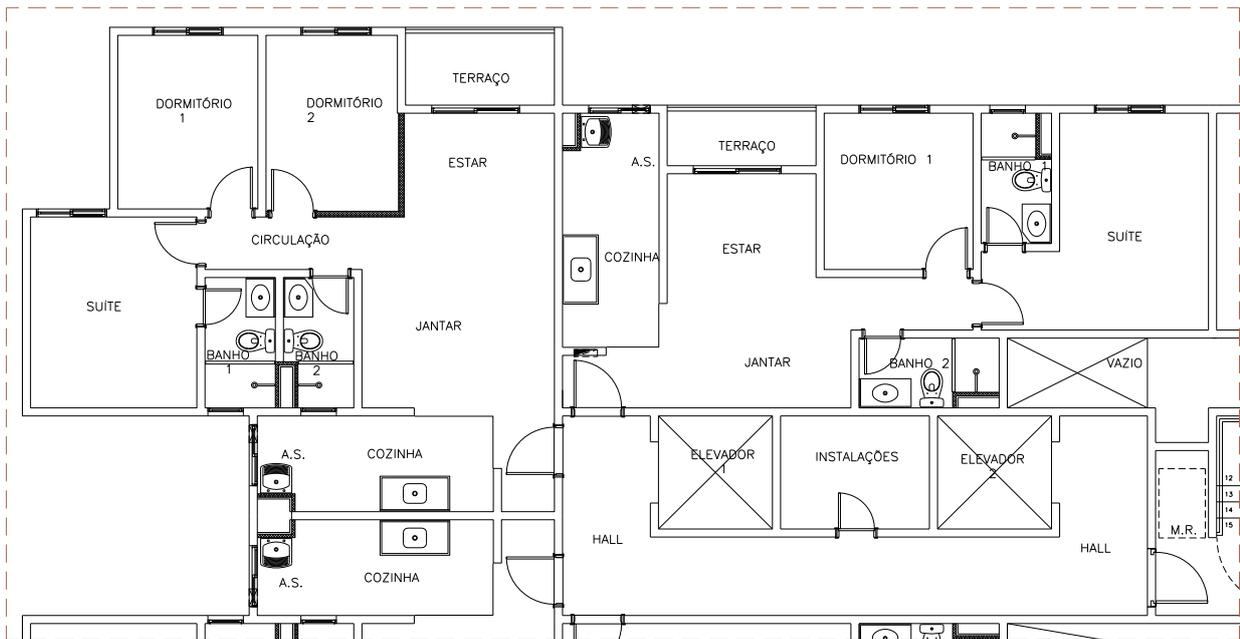


Figura 4.81– Edifício Vita Belle: detalhe da planta arquitetônica

A modulação do pavimento-tipo do Edifício Vita Belle, que serviu de base à modelagem da estrutura de alvenaria, é mostrada nas Figuras 4.82 e 4.83.

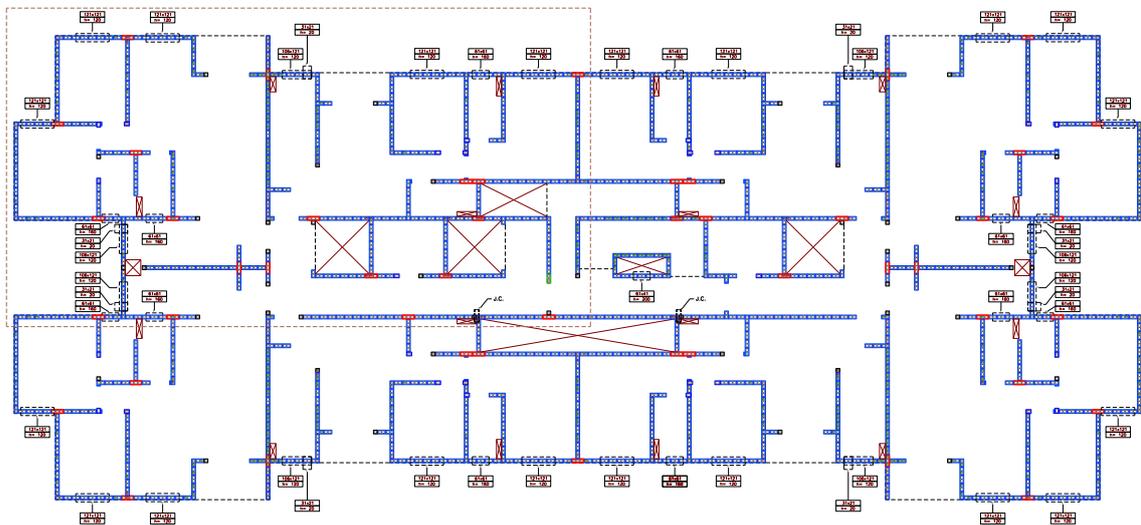


Figura 4.82 – Edifício Vita Belle: planta de modulação do pavimento tipo

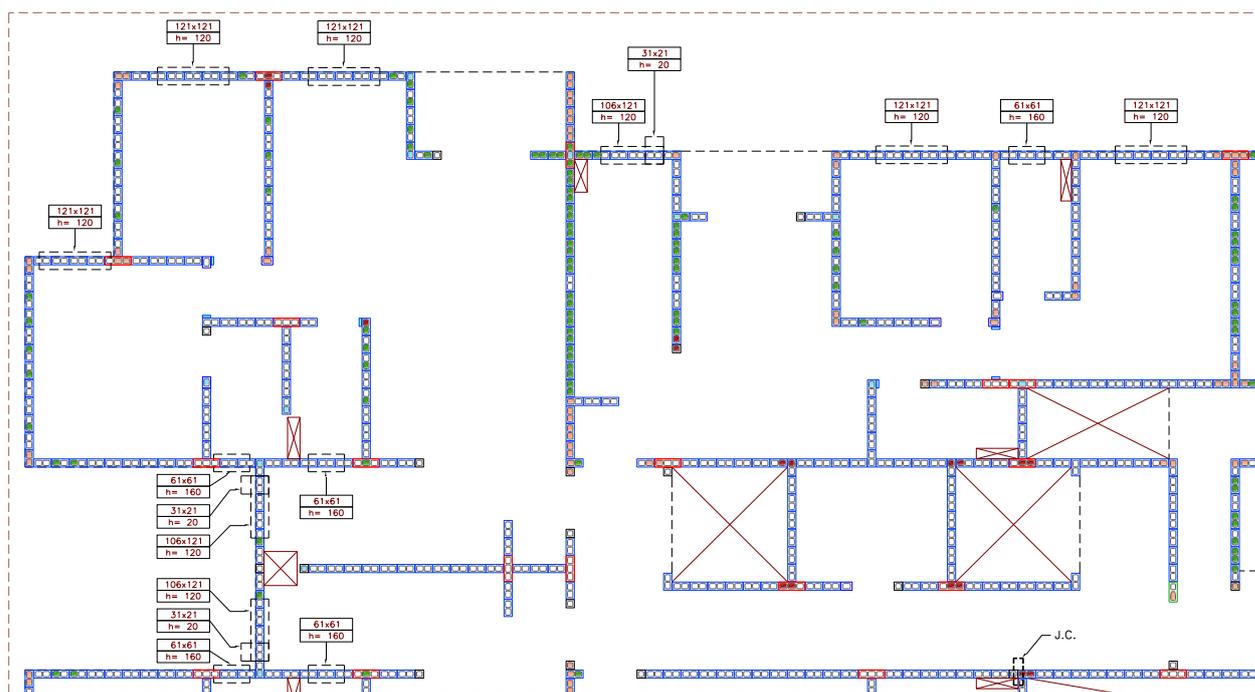


Figura 4.83 – Edifício Vita Belle: detalhe da planta de modulação

A planta de formas do 1º pavimento do Edifício Vita Belle é apresentada nas Figuras 4.84 e 4.85. A partir desta planta, foi elaborado o modelo numérico da estrutura de transição deste edifício.

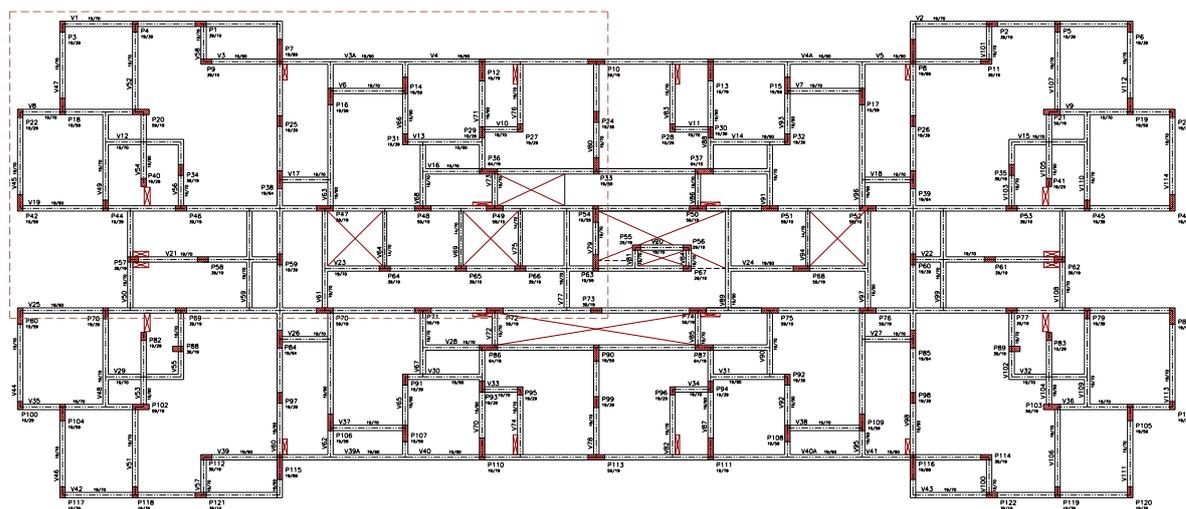


Figura 4.84 – Edifício Vita Belle: planta de formas do 1º pavimento (transição)

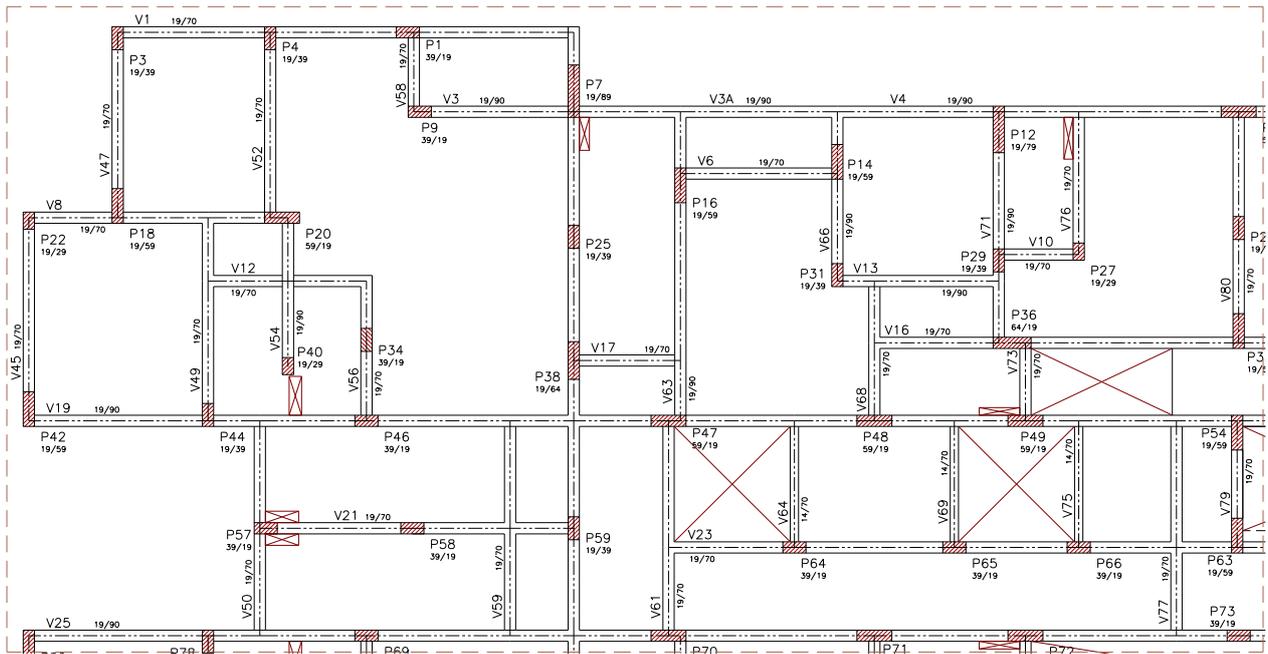


Figura 4.85 – Edifício Vita Belle: detalhe da planta de formas do 1º pavimento

## 4.5.2 Descrição dos modelos

Nos dois primeiros estudos de caso que foram desenvolvidos neste trabalho – Edifício Vitória Jundiá e Edifício Way Penha – não foram consideradas quaisquer ações horizontais. Como explicado anteriormente, há certo consenso no meio técnico de que, para edifícios de até cerca de oito pavimentos, o efeito do vento influencia muito pouco no dimensionamento da estrutura de suporte em concreto. Por isso, as ações horizontais frequentemente são desprezadas para efeito de dimensionamento desses elementos, sem maiores consequências práticas.

Por se tratar de uma estrutura de 18 pavimentos, no caso do edifício Vita Belle foram desenvolvidos também modelos para ações horizontais devidas ao vento e ao desprumo.

### 4.5.2.1 Modelo para ações verticais

A análise da estrutura sob ações verticais seguiu o mesmo procedimento adotado para os dois primeiros exemplos – o método dos grupos de paredes isoladas. A sequência da modelagem foi idêntica aos casos anteriores. Na Figura 4.86, estão representadas as paredes estruturais em linha contínua, com seus respectivos nomes no modelo numérico. As aberturas

de janela aparecem representadas por linhas tracejadas; as aberturas de porta, por linhas “traço dois pontos”; e as aberturas totais, por linhas pontilhadas.

Os grupos de paredes isoladas considerados nesta análise são mostrados na Figura 4.87.

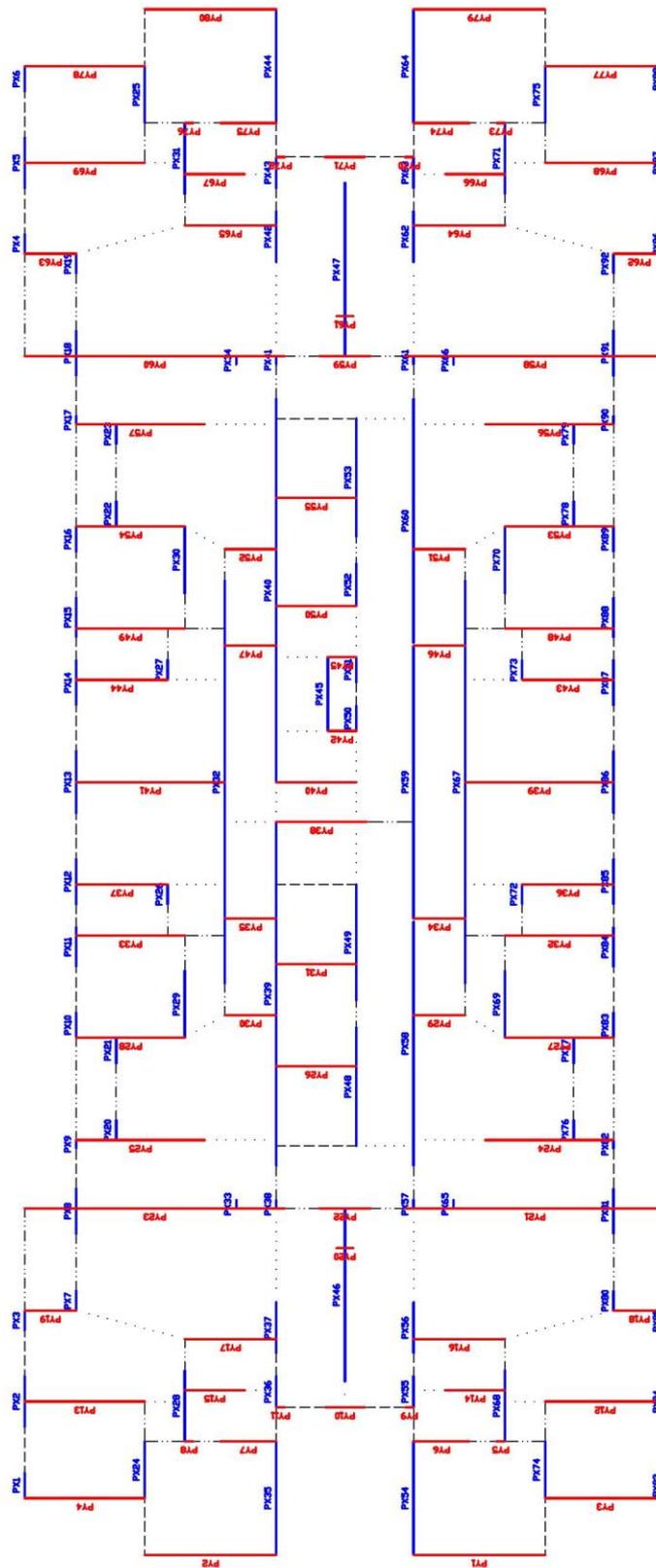


Figura 4.86 - Edifício Vita Belle: paredes estruturais

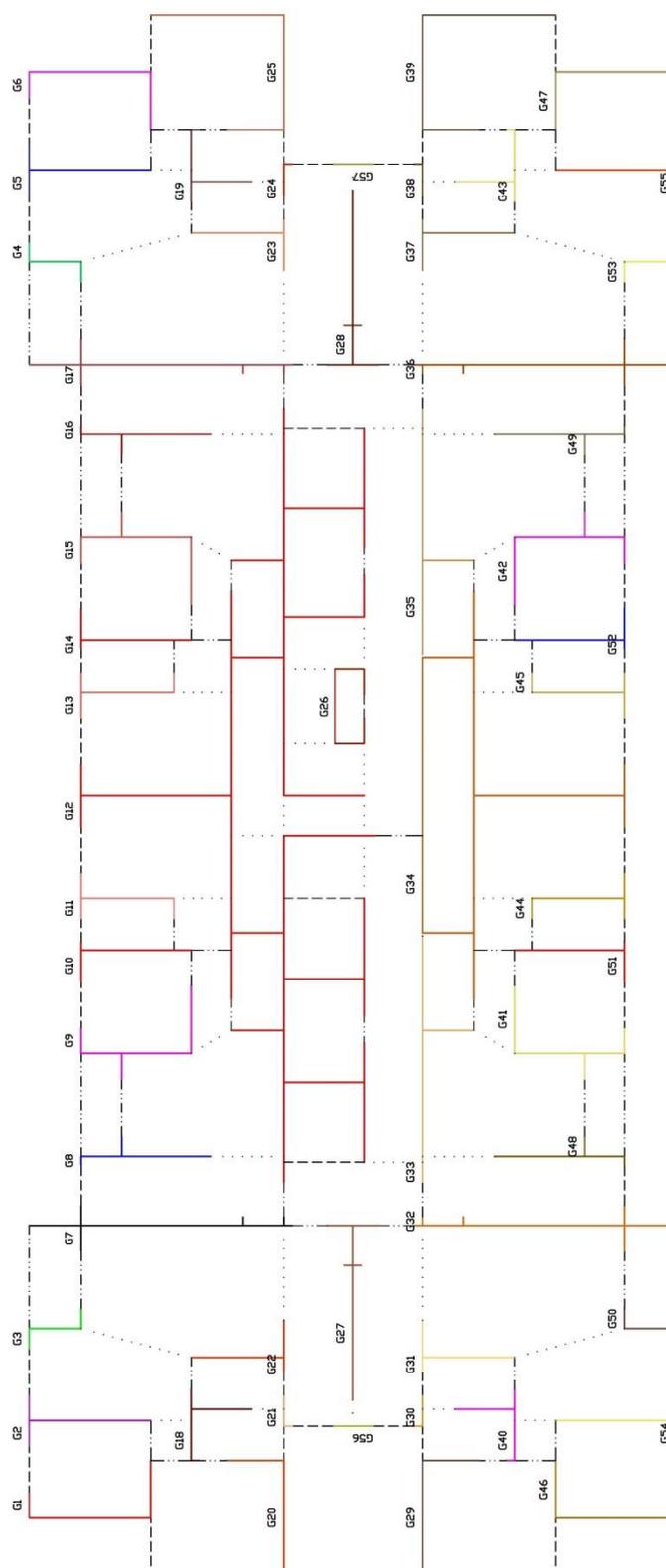


Figura 4.87 – Edifício Vita Belle: grupos de paredes isoladas para ações verticais

As cargas totais atuantes nas bases das paredes estruturais do Edifício Vita Belle, que resultaram da análise da estrutura de alvenaria sob ações verticais, são apresentadas nas

Tabelas 4.16 e 4.17, juntamente com as cargas totais de compressão e as tensões de compressão em cada parede.

