

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

PAULO VITOR SOUZA SANTOS

**AÇÕES EVOLUTIVAS EM EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO E DE
ALVENARIA, CONSIDERANDO A INTERAÇÃO COM O SOLO**

SÃO CARLOS

2016

PAULO VITOR SOUZA SANTOS

**AÇÕES EVOLUTIVAS EM EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO E DE
ALVENARIA, CONSIDERANDO A INTERAÇÃO COM O SOLO**

VERSÃO CORRIGIDA

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

Texto apresentado à Escola de Engenharia de São Carlos,
da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos
necessários à obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas).

Orientador: Prof. Assoc. Márcio Roberto Silva Corrêa

São Carlos

2016

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

S237a Santos, Paulo Vitor Souza
Ações evolutivas em edifícios de paredes de
concreto e de alvenaria, considerando a interação com o
solo / Paulo Vitor Souza Santos; orientador Márcio
Roberto Silva Corrêa. São Carlos, 2016.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de
Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2016.

1. Ações Evolutivas. 2. Interação Solo-Estrutura.
3. Paredes de Concreto. 4. Alvenaria Estrutural. 5.
Elementos Finitos. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **PAULO VITOR SOUZA SANTOS**.

Título da dissertação: "Ações evolutivas em edifícios de paredes de concreto e de alvenaria, considerando a interação com o solo".

Data da defesa: 14.10.2016.

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Associado **Márcio Roberto Silva Corrêa (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Edmundo Rogério Esquivel**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Fernando Henrique Martins Portelinha**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar-São Carlos)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):
Prof. Titular **Humberto Breves Coda**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Luís Fernando Costa Alberto**

*Apesar das ruínas e da morte,
Onde sempre acabou cada ilusão,
A força dos meus sonhos é tão forte,
Que de tudo renasce a exaltação
E nunca as minhas mãos ficam vazias.*

***Sophia de Mello. Breyner Andersen, in Antologia
Poética***

Ao meu pai Eraldo Santos (*in memoriam*),
À minha mãe Selma Alves de Souza,
Dedico.

AGRADECIMENTOS

Ao meu pai (*in memoriam*) que em vida me estimulou a perseguir meus sonhos através da dedicação aos estudos.

A minha mãe, doutora da vida sem estudo, pelos cuidados, pela compreensão e amor a mim dispensados em abundância.

Ao meu companheiro Roberto Rodrigues Bueno, pelo apoio incondicional.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Márcio Roberto Silva Corrêa, pela confiança e competente orientação.

À Escola de Engenharia de São Carlos pela oportunidade de capacitação profissional através da disposição de recursos humanos altamente qualificados e da infraestrutura técnico-científica extraordinária.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão de bolsa de mestrado.

Ao corpo docente do Departamento de Engenharia de Estruturas, pelos conhecimentos transmitidos.

Aos colegas de pós-graduação, responsáveis por amenizar a saudade da calorosa Bahia, pelo companheirismo, amizade e fidelidade. Em especial ao paraibano Tulio Raunyr, aos alagoanos Thiago Delfino e Karolinne Coelho, ao paulistano Carlos Radaik, e à mato grossense Licia Carvalho.

RESUMO

SANTOS, P. V. S. **Ações evolutivas em edifícios de paredes de concreto e de alvenaria, considerando a interação com o solo.** 174 p. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

Neste trabalho são realizadas análises estruturais de edifícios de paredes de concreto moldadas no local e de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura e a sequência construtiva. Com solução de fundação em estacas pré-moldadas, cada edifício piloto com 45 metros de altura, formado por 15 pavimentos de parede com pé-direito de 2,80m, apoiado sobre um pilotis de concreto armado de 3 metros de altura é modelado com base em 4 metodologias de análise: (i) O AI_AF, modelo clássico de referência, que admite apoios indeslocáveis e ações instantâneas; (ii) O AE_AF, modelo que inclui as ações evolutivas, incorporando o aumento gradativo de carregamento e rigidez; (iii) O AI_ISE, modelo que incorpora a interação com o solo a partir da aplicação instantânea de ações e (iv) o AE_ISE, modelo mais refinado, que considera a interação com o solo no tempo de construção. As paredes são modeladas em elementos finitos de casca, os pilares de concreto, vigas de transição, estacas e blocos em elementos finitos de barra e o maciço de solo em elementos finitos sólidos isoparamétricos, com o auxílio do software comercial DIANA®. O trabalho evidencia que o modelo clássico de referência, que desconsidera a interação com o solo, não alerta para a necessidade de aumentar a ductilidade das paredes dos pavimentos iniciais em ambos os sistemas construtivos.

Palavras-chave: Ações Evolutivas. Interação Solo-Estrutura. Paredes de Concreto. Alvenaria Estrutural. Elementos Finitos.

ABSTRACT

SANTOS, P. V. S. **Construction loads in reinforced concrete and masonry walls, considering the soil-structure interaction.** 174 p. Master's Thesis – São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2016.

This study consist of a structural analyses of concrete walls and masonry building including the soil-structure interaction and the construction process. Each pilot building is 45 meters high, consisting of 15 floors with 2.80 m high. Each floors are seated on pillars of reinforced concrete with 3 meters of height, which were modeled using 4 methodologies: (i) The AI_AF, classic reference model, which adopts fixed foundations and instantaneous action; (ii) The AE_AF is a model, that includes construction loads and incorporates a gradual increasing in load and stiffness; (iii) The AI_ISE model incorporates interaction with the soil and the instantaneous application of actions; and, (iv) AE_ISE, which consists of a more refined model with soil interaction and the time of construction. The concrete walls are modeled based on shell finite elements, the concrete pillars, transition beams, stakes and blocks are modeled based on bar finite element and the soil mass is modelled as an isoparametric solid finite elements. The numerical modelling is conducted using commercial software DIANA®. Results show that the classic reference model, in which the soil-structure interaction is not considered, does not attend to the need of increasing the ductility of the walls in initials floor.

Keywords: Construction Loads. Soil-structure Interaction. Soil-Structure. Reinforced Concrete Walls. Masonry. Finite Elements.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – MODELO REOLÓGICO DE KELVIN-VOIGT (REPRESENTAÇÃO UNIAXIAL)	36
FIGURA 2 – MODELO ELÁSTICO-LINEAR	40
FIGURA 3 – TENSÃO E DEFORMAÇÃO DO MODELO ELÁSTICO-LINEAR SUBMETIDO A UMA TENSÃO INSTANTÂNEA	40
FIGURA 4 – MODELO DE INTERAÇÃO ESTACA-SOLO	41
FIGURA 5 – CURVAS DE P-Y DEFINIDAS PARA CADA CAMADA DO SUBSOLO E MOBILIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA LATERAL EM FUNÇÃO DO DESLOCAMENTO OBTIDO PELA ESTACA	41
FIGURA 6 – LINHAS DE ESTACAS LONGAS	42
FIGURA 7 – MODELO REOLÓGICO DE KELVIN-VOIGT	43
FIGURA 8 – REPRESENTAÇÃO DA FLUÊNCIA SEGUNDO O MODELO DE KELVIN-VOIGT	45
FIGURA 9 – PROBLEMA PROPOSTO PELO TC-18 DA ISSMGE	47
FIGURA 10 – DESENVOLVIMENTO DE E_c E DE F_c' COM A IDADE	48
FIGURA 11 – DETALHE DA FIXAÇÃO DAS INSTALAÇÕES ELÉTRICAS NA MALHA DE TELA SOLDADA	51
FIGURA 12 – DETALHE DO ESCORAMENTO DAS FÔRMAS DAS LAJES	52
FIGURA 13 – GUARDA-CORPO MONTADO AO REDOR DA EDIFICAÇÃO	53
FIGURA 14 – LAJE PRÉ-MOLDADA SENDO PREPARADA PARA O IÇAMENTO	54
FIGURA 15 – LAJE PRÉ-MOLDADA SENDO IÇADA	54
FIGURA 16 – ESCANTILHÃO PARA NIVELAMENTO DAS FIADAS	55
FIGURA 17 – ESPESSURA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	56
FIGURA 18 – PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TIPO DO EDIFÍCIO PILOTO (DIMENSÕES EM CM)	59
FIGURA 19 – PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TIPO DO EDIFÍCIO PILOTO COM $\frac{1}{4}$ DE SIMETRIA (DIMENSÕES EM CM)	60
FIGURA 20 – ELEMENTO FINITO DE CASCA ISOPARAMÉTRICO Q20SH	61
FIGURA 21 – DETALHE DA DISCRETIZAÇÃO DAS PAREDES E DO PILOTIS	62
FIGURA 22 – ELEMENTO FINITO DE BARRA L12BE	62
FIGURA 23 – ELEMENTO FINITO DE BARRA L13BE	63
FIGURA 24 – DETALHE DO MODELO DE BARRAS EQUIVALENTE ADMITIDO PARA O BLOCO RÍGIDO	64
FIGURA 25 – CORTE A-A: MODELO DE BARRAS DO SISTEMA PILAR/BLOCO RÍGIDO/ESTACAS	64
FIGURA 26 – PILOTIS E BLOCOS DISCRETIZADOS COM ELEMENTOS FINITOS DE BARRA	66
FIGURA 27 – ELEMENTO FINITO SÓLIDO CTE30	67
FIGURA 28 – MODELO TRIDIMENSIONAL EM ELEMENTOS FINITOS NO DIANA®	68
FIGURA 29 – DISCRETIZAÇÃO ISOPARAMÉTRICA DO SOLO (VISTA EM PLANTA COM PROJEÇÃO DO EDIFÍCIO EM DESTAQUE)	69
FIGURA 30 – REPRESENTAÇÃO TRIDIMENSIONAL DA DISCRETIZAÇÃO DO MODELO ESTRUTURA-SOLO	70
FIGURA 31 – ANÁLISE DE EDIFÍCIO COM 3 PAVIMENTOS NA SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA	71
FIGURA 32 – EXEMPLO NUMÉRICO: GEOMETRIA DA ESTRUTURA	72

FIGURA 33 – MOMENTOS FLETORES NAS VIGAS DO PAVIMENTO	73
FIGURA 34 – ELEMENTO L7BEN	73
FIGURA 35 – REDE DE ELEMENTOS FINITOS	74
FIGURA 36 – VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS POR PRADO	75
FIGURA 37 – MATRIZ DE RIGIDEZ DO ELEMENTO FINITO DE BARRA COM AMPLIFICADOR DE RIGIDEZ AXIAL (A)	76
FIGURA 38 – EFEITO DA AMPLIAÇÃO DA RIGIDEZ AXIAL NO MOMENTO FLETOR DO PÓRTICO PLANO.	76
FIGURA 39 – REAÇÃO VERTICAL NOS APOIOS	77
FIGURA 40 – REPRESENTAÇÃO UNIFILAR DAS PAREDES HORIZONTAIS DOS MODELOS DOS EDIFÍCIOS	78
FIGURA 41 – REPRESENTAÇÃO UNIFILAR DAS PAREDES VERTICAIS	79
FIGURA 42 – PLANTA DE FÔRMA ESQUEMÁTICA DA ESTRUTURA DE PILOTIS (NÍVEL 300 CM)	80
FIGURA 43 – DIÂMETRO DAS ESTACAS PRÉ-FABRICADAS	83
FIGURA 44 – ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH01-A	87
FIGURA 45 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH01-A	87
FIGURA 46 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH01-B	90
FIGURA 47 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH01-B	90
FIGURA 48 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH01-C	93
FIGURA 49 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH01-C	93
FIGURA 50 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH01-D	96
FIGURA 51 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH01-D	96
FIGURA 52 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH02-A	99
FIGURA 53 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH02-A	99
FIGURA 54 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH02-B	102
FIGURA 55 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH02-B	102
FIGURA 56 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH03-A	105
FIGURA 57 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH03-A	105
FIGURA 58 – ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH03-B	108
FIGURA 59 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH03-B	108
FIGURA 60 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH03-C	111
FIGURA 61 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH03-C	111
FIGURA 62 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH06	114
FIGURA 63 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH06	114
FIGURA 64 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES VERTICAIS PV01-B	117
FIGURA 65 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE VERTICAL PV01-B	117
FIGURA 66 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES VERTICAIS PV04-A	120
FIGURA 67 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE VERTICAL PV04-A	120
FIGURA 68 – <i>BOXPLOT</i> DOS ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES AO NÍVEL DOS PAVIMENTOS DOS MODELOS AE_AF	125

FIGURA 69- <i>BOXPLOT</i> DOS ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES AO NÍVEL DOS PAVIMENTOS DOS MODELOS	
AI_ISE	126
FIGURA 70 – <i>BOXPLOT</i> DOS ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES AO NÍVEL DOS PAVIMENTOS DOS MODELOS	
AE_ISE	127
FIGURA 71 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH04-A.....	141
FIGURA 72 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH04-A.....	141
FIGURA 73 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH04-B.....	143
FIGURA 74 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH04-B.....	143
FIGURA 75 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH05-A.....	145
FIGURA 76 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH05-A.....	145
FIGURA 77 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH05-B.....	147
FIGURA 78 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH05-B.....	147
FIGURA 79 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES HORIZONTAIS PH05-C.....	149
FIGURA 80 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE HORIZONTAL PH05-C.....	149
FIGURA 81 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES VERTICAIS PV01-A.....	151
FIGURA 82 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE VERTICAL PV01-A.....	151
FIGURA 83 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES VERTICAIS PV01-C.....	153
FIGURA 84 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE VERTICAL PV01-C.....	153
FIGURA 85 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES VERTICAIS PV02.....	155
FIGURA 86 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE VERTICAL PV02.....	155
FIGURA 87 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES VERTICAIS PV03.....	157
FIGURA 88 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE VERTICAL PV03.....	157
FIGURA 89 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES VERTICAIS PV04-B.....	159
FIGURA 90 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE VERTICAL PV04-B.....	159
FIGURA 91 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES VERTICAIS PV04-C.....	161
FIGURA 92 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE VERTICAL PV04-C.....	161
FIGURA 93 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES VERTICAIS PV05-A.....	163
FIGURA 94 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE VERTICAL PV05-A.....	163
FIGURA 95 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES VERTICAIS PV05-B.....	165
FIGURA 96 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE VERTICAL PV05-B.....	165
FIGURA 97 - ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES VERTICAIS PV06.....	167
FIGURA 98 – DIFERENÇA ABSOLUTA DE ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE VERTICAL PV06.....	167

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – DETERMINAÇÃO DAS CONSTANTES E E H	35
TABELA 2 – MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL DAS PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	80
TABELA 3 – DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS	81
TABELA 4 – REAÇÕES NOS PILARES DO PILOTIS SOB AS PAREDES DE CONCRETO	84
TABELA 5 – REAÇÕES NOS PILARES DO PILOTIS SOB A ALVENARIA ESTRUTURAL.....	85
TABELA 6 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH01-A DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	88
TABELA 7 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH01-A DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	89
TABELA 8 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH01-B DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	91
TABELA 9 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH01-B DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	92
TABELA 10 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH01-C DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	94
TABELA 11 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH01-B DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	95
TABELA 12 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH01- D DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	97
TABELA 13 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH01-D DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	98
TABELA 14 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH02-A DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	100
TABELA 15 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH02-A DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	101
TABELA 16 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH02-B DO EDIFÍCIO DE PAREDES DE CONCRETO	103
TABELA 17 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH02-B DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	104
TABELA 18 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH03-A DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	106
TABELA 19 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH03-A DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	107
TABELA 20 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH03-B DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	109

TABELA 21 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH03-B DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL	109
TABELA 22 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH03-C DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	112
TABELA 23 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH03-C DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL	113
TABELA 24 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH06 DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	115
TABELA 25 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH06 DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL	116
TABELA 26 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV01-B DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	118
TABELA 27 - DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV01-B DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL	118
TABELA 28 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV04-A DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	121
TABELA 29 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV04-A DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL	122
TABELA 30 – RECALQUES (MM) DO EDIFÍCIO DE PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS NO LOCAL	123
TABELA 31 – RECALQUES (MM) DO EDIFÍCIO EM ALVENARIA ESTRUTURAL	124
TABELA 32 – RECALQUE MÉDIO (MM)	128
TABELA 33 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH04-A DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	142
TABELA 34 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH04-A DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL	142
TABELA 35 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH04-B DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	144
TABELA 36 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH04-B DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL	144
TABELA 37 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH05-A DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	146
TABELA 38 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH05-A DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL	146
TABELA 39 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH05-B DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	148
TABELA 40 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH05-B DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL	148

TABELA 41 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH05-C DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	150
TABELA 42 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PH05-C DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	150
TABELA 43 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV01-A DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	152
TABELA 44 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV01-A DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	152
TABELA 45 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV01-C DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	154
TABELA 46 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV01-C DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	154
TABELA 47 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV02 DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	156
TABELA 48 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV02 DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	156
TABELA 49 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV03 DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	158
TABELA 50 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV03 DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	158
TABELA 51 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV04-B DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	160
TABELA 52 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV04-B DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	160
TABELA 53 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV04-B DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	162
TABELA 54 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV04-B DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	162
TABELA 55 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV05-A DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	164
TABELA 56 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV05-A DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	164
TABELA 57 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV05-B DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	166
TABELA 58 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV05-B DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	166
TABELA 59 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV06 DO EDIFÍCIO DE PAREDE DE CONCRETO	168

TABELA 60 – DIFERENÇAS RELATIVAS DOS ESFORÇOS NORMAIS NA PAREDE PV06 DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL	168
TABELA 61 – DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE I SEGUNDO POULOS & DAVIS (1980)	169
TABELA 62 – ESTIMATIVA DE RECALQUE GEOTÉCNICO NAS FUNDAÇÕES DA ESTRUTURA EM PAREDE DE CONCRETO	169
TABELA 63 – ESTIMATIVA DE RECALQUE GEOTÉCNICO NAS FUNDAÇÕES DA ESTRUTURA EM ALVENARIA ESTRUTURAL	169

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 SIGLAS CORRESPONDENTES AO PLANO DE SIMULAÇÃO PARA A ANÁLISE DOS EDIFÍCIOS EM ALVENARIA E EM PAREDES DE CONCRETO	30
QUADRO 2 – ESTADOS DE COMPACIDADE E DE CONSISTÊNCIA	30
QUADRO 3 – PROPRIEDADES DO SOLO TRIDIMENSIONAL EQUIVALENTE	67
QUADRO 4 – FATOR DE AMPLIAÇÃO DA RIGIDEZ AXIAL DOS PILARES.....	75
QUADRO 5 – FAIXAS QUALITATIVAS DE DISCREPÂNCIAS COM O MODELO CLÁSSICO DE REFERÊNCIA	84

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	27
1.1	Objetivos	28
1.1.1	Geral	29
1.1.2	Específico	29
1.2	Método de Pesquisa	29
1.2.1	Escopo	32
1.2.2	Hipótese	32
1.2.3	Estrutura do trabalho	32
2	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	34
2.1	Modelo de Winkler	39
2.2	Modelo reológico de Kelvin-Voigt.....	43
2.3	Modelo em elementos finitos sólidos	45
3	AÇÕES EVOLUTIVAS	48
3.1	Paredes de concreto moldadas no local.....	49
3.2	Alvenaria estrutural.....	53
4	MÉTODO SIMPLIFICADO PROPOSTO	57
4.1	Edifício piloto.....	58
4.2	Discretização das paredes e pilotis	60
4.3	Discretização dos blocos e estacas	63
4.4	Solo tridimensional equivalente	66
5	MODELOS DE EDIFÍCIOS	71
5.1	Pórtico bidimensional.....	71
5.2	Edifício de parede	77

5.2.1	Reações nos apoios.....	83
5.2.2	Esforços normais nas paredes	86
5.2.3	Recalques.....	123
6	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	125
7	CONCLUSÕES.....	128
7.1	Sugestões para trabalhos futuros	129
	REFERÊNCIAS	131

1 INTRODUÇÃO

Devido ao programa habitacional Minha Casa, Minha Vida (MCMV) do governo federal, iniciado em 2009, sistemas construtivos em alvenaria estrutural e em paredes de concreto atingiram elevados níveis de aplicação na construção de casas populares.

O racionamento de materiais, a demanda por poucas especialidades da mão de obra, a produtividade e a receptividade no programa habitacional MCMV tem levado os sistemas construtivos supramencionados a ampliarem a presença no mercado. No caso da tecnologia construtiva em paredes de concreto moldadas no local, a aplicação tem abrangido inclusive os edifícios altos (GRUPO DE REFERÊNCIA PAREDES DE CONCRETO, 2014).

O sistema construtivo em alvenaria estrutural é um dos mais antigos da humanidade e manteve-se absoluto até o fim do século XIX, quando surgiu o concreto armado. Esse sistema construtivo, que chegou ao Brasil na década de 60, recentemente ganhou espaço significativo no mercado brasileiro, principalmente com a entrada da Classe C ao mercado imobiliário.

Com o aumento na escala de produção de edificações residenciais no Brasil, defeitos e patologias tornaram-se recorrentes. Há que se considerar, entretanto, que essas inconveniências podem ser consequência dos maus hábitos dos usuários, da má utilização da técnica construtiva por parte das construtoras e/ou pelo emprego de métodos de análises antiquados por parte dos projetistas estruturais e de fundações, visto que o aparecimento e propagação de fissuras pode também ser decorrente da subestimativa de tensões nos elementos estruturais.

Devido às normas de desempenho, vigentes desde 2013, e às políticas de certificação da Caixa Econômica Federal, as construtoras vêm se adequando às exigências do mercado com a finalidade de alcançar níveis de controle de qualidade cada vez mais elevados. Neste contexto, a avaliação crítica dos métodos de análise disponíveis para projeto de edifícios em paredes de concreto e em alvenaria estrutural entra como requisito às investigações que colaboram com a minimização da recorrência de patologias.

Aos fatores já citados, cabe aditar o desafio enfrentado na ocupação de terrenos com área disponível para atender às características dos empreendimentos, geralmente horizontais, e com características geotécnicas muitas vezes incompatíveis com as hipóteses convencionalmente adotadas no cálculo estrutural e de fundações.

De acordo com o item 11.5 da ABNT NBR 16055:2012, é obrigatória a realização da análise com interação solo-estrutura em edifícios construídos em paredes de concreto com mais de cinco pavimentos. Já a ABNT NBR 15961-1:2011 é omissa quanto à necessidade de incorporação da interação com o solo na análise de edifícios em alvenaria estrutural.

Diante das observações postas, a necessidade de avançar no desenvolvimento de pesquisas que contribuam para a melhor compreensão desses sistemas construtivos é fundamentalmente justificada pela elevada demanda social por moradias populares isentas de defeitos e patologias. Este trabalho pretende contribuir através da avaliação crítica do método de análise convencional, confrontando-o com métodos de análise mais refinados, a exemplo do que considera a interação com o solo e a sequência construtiva na análise estrutural.

Por meio de análise estática, admitindo comportamento elástico-linear para a estrutura e realizando a análise sem considerar as ações evolutivas, Testoni (2013) concluiu que a consideração da interação com o solo na análise estrutural de edifícios de paredes de concreto moldadas no local altera significativamente o fluxo de tensões, avalizando a restrição imposta pela ABNT NBR 16055:2012.

O modelo de pórtico tridimensional empregado por Testoni (2013), em concordância com os resultados obtidos por Nunes (2011), é aplicável para a obtenção de tensões globais em elementos de edifícios de paredes, incluída a alvenaria estrutural. No entanto, diferente da norma de projeto para edificações em paredes de concreto, a norma para o projeto de alvenaria estrutural omite a necessidade da incorporação da análise com interação solo-estrutura.

1.1 Objetivos

1.1.1 Geral

Avaliar a influência da interação solo-estrutura na análise de edifícios de paredes de concreto e de alvenaria estrutural, considerando a sequência construtiva.

1.1.2 Específico

Aplicar a Interação Solo-Estrutura (ISE) considerando o incremento de rigidez estrutural e de carregamentos verticais na estrutura.

1.2 Método de Pesquisa

Com base nas contribuições de Nunes (2011), Testoni (2013) e Santos (2016), que modelaram os edifícios em paredes de concreto e em alvenaria estrutural por meio de pórtico tridimensional, com os refinamentos ao modelo original de Yagui (1971), pretende-se simular os edifícios em software comercial empregando apenas um modelo de referência refinado, baseado em elementos finitos de casca para a discretização das paredes, em elementos finitos de barras para a discretização do pilotis de concreto armado, blocos e estacas, e em elementos finitos sólidos para discretizar o solo tridimensionalmente como meio contínuo. Para tanto foram explorados os recursos disponíveis no software DIANA®, que permitem a análise estrutural considerando tanto a sequência construtiva, quanto a interação com o solo através da modelagem tridimensional do sistema estrutura-fundação-solo.

Para avaliar o efeito da Interação Solo-Estrutura (ISE) na sequência construtiva, os modelos foram processados de quatro formas distintas. A primeira delas considerando o método clássico, com apoios fixos (AF) e aplicação instantânea de ações (AI); a segunda considerando apoios fixos (AF) e aplicação de ações evolutivas (AE), isto é, considerando a aplicação gradativa de ações e rigidez estrutural; a terceira considerando a interação com o solo (ISE) a partir da aplicação instantânea de ações (AI) e, por fim, considerando a interação com o solo (ISE) no tempo de construção (AE).

Para fins deste trabalho, e apresentação dos resultados, serão empregadas as siglas do Quadro 1, correspondentes ao plano de simulações.

Quadro 1 Siglas correspondentes ao plano de simulação para a análise dos edifícios em alvenaria e em paredes de concreto

MATERIAL\MÉTODO	Ações Instantâneas (AI)		Ações Evolutivas (AE)	
	Apoios Fixos (AF)	Apoios Elásticos (ISE)	Apoios Fixos (AF)	Apoios Elásticos (ISE)
DIANA® Elementos Finitos de Barra, Casca e Sólidos	AI-AF	AI-ISE	AE-AF	AE-ISE

FONTE: O AUTOR (2016)

Para a consideração da ISE foram empregados parâmetros compatíveis com situações usuais em projetos de fundações. Segundo o Anexo A da ABNT NBR 6484:2001, de acordo com o índice de resistência à penetração (N) e para fins de projeto, o solo pode ser classificado em duas grandes categorias podendo receber, em cada uma delas, cinco tipos de designação para o estado de compactidade e de consistência:

Quadro 2 – Estados de compactidade e de consistência

SOLO	Índice de resistência à penetração N	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco Compacta(o)
	9 a 18	Medianamente Compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	>40	Muito Compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito Mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)

FONTE: ABNT NBR 6484:2001

A análise da ISE com aplicação incremental das ações e da rigidez estrutural, em situações nas quais a estrutura se apoia em maciço composto por camada(s) de argilas e/ou siltes argilosos muito moles ou moles ($2 \leq N \leq 5$), requer um cuidado especial. O recalque dessas camadas é melhor representado por modelos mais complexos que a analogia de molas proposta no clássico modelo de Winkler (PAVAN, COSTELLA e GUARNIERI, 2014), visto que o recalque total depende do adensamento primário e secundário da camada argilosa, devendo ser integrada ao tempo de construção através de um modelo viscoelástico, cuja simplicidade é conseguida pelo emprego do modelo reológico de Kelvin-Voigt (REIS, 2000; PACCOLA, 2004; ROSA, DANZIGER e CARVALHO, 2012).

No projeto de fundações para edifícios usuais, o índice de resistência à penetração N , obtido com o ensaio de sondagem à percussão (ABNT NBR 6484:2001), é o parâmetro que permite inferir as propriedades físicas e mecânicas das camadas que compõem o maciço (JOPPERT Jr., 2007).

Apesar da importância desse parâmetro, os planos de prospecção geotécnica geralmente são contratados com base nos requisitos mínimos das normas vigentes. Conforme preconiza o item 4.1.1.2 da ABNT NBR 8036:1983,

As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² de área de projeção em planta do edifício, até 1200 m² de área. Entre 1200 m² e 2400 m² deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m² que excederem de 1200 m². Acima de 2400 m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano perpendicular da construção. Em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) dois para área de projeção em planta do edifício até 200m².
- b) três para área entre 200m² e 400m².

As exigências normativas para a prospecção geotécnica de terrenos nos quais serão construídos edifícios com áreas de projeção entre 200 m² e 400 m² são, por si só, um fator que dificulta a avaliação das propriedades e características mecânicas das camadas de solo no nível de detalhamento necessário à aplicação de um modelo tridimensional refinado na análise da ISE, posto que a realização de 3 furos de sondagem pode induzir a erros de inferência tridimensional das propriedades do solo.

Apesar dessa limitação de natureza prática, e baseando-se nas práticas usuais de prospecção geotécnica, foi adotada a estratégia de estratificação do maciço em camadas regulares a partir

da média estabelecida através do perfil de sondagem disponível para a análise do problema no ANEXO B, com propriedades geotécnicas estimadas por meio do índice de resistência à penetração N .

A necessidade de reduzir o custo computacional¹ dos modelos, admitindo e explorando a bissimetria da superestrutura, infraestrutura e maciço de solo é outro fator que justifica a consideração de uma estratificação aproximada para o solo, obtida a partir da média das profundidades das camadas identificadas em cada um dos três furos de sondagem do problema.

1.2.1 Escopo

O escopo deste trabalho abrange dois tipos de estruturas de paredes: edifícios em alvenaria estrutural (estruturas mais flexíveis) e em paredes de concreto moldadas no local (estruturas mais rígidas) submetidas a ações evolutivas ou de construção. São desconsideradas as ações horizontais devidas ao vento. Além das ações verticais, duas das análises contemplarão a interação com o solo.

1.2.2 Hipótese

Neste trabalho, admite-se a homogeneidade e o comportamento elástico-linear para os materiais das estruturas de parede, das estruturas de fundação e para o material solo. As forças de corpo, devidas ao peso próprio, são substituídas por forças de superfície aplicadas ao nível do pavimento. As pressões devidas ao vento não são incorporadas ao modelo.

1.2.3 Estrutura do trabalho

Esta Dissertação de Mestrado foi dividida em capítulos organizados na forma descrita a seguir:

¹ Aqui definido como tempo de processamento.

No capítulo inicial, INTRODUÇÃO, a questão de pesquisa é exposta através da contextualização e justificativa do tema, bem como a descrição do escopo e objetivos a serem alcançados. Também são apontados, neste capítulo, os objetivos gerais e específicos da investigação.

Em INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA é feito o levantamento das contribuições necessárias ao empreendimento da pesquisa, discutindo-se os modelos usuais, com as orientações às decisões tomadas no desenvolvimento da metodologia do trabalho. Neste capítulo é feita uma abordagem aprofundada de três métodos de análise aplicáveis à problemas de Interação Solo-Estrutura: o modelo de Winkler, o de Kelvin-Voigt, e o modelo contínuo tridimensional.

Reunindo conceitos básicos sobre a análise estrutural no tempo de construção, o terceiro capítulo, AÇÕES EVOLUTIVAS, apresenta e discute contribuições originais ao método de análise voltados para estruturas reticuladas. Este capítulo também reúne a descrição das estratégias de construção aplicáveis à alvenaria estrutural e às paredes de concreto moldadas no local, com a finalidade de elucidar as considerações específicas a cada sistema construtivo, descrita no capítulo posterior.

No quarto capítulo, MÉTODO SIMPLIFICADO PROPOSTO, são apresentadas as estratégias de modelagem no tempo de construção aplicáveis aos edifícios em paredes de concreto moldadas no local e aos edifícios em alvenaria estrutural estudados.

No quinto capítulo, MODELOS DE EDIFÍCIOS, descreve-se a estrutura de parede a ser modelada, bem como o seu sistema de fundação. Neste capítulo são, também, apresentados os resultados das modelagens realizadas para cada tipo de estrutura de paredes.

Em DISCUSSÃO DOS RESULTADOS, sexto capítulo, discutem-se os resultados relacionados às modelagens realizadas.

Por fim, as CONCLUSÕES são apresentadas no sétimo e último capítulo em conjunto com as Sugestões para trabalhos futuros.

2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A estratégia de modelagem que inclui a Interação Solo-Estrutura (ISE) ainda não é usual na maioria dos escritórios de projeto. Apesar dos recursos existentes nos principais softwares comerciais para a análise estrutural com ISE, a aplicação de modelo que envolve duas áreas do conhecimento requer maior nível de especialização ao profissional e/ou maior nível de interação entre projetistas com diferentes especialidades, neste caso, geotecnia e estruturas.

Desde a primeira metade do século XX, importantes contribuições foram dadas ao estudo da interação solo-estrutura. Iwamoto (2000) destaca, pela vanguarda e originalidade, as contribuições de Meyerhof (1953) e Chamecki (1956).

Meyerhof (1953) propôs um modelo simplificado para considerar, na análise da infraestrutura de um edifício, os efeitos da rigidez da superestrutura por meio de uma viga com rigidez equivalente.

Anos mais tarde Chamecki (1956) apresentou uma nova possibilidade de modelagem por meio de cálculo interativo, dispensando as simplificações necessárias ao método proposto por Meyerhof.

Iwamoto (2000) ressalta que as divergências das abordagens dadas pelo engenheiro de estruturas e pelo engenheiro geotécnico começam no sistema de referência comumente adotado por cada especialidade profissional. Para o engenheiro de estruturas a origem referencial do sistema coordenado é fixado na base da superestrutura e está voltado para cima ao passo que, para o engenheiro geotécnico, o sistema coordenado é fixado na fundação e está voltado para baixo.

Diante do reconhecimento de que o solo, como material de engenharia, também sofre deformações, a fixação de um sistema na base da superestrutura voltado para cima ou para baixo é incoerente posto que se trate, na realidade, de ponto deslocável.

Além das dificuldades de interação entre profissionais com diferentes especialidades, Jordão (2003) ressalta que a natureza empírica impõe sérias limitações ao processo de previsão de

deslocamentos e rotações nas fundações. Outros fatores, associadas à escassez de laboratórios bem instrumentados dificultam, na prática, a obtenção de parâmetros capazes de caracterizar o solo com precisão.

A previsão de recalques em solos argilosos normalmente adensados, por exemplo, é considerada por Reis (2000, p.34) um dos grandes desafios da Mecânica dos Solos:

A previsão do comportamento do solo ao longo do tempo é um dos problemas mais desafiantes da mecânica dos solos. Seu estudo, na grande maioria dos casos, se baseia na utilização de modelos reológicos mecânicos ou empíricos.

Reis (2000) demonstrou a aplicabilidade do modelo reológico de Kelvin na previsão de recalques confrontando curvas de recalque-tempo teóricas às medidas em campo, em um grupo de 3 edifícios construídos em Santos-SP. Nesse estudo, a retroanálise de curvas recalque-tempo medidas permitiu a obtenção de parâmetros, apresentados na Tabela 1, fundamentais à aplicação do modelo reológico de Kelvin-Voigt.

Tabela 1 – Determinação das Constantes E e η

	Módulo de Deformação Longitudinal (E)	Viscosidade (η)
Média	5,68 Mpa	5.973,6 MPa.dia
Desvio	0,95 Mpa	756,4 MPa.dia
Variância	17%	13%

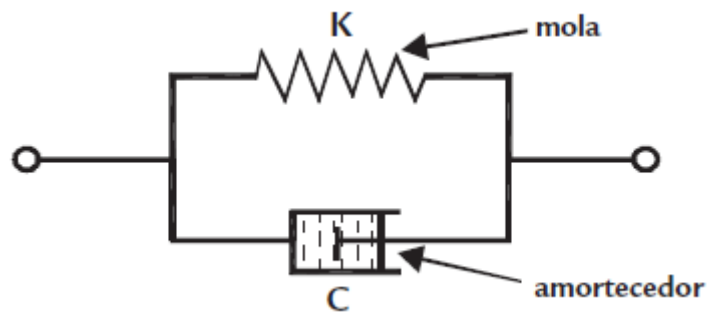
FONTE: REIS (2000)

Mesquita e Coda (2001), considerando o modelo reológico de Boltzman, apresentaram uma estratégia de modelagem bidimensional da ISE segundo a viscoelasticidade e baseado no acoplamento do método dos elementos finitos com o método dos elementos de contorno. Rosa, Danziger e Carvalho (2012), concordando com Reis (2000) e Paccola (2004), apresentaram a aplicação do modelo reológico de Kelvin-Voigt na detecção de danos em alvenarias de vedação de edifícios em concreto amado, analisados segundo a incorporação da ISE.

Cogliati (2011) chama a atenção para os efeitos viscosos no comportamento das argilas enumerando fenômenos responsáveis por eles, como o adensamento, a influência da velocidade de deformação na resistência não-drenada e a variação do coeficiente de empuxo

com o tempo (relaxação). Em seu trabalho, Cogliati (2011) descreve as equações reológicas com um ou mais elementos associados, incluído o desenvolvimento da equação reológica para o modelo de Kelvin-Voigt, que pode ser representado uniaxialmente por um pistão de Newton em paralelo com uma mola de Hooke (Figura 1).

Figura 1 – Modelo reológico de Kelvin-Voigt (representação uniaxial)



FONTE: ROSA, DANZIGER e CARVALHO (2012)

Deve-se ressaltar que, conforme praticado por Mota (2009), a incorporação da ISE na análise de estruturas deve partir de um modelo calibrado com resultados obtidos através do monitoramento em campo, visto que a estratégia de modelagem pode influenciar os resultados.

A estratégia de validação do código computacional desenvolvido por Mota (2009) englobou tanto a comparação com resultados obtidos por outras metodologias disponíveis na literatura, quanto com o monitoramento de recalques por nivelamento ótico de precisão e a medida de deformações por meio de extensômetro mecânico removível instalado em pilares de um edifício de 26 pavimentos, com fundação em hélice contínua.

No entanto, segundo Jordão (2003, p.60), “Medidas de recalques de edifícios sobre fundações profundas não são comumente encontradas.” dificuldade que restringiu sua investigação à análise de modelos numéricos com elemento estrutural de fundação do tipo tubulão, cujas medidas de recalque em campo estão disponíveis nos trabalhos desenvolvidos por Lobo et. al (1994) e Lobo et. al. (1996).

Gusmão (1994) já havia observado que o monolitismo dos elementos da estrutura lhe confere uma rigidez capaz de restringir o movimento relativo entre seus apoios, fazendo com que os

recalques diferenciais estimados convencionalmente, considerando a estrutura infinitamente flexível, sejam superiores aos obtidos com a análise da ISE.

A tendência de uniformização dos recalques durante o processo de construção foi apontada por Gusmão e Gusmão Filho (1994) ao perceberem que a rigidez da superestrutura não cresce linearmente com o número de pavimentos:

A rigidez da estrutura não cresce linearmente com o número de pavimentos da estrutura. Há uma rigidez limite, atingida após a construção dos primeiros pavimentos, a partir da qual a distribuição de recalques passa a ser função apenas do carregamento. (GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1994)

Fonte et. al. (1994) concluíram, ao modelar um pórtico de 14 andares sobre fundações superficiais através de um programa baseado no método dos elementos finitos, que a consideração do efeito construtivo na análise com ISE leva a resultados mais realistas de recalques diferenciais sendo os mais satisfatórios obtidos com a aplicação gradual de rigidez e carregamento (independente se aplicado andar por andar ou de dois em dois andares), corroborando que a consideração da ISE com a aplicação instantânea do carregamento na estrutura subestima os recalques medidos ao superestimar a rigidez da superestrutura.

Prado (1999), aperfeiçoando o método simplificado de Grundy e Kabaila (1963), propôs um novo método de análise para edifícios com estruturas reticuladas em concreto armado considerando a sequência construtiva na análise estrutural. No entanto, a hipótese de apoios deslocáveis não fez parte do escopo do trabalho.

Ramalho e Corrêa (2003) reuniram vários métodos para a análise de ações verticais e horizontais necessárias ao projeto de alvenaria estrutural, no entanto, nenhum método para a consideração da ISE foi apresentado. Da mesma forma, Braguim (2013) discutiu a utilização de modelos para o projeto de edifícios de paredes de concreto moldadas no local sem contemplar a interação com o solo e as ações evolutivas.

Na literatura, são poucas as contribuições voltadas para a análise de edifícios em alvenaria estrutural e em paredes de concreto moldadas no local considerando a ISE. Neste contexto de análise podem ser listados os estudos desenvolvidos por Silva (2006), que realizou a análise estrutural bidimensional de um edifício em alvenaria estrutural, considerando a ISE na

sequência construtiva, por Testoni (2013), que avaliou um edifício em paredes de concreto moldadas no local considerando a ISE, porém sem incluir o processo incremental do tempo de construção, e por Santos (2016), que realizou análise paramétrica, com diferentes geometrias e quantidades de pavimentos, de edifícios de paredes de concreto moldadas no local interagindo com o solo, sem incluir a sequência de construção.

Silva (2006), ao modelar edifícios em alvenaria estrutural considerando a ISE e a sequência construtiva, concluiu que há redução das tensões máximas na ordem de 5% a 10% e que estas tensões são menores que as obtidas quando se considera a aplicação instantânea de carregamento. Segundo este pesquisador, que não considerou as ações horizontais na modelagem, a análise da ISE incorporando a sequência construtiva conduz a especificações mais econômicas para o projeto.

Testoni (2013) modelou uma edificação em paredes de concreto moldada no local, considerando a ISE e a aplicação instantânea de carregamento vertical, avaliando a restrição imposta no item 11.5 da ABNT NBR 16055:2012 ao concluir que:

A alteração do fluxo de tensões causada pela interação solo-estrutura gera mudanças consideravelmente altas do esforço normal das paredes dos primeiros pavimentos e das reações verticais dos apoios dos edifícios de paredes de concreto. As diferenças são elevadas do ponto de vista de projeto e, por isso, não devem ser desprezadas no dimensionamento dos elementos estruturais. (TESTONI, 2013, p.178)

Neste trabalho, deu-se continuidade às investigações realizadas por Testoni (2013), e complementando o escopo das investigações realizadas por Santos (2016), aprimorando com a consideração das ações evolutivas ou sequência construtiva, lançando mão da validação do modelo Yagui, com foco na modelagem refinada das paredes (em elementos finitos de casca), do pilotis, blocos e estacas (em elementos finitos de barras), e do solo (em elementos finitos sólidos).

Não se pretende aqui fazer uma descrição extensiva das equações reológicas disponíveis para os problemas de interação solo-estrutura, como é apresentado nos trabalhos de Cogliati (2011) e Paccola (2004), limitando a apresentação dos desenvolvimentos matemáticos somente aos modelos clássicos e ao que foi aplicado neste trabalho.

2.1 Modelo de Winkler

Consagrado entre os modelos discretos disponíveis para a representação da ISE, o modelo de Winkler foi proposto em 1867 baseado no conceito de coeficiente de reação de uma mola uniaxial.

O modelo de Winkler parte da hipótese de comportamento elástico-linear para o material solo. Para Silva (2014, p.85),

Deve-se ressaltar a razoabilidade em se considerar o sistema solo-fundação com comportamento elástico-linear, afinal, para as estruturas de edifícios os sistemas de fundações são concebidos de maneira a garantir o mínimo possível de recalques, pois estes são extremamente perigosos para os edifícios podendo causar sérios problemas estruturais. Nesse sentido, o sistema solo-fundação deve obrigatoriamente trabalhar no campo dos pequenos deslocamentos e das pequenas deformações. (SILVA, 2014, p.85)

No entanto, no que diz respeito às técnicas de modelagem, Silva (2014) tece algumas críticas, defendendo a aplicação de modelos contínuos para o material solo, em detrimento da representação por meio de molas discretas.