Tabela 4.16 - Edifício Vita Belle: cargas e tensões nas bases das paredes estruturais (paredes dispostas na direção “X”)

Parede	Carga Distribuída na Base	Carga Total na Base	Tensão na Base
	kN / m	kN	kN / m <sup>2</sup>
PX 1	246,30	165,02	1759,29
PX 2	281,11	376,69	2007,95
PX 3	457,82	238,06	3270,11
PX 4	457,82	238,06	3270,11
PX 5	281,11	376,69	2007,95
PX 6	246,30	165,02	1759,29
PX 7	457,82	238,06	3270,11
PX 8	327,92	390,23	2342,32
PX 9	362,79	79,81	2591,38
PX 10	286,62	192,03	2047,27
PX 11	271,31	282,16	1937,94
PX 12	263,84	313,97	1884,55
PX 13	251,90	413,12	1799,31
PX 14	263,84	313,97	1884,55
PX 15	271,31	282,16	1937,94
PX 16	286,62	192,03	2047,27
PX 17	362,79	79,81	2591,38
PX 18	327,92	390,23	2342,32
PX 19	457,82	238,06	3270,11
PX 20	362,79	188,65	2591,38
PX 21	286,62	192,03	2047,27
PX 22	286,62	192,03	2047,27
PX 23	362,79	188,65	2591,38
PX 24	246,30	369,45	1759,29
PX 25	246,30	369,45	1759,29
PX 26	263,84	137,20	1884,55
PX 27	263,84	137,20	1884,55
PX 28	275,01	514,26	1964,32
PX 29	286,62	507,31	2047,27
PX 30	286,62	507,31	2047,27
PX 31	275,01	514,26	1964,32
PX 32	251,90	2680,25	1799,31
PX 33	327,92	72,14	2342,32
PX 34	327,92	72,14	2342,32
PX 35	280,99	842,96	2007,04
PX 36	306,68	251,47	2190,55
PX 37	307,87	412,55	2199,09
PX 38	327,92	72,14	2342,32
PX 39	251,90	2284,77	1799,31
PX 40	251,90	2549,26	1799,31
PX 41	327,92	72,14	2342,32
PX 42	307,87	412,55	2199,09
PX 43	306,68	251,47	2190,55
PX 44	280,99	842,96	2007,04
PX 45	239,16	466,35	1708,26
PX 46	275,78	1260,32	1969,87
PX 47	275,78	1260,32	1969,87
PX 48	251,90	785,94	1799,31
PX 49	251,90	773,34	1799,31
PX 50	239,16	160,23	1708,26
PX 51	239,16	160,23	1708,26
PX 52	251,90	282,13	1799,31
PX 53	251,90	785,94	1799,31
PX 54	280,99	842,96	2007,04
PX 55	306,68	251,47	2190,55
PX 56	307,87	412,55	2199,09
PX 57	327,92	72,14	2342,32
PX 58	300,69	1936,47	2147,81
PX 59	212,45	1529,67	1517,53
PX 60	301,78	1943,49	2155,60
PX 61	327,92	72,14	2342,32
PX 62	307,87	412,55	2199,09
PX 63	306,68	251,47	2190,55
PX 64	280,99	842,96	2007,04
PX 65	327,92	72,14	2342,32
PX 66	327,92	72,14	2342,32
PX 67	212,45	2260,51	1517,53
PX 68	275,00	514,26	1964,32
PX 69	286,62	507,31	2047,27
PX 70	286,62	507,31	2047,27
PX 71	275,01	514,26	1964,32
PX 72	263,84	137,20	1884,55
PX 73	263,84	137,20	1884,55
PX 74	246,30	369,45	1759,29
PX 75	246,30	369,45	1759,29
PX 76	362,79	188,65	2591,38
PX 77	286,62	192,03	2047,27
PX 78	286,62	192,03	2047,27
PX 79	362,79	188,65	2591,38
PX 80	457,82	238,06	3270,11
PX 81	327,92	390,23	2342,32
PX 82	362,79	79,81	2591,38
PX 83	286,62	192,03	2047,27
PX 84	271,31	282,16	1937,94
PX 85	263,84	313,97	1884,55
PX 86	212,45	348,42	1517,53
PX 87	263,84	313,97	1884,55
PX 88	271,31	282,16	1937,94
PX 89	286,62	192,03	2047,27
PX 90	362,79	79,81	2591,38
PX 91	327,92	390,23	2342,32
PX 92	457,82	238,06	3270,11
PX 93	246,30	165,02	1759,29
PX 94	281,11	376,69	2007,95
PX 95	457,82	238,06	3270,11
PX 96	457,82	238,06	3270,11
PX 97	281,11	376,69	2007,95
PX 98	246,30	165,02	1759,29

Tabela 4.17 - Edifício Vita Belle: cargas e tensões nas bases das paredes estruturais (paredes dispostas na direção “Y”)

Parede	Carga Distribuída na Base kN / m	Carga Total na Base kN	Tensão na Base kN / m <sup>2</sup>
PY 1	280,99	969,40	2007,04
PY 2	280,99	969,40	2007,04
PY 3	246,30	775,85	1759,29
PY 4	246,30	775,85	1759,29
PY 5	275,00	60,50	1964,32
PY 6	280,99	413,05	2007,04
PY 7	280,99	413,05	2007,04
PY 8	275,01	60,50	1964,32
PY 9	306,68	67,47	2190,55
PY 10	328,86	342,01	2348,98
PY 11	306,68	67,47	2190,55
PY 12	281,11	885,51	2007,95
PY 13	281,11	885,51	2007,95
PY 14	275,00	431,76	1964,32
PY 15	275,01	431,76	1964,32
PY 16	307,87	738,89	2199,09
PY 17	307,87	738,89	2199,09
PY 18	457,82	618,05	3270,11
PY 19	457,82	618,05	3270,11
PY 20	275,78	121,34	1969,87
PY 21	327,92	2236,45	2342,32
PY 22	275,78	369,55	1969,87
PY 23	327,92	2236,45	2342,32
PY 24	362,79	1222,61	2591,38
PY 25	362,79	1222,61	2591,38
PY 26	251,90	529,00	1799,31
PY 27	286,62	816,86	2047,27
PY 28	286,62	816,86	2047,27
PY 29	300,69	405,94	2147,81
PY 30	251,90	340,07	1799,31
PY 31	251,90	529,00	1799,31
PY 32	271,31	773,24	1937,94
PY 33	271,31	773,24	1937,94
PY 34	212,45	286,81	1517,53
PY 35	251,90	340,07	1799,31
PY 36	263,84	633,21	1884,55
PY 37	263,84	633,21	1884,55
PY 38	251,90	597,01	1799,31
PY 39	212,45	828,57	1517,53
PY 40	251,90	529,00	1799,31
PY 41	251,90	982,42	1799,31
PY 42	239,16	179,37	1708,26
PY 43	263,84	633,21	1884,55
PY 44	263,84	633,21	1884,55
PY 45	239,16	179,37	1708,26
PY 46	212,45	286,81	1517,53
PY 47	251,90	340,07	1799,31
PY 48	271,31	773,24	1937,94
PY 49	271,31	773,24	1937,94
PY 50	251,90	529,00	1799,31
PY 51	301,78	407,41	2155,60
PY 52	251,90	340,07	1799,31
PY 53	286,62	816,86	2047,27
PY 54	286,62	816,86	2047,27
PY 55	251,90	529,00	1799,31
PY 56	362,79	1222,61	2591,38
PY 57	362,79	1222,61	2591,38
PY 58	327,92	2236,45	2342,32
PY 59	275,78	369,55	1969,87
PY 60	327,92	2236,45	2342,32
PY 61	275,78	121,34	1969,87
PY 62	457,82	618,05	3270,11
PY 63	457,82	618,05	3270,11
PY 64	307,87	738,89	2199,09
PY 65	307,87	738,89	2199,09
PY 66	275,01	431,76	1964,32
PY 67	275,01	431,76	1964,32
PY 68	281,11	885,51	2007,95
PY 69	281,11	885,51	2007,95
PY 70	306,68	67,47	2190,55
PY 71	328,86	342,01	2348,98
PY 72	306,68	67,47	2190,55
PY 73	275,01	60,50	1964,32
PY 74	280,99	413,05	2007,04
PY 75	280,99	413,05	2007,04
PY 76	275,01	60,50	1964,32
PY 77	246,30	775,85	1759,29
PY 78	246,30	775,85	1759,29
PY 79	280,99	969,40	2007,04
PY 80	280,99	969,40	2007,04

#### 4.5.2.2 Modelo para ações horizontais

As ações horizontais consideradas na análise da estrutura de alvenaria do Edifício Vita Belle são o vento e o desaprumo. Essas ações são representadas por forças horizontais aplicadas ao nível de cada pavimento. Maiores detalhes sobre as hipóteses e o cálculo dessas forças horizontais podem ser encontrados em Corrêa e Ramalho (2003).

A distribuição das forças horizontais foi realizada de acordo com o procedimento que considera as paredes isoladas. Neste procedimento, aberturas de portas e janelas separam completamente as paredes adjacentes a estas aberturas. Cada parede estrutural isolada corresponde a um painel de contraventamento, que funciona como uma barra engastada em uma extremidade – ao nível da base – e livre na outra. Ao nível de cada pavimento, o diafragma rígido constituído pelas lajes garante que os deslocamentos horizontais sejam idênticos em todos os painéis. Portanto, cada painel absorve um quinhão de força horizontal proporcional à sua rigidez à flexão ( $EI^3$ ).

Assim, foram elaborados dois modelos de análise de ações horizontais para o Edifício Vita Belle: o modelo AVBX, que contempla vento e desaprumo agindo segundo a direção “X”; e o modelo AVBY, que contempla vento e desaprumo agindo segundo a direção “Y”.

Os painéis de contraventamento responsáveis por resistir às ações horizontais segundo “X” são apresentados na Figura 4.88. Nota-se que todas as paredes estruturais dispostas segundo “X” (em vermelho) tornam-se painéis de contraventamento, e que parte das paredes dispostas segundo “Y” (em verde) colaboram nestes painéis, servindo como abas. Os critérios para a consideração de abas nos painéis de contraventamento estão claramente definidos na norma brasileira de projeto de edifícios de alvenaria estrutural.

A Figura 4.89 ilustra o quadrante superior esquerdo da planta de painéis de contraventamento, observando-se a sobreposição dos painéis com as paredes estruturais. Fica patente nesta figura que uma proporção importante das paredes dispostas segundo “Y” colabora para a estrutura de contraventamento que resiste às ações segundo “X”, graças à possibilidade de consideração de abas.

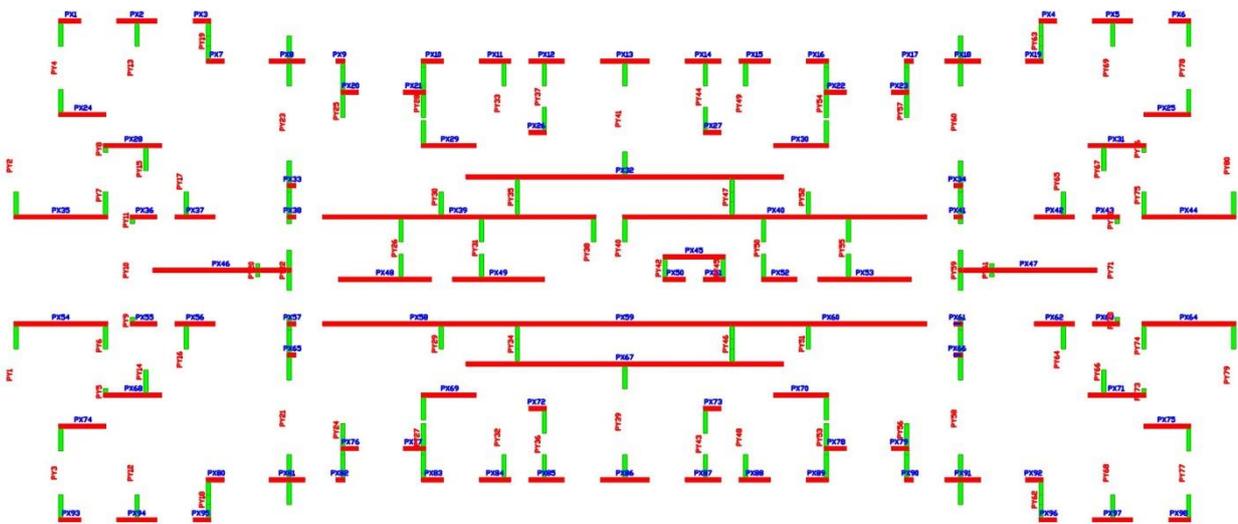


Figura 4.88 - Edifício Vita Belle: painéis de contraventamento para modelo AVBX

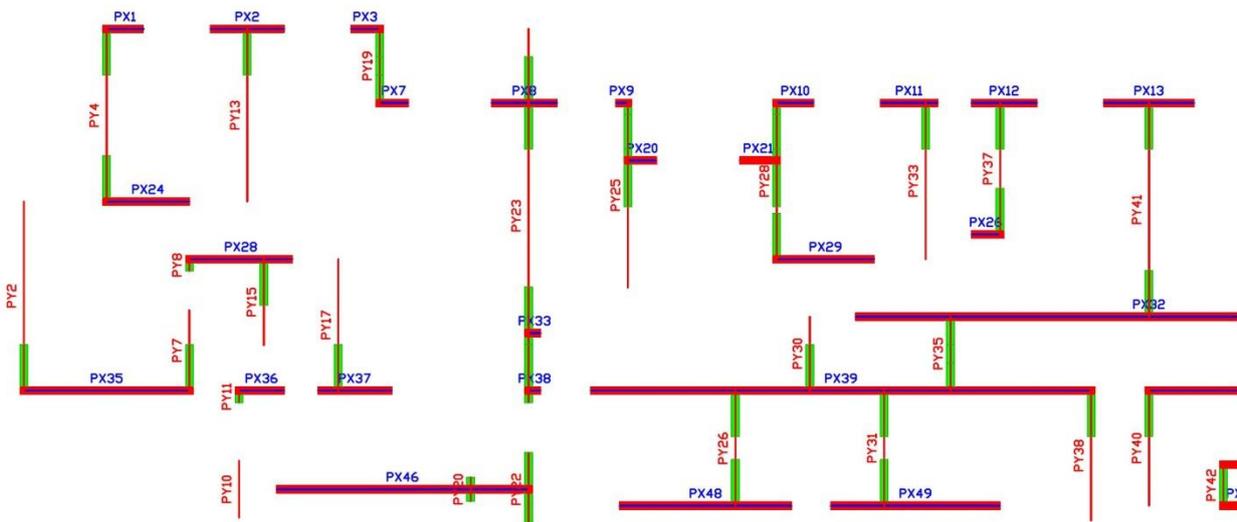


Figura 4.89 - Edifício Vita Belle: detalhe de painéis de contraventamento para modelo AVBX

Na Figura 4.90, visualiza-se os painéis de contraventamento responsáveis por resistir às ações horizontais segundo “Y”. De forma similar ao modelo AVBX, todas as paredes estruturais dispostas segundo “Y” (em vermelho) funcionam como painéis de contraventamento, e parte das paredes dispostas segundo “X” (em verde) servem como abas destes painéis. A Figura 4.91, que mostra o quadrante superior esquerdo da planta de painéis de contraventamento, também permite a visualização das paredes estruturais, reforçando que uma porção importante das paredes dispostas segundo “X” colaboram, como abas, para a estrutura de contraventamento que suporta as ações segundo “Y”.

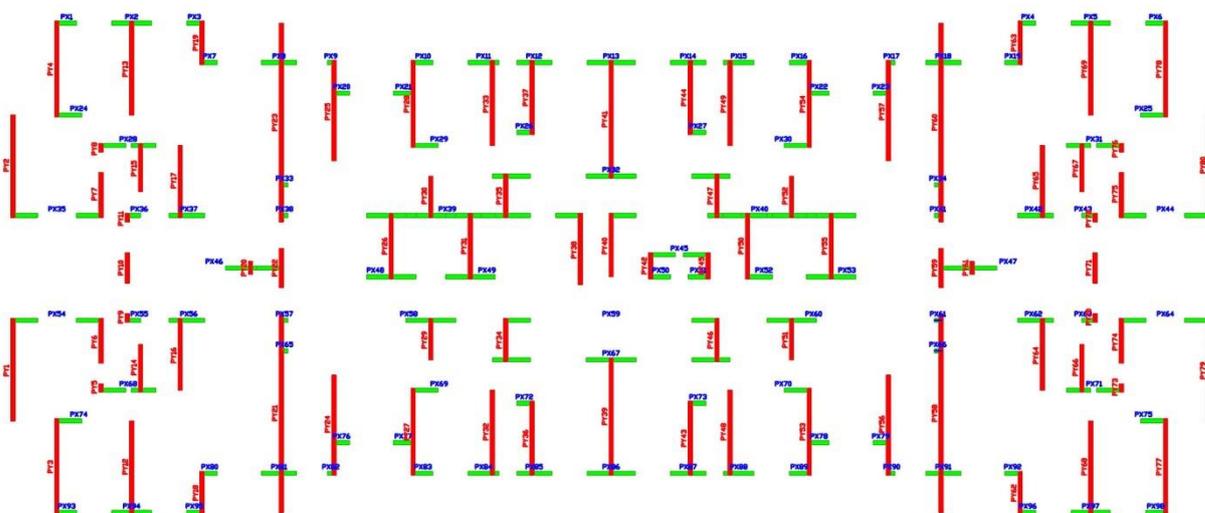


Figura 4.90 - Edifício Vita Belle: painéis de contraventamento para modelo AVBY

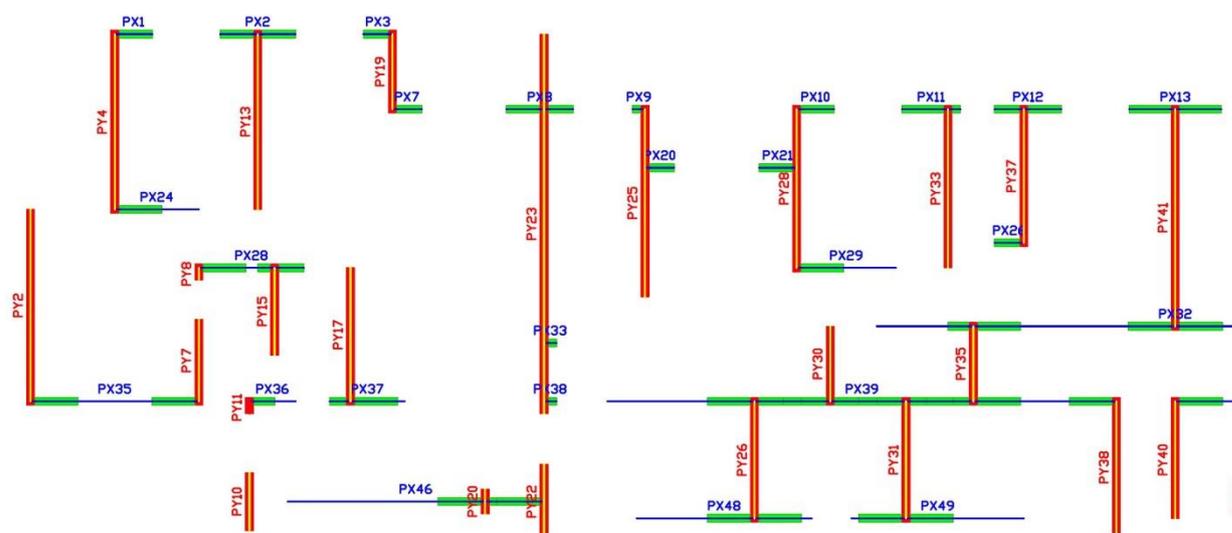


Figura 4.91 - Edifício Vita Belle: detalhe de painéis de contraventamento para modelo AVBY

Os parâmetros necessários para o cálculo das ações horizontais de vento e desaprumo, tal como este é apresentado na NBR 6123 (1988) -, são mostrados na Tabela 4.18.

Tabela 4.18 – Edifício Vita Belle: Dados para cálculo das ações devidas ao vento

Dados da ação do Vento	
$V_0$ (m/s)	45
S1	1,0
S3	1,00
Classe	B
Categoria	IV
Coeficiente de arrasto segundo X	0,86
Coeficiente de arrasto segundo Y	1,23
Dimensão normal a X (m)	16,94
Dimensão normal a Y (m)	40,94
Pé-direito (m)	2,70

O cálculo das forças devidas ao desaprumo seguem as expressões descritas na NBR 15961-1 (2011). A Tabela 4.19 apresenta as forças horizontais calculadas ao nível de cada pavimento da estrutura de alvenaria do Edifício Vita Belle, devidas ao vento e ao desaprumo, segundo as direções “X” e “Y”.

Tabela 4.19 – Edifício Vita Belle: Ações horizontais incidentes sobre a estrutura de alvenaria – vento e desaprumo

Forças horizontais sobre a estrutura de alvenaria						
Nível	Direção X			Direção Y		
	Fa Vento	Fa Desapr	Total	Fa Vento	Fa Desapr	Total
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
18	24,90	2,79	27,69	86,07	2,79	88,86
17	29,61	2,79	32,40	102,36	2,79	105,15
16	32,77	2,79	35,56	113,27	2,79	116,06
15	35,21	2,79	38,00	121,72	2,79	124,51
14	37,24	2,79	40,03	128,70	2,79	131,49
13	38,97	2,79	41,76	134,71	2,79	137,50
12	40,50	2,79	43,29	140,00	2,79	142,79
11	41,88	2,79	44,67	144,75	2,79	147,54
10	43,13	2,79	45,92	149,08	2,79	151,87
9	44,28	2,79	47,07	153,06	2,79	155,85
8	45,35	2,79	48,14	156,75	2,79	159,54
7	46,35	2,79	49,14	160,19	2,79	162,98
6	47,28	2,79	50,07	163,43	2,79	166,22
5	48,17	2,79	50,96	166,49	2,79	169,28
4	49,00	2,79	51,79	169,39	2,79	172,18
3	49,80	2,79	52,59	172,14	2,79	174,93
2	50,56	2,79	53,35	174,77	2,79	177,56
1	51,29	2,79	54,08	177,28	2,79	180,07
<b>TOTAL</b>	<b>756,29</b>	<b>50,22</b>	<b>806,51</b>	<b>2614,16</b>	<b>50,22</b>	<b>2664,38</b>

Essas forças foram aplicadas aos modelos numéricos AVBX e AVBY correspondentes, de maneira a conhecer o comportamento estrutural deste edifício face às ações horizontais.

O processamento dos modelos AVBX e AVBY forneceram as forças cortantes e momentos fletores na base (ou seja, na extremidade engastada) de cada painel de contraventamento. A Tabela 4.20 ilustra os esforços nas bases dos painéis de contraventamento dispostos segundo “X”, resultantes do modelo AVBX. Similarmente, os esforços nas bases dos painéis de contraventamento dispostos segundo “Y”, resultantes do modelo AVBY, estão representados na Tabela 4.21.

Tabela 4.20 - Edifício Vita Belle: esforços nas bases das paredes devidos às ações horizontais segundo a direção “X” – Modelo AVBX

Parede	Força Cortante	Momento Fletor	Parede	Força Cortante	Momento Fletor
	kN	kN.m		kN	kN.m
PX1	0,67	3,99	PX50	0,67	3,90
PX2	1,95	11,87	PX51	0,67	3,90
PX3	0,36	2,05	PX52	2,12	14,96
PX4	0,36	2,05	PX53	13,13	134,80
PX5	1,95	11,87	PX54	15,01	259,40
PX6	0,67	3,99	PX55	0,89	4,72
PX7	0,36	2,05	PX56	2,23	14,32
PX8	1,32	8,39	PX57	0,04	0,20
PX9	0,04	0,19	PX58	47,89	943,60
PX10	0,67	3,99	PX59	62,00	1948,00
PX11	1,33	8,05	PX60	47,89	943,60
PX12	1,47	8,61	PX61	0,04	0,20
PX13	3,17	21,03	PX62	2,23	14,32
PX14	1,47	8,61	PX63	0,89	4,72
PX15	1,33	8,05	PX64	15,01	259,40
PX16	0,67	3,99	PX65	0,04	0,20
PX17	0,04	0,19	PX66	0,04	0,20
PX18	1,32	8,39	PX67	102,80	4173,00
PX19	0,36	2,05	PX68	5,30	45,68
PX20	0,34	2,23	PX69	5,41	47,24
PX21	0,63	4,41	PX70	5,41	47,24
PX22	0,63	4,41	PX71	5,30	45,68
PX23	0,34	2,23	PX72	0,36	2,05
PX24	3,89	31,23	PX73	0,36	2,05
PX25	3,89	31,23	PX74	3,89	31,23
PX26	0,36	2,05	PX75	3,89	31,23
PX27	0,36	2,05	PX76	0,34	2,23
PX28	5,30	45,68	PX77	0,63	4,41
PX29	5,41	47,24	PX78	0,63	4,41
PX30	5,41	47,24	PX79	0,34	2,23
PX31	5,30	45,68	PX80	0,36	2,05
PX32	102,80	4173,00	PX81	1,32	8,39
PX33	0,04	0,20	PX82	0,04	0,19
PX34	0,04	0,20	PX83	0,67	3,99
PX35	15,01	259,40	PX84	1,33	8,05
PX36	0,89	4,72	PX85	1,47	8,61
PX37	2,23	14,32	PX86	3,17	21,03
PX38	0,04	0,20	PX87	1,47	8,61
PX39	73,54	2933,00	PX88	1,33	8,05
PX40	88,34	3847,00	PX89	0,67	3,99
PX41	0,04	0,20	PX90	0,04	0,19
PX42	2,23	14,32	PX91	1,32	8,39
PX43	0,89	4,72	PX92	0,36	2,05
PX44	15,01	259,40	PX93	0,67	3,99
PX45	7,20	94,46	PX94	1,95	11,87
PX46	27,95	562,00	PX95	0,36	2,05
PX47	27,95	562,00	PX96	0,36	2,05
PX48	13,13	134,80	PX97	1,95	11,87
PX49	12,77	130,10	PX98	0,67	3,99

Tabela 4.21 - Edifício Vita Belle: esforços nas bases das paredes devidos às ações horizontais segundo a direção “Y” – Modelo AVBY

Parede	Força Cortante	Momento Fletor	Parede	Força Cortante	Momento Fletor
	kN	kN.m		kN	kN.m
PY1	57,88	1237,00	PY41	74,61	3446,00
PY2	57,88	1237,00	PY42	3,86	59,43
PY3	52,25	1388,00	PY43	32,02	771,00
PY4	52,25	1388,00	PY44	32,02	771,00
PY5	0,12	0,86	PY45	3,86	59,43
PY6	11,24	139,60	PY46	11,43	259,00
PY7	11,24	139,60	PY47	11,43	289,40
PY8	0,12	0,86	PY48	40,77	803,50
PY9	0,11	0,76	PY49	40,77	803,50
PY10	3,32	26,27	PY50	24,99	728,40
PY11	0,11	0,76	PY51	8,97	133,00
PY12	48,58	1111,00	PY52	8,97	133,00
PY13	48,58	1111,00	PY53	40,49	1109,00
PY14	12,86	164,10	PY54	40,49	1109,00
PY15	12,86	164,10	PY55	24,83	920,50
PY16	29,38	540,60	PY56	50,35	915,50
PY17	29,38	540,60	PY57	50,35	915,50
PY18	11,27	165,60	PY58	176,70	7005,00
PY19	11,27	165,60	PY59	5,78	53,89
PY20	0,27	2,01	PY60	176,70	7005,00
PY21	176,70	7005,00	PY61	0,27	2,01
PY22	5,78	53,89	PY62	11,27	165,60
PY23	176,70	7005,00	PY63	11,27	165,60
PY24	50,35	915,50	PY64	29,38	540,60
PY25	50,35	915,50	PY65	29,38	540,60
PY26	24,83	920,50	PY66	12,86	164,10
PY27	40,49	1109,00	PY67	12,86	164,10
PY28	40,49	1109,00	PY68	48,58	1111,00
PY29	8,97	133,00	PY69	48,58	1111,00
PY30	8,97	133,00	PY70	0,11	0,76
PY31	24,83	920,50	PY71	3,32	26,27
PY32	40,77	803,50	PY72	0,11	0,76
PY33	40,77	803,50	PY73	0,12	0,86
PY34	11,43	259,00	PY74	11,24	139,60
PY35	11,17	331,20	PY75	11,24	139,60
PY36	32,02	771,00	PY76	0,12	0,86
PY37	32,02	771,00	PY77	52,25	1388,00
PY38	28,91	473,40	PY78	52,25	1388,00
PY39	74,61	3446,00	PY79	57,88	1237,00
PY40	22,93	347,60	PY80	57,88	1237,00

#### 4.5.2.3 Modelos numéricos para a estrutura de suporte em concreto armado

Mais uma vez, o Sistema GMPAE foi utilizado para gerar modelos numéricos acoplados da estrutura de alvenaria com a estrutura de suporte da edificação. Os parâmetros utilizados como dados de entrada no GMPAE para a geração deste modelo integrado estão ilustrados na Tabela 4.22.

Tabela 4.22 – Edifício Vita Belle: Dados da estrutura de alvenaria do primeiro nível e estrutura de concreto para modelagem da estrutura de transição

Dados da Estrutura de Alvenaria		Dados da Estrutura de Concreto	
fbk do primeiro nível (MPa)	18,0	fck (MPa)	30
Eficiência prisma / bloco	0,7	Coeficiente de Poison	0,2
Coeficiente de Poison	0,2	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	25
Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	16,0	Módulo de Elasticidade (kN/m <sup>2</sup> )	26070000
Módulo de Elasticidade (kN/m <sup>2</sup> )	10080000,0		
Mód. de Elast. Transversal (kN/m <sup>2</sup> )	5040000,0		

Foram gerados modelos numéricos destinados a analisar o comportamento da estrutura de transição sob ações verticais e horizontais.

Os modelos da estrutura de transição destinados à análise do comportamento sob ações verticais são: o modelo PVB considera as cargas verticais distribuídas, calculadas nas bases das paredes, aplicadas diretamente sobre as vigas de transição do pilotis; e, o modelo PVBA, que considera as cargas distribuídas, calculadas nas bases das paredes, aplicadas sobre o topo das paredes do 1º nível do edifício.

Quanto ao impacto das ações horizontais sobre a estrutura de transição, estas foram analisadas através de quatro modelos:

- Dois modelos nos quais os carregamentos resultantes são aplicados diretamente sobre as vigas de transição, sendo um modelo voltado às ações segundo a direção “X” – modelo PVBX -, e o outro voltado às ações segundo a direção “Y” – modelo PVBY;
- Dois modelos nos quais os carregamentos oriundos do vento e desaprumo são aplicados sobre o topo de um pavimento em alvenaria, sendo um modelo destinado às ações segundo a direção “X” – modelo PVBAX -, e o outro relacionado às ações segundo a direção “Y” – modelo PVBAY.

Conforme explica Paes (2008), as ações horizontais são aplicadas aos modelos numéricos elaborados através de forças nodais verticais. Essas forças nodais são calculadas de maneira a reproduzir o diagrama de tensões normais que ocorre na seção transversal localizada na extremidade engastada de cada painel de contraventamento. Assim, em última

análise, as forças nodais verticais reproduzem estaticamente o momento fletor que age na base de cada painel, causado pelas ações horizontais.

A Figura 4.92 ilustra a aplicação de forças nodais verticais nos modelos numéricos, de forma a representar os momentos fletores nas bases dos painéis de contraventamento.

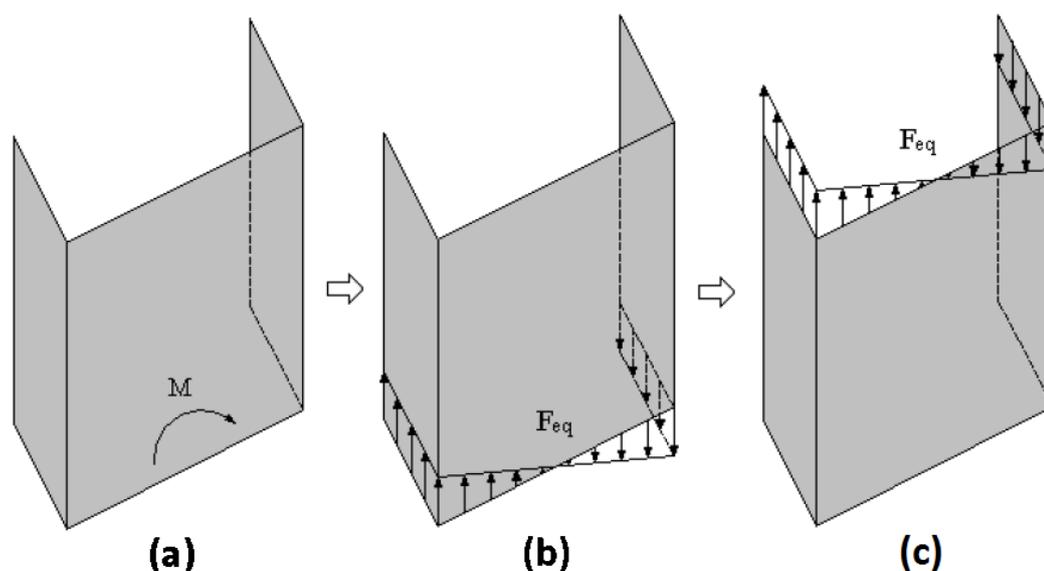


Figura 4.92 - Forças nodais equivalentes ao momento causado pelas ações horizontais: (a) Momento fletor causado pelas ações horizontais; (b) Forças equivalentes aplicadas sobre as vigas de suporte, ignorando o efeito arco; (c) Forças equivalentes aplicadas no topo de um pavimento, considerando o efeito arco (PAES, 2008)

O *Modelo 1*, que não contempla o efeito arco, é composto pelo modelo PVB - que analisa as ações verticais -, e pelos modelos PVBX e PVBY - que analisam as ações horizontais. Já o *Modelo 2*, que considera este efeito, é composto pelo modelo PVBA - que analisa as ações verticais -, e pelos modelos PVBAX e PVBA - que analisam as ações horizontais. Os modelos PVB e PVBA estão representados, respectivamente, nas Figuras 4.93 e 4.94.

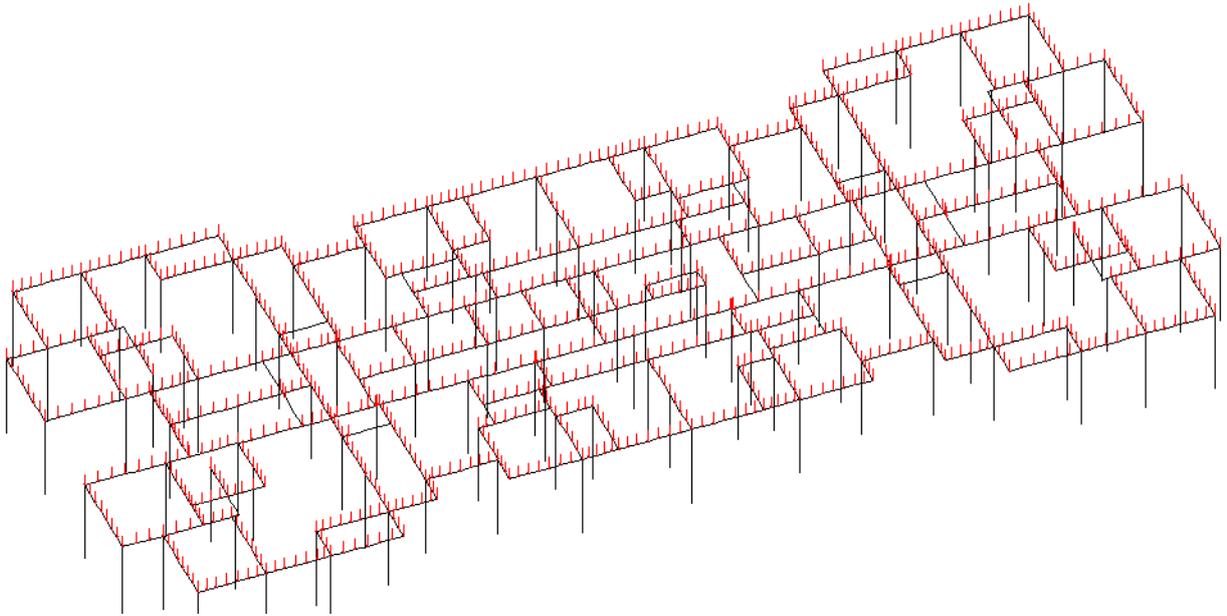


Figura 4.93 – Edifício Vita Belle: modelo PVB, não considera efeito arco

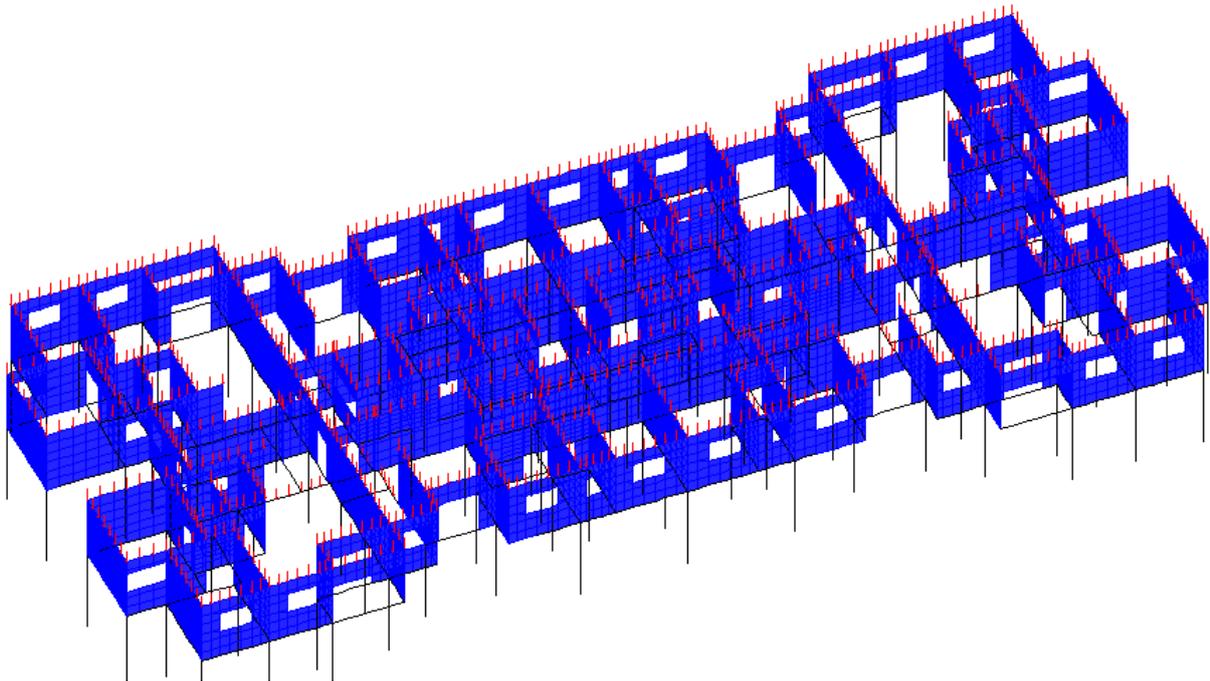


Figura 4.94 - Edifício Vita Belle: modelo PVBA, considera efeito arco

#### 4.5.3 Análise das regiões de concentração de tensões nas alvenarias

A análise dos resultados produzidos pelos modelos com e sem efeito arco é precedida pela verificação das tensões de compressão nas paredes de alvenaria do 1º pavimento, quando

da aplicação do efeito arco, particularmente nas proximidades das barras representativas dos pilares, onde ocorrem concentrações de tensões importantes.