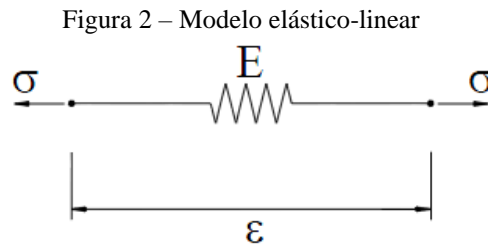
Na tentativa de propor metodologias que considerem o solo como meio contínuo, diversos pesquisadores fizeram uso das hipóteses advindas da Teoria da Elasticidade. Apesar do solo não ser um material elástico, estes trabalhos têm demonstrado a validade da aplicação da Teoria da Elasticidade para sua análise, desde que as propriedades elásticas, como por exemplo, o valor do módulo de Young (que neste caso pode ser chamado de módulo de deformabilidade) e o coeficiente de Poisson sejam convenientemente escolhidos em função das propriedades mecânicas do solo. (SILVA, 2014, p.39).

Apesar de ser severamente criticado por inúmeros pesquisadores, devido à sua simplicidade, o modelo de Winkler é largamente utilizado na prática de projetos cuja análise contempla a interação solo-estrutura e tem sido objeto de sucessivos refinamentos de natureza empírica.

De acordo com Paccola (2004, p.37),

O modelo elástico-linear, representado esquematicamente por uma mola [...], caracteriza-se pelo aparecimento de deformações elásticas instantâneas à aplicação de solicitações estáticas, independentes do tempo. Em caso de descarregamento, essas deformações são totalmente recuperadas, não ocorrendo, portanto o surgimento das deformações residuais.

Na mecânica dos solos, a rigidez dessa mola linear é designada por coeficiente de reação horizontal ou vertical, comumente representadas na literatura por k_h e k_v , respectivamente.



FONTE: PACCOLA (2004)

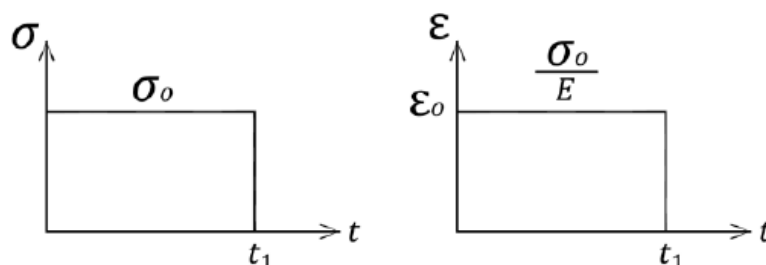
A tensão no modelo elástico-linear é proporcional à deformação do elemento e, portanto, a relação constitutiva é dada através da Lei de Hooke:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl}$$

sendo C_{ijkl} a matriz constitutiva elástica do material, com σ_{ij} e ε_{kl} representando, respectivamente, as tensões e as deformações.

Ao ser aplicada uma tensão instantânea (σ_o) no modelo elástico-linear (Figura 2), ocorre uma tensão e uma deformação proporcionais entre si e independentes do tempo (Figura 3).

Figura 3 – Tensão e deformação do modelo elástico-linear submetido a uma tensão instantânea



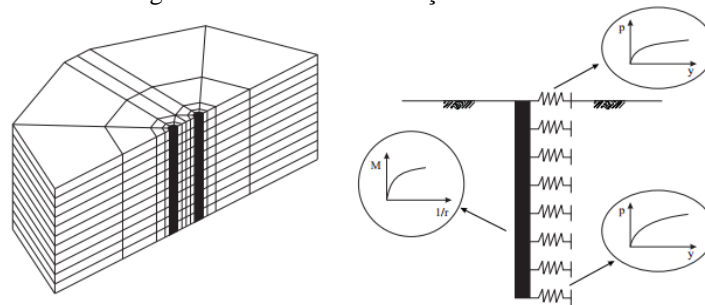
FONTE: COGLIATI (2011)

O modelo elástico-linear é bastante difundido entre os projetistas de estruturas reticuladas que consideram a ISE simulando o solo com um modelo discreto de molas. Nestes casos, a rigidez do material solo é representada pelo coeficiente de reação vertical k_v .

Nos casos de fundações profundas, em sistemas submetidos a ações horizontais, o modelo de Winkler é também empregado na simulação da interação estaca-solo. No entanto, recebe abordagem elástica não linear, por meio de curvas y - p .

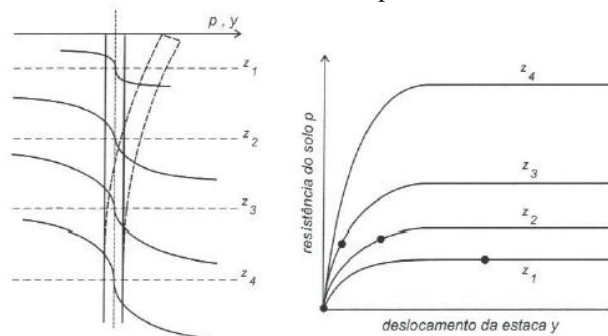
Nesses casos, o parâmetro geotécnico que alimenta o modelo é o coeficiente de reação horizontal k_h , obtido por meio de prova de carga sobre estaca em escala natural, por meio de ensaios de placas difundidos por Terzaghi desde 1955 e ou por meio de correlações empíricas com outras propriedades do solo.

Figura 4 – Modelo de interação estaca-solo



FONTE: GOMES CORREIA e SANTOS (1994)

Figura 5 – Curvas de p - y definidas para cada camada do subsolo e mobilização da resistência lateral em função do deslocamento obtido pela estaca



VELLOSO e LOPES (2002)

Embora não represente a realidade física do problema de interação estaca-solo, a simulação do material solo com o modelo de Winkler é o que tem sido mais utilizado, dada a quantidade de trabalhos publicados, no estudo de estacas carregadas transversalmente.

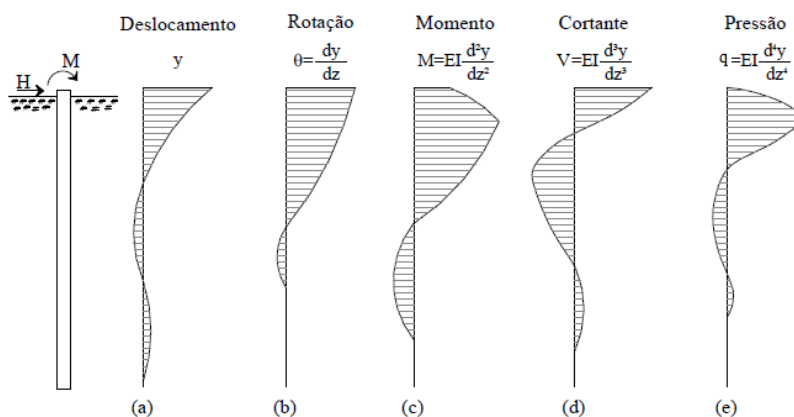
Devidas às ações horizontais que solicitam a superestrutura e são transmitidas ao sistema de fundação, as estacas passam a ser solicitadas, conforme mostrado na Figura 6, por carga horizontal (H) e momentos concentrados (M). De acordo com Velloso e Lopes (2002, p.205), “No caso geral, tem-se que projetar uma fundação em estacas ou tubulões para suportar um sistema de cargas verticais, horizontais e momentos.”

O equacionamento do modelo de estaca longa, elemento linear com rigidez à flexão EI, imersa em solo de Winkler pode ser feito através da seguinte equação diferencial:

$$EI \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + p \frac{d^2 y}{dz^2} + k_y = 0$$

A equação acima apresenta solução analítica satisfatória para os casos em que o coeficiente de reação horizontal (k_y) é constante ao longo de toda a profundidade da estaca. No entanto, esta hipótese não é condizente com a realidade. Com a variação de k_y , a resolução da equação passa a demandar tratamento numérico, estando o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos entre os mais difundidos.

Figura 6 – Linhas de estacas longas

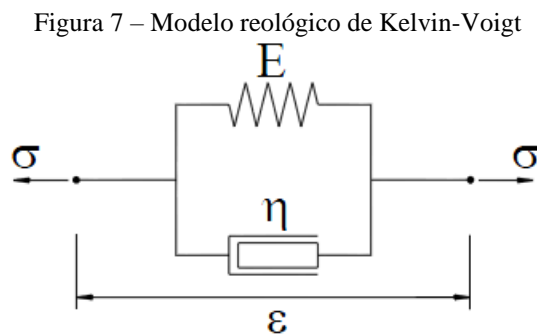


FONTE: VELLOSO e LOPES (2002)

A consideração da ação horizontal na interação estaca-solo é muito importante em problemas de ISE cuja estrutura é uma torre para linha de transmissão de energia elétrica (LAUTENSCHLÄGER, 2010).

2.2 Modelo reológico de Kelvin-Voigt

O modelo reológico de Kelvin-Voigt é formado por um pistão de Newton e uma mola de Hooke associados em paralelo (Figura 7).



FONTE: PACCOLA (2004)

O paralelismo dos elementos garante a hipótese de compatibilidade entre as parcelas de deformação elástica e viscosa, logo:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e = \varepsilon_{ij}^v$$

com ε_{ij} , ε_{ij}^e e ε_{ij}^v representando, respectivamente, as deformações totais, elástica e viscosa.

Para as tensões, vale o princípio da superposição, a tensão total no elemento é dada pela soma da parcela de tensão elástica da mola com a parcela de tensão viscosa do amortecedor, ou seja:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^e + \sigma_{ij}^v$$

podendo estas tensões ser definidas por:

$$\sigma_{ij}^e = C_{ijkl} \varepsilon_{kl}^e = C_{ijkl} \varepsilon_{kl}$$

$$\sigma_{ij}^v = \eta_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{kl}^v = \eta_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{kl}$$

onde C_{ijkl} é a matriz constitutiva elástica e η_{ijkl} é a matriz constitutiva viscosa.

A equação reológica do modelo de Kelvin-Voigt é dada por:

$$\sigma_{ij}^o(t) = C_{ijkl} \varepsilon_{kl}(t) + \eta_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{kl}(t)$$

Reescrevendo e integrando a equação acima em função do tempo, obtém-se a relação entre a deformação e o tempo no modelo Kelvin-Voigt:

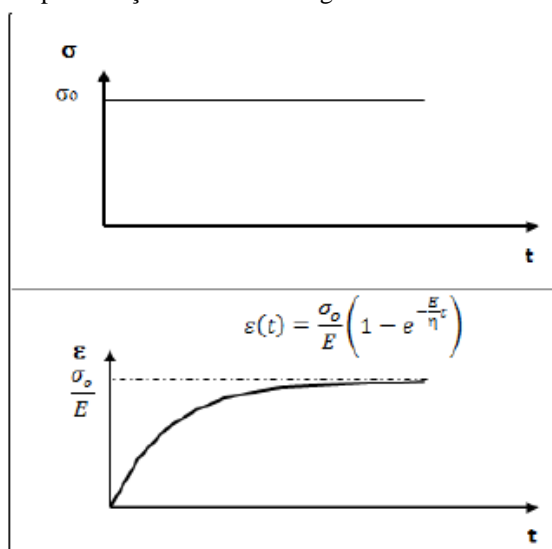
$$\varepsilon_{kl}(t) = \frac{\sigma_{ij}^o}{C_{ijkl}} \left(1 - e^{-\frac{C_{ijkl}}{\eta_{ijkl}} t} \right)$$

Partindo do desenvolvimento geral e admitindo a hipótese de homogeneidade, as matrizes constitutivas e viscosas podem ser representadas, simplificadamente, pelo módulo de deformação longitudinal e pela viscosidade do material solo, respectivamente. Portanto, lançando mão da notação indicial:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_o}{E} \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta} t} \right)$$

Com base nos desenvolvimentos acima, e conforme mostrado na Figura 8, o pistão de Newton é o elemento que comanda a velocidade de deformação do modelo, ao passo que o elemento mola de Hooke determina seu limite de deformação, igual ao limite de deformação da mola.

Figura 8 – Representação da fluência segundo o modelo de Kelvin-Voigt



FONTE: COGLIATI (2011)

2.3 Modelo em elementos finitos sólidos

A discretização do solo com elementos finitos sólidos é uma alternativa de modelagem que agrega refinamentos aos métodos clássicos de análise apresentados anteriormente, sendo por sua vez, uma técnica numericamente inferior ao acoplamento do método dos elementos de contorno (MEC) com o método dos elementos finitos (MEF), conhecido como método híbrido. Cavalcanti (2006, p.7) ressalta, sobre o acoplamento MEC-MEF que,

“A solução encontrada na combinação das técnicas numéricas é muito relevante em diversos problemas práticos, tais como: domínios infinitos ou regiões de altas concentrações de tensões são melhores representados por soluções com integrais no contorno e domínios com comportamento não linear ou anisotrópico por soluções com integrais no domínio.”

A modelagem por meio de elementos finitos sólidos é, por sua vez, bastante utilizada na simulação de problemas de interação solo-estrutura. Soares (2004) empregou elementos finitos sólidos na discretização do sistema solo-fundação no estudo numérico-experimental que realizou em dois edifícios reticulados, aplicando, inclusive, o método matricial da rigidez (numericamente inferior ao MEF) na análise estrutural da superestrutura. Da mesma forma, adotando a discretização tridimensional do solo, por elementos finitos, Garcia (2015) simulou a interação estaca-bloco-solo discutindo o efeito do contato bloco-solo (convencionalmente

desprezado) no mecanismo de resistência do sistema estaca-solo denominado de radier estaqueado pelo autor.

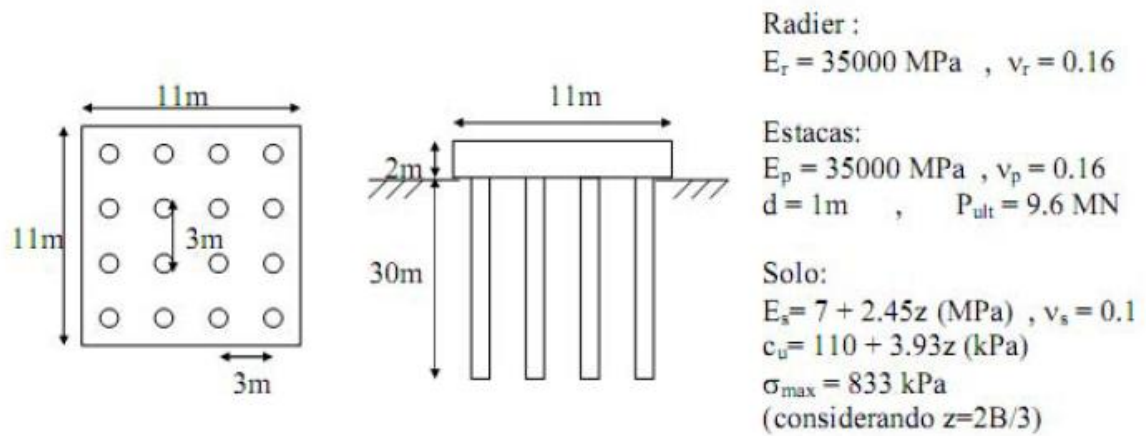
A modelagem do maciço do solo por meio de elementos finitos sólidos, apesar de aumentar o custo computacional, se comparado aos métodos discretos simplificados apresentados anteriormente, dispensa a necessidade de implementação da interação espacial entre os elementos da fundação. Testoni (2013) e Santos (2016), que modelaram a interação do sistema fundação-solo por meio de molas, admitindo comportamento elástico linear para o material solo, recorreram aos métodos simplificados supracitados e às técnicas consagradas, refinadas empiricamente, para incluir o efeito de grupo das estacas por meio de um método iterativo implementado na rotina computacional desenvolvida por Testoni (2013).

A metodologia adotada neste trabalho, de modelar o maciço por meio de elementos finitos sólidos, dispensa a necessidade de recorrer a métodos empíricos que corrigem a estratificação do solo e o efeito de grupo das estacas, sendo capaz de garantir tanto a interação entre as estacas de um bloco, quanto entre as estacas pertencentes a blocos diferentes,

“Souza (2010) realizou um estudo cujo principal objetivo foi avaliar o efeito da interação entre estacas. Para isso, foram utilizados o programa GARP 8 (Programa Híbrido) e o DIANA (Baseado na rotina de cálculo de elementos finitos e desenvolvido pela TNO Building and Construction). O autor realizou análises para radiers estaqueados com número de estacas variável entre 1 e 100 estacas. O elemento finito considerado pelo autor em suas análises é denominado por CTE30, isoparamétrico piramidal com 3 faces e 10 nós, com interpolação quadrática e integração numérica.” (GARCIA, 2015, p.48)

Através de teste de refinamento na modelagem de um problema proposto pelo comitê técnico TC-18 da International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), representado na Figura 9, analisado por vários autores do mundo por meio de diferentes softwares baseados em elementos finitos e em métodos híbridos, Souza (2010) demonstrou a eficiência do elemento finito sólido CTE30, disponível na biblioteca do DIANA®, para a modelagem numérica do maciço estratificado com módulo de elasticidade crescendo linearmente com a profundidade.

Figura 9 – Problema proposto pelo TC-18 da ISSMGE



FONTE: SOUZA (2010)

O mesmo elemento finito sólido CTE30 foi empregado na modelagem tridimensional do maciço de solo deste trabalho, como poderá ser visto no item 4, do capítulo quarto desse trabalho, intitulado Solo tridimensional equivalente.

3 AÇÕES EVOLUTIVAS

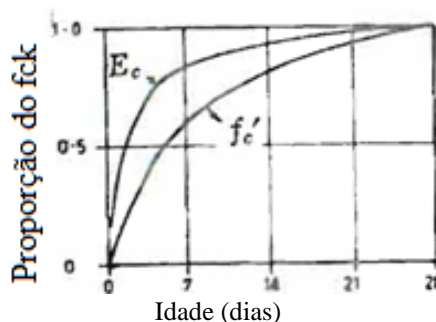
A análise estrutural considerando o tempo de construção remonta a estudos desenvolvidos na década de 70 do século XX, podendo ser citado, pela originalidade e vanguardismo, as contribuições de Grundy e Kabaila (1963) e Selvaraj e Sharma (1974) voltadas para as estruturas reticuladas.

Para os edifícios altos, ainda impera o método de análise que parte do pressuposto que a estrutura passa a existir de forma instantânea, e só então as ações verticais e horizontais são incluídas no modelo. Prado (1999), modificando algumas das hipóteses admitidas por Grundy e Kabaila (1963), propôs um método de análise para estruturas reticuladas em concreto armado considerando a sequência construtiva.

A análise no tempo de construção requer pleno conhecimento do cronograma da obra e estratégias de execução do sistema construtivo. No caso dos edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado, Prado (1999) admitiu estratégia de construção com 2 níveis de escoras e 1 nível de reescora.

Há que se considerar também, numa análise dessa natureza, o comportamento dos materiais da estrutura ao longo do tempo. No caso do concreto convencional, por exemplo, deve-se atentar para o desenvolvimento de resistência nas idades iniciais. Grundy e Kabaila (1963), apresentaram um gráfico com o aumento do módulo de deformação longitudinal do concreto (E_c) ao longo do tempo, mostrando que a resistência à compressão do material (f_c) também cresce, porém, numa taxa de crescimento diferente.

Figura 10 – Desenvolvimento de E_c e de f_c com a idade



FONTE: GRUNDY e KABAILA (1963, adaptado pelo autor)

Marques (2011), estudando o concreto autoadensável por meio de ensaios em laboratório, propôs modelos para a caracterização da evolução das propriedades mecânicas desse concreto especial.

Segundo Grundy e Kabaila (1963, p.1737),

Construction loads in a concrete structure in which the upper floors are shored from the lower floors may exceed design loads for service conditions by a considerable margin and should not be ignored in design.

Numa análise rigorosa considerando a sequência construtiva, fatores como a fluência do concreto, o método de remoção das fôrmas, as forças de escoramento devem ser levados em consideração. De acordo com Grundy e Kabaila (1963, p.1736),

Creep is an important component of the total slab deflection as well as an important means of load redistribution when local stresses are high. [...] The method of stripping formwork is significant since most methods require removal and replacement of the shores a few at a time.

Além das admoestações supracitadas, em análises que não se baseiam na hipótese de apoios rígidos, o comportamento reológico do material solo pode ser incluído no modelo, quando se almeja elevado nível de refinamento, conforme já discutido anteriormente, sendo igualmente indispensável a existência e utilização de dados experimentais coletados ao longo da construção do edifício estudado para a calibração do modelo reológico.

Com a finalidade de elucidar a metodologia proposta para os tipos de estruturas de parede que compõe o objeto de estudo deste trabalho, discutem-se a seguir, aspectos relacionados aos sistemas construtivos em paredes de concreto moldadas no local e em alvenaria estrutural e às estratégias de execução comumente empregadas em cada um dos sistemas.

3.1 Paredes de concreto moldadas no local

As paredes de concreto moldadas no local vêm ganhando espaço significativo no mercado brasileiro devido, principalmente, à rapidez do processo construtivo.

Cada pavimento de um empreendimento em paredes de concreto leva, em média, 24 horas para ser construído. Diferente das estruturas de concreto armado reticulado, que são calculadas com base na resistência aos 28 dias (f_{ck}), algumas verificações no projeto de paredes de concreto são realizadas com base na resistência do concreto às 14 horas após o preenchimento das formas. Admite-se, portanto, nas 14 horas após o processo de concretagem, que a estrutura já apresenta requisitos mínimos para sustentar-se e resistir às ações de construção inerentes à construção do pavimento seguinte.

No Brasil, para o sistema construtivo em paredes de concreto moldadas no local, quatro tipos de concreto são recomendados:

- Concreto celular;
- Concreto com elevado teor de ar incorporado – até 9%;
- Concreto com agregados leves ou com baixa massa específica;
- Concreto convencional ou concreto auto adensável.

De acordo com os requisitos para a execução de paredes de concreto da ABNT NBR 16055:2012, os sistemas de fôrmas devem ser projetados e construídos para atuar como estruturas provisórias capazes de resistir às cargas de construção, às ações ambientais e aos efeitos dinâmicos acidentais devidos ao lançamento e adensamento do concreto.

No item 18.2.3.2, para o projeto de escoramento, a recomendação da norma brasileira é:

O escoramento deve ser projetado de modo a não sofrer, sob a ação de seu peso próprio, do peso da estrutura e das cargas acidentais que possam atuar durante a execução da estrutura de concreto, deformações prejudiciais ao formato da estrutura de parede de concreto ou que possam causar esforços não previstos no concreto. (ABNT NBR 16055:2012, p.23)

Além disso, a referida norma brasileira ressalta, para o escoramento, que a deformação e a flambagem dos materiais que compõe as escoras, bem como as vibrações a que estarão submetidas durante o processo de lançamento e adensamento do concreto devem ser consideradas em projeto. Recomenda-se, também, que o suporte para as escoras apresente condições capazes de isentar recalques excessivos no sistema de escoramento.

A metodologia do sistema construtivo em paredes de concreto moldadas no local é baseada em processos industrializados. A fundação, executada de modo convencional, deve garantir nivelamento rigoroso para não interferir nas etapas seguintes.

Como todas as paredes do sistema e a laje são concretadas em etapa única, as instalações prediais são afixadas às armaduras das paredes (telas soldadas). Os operários, atuando como montadores, primeiro posicionam as telas soldadas que compõe a armadura das paredes do sistema. Posteriormente, é feita a fixação dos eletrodutos (Figura 11) e dos tubos hidrossanitários.

Figura 11 – Detalhe da fixação das instalações elétricas na malha de tela soldada



FONTE: SENA FILHO (2013)

Montadas as instalações e armaduras, o processo de montagem de fôrmas é iniciado. A montagem das formas das lajes é feita depois que as fôrmas de todas as paredes estão montadas, posto que essas funcionam como estruturas de apoio para as fôrmas dos elementos horizontais, juntamente com as escoras, conforme mostrado na Figura 12.

Figura 12 – Detalhe do escoramento das fôrmas das lajes



FONTE: SENA FILHO (2013)

As fôrmas recebem alinhadores em perfis metálicos na parte interna e externa que servem para alinhar as fôrmas e para aumentar sua resistência ao empuxo do concreto fresco. Depois de montada a tela soldada que compõe a armadura da laje, bem como seus eletrodutos, o pavimento do sistema é concretado em etapa única. Depois de 14 horas, as fôrmas são retiradas e as paredes de concreto recebem o devido tratamento de cura úmida.

Nesta etapa, são fixados consoles da mísula às paredes externas que permitem a montagem do guarda-corpo necessário à segurança dos operários na execução do pavimento seguinte (Figura 13). Convém ressaltar que as escoras das lajes não são retiradas juntamente com as fôrmas, podendo permanecer até a concretagem do próximo pavimento.

Figura 13 – Guarda-corpo montado ao redor da edificação



FONTE: SENA FILHO (2013)

E assim, numa taxa média de 1 pavimento por dia, é construído um edifício em paredes de concreto moldadas no local.

3.2 Alvenaria estrutural

Diferentemente das paredes de concreto moldadas no local, a alvenaria estrutural demanda maior tempo na execução do pavimento. Executada segundo o empilhamento de unidades ou blocos, o processo de execução apresenta caráter artesanal sendo, conseqüentemente, mais demorado que o processo de execução de paredes de concreto moldadas no local.

Estima-se que, para uma construtora com equipe bem treinada, o tempo médio para execução de um pavimento de alvenaria estrutural seja o de 15 dias. O processo de execução da alvenaria estrutural admite várias possibilidades construtivas. No caso das lajes, em obras de baixa e média altura, a utilização de lajes pré-moldadas representa uma alternativa capaz de acelerar a evolução vertical da obra.

Figura 14 – Laje pré-moldada sendo preparada para o içamento



FONTE: SANTOS (2014)

Figura 15 – Laje pré-moldada sendo içada



FONTE: SANTOS (2014)

No entanto, a escolha de lajes pré-moldadas para edifícios de múltiplos andares demandaria cuidados especiais para a garantia do funcionamento como diafragma rígido. De acordo com Accetti (1998, p.33),

No caso de edifícios onde a ação do vento é significativa, é conveniente utilizar lajes maciças, pois neste caso as lajes devem ter rigidez transversal

suficiente para garantir o funcionamento como diafragma, ou seja, transferir os esforços horizontais atuantes na construção às paredes portantes.

Para os edifícios em alvenaria estrutural desse trabalho, admite-se a construção de lajes maciças de concreto, que exigem sistemas de escoras e reescoras similares aos empregados nas estruturas de edifícios em concreto armado reticulado.

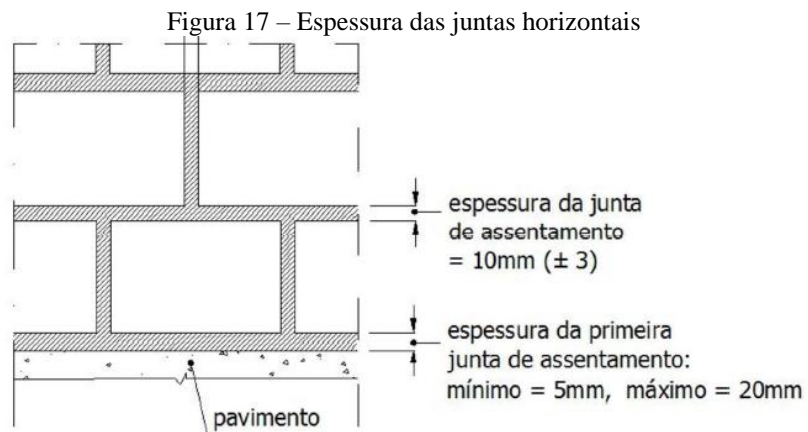
Uma vez que o sistema de fundação tenha sido executado com controle rigoroso de nivelamento, os operários iniciam o processo de locação das paredes com o auxílio de escantilhões (Figura 16) aos quais são amarradas linhas que servem para garantir o alinhamento vertical das paredes.

Figura 16 – Escantilhão para nivelamento das fiadas



FONTE: RAMALHO (2014, notas de aula)

No pavimento, para a primeira fiada, uma camada de argamassa com espessura mínima de 5mm e máxima de 20mm compõe a junta de assentamento. Os blocos da fiada são assentados garantindo-se a execução das juntas verticais. A partir da primeira fiada, conforme mostrado na Figura 17, a espessura das juntas de assentamento deve possuir 10mm (± 3 mm).



FONTE: ABNT NBR 15961-2:2011

As instalações elétricas e hidrossanitárias são executadas junto com as alvenarias, à medida que as fiadas vão sendo erguidas, uma vez que estarão embutidas nelas. Depois que a última fiada é concluída, as formas das lajes e o sistema de escoramento são montados, seguido de armação, instalação de eletrodutos e concretagem da laje.

4 MÉTODO SIMPLIFICADO PROPOSTO

Baseando no método pioneiro de Grundy e Kabaila (1963) e nos aperfeiçoamentos de Prado (1999), adotou-se um método simplificado para a análise das ações evolutivas inerentes ao processo de construção de edifícios de múltiplos andares em alvenaria estrutural e em paredes de concreto sobre fundações profundas.

Neste trabalho, em metade das simulações, a hipótese de apoio rígido é abandonada para se considerar, no mais refinado deles, a interação da estrutura com o solo no tempo de construção. As ações horizontais não são incorporadas ao modelo. Prado (1999, p.12), apesar de não incluir as ações horizontais em seu trabalho, salienta que,

Durante a construção de um edifício com múltiplos pavimentos estão presentes ações verticais e horizontais. Dentre as ações horizontais destacam-se as provenientes do vento, do movimento produzido pelo lançamento do concreto e do funcionamento dos equipamentos.

A natureza acidental do vento agrega complexidade no método de consideração das ações horizontais no modelo, principalmente quando se trata de sistemas construtivos com alta velocidade de execução como as paredes de concreto moldadas no local.

Na tentativa de simplificar a consideração das ações horizontais em problemas que as consideram juntamente à sequência construtiva, alguns autores aplicam as ações horizontais somente quando o último pavimento estiver construído. Selvaraj e Sharma (1974, p.197) ressaltam,

This assumption is valid for lateral loads due to wind and earthquake, and superimposed gravity loads applied after the completion of the structure. But, loads due to self-weight of the members are gradually imposed on the structure at various stages of construction.

Além das observações de Selvaraj e Sharma (1974), a incorporação de ações horizontais no modelo com sequência construtiva pode ser realizada de uma série de formas diferentes, não sendo escopo desse estudo discuti-las.

4.1 Edifício piloto

O edifício piloto desse trabalho é inspirado nos edifícios estudados por Nunes (2011) e Testoni (2013), com planta baixa baseada no Colubandê, um edifício de parede de concreto projetado pelo escritório OSMB – Engenheiros Associados SS Ltda e construído no Rio de Janeiro.

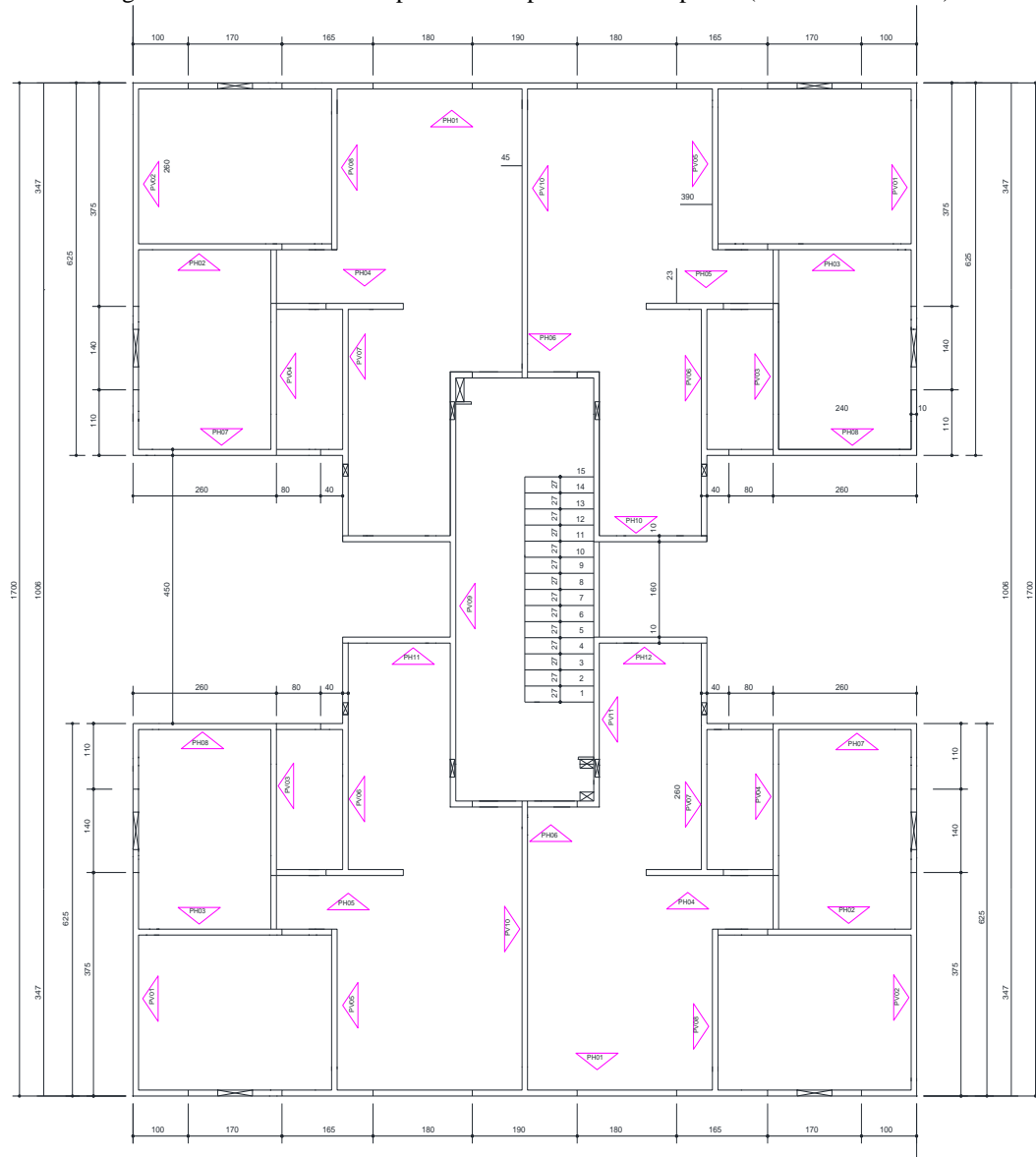
A geometria original do edifício projetado pelo escritório supramencionado foi adaptada a um edifício de múltiplos pavimentos, admitindo-se quantidade de pavimentos 3 vezes superior à original, que tem 5 pavimentos, e apoio sobre um pilotis de concreto armado.

Comparado às adaptações realizadas por Nunes (2011), o edifício piloto desse trabalho possui 5 pavimentos adicionais de paredes, consideradas ora como paredes de concreto armado moldadas no local com espessura de 12 cm, superior aos 10 cm admitidos por Nunes (2011), ora como parede de alvenaria estrutural com 14 cm de espessura.

Comparado às adaptações realizadas por Testoni (2013), o edifício modelado nesse trabalho se assemelha bastante ao modelo Colubandê 1 estudado pelo pesquisador, que também possui 15 pavimentos tipo em paredes estruturais e apoio sobre pilotis de concreto armado. A diferença é que, neste trabalho, as paredes são admitidas, também, como paredes de alvenaria estrutural.

A planta baixa do pavimento tipo do edifício está representada na Figura 18.

Figura 18 – Planta baixa do pavimento tipo do edifício piloto (dimensões em cm)

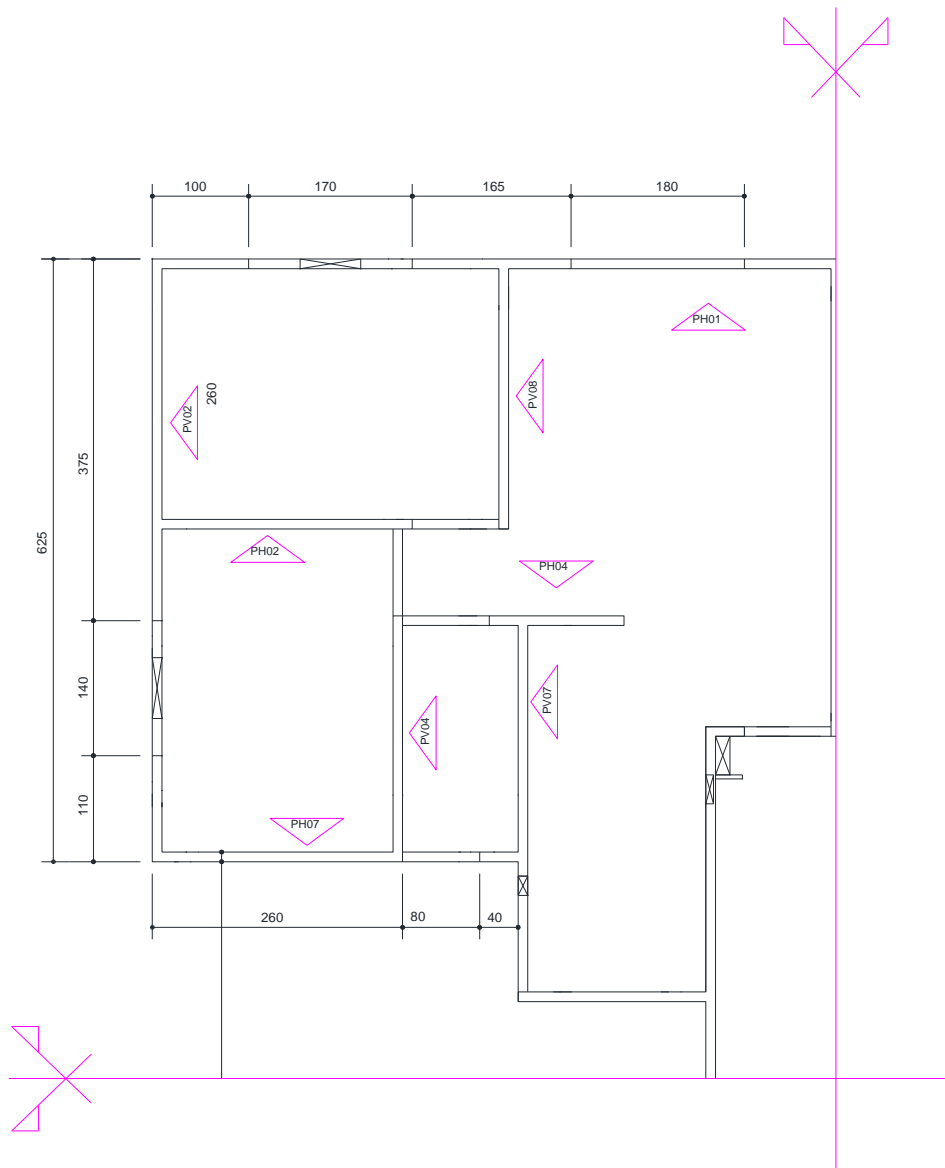


FONTE: NUNES (2011, adaptado pelo autor)

Com a finalidade de reduzir o custo computacional dos modelos, e concordando com Nunes (2011) e Testoni (2013), admitiu-se bissimetria tanto para a superestrutura, quanto para a infraestrutura e para o maciço do solo.

A planta baixa de $\frac{1}{4}$ do pavimento tipo com dupla simetria é representada na Figura 19.

Figura 19 – Planta baixa do pavimento tipo do edifício piloto com ¼ de simetria (dimensões em cm)



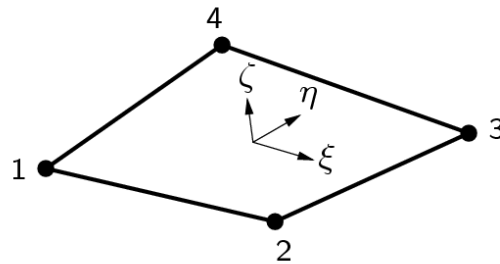
FONTE: NUNES (2011, adaptado pelo autor)

4.2 Discretização das paredes e pilotis

As paredes dos edifícios modelados no software comercial Diana ® foram discretizadas com elementos finitos de casca do tipo Q20SH, elemento finito de casca isoparamétrico com 4 nós, baseado em integração linear e integração de Gauss sobre a área do elemento.

Para a discretização das paredes estruturais, aproveitando a experiência com refinamento de Testoni (2013), foram geradas malhas com elementos de dimensão 20x20cm e espessura (t) igual a 12cm para os modelos de paredes de concreto e $t=14$ cm para os modelos de alvenaria estrutural.

Figura 20 – Elemento finito de casca isoparamétrico Q20SH



FONTE: DIANA®

O campo de deslocamentos (u_i) e rotações (ϕ_i) do Q20SH, representado na Figura 20, pode ser expresso por:

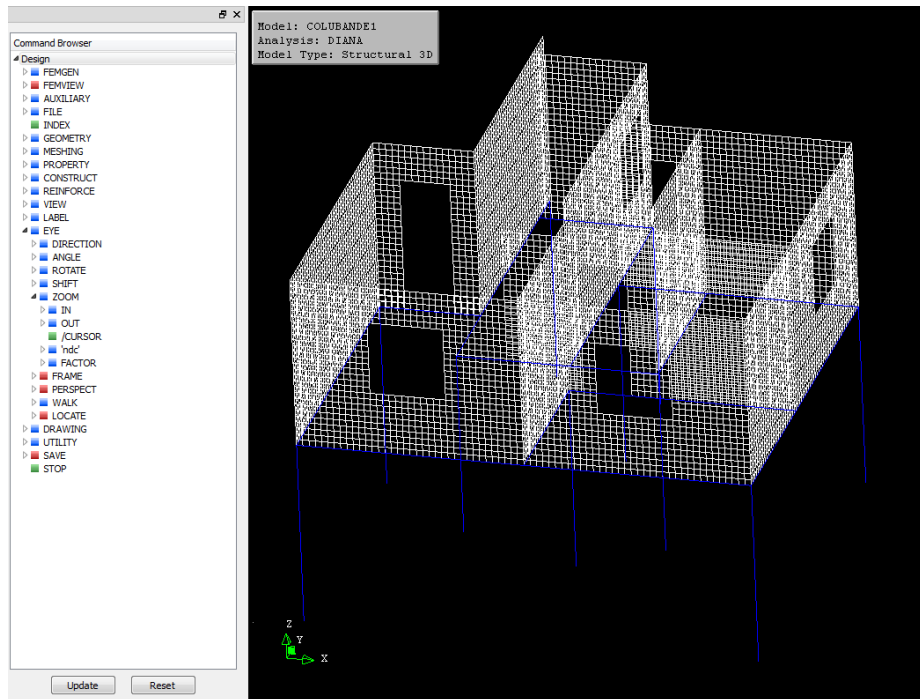
$$u_i(\xi, \eta) = a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \cdot \eta + a_3 \cdot \xi \cdot \eta$$

$$\phi_i(\xi, \eta) = b_0 + b_1 \cdot \xi + b_2 \cdot \eta + b_3 \cdot \xi \cdot \eta$$

Como mostrado na Figura 21, as vigas e pilares do pilotis em concreto armado, foram modelados com elementos finitos de barra do tipo L12BE e L13BE, respectivamente.

No contato parede/vigas do pilotis admitiu-se compatibilidade de deslocamentos dos nós da parede com os nós das vigas, hipótese simplificadora que exclui a possibilidade de descolamento ou deslizamento entre os elementos estruturais da simulação.

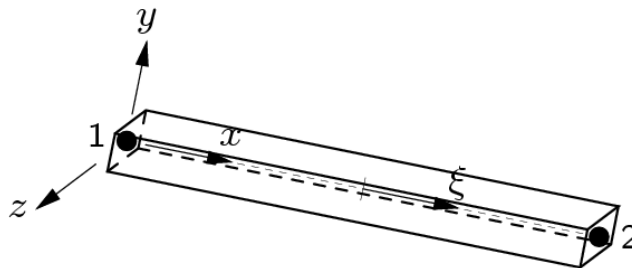
Figura 21 – Detalhe da discretização das paredes e do pilotis.