As tensões de compressão nas paredes do 1º nível do Edifício Vita Belle, geradas pelo modelo PVBA, estão ilustradas na Figura 4.95. Mais uma vez, é nítida a formação dos arcos nas paredes, assim como as regiões de concentração de tensões nas proximidades dos apoios discretos. A parede onde ocorre a tensão de compressão mais pronunciada está destacada na imagem e aparece ampliada ao lado da legenda.

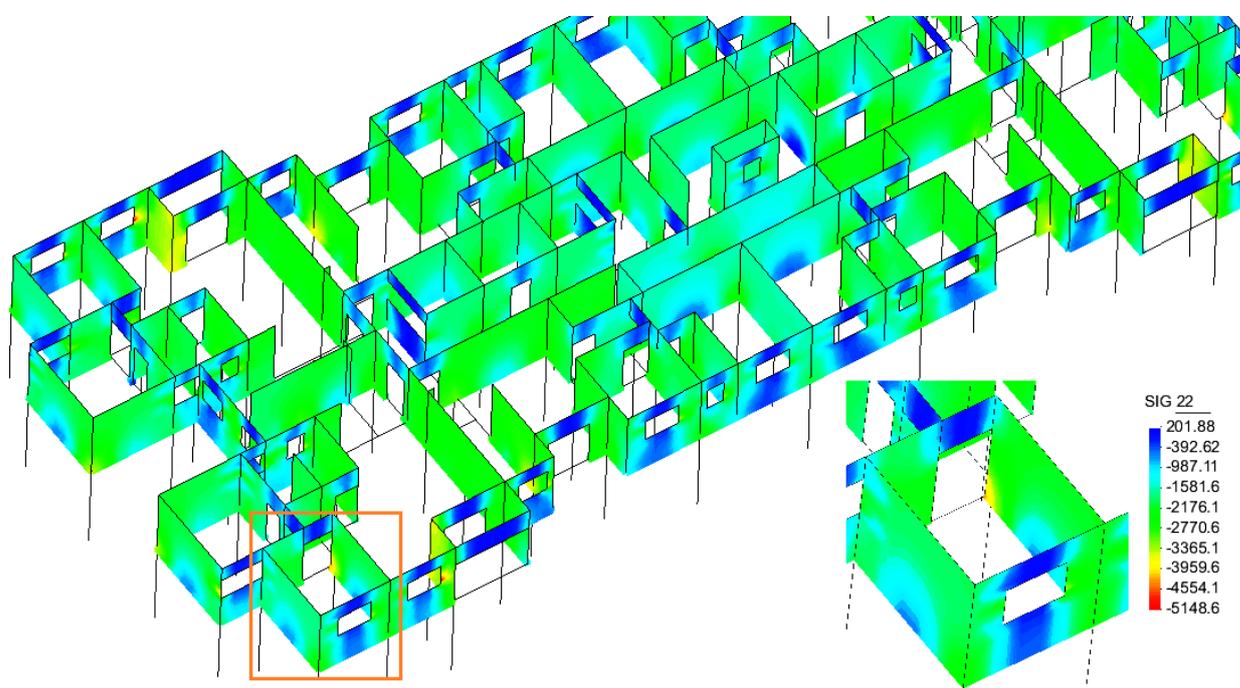


Figura 4.95 - Edifício Vita Belle: Tensões verticais nas paredes do 1º nível, valores em KPa

Para identificar a maior tensão atuante, novamente aplicou-se o princípio de Saint-Venant, tomando-se por representativa a tensão detectada a uma distância de três vezes a menor dimensão do apoio em questão. No caso deste edifício, os pilares têm menor dimensão de 19 cm. Portanto, a máxima tensão atuante foi identificada a cerca de 60 cm do nó representativo do pilar, na fronteira entre as cores amarelo e verde, na parede mostrada em destaque. O valor desta tensão é de aproximadamente 3,37 MPa, em valor característico. A segurança dessa parede frente à concentração de tensões pode ser avaliada pelo item 11.2.3 na NBR 15961-1 (2011), que trata de tensões de compressão em regiões de aplicação de forças concentradas.

O cálculo da tensão de compressão máxima que pode ser admitida nas paredes do 1º nível deste edifício está apresentado na Tabela 4.23. O parâmetro "Eficiência prisma / bloco" foi estimado em 0,61, refletindo a perda de eficiência que ocorre para blocos de maior resistência.

Tabela 4.23 – Edifício Vita Belle: Cálculo da máxima tensão de compressão nas paredes, nas proximidades de apoios discretos

fbk do primeiro nível (MPa)	Eficiência prisma / bloco - fpk/fbk	fpk do primeiro nível (MPa)	fk do primeiro nível (MPa)	fd do primeiro nível (MPa)	Tensão máxima de compressão próximo aos apoios - 1,5 x fd (Mpa)
18,00	0,61	10,98	7,69	3,84	5,76

A tensão de compressão máxima observada pelo modelo numérico, de cerca de 3,37 MPa, deve ser majorada por  $\gamma_f(1,4)$ , levando a um valor de cálculo de 4,72 MPa. Este valor é inferior à tensão limite calculada de acordo com a NBR 15961-1 (2011), que é de 5,76 MPa. Assim, pode-se admitir que as paredes do 1º nível do Edifício Vita Belle estão em condições aceitáveis, do ponto de vista de concentração de tensões de compressão causadas pelo efeito arco.

#### 4.5.4 Comparações entre resultados nas vigas: Modelo PVB x Modelo PVBA

Para uma análise comparativa entre resultados obtidos pelo *Modelo 1* e pelo *Modelo 2*, foram escolhidas 5 vigas da estrutura de transição do Edifício Vita Belle.

Novamente, foi preciso alterar as seções transversais de algumas vigas para viabilizar o dimensionamento, no caso do modelo sem efeito arco. O projeto original, no qual as vigas foram dimensionadas com efeito arco, contava com três diferentes seções transversais: 14 x 70, 19 x 70 e 19 x 90. No dimensionamento realizado a partir do modelo sem efeito arco, algumas vigas de 19 x 70 tiveram seção alterada para 19 x 90 ou 19 x 110. Algumas vigas que tinham 19 x 90 no projeto original também foram alteradas para 19 x 110, quando analisadas sem o efeito arco. Portanto, a comparação entre os modelos com e sem efeito arco resulta em diferentes quantidades de concreto e formas, além das diferenças em termos de armadura.

A Tabela 4.24 resume todas as seções transversais empregadas para dimensionamento das vigas de suporte da estrutura de alvenaria nas duas situações estudadas: *Modelo 1*, sem efeito arco, que abrange os modelos PVB, PVBX e PVBY; e, o *Modelo 2*, que considera o efeito arco, abrangendo os modelos PVBA, PVBAX e PVBAY.

Tabela 4.24 – Edifício Vita Belle: seções transversais das vigas de suporte

	<i>Modelo</i> <i>1</i>	<i>Modelo</i> <i>2</i>		<i>Modelo</i> <i>1</i>	<i>Modelo</i> <i>2</i>		<i>Modelo</i> <i>1</i>	<i>Modelo</i> <i>2</i>
V1	19 x 70	19 x 70	V39	19 x 90	19 x 90	V77	19 x 70	19 x 70
V2	19 x 70	19 x 70	V40	19 x 110	19 x 90	V78	19 x 70	19 x 70
V3	19 x 90	19 x 90	V41	19 x 90	19 x 90	V79	19 x 70	19 x 70
V4	19 x 110	19 x 90	V42	19 x 70	19 x 70	V80	19 x 70	19 x 70
V5	19 x 90	19 x 90	V43	19 x 70	19 x 70	V81	19 x 70	19 x 70
V6	19 x 70	19 x 70	V44	19 x 90	19 x 70	V82	19 x 70	19 x 70
V7	19 x 70	19 x 70	V45	19 x 90	19 x 70	V83	19 x 70	19 x 70
V8	19 x 90	19 x 70	V46	19 x 90	19 x 70	V84	19 x 70	19 x 70
V9	19 x 90	19 x 70	V47	19 x 90	19 x 70	V85	19 x 70	19 x 70
V10	19 x 70	19 x 70	V48	19 x 70	19 x 70	V86	19 x 70	19 x 70
V11	19 x 70	19 x 70	V49	19 x 70	19 x 70	V87	19 x 90	19 x 90
V12	19 x 70	19 x 70	V50	19 x 70	19 x 70	V88	19 x 90	19 x 90
V13	19 x 90	19 x 90	V51	19 x 110	19 x 70	V89	19 x 110	19 x 90
V14	19 x 90	19 x 90	V52	19 x 110	19 x 70	V90	19 x 70	19 x 70
V15	19 x 70	19 x 70	V53	19 x 110	19 x 90	V91	19 x 70	19 x 70
V16	19 x 90	19 x 70	V54	19 x 110	19 x 90	V92	19 x 90	19 x 90
V17	19 x 70	19 x 70	V55	19 x 70	19 x 70	V93	19 x 90	19 x 90
V18	19 x 70	19 x 70	V56	19 x 70	19 x 70	V94	14 x 70	14 x 70
V19	19 x 110	19 x 90	V57	19 x 70	19 x 70	V95	19 x 110	19 x 90
V20	19 x 70	19 x 70	V58	19 x 70	19 x 70	V96	19 x 110	19 x 90
V21	19 x 70	19 x 70	V59	19 x 70	19 x 70	V97	19 x 90	19 x 90
V22	19 x 70	19 x 70	V60	19 x 110	19 x 90	V98	19 x 110	19 x 90
V23	19 x 70	19 x 70	V61	19 x 70	19 x 70	V99	19 x 70	19 x 70
V24	19 x 90	19 x 90	V62	19 x 110	19 x 90	V100	19 x 70	19 x 70
V25	19 x 90	19 x 90	V63	19 x 110	19 x 90	V101	19 x 70	19 x 70
V26	19 x 70	19 x 70	V64	14 x 70	14 x 70	V102	19 x 70	19 x 70
V27	19 x 70	19 x 70	V65	19 x 90	19 x 90	V103	19 x 70	19 x 70
V28	19 x 90	19 x 70	V66	19 x 90	19 x 90	V104	19 x 110	19 x 90
V29	19 x 70	19 x 70	V67	19 x 70	19 x 70	V105	19 x 100	19 x 90
V30	19 x 90	19 x 90	V68	19 x 70	19 x 70	V106	19 x 110	19 x 70
V31	19 x 90	19 x 90	V69	14 x 70	14 x 70	V107	19 x 110	19 x 70
V32	19 x 70	19 x 70	V70	19 x 90	19 x 90	V108	19 x 70	19 x 70
V33	19 x 70	19 x 70	V71	19 x 90	19 x 90	V109	19 x 70	19 x 70
V34	19 x 70	19 x 70	V72	19 x 70	19 x 70	V110	19 x 70	19 x 70
V35	19 x 90	19 x 70	V73	19 x 70	19 x 70	V111	19 x 90	19 x 70
V36	19 x 90	19 x 70	V74	19 x 70	19 x 70	V112	19 x 90	19 x 70
V37	19 x 70	19 x 70	V75	14 x 70	14 x 70	V113	19 x 90	19 x 70
V38	19 x 70	19 x 70	V76	19 x 70	19 x 70	V114	19 x 90	19 x 70

Para cada uma das cinco vigas apresentadas detalhadamente a seguir, são exibidos os diagramas de força cortante, momento fletor e deslocamentos verticais, comparando-se os resultados encontrados pelo modelo PVB e pelo modelo PVBA. Para simplificar a análise comparativa, somente os modelos relacionados às ações verticais são analisados em termos de esforços solicitantes e flechas. Na sequência, também são apresentados os desenhos de armação obtidos para cada viga segundo os dois modelos – para o dimensionamento e detalhamento das armaduras foram devidamente considerados os modelos resultantes das ações horizontais.

#### 4.5.4.1 Viga V8

A viga V8 é composta por dois vãos, apoiando-se diretamente sobre três pilares. O primeiro vão não recebe nenhum carregamento, pois está integralmente sob uma abertura de janela. No segundo vão, a V8 serve de suporte à V49. No tramo entre o pilar central e o encontro com a V49, a V8 está sob a ação do carregamento de uma parede estrutural. No tramo final, entre o encontro com a V49 e o apoio de extremidade, a V8 não está submetida a nenhum carregamento proveniente de parede, já que se encontra sob uma abertura de porta.

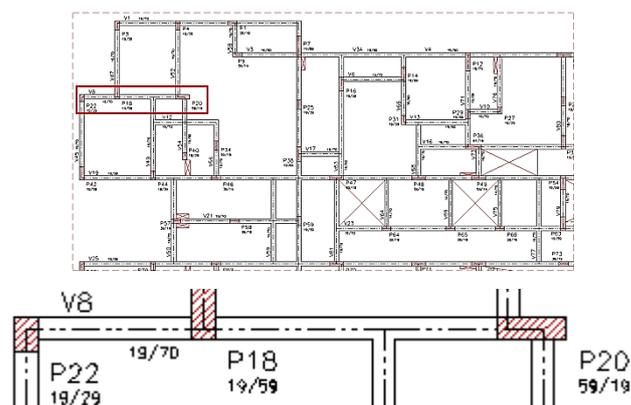


Figura 4.96 – Edifício Vita Belle: localização da viga V8

As Figuras 4.97, 4.98 e 4.99 apresentam os diagramas de esforços solicitantes e deslocamentos verticais obtidos através dos modelos PVB e PVBA para a viga V8.

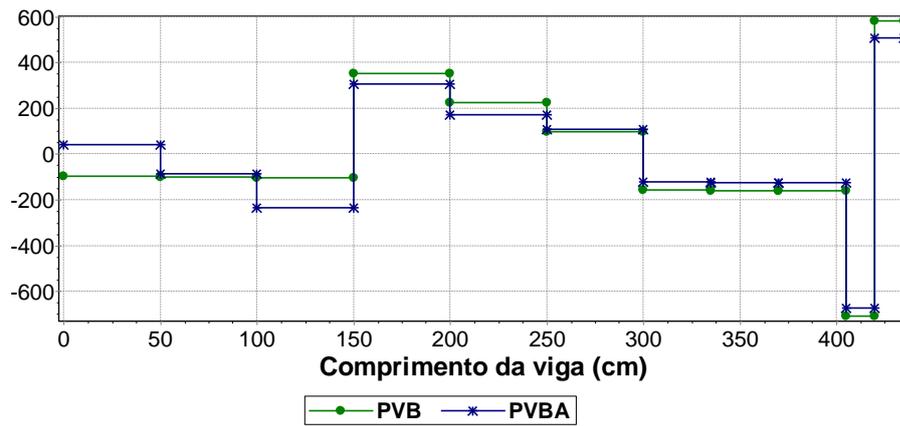


Figura 4.97 – Força cortante - viga V8 – Modelo PVB x Modelo PVBA

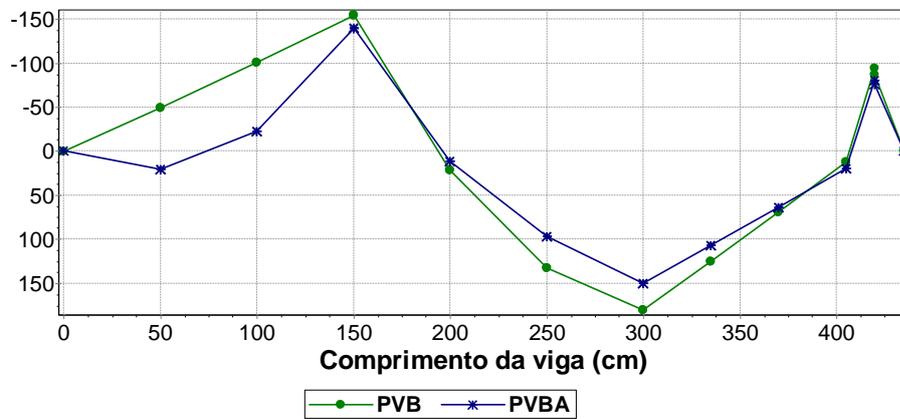


Figura 4.98 – Momento fletor - viga V8 – Modelo PVB x Modelo PVBA

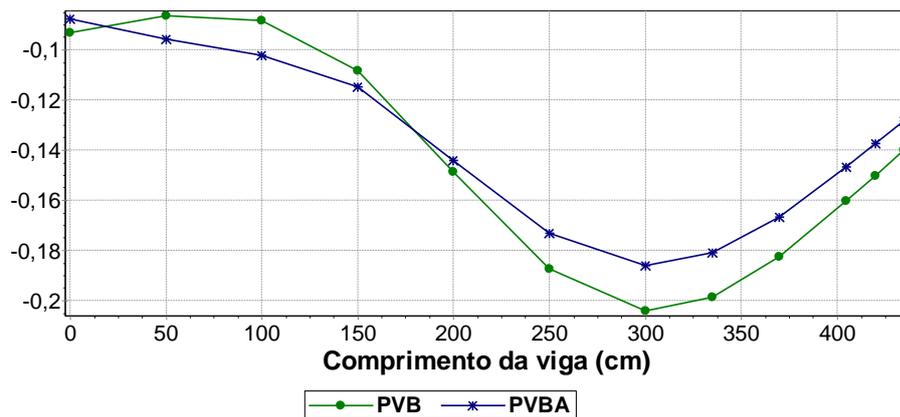


Figura 4.99 – Deslocamentos verticais - viga V8 – Modelo PVB x Modelo PVBA

Os diagramas evidenciam que a presença de aberturas de janelas e portas na parede sobre a V8 diminui muito a importância do efeito arco, tornando as diferenças entre os dois modelos quase imperceptíveis.

No primeiro vão da V8, a força cortante obtida pelo modelo PVBA tem sinal contrário ao obtido pelo modelo PVB no tramo próximo ao primeiro apoio (P22), com intensidade menor. No mesmo vão, nas imediações do apoio central (P18), o modelo com efeito arco resulta em uma força cortante 120% maior que aquela obtida através do modelo convencional. Já no segundo vão, as cortantes resultantes do *Modelo 2* são sempre inferiores às obtidas pelo *Modelo 1*, mas as diferenças são irrelevantes, atingindo no máximo 13%, nas adjacências do terceiro apoio (P20).

O diagrama de momentos fletores também mostra benefícios discretos devidos à ação do efeito arco. Ao longo do primeiro vão, que está praticamente todo submetido a momentos fletores negativos, o modelo PVBA resulta sempre em esforços inferiores aos resultantes do modelo PVB. Sobre o apoio central, o momento obtido pelo *Modelo 2* é 9% inferior àquele obtido pelo *Modelo 1*. A mesma tendência se mantém ao longo do segundo vão – na seção de momento máximo, a consideração do efeito arco reduz o momento positivo em 17%.

O comportamento dos diagramas de deslocamentos verticais confirma que a presença de aberturas nas paredes sobre o primeiro vão compromete os benefícios do efeito arco. Ao longo do primeiro vão, o modelo PVBA resulta em flechas maiores que aquelas obtidas pelo modelo clássico. A tendência se inverte no segundo vão, nas proximidades do apoio central. Na seção onde se observa a flecha máxima, o *Modelo 2* conduz a um deslocamento 9% inferior ao obtido através do *Modelo 1*.

As Figuras 4.100 e 4.101 ilustram os desenhos de armação obtidos para a viga V8, a partir do *Modelo 1* e do *Modelo 2*.

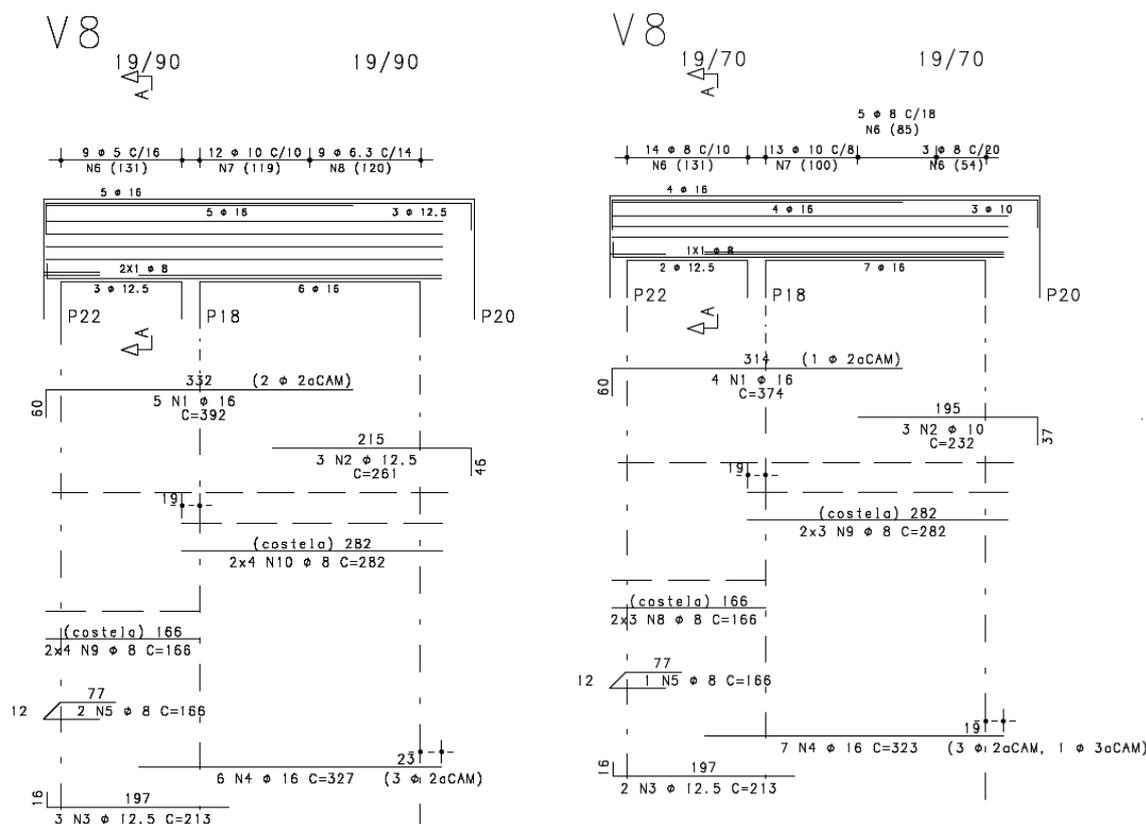


Figura 4.100 - Desenho de armação – viga V8 – Modelos PVB, PVBX e PVBY

Figura 4.101 - Desenho de armação – viga V8 – Modelos PVBA, PVBAX e PVBAY

Em termos de armaduras transversais, a consideração do efeito arco não trouxe nenhum benefício para a V8. O fato de o *Modelo 2* empregar uma seção transversal menor que a empregada pelo *Modelo 1* conduziu a um aumento na quantidade de estribos. No primeiro vão, eles passam de  $\phi 5$  c/ 16 ( $2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 8$  c/ 10 ( $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), equivalente a um aumento de 300%. No segundo vão, ocorrem aumentos menos expressivos da quantidade de armaduras transversais: de  $\phi 10$  c/ 10 ( $16,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 10$  c/ 8 ( $20,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) nas adjacências do pilar P18, o que equivale a 25%; e, nas adjacências do P20, de  $\phi 6,3$  c/ 14 ( $4,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 8$  c/ 20 ( $5,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), resultando num acréscimo de 11%.

Por outro lado, há ligeira economia de armaduras negativas quando se adota o modelo com efeito arco: elas passam de  $5 \phi 16$  ( $10,0 \text{ cm}^2$ ) para  $4 \phi 16$  ( $8,0 \text{ cm}^2$ ) sobre os apoios esquerdo e central, ou seja, 20% de diminuição; e, de  $3 \phi 12,5$  ( $3,75 \text{ cm}^2$ ) para  $3 \phi 10$  ( $2,4 \text{ cm}^2$ ) sobre o apoio direito, o que equivale a 36% de redução. Quanto às armaduras positivas, o *Modelo 2* proporciona economia no primeiro vão – redução de  $3 \phi 12,5$  ( $3,75 \text{ cm}^2$ ) para  $2 \phi 12,5$  ( $2,5 \text{ cm}^2$ ), ou 33% a menos -, mas leva a um leve acréscimo de armaduras (17%) no segundo vão, no qual elas passam de  $6 \phi 16$  ( $12,0 \text{ cm}^2$ ) para  $7 \phi 16$  ( $14,0 \text{ cm}^2$ ).

Embora a redução de seção transversal já seja um ganho significativo, é nítido que a existência de aberturas de janela e porta na parede sobre a viga V8 inibe a plena formação de arcos e reduz o impacto deste efeito para o dimensionamento da viga.

#### 4.5.4.2 Viga V13

A viga V13 possui um único vão. Ela apoia-se em um pilar (P31) em sua extremidade esquerda, e sobre a viga V71 na outra extremidade. A V13 está submetida à ação de uma parede estrutural na maior parte da sua extensão, e está sob uma abertura de porta no tramo adjacente ao encontro com a V71. Ela também funciona como apoio à viga V68.

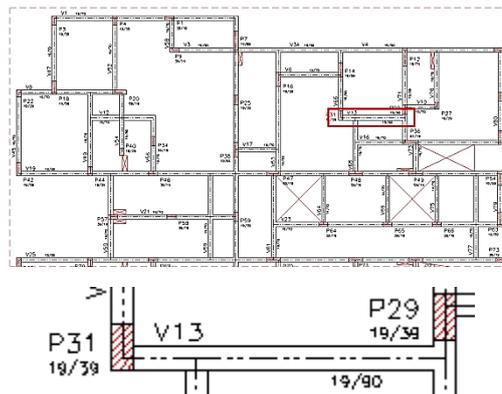


Figura 4.102 – Edifício Vita Belle: localização da viga V13

Os diagramas de força cortante, momento fletor e deslocamentos verticais da V13, resultantes dos modelos PVB e PVBA, são apresentados, respectivamente, nas Figuras 4.103, 4.104 e 4.105.

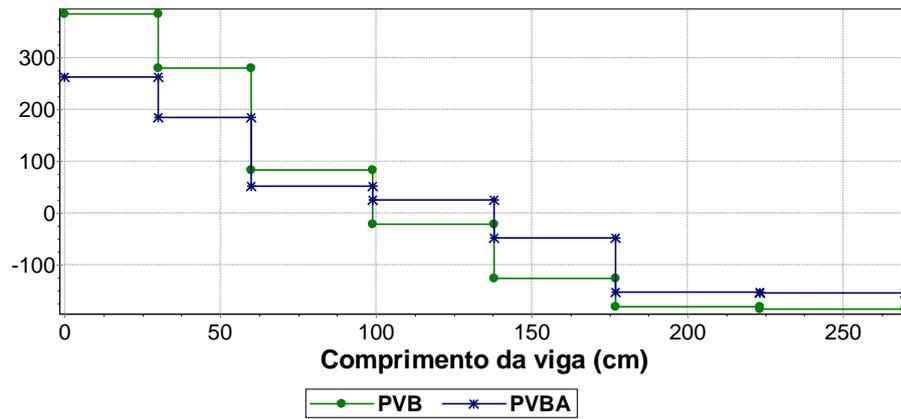


Figura 4.103 – Força cortante - viga V13 – Modelo PVB x Modelo PVBA

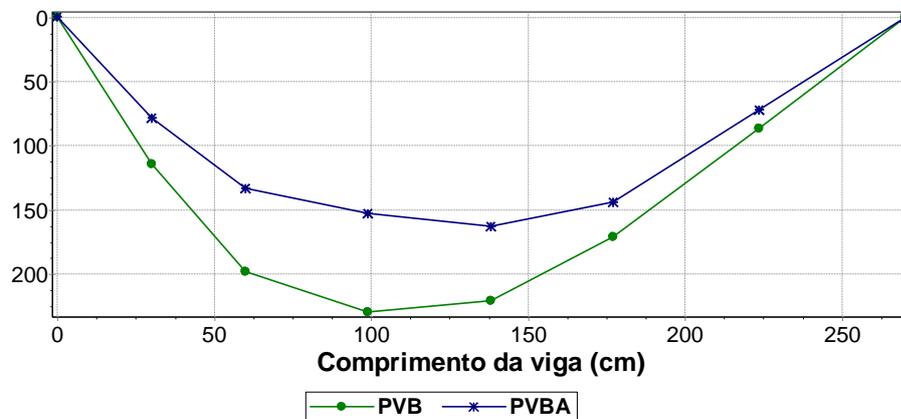


Figura 4.104 – Momento fletor - viga V13 – Modelo PVB x Modelo PVBA

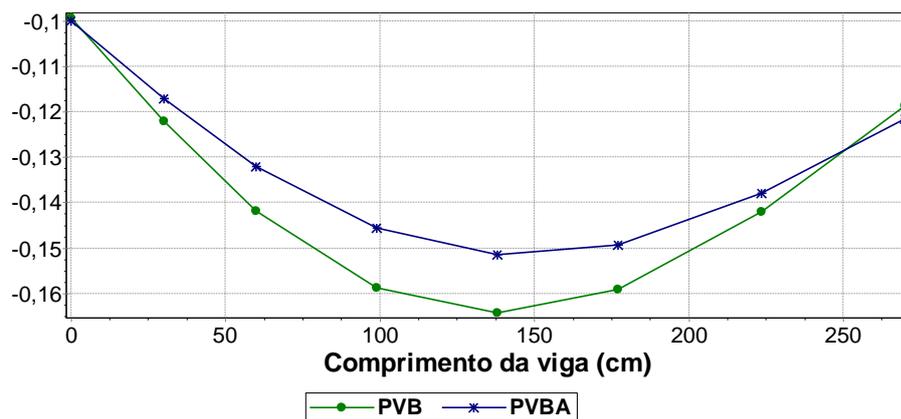


Figura 4.105 – Deslocamentos verticais - viga V13 – Modelo PVB x Modelo PVBA

Os diagramas atestam que o efeito arco tem impacto relevante sobre os esforços e deslocamentos da viga V13.

O modelo PVBA leva a uma redução de forças cortantes em toda extensão da V13. Sobre o primeiro apoio, a cortante obtida com o uso do efeito arco é 32 % inferior à obtida pelo modelo tradicional. Sobre o segundo apoio, essa redução é de 17%. A diminuição porcentual do benefício resultante do efeito arco, que é nítida quando se visualiza os digramas de cortante, é explicada pela existência de uma abertura de porta na parede que se apoia sobre a viga, bem ao lado do apoio extremo direito, e pelo próprio fato deste apoio – viga V71 - proporcionar uma rigidez menor que o apoio direto proporciona.

Os momentos obtidos considerando o efeito arco também são inferiores aos obtidos pelo modelo convencional, em toda a extensão da V13. No meio do vão, constata-se uma diminuição expressiva do momento fletor máximo: o momento resultante do *Modelo 2* é 29% inferior ao resultante do *Modelo 1*.

Os deslocamentos verticais resultantes do modelo PVBA são inferiores aos oriundos do modelo PVB em quase toda a extensão da V13 – a tendência se inverte apenas nas imediações do segundo apoio, por conta da presença da abertura de porta na parede sobre essa região. A flecha máxima obtida empregando-se o efeito arco é 8% inferior àquela obtida sem a consideração deste fenômeno.

Os desenhos de armação que resultaram para a viga V13, a partir do *Modelo 1* e do *Modelo 2*, estão ilustrados nas Figuras 4.106 e 4.107.

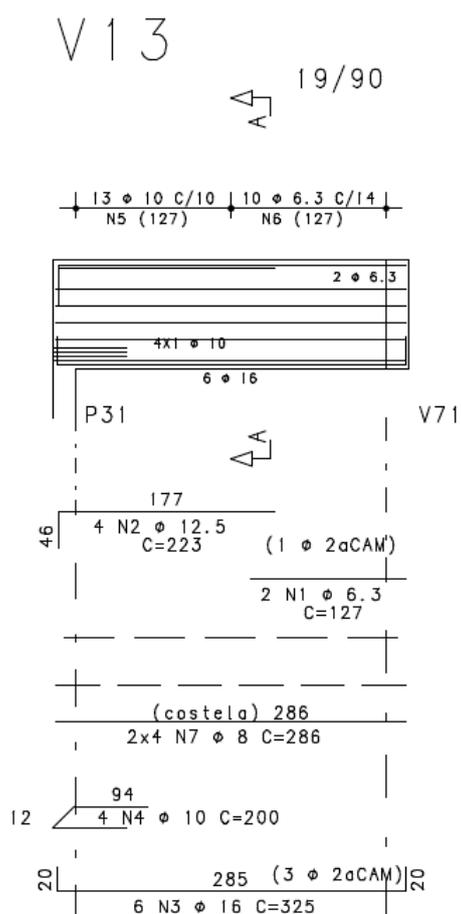


Figura 4.106 - Desenho de armação – viga V13 – Modelos PVB, PVBX e PVBY

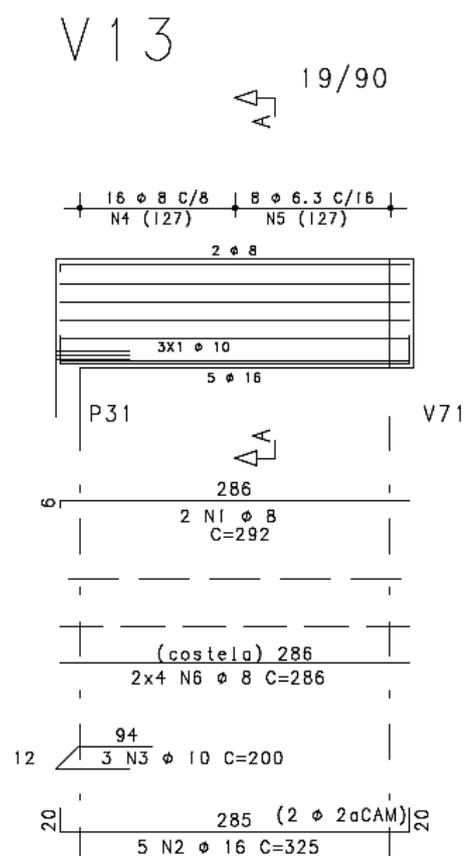


Figura 4.107 - Desenho de armação – viga V13 – Modelos PVBA, PVBAX e PVBAY

A V13 não passa por nenhuma alteração de seção transversal ao se considerar o efeito arco. Assim, todos os benefícios resultantes de sua aplicação se manifestam nas armaduras dimensionadas e detalhadas.

Nas imediações do pilar P31, há diminuição de armaduras transversais, que passam de  $\phi 10$  c/ 10 ( $16,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 8$  c/ 8 ( $12,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), o que representa 22% de redução. Já nas imediações do apoio extremo direito, o benefício trazido pelo *Modelo 2* em relação aos estribos é mais discreto, confirmando o que foi constatado na análise do digrama de força cortante: eles passam de  $\phi 6,3$  c/ 14 ( $4,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 6,3$  c/ 16 ( $3,94 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), ou seja, 12,5% a menos.

A adoção do *Modelo 2* também conduz a uma leve redução de armaduras positivas: em toda a extensão da V13, elas passam de  $6 \phi 16$  ( $12,0 \text{ cm}^2$ ) para  $5 \phi 16$  ( $10,0 \text{ cm}^2$ ), o que equivale a uma diminuição de 17%.

## 4.5.4.3 Viga V47

A V47 é uma viga biapoiada, de vão único. Apoiada sobre pilares em suas duas extremidades, ela está sob a ação de uma parede estrutural ao longo de toda a sua extensão.

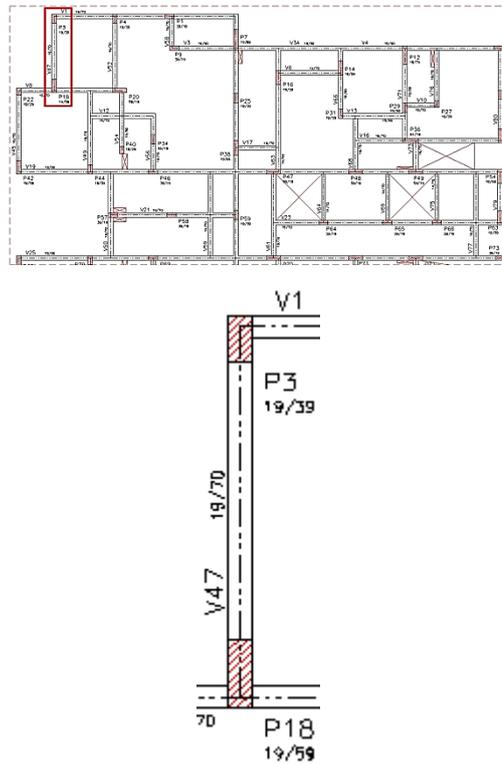


Figura 4.108 – Edifício Vita Belle: localização da viga V47

As Figuras 4.109, 4.110 e 4.111 apresentam os diagramas de força cortante, momento fletor e deslocamentos verticais da viga V47, de acordo com os modelos PVB e PVBA.