FONTE: DIANA®

Os campos de deslocamentos (u_i) dos elementos finitos de barra disponíveis na biblioteca do Diana ® podem ser descritos como ilustrado a seguir:

Figura 22 – Elemento finito de barra L12BE



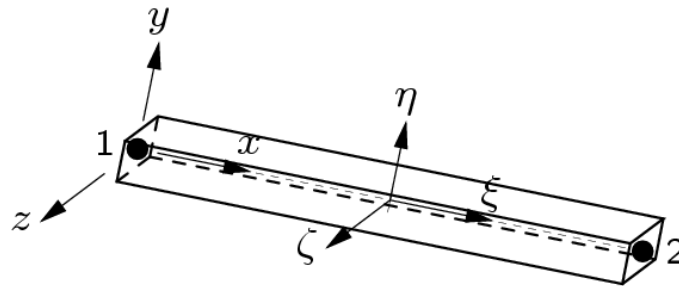
FONTE: DIANA®

$$u_x(\xi) = a_0 + a_1 \cdot \xi$$

$$u_y(\xi) = b_0 + b_1 \cdot \xi + b_2 \cdot \xi^2 + b_3 \cdot \xi^3$$

$$u_z(\xi) = c_0 + c_1 \cdot \xi + c_2 \cdot \xi^2 + c_3 \cdot \xi^3$$

Figura 23 – Elemento finito de barra L13BE



FONTE: DIANA®

$$u_x(\xi) = a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \cdot \xi^2$$

$$u_y(\xi) = b_0 + b_1 \cdot \xi + b_2 \cdot \xi^2 + b_3 \cdot \xi^3$$

$$u_z(\xi) = c_0 + c_1 \cdot \xi + c_2 \cdot \xi^2 + c_3 \cdot \xi^3$$

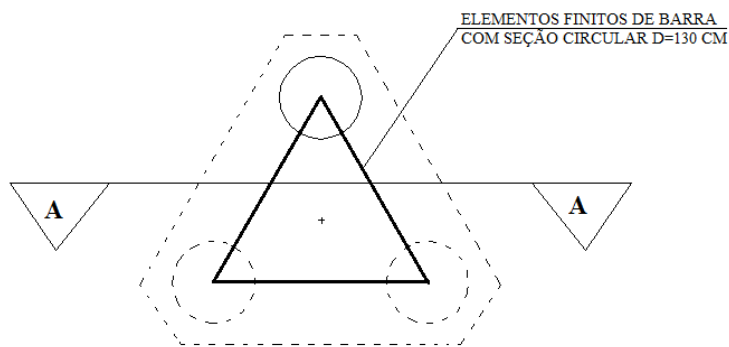
Com a finalidade de garantir o acoplamento da malha das paredes com a malha das vigas de transição do pilotis, estes elementos de barra foram gerados com comprimento de 20cm, mesmo comprimento admitido para os elementos de barra dos pilares.

4.3 Discretização dos blocos e estacas

Os blocos, considerados rígidos, e as estacas do problema foram modelados com elementos finitos de barra (Figuras: Figura 24 e Figura 25) com a finalidade de reduzir o custo computacional das simulações. Diferente do modelo implementado por Garcia (2015), não foi admitido o contato da base dos blocos com o maciço, não contribuindo como uma sapata rasa no mecanismo de transferência de esforços.

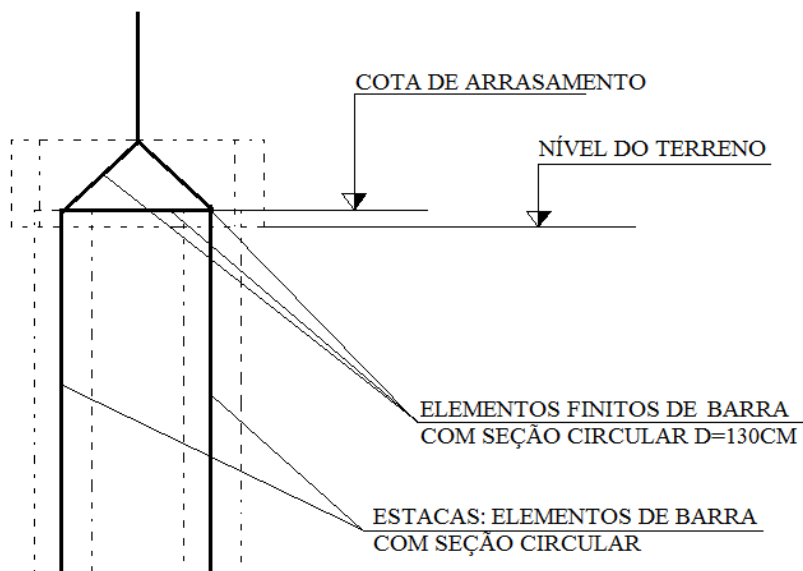
Para as estacas, foram utilizados elementos finitos do tipo L12BE para as barras de seção circular que representaram o bloco rígido e do tipo L13BE para as estacas, com aproximação linear para a deformação axial.

Figura 24 – Detalhe do modelo de barras equivalente admitido para o bloco rígido



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 25 – Corte A-A: modelo de barras do sistema pilar/bloco rígido/estacas



FONTE: O AUTOR (2016)

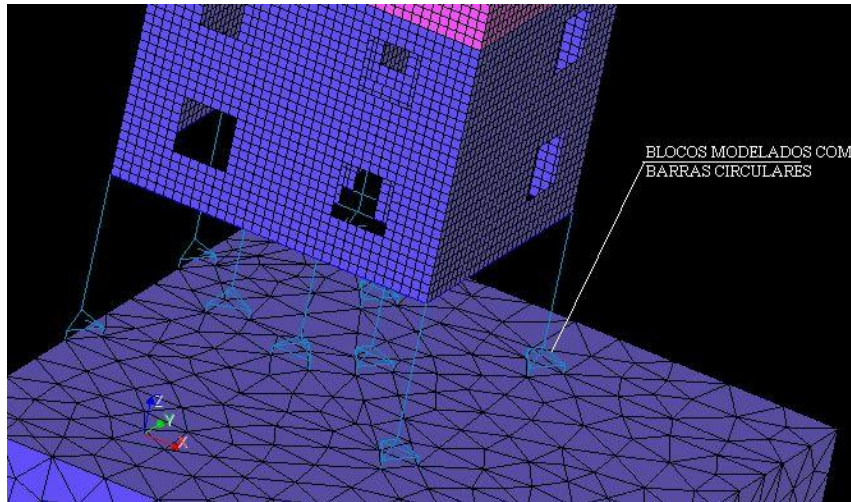
O diâmetro das barras circulares foi determinado com base em tentativa e teste de validação da hipótese de bloco rígido, garantido com a compatibilização dos deslocamentos do ponto inicial dos pilares e do topo das estacas. Alternativamente, foram também verificados os esforços normais e os momentos fletores atuantes na base dos pilares para o modelo clássico de apoios fixos e para a restrição dos deslocamentos dos nós nos topos das estacas.

A experimentação numérica das barras do modelo que representa o bloco rígido apontou a representatividade da hipótese de elemento rígido para barras com diâmetro de 130 cm, seção para a qual o deslocamento relativo entre a base do pilar e o topo das estacas tornaram-se desprezíveis.

Além do deslocamento relativo, a verificação da hipótese de bloco rígido foi realizada por meio da restrição de todos os graus de liberdade do topo das estacas. Para um bloco modelado com elementos finitos de barra com seção circular de 130 cm de diâmetro, os esforços obtidos na base do pilar igualaram-se aos obtidos com o emprego do método clássico, admitindo engastamento perfeito na base dos mesmos.

Para as estacas, nas quais os esforços axiais são preponderantes, empregou-se o elemento finito de barra do tipo L13BE (Figura 23), elemento de barra tridimensional com 2 nós e baseado em interpolação quadrática para a deslocamento axial. Na interação estaca-solo, exclui a hipótese de deslizamento do elemento estrutural de fundação em relação ao maciço de solo.

Figura 26 – Pilotis e blocos discretizados com elementos finitos de barra.



FONTE: DIANA® (2016, modificada pelo autor)

4.4 Solo tridimensional equivalente

Do ponto de vista geotécnico, as fundações devem ser dimensionadas com base na área de influência de cada furo de sondagem. Todavia, diante da necessidade de estender a bissetria estrutural para o maciço de solo e o sistema de fundação, e principalmente por se tratar de um problema baseado em um projeto real, cuja prospecção geotécnica com SPT foi realizada com base nos requisitos mínimos exigidos por norma (3 furos), o solo foi modelado admitindo-se um solo tridimensional equivalente.

A significativa redução do custo computacional necessária a um modelo com elementos finitos de casca, de barras e com elementos finitos sólidos conduz à inferência tridimensional das propriedades do maciço de solo por meio de uma estratificação equivalente, mostrada no Quadro 3. Com base no SPT médio, calculado a partir de sondagem disponível no ANEXO A, pode-se admitir que o maciço de solo é composto, basicamente, por duas camadas equivalentes, com camada impenetrável à percussão (restrição dos deslocamentos verticais) a 8 metros de profundidade.

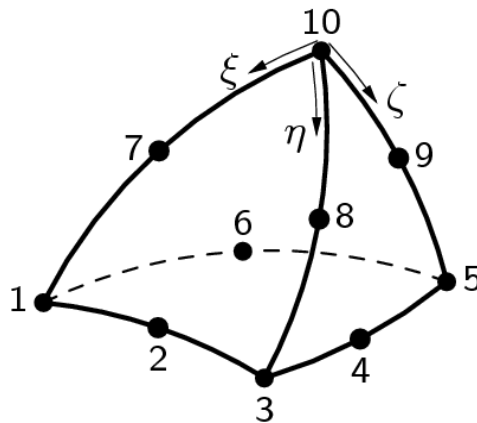
Quadro 3 – Propriedades do Solo Tridimensional Equivalente

PROFUNDIDADE	SP1	SP2	SP3	SPT _{MÉDIO}	SOLO EQUIVALENTE ²
1	5	3	5	4,33	SPT _{médio} = 5,55 E=1.471 N/cm ² Argila Arenosa Residual (Média) v = 0,30
2	7	4	5	5,33	
3	8	4	9	7,00	
4	15	11	12	12,67	SPT _{médio} = 36,27 E = 19.613,30 N/cm ² Silte Arenoso com Pedregulho de Rocha Alterada (Med. Compacto) v = 0,30
5	33	27	17	25,67	
6	37	35	23	31,67	
7	64	60	30	51,33	
8	66	62	52	60,00	

FONTE: O AUTOR (2016)

O solo equivalente foi modelado em elementos finitos sólidos CTE30, elemento piramidal (com 3 faces e 10 nós) isoparamétrico, com interpolação quadrática e integração numérica:

Figura 27– Elemento finito sólido CTE30



FONTE: DIANA®

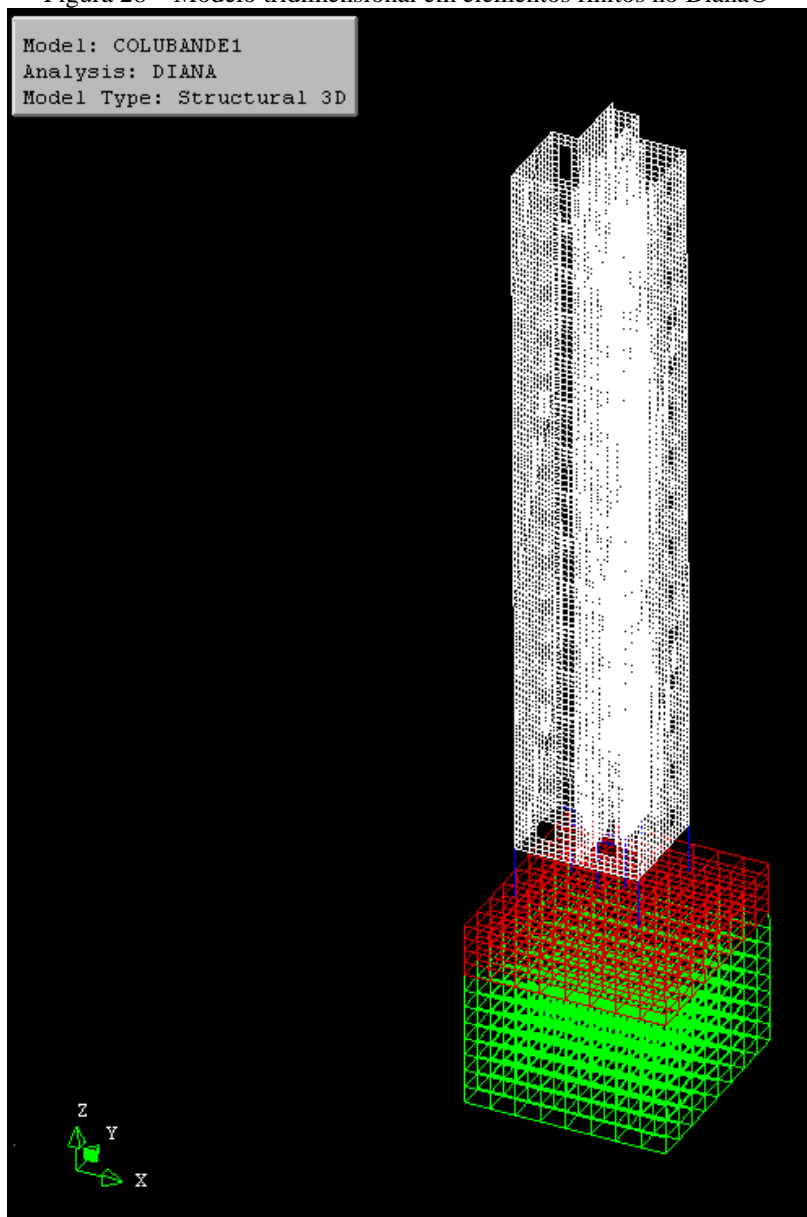
O campo de deslocamentos (u_i) do elemento finito sólido CTE30 pode ser descrito pelo polinômio:

² Propriedades estimadas por meio de correlação empírica $E = \alpha \cdot K \cdot N$. Ver Apêndice E.

$$u_i(\xi, \eta) = a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \cdot \eta + a_3 \cdot \zeta + a_4 \cdot \xi \cdot \eta + a_5 \cdot \eta \cdot \zeta + a_6 \cdot \xi \cdot \eta + a_7 \cdot \xi^2 + a_8 \cdot \eta^2 + a_9 \cdot \zeta^2$$

A Figura 28 mostra o sistema bissimétrico estrutura-fundação-solo discretizado em elementos finitos de casca (paredes), em elementos finitos de barra (pilares, vigas de transição, bloco e estacas) e em elementos finitos sólidos (maciço de solo).

Figura 28 – Modelo tridimensional em elementos finitos no Diana®

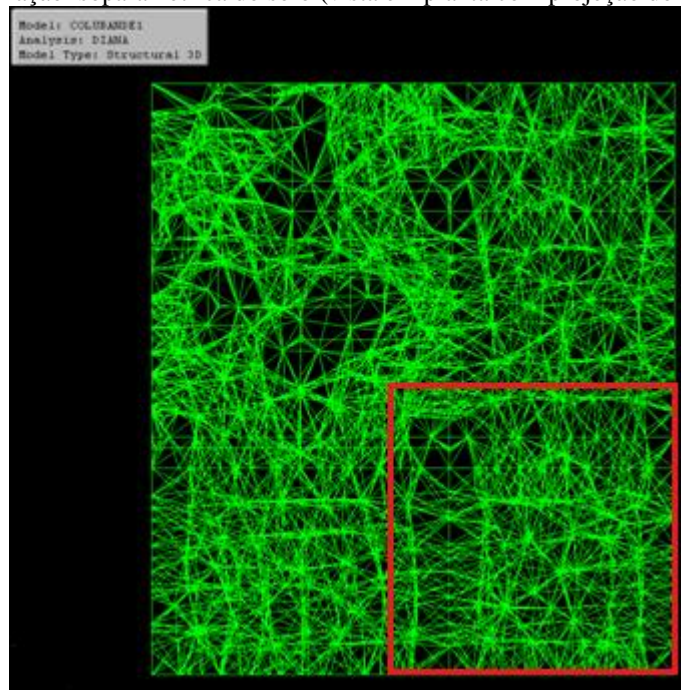


FONTE: DIANA®

Os modelos com o maciço de solo possuem 59.305 elementos finitos e 67.235 nós.

A Camada 01, que aparece em vermelho na Figura 28, foi modelada com base no SPT médio dos 3 metros iniciais da prospecção geotécnica, admitido igual a 5,55 , módulo de deformação longitudinal (E) igual a 1.471 N/cm² e coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,30. Para a camada 02, que aparece em verde na Figura 28, os valores admitidos foram: SPT médio = 36,27 , E = 19.613,30 N/cm² e $\nu = 0,30$.

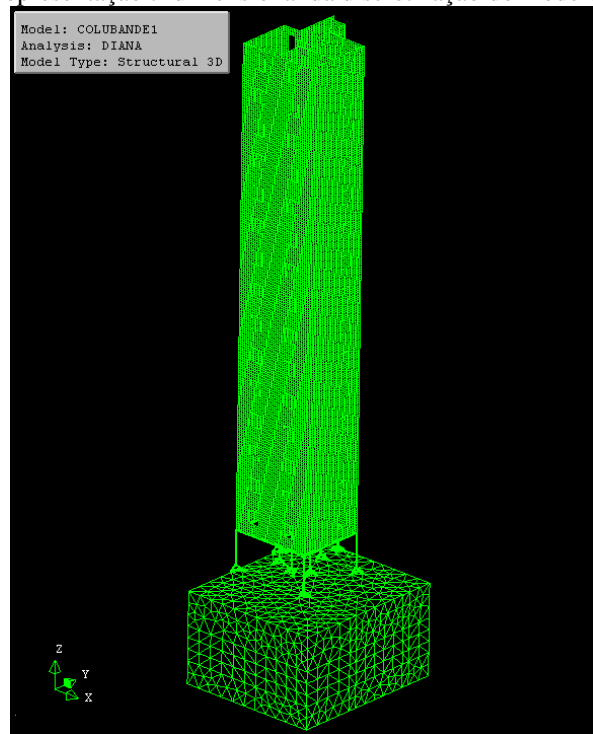
Figura 29 – Discretização isoparamétrica do solo (vista em planta com projeção do edifício em destaque)



FONTE: DIANA® (2016, modificada pelo autor)

O mapeamento isoparamétrico da malha tridimensional que representa o maciço foi realizado com base na divisão vertical dos elementos de barra que representam as estacas (discretizadas com elementos finitos com comprimento de 20 cm) sendo mais refinada na região de apoio do edifício, conforme ilustrado na Figura 29 (cuja projeção do edifício se enquadraria na região do canto inferior direito da imagem).

Figura 30 – Representação tridimensional da discretização do modelo estrutura-solo



FONTE: DIANA®

Como mostrado na Figura 29, a malha do maciço em elementos finitos sólidos do tipo CTE30 é mais pobre que a malha empregada na discretização da superestrutura, modelada com elementos finitos com lados de 20 cm.

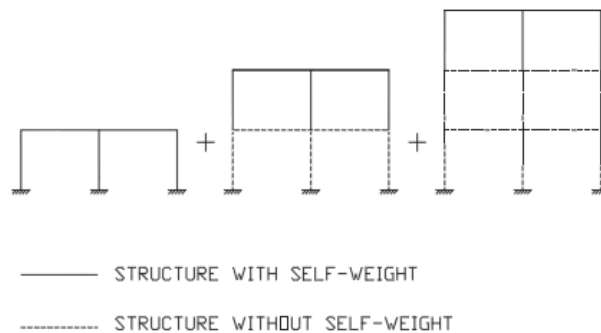
5 MODELOS DE EDIFÍCIOS

5.1 Pórtico bidimensional

Com a finalidade de realizar uma simulação preliminar no software DIANA®, testando o seu módulo de análise por fases (que possibilita a consideração da sequência construtiva), e com base em resultados disponíveis na literatura, adotou-se o exemplo numérico resolvido por Prado; Corrêa e Ramalho (2003), a partir do método de análise proposto por Prado (1999).

A análise estrutural de 3 pavimentos sequenciais de um edifício, considerando as ações evolutivas, pode ser feita de acordo com a estratégia mostrada na Figura 31, admitindo-se que a estrutura esteja submetida apenas ao peso próprio e que a hipótese de superposição de efeitos seja válida.

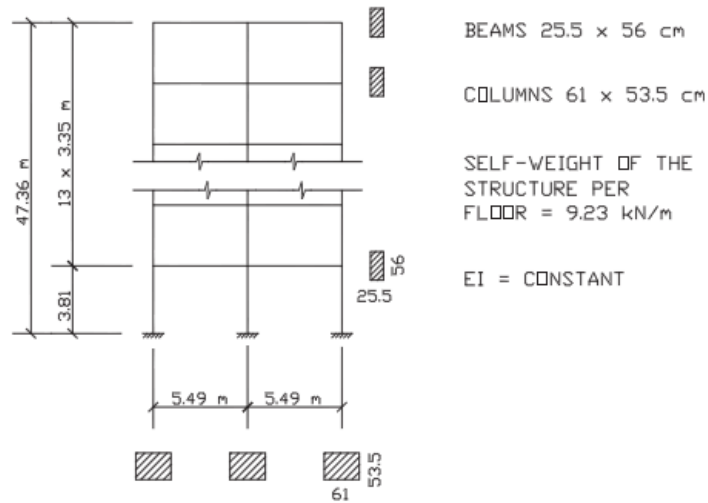
Figura 31 – Análise de edifício com 3 pavimentos na sequência construtiva



FONTE: PRADO; CORRÊA e RAMALHO (2003)

O exemplo numérico reproduzido por Prado, Ramalho e Corrêa (2003) é uma adaptação de Selvaraj e Sharma (1974), para um edifício com estrutura reticulada de 14 pavimentos, com pilares e vigas nas dimensões mostradas na Figura 32.

Figura 32 – Exemplo numérico: geometria da estrutura



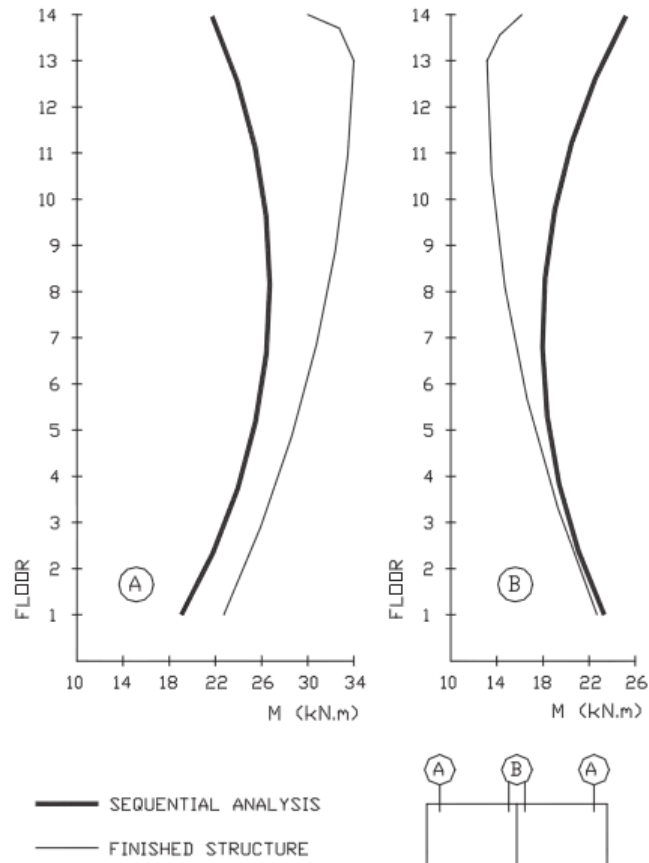
FONTE: PRADO; CORRÊA e RAMALHO (2003)

A avaliação da análise estrutural considerando a sequência construtiva é feita, conforme Figura 33, através dos valores de momento fletor em 4 pontos da estrutura. Nota-se que a análise considerando a sequência construtiva em modelo que inclui a deformação axial dos pilares implica em diferenças consideráveis nos valores de momento fletor.

Conforme mostrado na Figura 33, observa-se que os momentos fletores que solicitam os nós externos do pórtico plano sofrem uma redução no valor calculado com ações instantâneas ao passo que, nos nós centrais do pórtico plano, os momentos fletores sofrem um acréscimo.

Através do DIANA®, o edifício modelado por Prado, Corrêa e Ramalho (2003) foi simulado com a finalidade de verificar o funcionamento do módulo de análise por fases (ações evolutivas) disponível no software utilizado no desenvolvimento da presente pesquisa.

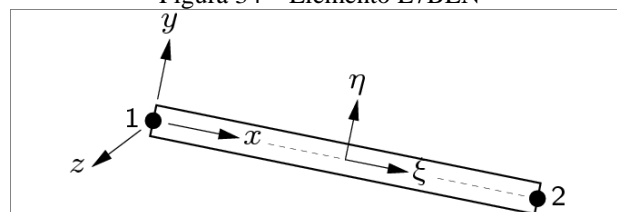
Figura 33 – Momentos fletores nas vigas do pavimento



FONTE: PRADO; CORRÊA e RAMALHO (2003)

Para a simulação, o pórtico plano foi discretizado em elementos finitos de barra com três graus de liberdade nodal (2 translações e 1 rotação no plano da estrutura). O L7BEN, elemento de viga com aproximação para as deformações axiais (Figura 34), foi escolhido entre os elementos disponíveis na biblioteca do DIANA® por se tratar do elemento mais simples capaz de reproduzir o exemplo numérico de Prado, Corrêa e Ramalho (2003).

Figura 34 – Elemento L7BEN



FONTE: DIANA® (2015)

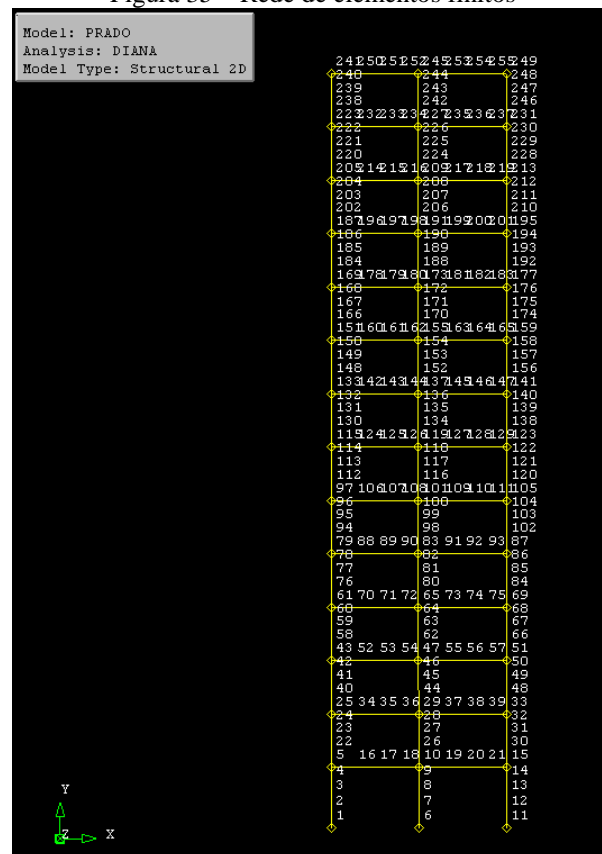
O campo de deslocamentos do L7BEN pode ser descrito pelos polinômios a seguir:

$$u_x(\xi) = a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \xi^2$$

$$u_y(\xi) = b_0 + b_1 \cdot \xi + b_2 \xi^2 + b_3 \xi^3$$

A rede de elementos finitos foi gerada admitindo que cada barra (vertical ou horizontal) tem o domínio discretizado por 5 elementos finitos, como mostrado na Figura 35.

Figura 35 – Rede de elementos finitos

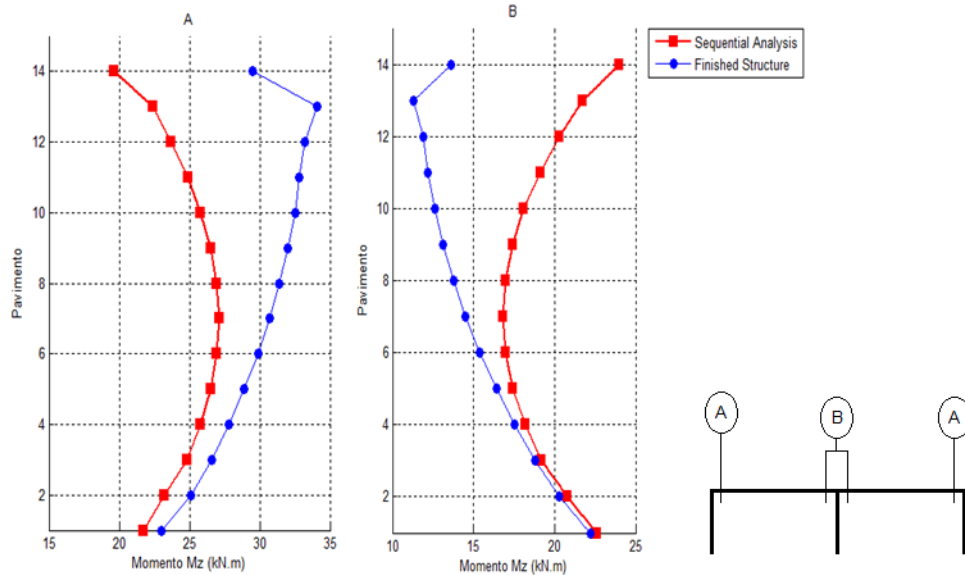


FONTE: Reprodução/DIANA®

Os resultados da análise realizada no DIANA® reproduziu a tendência geral dos resultados obtidos por Prado, Corrêa e Ramalho (2003). A Figura 36 mostra que a análise considerando as ações evolutivas implica em diferenças significativas para os valores de momento fletores,

aliviando os esforços nos nós externos do pórtico ao passo que proporcionando um aumento das solicitações no nó central.

Figura 36 – Verificação dos resultados obtidos por PRADO



FONTE: O AUTOR (2016)

Após a validação do modelo e a comprovação do funcionamento do módulo automático de análise por fases no DIANA®, foi realizado um estudo adicional para investigar o efeito da técnica de ampliação da rigidez axial comumente empregada nos softwares comerciais como forma de incluir as ações evolutivas no modelo clássico que considera a estrutura totalmente construída e a aplicação instantânea das ações. Para tanto, a rigidez axial (AE) dos pilares foi ampliada por um fator α multiplicado pela área dos elementos de barra verticais (Figura 37), conforme mostrado no quadro a seguir:

Quadro 4 – Fator de ampliação da rigidez axial dos pilares

α	MODELO
1	AI1
2,5	AI2.5
5	AI5
10	AI10
20	AI20

FONTE: O AUTOR (2016)

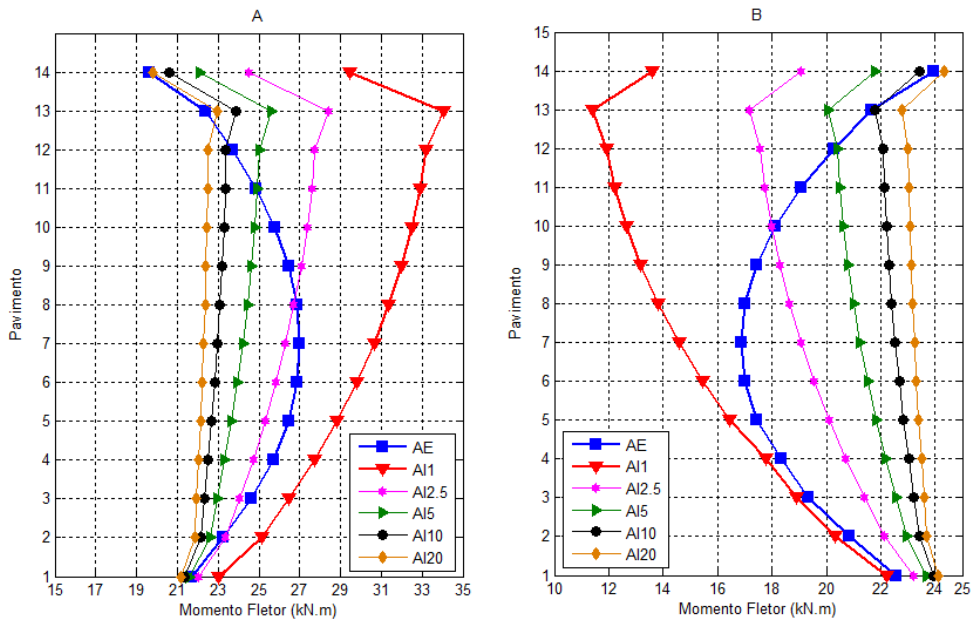
Figura 37 – Matriz de rigidez do elemento finito de barra com amplificador de rigidez axial (α)

$$\begin{bmatrix} \frac{\alpha \cdot EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{\alpha \cdot EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 \cdot EI}{L^3} & \frac{6 \cdot EI}{L^2} & 0 & -\frac{12 \cdot EI}{L^3} & \frac{6 \cdot EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6 \cdot EI}{L^2} & \frac{4 \cdot EI}{L} & 0 & -\frac{6 \cdot EI}{L^2} & \frac{2 \cdot EI}{L} \\ -\frac{\alpha \cdot EA}{L} & 0 & 0 & \frac{\alpha \cdot EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 \cdot EI}{L^3} & -\frac{6 \cdot EI}{L^2} & 0 & \frac{12 \cdot EI}{L^3} & -\frac{6 \cdot EI}{L^2} \\ 0 & \frac{2 \cdot EI}{L} & \frac{6 \cdot EI}{L^2} & 0 & \frac{6 \cdot EI}{L^2} & \frac{4 \cdot EI}{L} \end{bmatrix}$$

FONTE: O AUTOR (2016)

Os resultados da ampliação da rigidez axial segundo o Quadro 4, estão apresentados na Figura 38:

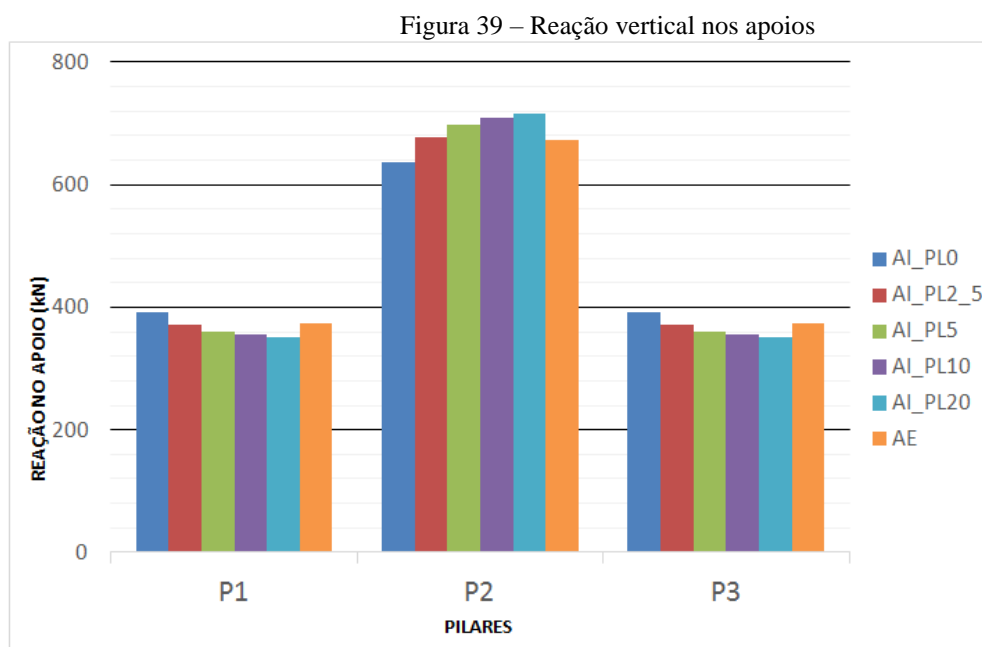
Figura 38 – Efeito da ampliação da rigidez axial no momento fletor do pórtico plano.



FONTE: O AUTOR (2016)

Nota-se que (Figura 38) a ampliação da rigidez axial dos pilares do modelo não só reduz a discrepância entre o modelo clássico (AI1) e o modelo considerando as ações evolutivas ou sequência construtiva (AE), mas também introduz uma tendência de uniformização dos esforços ao longo dos pavimentos.

Além dos momentos fletores nos mesmos nós observados por Prado, Corrêa e Ramalho (2003), observou-se, também, as reações verticais nos apoios. Nota-se que o modelo clássico com aplicação instantânea de ações com rigidez axial das barras verticais ampliada em 2,5 aproxima de forma significativa as reações verticais com as obtidas através do modelo que considera as ações evolutivas.



FONTE: O AUTOR (2016)

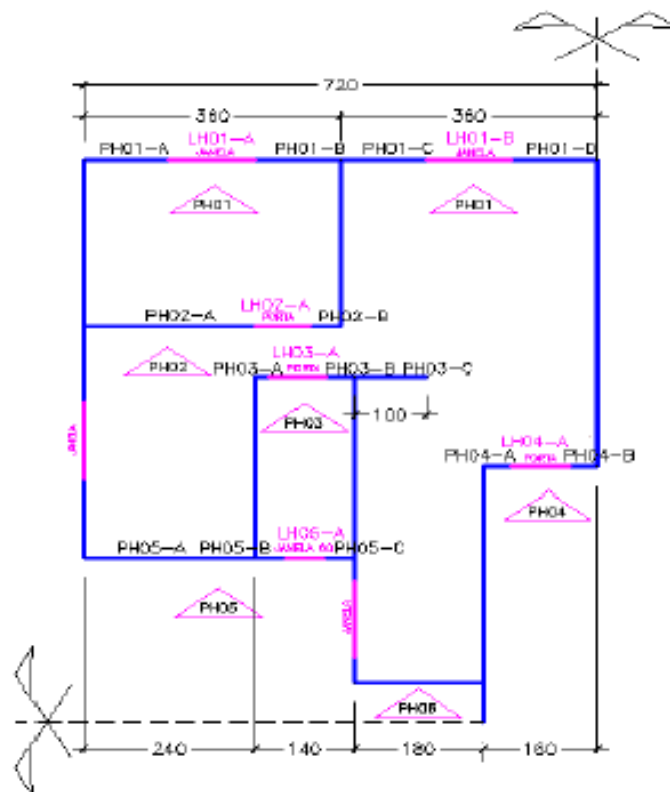
5.2 Edifício de parede

Testoni (2013), investigando o efeito da ISE na análise de edifícios de paredes de concreto, modelou três edifícios projetados pelo escritório OSMB Engenheiros Associados Ltda, realizando pequenas modificações ao projeto original que também inspirou o edifício piloto do trabalho de Nunes (2011).

Nenhum dos pesquisadores admitiu a hipótese de paredes de alvenaria estrutural, restringindo o estudo às paredes de concreto moldadas no local. No edifício estudado neste trabalho, com geometria inspirada nos edifícios piloto estudados pelos autores supramencionados, admitiram-se modelos de edifícios em alvenaria estrutural, adotando para estes casos espessura de 14 cm para as paredes. As paredes de concreto moldadas no local foram modeladas com espessura de 12 cm. A rigor, a diferença nas espessuras traria pequenas alterações nos modelos, aumentando-se não só a área útil no interior dos apartamentos, mas deslocando o eixo das paredes para o interior da arquitetura original, no caso das paredes de alvenaria estrutural.

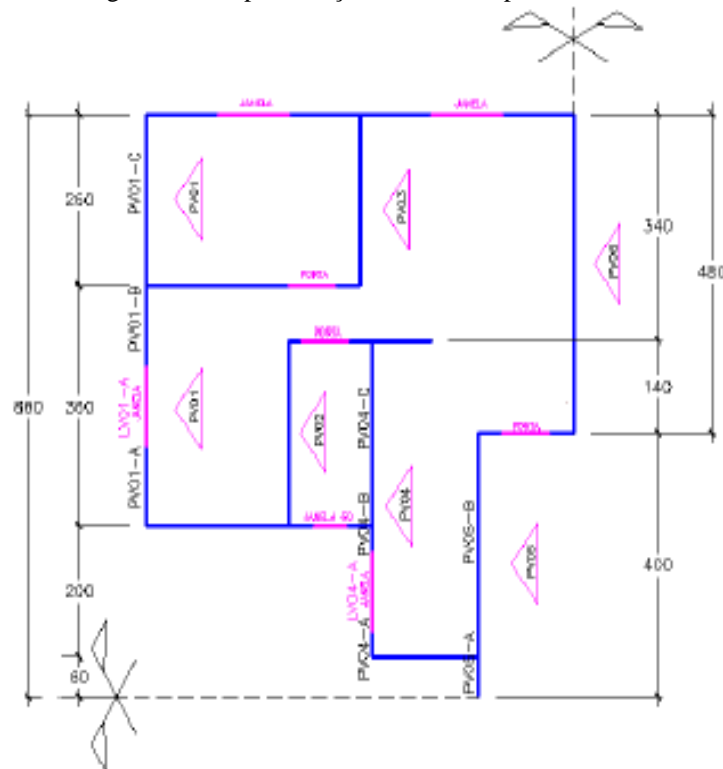
Para fins de simplificação, os edifícios foram modelados preservando a posição do plano médio das paredes, sobre o eixo das vigas de transição, conectadas aos pilares sem excentricidade. Logo, ambos os modelos tiveram seus pavimentos modelados conforme os esquemas unifilares padrão apresentados nas figuras: Figura 40 e Figura 41:

Figura 40 – Representação unifilar das paredes horizontais dos modelos dos edifícios



FONTE: TESTONI (2013)

Figura 41 – Representação unifilar das paredes verticais



FONTE: TESTONI (2013)

Como mostrado na Figura 42, a estrutura de pilotis é composta por pilares de concreto armado com seção quadrada de 60x60 cm, e vigas de transição com 80 cm de altura e mesma espessura das paredes estruturais (12 cm para o modelo das paredes de concreto e 14 cm para o modelo da alvenaria estrutural).

O pilotis em concreto armado com resistência característica à compressão (f_{ck}) igual a 25 MPa e pé-direito de 3 m, foi modelado admitindo-se comportamento elástico-linear, módulo de deformação longitudinal (E) igual a $2,38 \times 10^6$ N/cm² e coeficiente de Poisson (ν) de 0,2.

As paredes estruturais de concreto armado, com pé-direito de 2,8 m, foram modeladas com as mesmas propriedades do pilotis, admitindo-se comportamento elástico-linear e $f_{ck}=25$ MPa.

Para a alvenaria estrutural, admitiu-se a hipótese de comportamento elástico-linear e material homogêneo e isotrópico, não considerando os refinamentos associados à micromodelagem simplificada ou detalhada. As paredes estruturais de alvenaria, com pé-direito de 2,8m foram modeladas com os seguintes módulos de deformação longitudinal:

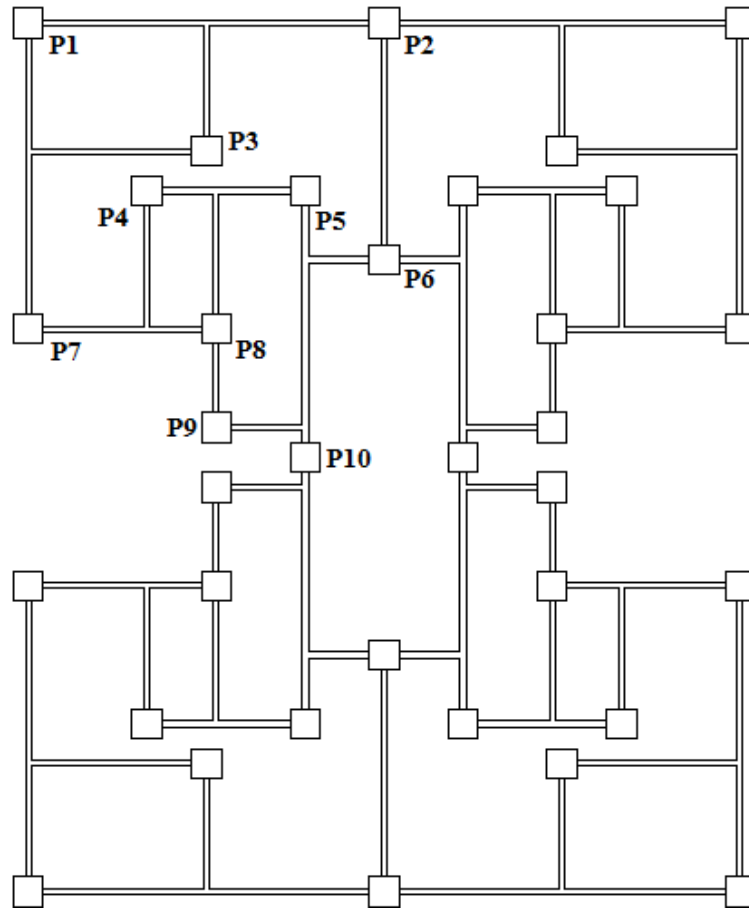
Tabela 2 – Módulos de deformação longitudinal das paredes de alvenaria estrutural³

fbk(MPA)	E (N/cm²)	PAVIMENTOS
4,0	512.000	1 e 2
6,0	448.000	3 e 4
8,0	384.000	5 e 6
10,0	320.000	7 e 8
12,0	256.000	9 e 10
14,0	192.000	11 e 12
16,0	128.000	12, 13 e 14

FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 42 – Planta de fôrma esquemática da estrutura de pilotis (Nível 300 cm)

³ Estimado por meio de correlação expressa na ABNT NBR 15961-1. $E = 800.f_p$.