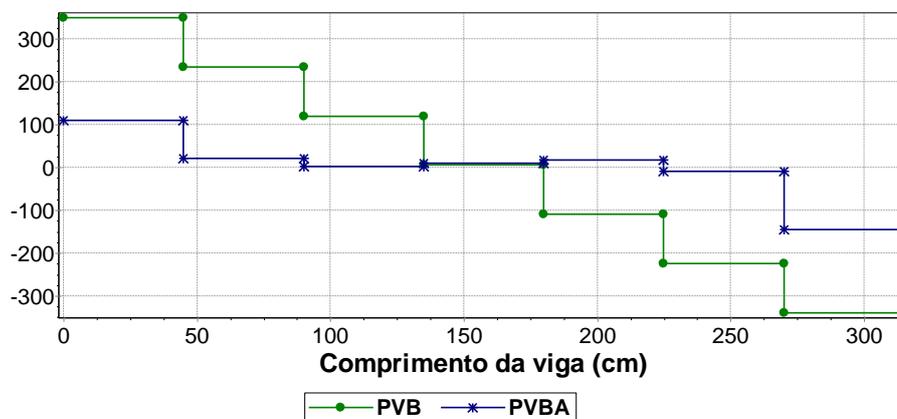


Figura 4.109 – Força cortante - viga V47 – Modelo PVB x Modelo PVBA

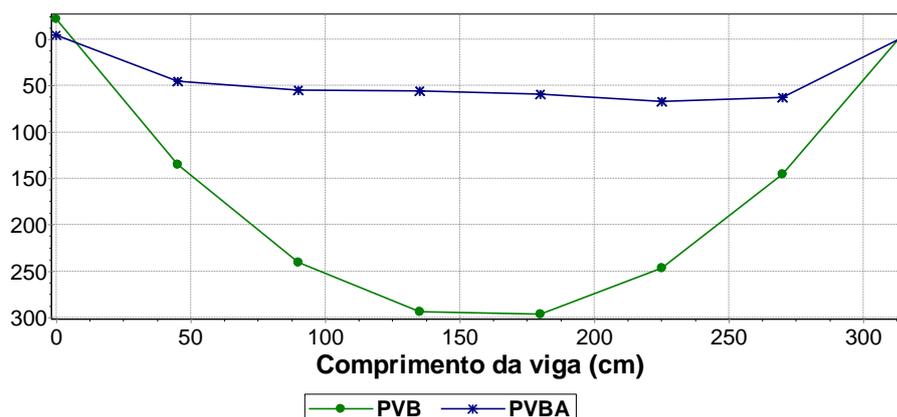


Figura 4.110 – Momento fletor - viga V47 – Modelo PVB x Modelo PVBA

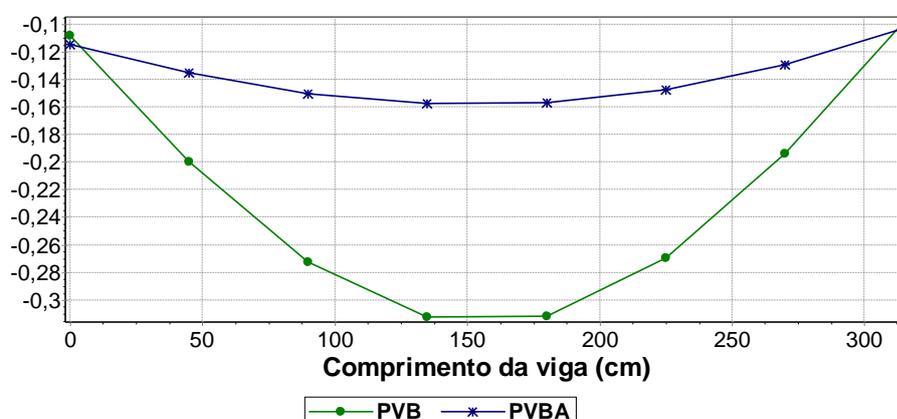


Figura 4.111 – Deslocamentos verticais - viga V47 – Modelo PVB x Modelo PVBA

Percebe-se que a presença de uma parede estrutural íntegra, sem nenhum tipo de abertura, sobre toda a extensão da V47, permite a formação do efeito arco com seu potencial máximo, gerando grandes reduções de esforços solicitantes e flechas.

O *Modelo 2* conduz a forças cortantes inferiores às obtidas pelo *Modelo 1* ao longo de toda a viga, especialmente nas regiões de cortantes máximas. Sobre o apoio de extremidade esquerda, o modelo PVBA proporciona uma cortante 69% menor que a resultante do modelo PVB. Sobre o segundo apoio, esta redução chega a 57%.

Observa-se igualmente uma redução drástica do momento fletor positivo máximo, ao se levar em conta o efeito arco. O momento máximo oriundo do modelo PVBA é 77% menor que o proveniente do modelo PVB, e há redução expressiva dos momentos em praticamente toda a extensão da viga.

Também há diminuição enorme de flechas ao longo da V47, quando se adota o *Modelo 2*. Na seção mais crítica, a flecha máxima obtida com a consideração do efeito arco chega a ser 50% menor que a obtida pelo modelo convencional.

As Figuras 4.112 e 4.113 ilustram os desenhos de armação da V47, resultantes da aplicação dos modelos PVB, PVBX e PVBY - que ignoram o efeito arco -, e dos modelos PVBA, PVBAX e PVBAY - que o levam em consideração.

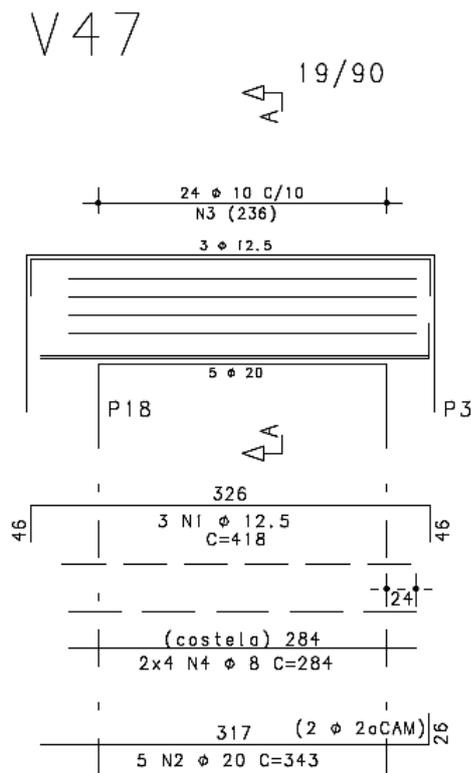


Figura 4.112 - Desenho de armação – viga V47 – Modelos PVB, PVBX e PVBY

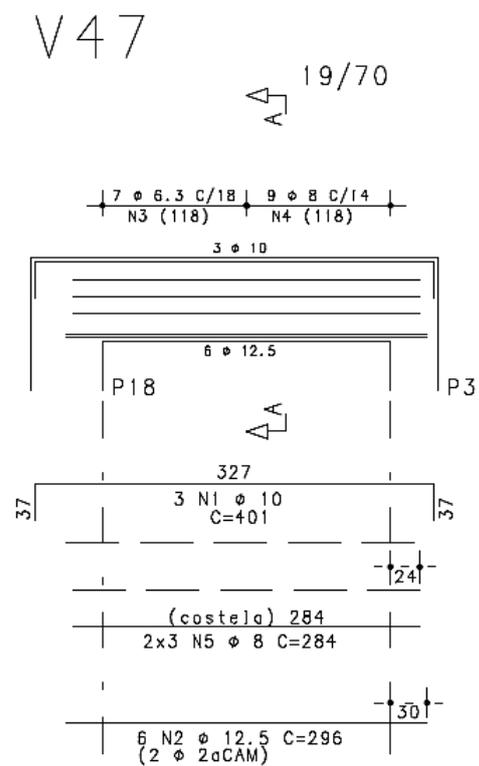


Figura 4.113 - Desenho de armação – viga V47 – Modelos PVBA, PVBAX e PVBAY

Como os diagramas de esforços mostram, a V47 é extremamente beneficiada pela adoção do *Modelo 2*. Além da diminuição da seção transversal, ocorrem igualmente importantes reduções de armaduras.

Nas imediações do pilar P18, os estribos passam de  $\phi 10$  c/ 10 ( $16,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 6,3$  c/ 18 ( $3,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), o que equivale a 78% de diminuição. Já nas proximidades do P3, eles passam de  $\phi 10$  c/ 10 ( $16,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 8$  c/ 14 ( $7,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), resultando numa redução de 55%.

Percebe-se uma grande diminuição de armaduras negativas, devida à redução da armadura mínima necessária, que é vinculada à área da seção transversal. Em relação às armaduras positivas, a diminuição de armaduras é proporcionada pelo emprego do efeito arco: passa-se de 5  $\phi$  20 (15,7 cm<sup>2</sup>) para 6  $\phi$  12,5 (7,5 cm<sup>2</sup>), caracterizando uma economia de 52% de aço.

#### 4.5.4.4 Viga V49

A viga V49 tem um único vão, apoiando-se diretamente sobre um pilar em sua extremidade esquerda, e sobre a viga V8 em sua extremidade direita. A V49 também serve de apoio à viga V12. Embora seja submetida à ação de paredes estruturais na maior parte da sua extensão, ela também está sob duas aberturas de portas pelas quais não há transmissão de carregamentos, estando ambas as aberturas nas adjacências do encontro com a V12.

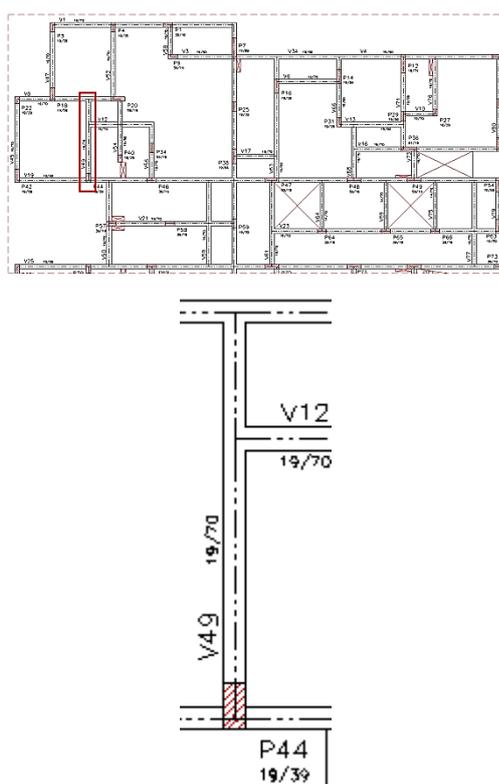


Figura 4.114 – Edifício Vita Belle: localização da viga V49

Os diagramas de esforços solicitantes e deslocamentos verticais da viga V49, determinados de acordo com os modelos PVB e PVBA, são mostrados nas Figuras 4.115, 4.116 e 4.117.

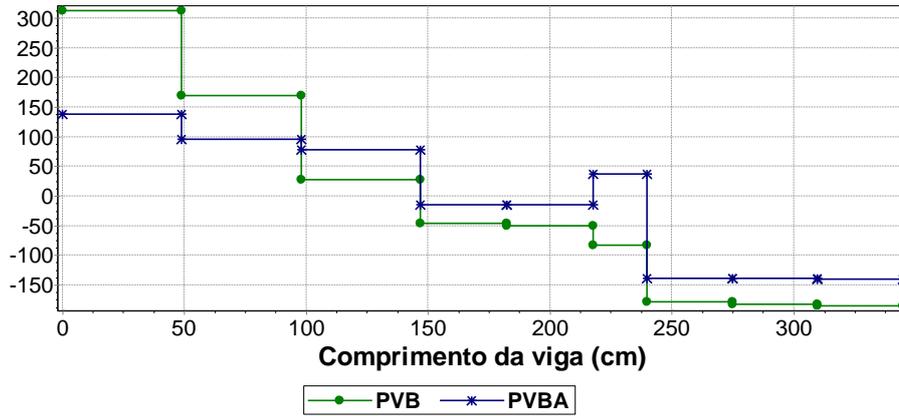


Figura 4.115 – Força cortante - viga V49 – Modelo PVB x Modelo PVBA

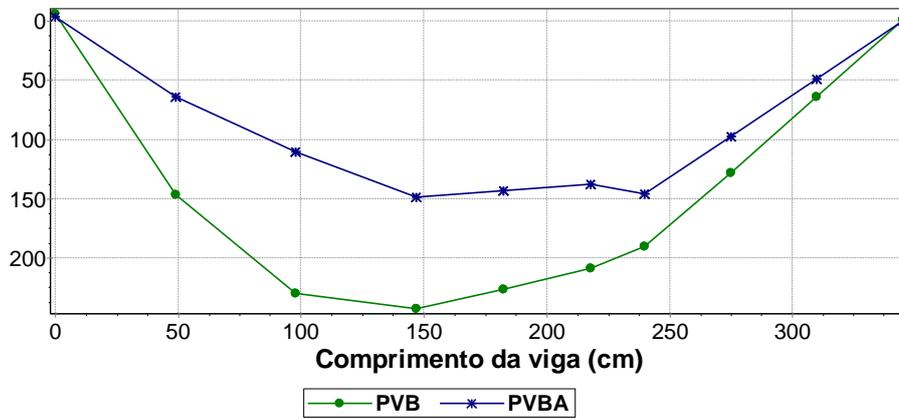


Figura 4.116 – Momento fletor - viga V49 – Modelo PVB x Modelo PVBA

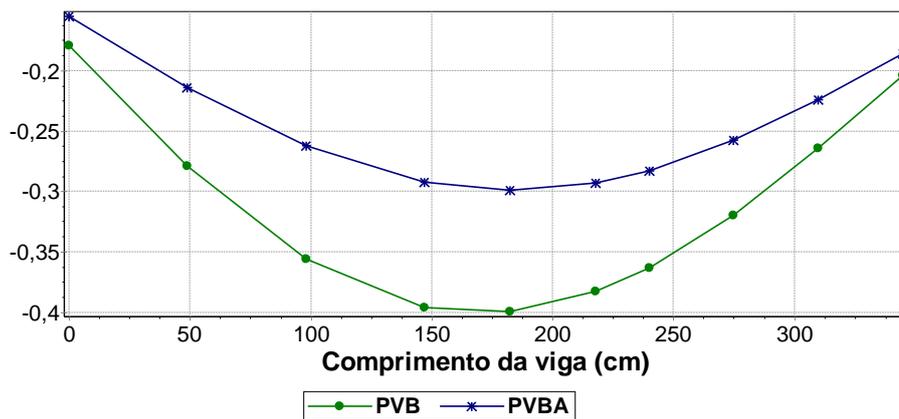


Figura 4.117 – Deslocamentos verticais - viga V49 – Modelo PVB x Modelo PVBA

Nota-se que o efeito arco resulta em reduções consideráveis dos esforços solicitantes máximos e deslocamentos em toda a extensão da V49. Entretanto, mais uma vez, a presença

de aberturas de porta e a menor rigidez oferecida pela V8 em relação a um pilar reduzem o impacto deste fenômeno nas imediações do apoio extremo direito desta viga.

O emprego do *Modelo 2* resulta em redução de 56% da força cortante nas imediações do apoio esquerdo. Conforme mencionado, essa vantagem perde importância nas imediações do apoio direito. Ainda assim, a consideração do efeito arco conduz a uma cortante 24% inferior à obtida pelo emprego do modelo convencional sobre o apoio representado pela V8.

Ocorre igualmente uma diminuição importante do momento fletor positivo máximo da V49, quando se leva em consideração o *Modelo 2*. Na seção mais crítica, o momento resultante da consideração do efeito arco é 39% menor do que aquele obtido através do *Modelo 1*. Ao longo de toda extensão da V49, observam-se momentos fletores menores quando se emprega o efeito arco.

Em termos de deslocamentos verticais, também se verifica que a aplicação do *Modelo 2* proporciona flechas menores do que as resultantes do *Modelo 1*, ao longo de toda a viga V49. Comparando-se as flechas máximas obtidas a partir dos dois modelos, o efeito arco proporciona uma diminuição de 25% em relação ao modelo clássico.

Os desenhos de armação obtidos para a V49, aplicando-se os modelos sem consideração do efeito arco (PVB, PVBX e PVBY) e com a consideração deste fenômeno (PVBA, PVBAX e PVBAY), estão apresentados, respectivamente, nas Figuras 4.118 e 4.119.



#### 4.5.4.5 Viga V71

A viga V71 possui dois vãos, e está diretamente apoiada sobre três pilares. Ela serve de apoio à viga V13, com a qual se encontra no primeiro vão. Entre o primeiro apoio e o cruzamento com a V13, a V71 está sob uma abertura de porta, não recebendo nenhum carregamento advindo de parede estrutural. Já no tramo restante do primeiro vão, e em toda a extensão do segundo vão, a V71 está submetida ao carregamento de uma parede estrutural sem nenhuma abertura.

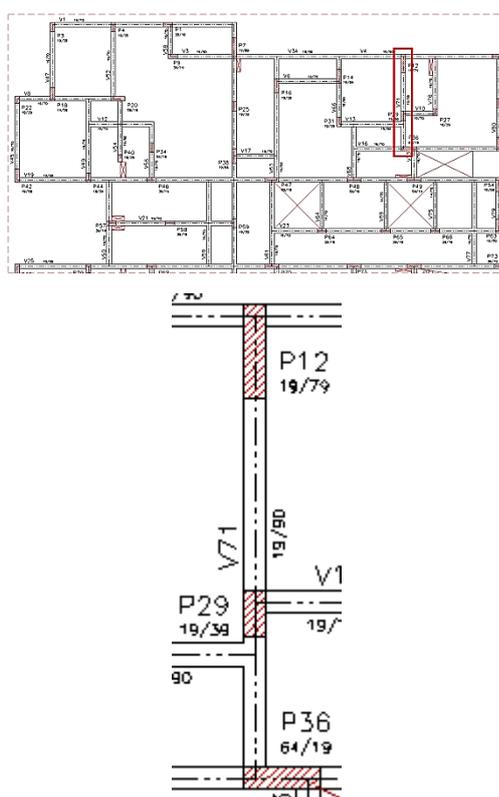


Figura 4.120 – Edifício Vita Belle: localização da viga V71

As Figuras 4.121, 4.122 e 4.123 mostram, respectivamente, os diagramas de força cortante, momento fletor e deslocamentos verticais da V71, resultantes dos modelos PVB e PVBA.

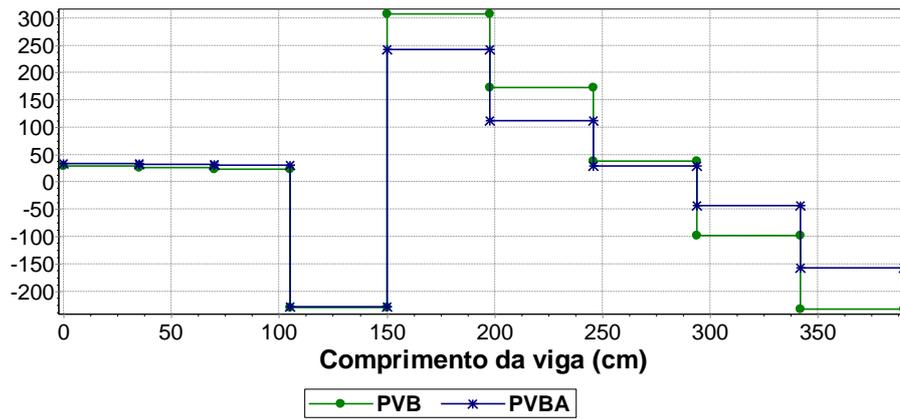


Figura 4.121 – Força cortante - viga V71 – Modelo PVB x Modelo PVBA

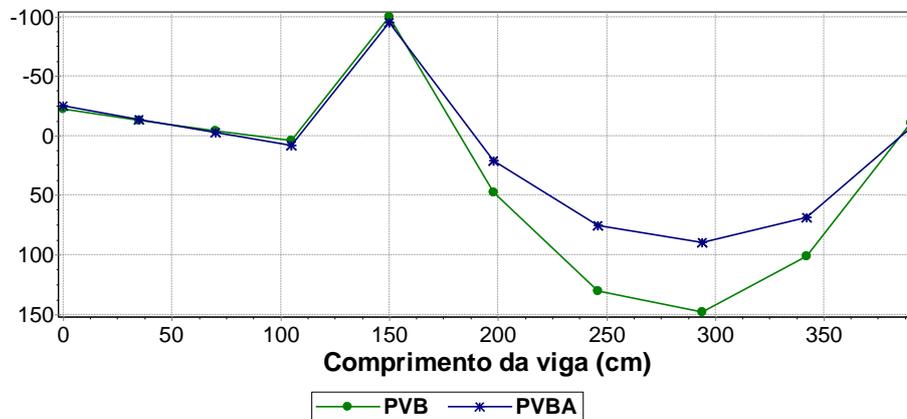


Figura 4.122 – Momento fletor - viga V71 – Modelo PVB x Modelo PVBA

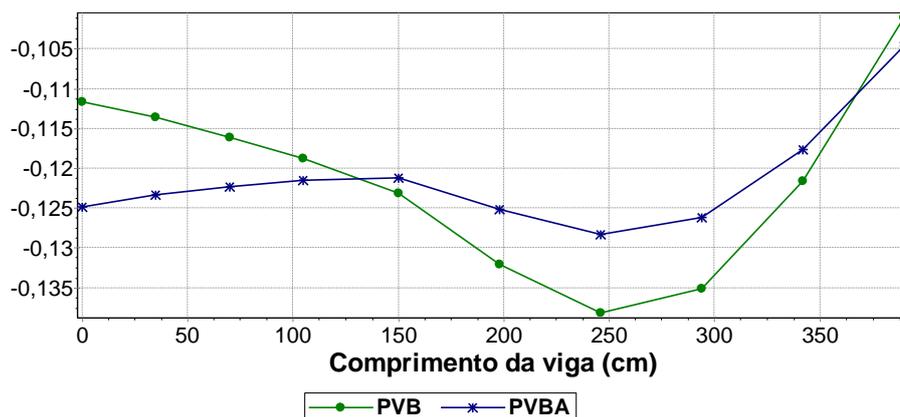


Figura 4.123 – Deslocamentos verticais - viga V71 – Modelo PVB x Modelo PVBA

Assim como ocorre em outras vigas analisadas, a abertura de porta situada sobre as adjacências do apoio esquerdo da V71 afeta decisivamente a influência do efeito arco sobre esta viga, praticamente eliminando qualquer benefício oferecido por este fenômeno no primeiro vão.

Não há nenhuma diferença entre forças cortantes obtidas a partir do *Modelo 1* e do *Modelo 2* ao longo do primeiro vão da V71. A situação muda ao longo do segundo vão, onde se notam benefícios importantes: sobre o apoio central, o emprego do efeito arco permite uma redução da força cortante de 21%; sobre o apoio direito, esta diminuição fica em 22,5%.

A análise do diagrama de momentos fletores corrobora o comportamento observado nos diagramas de força cortante. No primeiro vão, os diagramas de momento obtidos através do modelo sem efeito arco e com efeito arco são absolutamente idênticos, atingindo o mesmo valor de momento negativo sobre o apoio central. Ao longo do segundo vão, a consideração do *Modelo 2* resulta em momentos positivos inferiores aos oriundos do *Modelo 1*. Na seção de momento máximo, a diminuição do momento positivo chega a 40%.

Em relação às flechas, também se percebem comportamentos completamente distintos entre o primeiro e o segundo vão da V71. Ao longo do primeiro vão, a consideração do efeito arco resulta em flechas maiores do que as obtidas pelo modelo de análise que não o considera – a diferença é de 12%. A tendência se inverte no segundo vão, no qual a aplicação do *Modelo 2* conduz a flechas inferiores às obtidas através do *Modelo 1*. Na seção onde ocorre a flecha máxima, a redução dos deslocamentos verticais devida ao efeito arco é de 7%.

As Figuras 4.124 e 4.125 mostram os desenhos de armação resultantes para a viga V71, aplicando-se, respectivamente, o *Modelo 1* – que não contempla o efeito arco –, e o *Modelo 2*, que o leva em consideração.

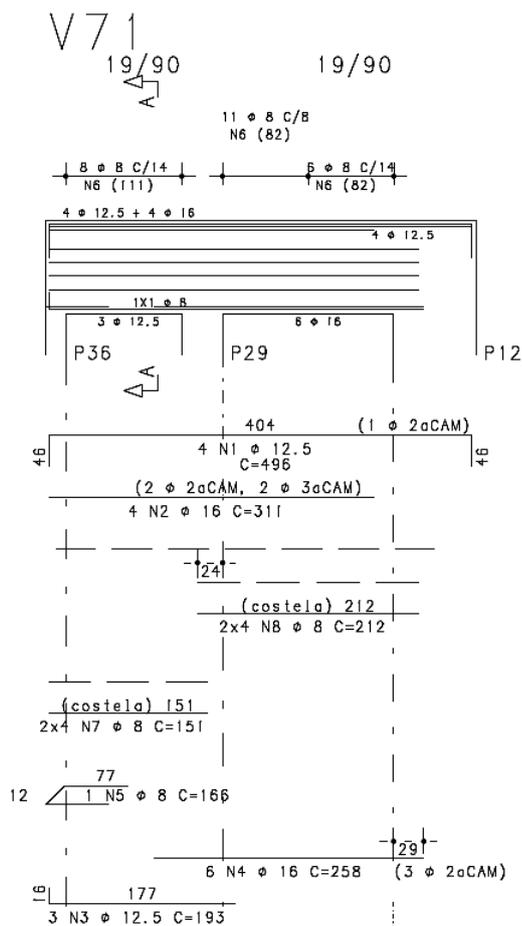


Figura 4.124 - Desenho de armação – viga V71 – Modelos PVB, PVBX e PVBY

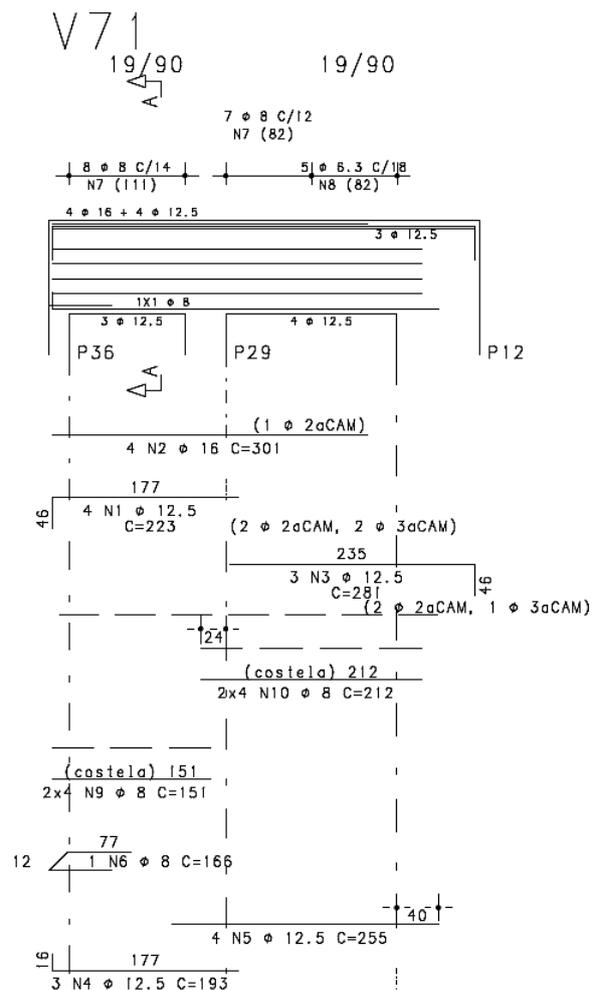


Figura 4.125 - Desenho de armação – viga V71 – Modelos PVBA, PVBAX e PVBAY

Confirmando o que foi constatado pela análise dos diagramas de esforços solicitantes, a presença de uma abertura de porta sobre o primeiro tramo da V71 afeta decisivamente a influência do efeito arco.

Não há nenhuma alteração de armaduras transversais no primeiro vão da V71. Já no segundo vão, observam-se algumas reduções devidas à consideração do efeito arco: nas adjacências do pilar P29, os estribos passam de  $\phi 8 \text{ c}/ 8$  ( $12,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 8 \text{ c}/ 12$  ( $8,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), resultando em 33% a menos; e, nas proximidades do P12, passam de  $\phi 8 \text{ c}/ 14$  ( $7,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para  $\phi 6,3 \text{ c}/ 18$  ( $3,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), ou seja, uma diminuição de 51% na quantidade de aço.

Não há modificação relevante em termos de armaduras negativas, ao se comparar os desenhos obtidos a partir do *Modelo 1* e do *Modelo 2*. Também não existe nenhuma mudança

nas armaduras positivas necessárias no primeiro vão da V71 – este é justamente o vão sobre o qual existe uma abertura de porta. No segundo vão, o emprego do efeito arco efetivamente resultou em economia de aço destinado às armaduras positivas: passa-se de 6  $\phi$  16 (12,0 cm<sup>2</sup>) para 4  $\phi$  12,5 (5,0 cm<sup>2</sup>), o que equivale a 58% de redução.

#### 4.5.5 Quantitativos de concreto e aço: Modelos PVB, PVBX e PVBY x Modelos PVBA, PVBAX e PVBAY

Para dimensionar todas as vigas do 1º pavimento do Edifício Vita Belle, foram necessárias alterações significativas em termos de seções transversais, no caso do modelo sem efeito arco. Dessas alterações, resultaram diferenças importantes de quantidades de concreto e formas necessárias para a execução das vigas, comparando-se os cenários dos dois modelos. Essas diferenças estão resumidas nas Tabelas 4.25 e 4.26, que ilustram quantidades de concreto e formas necessárias para a execução dessas vigas.

Tabela 4.25 - Edifício Vita Belle: quantidade de concreto para o conjunto de todas as vigas, pelos dois modelos

VIGA	Concreto		
	Volume (m <sup>3</sup> )		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)
TOTAL PARA VIGAS DE TRANSIÇÃO	72,70	65,30	10,2%

Tabela 4.26 - Edifício Vita Belle: quantidade de formas para o conjunto de todas as vigas, pelos dois modelos

VIGA	Concreto		
	Formas (m <sup>2</sup> )		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)
TOTAL PARA VIGAS DE TRANSIÇÃO	848	771	9,1%

As quantidades de aço encontradas após o dimensionamento de todas as vigas, pelo *Modelo 1* e pelo *Modelo 2*, estão apresentadas na Tabela 4.27. Os resultados são apresentados no mesmo formato dos exemplos anteriores, agrupados por armaduras longitudinais, armaduras transversais e armaduras totais.

Tabela 4.27 – Edifício Vita Belle: quantidades de aço de cada viga, pelos dois modelos

VIGA	Armaduras longitudinais			Armaduras transversais			Total de armaduras		
	Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)
V1	90,388	88,891	1,7%	33,063	41,915	-26,8%	123,451	130,806	-6,0%
V2	90,348	88,891	1,6%	33,063	41,915	-26,8%	123,411	130,806	-6,0%
V3	53,893	47,572	11,7%	20,987	27,623	-31,6%	74,880	75,195	-0,4%
V4	392,057	256,524	34,6%	166,660	131,048	21,4%	558,717	387,572	30,6%
V5	56,628	47,286	16,5%	20,987	27,623	-31,6%	77,615	74,910	3,5%
V6	33,013	18,870	42,8%	10,073	6,248	38,0%	43,086	25,117	41,7%
V7	33,013	19,526	40,9%	10,073	6,248	38,0%	43,086	25,773	40,2%
V8	91,051	78,955	13,3%	23,090	28,409	-23,0%	114,141	107,364	5,9%
V9	91,109	78,937	13,4%	24,385	28,409	-16,5%	115,494	107,346	7,1%
V10	15,440	13,279	14,0%	3,332	4,701	-41,1%	18,772	17,980	4,2%
V11	15,092	12,932	14,3%	3,332	4,701	-41,1%	18,424	17,632	4,3%
V12	118,513	50,566	57,3%	26,223	26,223	0,0%	144,736	76,788	46,9%
V13	53,957	40,689	24,6%	21,989	17,388	20,9%	75,946	58,077	23,5%
V14	53,829	40,610	24,6%	21,989	17,388	20,9%	75,818	57,998	23,5%
V15	112,851	50,566	55,2%	26,223	26,223	0,0%	139,073	76,788	44,8%
V16	251,928	156,416	37,9%	115,586	80,599	30,3%	367,514	237,015	35,5%
V17	13,864	13,864	0,0%	2,880	2,880	0,0%	16,744	16,744	0,0%
V18	13,832	13,832	0,0%	2,880	2,880	0,0%	16,712	16,712	0,0%
V19	821,906	621,992	24,3%	395,165	314,336	20,5%	1217,071	936,328	23,1%
V20	25,018	12,467	50,2%	8,730	2,880	67,0%	33,748	15,347	54,5%
V21	105,190	70,020	33,4%	47,648	32,790	31,2%	152,838	102,809	32,7%
V22	105,077	71,267	32,2%	47,648	30,692	35,6%	152,725	101,959	33,2%
V23	209,460	180,148	14,0%	93,578	74,951	19,9%	303,038	255,099	15,8%
V24	82,348	80,659	2,1%	36,110	43,315	-20,0%	118,458	123,974	-4,7%
V25	738,863	532,576	27,9%	356,887	279,384	21,7%	1095,750	811,960	25,9%
V26	13,864	13,864	0,0%	2,880	2,880	0,0%	16,744	16,744	0,0%
V27	13,832	13,832	0,0%	2,880	2,880	0,0%	16,712	16,712	0,0%
V28	243,021	141,820	41,6%	96,396	73,889	23,3%	339,417	215,709	36,4%
V29	118,513	50,566	57,3%	26,223	26,223	0,0%	144,736	76,788	46,9%
V30	54,338	40,689	25,1%	21,821	17,388	20,3%	76,159	58,077	23,7%
V31	54,213	40,610	25,1%	21,821	17,388	20,3%	76,034	57,998	23,7%
V32	112,851	50,566	55,2%	26,223	26,223	0,0%	139,073	76,788	44,8%
V33	15,440	13,279	14,0%	3,332	4,701	-41,1%	18,772	17,980	4,2%
V34	15,092	12,932	14,3%	3,332	4,701	-41,1%	18,424	17,632	4,3%
V35	91,051	78,955	13,3%	23,090	28,409	-23,0%	114,141	107,364	5,9%
V36	91,109	78,955	13,3%	24,385	28,409	-16,5%	115,494	107,364	7,0%
V37	33,013	18,870	42,8%	10,073	6,248	38,0%	43,086	25,117	41,7%
V38	33,013	19,526	40,9%	10,073	6,248	38,0%	43,086	25,773	40,2%
V39	53,893	53,158	1,4%	20,987	27,623	-31,6%	74,880	80,781	-7,9%
V40	369,890	256,190	30,7%	162,350	131,048	19,3%	532,240	387,238	27,2%
V41	56,628	47,344	16,4%	20,987	27,623	-31,6%	77,615	74,968	3,4%
V42	90,388	88,891	1,7%	33,063	41,915	-26,8%	123,451	130,806	-6,0%
V43	90,348	88,891	1,6%	33,063	41,915	-26,8%	123,411	130,806	-6,0%
V44	102,414	33,316	67,5%	41,462	13,430	67,6%	143,876	46,746	67,5%
V45	102,414	33,305	67,5%	41,462	13,430	67,6%	143,876	46,735	67,5%
V46	63,342	30,660	51,6%	31,097	8,959	71,2%	94,439	39,619	58,0%
V47	63,342	31,256	50,7%	31,097	8,959	71,2%	94,439	40,215	57,4%
V48	75,792	41,731	44,9%	24,546	8,330	66,1%	100,339	50,061	50,1%
V49	75,768	41,763	44,9%	25,218	8,330	67,0%	100,986	50,093	50,4%
V50	39,852	32,241	19,1%	11,200	12,543	-12,0%	51,051	44,784	12,3%

VIGA	Armaduras longitudinais			Armaduras transversais			Total de armaduras		
	Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)
V51	84,286	63,632	24,5%	39,615	21,498	45,7%	123,901	85,130	31,3%
V52	84,447	63,848	24,4%	39,615	21,498	45,7%	124,062	85,346	31,2%
V53	94,281	101,137	-7,3%	37,950	29,390	22,6%	132,231	130,526	1,3%
V54	94,100	100,955	-7,3%	37,950	29,390	22,6%	132,050	130,345	1,3%
V55	44,045	35,276	19,9%	17,876	17,459	2,3%	61,920	52,735	14,8%
V56	44,454	35,548	20,0%	17,876	17,459	2,3%	62,330	53,007	15,0%
V57	19,176	16,504	13,9%	6,715	4,701	30,0%	25,891	21,205	18,1%
V58	19,176	16,504	13,9%	6,715	4,701	30,0%	25,891	21,205	18,1%
V59	27,474	19,980	27,3%	5,760	5,760	0,0%	33,234	25,740	22,5%
V60	487,165	282,816	41,9%	175,795	155,049	11,8%	662,960	437,865	34,0%
V61	79,930	101,130	-26,5%	12,223	25,889	-111,8%	92,153	127,019	-37,8%
V62	235,742	214,291	9,1%	70,963	66,396	6,4%	306,705	280,687	8,5%
V63	236,038	210,340	10,9%	70,963	69,968	1,4%	307,001	280,308	8,7%
V64	29,775	14,899	50,0%	12,640	3,203	74,7%	42,415	18,102	57,3%
V65	104,284	63,928	38,7%	31,097	23,535	24,3%	135,381	87,463	35,4%
V66	104,034	63,986	38,5%	28,505	23,535	17,4%	132,539	87,521	34,0%
V67	37,888	26,876	29,1%	11,552	7,778	32,7%	49,440	34,654	29,9%
V68	36,604	28,809	21,3%	8,959	7,361	17,8%	45,563	36,170	20,6%
V69	26,850	14,976	44,2%	12,640	3,203	74,7%	39,490	18,179	54,0%
V70	80,691	56,881	29,5%	20,738	14,186	31,6%	101,428	71,067	29,9%
V71	80,866	63,232	21,8%	20,738	15,015	27,6%	101,603	78,247	23,0%
V72	22,183	13,289	40,1%	3,749	2,916	22,2%	25,932	16,205	37,5%
V73	21,903	20,526	6,3%	2,916	4,029	-38,2%	24,819	24,555	1,1%
V74	43,499	25,952	40,3%	20,939	5,862	72,0%	64,438	31,814	50,6%
V75	11,589	9,997	13,7%	2,218	2,218	0,0%	13,806	12,215	11,5%
V76	42,978	26,584	38,1%	20,939	5,862	72,0%	63,917	32,445	49,2%
V77	71,434	69,689	2,4%	19,032	14,181	25,5%	90,466	83,870	7,3%
V78	66,606	39,300	41,0%	23,503	15,513	34,0%	90,108	54,813	39,2%
V79	28,696	19,396	32,4%	12,587	6,044	52,0%	41,283	25,440	38,4%
V80	65,979	40,892	38,0%	26,228	19,032	27,4%	92,206	59,923	35,0%
V81	8,539	6,130	28,2%	1,047	1,047	0,0%	9,586	7,177	25,1%
V82	43,499	25,952	40,3%	20,939	5,862	72,0%	64,438	31,814	50,6%
V83	42,978	26,584	38,1%	20,939	5,862	72,0%	63,917	32,445	49,2%
V84	10,260	6,155	40,0%	1,047	1,047	0,0%	11,307	7,202	36,3%
V85	19,997	15,441	22,8%	3,749	3,332	11,1%	23,746	18,773	20,9%
V86	21,903	20,526	6,3%	3,332	4,029	-20,9%	25,235	24,555	2,7%
V87	79,607	56,929	28,5%	19,908	14,186	28,7%	99,515	71,114	28,5%
V88	80,866	62,085	23,2%	20,738	15,015	27,6%	101,603	77,100	24,1%
V89	134,324	131,140	2,4%	42,210	36,498	13,5%	176,534	167,638	5,0%
V90	37,888	26,876	29,1%	11,552	7,778	32,7%	49,440	34,654	29,9%
V91	36,604	28,216	22,9%	8,959	7,361	17,8%	45,563	35,577	21,9%
V92	104,284	63,928	38,7%	31,097	23,535	24,3%	135,381	87,463	35,4%
V93	104,034	63,986	38,5%	28,505	23,535	17,4%	132,539	87,521	34,0%
V94	29,775	16,238	45,5%	14,536	3,584	75,3%	44,311	19,822	55,3%
V95	240,932	203,025	15,7%	70,963	66,396	6,4%	311,894	269,420	13,6%
V96	236,115	202,768	14,1%	70,963	68,987	2,8%	307,077	271,755	11,5%
V97	67,769	90,240	-33,2%	8,776	13,329	-51,9%	76,545	103,568	-35,3%
V98	487,339	282,819	42,0%	175,795	155,049	11,8%	663,134	437,868	34,0%
V99	27,474	19,980	27,3%	5,760	5,760	0,0%	33,234	25,740	22,5%
V100	19,176	16,504	13,9%	6,715	4,701	30,0%	25,891	21,205	18,1%

VIGA	Armaduras longitudinais			Armaduras transversais			Total de armaduras		
	Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)			Peso de aço (Kg)		
	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)	Modelo 1	Modelo 2	Benef.(%)
V101	19,176	16,504	13,9%	6,715	4,701	30,0%	25,891	21,205	18,1%
V102	44,045	35,276	19,9%	17,876	17,459	2,3%	61,920	52,735	14,8%
V103	44,454	35,548	20,0%	17,876	17,459	2,3%	62,330	53,007	15,0%
V104	94,281	101,137	-7,3%	37,950	29,390	22,6%	132,231	130,526	1,3%
V105	94,100	100,955	-7,3%	37,950	29,390	22,6%	132,050	130,345	1,3%
V106	84,286	63,632	24,5%	39,615	21,498	45,7%	123,901	85,130	31,3%
V107	84,447	63,848	24,4%	39,615	21,498	45,7%	124,062	85,346	31,2%
V108	39,852	32,241	19,1%	11,200	12,543	-12,0%	51,051	44,784	12,3%
V109	75,792	41,731	44,9%	25,218	8,330	67,0%	101,010	50,061	50,4%
V110	75,768	41,763	44,9%	25,218	8,330	67,0%	100,986	50,093	50,4%
V111	63,342	30,660	51,6%	31,097	9,631	69,0%	94,439	40,290	57,3%
V112	63,342	31,256	50,7%	31,097	8,959	71,2%	94,439	40,215	57,4%
V113	102,414	33,316	67,5%	41,462	13,430	67,6%	143,876	46,746	67,5%
V114	102,414	33,305	67,5%	41,462	13,430	67,6%	143,876	46,735	67,5%
<b>TOTAL</b>	<b>10989,340</b>	<b>7928,409</b>	<b>27,9%</b>	<b>4092,505</b>	<b>3216,016</b>	<b>21,4%</b>	<b>15081,845</b>	<b>11144,424</b>	<b>26,1%</b>

A consideração do efeito arco conduziu a economias expressivas de aço nas vigas de transição do Edifício Vita Belle. Em relação às armaduras longitudinais, há redução de consumo em 104 vigas, entre 114 que constituem esta estrutura. Em quatro vigas, não houve nenhuma alteração de quantidades, e em seis delas o emprego do *Modelo 2* levou a um aumento da quantidade de armaduras longitudinais. Há diminuição de 27,9% da quantidade total de armaduras longitudinais neste conjunto de vigas.