FONTE: O AUTOR (2016)

As estacas das fundações dos edifícios foram dimensionadas com base nas reações dos apoios obtidas pelo modelo clássico de referência, AI_AF: ações instantâneas e apoios fixos, com capacidade de carga calculada pelo método Aoki e Veloso (1975), conforme memória de cálculo apresentado no APÊNDICE A.

A Tabela 3 apresenta as decisões de projeto com os diâmetros e profundidades adotadas no grupo de 3 estacas de cada um dos blocos (Figura 43):

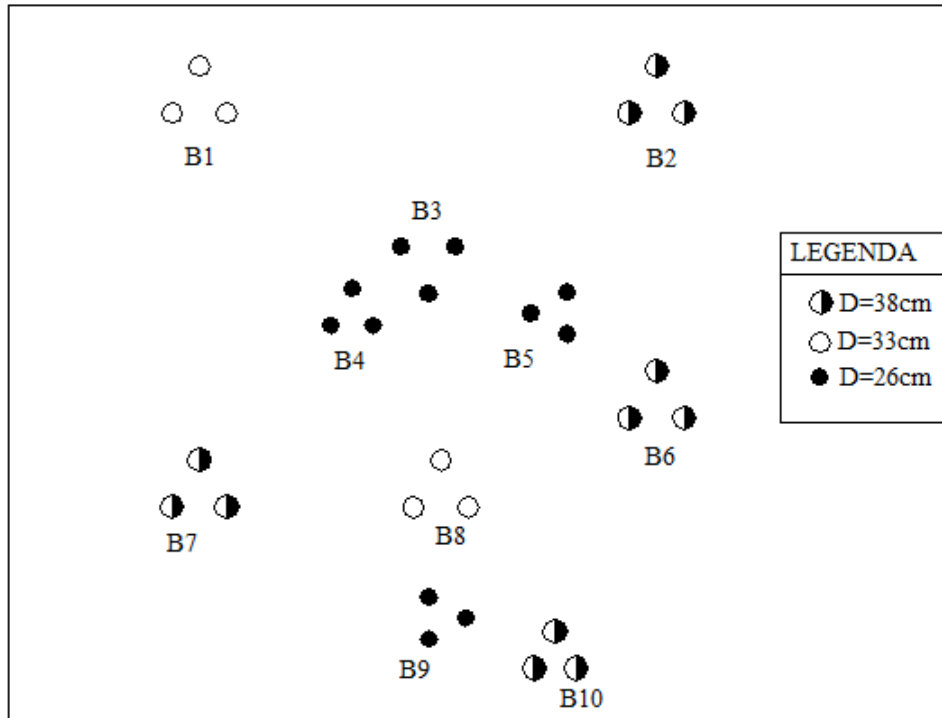
Tabela 3 – Dimensionamento das Estacas

BLOCO	D (mm)	L (m)	CAPACIDADE DE CARGA (kN)		
			ESTRUTURAL	GEOTÉCNICA	PROJETO
B1	33	5	1800	1614,6	1614,6
B2	38	6	2700	2607,9	2607,9
B3	26	5	1200	1127,7	1127,7
B4	26	5	1200	1127,7	1127,7
B5	26	4	1200	739,1	739,1

B6	38	5	2700	1994,7	1994,7
B7	38	5	2700	1994,7	1994,7
B8	33	6	1800	1614,6	1614,6
B9	26	5	1200	1127,7	1127,7
B10	38	5	2700	1994,7	1994,7

FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 43 – Diâmetro das estacas pré-fabricadas



FONTE: O AUTOR (2016)

5.2.1 Reações nos apoios

As reações na base dos pilares da estrutura de pilotis podem ser vistas na Tabela 4, e analisadas com base na diferença média relativa admitindo-se o modelo clássico de apoios indeslocáveis e ações instantâneas (AI_AF) como modelo de referência.

Para fins de avaliação dos resultados, recorre-se à mesma interpretação subjetiva, baseada na ABNT NBR 8681:2004, utilizada por Testoni (2013) e por Santos (2016), que em seu item 4.2.3.1 apresenta:

Quando se consideram estados limites últimos, os coeficientes γ_f de ponderação das ações podem ser considerados como o produto de dois outros, γ_{f1} e γ_{f3} (o coeficiente de combinação faz o papel do terceiro coeficiente, que seria indicado por γ_{f2}). O coeficiente parcial γ_{f1} leva em conta a variabilidade das ações e o coeficiente γ_{f3} considera possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado.

A partir do γ_f para as combinações normais, igual a 1,4, e admitindo-se que $\gamma_{f1} = \gamma_{f3}$, pode-se admitir que γ_{f3} é a raiz quadrada de γ_f , avaliado em 1,18. Com base nessas considerações,

pressupõe-se que variações de até 18% estariam cobertas pelos coeficientes de segurança das normas de projeto, correspondendo a deficiências do método de cálculo empregado.

Para fins de análise qualitativa, podemos ainda admitir faixas de variações para as diferenças relativas, adotando variações inferiores a 5% como de boa ou ótima aproximação; variações entre 5% e 18% como variações regulares e acima de 18% como discrepâncias não cobertas pelos coeficientes de segurança, conforme Quadro 5.

Quadro 5 – Faixas qualitativas de discrepâncias com o modelo clássico de referência

FAIXA	QUALIDADE DA DISCREPÂNCIA	COR
$-5\% \leq \text{DIF.} \leq 5\%$	BOA/ÓTIMA	VERDE
$18\% \leq \text{DIF.} < 5\%$ ou $5\% < \text{DIF.} \leq 18\%$	REGULAR	AMARELA
$\text{DIF.} < -18\%$ ou $18\% < \text{DIF.}$	RUIM/PÉSSIMA	VERMELHA

FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 4 – Reações nos pilares do pilotis sob as Paredes de Concreto

PILAR	AI_AF	AE_AF	DIF. REL.	AI_ISE	DIF. REL.	AE_ISE	DIF. REL.
P1	1562	1669	6,85%	1683	7,75%	1790	14,60%
P2	1110	1251	12,70%	954,1	-14,05%	1071	-3,51%
P3	1011	992,9	-1,79%	1000	-1,09%	1000	-1,09%
P4	941,6	867,5	-7,87%	914,8	-2,85%	825,9	-12,29%
P5	431,7	434,6	0,67%	550,1	27,43%	562,7	30,35%
P6	721,4	769,8	6,71%	672,3	-6,81%	737,8	2,27%
P7	1199	1125	-6,17%	1436	19,77%	1282	6,92%
P8	1304	1213	-6,98%	1381	5,90%	1307	0,23%
P9	736,6	661,7	-10,17%	721,7	-2,02%	680,7	-7,59%
P10	860	893,2	3,86%	563,2	-34,51%	619,1	-28,01%
	MÉDIA:		-0,22%	MÉDIA:	-0,05%	MÉDIA:	0,19%

FONTE: O AUTOR (2016)

Para as paredes de concreto, como pode ser observado na Tabela 4, os esforços obtidos nos pilares P5, P7 e P10 com a incorporação da interação com o solo possuem discrepâncias com diferença absoluta superior a 100 kN, acima dos 18% cobertos pelos coeficientes das normas

de projeto, onde nos pilares P5 e P7 são notados acréscimo de solicitação à compressão, ao passo que no P10 é notado alívio significativo, superior a 200 kN. Mesmo estando com diferença relativa média dentro da faixa de discrepância boa/ótima os resultados pontuais nos pilares supramencionados apontam para a necessidade de se considerar o efeito da deformabilidade das fundações para a obtenção dos esforços que solicitam os mesmos.

Ao considerar a interação com o solo no tempo de construção, embora seja observado um aumento no valor absoluto da diferença relativa média, a discrepância da solicitação à compressão do pilar P7 entra em uma faixa regular, com módulo inferior aos 18% observados no modelo sem ações evolutivas, com diferença absoluta de 83 kN. Novamente, apesar da diferença relativa média estar em uma faixa boa/ótima de aproximação, as discrepâncias com valor absoluto superior a 18% nos pilares P5 (excesso de compressão no valor de 131 kN) e P10 (alívio excessivo de compressão no valor de -240,9 kN) apontam para a necessidade de se considerar o efeito da interação com o solo na análise estrutural.

Tabela 5 – Reações nos pilares do pilotis sob a Alvenaria Estrutural

PILAR	AI_AF	AE_AF	DIF. REL.	AI_ISE	DIF. REL.	AE_ISE	DIF. REL.
P1	1656	1702	2,78%	1694	2,29%	1749	5,62%
P2	1223	1312	7,28%	1110	-9,24%	1207	-1,31%
P3	992,2	976	-1,63%	1020	2,80%	1007	1,49%
P4	868,3	823,4	-5,17%	848,5	-2,28%	796,8	-8,23%
P5	518,7	525,6	1,33%	558,2	7,62%	567,6	9,43%
P6	707,7	752,3	6,30%	703,4	-0,61%	756,3	6,87%
P7	1180,9	1137	-3,72%	1276	8,05%	1190	0,77%
P8	1247	1189	-4,65%	1321	5,93%	1259	0,96%
P9	620,9	572,8	-7,75%	665,6	7,20%	623,4	0,40%
P10	863,4	885,8	2,59%	679,9	-21,25%	721,11	-16,48%
	MÉDIA:		-0,26%	MÉDIA:	0,05%	MÉDIA:	-0,05%

FONTE: O AUTOR (2016)

Para as reações nos apoios do pilotis sob a Alvenaria Estrutural a incorporação da sequência construtiva na análise estrutural com interação solo-estrutura elimina a única discrepância com valor absoluto superior a 18% apresentado no pilar P10 no modelo que não contempla só a interação com o solo. Nota-se, também, que ao se considerar a interação com o solo no tempo de construção, o pilar P6 deixa de sofrer um alívio de compressão e passa a ser mais

solicitado. A eliminação da única discrepância com valor absoluto superior a 18% justifica-se pela menor rigidez da estrutura de alvenaria e, conseqüentemente, à menor rigidez relativa estrutura-solo.

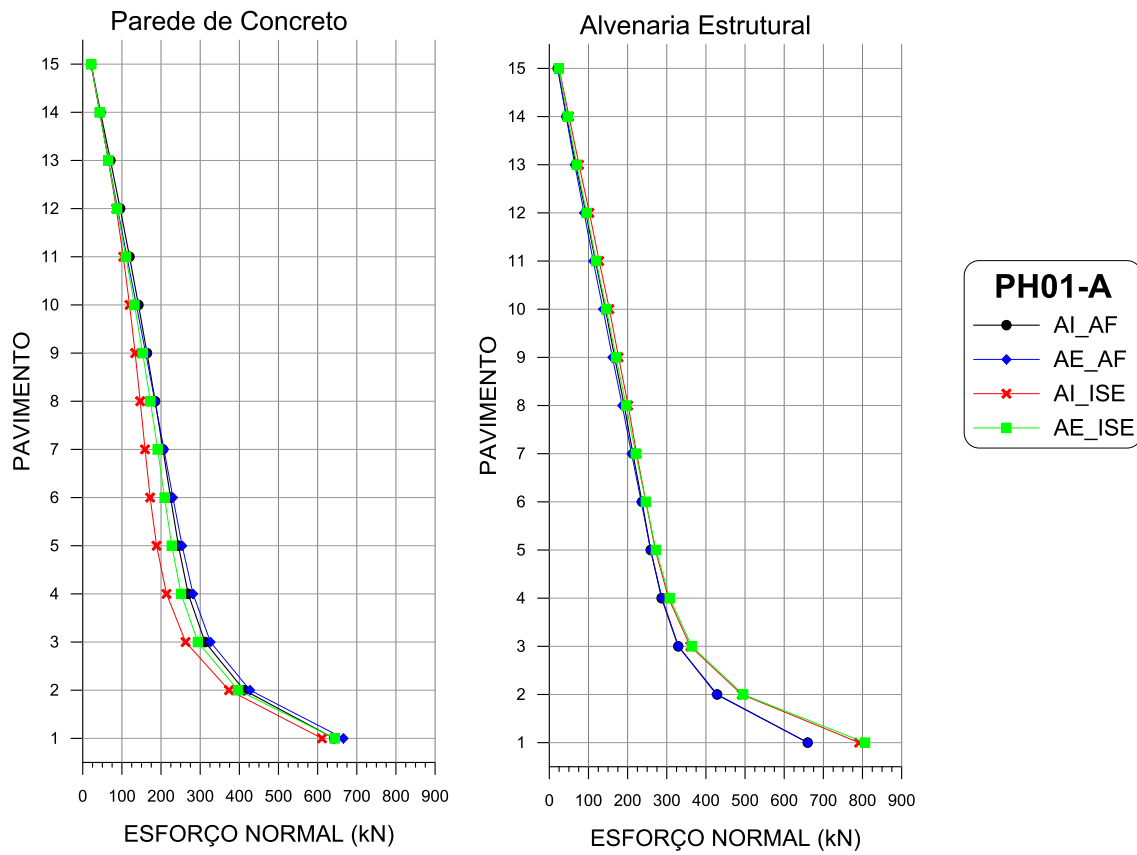
Com base na Tabela 5, comparando-a com a Tabela 6, conclui-se que para as reações nos pilares do pilotis, os coeficientes normativos cobrem as discrepâncias provocadas com a modelagem da interação solo-estrutura no tempo de construção, neste trabalho admitida como técnica de modelagem mais refinada, quando a estrutura é mais flexível, caso da alvenaria estrutural.

5.2.2 Esforços normais nas paredes

Diferentemente da abordagem dada por Testoni (2013), neste trabalho os esforços normais foram avaliados em cada trecho das paredes horizontais e verticais com a finalidade de perceber com precisão o fluxo de tensões sobre os trechos contínuos das paredes com aberturas. Dessa forma, cada prumada de parede sem abertura foi considerado separadamente na análise dos resultados.

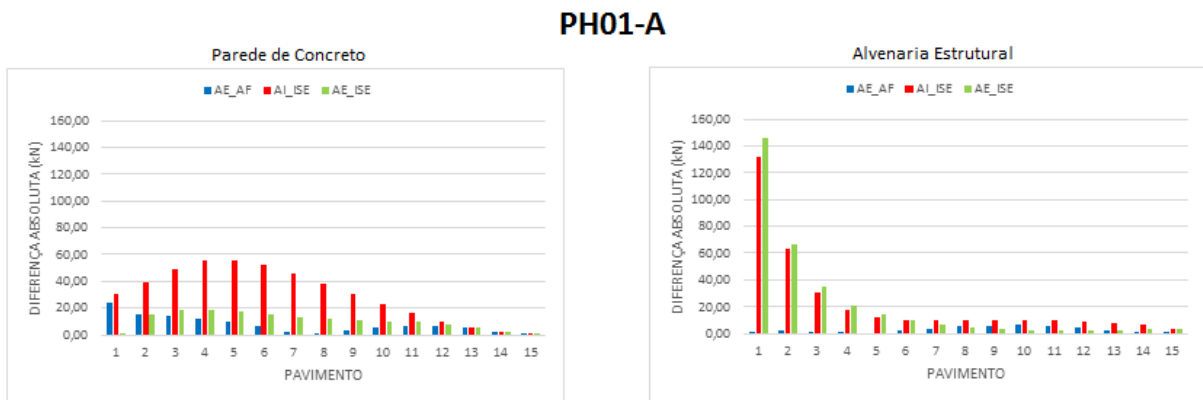
Em todos os casos, com a finalidade de avaliar a discrepância dos modelos alternativos ao modelo clássico de referência (AI_AF), calculou-se a diferença absoluta ou distância entre os pontos das curvas (em kN) ao nível de cada pavimento. As tabelas com as diferenças relativas são, também, apresentadas para os trechos de paredes julgados significativos. Os resultados não apresentados ou discutidos no texto são apresentados no APÊNCE C.

Figura 44 – Esforços normais nas Paredes Horizontais PH01-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 45 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH01-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 6 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH01-A do edifício de parede de concreto

PH01A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	642,0	665,9	3,71%	611,20	-4,80%	643,44	0,22%
2	412,4	427,3	3,60%	373,63	-9,40%	396,80	-3,79%
3	312,3	326,2	4,46%	262,79	-15,85%	294,06	-5,83%
4	269,4	281,7	4,55%	214,05	-20,56%	251,19	-6,77%
5	244,5	253,9	3,87%	188,61	-22,85%	227,40	-6,98%
6	224,3	230,4	2,70%	172,18	-23,24%	208,97	-6,84%
7	204,9	207,5	1,26%	159,14	-22,33%	191,30	-6,64%
8	185,0	184,3	-0,37%	146,80	-20,64%	172,80	-6,59%
9	164,2	160,7	-2,09%	133,84	-18,48%	153,02	-6,79%
10	142,4	136,8	-3,89%	119,56	-16,03%	132,04	-7,26%
11	119,5	112,8	-5,60%	103,53	-13,39%	110,12	-7,88%
12	95,7	89,0	-6,93%	85,51	-10,61%	87,68	-8,35%
13	70,8	65,7	-7,18%	65,44	-7,59%	65,18	-7,96%
14	45,4	43,3	-4,75%	43,54	-4,19%	43,14	-5,07%
15	21,1	21,9	4,02%	20,93	-0,73%	21,92	3,98%
		MÉDIA:	-0,18%		-14,05%		-5,50%

FONTE: O AUTOR (2016)

A Tabela 6 mostra que, para o modelo que considera as ações evolutivas e os apoios indeslocáveis 66% dos resultados são bons ou ótimos (inferiores a 5%), com média de -0,18%. A inclusão da interação com o solo inclui 40% dos resultados na faixa de discrepâncias que não estão cobertas pelo coeficiente de segurança (diferenças superiores a 18%) apresentando, apesar disso, diferença relativa média de -14,05% (percentual razoável). Observa-se, também, que a análise dessa interação no tempo de construção elimina as diferenças superiores a 18%, com 20% deles inferiores a 5%.

Para a mesma parede, na Tabela 7, observa-se que as diferenças relativas superiores a 18% no edifício em alvenaria estrutural praticamente desaparecem, levando à conclusão de que o efeito da interação solo-estrutura no modelo que desconsidera a sequência construtiva, sugere uma discrepância acentuada em edifícios mais rígidos.

Tabela 7 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH01-A do edifício de alvenaria estrutural

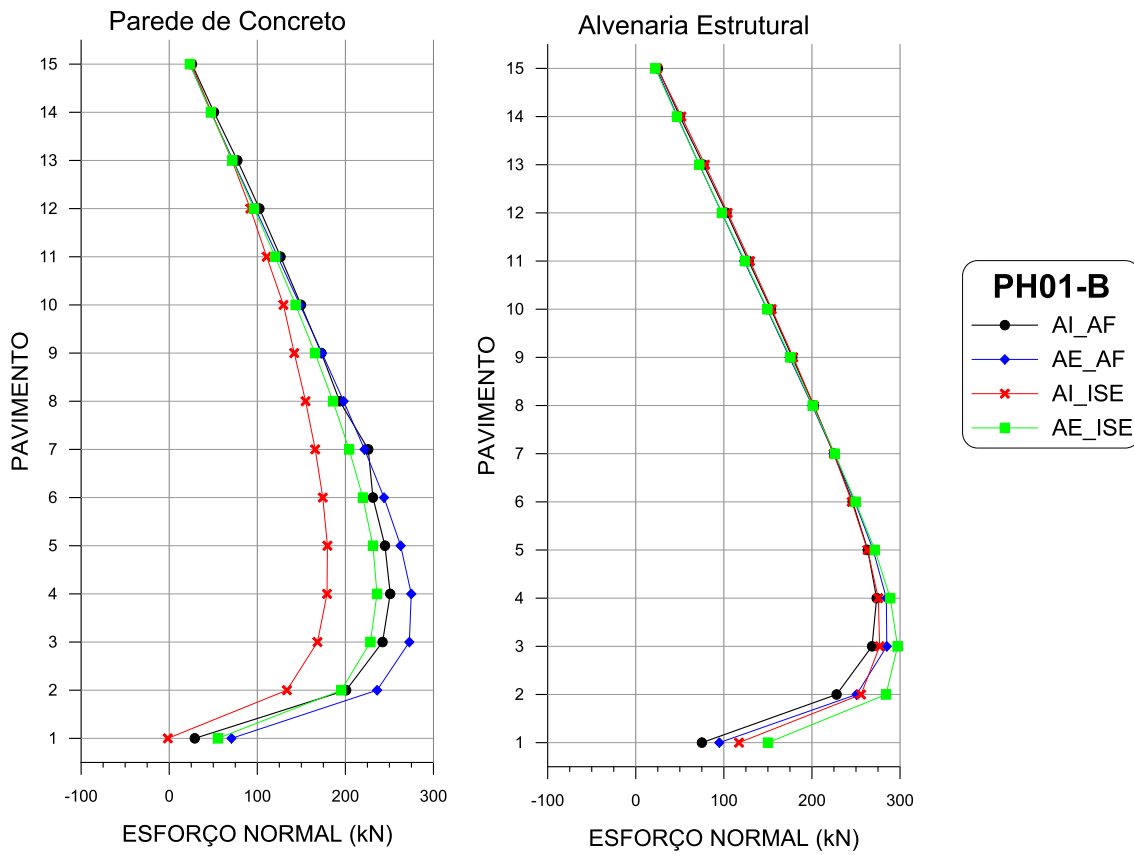
PH01A PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI		AE	
1	660,0	660,5	0,07%	791,36	19,89%	806,53	22,19%
2	428,7	426,9	-0,43%	491,70	14,68%	495,26	15,51%
3	329,4	329,8	0,13%	360,26	9,38%	363,77	10,45%
4	286,7	287,8	0,39%	304,37	6,16%	307,41	7,22%
5	258,9	258,9	0,00%	270,73	4,59%	272,57	5,30%
6	236,8	234,9	-0,81%	246,86	4,23%	246,51	4,09%
7	213,5	210,1	-1,61%	223,11	4,50%	220,63	3,33%
8	191,4	186,3	-2,64%	201,47	5,26%	196,33	2,58%
9	167,0	161,2	-3,44%	176,96	5,98%	170,44	2,08%
10	143,4	137,2	-4,31%	153,47	7,06%	145,84	1,73%
11	117,8	112,2	-4,75%	127,47	8,22%	119,70	1,63%
12	93,3	88,9	-4,79%	102,47	9,78%	95,25	2,04%
13	67,7	65,0	-3,99%	75,90	12,06%	70,18	3,61%
14	43,8	43,1	-1,46%	50,42	15,19%	46,85	7,04%
15	21,3	22,0	3,08%	24,98	17,29%	24,39	14,55%
		MÉDIA:	-1,64%		9,62%		6,89%

FONTE: O AUTOR (2016)

Para a alvenaria estrutural, o modelo que considera as ações evolutivas e os apoios indeslocáveis 100% dos resultados são bons ou ótimos (inferiores a 5%), com média de -1,64%. Com a inclusão da interação com o solo, 6,6% dos resultados na faixa de discrepâncias se enquadram na faixa de discrepância inaceitável, bem como para o modelo mais complexo, que inclui a interação solo-estrutura no tempo de construção.

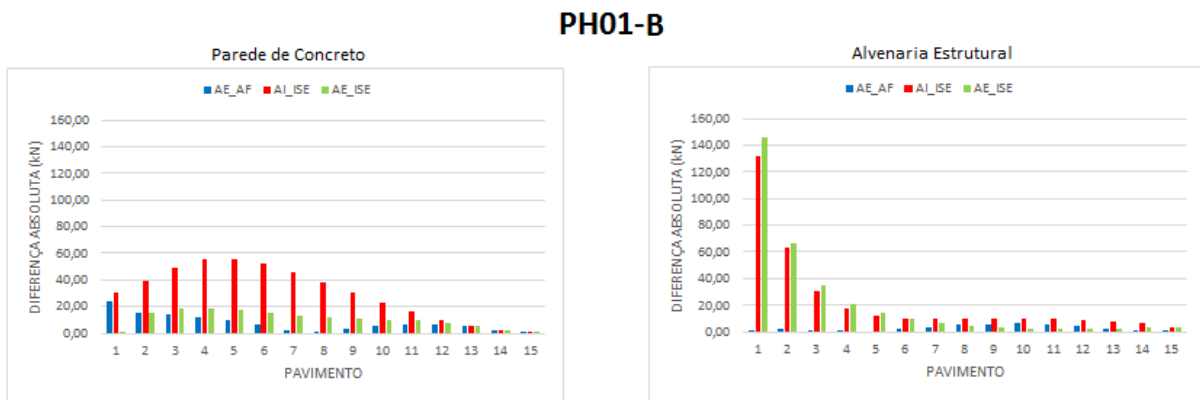
Observa-se, também, que essas discrepâncias inaceitáveis ocorrem no primeiro pavimento em ambos os casos. As diferenças relativas médias são regulares para os modelos que consideram a interação solo-estrutura, mas, é numericamente inferior quando a sequência construtiva é contemplada.

Figura 46 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH01-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 47 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH01-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 8 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH01-B do edifício de parede de concreto

PH01B	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	29,0	70,7	143,74%	-1,59	-105,49%	55,29	90,58%
2	200,9	236,0	17,49%	133,66	-33,47%	195,38	-2,75%
3	242,2	272,6	12,56%	168,32	-30,51%	228,45	-5,68%
4	250,9	274,8	9,53%	179,17	-28,59%	235,90	-5,98%
5	244,9	262,7	7,27%	179,62	-26,67%	231,30	-5,57%
6	231,3	243,9	5,44%	174,37	-24,61%	219,84	-4,94%
7	226,0	221,7	-1,90%	165,75	-26,66%	204,28	-9,62%
8	193,5	198,0	2,34%	154,83	-19,99%	185,90	-3,93%
9	172,7	173,5	0,44%	141,97	-17,81%	165,49	-4,19%
10	149,6	148,5	-0,77%	129,70	-13,33%	143,51	-4,10%
11	126,4	123,2	-2,53%	110,65	-12,48%	120,31	-4,84%
12	102,4	97,8	-4,50%	92,07	-10,12%	96,27	-6,01%
13	77,4	72,5	-6,40%	71,25	-7,98%	71,76	-7,32%
14	50,9	47,5	-6,59%	47,93	-5,76%	47,25	-7,11%
15	25,9	23,5	-9,02%	25,01	-3,24%	23,46	-9,25%
		MÉDIA:	11,14%		-24,45%		0,62%

FONTE: O AUTOR (2016)

Para a parede de concreto, a Tabela 8 mostra que a incorporação da sequência construtiva no modelo que abandona a hipótese de apoios indeslocáveis, elimina quase que totalmente as discrepâncias com módulo superiores a 18%. Nota-se que, para o modelo admitido mais refinado, o AE_ISE, a diferença relativa média se enquadra na faixa de valores considerados bons/ótimos, com 40% dos resultados pontuais ao nível dos pavimentos pertencentes a esta faixa e apenas o pavimento inicial com discrepância na faixa ruim/péssima, com módulo superior a 18%.

No modelo que despreza a sequência construtiva, AI_ISE, observa-se que a interação com o solo sugere uma discrepância significativa nos esforços de quase todos os pavimentos apresentando módulo superior a 18% do primeiro ao décimo segundo pavimento.

A parede PH01-B, como pode ser visto na indicação da Figura 46, apoia-se na região central da viga de transição, estando na região preferencial de formação do arco⁴ nos pavimentos

⁴ Alusão ao Efeito Arco. Ver trabalho do SILVA, Tiago Fernando Thomazelli da (2005).

iniciais, fato ao qual é atribuída a presença de discrepâncias com valores absolutos superiores a 18% no primeiro pavimento de todos os modelos alternativos ao clássico.

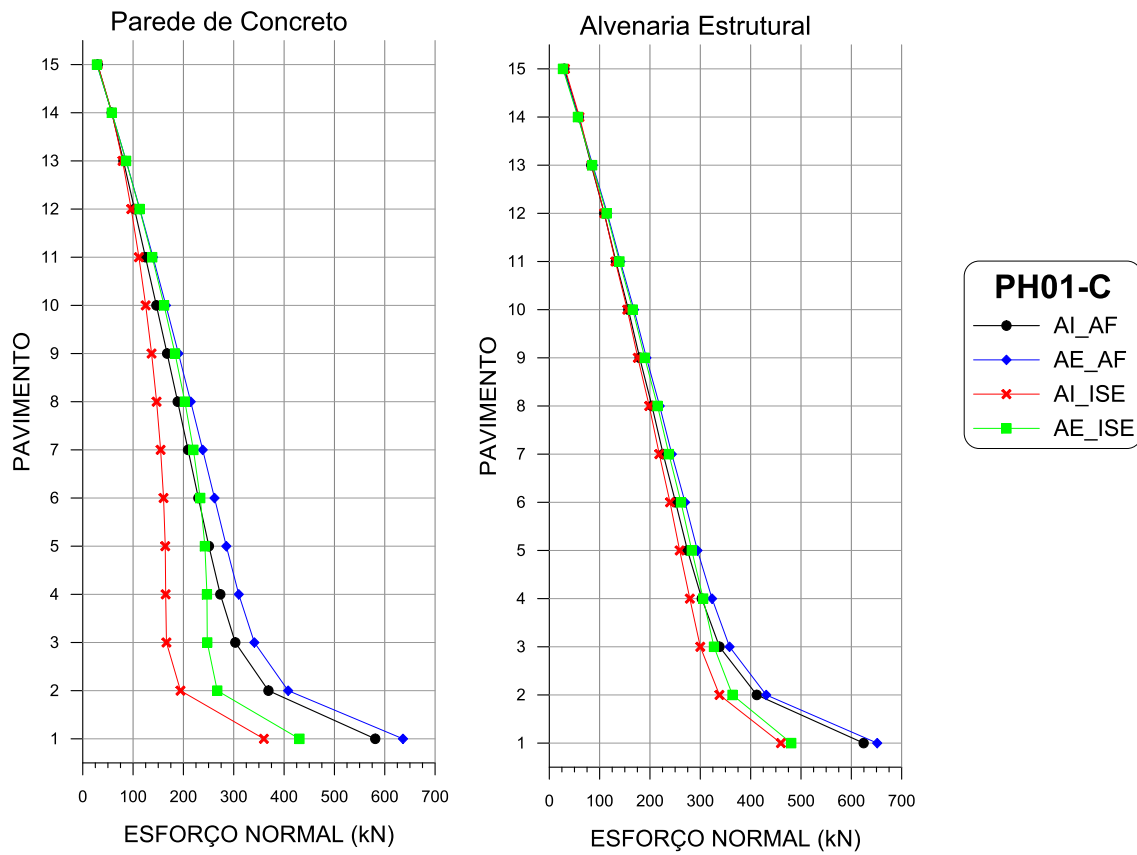
Tabela 9 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH01-B do edifício de alvenaria estrutural

PH01B PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI		AE	
1	75,1	94,9	26,34%	117,15	56,04%	150,07	99,88%
2	228,0	250,7	9,94%	255,77	12,18%	284,10	24,61%
3	268,2	285,0	6,24%	276,86	3,22%	297,21	10,81%
4	273,4	284,5	4,03%	275,36	0,71%	288,90	5,66%
5	263,4	269,5	2,34%	263,10	-0,11%	271,46	3,06%
6	246,1	248,7	1,05%	245,23	-0,37%	249,47	1,35%
7	225,1	224,8	-0,13%	224,70	-0,16%	225,99	0,41%
8	202,1	200,3	-0,93%	202,11	-0,01%	200,83	-0,65%
9	177,7	174,5	-1,81%	178,80	0,63%	175,59	-1,18%
10	153,5	149,0	-2,93%	154,41	0,60%	149,53	-2,58%
11	128,0	123,0	-3,95%	129,73	1,32%	123,84	-3,28%
12	103,0	97,6	-5,22%	104,36	1,34%	97,75	-5,07%
13	76,8	72,1	-6,15%	78,64	2,36%	72,14	-6,10%
14	50,1	47,2	-5,67%	51,90	3,63%	46,73	-6,70%
15	25,1	23,4	-6,63%	24,53	-2,31%	22,23	-11,48%
		MÉDIA:	1,10%		5,27%		7,25%

FONTE: O AUTOR (2016)

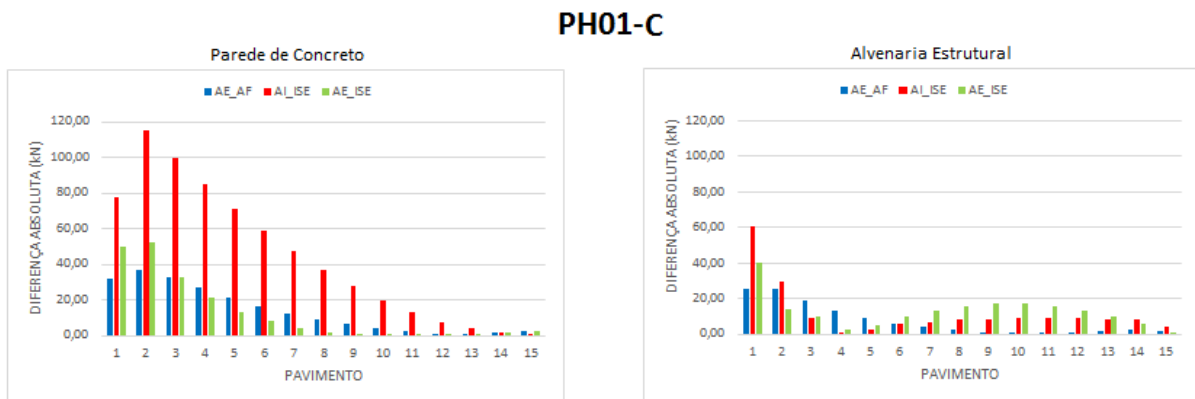
Diferentemente do que se observa no edifício em paredes de concreto moldadas no local, a parede PH01-B do edifício em alvenaria estrutural é menos sensível à hipótese de interação com o solo, modelo para o qual 86,6% das diferenças relativas têm valores absolutos inferiores a 5%.

Figura 48 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH01-C



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 49 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH01-C



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 10 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH01-C do edifício de parede de concreto

PH01C	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	79,0	110,6	39,93%	1,23	-98,44%	28,83	-63,53%
2	179,7	216,8	20,70%	64,65	-64,01%	127,20	-29,20%
3	237,4	270,2	13,80%	137,59	-42,04%	204,71	-13,77%
4	250,8	277,4	10,60%	166,03	-33,81%	229,60	-8,47%
5	244,6	265,6	8,59%	173,42	-29,09%	231,09	-5,52%
6	229,8	246,2	7,11%	171,16	-25,53%	221,86	-3,47%
7	211,1	223,6	5,91%	163,85	-22,38%	206,98	-1,95%
8	190,3	199,5	4,85%	153,42	-19,38%	188,68	-0,85%
9	168,3	174,8	3,86%	140,67	-16,41%	168,07	-0,13%
10	145,5	149,7	2,89%	125,88	-13,47%	145,82	0,24%
11	122,1	124,4	1,90%	109,19	-10,55%	122,38	0,26%
12	98,2	99,0	0,78%	90,63	-7,74%	98,11	-0,12%
13	74,2	73,6	-0,75%	70,37	-5,14%	73,33	-1,15%
14	49,9	48,3	-3,04%	48,39	-2,97%	48,32	-3,10%
15	20,8	23,4	12,35%	21,53	3,58%	23,42	12,64%
		MÉDIA:	8,63%		-25,83%		-7,87%

FONTE: O AUTOR (2016)

Similar à tendência geral observada na PH01-B (Tabela 8), a incorporação da sequência construtiva no modelo que contempla a deslocabilidade dos apoios recupera o nível de qualidade considerado regular para as discrepâncias calculadas com base no modelo clássico de referência AI_AF. A diferença relativa média do modelo AE_ISE, com 60% dos resultados com módulo de diferença relativa inferior a 5%, enquadra o modelo no nível de aproximação regular, diferente da faixa considerada ruim/péssima obtida no modelo AI_ISE, com diferença média relativa de -25,83%.

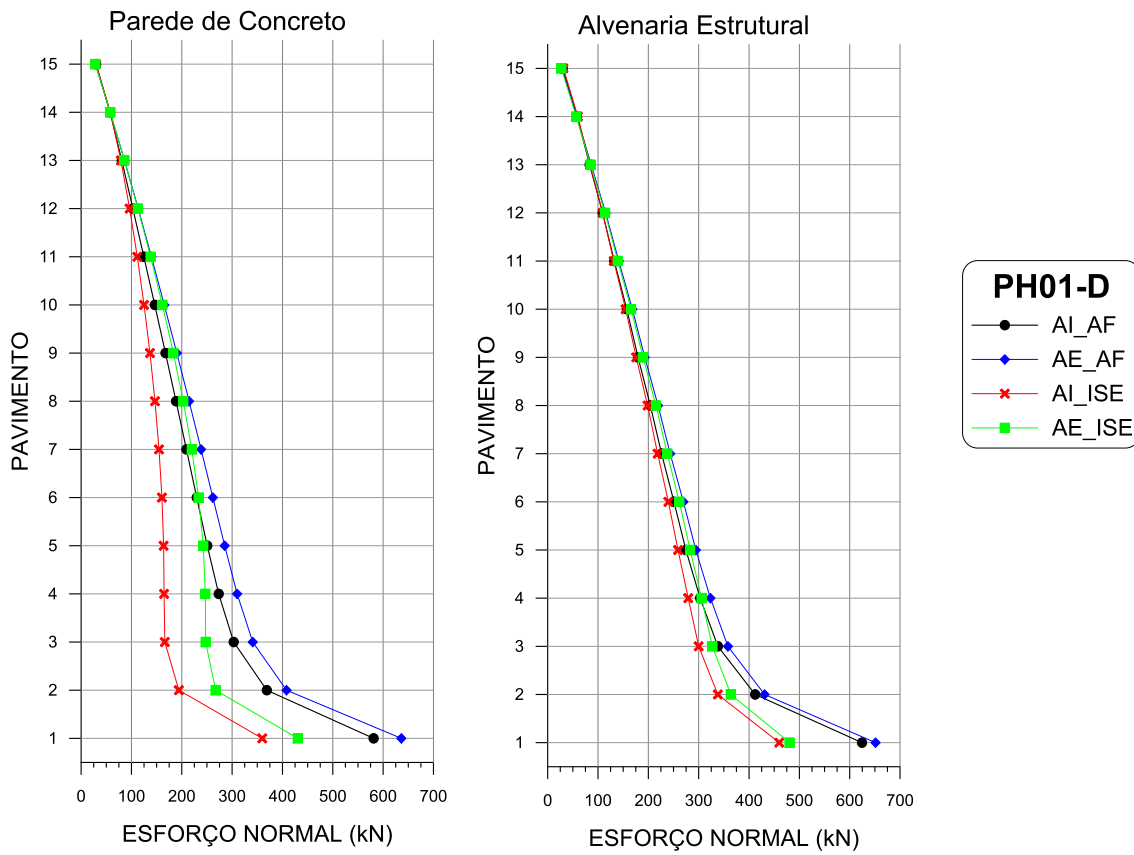
Já para a alvenaria estrutural, como pode ser visto na Tabela 11, todos os modelos alternativos ao modelo clássico de referência, apresenta diferença relativa média com módulo inferior a 5%.

Tabela 11 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH01-B do edifício de alvenaria estrutural

PH01C PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI	AE		
1	96,7	121,9	26,02%	36,34	-62,44%	56,42	-41,68%
2	216,0	241,6	11,82%	186,71	-13,58%	217,73	0,78%
3	267,7	286,8	7,13%	258,76	-3,34%	284,91	6,43%
4	275,4	288,7	4,84%	274,89	-0,19%	294,50	6,94%
5	263,7	272,8	3,46%	266,43	1,02%	280,77	6,46%
6	245,2	251,1	2,40%	250,81	2,29%	261,03	6,46%
7	222,8	226,6	1,67%	229,04	2,79%	236,29	6,04%
8	199,4	201,5	1,10%	207,30	3,98%	212,13	6,41%
9	174,8	175,8	0,59%	182,90	4,63%	185,59	6,16%
10	150,2	150,4	0,09%	159,23	5,99%	160,14	6,60%
11	125,2	124,6	-0,41%	133,81	6,92%	133,13	6,38%
12	100,0	99,0	-1,02%	109,03	9,04%	107,14	7,14%
13	75,3	73,7	-2,13%	83,32	10,61%	79,81	5,95%
14	50,8	48,7	-4,22%	58,61	15,31%	53,31	4,89%
15	21,6	23,5	8,45%	25,51	17,84%	26,06	20,41%
		MÉDIA:	3,99%		0,06%		3,69%

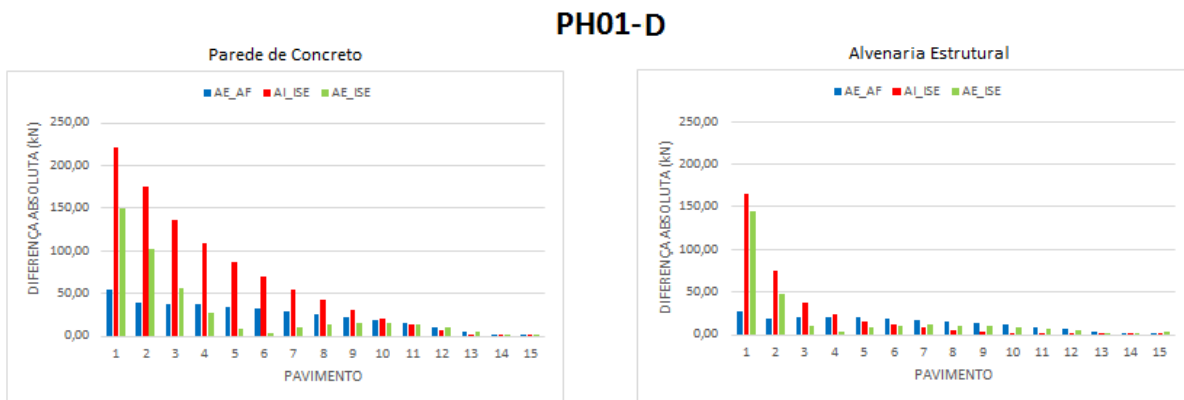
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 50 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH01-D



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 51 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH01-D



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 12 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH01- D do edifício de parede de concreto

PH01D	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	581,1	636,2	9,48%	359,83	-38,08%	430,52	-25,91%
2	368,9	408,1	10,62%	194,22	-47,35%	267,25	-27,55%
3	303,1	341,0	12,50%	166,32	-45,12%	247,38	-18,38%
4	273,3	310,0	13,41%	164,77	-39,71%	246,76	-9,72%
5	250,6	285,3	13,83%	163,90	-34,59%	242,67	-3,16%
6	229,7	261,8	13,96%	160,56	-30,11%	233,41	1,61%
7	209,2	238,3	13,92%	154,73	-26,05%	219,83	5,07%
8	188,6	214,5	13,75%	146,73	-22,19%	202,91	7,59%
9	167,6	190,1	13,45%	136,78	-18,39%	183,30	9,37%
10	146,3	165,2	12,96%	125,04	-14,51%	161,56	10,46%
11	124,7	139,7	12,06%	111,59	-10,48%	138,01	10,72%
12	102,8	113,4	10,30%	96,34	-6,31%	112,85	9,75%
13	80,8	86,2	6,69%	79,03	-2,21%	86,14	6,59%
14	57,6	57,8	0,35%	58,12	0,96%	57,81	0,42%
15	29,7	28,2	-5,09%	29,64	-0,26%	28,20	-5,12%
		MÉDIA:	10,15%		-22,29%		-1,88%

FONTE: O AUTOR (2016)

A prumada sem aberturas PH02-D, localizada nas proximidades do pilar P2 (com blocos de fundação agrupando estacas com diâmetros superiores aos apresentados no pilar P1), apresenta 60% das discrepâncias com módulo superior a 18%, puxando a diferença relativa média do modelo para níveis não cobertos pelos coeficientes normativos. A consideração da interação com o solo no tempo de construção recupera a aceitabilidade da diferença média relativa, trazendo-a para a faixa de excelente aproximação. Apesar disso, no modelo mais refinado AE_ISE, as discrepâncias pontuais observadas nos 3 pavimentos iniciais têm valores absolutos que ultrapassam os 18%.