A análise viga a viga das armaduras transversais apresenta um benefício um pouco mais moderado, quanto ao uso do efeito arco: verifica-se redução de consumo em 78 das 114 vigas estudadas. Não houve qualquer mudança de quantidade de estribos em 13 vigas, e em 23 vigas notou-se aumento da quantidade de armaduras transversais por conta do emprego do *Modelo 2*. Ainda assim, a comparação sobre a soma total de armaduras transversais das vigas de transição evidencia a vantagem trazida pelo efeito arco: ele proporciona 21,4% de redução de consumo de aço.

Sobre o conjunto de armaduras longitudinais e transversais agrupadas, a consideração do *Modelo 2* levou à redução da quantidade de aço em 101 vigas, das 114 analisadas. Em quatro vigas, não houve nenhuma alteração na quantidade de armaduras, e em nove delas o efeito arco levou a um aumento da quantidade de aço. A economia sobre o consumo total de aço das vigas de transição do Edifício Vita Belle, graças à consideração do efeito arco, é de 26,1%.

#### 4.5.6 Cálculo de custos das duas soluções

Finalizando o exemplo do Edifício Vita Belle, o cálculo dos custos necessários para executar as vigas de transição deste edifício, a partir dos resultados provenientes do *Modelo 1* e do *Modelo 2*, está apresentado na Tabela 4.28.

Seguindo os mesmos critérios dos outros exemplos, foram utilizados serviços extraídos das definições da TCPO 14 (2012). A homepage Guia da Construção Web (2014) forneceu os custos unitários de cada serviço.

Foram conservadas as premissas consideradas nos primeiros dois exemplos: o concreto convencional, contendo britas 1 e 2, dosado em central; formas montadas com chapas compensadas de madeira, sem possibilidade de reaproveitamento; e, aço já comprado cortado e dobrado.

Tabela 4.28 – Edifício Vita Belle: cálculo dos custos de execução da estrutura de suporte

COMPOSIÇÕES	UNID	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	Modelo 1 (sem efeito arco)		Modelo 2 (com efeito arco)	
			QTDES.	CUSTO (R\$)	QTDES.	CUSTO (R\$)
Concreto - aplicação e adensamento com vibrador de imersão com motor elétrico	m <sup>3</sup>	R\$ 85,72	72,7	R\$ 6.231,84	65,3	R\$ 5.597,52
Concreto dosado em central convencional brita 1 e 2 (resistência: 30 MPa)	m <sup>3</sup>	R\$ 271,81	72,7	R\$ 19.760,59	65,3	R\$ 17.749,19
Forma para vigas, com chapa compensada plastificada, e=12mm - fabricação	m <sup>2</sup>	R\$ 91,19	848	R\$ 77.329,12	771	R\$ 70.307,49
Forma para vigas, com chapa compensada plastificada, e=12mm - montagem	m <sup>2</sup>	R\$ 10,57	848	R\$ 8.963,36	771	R\$ 8.149,47
Forma para vigas, com chapa compensada plastificada, e=12mm - desmontagem	m <sup>2</sup>	R\$ 4,16	848	R\$ 3.527,68	771	R\$ 3.207,36
Armadura de aço CA-50 para vigas Ø 10,0 mm, fornecimento e montagem (aço adquirido cortado e dobrado)	kg	R\$ 8,10	15081,845	R\$ 122.162,95	11144,424	R\$ 90.269,84
<b>TOTAL</b>				<b>R\$ 237.975,54</b>	<b>R\$ 195.280,87</b>	
<b>ECONOMIA GERADA PELO EFEITO ARCO</b>						<b>R\$ 42.694,67</b>
						<b>17,9%</b>

OBS: Os preços unitários foram obtidos em [www.guiadaconstrucao.pini.com.br](http://www.guiadaconstrucao.pini.com.br), consultado em 29/06/2014.  
A data base é 30/05/2014.

O efeito arco proporcionou economia em itens relacionados ao volume de concreto, à área de formas e ao peso de aço necessário para armaduras. A diferença total estimada entre a solução que considera o efeito arco e aquela que a ignora é de R\$ 42.694,67, referente à estrutura de suporte de um edifício. Em termos relativos, essa diferença corresponde a uma redução de 17,9% do custo para executar as vigas de transição do Edifício Vita Belle.

O Edifício Vita Belle possui área construída total de 10.479,12 m<sup>2</sup>. Assim, a economia resultante do efeito arco é de R\$ 4,07, por m<sup>2</sup> de área construída, de redução no custo de construção do Edifício Vita Belle.

## Capítulo 5

# Considerações Finais

---

O desenvolvimento da pesquisa proposta no capítulo inicial exigiu uma revisão bibliográfica sobre o efeito arco. Foi necessário também compreender o funcionamento de diferentes ferramentas computacionais de cunho acadêmico, desenvolvidas por outros pesquisadores, e pacotes comerciais de análise e projeto estrutural.

No corpo central desta pesquisa, foram desenvolvidos três estudos de casos completos tratando de diferentes edifícios:

- Edifício Vitória Jundiaí, de quatro pavimentos em alvenaria estrutural, apoiado sobre uma estrutura de vigas e estacas;
- Edifício Way Penha, de oito pavimentos em alvenaria estrutural, apoiado sobre uma estrutura de vigas e pilares;
- Edifício Vita Belle, de 18 pavimentos em alvenaria estrutural, apoiado sobre uma estrutura de vigas e pilares. Este é o único edifício para o qual as ações horizontais foram consideradas.

Em cada um desses exemplos, foram desenvolvidos dois modelos de cálculo para dimensionar as vigas de suporte: o modelo clássico, que não contempla o efeito arco, e o modelo que considera o efeito arco. De posse dos resultados destas análises, as vigas de suporte foram dimensionadas e detalhadas, de acordo com cada uma das duas modelagens. Foram apresentadas, para algumas das vigas de suporte de cada exemplo, comparações entre os esforços solicitantes, deslocamentos e armaduras resultantes para cada estratégia de dimensionamento. Para o conjunto das vigas de suporte de cada edifício, foram comparadas as quantidades de concreto, formas e aço resultantes do emprego de cada modelo. Finalmente, foram apresentados, ao final de cada exemplo, estudos comparativos demonstrando o custo de execução das vigas de suporte de cada edifício, a partir dos dois modelos desenvolvidos.

A primeira conclusão que se pode extrair deste trabalho diz respeito à variabilidade de situações, em termos de arranjo estrutural, que foram verificadas nas diversas vigas

comentadas em detalhe. Observaram-se diferentes condições de apoio, quantidade de vãos e tipos de apoio – ora mais rígidos, constituídos por pilares, ora menos rígidos, constituídos por outras vigas. Além desses fatores, há diversas condições relacionadas às paredes que se apoiam sobre as vigas – por vezes, são paredes estruturais sem nenhum tipo de abertura; outras vezes, há aberturas de portas, janelas ou a completa interrupção das paredes.

Pôde-se concluir que as diferentes possibilidades de arranjo estrutural e configuração das paredes apoiadas influenciam dramaticamente a influência do efeito arco sobre os resultados. Genericamente, a presença de aberturas nas paredes e a existência de apoios indiretos tendem a reduzir o impacto do efeito arco. Porém, como o conjunto dos exemplos apresentados mostrou, essa redução nem sempre é drástica, não havendo regras claras para representar esse comportamento. Portanto, não é possível considerar o efeito arco através de ferramentas e critérios simplificados. O caminho da modelagem numérica, como ferramenta de análise de estruturas nas quais existe o efeito arco, parece estar consolidado como a única alternativa viável na atualidade.

Em termos quantitativos, fica evidente que a consideração do efeito arco pode proporcionar economias significativas de materiais na estrutura de suporte de edifícios de alvenaria. Particularizando a análise para cada exemplo, verificou-se o seguinte:

a) Edifício Vitória Jundiáí

- Mais de 76% das vigas de suporte do edifício têm diminuição de consumo de aço se forem dimensionadas considerando o efeito arco;
- 76% das vigas do edifício estudado tiveram redução de armaduras longitudinais. O mesmo percentual de vigas teve redução de armaduras transversais, mostrando que ambos os tipos de armadura são afetados pelo efeito arco;
- No conjunto das vigas de suporte, há 37,7% de redução de armaduras longitudinais, e 26,7% de redução de armaduras transversais;
- Globalmente, a consideração do efeito arco leva a uma redução de 35,5% no consumo de aço das vigas de suporte do Edifício Vitória Jundiáí;
- A economia gerada pelo efeito arco sobre os custos de execução das vigas de suporte é de R\$ 4.905,28 por edifício, ou R\$ 5,40 por m<sup>2</sup> de área construída.

Esses valores equivalem a uma redução de 12,5% sobre o custo de execução dessas vigas.

b) Edifício Way Penha

- Graças à consideração do efeito arco, houve redução de 16,6% do volume de concreto, e 14,5% da área de formas necessárias para executar as vigas de suporte;
- Quase 95% das vigas de suporte do edifício têm diminuição de consumo absoluto de aço se forem dimensionadas considerando o efeito arco, mesmo com a redução de altura das seções transversais;
- Quase 95% das vigas tiveram redução de armaduras longitudinais. Mais de 88% tiveram redução de armaduras transversais;
- No conjunto das vigas de suporte, há 34,2% de redução de armaduras longitudinais, e 25,1% de redução de armaduras transversais;
- A consideração do efeito arco leva a uma redução de 32,2% no consumo total de aço das vigas de suporte do Edifício Way Penha;
- A economia gerada pelo efeito arco sobre os custos de execução das vigas de suporte é de R\$ 30.955,19 por edifício, ou R\$ 6,34 por m<sup>2</sup> de área construída. Esses valores equivalem a uma redução de 21,7% sobre o custo de execução dessas vigas.

c) Edifício Vita Belle

- O efeito arco levou a uma redução de 10,2% do volume de concreto, e 9,1% da área de formas necessárias para executar as vigas de suporte;
- Mais de 88% das vigas de suporte do edifício têm diminuição de consumo absoluto de aço se forem dimensionadas considerando o efeito arco, apesar da redução de altura das seções transversais;
- Mais de 91% das vigas tiveram redução de armaduras longitudinais. Mais de 68% tiveram redução de armaduras transversais;
- No conjunto das vigas de suporte, há 27,9% de redução de armaduras longitudinais, e 21,4% de redução de armaduras transversais;

- A consideração do efeito arco leva a uma redução de 26,1% no consumo total de aço das vigas de suporte do Edifício Vita Belle;
- A economia gerada pelo efeito arco sobre os custos de execução das vigas de suporte é de R\$ 42.694,67 por edifício, ou R\$ 4,07 por m<sup>2</sup> de área construída. Esses valores equivalem a uma redução de 17,9% sobre o custo de execução dessas vigas.

As economias resultantes da aplicação do efeito arco estão agrupadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Economia obtida graças ao efeito arco

Item economizado	Ed. Vitória Jundiáí	Ed. Way Penha	Ed. Vita Belle
<b>Volume de concreto (%)</b>	<b>0,0%</b>	<b>16,6%</b>	<b>10,2%</b>
<b>Área de formas (%)</b>	<b>0,0%</b>	<b>14,5%</b>	<b>9,1%</b>
<b>Armaduras longitudinais (%)</b>	<b>37,7%</b>	<b>34,2%</b>	<b>27,9%</b>
<b>Armaduras transversais (%)</b>	<b>26,7%</b>	<b>25,1%</b>	<b>21,4%</b>
<b>Total de armaduras (%)</b>	<b>35,5%</b>	<b>32,2%</b>	<b>26,1%</b>
<b>Custo absoluto, por edificação (R\$)</b>	<b>R\$ 4.905,28</b>	<b>R\$ 30.955,19</b>	<b>R\$ 42.694,67</b>
<b>Custo absoluto, por m<sup>2</sup> de construção (R\$)</b>	<b>R\$ 5,40</b>	<b>R\$ 6,34</b>	<b>R\$ 4,07</b>
<b>Custo (%)</b>	<b>12,5%</b>	<b>21,7%</b>	<b>17,9%</b>

Em relação às quantidades de armaduras, nota-se que, quanto menos pavimentos tem o edifício, maior é a redução porcentual obtida graças ao efeito arco. Por outro lado, o fato de não ter havido redução de volume de concreto e área de formas entre os dois modelos, no caso do Edifício Vitória Jundiáí, e o fato de a taxa de armação das vigas de transição ser mais alta em edifícios maiores fazem com que as maiores reduções de custo ocorram nos edifícios mais altos.

O Edifício Way Penha apresentou o melhor resultado em termos de redução porcentual de custos de construção, e a maior redução de custo absoluto por m<sup>2</sup> de área construída. Além de diminuições de quantidades de aço quase tão expressivas como no caso do edifício mais baixo, ocorreram, neste exemplo, os maiores índices de redução de volume de concreto e área de formas entre os três edifícios.

Já o Edifício Vita Belle – o mais alto de todos – apresentou os menores percentuais de redução de armaduras em consequência do efeito arco. Por outro lado, a redução de armaduras foi expressiva, e, ao lado de importantes reduções de volume de concreto e área de formas, proporcionou uma economia importante para o custo de execução das vigas de suporte.

Globalmente, esta pesquisa permite concluir que sempre é possível alcançar reduções de custo quando se considera o efeito arco no dimensionamento de estruturas de transição. O nível de economia alcançado pode variar, dependendo das particularidades de cada obra - número de pavimentos de alvenaria, seções transversais empregadas nas vigas de suporte, vãos empregados entre apoios discretos e outros.

Dado o papel relevante que o sistema de alvenaria estrutural tem exercido no nosso país, principalmente no setor das habitações mais populares, fica evidente a importância que a consideração deste fenômeno pode ter na busca de soluções mais econômicas, e o potencial acadêmico que o tema oferece.

## Referências Bibliográficas

---

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). **NBR 6123:** Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). **NBR 10837:** Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2011). **NBR 15961-1:** Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto, Parte1: Projeto. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2011). **NBR 15961-2:** Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto, Parte2: Execução e Controle de Obras. Rio de Janeiro.

BARBOSA, P. C. (2000). **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado.** 110p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

BURHOUSE, P. (1969). **Composite action between brick panel walls and their supporting beams.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.43, p.175-194. June.

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. (1994). **Procedimento para análise de edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações verticais.** In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 5., 1994, Florianópolis, Brazil. **Proceedings.** Florianópolis: Univ. Fed. Santa Catarina / University of Edinburgh/ANTAC, p. 305-314

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. (1998). **Procedure for the analysis of masonry buildings under vertical loads.** In: AUSTRALASIAN MASONRY

CONFERENCE, 5., 1998, Gladstone, Australia. **Proceedings**. CQU Publishing Unit, Rockampton North: p.57-66

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. (2003). **Projeto de edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: PINI.

DAVIES, S.R.; AHMED, A.E. (1977). **An approximate method for analyzing composite walls/beams**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LOAD-BEARING BRICKWORK, British Ceramic Society, London: p.305-320

GUIA da Construção Web. (2014). São Paulo: Pini. Disponível em: <http://www.guiadaconstrucao.pini.com.br/>. Acesso em: 30 jun.2014.

HASELTINE, B.A.; MOORE, J.F.A. (1981). **Handbook to BS-5628: structural use of masonry.Part1: Unreinforced masonry**. The Brick Development Association.

HENDRY, A.W. (1998). **Structural Masonry**. Second Edition. Macmillan Press Ltd.

HENDRY, A.W.; SINHA, B.P.; DAVIES, S.R. (1997). **Design of masonry structures**. London: E & FN Spon, Third edition of Load Bearing Brickwork Design.

PAES, M.S. (2008). **Interação entre edifício de alvenaria estrutural e pavimento em concreto armado considerando-se o efeito arco com a atuação de cargas verticais e ações horizontais**. 163p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

RIDDINGTON, J.R.; STAFFORD SMITH, B. (1977). **The composite behavior of elastic wall-beam systems**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, v.63, p.377- 391, June.

RIDDINGTON, J.R.; STAFFORD SMITH, B. (1978). **Composite method of design for heavily loaded wall-beam structures**. In: Institution of Civil Engineers. **Proceedings...** Part 1, v.64, p.137-151, February.

ROSENHAUPT, S. (1962). **Experimental study of masonry walls on beams.**

Journal of the Structural Division, ASCE, v.88, n.ST3, p.137-166, June.

SILVA, T.F.T. (2005). **Estudo da interação entre edifícios de alvenaria estrutural e pavimentos em concreto armado.** 104p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

TCPO 14, Tabelas de Composição de Preços para Orçamentos. (2012). 14.ed. São Paulo: Pini.

TOMAZELA, C.A. (1995). **Ação conjunta parede-viga na alvenaria estrutural.** 249p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

TQS Informática (2012). CAD/TQS<sup>®</sup> v. 17: **Manuais de operação.** São Paulo, 2012.

WOOD, R.H. (1952). **Studies in composite construction.** Part 1: The composite action of brick panels supported on reinforced concrete beams. National Building Studies, Research Paper n.13.

WOOD, R.H.; SIMMS, L.G. (1969). **A tentative design method for the composite action of heavily loaded brick panel walls supported on reinforced concrete beams.** Garston, UK, Building Research Station.6p. (BRS Current paper CP26/69).