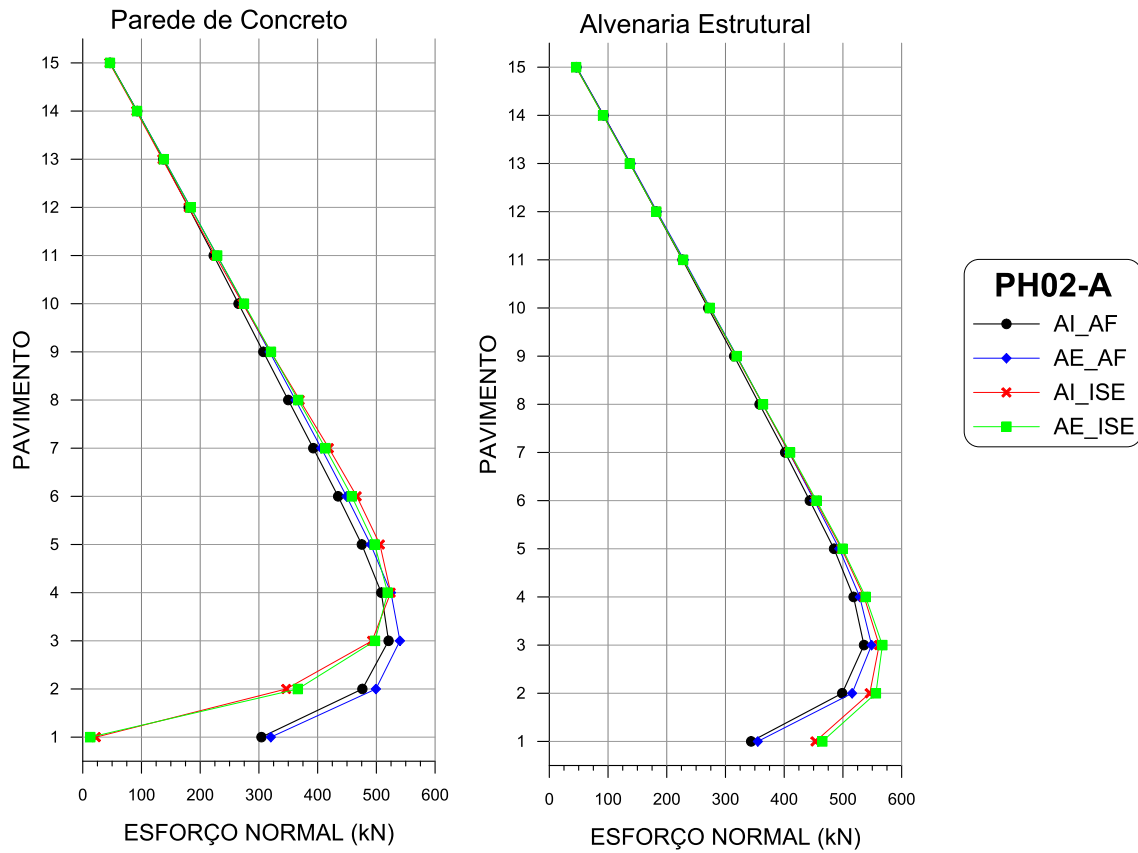
Tabela 13 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH01-D do edifício de alvenaria estrutural

PH01D	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	624,5	651,4	4,32%	460,06	-26,33%	480,63	-23,03%
2	412,2	430,9	4,54%	338,06	-17,99%	363,94	-11,71%
3	338,1	358,1	5,91%	299,96	-11,29%	327,13	-3,26%
4	302,9	323,3	6,73%	279,21	-7,82%	305,66	0,91%
5	274,6	294,3	7,20%	258,99	-5,68%	283,03	3,07%
6	250,9	269,7	7,47%	239,79	-4,43%	261,56	4,25%
7	226,3	243,4	7,55%	218,47	-3,44%	237,62	5,02%
8	204,0	219,3	7,52%	198,49	-2,69%	215,00	5,41%
9	179,5	192,9	7,47%	175,87	-2,04%	189,57	5,59%
10	157,1	168,3	7,11%	154,88	-1,42%	165,75	5,50%
11	132,3	141,2	6,70%	131,29	-0,77%	139,33	5,30%
12	109,1	115,2	5,54%	109,20	0,05%	113,92	4,38%
13	83,3	86,4	3,67%	84,01	0,83%	85,10	2,13%
14	58,4	57,9	-0,81%	60,03	2,88%	56,84	-2,59%
15	29,8	28,2	-5,26%	31,29	5,03%	27,10	-9,06%
		MÉDIA:	5,04%		-5,01%		-0,54%

FONTE: O AUTOR (2016)

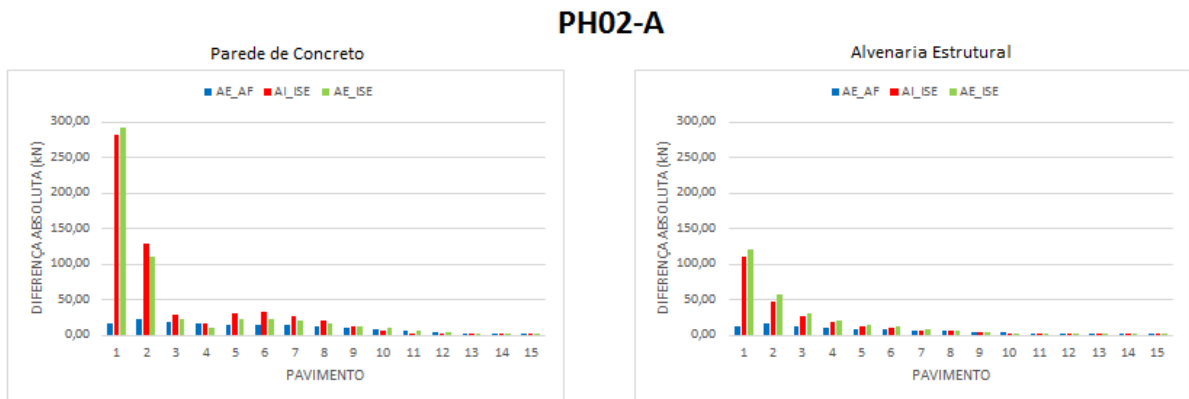
Na alvenaria estrutural, a consideração da interação com o solo inclui a diferença relativa apresentada no primeiro pavimento a um nível não coberto pelos coeficientes das normas (módulo superior a 18%), com 60% desses resultados numa faixa de aproximação boa/ótima e 33,3% numa faixa regular. A mesma diferença relativa com módulo superior a 18% é observada no primeiro pavimento do modelo que considera a interação com o solo na sequência de construção, 46,6% dos resultados pontuais e com diferença relativa média na faixa de aproximação considerada boa/ótima (módulo inferior a 5%).

Figura 52 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH02-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 53 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH02-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 14 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH02-A do edifício de parede de concreto

PH02A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	304,3	320,3	5,26%	22,40	-92,64%	12,96	-95,74%
2	476,2	499,2	4,84%	346,50	-27,23%	366,33	-23,07%
3	520,8	540,1	3,72%	492,74	-5,38%	497,73	-4,42%
4	508,4	524,9	3,24%	524,44	3,16%	519,22	2,13%
5	475,2	490,2	3,17%	506,06	6,50%	497,06	4,60%
6	434,9	449,2	3,30%	466,57	7,29%	458,13	5,35%
7	392,5	406,1	3,46%	419,12	6,78%	413,32	5,30%
8	349,9	362,3	3,54%	369,49	5,60%	366,96	4,88%
9	307,5	318,1	3,46%	320,28	4,16%	320,58	4,26%
10	265,2	273,7	3,18%	272,32	2,67%	274,62	3,54%
11	222,9	228,9	2,67%	225,80	1,29%	228,98	2,72%
12	180,3	183,8	1,96%	180,42	0,09%	183,54	1,82%
13	137,0	138,4	1,03%	135,74	-0,89%	138,09	0,82%
14	92,7	92,6	-0,09%	91,21	-1,61%	92,44	-0,28%
15	46,5	46,4	-0,07%	45,50	-2,06%	46,36	-0,21%
		MÉDIA:	2,84%		-6,15%		-5,89%

FONTE: O AUTOR (2016)

A prumada de parede PH02-A, localizada na região central da região bissimétrica do edifício apresenta-se menos sensível aos modelos alternativos ao clássico tanto nas paredes de concreto moldadas no local (Tabela 14), quanto na alvenaria estrutural (Tabela 15).

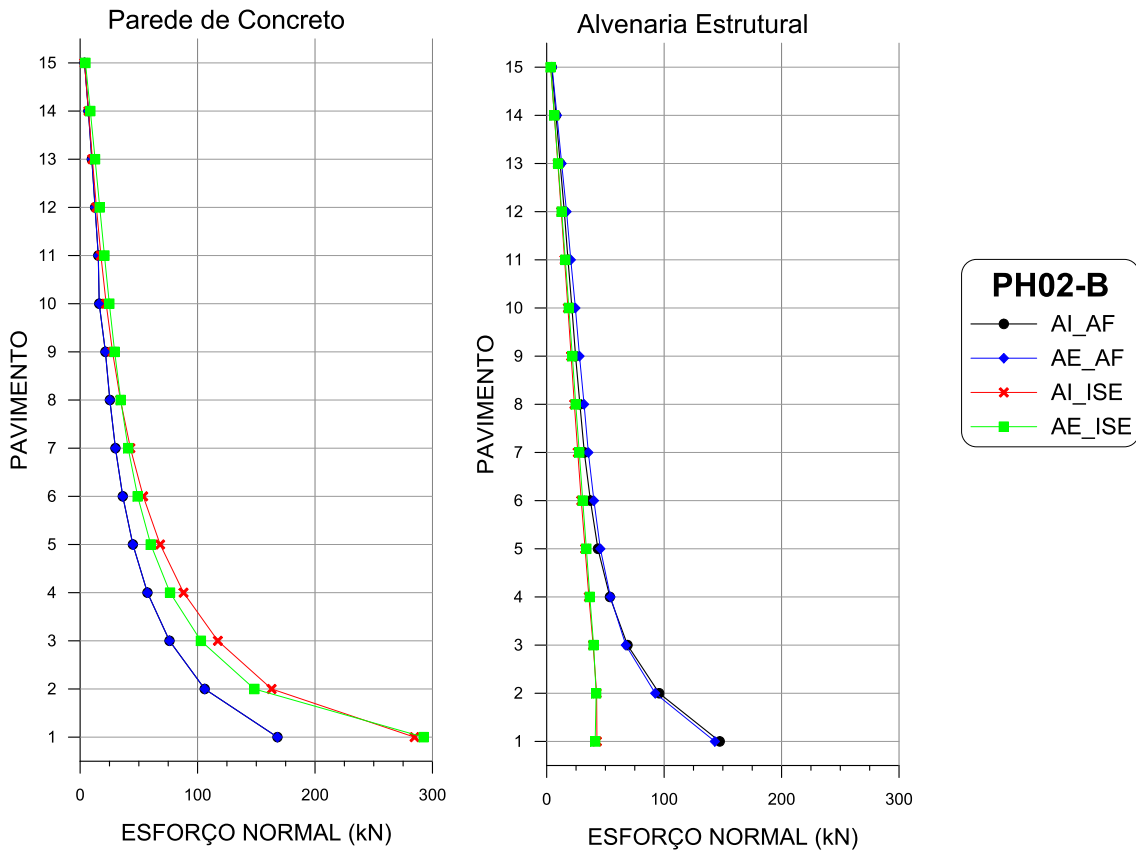
Em ambos os casos, as diferenças relativas médias não ultrapassam, em valor absoluto, os 18%. Sendo o edifício de parede de concreto mais sensível à incorporação da deslocabilidade dos apoios na modelagem, por apresentar discrepâncias pontuais com módulos superiores a 18% nos dois pavimentos iniciais enquanto, na alvenaria estrutural, essa discrepância em nível não coberto pelos coeficientes só é observada no pavimento inicial de ambos os modelos que consideram a interação solo-estrutura.

Tabela 15 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH02-A do edifício de alvenaria estrutural

PH02A PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI		AE	
1	343,7	355,1	3,32%	453,23	31,88%	464,95	35,29%
2	498,8	515,7	3,39%	545,72	9,41%	556,21	11,52%
3	535,8	548,8	2,43%	561,69	4,83%	567,22	5,86%
4	518,1	528,6	2,03%	536,11	3,47%	538,66	3,97%
5	484,8	493,7	1,83%	497,76	2,67%	499,39	3,01%
6	443,5	451,3	1,76%	453,24	2,20%	455,00	2,60%
7	401,5	408,4	1,70%	408,48	1,73%	410,01	2,11%
8	357,9	363,6	1,60%	363,35	1,52%	363,91	1,67%
9	314,7	319,5	1,54%	318,41	1,19%	319,06	1,39%
10	270,5	274,1	1,33%	272,72	0,83%	273,38	1,07%
11	226,9	229,3	1,06%	227,83	0,43%	227,88	0,44%
12	182,0	183,5	0,82%	182,25	0,14%	182,17	0,10%
13	137,8	138,5	0,53%	137,20	-0,41%	137,04	-0,53%
14	92,4	92,6	0,21%	91,61	-0,89%	91,45	-1,06%
15	46,1	46,4	0,65%	45,34	-1,71%	45,70	-0,94%
		MÉDIA:	1,61%		3,82%		4,43%

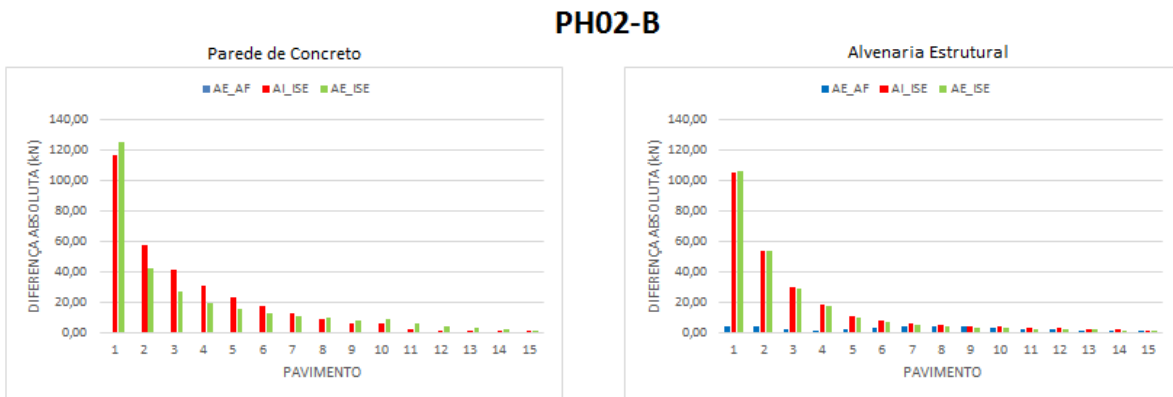
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 54 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH02-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 55 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH02-B



FONTE: O AUTOR (2016)

A prumada de parede sem abertura PH02-B apresenta resultados enquadrados na faixa ruim/péssima para todos os modelos que consideram a interação com o solo, seja com ações instantâneas ou evolutivas.

Nas paredes de concreto observa-se que, contrariamente à tendência geral observada até aqui, a incorporação da sequência construtiva torna 100% dos resultados parciais apresentarem diferenças relativas com valor absoluto superior a 18%.

Tabela 16 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH02-B do edifício de paredes de concreto

PH02B PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI		AE	
1	168,0	168,0	-	284,75	69,48%	292,53	74,11%
2	106,1	106,1	-	163,09	53,75%	148,41	39,91%
3	76,1	76,1	-	117,30	54,16%	102,83	35,14%
4	57,3	57,3	-	88,08	53,66%	76,56	33,57%
5	44,9	44,9	-	68,17	51,75%	60,12	33,84%
6	36,3	36,3	-	53,74	47,95%	49,00	34,90%
7	30,1	30,1	-	42,83	42,44%	40,89	36,00%
8	25,3	25,3	-	34,33	35,61%	34,59	36,62%
9	21,5	21,5	-	27,60	28,19%	29,41	36,58%
10	16,3	16,3	-	22,18	36,40%	24,88	53,01%
11	15,5	15,5	-	17,70	14,49%	20,71	33,98%
12	12,7	12,7	-	13,88	9,15%	16,71	31,43%
13	9,9	9,9	-	10,45	5,11%	12,74	28,11%
14	7,0	7,0	-	7,18	2,25%	8,71	23,96%
15	3,8	3,8	-	3,71	-1,96%	4,56	20,35%
		MÉDIA:	-		33,50%		36,77%

FONTE: O AUTOR (2016)

Os resultados insatisfatórios decorrem do fato de ser a PH02-B uma prumada de parede com 20 cm de comprimento e 12 cm de espessura, resultando numa área inferior à mínima exigida para pilares de concreto armado, na ABNT NBR 6118:2014. Além disso, a PH02-B, está localizada na região de apoio no P3, com prumada contida na seção do pilar.

Para a alvenaria estrutural (Tabela 17), a incorporação da sequência construtiva no modelo que contempla a deslocabilidade dos apoios reduz a diferença média com relação à

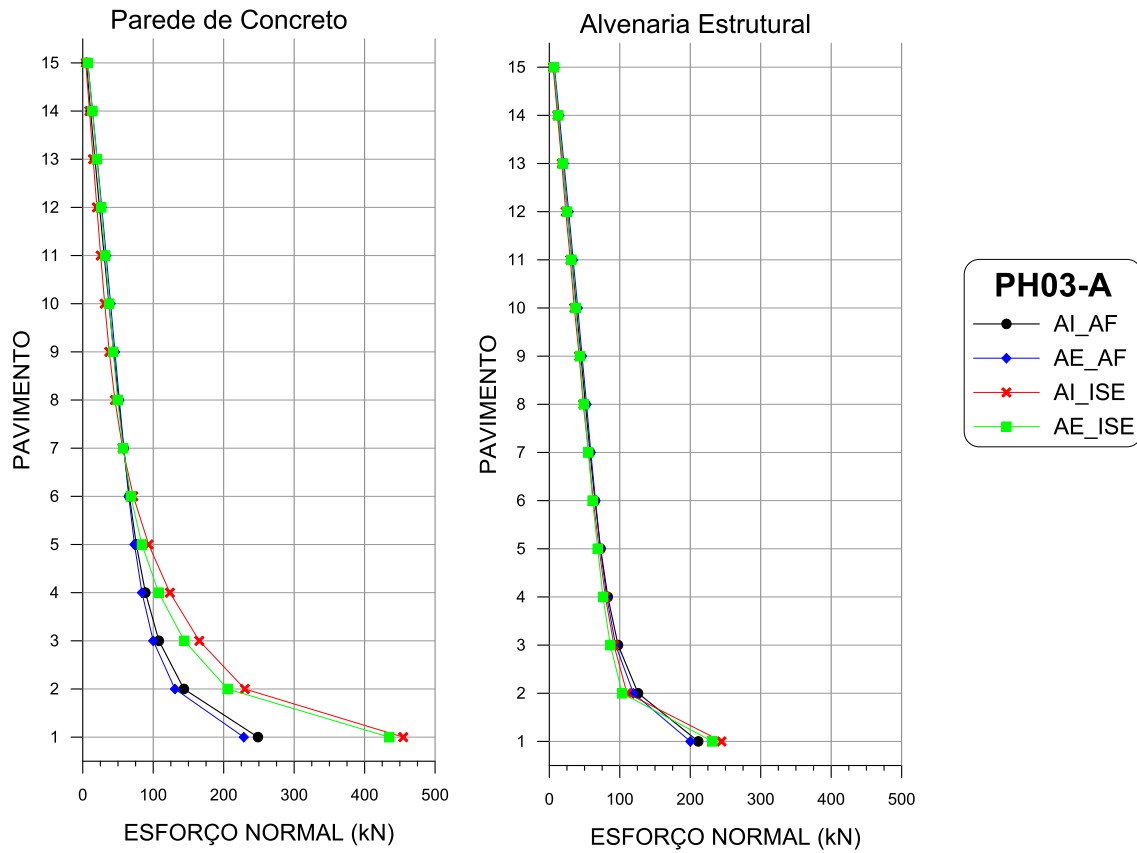
apresentada pelo modelo AI_ISE. No entanto, ambas estão na faixa de aproximação considerada ruim/péssima.

Tabela 17 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH02-B do edifício de alvenaria estrutural

PH02B PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI		AE	
1	147,4	143,2	-2,83%	42,79	-70,96%	41,27	-71,99%
2	95,8	92,4	-3,55%	42,54	-55,60%	42,12	-56,04%
3	68,8	67,4	-2,11%	39,55	-42,54%	39,95	-41,95%
4	53,8	54,4	0,98%	35,93	-33,26%	36,75	-31,72%
5	43,6	45,7	4,76%	32,70	-25,04%	33,78	-22,58%
6	37,3	40,2	7,99%	29,45	-20,95%	30,70	-17,58%
7	32,1	35,5	10,69%	26,47	-17,40%	27,75	-13,42%
8	28,3	31,9	12,64%	23,58	-16,62%	24,74	-12,51%
9	24,6	28,0	13,62%	20,82	-15,36%	21,85	-11,19%
10	21,5	24,5	13,72%	18,07	-15,94%	18,87	-12,23%
11	18,1	20,5	13,06%	15,26	-15,91%	15,86	-12,59%
12	15,0	16,9	12,57%	12,42	-17,28%	12,76	-15,03%
13	11,5	12,7	11,24%	9,49	-17,17%	9,69	-15,45%
14	7,9	8,8	10,16%	6,48	-18,50%	6,52	-17,97%
15	4,3	4,6	6,15%	3,40	-21,06%	3,36	-22,04%
		MÉDIA:	7,27%		-26,91%		-24,95%

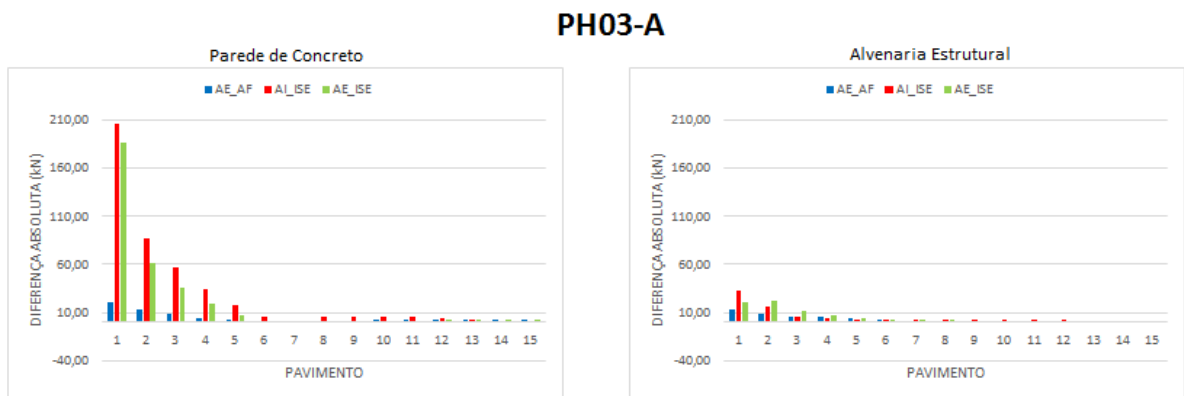
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 56 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH03-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 57 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH03-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 18 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH03-A do edifício de parede de concreto

PH03A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	248,7	228,5	-8,10%	454,81	82,91%	434,99	74,93%
2	143,6	130,9	-8,86%	230,06	60,24%	205,55	43,17%
3	108,1	100,0	-7,48%	165,41	53,01%	144,13	33,32%
4	89,0	84,0	-5,54%	123,69	39,05%	107,78	21,16%
5	76,0	73,4	-3,44%	93,51	23,00%	83,96	10,45%
6	66,2	65,3	-1,39%	71,84	8,54%	68,10	2,89%
7	58,0	58,3	0,49%	56,54	-2,59%	57,33	-1,23%
8	50,8	51,9	2,33%	45,68	-9,99%	49,54	-2,38%
9	43,9	45,7	4,27%	37,62	-14,22%	43,28	-1,33%
10	37,1	39,5	6,51%	31,15	-16,10%	37,59	1,25%
11	30,4	33,3	9,39%	25,45	-16,38%	31,97	5,05%
12	23,8	27,0	13,18%	20,06	-15,78%	26,19	9,91%
13	17,3	20,5	18,33%	14,77	-14,83%	20,13	16,07%
14	11,1	14,0	25,62%	9,55	-13,98%	13,79	24,18%
15	5,2	7,2	39,58%	4,35	-16,13%	7,19	38,70%
		MÉDIA:	5,66%		9,78%		18,41%

FONTE: O AUTOR (2016)

Para a apumada de parede sem abertura PH03-A, no edifício de parede de concreto, observa-se que a consideração da sequência construtiva aumenta a discrepância entre o modelo AE_ISE e o modelo clássico de referência AI_AF, tanto nos pavimentos iniciais (como na tendência observada no modelo AI_ISE), quanto nos pavimentos superiores (similar à tendência observada no modelo AE_AF). A prumada PH03-A (Figura 56), com 20 cm de comprimento, está contida na seção do pilar P4.

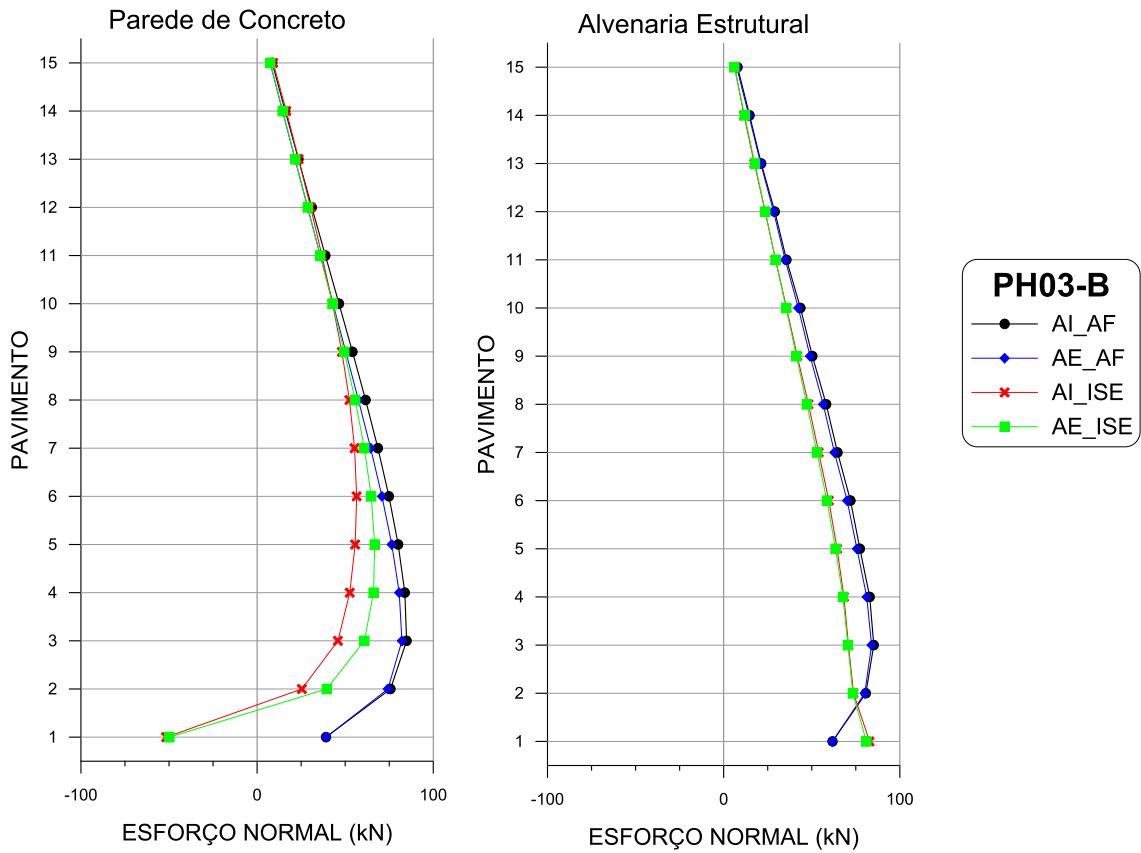
Já para a alvenaria estrutural, nenhum modelo alternativo ao clássico de referência apresenta diferenças relativas pontuais, ao nível dos pavimentos, com valor absoluto superior a 18%. Além disso, a diferença relativa média apresenta-se dentro da faixa considerada boa/ótima tanto no modelo AE_AF, quanto no modelo AE_ISE, e dentro da faixa considerada regular no modelo AI_ISE.

Tabela 19 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH03-A do edifício de alvenaria estrutural

PH03A	AF			ISE				
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE	
	1	211,5	200,1	-5,36%	244,43	15,59%	231,57	9,51%
	2	126,1	119,4	-5,31%	110,20	-12,59%	103,40	-17,98%
	3	97,6	94,1	-3,65%	91,73	-6,04%	86,60	-11,30%
	4	83,1	81,5	-1,85%	79,60	-4,17%	76,23	-8,23%
	5	72,8	72,5	-0,37%	70,83	-2,70%	68,60	-5,77%
	6	64,8	65,5	1,13%	62,30	-3,86%	61,40	-5,25%
	7	57,8	58,9	1,96%	55,70	-3,63%	55,47	-4,04%
	8	51,2	52,9	3,32%	48,21	-5,85%	49,03	-4,23%
	9	44,9	46,5	3,64%	42,43	-5,44%	43,36	-3,35%
	10	38,3	40,4	5,40%	35,49	-7,43%	37,23	-2,90%
	11	32,0	33,9	5,82%	29,85	-6,70%	31,46	-1,68%
	12	25,5	27,6	7,97%	23,28	-8,87%	25,25	-1,15%
	13	19,2	20,8	8,13%	17,75	-7,76%	19,23	-0,05%
	14	12,7	14,1	11,25%	11,52	-9,41%	12,91	1,57%
	15	6,4	7,3	14,32%	5,44	-15,04%	6,61	3,23%
		MÉDIA:	3,09%		-5,59%		-3,44%	

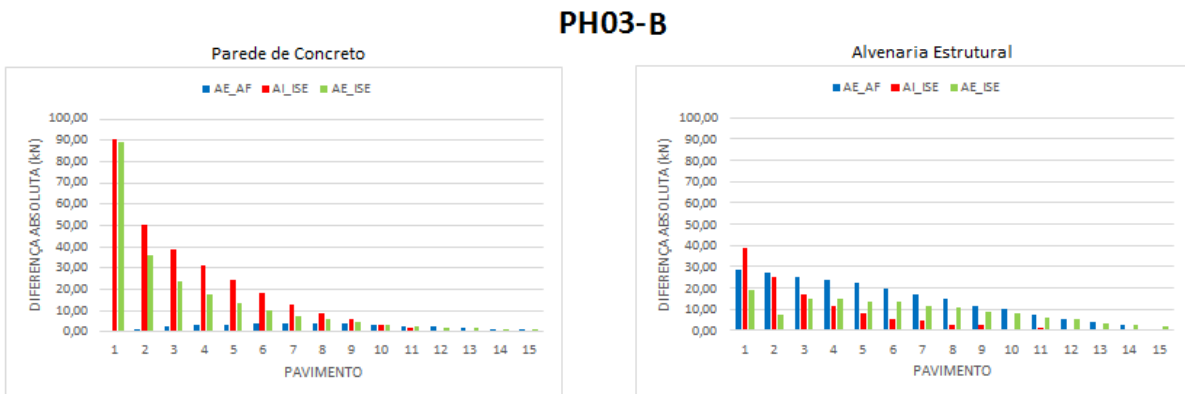
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 58 – Esforços normais nas Paredes Horizontais PH03-B



FONTE: O AUTOR (2014)

Figura 59 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH03-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 20 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH03-B do edifício de parede de concreto

PH03B PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI		AE	
1	39,1	39,2	0,27%	-51,60	-231,97%	-49,78	-227,29%
2	75,7	74,2	-1,96%	25,42	-66,42%	39,53	-47,79%
3	84,9	82,2	-3,14%	45,87	-45,96%	60,89	-28,27%
4	83,8	80,7	-3,80%	52,59	-37,28%	66,10	-21,17%
5	80,1	76,5	-4,51%	55,67	-30,48%	66,74	-16,64%
6	74,8	70,9	-5,28%	56,51	-24,49%	64,77	-13,44%
7	68,6	64,5	-6,01%	55,34	-19,31%	60,89	-11,21%
8	61,6	57,5	-6,61%	52,42	-14,90%	55,65	-9,66%
9	54,1	50,4	-7,01%	48,11	-11,16%	49,49	-8,61%
10	46,5	43,1	-7,29%	42,81	-7,92%	42,81	-7,93%
11	38,8	35,9	-7,51%	36,82	-5,04%	35,85	-7,52%
12	31,1	28,7	-7,75%	30,37	-2,27%	28,77	-7,42%
13	23,5	21,5	-8,28%	23,60	0,56%	21,65	-7,78%
14	16,0	14,4	-9,57%	16,57	3,78%	14,52	-9,05%
15	8,6	7,4	-13,70%	9,17	6,88%	7,44	-13,29%
		MÉDIA:	-6,14%		-32,40%		-29,14%

FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 21 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH03-B do edifício de alvenaria estrutural

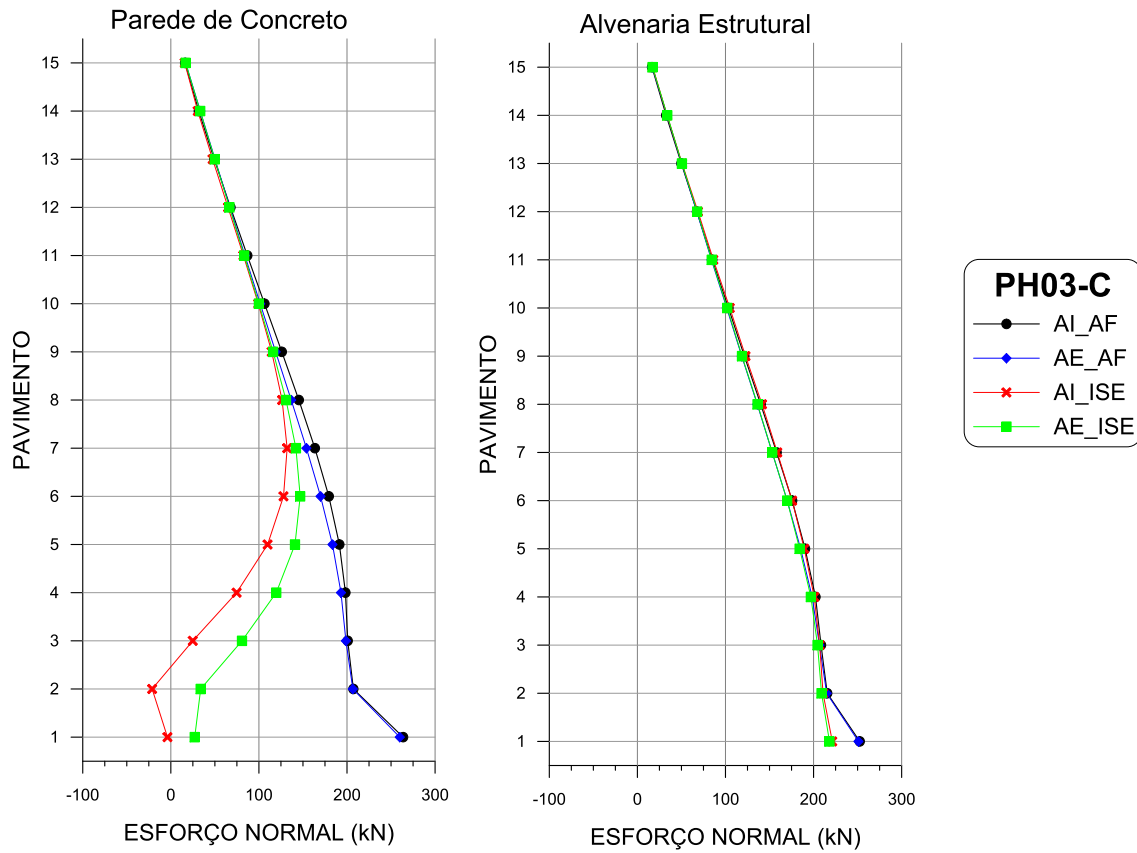
PH03B PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI		AE	
1	61,8	61,8	0,02%	82,80	34,01%	81,03	31,13%
2	80,7	80,1	-0,80%	73,73	-8,65%	73,30	-9,18%
3	85,2	84,0	-1,43%	70,83	-16,86%	70,53	-17,21%
4	82,9	81,2	-2,05%	68,27	-17,66%	67,68	-18,37%
5	77,3	75,7	-2,17%	64,38	-16,75%	63,49	-17,91%
6	72,0	70,1	-2,62%	59,69	-17,08%	58,63	-18,55%
7	64,6	62,9	-2,72%	53,95	-16,55%	52,95	-18,09%
8	58,2	56,5	-2,92%	48,15	-17,26%	47,19	-18,92%
9	50,4	49,0	-2,63%	41,79	-17,04%	41,29	-18,02%
10	43,6	42,4	-2,83%	35,72	-18,08%	35,45	-18,69%
11	35,7	34,9	-2,06%	29,44	-17,47%	29,44	-17,47%
12	29,0	28,4	-2,38%	23,56	-18,86%	23,65	-18,55%
13	21,3	21,0	-1,43%	17,41	-18,37%	17,69	-17,06%
14	14,7	14,3	-2,97%	11,55	-21,52%	11,86	-19,36%
15	7,9	7,4	-6,76%	6,28	-20,36%	6,02	-23,69%
		MÉDIA:	-2,38%		-13,90%		-14,66%

FONTE: O AUTOR (2016)

Apesar de apresentar discrepâncias relativas médias com valor absoluto inferior a 18%, os modelos que contemplam a interação com o solo no edifício de alvenaria apresentam quantidade considerável de diferença relativa pontual na faixa de aproximação ruim/péssima nos pavimentos intermediários do edifício, como podem ser vistos os descolamentos na representação gráfica da Figura 58.

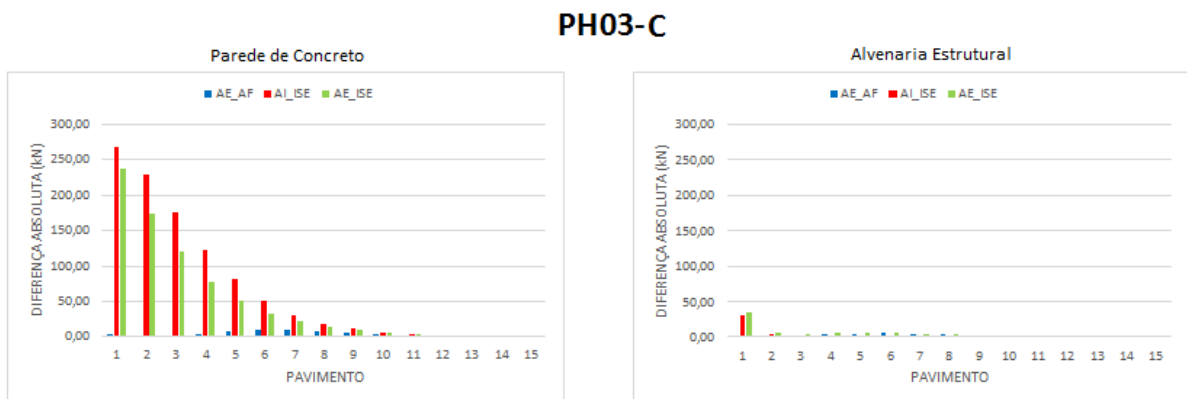
As paredes de concreto, também apresentaram discrepâncias com valores absolutos superiores a 18%, só que localizadas nos pavimentos inferiores dos modelos que contemplam a deslocabilidade das fundações.

Figura 60 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH03-C



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 61 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH03-C



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 22 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH03-C do edifício de parede de concreto

PH03C	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	263,7	259,9	-1,45%	-3,83	-101,45%	27,12	-89,72%
2	207,2	206,6	-0,31%	-21,21	-110,24%	33,89	-83,65%
3	200,8	198,8	-1,02%	24,93	-87,59%	80,78	-59,77%
4	198,2	193,2	-2,56%	74,73	-62,30%	119,68	-39,63%
5	191,4	183,5	-4,10%	109,87	-42,58%	140,95	-26,34%
6	179,4	170,0	-5,23%	127,93	-28,67%	146,84	-18,13%
7	163,5	153,9	-5,87%	132,03	-19,27%	142,03	-13,15%
8	145,3	136,7	-5,96%	126,31	-13,09%	130,76	-10,03%
9	126,0	119,0	-5,54%	114,50	-9,13%	116,12	-7,84%
10	106,3	101,4	-4,61%	99,27	-6,65%	99,96	-6,00%
11	86,8	84,1	-3,17%	82,41	-5,10%	83,30	-4,08%
12	67,7	67,0	-1,09%	64,93	-4,16%	66,57	-1,73%
13	49,2	50,2	1,84%	47,43	-3,68%	49,93	1,38%
14	31,7	33,5	5,58%	30,55	-3,60%	33,36	5,28%
15	16,2	16,8	4,01%	15,77	-2,43%	16,79	3,87%
		MÉDIA:	-1,97%		-33,33%		-23,30%

FONTE: O AUTOR (2016)

A resposta dos modelos na prumada de parede sem abertura PH03-C novamente inclui a diferença média relativa dos edifícios de parede na faixa de aproximação considerada ruim/péssima. Os pavimentos iniciais dos edifícios nos modelos que contemplam a interação com o solo apresentam esforços normais com discrepância superior, em valor absoluto, ao percentual coberto pelos coeficientes de segurança. Observa-se, também, que o modelo que considera só a sequência construtiva apresenta grande similaridade ao modelo clássico de referência 66,6% dos resultados com diferença relativa na faixa considerada de excelente aproximação e nenhum resultado com diferença relativa superior, valor absoluto, a 18%.

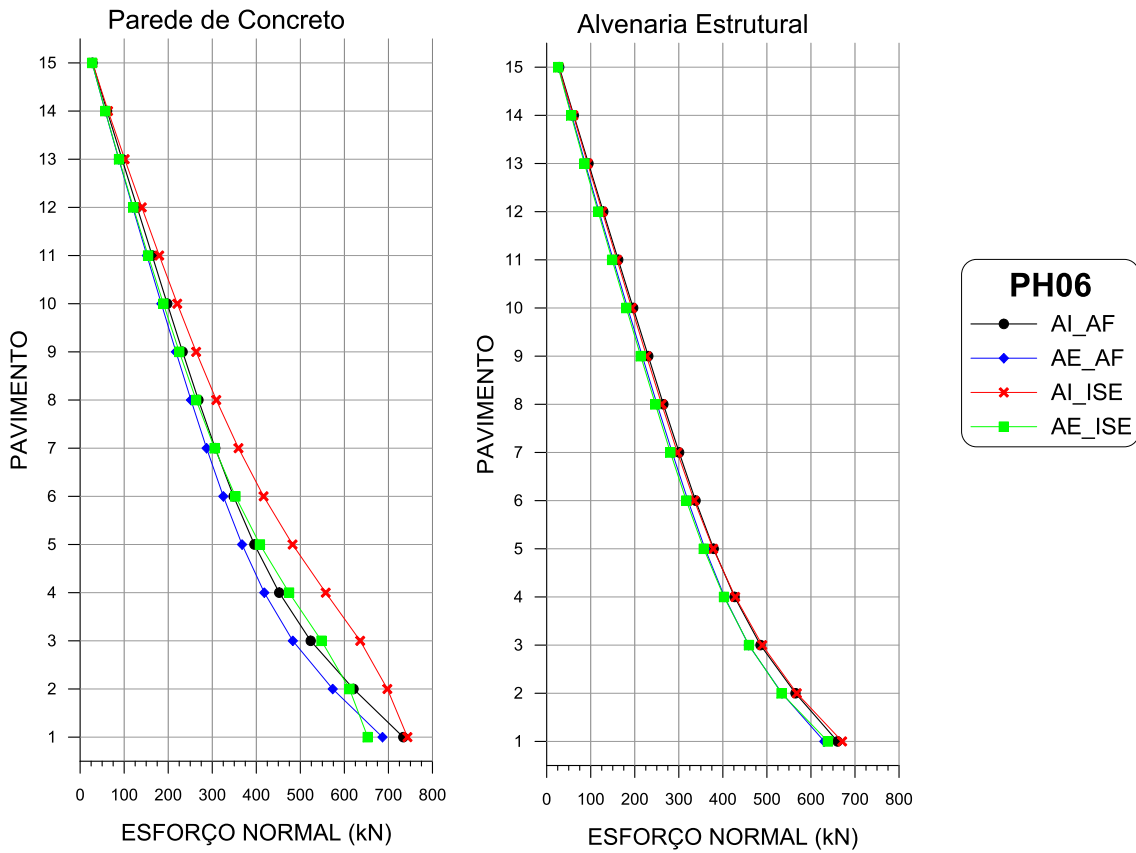
Os resultados na prumada PH03-C mostram, novamente, o comportamento mais insensível à interação com o solo da alvenaria estrutural (sabidamente mais flexível), com quase todos os resultados com diferença relativa inferior, em valor absoluto, a 5% (Tabela 23).

Tabela 23 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH03-C do edifício de alvenaria estrutural

PH03C PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI		AE	
1	252,4	251,0	-0,59%	221,26	-12,35%	218,07	-13,62%
2	215,5	214,9	-0,28%	210,74	-2,22%	209,06	-3,00%
3	208,5	206,7	-0,87%	206,93	-0,75%	204,51	-1,91%
4	202,2	198,4	-1,90%	200,76	-0,72%	196,94	-2,61%
5	190,4	185,3	-2,66%	189,42	-0,50%	184,17	-3,26%
6	175,7	170,1	-3,22%	175,75	0,01%	170,06	-3,23%
7	158,1	153,0	-3,21%	158,83	0,47%	153,10	-3,16%
8	140,0	136,1	-2,80%	141,54	1,10%	136,38	-2,59%
9	121,5	118,5	-2,46%	122,78	1,09%	118,74	-2,24%
10	103,4	101,4	-1,91%	104,91	1,46%	102,00	-1,35%
11	85,1	84,1	-1,13%	86,23	1,39%	84,39	-0,78%
12	67,6	67,4	-0,23%	68,81	1,80%	67,83	0,35%
13	49,9	50,3	0,87%	50,74	1,73%	50,55	1,36%
14	32,6	33,6	2,87%	33,69	3,26%	33,91	3,91%
15	16,6	16,9	1,68%	17,44	5,13%	17,19	3,66%
		MÉDIA:	-1,05%		0,06%		-1,90%

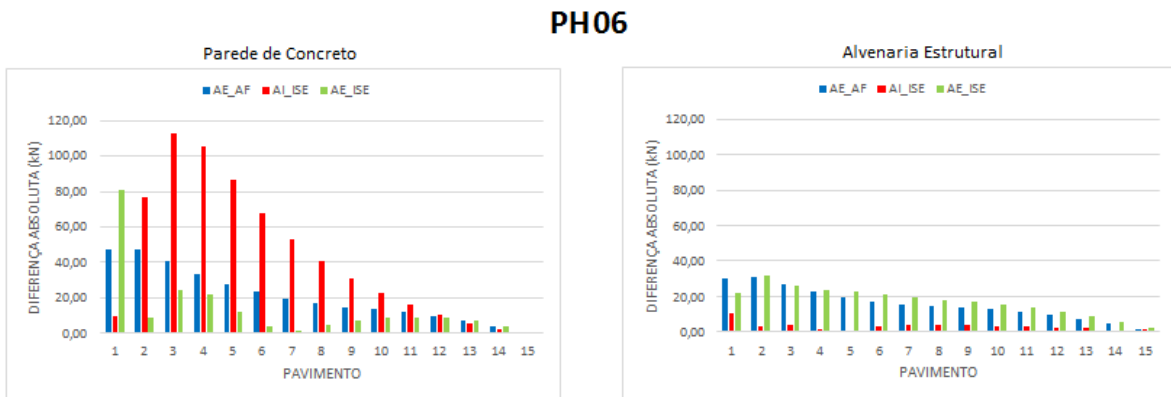
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 62 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH06



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 63 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH06



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 24 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH06 do edifício de parede de concreto

PH06	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	733,7	686,6	-6,43%	743,32	1,30%	653,01	-11,00%
2	620,8	573,5	-7,62%	697,62	12,37%	611,61	-1,48%
3	523,5	482,9	-7,74%	635,94	21,49%	548,06	4,70%
4	452,0	418,2	-7,48%	557,68	23,38%	474,40	4,96%
5	395,7	367,7	-7,07%	482,42	21,93%	408,23	3,17%
6	348,4	325,2	-6,68%	416,61	19,56%	352,66	1,21%
7	306,8	287,1	-6,41%	359,63	17,22%	305,33	-0,48%
8	268,7	251,7	-6,32%	309,25	15,11%	263,50	-1,93%
9	232,7	217,6	-6,47%	263,45	13,22%	225,16	-3,23%
10	197,9	184,4	-6,81%	220,61	11,49%	189,03	-4,47%
11	163,6	151,7	-7,29%	179,71	9,85%	154,35	-5,65%
12	129,5	119,4	-7,78%	140,07	8,19%	120,81	-6,69%
13	95,3	87,7	-7,92%	101,27	6,31%	88,34	-7,26%
14	61,2	56,9	-7,09%	63,57	3,82%	57,08	-6,78%
15	28,2	27,2	-3,30%	28,24	0,27%	27,24	-3,26%
		MÉDIA:	-6,83%		12,37%		-2,55%

FONTE: O AUTOR (2016)

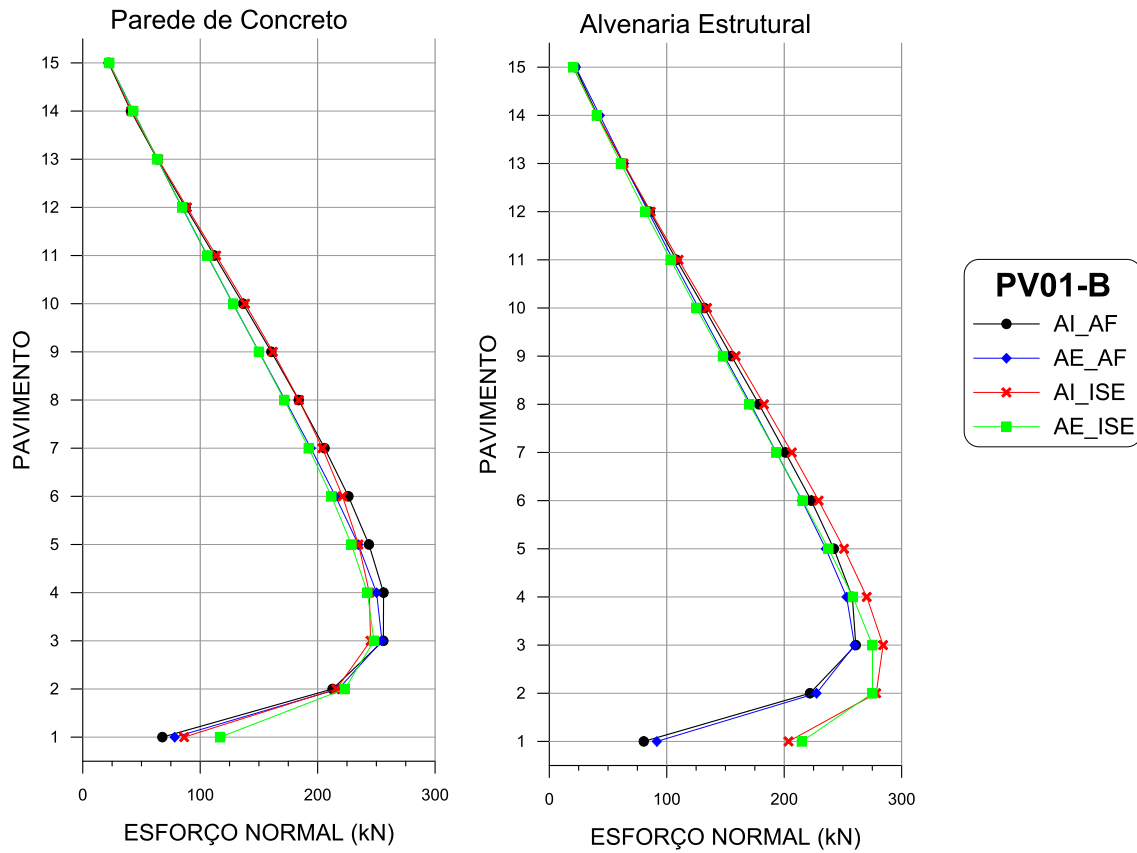
Para a prumada externa de parede PH06, localizada na região central do edifício, aproximadamente, a incorporação das ações evolutivas na análise estrutural do edifício de parede de concreto que contempla a interação com o solo enquadra a diferença média relativa na faixa de aproximação considerada boa/ótima (Tabela 24). Para o edifício de alvenaria estrutural, a incorporação das ações evolutivas na análise estrutural que considera a deformabilidade dos apoios aumenta as diferenças relativas ao nível de todos os pavimentos enquadrando a diferença média relativa do modelo AE_ISE na faixa de aproximação regular (Tabela 25). Em nenhum dos casos os modelos alternativos apresentam diferença relativa superiores, em valor absoluto, a 18%.

Tabela 25 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH06 do edifício de alvenaria estrutural

PH06	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	660,4	630,4	-4,55%	670,96	1,60%	638,47	-3,32%
2	564,9	534,2	-5,42%	567,99	0,55%	533,26	-5,60%
3	485,4	458,7	-5,50%	489,48	0,83%	459,28	-5,39%
4	426,6	403,9	-5,33%	428,18	0,37%	402,57	-5,63%
5	379,2	359,6	-5,16%	378,05	-0,30%	356,68	-5,93%
6	338,1	320,9	-5,09%	335,08	-0,89%	317,04	-6,23%
7	300,8	285,0	-5,24%	296,78	-1,33%	280,85	-6,63%
8	265,0	250,6	-5,42%	261,19	-1,43%	246,87	-6,84%
9	230,8	217,1	-5,92%	226,72	-1,75%	213,57	-7,45%
10	196,5	183,9	-6,43%	193,12	-1,71%	180,75	-8,01%
11	162,5	151,2	-6,97%	159,58	-1,79%	148,54	-8,59%
12	128,6	118,9	-7,48%	126,20	-1,83%	116,79	-9,15%
13	95,0	87,5	-7,85%	92,91	-2,16%	85,70	-9,76%
14	61,6	56,9	-7,57%	60,51	-1,73%	55,53	-9,82%
15	28,5	27,3	-4,19%	27,16	-4,55%	26,00	-8,64%
		MÉDIA:	-5,87%		-1,07%		-7,13%

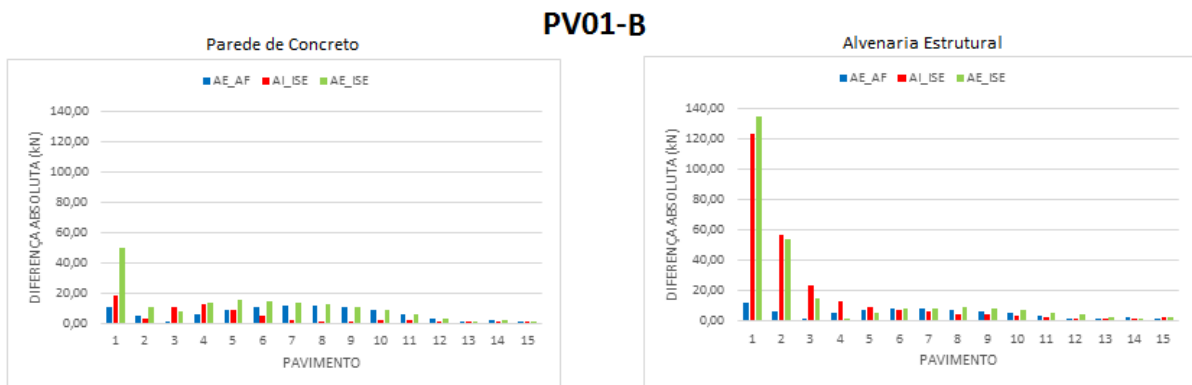
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 64 - Esforços normais nas Paredes Verticais PV01-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 65 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Vertical PV01-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 26 –Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV01-B do edifício de parede de concreto

PV01B PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI		AE	
1	67,8	78,3	15,54%	86,32	27,36%	116,92	72,51%
2	212,7	217,7	2,38%	215,94	1,54%	223,12	4,92%
3	256,0	254,8	-0,47%	245,07	-4,26%	247,95	-3,14%
4	256,1	250,2	-2,32%	244,02	-4,73%	242,34	-5,38%
5	243,7	234,6	-3,72%	234,79	-3,65%	228,80	-6,11%
6	226,2	215,2	-4,85%	221,18	-2,23%	211,73	-6,40%
7	206,0	194,2	-5,71%	204,08	-0,91%	192,42	-6,57%
8	183,9	172,3	-6,29%	184,10	0,13%	171,63	-6,65%
9	160,6	150,1	-6,53%	161,93	0,85%	150,00	-6,58%
10	136,5	127,9	-6,27%	138,24	1,29%	128,06	-6,18%
11	112,0	106,0	-5,38%	113,67	1,45%	106,21	-5,21%
12	87,6	84,5	-3,49%	88,79	1,40%	84,66	-3,32%
13	63,6	63,5	-0,11%	64,28	1,13%	63,58	0,03%
14	41,0	42,9	4,78%	41,31	0,82%	42,98	4,90%
15	22,1	22,5	2,12%	22,42	1,64%	22,55	2,22%
		MÉDIA:	-1,35%		1,45%		1,94%

FONTE: O AUTOR (2016)

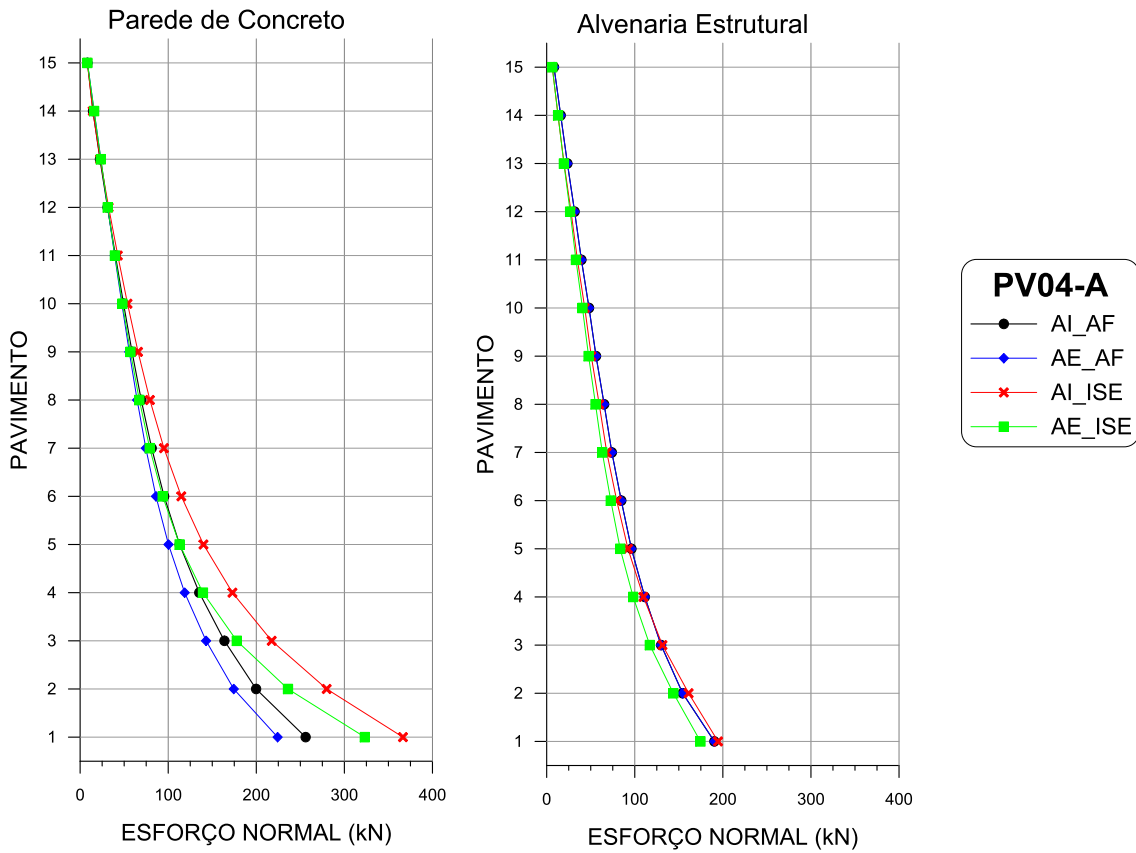
Tabela 27 - Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV01-B do edifício de alvenaria estrutural

PV01B PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI		AE	
1	80,4	91,6	13,89%	203,69	153,28%	215,05	167,40%
2	221,9	227,5	2,51%	278,31	25,40%	275,14	23,97%
3	261,0	259,9	-0,41%	284,23	8,92%	275,14	5,44%
4	258,0	253,1	-1,90%	270,30	4,76%	258,47	0,18%
5	242,3	235,5	-2,81%	250,97	3,59%	237,64	-1,91%
6	223,1	215,2	-3,52%	229,33	2,81%	215,70	-3,30%
7	201,0	193,3	-3,83%	206,53	2,77%	193,20	-3,87%
8	178,5	171,5	-3,96%	182,79	2,38%	170,36	-4,58%
9	155,1	149,1	-3,85%	158,70	2,33%	147,81	-4,69%
10	131,9	127,2	-3,60%	134,36	1,83%	125,17	-5,13%
11	108,2	105,3	-2,69%	110,14	1,78%	103,27	-4,57%
12	85,6	84,3	-1,50%	86,40	0,97%	81,68	-4,55%
13	62,9	63,4	0,87%	63,28	0,61%	60,95	-3,09%
14	41,0	43,0	4,74%	40,86	-0,39%	40,49	-1,29%
15	21,9	22,5	2,68%	20,15	-8,16%	20,33	-7,34%
		MÉDIA:	-0,23%		13,52%		10,18%

FONTE: O AUTOR (2016)

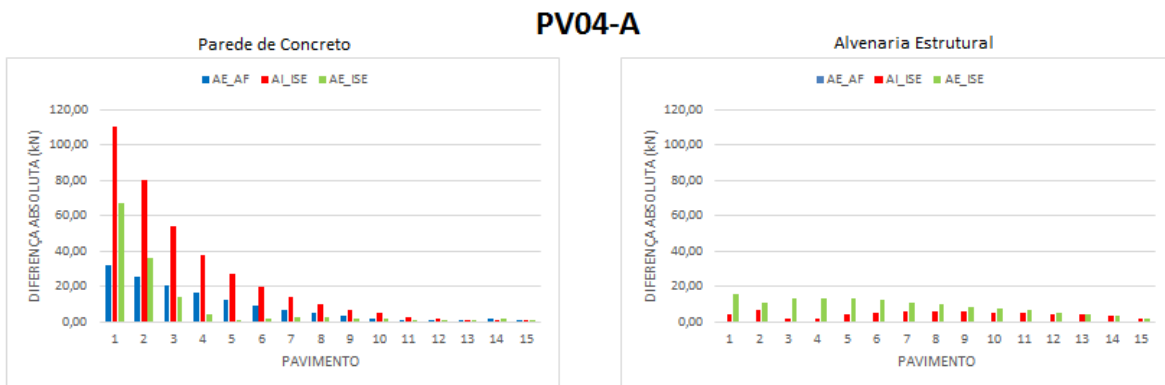
As tabelas: Tabela 26 e Tabela 27, evidenciam que a interação com o solo inclui as paredes da prumada PV01-B, nos pavimentos iniciais, na faixa de aproximação ruim/péssima, com diferença relativa de valor absoluto superior a 18%. No caso do edifício de parede de concreto (Tabela 26) observa-se que mesmo com a consideração das ações evolutivas, a parede vertical PV01-B do primeiro pavimento experimenta um aumento significativo de compressão, mais acentuado no modelo mais refinado AE_ISE. A mesma tendência é observada no edifício de alvenaria estrutural (Tabela 27), que inclui, além das paredes do primeiro pavimento, as paredes do segundo pavimento na faixa de aproximação com diferença relativa com valor absoluto superior a 18%.

Figura 66 - Esforços normais nas Paredes Verticais PV04-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 67 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Vertical PV04-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 28 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV04-A do edifício de parede de concreto

PV04A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	256,0	224,2	-12,42%	366,49	43,15%	323,22	26,25%
2	199,8	174,4	-12,70%	279,90	40,10%	235,98	18,11%
3	163,8	143,0	-12,71%	217,50	32,77%	177,89	8,59%
4	135,3	118,7	-12,24%	172,93	27,85%	139,43	3,09%
5	113,0	100,3	-11,18%	140,04	23,98%	112,94	-0,01%
6	95,4	86,1	-9,74%	114,89	20,45%	93,68	-1,79%
7	81,2	74,6	-8,18%	95,17	17,14%	79,01	-2,74%
8	69,4	64,7	-6,71%	79,23	14,19%	67,20	-3,15%
9	58,9	55,8	-5,34%	65,76	11,56%	57,10	-3,13%
10	49,3	47,4	-3,91%	53,82	9,20%	48,00	-2,61%
11	40,1	39,2	-2,10%	42,79	6,82%	39,48	-1,44%
12	31,1	31,3	0,61%	32,41	4,26%	31,35	0,84%
13	22,5	23,5	4,63%	22,79	1,38%	23,52	4,59%
14	14,6	15,9	9,02%	14,36	-1,61%	15,89	8,85%
15	8,3	8,3	0,05%	8,22	-1,21%	8,31	-0,09%
		MÉDIA:	-5,53%		16,67%		3,69%

FONTE: O AUTOR (2016)

Como mostrado na Tabela 29, a prumada PV04-A do edifício de parede de concreto sofre um acréscimo de compressão nos pavimentos iniciais, sendo este menos significativo no modelo mais refinado AE_ISE. A consideração da interação com o solo na sequência construtiva reduz o número de pavimentos iniciais no qual a diferença relativa supera o valor absoluto de 18% de 6 pavimentos (no AI_ISE) para 2 pavimentos (no AE_ISE).

Para a alvenaria estrutural, a interação com o solo apresenta uma perturbação no fluxo de tensões dos pavimentos superiores da prumada PV04-A, onde se observa um alívio de compressão mais acentuado no modelo AE_ISE. Por se tratar de um alívio que não introduz solicitações de tração nos trechos dos pavimentos superiores, admite-se que a perturbação evidenciada na Tabela 29 não é significativa para decisões de projeto tomadas com base no modelo clássico de referência AI_AF.

Tabela 29 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV04-A do edifício de alvenaria estrutural

PV04A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI		AE	
1	190,3	190,3	-	194,57	2,22%	174,57	-8,28%
2	154,3	154,3	-	161,17	4,43%	143,87	-6,78%
3	129,9	129,9	-	131,47	1,21%	117,10	-9,85%
4	111,4	111,4	-	109,80	-1,44%	98,17	-11,88%
5	96,2	96,2	-	92,30	-4,05%	83,43	-13,27%
6	84,7	84,7	-	79,53	-6,10%	72,77	-14,09%
7	74,0	74,0	-	68,23	-7,79%	63,13	-14,68%
8	65,2	65,2	-	59,63	-8,58%	55,43	-15,02%
9	56,0	56,0	-	50,63	-9,64%	47,57	-15,11%
10	48,1	48,1	-	43,22	-10,12%	40,61	-15,54%
11	39,4	39,4	-	34,90	-11,47%	33,22	-15,74%
12	31,7	31,7	-	27,66	-12,75%	26,60	-16,11%
13	23,5	23,5	-	19,71	-16,28%	19,52	-17,06%
14	15,9	15,9	-	12,83	-19,44%	12,95	-18,71%
15	8,3	8,3	-	6,38	-23,26%	6,33	-23,86%
		MÉDIA:	-		-8,21%		-14,40%

FONTE: O AUTOR (2016)

5.2.3 Recalques

Para fins teóricos, o recalque do grupo de estacas é admitido como o deslocamento medido no nó inicial dos pilares, onde estes se conectam ao modelo de bloco rígido, não se analisando aqui os deslocamentos nos topos das estacas de cada bloco.

O recalque geotécnico é também apresentado, calculado com base no método teórico baseado na Teoria da Elasticidade proposto por Poulos & Davis (1980) que, admitindo o solo como material elástico linear e aderência perfeita entre estaca e solo, estima o recalque de uma estaca, tal qual é majorado empiricamente pelo coeficiente proposto por Fleming *et. al.*(1985) para incluir o efeito do grupo de estacas no terreno.

Tabela 30 – Recalques (mm) do edifício de paredes de concreto moldadas no local

	GEOTÉCNICO	AI_ISE	DIFERENÇA	AE_ISE	DIFERENÇA
P1	7,170	4,764	-33,6%	4,649	-35,2%
P2	4,026	5,076	26,1%	5,682	41,1%
P3	5,045	4,437	-12,0%	4,402	-12,7%
P4	4,699	4,263	-9,3%	3,968	-15,6%
P5	2,700	3,994	47,9%	4,106	52,1%
P6	3,642	4,85	33,2%	5,199	42,7%
P7	6,052	3,925	-35,1%	3,504	-42,1%
P8	5,559	4,381	-21,2%	4,196	-24,5%
P9	3,675	4,491	22,2%	4,332	17,9%
P10	4,338	5,306	22,3%	5,626	29,7%
	MÉDIA:		4,0%	MÉDIA:	5,3%

FONTE: O AUTOR (2016)

Para a parede de concreto, tomando os recalques obtidos pelo método geotécnico como referência, observa-se que, confrontada com o modelo que despreza a sequência construtiva, a diferença média relativa está dentro da faixa de variação considerada boa/ótima (módulo menor que 5%), apesar de ter 80% das diferenças relativas na faixa ruim/péssima que compreende diferenças relativas com valor absoluto maior que 18%. Já os recalques obtidos com a consideração da interação solo estrutura no tempo de construção, apresenta 70% das estimativas com diferença relativa absoluta superior a 18%.

Tabela 31 – Recalques (mm) do edifício em alvenaria estrutural

	GEOTÉCNICO	AI_ISE	DIFERENÇA	AE_ISE	DIFERENÇA
P1	7,602	4,399	-42,1%	4,538	-40,3%
P2	4,437	5,876	32,4%	6,379	43,8%
P3	4,951	4,459	-9,9%	4,399	-11,2%
P4	4,332	4,038	-6,8%	3,853	-11,1%
P5	3,243	4,079	25,8%	4,161	28,3%
P6	3,571	5,049	41,4%	5,324	49,1%
P7	5,959	3,489	-41,5%	3,245	-45,5%
P8	5,318	4,239	-20,3%	4,082	-23,2%
P9	3,100	4,346	40,2%	4,181	34,9%
P10	4,360	6,022	38,1%	6,248	43,3%
		MÉDIA:	5,7%	MÉDIA:	6,8%

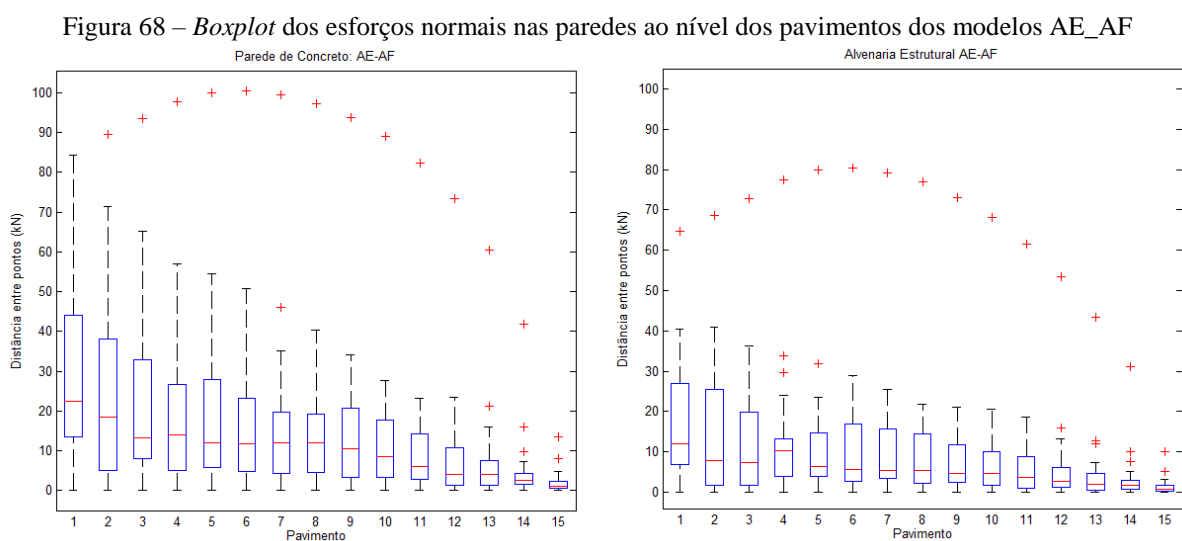
FONTE: O AUTOR (2016)

Na alvenaria estrutural, os valores absolutos de diferença relativa média superam os valores apresentados pela parede de concreto (Tabela 30), e, novamente, para o modelo que despreza a sequência construtiva, 80% dos resultados pontuais são diferenças relativas com valor absoluto superior a 18%, ao passo que, para o modelo que inclui a sequência construtiva, 70% destes resultados apresentam valor absoluto superior a 18%.

6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Com a finalidade de melhor visualizar a distribuição dos dados que representam a diferença absoluta entre os esforços normais obtidos por meio dos modelos alternativos (AE_AF: Ações Evolutivas e Apoios Fixos, AI_ISE: Ações Instantâneas e Interação Solo-Estrutura e AE_ISE: Ações Evolutivas e Interação Solo-Estrutura) aos obtidos com o modelo clássico de referência (AI_AF: Ações Instantâneas e Apoios Fixos), construíram-se gráficos de caixa para comparação visual da distribuição dos dados para as Paredes de Concreto e para a Alvenaria Estrutural.

O gráfico de caixa é um parâmetro visual que possibilita análise global da dispersão dos modelos, englobando, ao nível de cada pavimento, todas as prumadas sem aberturas. Esse recurso estatístico mostra-se interessante por excluir valores discrepantes da dispersão.

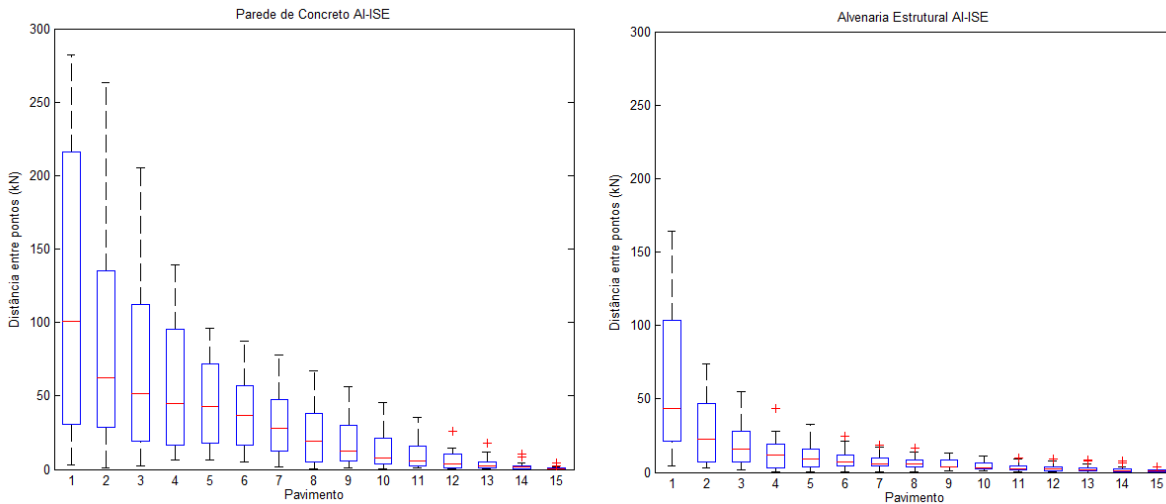


FONTE: O AUTOR (2016)

Com base na Figura 68, nota-se que a dispersão empírica dos dados é menor na Alvenaria Estrutural (estrutura mais flexível). Nos modelos simulados com o mesmo carregamento, nota-se que a consideração da sequência construtiva na análise estrutural revela uma discrepância entre os esforços normais obtidos com o modelo clássico (AI_AF) mais significativa nos pavimentos inferiores. A máxima discrepância observada para o primeiro pavimento do edifício de parede de concreto ultrapassa os 80 kN, ao passo que, no mesmo

pavimento, a discrepância máxima observada no edifício de alvenaria estrutural é de 40 kN. Observa-se também que, com exceção do primeiro pavimento, as medianas das discrepâncias observadas no edifício de alvenaria estrutural são iguais ou inferiores a 10 kN, demonstrando que 50% das diferenças absolutas ao nível de quase todos os pavimentos estão na faixa de variação entre 0 e 10 kN.

Figura 69- *Boxplot* dos esforços normais nas paredes ao nível dos pavimentos dos modelos AI_ISE

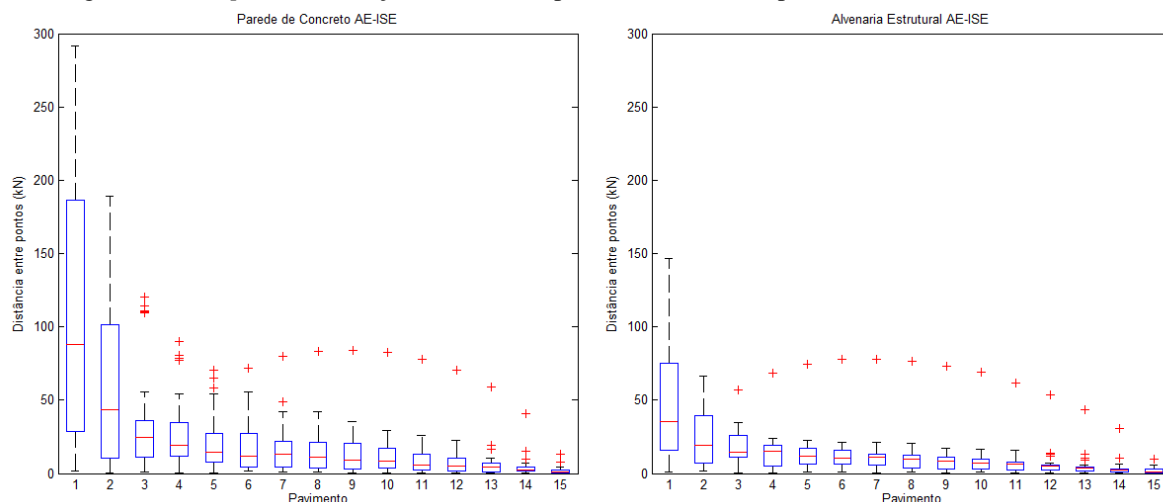


FONTE: O AUTOR (2016)

O gráfico da Figura 69 mostra a sensibilidade da Parede de Concreto ao modelo que contempla a interação com o solo. Consideravelmente mais rígida que a Alvenaria Estrutural, o gráfico de caixa evidencia que, no primeiro pavimento, enquanto 75% dos dados (3º quartil) são diferenças absolutas entre 0 e 210 kN para a Parede de Concreto, 75% deles estão entre 0 e 105 kN para a Alvenaria Estrutural.

Nota-se também, que os modelos AI_ISE convergem mais rapidamente para o modelo clássico de referência AI_AF na Alvenaria Estrutural, que apresentam diagramas de caixa com valores máximos pouco distantes do valor mínimo.

Figura 70 – *Boxplot* dos esforços normais nas paredes ao nível dos pavimentos dos modelos AE_ISE



FONTE: O AUTOR (2016)

A inclusão da sequência construtiva no modelo de interação com o solo apresenta a mesma tendência comportamental de dispersão apresentada pelo modelo de interação sem ações evolutivas. Isto é, a Alvenaria Estrutural novamente se apresenta menos suscetível às discrepâncias que o modelo refinado induz nos esforços normais das paredes ao passo que a Parede de Concreto novamente se apresenta como estrutura mais sensível ao modelo refinado com valores de 3º quartil e com limites máximos consideravelmente superior aos apresentados pelo modelo de Alvenaria Estrutural que apresentou, ao nível de todos os pavimentos, mediana inferior a 50 kN.

Se comparados os gráficos de caixa da Figura 69 com os da Figura 70, nota-se que a consideração das ações evolutivas minimiza as dispersões induzidas pela consideração da interação com o solo. No caso da Parede de Concreto, por exemplo, ao nível do primeiro pavimento, embora o limite superior seja praticamente o mesmo, o 3º quartil apresenta queda. Enquanto no modelo com interação solo estrutura e ações instantâneas 75% dos dados estejam dispersos entre 0 e 215 kN, no modelo que considera a sequência construtiva o intervalo que engloba a dispersão de 75% dos dados cai para a faixa de 0 a 190 kN.

Do mesmo modo, para a Alvenaria Estrutural, a observação da redução da faixa de dados dispersos entre o limite inferior e o terceiro quartil evidencia a minimização da dispersão proporcionada pela consideração da sequência construtiva no modelo de interação com o solo.

Para o primeiro pavimento, por exemplo, enquanto, sem a consideração da sequência construtiva, 75% dos dados estão dispersos entre 0 e 105kN, com a consideração, a faixa de dispersão cai para 0 a 75 kN.

No que diz respeito aos recalques apresentados pelos modelos com interação solo estrutura (Tabela 32), nota-se que os recalques apresentados pelo edifício em alvenaria estrutural são ligeiramente superiores aos apresentados pelo edifício de paredes de concreto moldadas no local, consideravelmente mais rígido.

Tabela 32 – Recalque médio (mm)

	Parede de Concreto			Alvenaria Estrutural		
	MÉDIA	DESVIO	C.V.	MÉDIA	DESVIO	C.V.
AI_ISE	4,55	0,45	10%	4,60	0,81	18%
AE_ISE	4,57	0,72	16%	4,64	1,03	22%

FONTE: O AUTOR (2016)

O recalque médio do edifício de alvenaria estrutural modelado com ações instantâneas e interação solo-estrutura (AI_ISE) é 4,60 mm contra 4,55 mm do edifício de paredes de concreto. Para os modelos de interação considerando a sequência construtiva, os recalques médios na alvenaria estrutural e na parede de concreto são 4,64 mm e 4,57 mm, respectivamente.

A consideração da sequência construtiva implica no aumento do recalque médio e do coeficiente de variação dos recalques de ambos os sistemas construtivos, sendo que nos edifícios de paredes de concreto, o monolitismo do sistema o torna menos suscetível aos recalques diferenciais.

7 CONCLUSÕES

A consideração da interação solo-estrutura na análise estrutural de edifícios de parede, admitindo-se o aumento gradativo de cargas e rigidez é um método de análise mais realista que aquele que considera apenas a interação com o solo. Como regra geral, foi possível

perceber que, a consideração da sequência construtiva reduz as discrepâncias entre os esforços normais nas paredes com relação às discrepâncias observadas nos modelos que consideram a interação com o solo sem contemplar as etapas de construção.

Há que se considerar, entretanto, que apesar de atenuar as discrepâncias observadas com a modelagem da interação solo estrutura sem aumento gradativo de cargas e rigidez, os resultados apresentados nos pavimentos iniciais dos edifícios, mesmo sendo considerada a sequência construtiva, apontam para diferenças relativas com valor absoluto superior a 18%, alertando para a necessidade de tornar esses pavimentos mais dúcteis.

O efeito da interação com o solo, na alteração do fluxo de tensões, é mais significativo na estrutura do edifício de parede de concreto (mais rígido que o de alvenaria estrutural), atestando a ineficiência da obtenção dos esforços nos pavimentos iniciais pelo modelo clássico de referência AI_AF que negligencia tanto a interação com o solo, quanto a sequência construtiva.

A rigidez mais significativa do edifício de parede de concreto colabora, por sua vez, para uma uniformização dos recalques dos apoios. Na alvenaria estrutural, estrutura mais flexível a tendência observada é de maiores recalques diferenciais. Os resultados apontam, também, para a necessidade de se considerar a deslocabilidade dos apoios para a obtenção dos esforços empregados no dimensionamento dos pilares do pilotis que sustenta o edifício de parede de concreto.

7.1 Sugestões para trabalhos futuros

As principais sugestões no sentido de aprimorar a consideração da sequência construtiva de forma mais realista, sem as simplificações adotadas neste trabalho, é a realização da modelagem considerando a não linearidade dos materiais envolvidos.

No sentido de avaliar o comportamento dos edifícios estudados neste trabalho, admitindo as mesmas hipóteses simplificadoras, sugere-se a incorporação das ações horizontais devidas ao vento e aquelas devidas às ações de construção.

REFERÊNCIAS

ACCETTI, K. M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. 1998. 247f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1998.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: 5th PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1975, Buenos Aires. **Proceedings,,,** Buenos Aires, Tomo. I, p.377-386.

AOKI, N. Modelo simples de transferência de carga vertical sujeita a carga axial de compressão. In: Ciclo de palestras sobre Engenharia de Fundações, ABMS/NR, Recife. **Anais**, 1987.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. (Livro) Ed. Edgar Blücher Ltda. 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

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

_____. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15961-1**: Alvenaria Estrutural. Bloco de concreto. Parte 1 – Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 16055**: Paredes de concreto moldadas no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro, 2012.

BECK, A. T.; CORRÊA, M. R. S. C. Proposta de atualização das velocidades básicas do vento no Brasil. (Artigo) – Editora Pini: **Revista Técnica** **184**. Julho de 2012. p.62-65.

BRAGUIM, T. C. **Utilização de modelos de cálculo para projeto de edifícios de paredes de concreto armado moldadas no local**. 2013. 186f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

CAVALCANTI, D. J. H. **Análise da interação solo-estrutura através do emprego conjunto dos métodos dos elementos de contorno e elementos finitos**. 2006. 156f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2006.

CHAMECKI, S. Structural rigidity in calculating settlements. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v.82, n.SM-1, p.1-19, 1956.

COGLIATI, B. **Modelos viscosos em mecânica dos solos: Análise de uma equação viscoplástica**. 2011. 104f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

FLEMING, W. G. K.; WELMANT, A. J.; RANDOLPH, M. F. ELSON, W. K. **Piling Engineering**, Surrey University Press, Halsted Press, New York, 1985.

FONTE, A. O. C.; PONTES FILHO, I.; JUCÁ, J. F. T. Interação solo-estrutura em edifícios altos. In: X COBRAMSEF, **Anais**, v.1, p.239-246. Foz do Iguaçu, 1994.

GARCIA, J. R. **Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP**. 2015. 359f. Tese (Doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2015.

GOMES CORREIA, A.; SANTOS, J. A. Método de dimensionamento de uma estaca isolada sob ações horizontais. **Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia**, 71, 51-64, 1994.

GRUPO DE REFERÊNCIA PAREDE DE CONCRETO. **Paredes de concreto presente em edifícios altos.** (Notícia). Disponível em: <<http://nucleoparededeconcreto.com.br/noticias/parede-de-concreto-presente-em-edificios-altos>>. Acesso em: 26 de ago. 2014.

GRUNDY, P.; KABAILA, A. Construction loads on slabs with shored formwork in multistory buildings. **Journal of the American Concrete Institute**. December, 1963.

GUSMÃO, A. D. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. **Solos e Rochas**, v.17, p.47-55. 1994.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações. In: X COBRAMSEF, **Anais**, v.1, p.67-74. Foz do Iguaçu, 1994.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda.** 2000. 140f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

JOPPERT JR., I. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução.** (Livro) Editora Pini, 1.ed., 222p., 2007.

JORDÃO, D. R. **Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas, considerando a interação estrutura – solo.** 2003. 132f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

LAUTENSCHLÄGER, C. E. R. **Modelagem numérica de fundações profundas submetidas a carregamento lateral.** 2010. 179f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H. Comportamento de tubulões através da medida de recalques de um edifício no interior de São Paulo. In: XCOBRAMSEF, **Anais**, v.1, p.135-141. Foz do Iguaçu, 1994.

LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H. Recalques de tubulões na cidade de Bauru. **Revista de Engenharia e Ciências Aplicadas**, Editora da UNESP, v.3, p.29-41. São Paulo, 1996.

MARQUES, A. N. **Concreto auto-adensável: caracterização da evolução de suas propriedades mecânicas e estudo da sua deformabilidade por solicitação mecânica, retração e fluência**. 2011. 175f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

MESQUITA, A. D.; CODA, H. B. Análise viscoelástica da interação solo-estrutura, representação bidimensional. In: XXII CONGRESSO IBERO LATINO AMERICANO DE MÉTODOS COMPUTACIONAIS EM ENGENHARIA, 1, 2001, Campinas, SP. **Anais...** Campinas, SP, 2001.

MEYERHOF, G. G. Some recent foundation research and its application to design. **The Structural Engineering**, v. 31, p.151-167, Londres, 1953.

MIRANDA JUNIOR, G. **Estacas submetidas a esforços horizontais em solos colapsíveis do interior de São Paulo, nas condições natural, melhorada e inundada**. 2006. 303f. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

MOTA, M. M. C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo**. 2009. 221f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

NUNES, V. Q. G. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado**. 2011. 150f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

PACCOLA, R. R. **Análise não linear física de placas e cascas anisotrópicas laminadas acopladas ou não com meio contínuo tridimensional visco elástico através da combinação do MEC e o MEF**. 2004. 192f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

PAVAN, R. C.; COSTELLA, M. F.; GUARNIERI, G. Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações rasas. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v.7, n2, p.260-285, 2014. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1983-41952014000200005escript=sci_arttext> Acesso em 10 de set. 2014.

PEREIRA, A. C. O. **Estudo da influência na modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos**. 2000. 163f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

POULOS, H. G.; & DAVIS, E. **Piles foundation analysis and design**. (Book) Wiley and Sons, New York, 1980.

PRADO, J. F. M. A. **Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construções**. 1999. 201f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

PRADO, J. F. M. A.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. A new procedure for the analysis of construction loads in multistory reinforced concretes structures. In: The structural design of tall and special buildings, **Proceedings**, V. 12, 293-315. July, 2003.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. (Livro) Editora Pini, 174p. São Paulo, SP, 2003.

REIS, J. H. C. **Interação solo – estrutura de grupos de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 2000. 172f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.

ROSA, L. M. P.; DANZIGER, B. R.; CARVALHO, E. M. L. Contribuição das alvenarias na interação solo-estrutura através do estudo de um caso envolvendo danos estruturais. **Revista da Escola de Minas**, 65(2), p. 181-187, Ouro Preto, MG, 2012.

SALVARAJ, S; SHARMA, S. P. Influence of construction sequence on the stresses in tall building frames. In: Regional Conference on Tall Buildings. Bangkok. **Proceedings,,** January, 1974.

SANTOS, M. G. C. **Análise estrutural dos efeitos da deformabilidade dos apoios de edifícios de paredes de concreto moldadas no local.** 2016. 271f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2016.

SANTOS, P. V. S. **Avaliação das implicações técnicas promovidas pela introdução de estados limites no cálculo de alvenaria estrutural.** 2014. 174f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2014.

SENA FILHO, V. S. **Produtividade da mão de obra na montagem de fôrmas para estruturas de concreto moldadas in loco.** 2013. 124f. Estudo de caso. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Feira de Santana, 2013.

SILVA, N. U. P. **Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura.** 2006. 123f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

SILVA, W. Q. **Sobre análise não linear geométrica de edifícios considerando o empenamento de núcleos estruturais e a interação solo-estrutura.** 2014. 186f. Tese (Doutorado).- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

SMALL, J. C. Soil-structure interaction. In: Australian Geomechanics. **Proceedings,,** Austrália, 2002.

SOUZA, R. S. **Análise dos fatores de interação entre estacas em radier estaqueado: comparação entre duas ferramentas numéricas.** 2010. 205f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

TESTONI, E. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto por meio de pórticos tridimensional sob apoios elásticos.** 2013. 218f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações Profundas.** (Livro) COPPE-UFRJ,v.2, 472p., Rio de Janeiro, 2002.

YAGUI, T. **Estruturas constituídas de paredes delgadas com diafragmas transversais.** 1971. ?f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1971.

APÊNDICE A – CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

Estaca circular pré-fabricada com diâmetro de 26 cm (Capacidade Estrutural: 400 kN)

$$F1 = 1,325$$

$$F2 = 2,65$$

$$A = 0,0531\text{m}^2$$

$$U = 0,8168\text{ m}$$

Prof. (m)	N (SPTeq)	K (kPA)	alfa	Rp (kN)	RL (kN)	RL acm (kN)	Rtotal (kN)	P adm
1	4,33	350	0,024	60,77	11,22	11,22	71,99	36,00
2	5,33	350	0,024	74,80	13,81	25,03	99,83	49,91
3	7,00	350	0,024	98,17	18,12	43,15	141,32	70,66
4	12,67	550	0,022	279,16	47,24	90,39	369,55	184,77
5	25,67	550	0,022	565,66	95,73	186,12	751,78	375,89
6	31,67	550	0,022	697,89	118,10	304,22	1002,11	501,06
7	51,33	550	0,022	1131,31	191,45	495,68	1626,99	813,50
8	60,00	550	0,022	1322,31	223,78	719,45	2041,77	1020,88

Estaca circular pré-fabricada com diâmetro de 33 cm (Capacidade Estrutural: 600 kN)

$$F1 = 1,4125$$

$$F2 = 2,825$$

$$A = 0,0855\text{ m}^2$$

$$U = 1,0367\text{ m}$$

Prof. (m)	N (SPTeq)	K (kPA)	alfa	Rp (kN)	RL (kN)	RL acm (kN)	Rtotal (kN)	P adm
1	4,33	350	0,024	91,84	13,36	13,36	105,20	52,60
2	5,33	350	0,024	113,03	16,44	29,80	142,83	71,41
3	7,00	350	0,024	148,35	21,58	51,38	199,73	99,87
4	12,67	550	0,022	421,85	56,25	107,62	529,47	264,74
5	25,67	550	0,022	854,79	113,97	221,60	1076,39	538,20
6	31,67	550	0,022	1054,62	140,62	362,21	1416,83	708,41
7	51,33	550	0,022	1709,59	227,95	590,16	2299,74	1149,87
8	60,00	550	0,022	1998,22	266,43	856,59	2854,81	1427,40

Estaca circular pré-fabricada com diâmetro de 38 cm (Capacidade Estrutural: 900 kN)

$$F1 = 1,475$$

$$F2 = 2,95$$

$$A = 0,1134\text{ m}^2$$

$U = 1,1938 \text{ m}$

Prof. (m)	N (SPTeq)	K (kPA)	alfa	Rp (kN)	RL (kN)	RL acm (kN)	Rtotal (kN)	P adm
1	4,33	350	0,024	116,62	14,73	14,73	131,35	65,67
2	5,33	350	0,024	143,53	18,13	32,86	176,39	88,19
3	7,00	350	0,024	188,38	23,80	56,66	245,03	122,52
4	12,67	550	0,022	535,66	62,02	118,68	654,34	327,17
5	25,67	550	0,022	1085,42	125,68	244,36	1329,78	664,89
6	31,67	550	0,022	1339,15	155,06	399,42	1738,57	869,29
7	51,33	550	0,022	2170,84	251,36	650,78	2821,62	1410,81
8	60,00	550	0,022	2537,34	293,80	944,58	3481,92	1740,96

APÊNDICE B – TABELA DE CARREGAMENTOS ADOTADOS

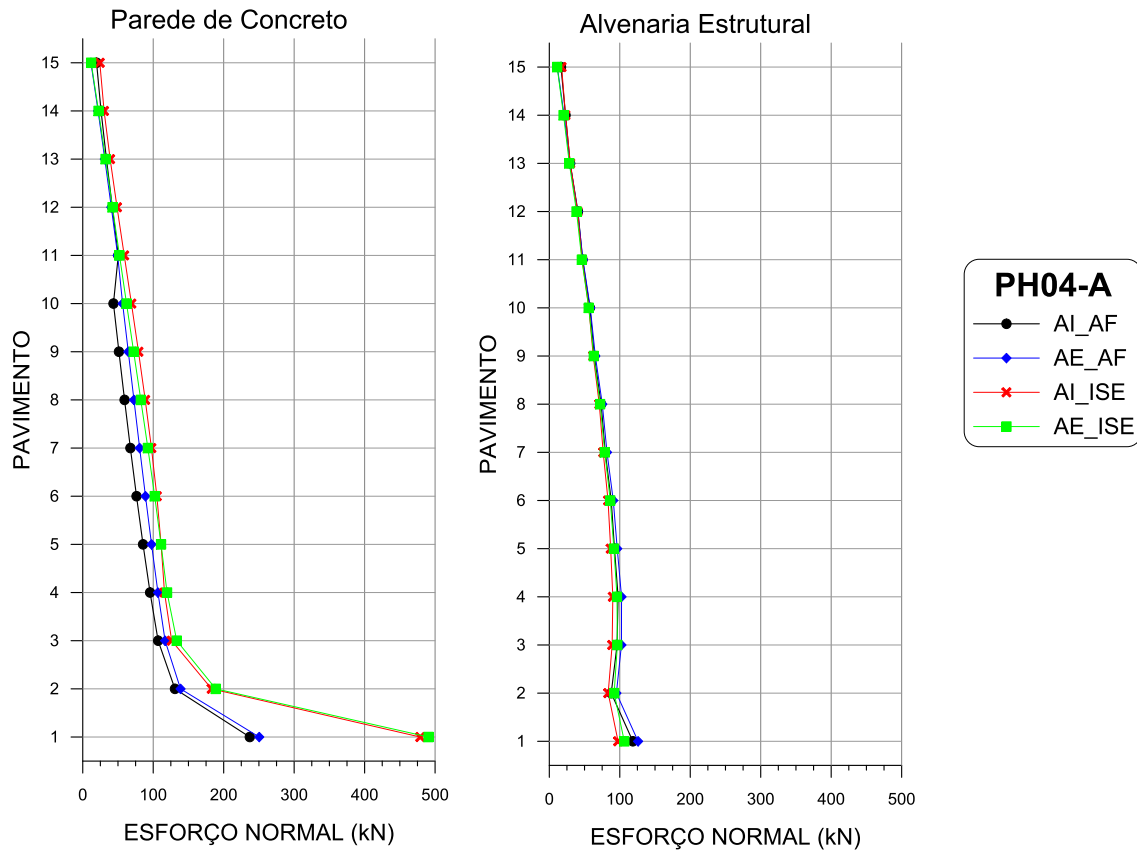
Valores em kN/m

	TRECHO	PAV. TIPO
PH01	PH01-A	13,651
	LH01-A	9,451
	PH01-B	13,651
	PH01-C	14,408
PH02	LH01-B	10,208
	PH01-D	14,408
PH02	PH02-A	16,776
	LH02-A	7,234
	PH02-B	14,934
PH03	PH03-A	13,208
	LH03-A	5,508
	PH03-B	13,208
	PH03-C	17,598
PH04	PH04-A	16,959
	LH04-A	9,259
	PH04-B	16,959
PH05	PH05-A	12,925
	PH05-B	11,925
	LH05-A	7,725
	PH05-C	11,925
PH06	PH06	12,99

	TRECHO	PAV. TIPO
PV01	PV01-A	13,786
	LV01-A	9,586
	PV01-B	13,786
	PV01-C	13,651
PV02	PV02	15,911
PV03	PV03	18,259
PV04	PV04-A	12,99
	LV04-A	8,79
	PV04-B	12,99
PV05	PV04-C	15,115
	PV05-A	17,255
PV06	PV05-B	17,255
	PV06	19,016

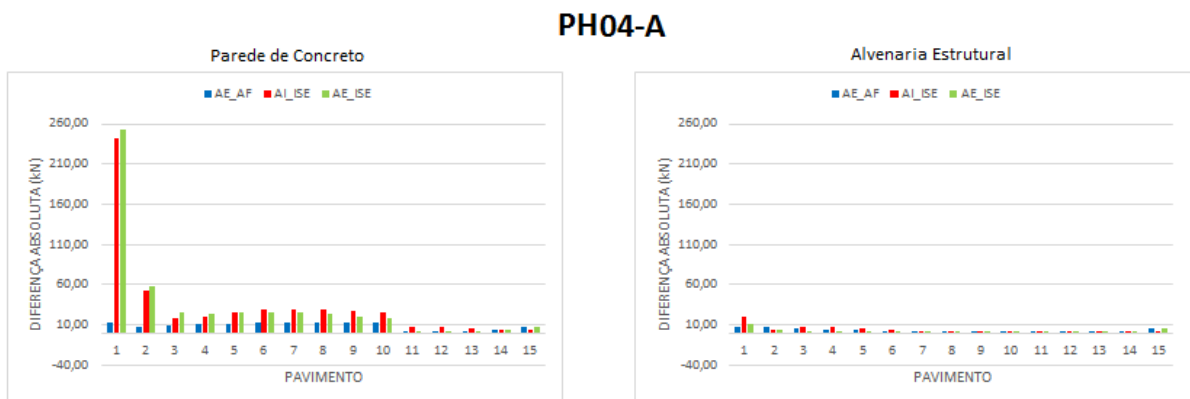
APÊNDICE C – ESFORÇOS NORMAIS NAS PAREDES

Figura 71 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH04-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 72 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH04-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 33 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH04-A do edifício de parede de concreto

PH04A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	237,0	250,5	5,67%	478,90	102,06%	490,73	107,05%
2	130,8	138,8	6,08%	182,90	39,81%	188,78	44,31%
3	107,0	116,9	9,25%	126,19	17,98%	133,40	24,71%
4	95,5	106,7	11,71%	116,01	21,42%	119,66	25,25%
5	85,5	97,6	14,15%	111,20	30,01%	111,09	29,88%
6	76,3	89,0	16,70%	105,17	37,87%	102,10	33,85%
7	67,6	80,7	19,47%	97,49	44,25%	92,41	36,74%
8	59,3	72,7	22,49%	88,67	49,47%	82,37	38,86%
9	51,3	64,6	25,92%	79,11	54,10%	72,23	40,71%
10	43,6	56,6	29,81%	69,10	58,58%	62,14	42,62%
11	50,4	49,6	-1,72%	58,88	16,77%	52,15	3,41%
12	42,0	40,5	-3,45%	48,67	15,99%	42,25	0,69%
13	33,6	31,3	-7,03%	38,89	15,58%	32,37	-3,78%
14	26,0	21,7	-16,30%	30,27	16,57%	22,38	-13,84%
15	19,6	11,6	-40,69%	24,24	23,47%	11,94	-39,15%
		MÉDIA:	6,14%		36,26%		24,75%

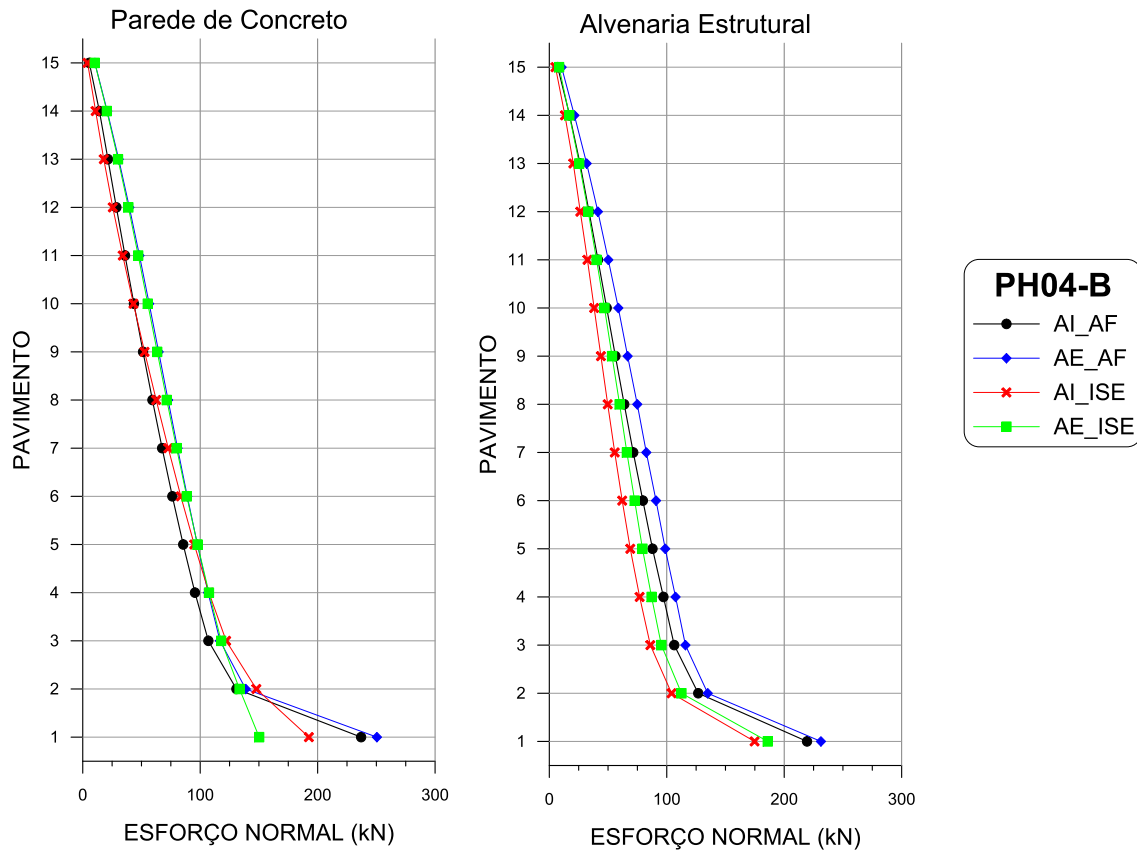
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 34 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH04-A do edifício de alvenaria estrutural

PH04A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	118,5	126,0	6,30%	97,57	-17,69%	106,43	-10,21%
2	87,9	95,2	8,35%	83,53	-4,93%	92,00	4,70%
3	96,1	102,4	6,48%	89,17	-7,25%	96,57	0,45%
4	97,6	102,5	5,02%	90,13	-7,65%	96,07	-1,57%
5	92,5	96,4	4,25%	87,07	-5,84%	91,67	-0,87%
6	87,9	90,8	3,30%	83,33	-5,16%	86,53	-1,52%
7	79,4	81,9	3,11%	76,47	-3,69%	78,73	-0,84%
8	73,5	75,2	2,27%	70,93	-3,54%	72,10	-1,95%
9	63,8	65,3	2,30%	62,37	-2,30%	63,17	-1,04%
10	57,6	58,1	0,98%	56,12	-2,51%	55,93	-2,84%
11	47,2	47,7	1,09%	46,61	-1,23%	46,15	-2,19%
12	40,6	40,3	-0,92%	40,16	-1,19%	38,62	-4,99%
13	29,6	29,4	-0,64%	29,78	0,70%	28,42	-3,92%
14	23,0	21,0	-8,87%	22,98	-0,23%	20,23	-12,19%
15	16,6	11,4	-31,57%	17,48	5,32%	11,13	-32,97%
		MÉDIA:	0,10%		-3,81%		-4,80%

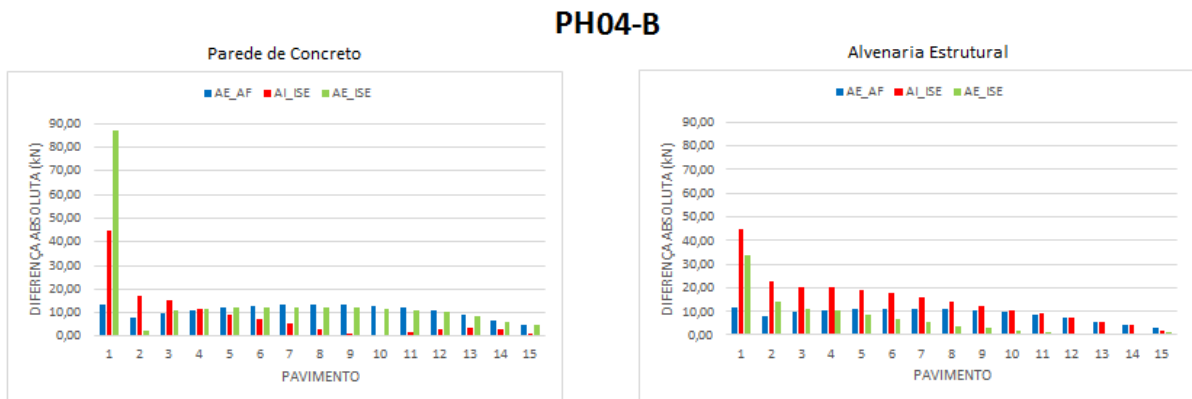
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 73 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH04-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 74 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH04-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 35 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH04-B do edifício de parede de concreto

PH04B	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	
1	237,0	250,5	5,67%	192,54	-18,76%	150,23	-36,61%
2	130,8	138,8	6,08%	147,84	13,01%	133,50	2,05%
3	107,0	116,9	9,25%	122,11	14,16%	117,85	10,17%
4	95,5	106,7	11,71%	107,46	12,48%	107,47	12,49%
5	85,5	97,6	14,15%	94,94	11,00%	97,73	14,26%
6	76,3	89,0	16,70%	83,52	9,50%	88,56	16,10%
7	67,6	80,7	19,47%	72,82	7,75%	79,89	18,21%
8	59,3	72,7	22,49%	62,56	5,45%	71,55	20,61%
9	51,3	64,6	25,92%	52,67	2,60%	63,42	23,54%
10	43,6	56,6	29,81%	43,15	-0,97%	55,35	27,04%
11	36,0	48,3	34,12%	34,06	-5,40%	47,23	31,17%
12	28,6	39,7	38,66%	25,58	-10,67%	38,86	35,73%
13	21,5	30,6	42,69%	17,90	-16,61%	30,04	39,97%
14	14,2	20,8	47,05%	10,97	-22,61%	20,52	44,83%
15	5,6	10,3	84,68%	4,13	-26,18%	10,25	82,98%
		MÉDIA:	27,23%		-1,68%		22,84%

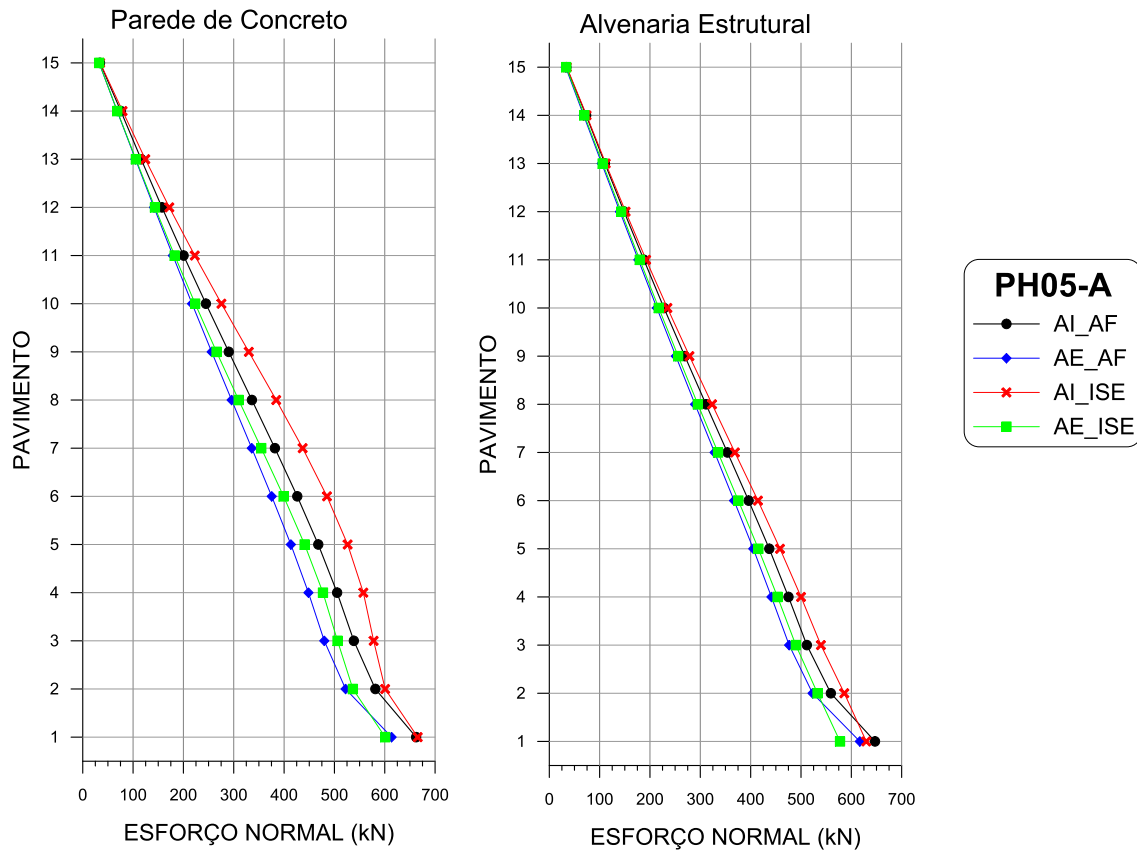
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 36 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH04-B do edifício de alvenaria estrutural

PH04B	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	
1	219,4	231,3	5,39%	174,77	-20,36%	186,00	-15,24%
2	126,8	134,9	6,39%	104,10	-17,90%	112,53	-11,25%
3	106,4	115,9	8,96%	86,03	-19,12%	95,40	-10,31%
4	97,2	107,5	10,63%	76,93	-20,82%	87,07	-10,39%
5	87,9	98,7	12,33%	68,93	-21,55%	79,33	-9,71%
6	79,7	90,9	14,06%	62,07	-22,09%	72,67	-8,79%
7	71,5	82,6	15,57%	55,72	-22,05%	66,03	-7,61%
8	63,8	74,9	17,42%	49,73	-22,04%	59,86	-6,15%
9	56,3	66,7	18,54%	43,94	-21,90%	53,41	-5,07%
10	48,9	58,8	20,28%	38,17	-21,88%	46,98	-3,85%
11	41,5	50,2	21,16%	32,47	-21,69%	40,22	-2,99%
12	33,8	41,4	22,37%	26,37	-22,02%	33,13	-2,02%
13	26,1	31,8	21,76%	20,42	-21,85%	25,50	-2,41%
14	17,3	21,4	23,26%	13,29	-23,30%	17,05	-1,60%
15	7,2	10,5	46,48%	5,24	-26,74%	8,35	16,72%
		MÉDIA:	17,64%		-21,69%		-5,38%

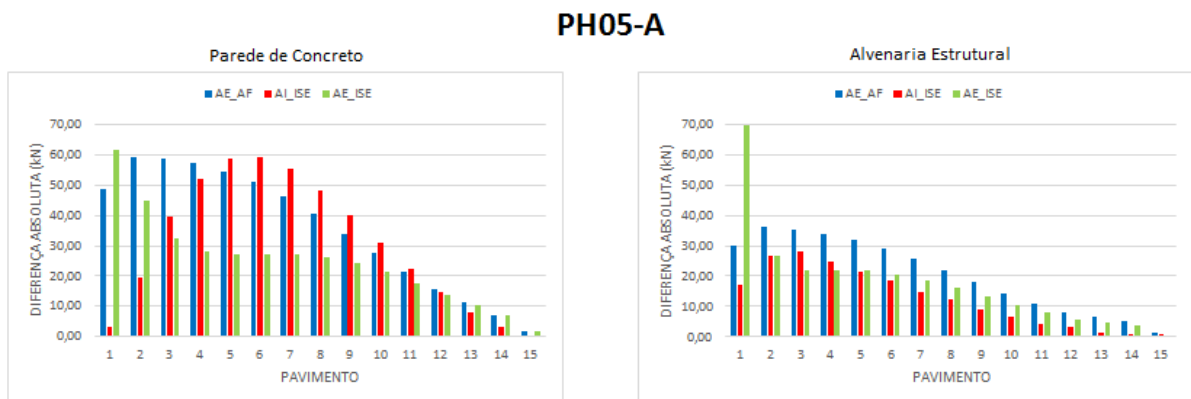
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 75 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH05-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 76 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH05-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 37 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH05-A do edifício de parede de concreto

PH05A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	662,3	613,6	-7,36%	665,53	0,48%	600,91	-9,27%
2	581,3	522,2	-10,17%	600,77	3,35%	536,69	-7,68%
3	538,6	479,9	-10,90%	577,94	7,31%	506,19	-6,01%
4	505,4	448,4	-11,28%	557,51	10,31%	477,26	-5,57%
5	467,9	413,5	-11,63%	526,29	12,47%	440,84	-5,79%
6	426,2	375,4	-11,91%	485,20	13,84%	399,05	-6,37%
7	381,8	335,8	-12,04%	436,94	14,45%	354,64	-7,11%
8	336,0	295,8	-11,99%	384,36	14,38%	309,79	-7,81%
9	290,1	256,1	-11,72%	329,94	13,73%	265,79	-8,38%
10	244,7	217,2	-11,25%	275,55	12,62%	223,35	-8,72%
11	200,3	179,0	-10,65%	222,62	11,12%	182,60	-8,85%
12	157,4	141,6	-10,05%	172,04	9,30%	143,43	-8,88%
13	116,0	104,8	-9,71%	124,33	7,16%	105,54	-9,03%
14	75,7	68,3	-9,69%	79,18	4,63%	68,58	-9,38%
15	34,2	32,5	-5,02%	34,64	1,14%	32,55	-4,95%
		MÉDIA:	-10,36%		9,09%		-7,59%

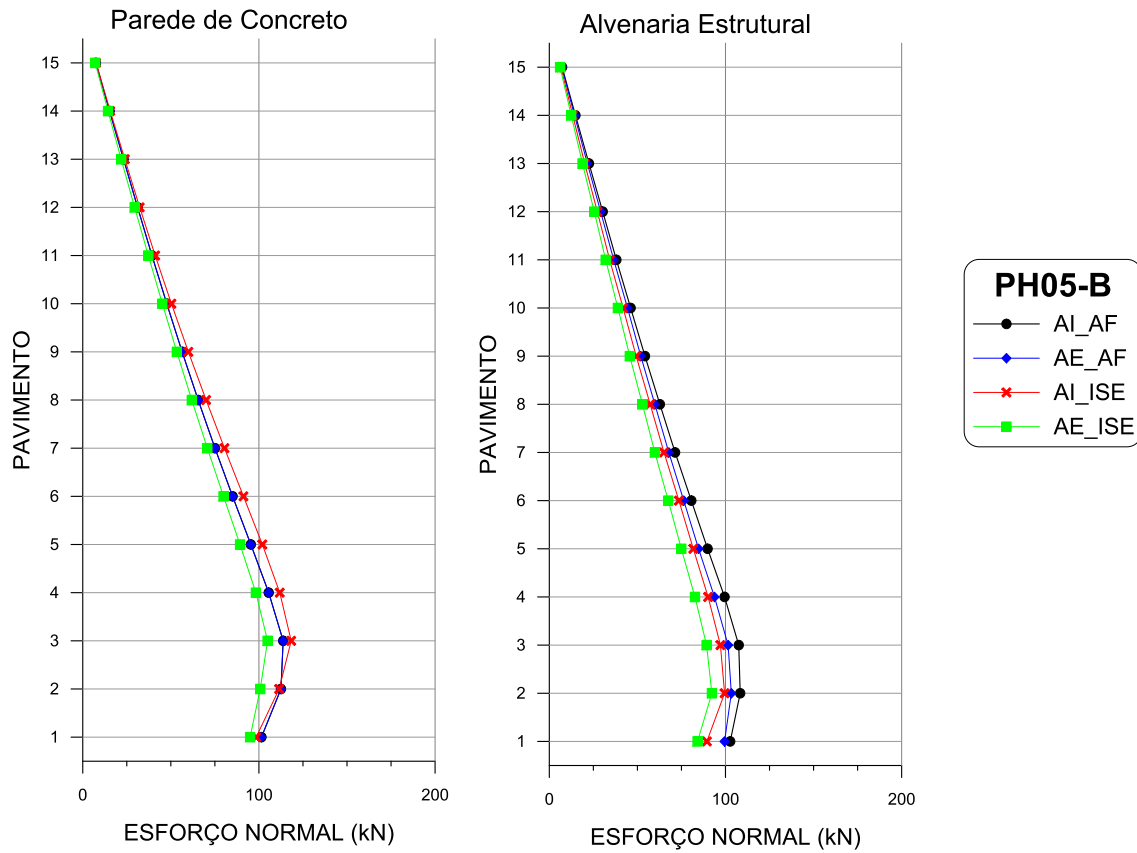
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 38 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH05-A do edifício de alvenaria estrutural

PH05A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	647,1	616,9	-4,66%	629,71	-2,68%	577,58	-10,74%
2	559,3	523,0	-6,50%	586,11	4,79%	532,88	-4,73%
3	511,7	476,5	-6,87%	539,62	5,46%	489,71	-4,29%
4	475,2	441,3	-7,13%	500,12	5,25%	453,43	-4,58%
5	437,0	405,2	-7,28%	458,34	4,88%	415,35	-4,96%
6	396,0	367,0	-7,32%	414,57	4,68%	375,57	-5,17%
7	353,9	328,4	-7,20%	368,74	4,20%	335,17	-5,29%
8	311,2	289,5	-6,98%	323,40	3,91%	295,12	-5,18%
9	269,3	251,4	-6,65%	278,48	3,42%	255,94	-4,95%
10	227,8	213,7	-6,21%	234,70	3,01%	217,40	-4,59%
11	187,9	176,9	-5,86%	192,38	2,40%	179,72	-4,34%
12	148,5	140,3	-5,55%	151,63	2,10%	142,77	-3,86%
13	110,5	104,1	-5,81%	112,12	1,43%	105,96	-4,14%
14	73,2	68,2	-6,92%	74,05	1,12%	69,65	-4,89%
15	33,9	32,5	-4,02%	34,79	2,64%	33,58	-0,93%
		MÉDIA:	-6,33%		3,11%		-4,84%

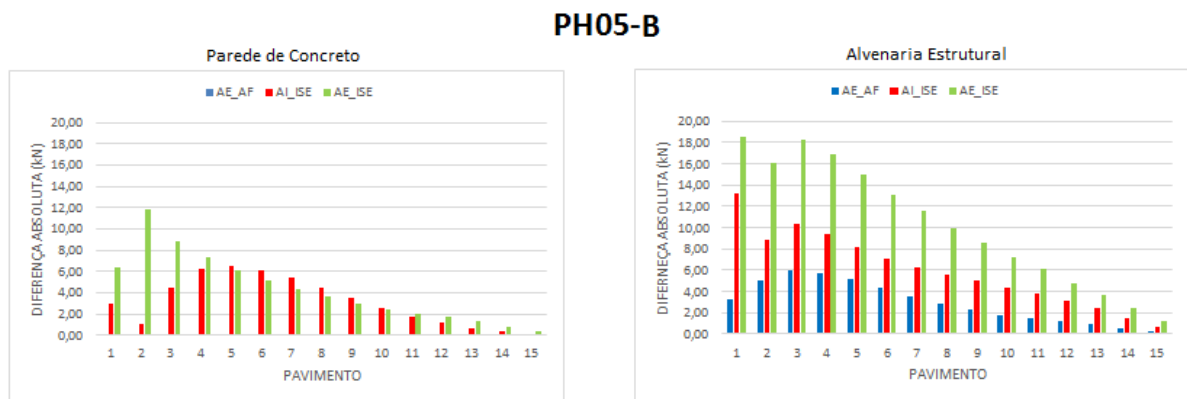
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 77 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH05-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 78 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH05-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 39 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH05-B do edifício de parede de concreto

PH05B PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI		AE	
1	101,4	101,4	-	98,42	-2,97%	94,98	-6,37%
2	112,5	112,5	-	111,49	-0,91%	100,73	-10,47%
3	113,8	113,8	-	118,32	4,00%	104,91	-7,78%
4	105,6	105,6	-	111,84	5,94%	98,26	-6,92%
5	95,4	95,4	-	101,96	6,86%	89,27	-6,44%
6	85,1	85,1	-	91,23	7,25%	79,91	-6,06%
7	75,1	75,1	-	80,46	7,19%	70,73	-5,77%
8	65,5	65,5	-	70,02	6,87%	61,89	-5,54%
9	56,4	56,4	-	59,96	6,27%	53,40	-5,37%
10	47,7	47,7	-	50,34	5,52%	45,20	-5,25%
11	39,3	39,3	-	41,13	4,65%	37,23	-5,27%
12	31,2	31,2	-	32,34	3,79%	29,45	-5,48%
13	23,2	23,2	-	23,88	3,01%	21,82	-5,90%
14	15,2	15,2	-	15,59	2,45%	14,34	-5,77%
15	7,5	7,5	-	7,59	1,53%	7,09	-5,21%
		MÉDIA:	-		4,10%		-6,24%

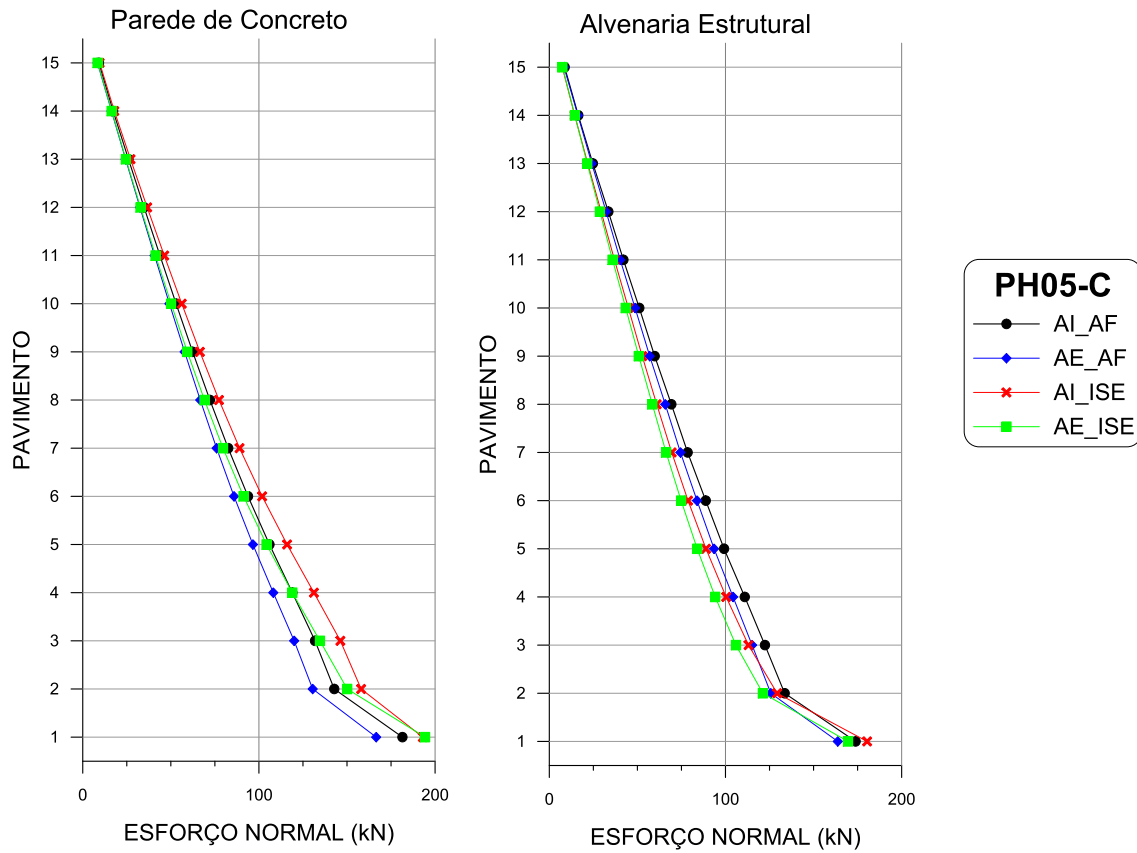
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 40 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH05-B do edifício de alvenaria estrutural

PH05B PAVIMENTO	AF			ISE			
	AI	AE		AI		AE	
1	102,7	99,5	-3,12%	89,43	-12,91%	84,13	-18,07%
2	108,4	103,3	-4,66%	99,50	-8,17%	92,27	-14,85%
3	107,5	101,5	-5,61%	97,13	-9,67%	89,27	-16,99%
4	99,5	93,8	-5,76%	90,13	-9,40%	82,67	-16,91%
5	89,9	84,7	-5,71%	81,73	-9,05%	74,93	-16,62%
6	80,6	76,3	-5,33%	73,57	-8,75%	67,53	-16,23%
7	71,4	67,8	-5,01%	65,10	-8,84%	59,90	-16,12%
8	62,8	59,9	-4,55%	57,27	-8,78%	52,87	-15,79%
9	54,3	51,9	-4,38%	49,30	-9,23%	45,67	-15,90%
10	46,2	44,4	-3,86%	41,89	-9,29%	38,91	-15,73%
11	38,1	36,6	-3,95%	34,26	-10,02%	31,99	-16,00%
12	30,3	29,1	-3,93%	27,26	-10,14%	25,51	-15,91%
13	22,5	21,6	-4,05%	20,10	-10,71%	18,84	-16,32%
14	14,8	14,3	-3,76%	13,30	-10,43%	12,43	-16,24%
15	7,3	7,1	-2,93%	6,58	-9,70%	6,10	-16,29%
		MÉDIA:	-4,44%		-9,67%		-16,26%

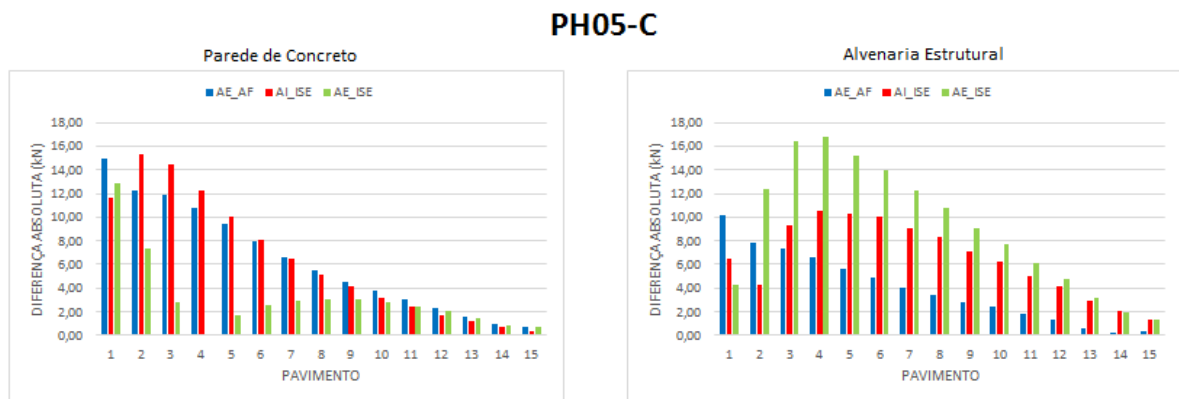
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 79 - Esforços normais nas Paredes Horizontais PH05-C



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 80 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Horizontal PH05-C



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 41 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH05-C do edifício de parede de concreto

PH05C	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	181,5	166,6	-8,21%	193,05	6,39%	194,30	7,08%
2	142,8	130,5	-8,57%	158,02	10,69%	150,12	5,15%
3	131,8	120,0	-8,97%	146,24	10,92%	134,65	2,13%
4	119,0	108,2	-9,10%	131,22	10,29%	118,94	-0,03%
5	106,0	96,6	-8,87%	116,00	9,44%	104,33	-1,57%
6	93,8	85,9	-8,45%	101,85	8,57%	91,26	-2,71%
7	82,6	76,0	-7,98%	89,02	7,80%	79,63	-3,57%
8	72,2	66,7	-7,60%	77,34	7,15%	69,11	-4,26%
9	62,4	57,8	-7,32%	66,50	6,60%	59,36	-4,85%
10	53,0	49,2	-7,15%	56,21	6,08%	50,15	-5,35%
11	43,8	40,8	-7,00%	46,27	5,59%	41,32	-5,71%
12	34,8	32,5	-6,74%	36,59	5,07%	32,78	-5,86%
13	26,0	24,3	-6,24%	27,13	4,51%	24,49	-5,66%
14	17,3	16,3	-5,31%	17,93	3,92%	16,40	-4,95%
15	9,2	8,4	-8,56%	9,60	4,50%	8,42	-8,33%
		MÉDIA:	-7,74%		7,17%		-2,57%

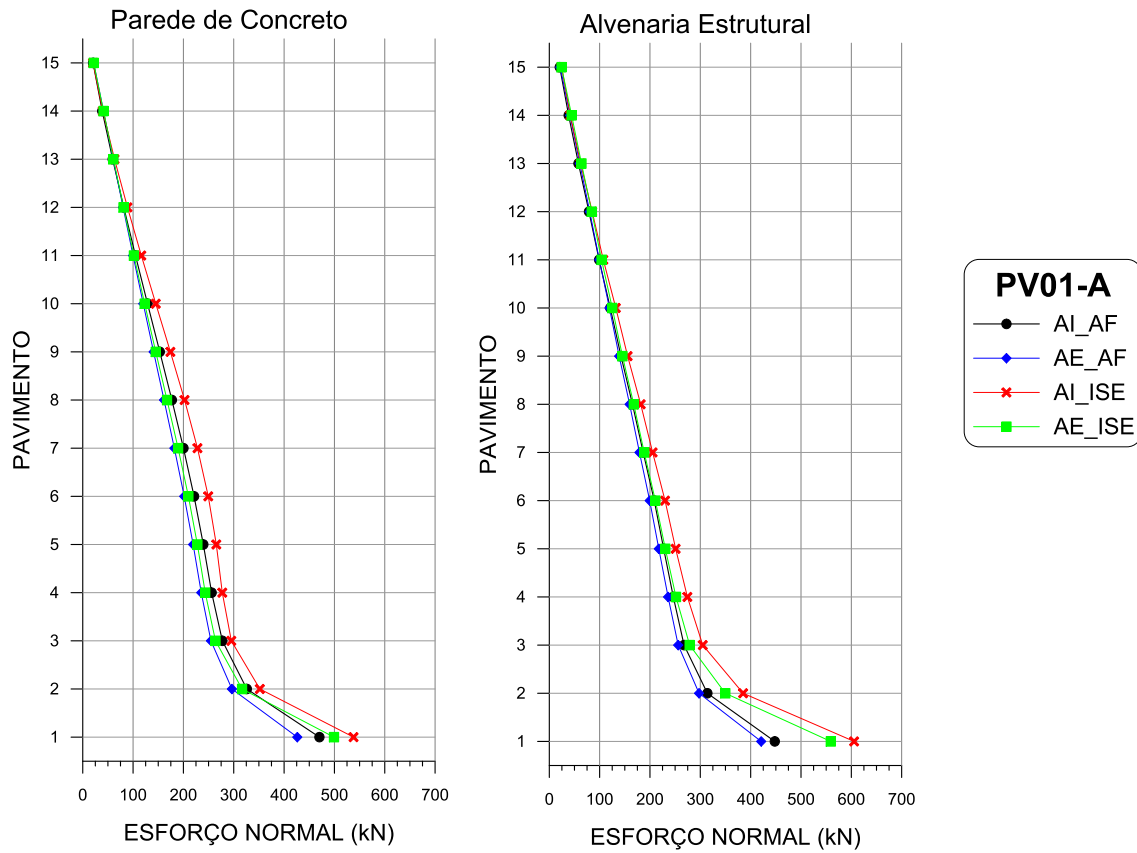
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 42 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PH05-C do edifício de alvenaria estrutural

PH05C	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	173,9	163,7	-5,82%	180,40	3,76%	169,58	-2,46%
2	133,6	125,7	-5,89%	129,31	-3,21%	121,22	-9,26%
3	122,4	115,1	-5,95%	113,08	-7,62%	105,93	-13,45%
4	111,0	104,3	-5,99%	100,38	-9,53%	94,18	-15,12%
5	99,2	93,5	-5,71%	88,93	-10,35%	83,96	-15,37%
6	88,8	83,9	-5,58%	78,76	-11,32%	74,82	-15,75%
7	78,5	74,4	-5,19%	69,49	-11,50%	66,29	-15,58%
8	69,3	65,8	-5,00%	60,97	-12,00%	58,47	-15,61%
9	59,8	57,0	-4,72%	52,73	-11,85%	50,78	-15,12%
10	51,1	48,7	-4,68%	44,87	-12,18%	43,38	-15,09%
11	42,1	40,2	-4,32%	36,99	-12,06%	35,89	-14,67%
12	33,5	32,2	-3,83%	29,41	-12,28%	28,71	-14,36%
13	24,7	24,1	-2,55%	21,81	-11,82%	21,51	-13,02%
14	16,5	16,2	-1,40%	14,41	-12,45%	14,47	-12,09%
15	8,7	8,4	-4,23%	7,40	-15,19%	7,43	-14,84%
		MÉDIA:	-4,72%		-9,97%		-13,45%

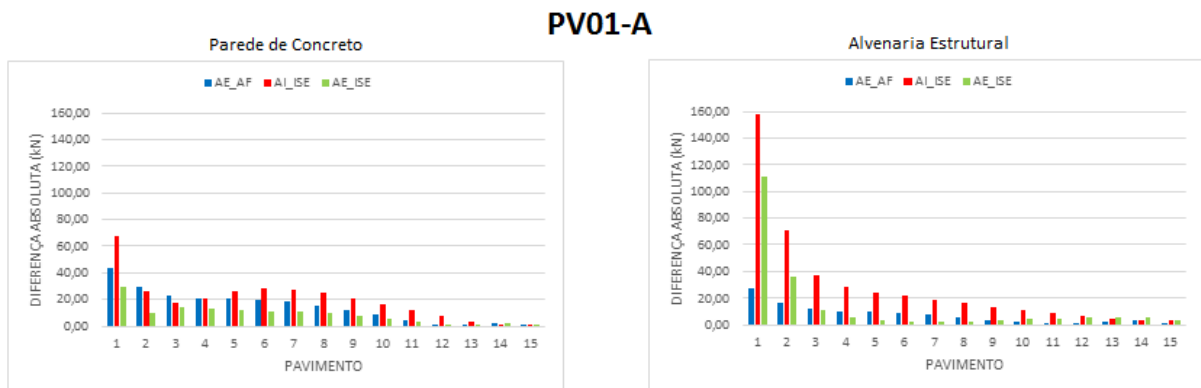
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 81 - Esforços normais nas Paredes Verticais PV01-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 82 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Vertical PV01-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 43 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV01-A do edifício de parede de concreto

PV01A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	470,2	426,2	-9,35%	538,01	14,42%	499,15	6,16%
2	326,0	296,4	-9,08%	351,89	7,96%	316,52	-2,90%
3	277,4	254,7	-8,19%	295,20	6,42%	263,72	-4,93%
4	256,1	235,4	-8,07%	277,25	8,26%	243,33	-4,98%
5	239,6	219,3	-8,45%	265,35	10,76%	227,76	-4,93%
6	221,2	201,5	-8,89%	249,36	12,73%	209,91	-5,10%
7	200,1	182,0	-9,06%	227,94	13,89%	189,44	-5,34%
8	177,1	161,5	-8,80%	202,30	14,23%	167,46	-5,44%
9	153,1	140,8	-8,04%	174,17	13,78%	145,07	-5,23%
10	128,7	120,2	-6,64%	145,13	12,72%	123,01	-4,45%
11	104,8	100,0	-4,57%	116,38	11,09%	101,63	-2,99%
12	81,6	80,1	-1,72%	88,86	8,96%	80,98	-0,71%
13	59,4	60,6	2,03%	63,17	6,32%	60,95	2,58%
14	38,7	41,2	6,61%	39,93	3,22%	41,32	6,81%
15	20,5	21,7	6,02%	20,42	-0,28%	21,71	6,00%
		MÉDIA:	-5,08%		9,63%		-1,70%

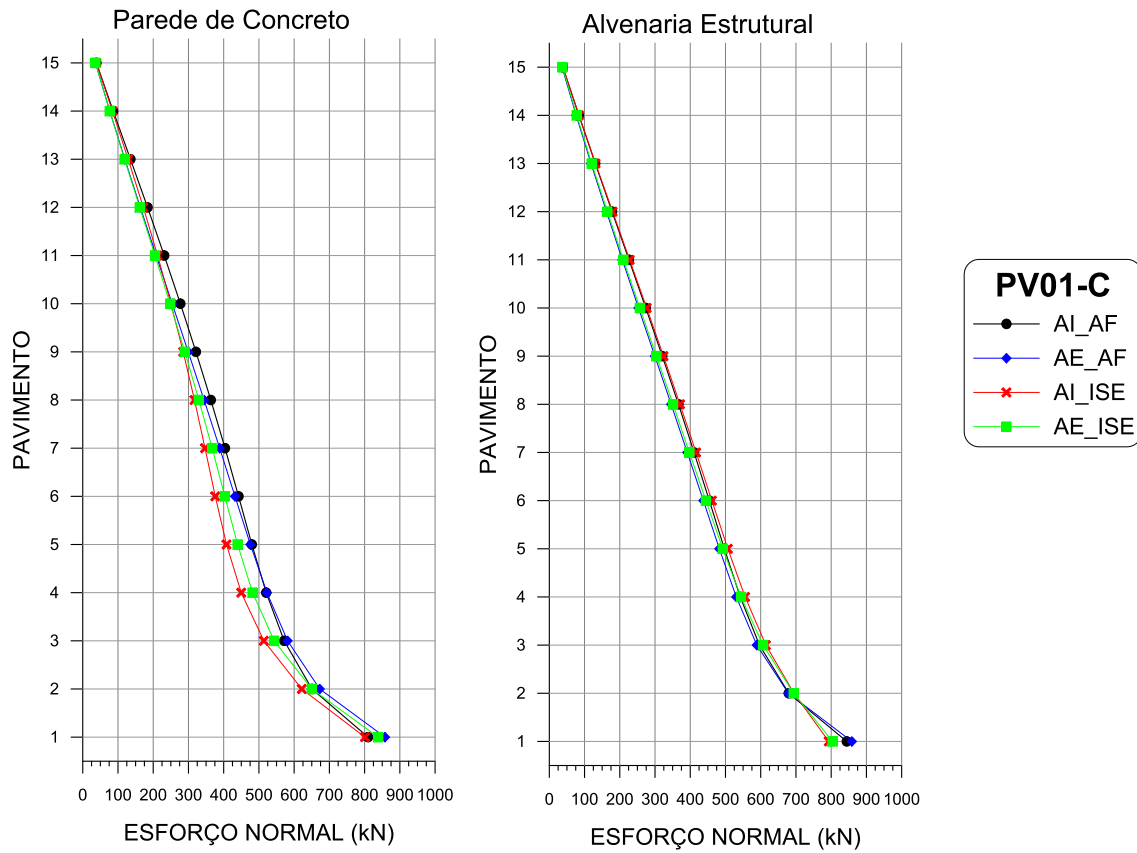
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 44 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV01-A do edifício de alvenaria estrutural

PV01A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	470,2	426,2	-9,35%	538,01	14,42%	499,15	6,16%
2	326,0	296,4	-9,08%	351,89	7,96%	316,52	-2,90%
3	277,4	254,7	-8,19%	295,20	6,42%	263,72	-4,93%
4	256,1	235,4	-8,07%	277,25	8,26%	243,33	-4,98%
5	239,6	219,3	-8,45%	265,35	10,76%	227,76	-4,93%
6	221,2	201,5	-8,89%	249,36	12,73%	209,91	-5,10%
7	200,1	182,0	-9,06%	227,94	13,89%	189,44	-5,34%
8	177,1	161,5	-8,80%	202,30	14,23%	167,46	-5,44%
9	153,1	140,8	-8,04%	174,17	13,78%	145,07	-5,23%
10	128,7	120,2	-6,64%	145,13	12,72%	123,01	-4,45%
11	104,8	100,0	-4,57%	116,38	11,09%	101,63	-2,99%
12	81,6	80,1	-1,72%	88,86	8,96%	80,98	-0,71%
13	59,4	60,6	2,03%	63,17	6,32%	60,95	2,58%
14	38,7	41,2	6,61%	39,93	3,22%	41,32	6,81%
15	20,5	21,7	6,02%	20,42	-0,28%	21,71	6,00%
		MÉDIA:	-5,08%		9,63%		-1,70%

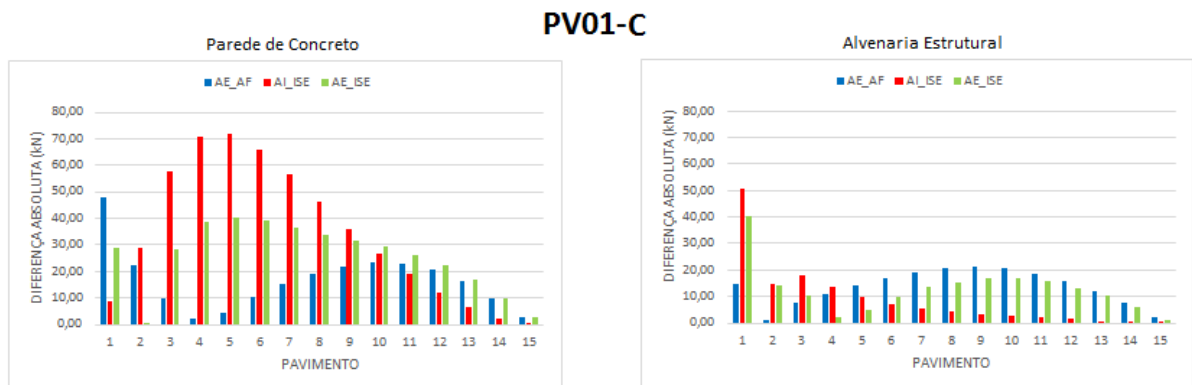
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 83 - Esforços normais nas Paredes Verticais PV01-C



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 84 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Vertical PV01-C



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 45 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV01-C do edifício de parede de concreto

PV01C	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	809,8	857,7	5,91%	800,90	-1,10%	838,65	3,56%
2	650,5	672,6	3,41%	621,70	-4,42%	650,08	-0,06%
3	571,6	581,4	1,71%	514,04	-10,08%	543,26	-4,96%
4	520,7	522,8	0,39%	449,85	-13,61%	481,94	-7,44%
5	480,0	475,7	-0,90%	407,99	-15,01%	439,52	-8,44%
6	442,2	432,1	-2,30%	376,14	-14,95%	403,27	-8,81%
7	403,8	388,7	-3,76%	347,05	-14,06%	367,34	-9,04%
8	363,6	344,4	-5,27%	317,19	-12,76%	329,54	-9,36%
9	321,3	299,4	-6,83%	285,10	-11,27%	289,64	-9,86%
10	277,2	253,9	-8,40%	250,22	-9,73%	247,93	-10,55%
11	231,3	208,4	-9,90%	212,47	-8,16%	205,07	-11,35%
12	184,0	163,4	-11,19%	171,96	-6,55%	161,74	-12,10%
13	135,5	119,4	-11,88%	128,96	-4,80%	118,68	-12,39%
14	86,5	76,8	-11,25%	84,18	-2,70%	76,58	-11,48%
15	39,0	36,2	-7,18%	38,79	-0,47%	36,15	-7,23%
		MÉDIA:	-4,50%		-8,64%		-7,97%

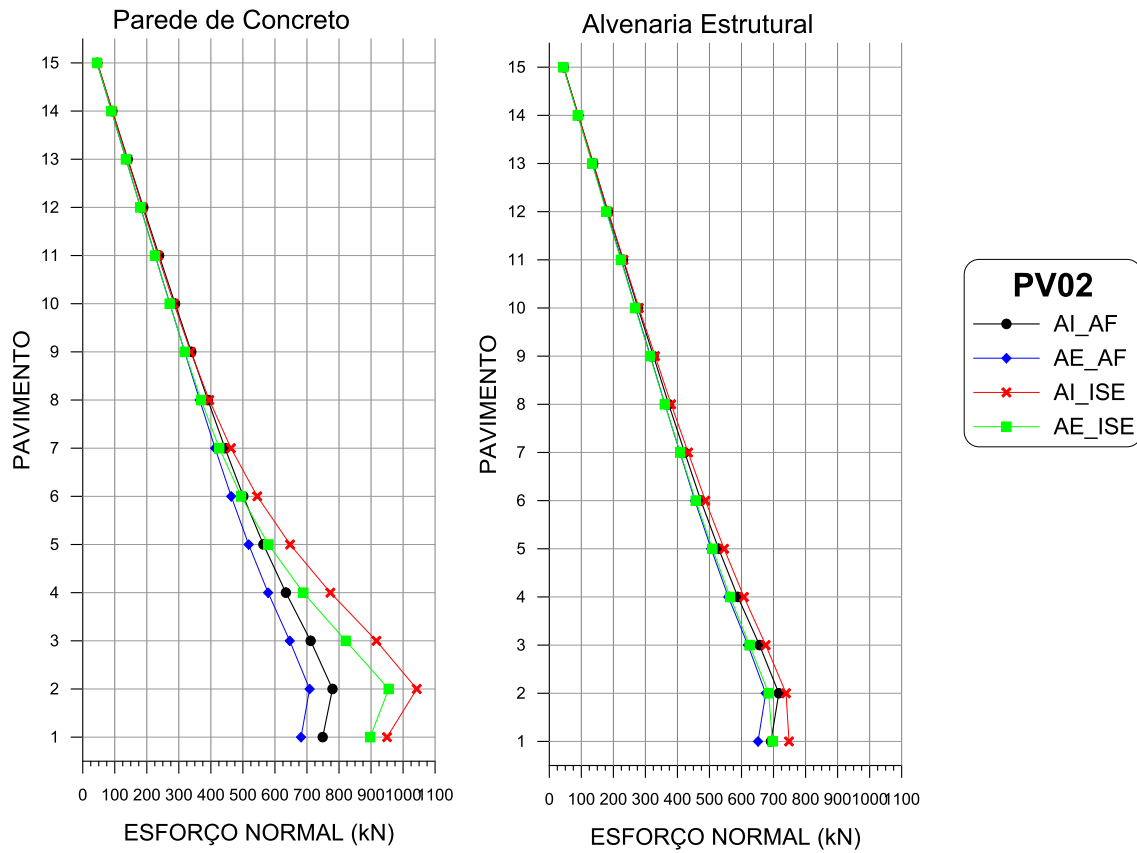
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 46 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV01-C do edifício de alvenaria estrutural

PV01C	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	844,1	858,6	1,73%	793,23	-6,02%	803,87	-4,76%
2	679,5	678,5	-0,14%	694,34	2,18%	693,55	2,07%
3	596,5	588,9	-1,27%	614,68	3,05%	606,67	1,71%
4	541,8	530,7	-2,06%	555,70	2,56%	544,00	0,40%
5	497,0	482,5	-2,91%	506,75	1,97%	492,25	-0,95%
6	454,1	437,3	-3,70%	461,36	1,59%	444,60	-2,10%
7	411,0	391,7	-4,70%	416,60	1,37%	397,52	-3,27%
8	366,6	345,8	-5,65%	370,89	1,18%	351,08	-4,22%
9	320,7	299,5	-6,59%	324,13	1,08%	303,86	-5,24%
10	273,8	253,2	-7,51%	276,42	0,97%	256,92	-6,15%
11	226,0	207,3	-8,27%	228,07	0,90%	210,27	-6,97%
12	178,2	162,3	-8,89%	179,73	0,87%	164,84	-7,49%
13	130,4	118,4	-9,23%	131,25	0,62%	120,28	-7,79%
14	84,0	76,3	-9,15%	84,34	0,40%	77,91	-7,26%
15	38,3	36,1	-5,82%	38,90	1,51%	37,28	-2,72%
		MÉDIA:	-4,94%		0,95%		-3,65%

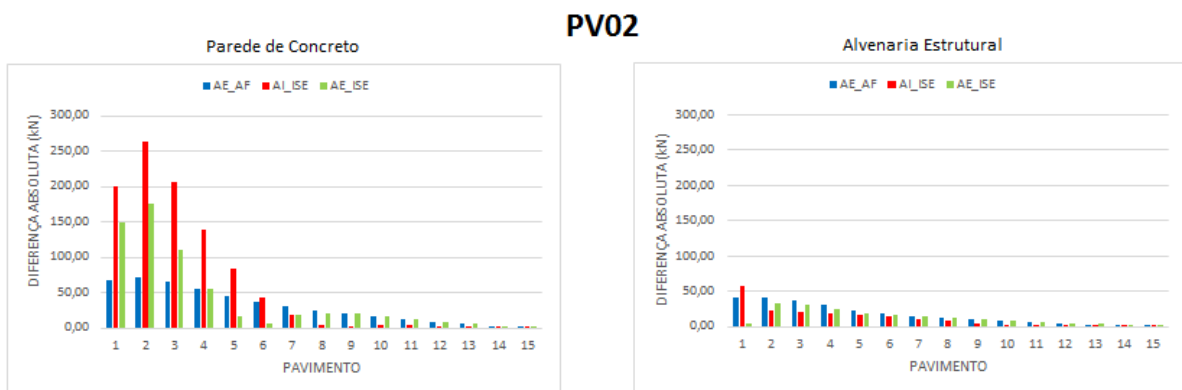
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 85 - Esforços normais nas Paredes Verticais PV02



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 86 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Vertical PV02



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 47 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV02 do edifício de parede de concreto

PV02	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	749,1	681,4	-9,03%	950,02	26,83%	897,41	19,80%
2	779,7	708,3	-9,16%	1042,92	33,76%	955,11	22,50%
3	711,5	646,2	-9,18%	916,94	28,88%	821,28	15,43%
4	634,2	578,6	-8,76%	773,13	21,91%	688,50	8,56%
5	564,0	518,0	-8,15%	647,38	14,79%	579,88	2,82%
6	501,3	463,6	-7,53%	545,00	8,72%	494,49	-1,36%
7	444,2	413,2	-6,99%	462,70	4,17%	426,35	-4,02%
8	390,6	365,1	-6,52%	395,11	1,16%	369,28	-5,45%
9	338,9	318,2	-6,11%	337,03	-0,55%	318,66	-5,98%
10	288,3	272,0	-5,68%	284,52	-1,33%	271,29	-5,92%
11	238,5	226,1	-5,19%	235,02	-1,44%	225,38	-5,48%
12	189,2	180,5	-4,62%	186,96	-1,18%	180,03	-4,84%
13	140,6	135,0	-3,96%	139,57	-0,71%	134,83	-4,08%
14	92,6	89,7	-3,14%	92,46	-0,17%	89,67	-3,18%
15	45,6	44,6	-2,29%	45,88	0,52%	44,60	-2,28%
		MÉDIA:	-6,42%		9,02%		1,77%

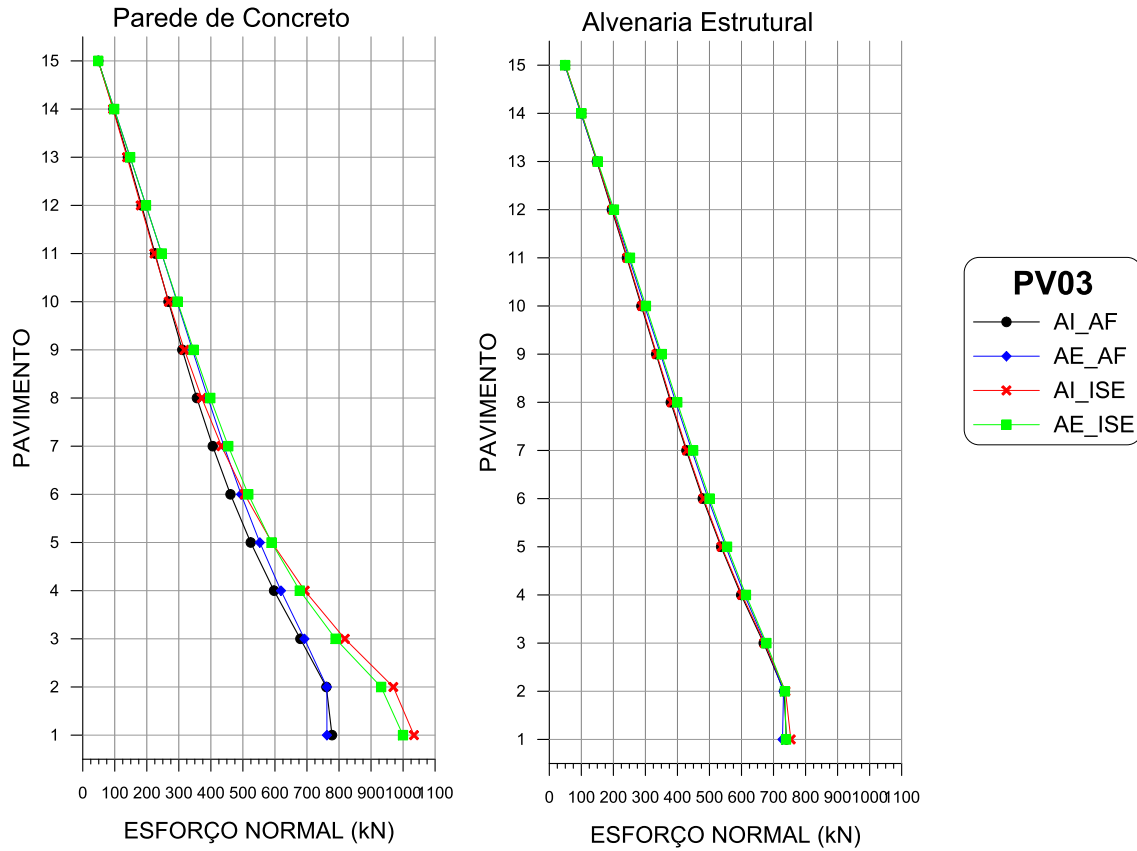
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 48 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV02 do edifício de alvenaria estrutural

PV02	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	692,0	651,6	-5,83%	748,35	8,14%	696,83	0,70%
2	716,5	675,6	-5,71%	739,11	3,15%	684,60	-4,45%
3	656,2	620,0	-5,52%	675,69	2,97%	625,15	-4,74%
4	588,7	558,9	-5,06%	607,60	3,21%	564,43	-4,12%
5	528,7	505,2	-4,45%	545,77	3,22%	509,37	-3,66%
6	473,2	454,5	-3,96%	487,34	2,98%	457,10	-3,41%
7	422,7	407,8	-3,51%	433,44	2,55%	408,57	-3,34%
8	372,8	360,9	-3,20%	380,52	2,06%	360,50	-3,31%
9	325,3	315,8	-2,93%	330,40	1,56%	314,63	-3,29%
10	276,9	269,6	-2,66%	279,76	1,01%	268,22	-3,15%
11	230,2	224,9	-2,31%	231,71	0,64%	223,45	-2,95%
12	183,1	179,3	-2,03%	183,44	0,21%	177,95	-2,79%
13	137,2	134,8	-1,75%	137,09	-0,06%	133,62	-2,59%
14	90,8	89,6	-1,41%	90,47	-0,41%	88,69	-2,38%
15	44,9	44,6	-0,82%	44,36	-1,30%	44,06	-1,96%
		MÉDIA:	-3,41%		2,00%		-3,03%

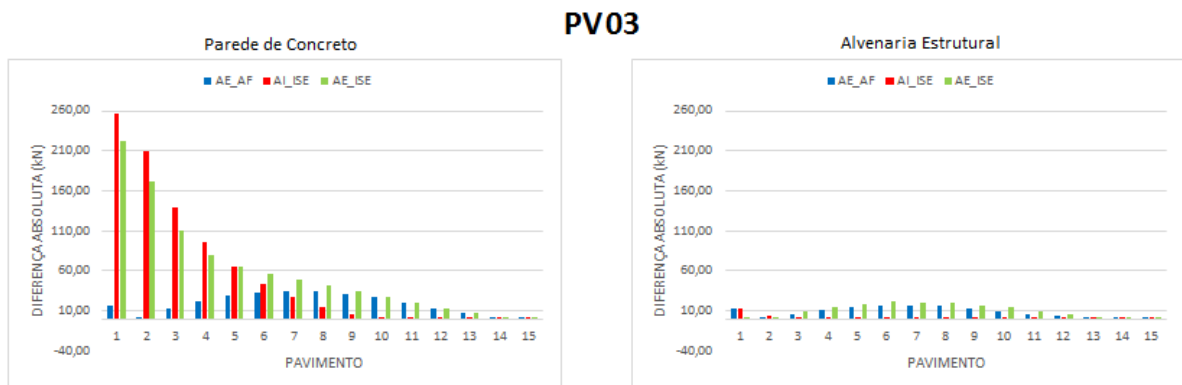
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 87 - Esforços normais nas Paredes Verticais PV03



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 88 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Vertical PV03



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 49 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV03 do edifício de parede de concreto

PV03	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	778,2	762,3	-2,04%	1034,16	32,90%	999,83	28,49%
2	760,5	762,1	0,21%	969,64	27,50%	931,56	22,49%
3	679,3	692,1	1,88%	818,37	20,47%	789,36	16,20%
4	597,1	618,8	3,62%	693,10	16,07%	677,61	13,48%
5	524,3	552,9	5,44%	590,58	12,64%	589,46	12,42%
6	461,1	494,3	7,18%	505,36	9,59%	516,86	12,09%
7	405,8	440,9	8,67%	433,34	6,80%	454,32	11,97%
8	356,2	390,8	9,71%	371,51	4,29%	398,23	11,79%
9	310,7	342,4	10,19%	317,38	2,14%	346,01	11,36%
10	267,6	294,4	10,01%	268,84	0,46%	295,86	10,55%
11	225,7	246,3	9,13%	223,95	-0,76%	246,61	9,28%
12	183,7	197,5	7,52%	181,01	-1,47%	197,45	7,48%
13	140,8	148,1	5,22%	138,38	-1,70%	147,98	5,12%
14	95,9	98,2	2,43%	94,52	-1,42%	98,13	2,36%
15	48,5	48,3	-0,49%	48,44	-0,13%	48,26	-0,50%
		MÉDIA:	5,25%		8,49%		11,64%

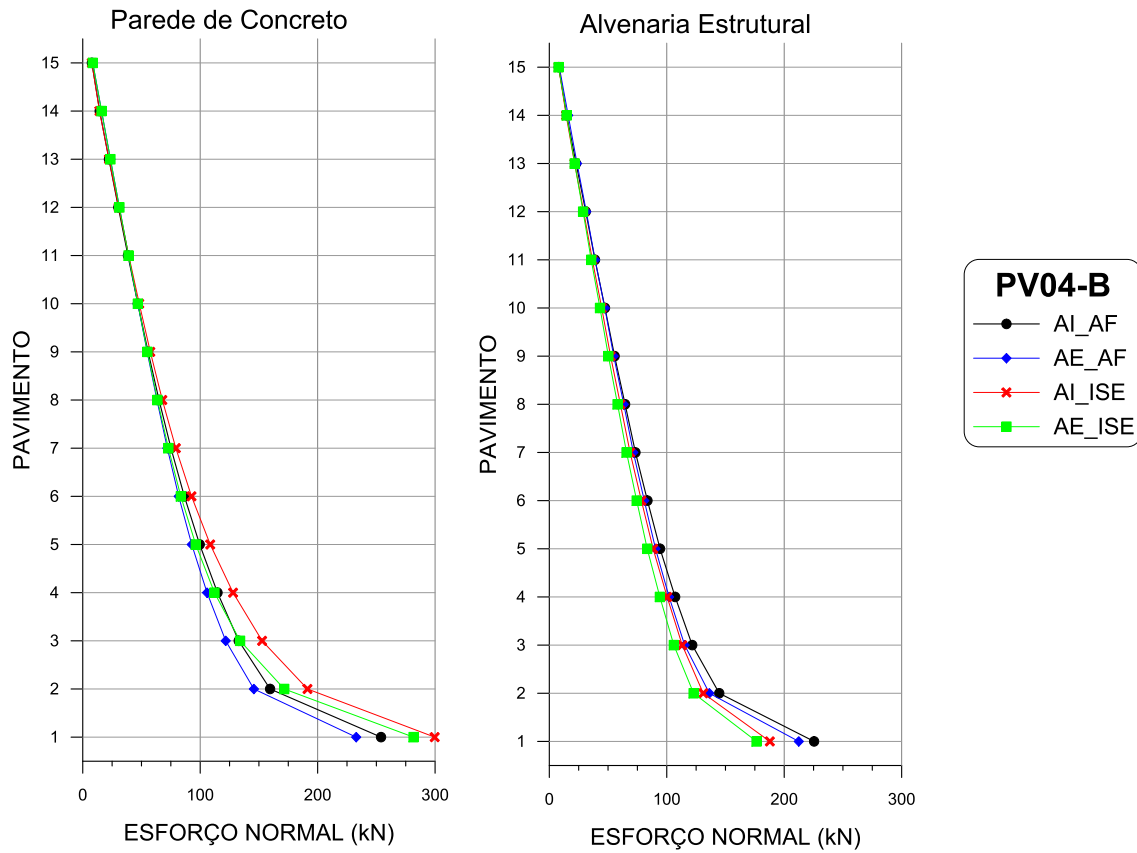
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 50 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV03 do edifício de parede de concreto

PV03	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	740,3	728,0	-1,66%	753,93	1,84%	739,03	-0,17%
2	733,0	731,2	-0,25%	737,43	0,61%	735,52	0,35%
3	669,1	674,3	0,77%	671,68	0,38%	677,81	1,30%
4	598,8	609,3	1,76%	601,67	0,48%	613,93	2,53%
5	536,2	550,8	2,72%	538,06	0,34%	554,96	3,49%
6	479,0	495,7	3,48%	481,70	0,56%	500,36	4,46%
7	427,9	444,8	3,95%	429,84	0,45%	449,06	4,94%
8	379,0	394,9	4,18%	381,83	0,74%	399,47	5,39%
9	333,6	347,2	4,09%	335,12	0,46%	350,63	5,11%
10	287,3	297,3	3,49%	289,53	0,77%	301,65	4,99%
11	242,1	248,8	2,76%	243,53	0,59%	251,86	4,03%
12	195,1	198,5	1,74%	197,11	1,03%	201,85	3,46%
13	148,4	148,9	0,38%	149,50	0,76%	151,09	1,84%
14	99,5	98,5	-1,05%	100,97	1,43%	100,29	0,74%
15	49,1	48,4	-1,43%	49,77	1,45%	49,34	0,56%
		MÉDIA:	1,66%		0,79%		2,87%

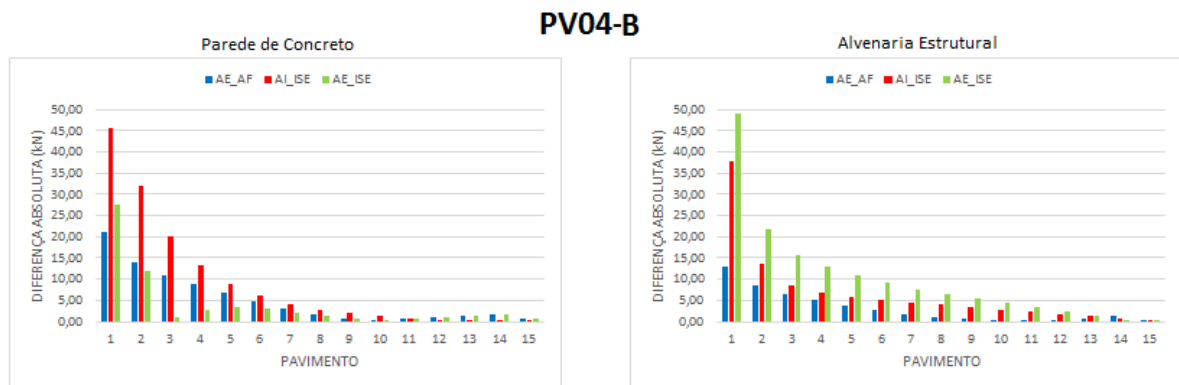
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 89 - Esforços normais nas Paredes Verticais PV04-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 90 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Vertical PV04-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 51 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV04-B do edifício de parede de concreto

PV04B	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	254,0	232,8	-8,32%	299,68	18,00%	281,66	10,90%
2	159,5	145,7	-8,66%	191,36	19,97%	171,56	7,56%
3	132,8	121,7	-8,33%	152,72	15,00%	133,97	0,88%
4	114,7	105,8	-7,76%	127,99	11,55%	112,17	-2,24%
5	99,6	92,8	-6,80%	108,56	9,02%	96,19	-3,40%
6	86,5	81,7	-5,54%	92,62	7,05%	83,51	-3,47%
7	75,1	72,0	-4,14%	79,27	5,53%	72,93	-2,92%
8	65,0	63,2	-2,74%	67,78	4,35%	63,62	-2,05%
9	55,6	54,9	-1,42%	57,55	3,42%	55,07	-1,04%
10	46,9	46,8	-0,09%	48,13	2,64%	46,93	0,10%
11	38,5	39,0	1,33%	39,20	1,90%	39,01	1,42%
12	30,3	31,2	3,12%	30,63	1,10%	31,24	3,13%
13	22,3	23,6	5,84%	22,32	0,16%	23,58	5,81%
14	14,4	16,0	11,22%	14,26	-1,06%	16,02	11,19%
15	7,8	8,5	10,03%	7,75	-0,07%	8,53	10,08%
		MÉDIA:	-1,48%		6,57%		2,40%

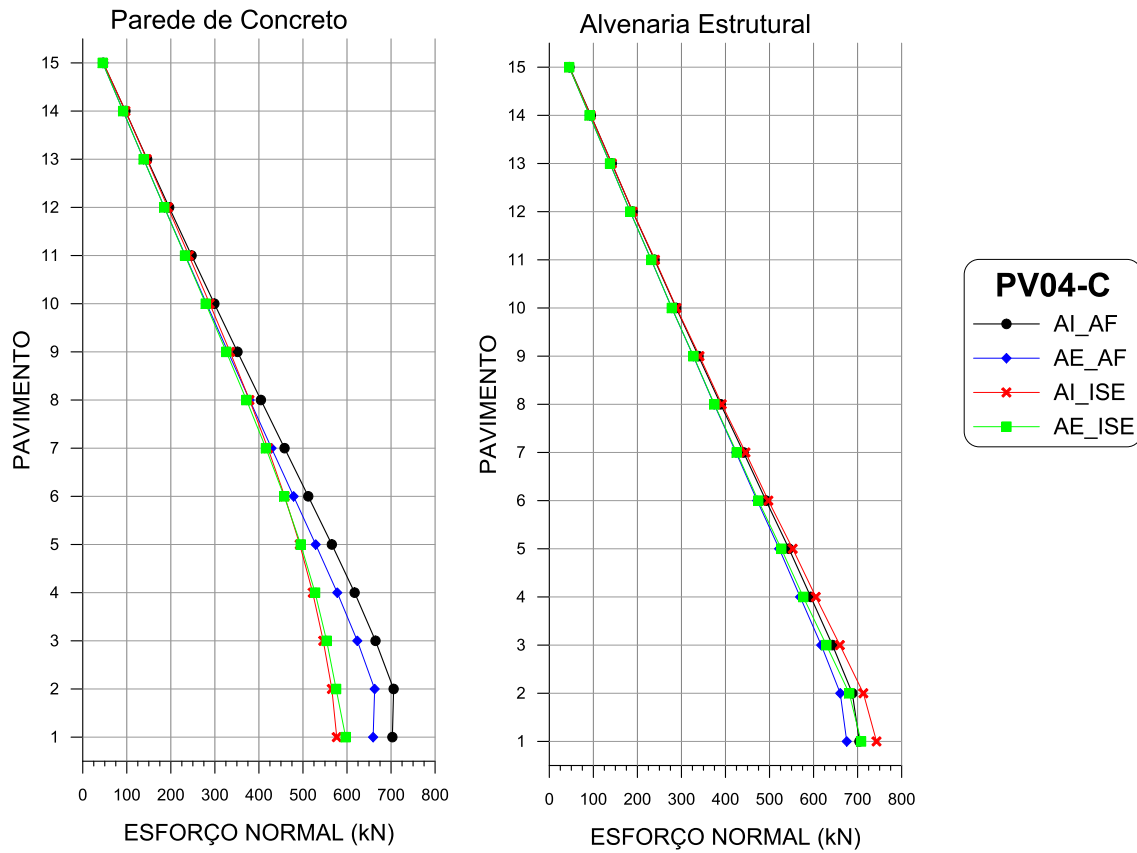
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 52 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV04-B do edifício de alvenaria estrutural

PV04B	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	225,5	212,4	-5,79%	187,77	-16,72%	176,47	-21,73%
2	144,7	136,3	-5,83%	131,08	-9,41%	122,87	-15,09%
3	121,7	115,3	-5,28%	113,17	-7,01%	106,02	-12,88%
4	107,2	102,0	-4,80%	100,31	-6,39%	94,13	-12,15%
5	94,3	90,4	-4,10%	88,40	-6,26%	83,38	-11,58%
6	83,6	80,9	-3,22%	78,42	-6,17%	74,40	-10,98%
7	73,4	71,6	-2,42%	68,81	-6,20%	65,76	-10,36%
8	64,5	63,4	-1,76%	60,53	-6,21%	58,11	-9,97%
9	55,6	54,9	-1,30%	52,19	-6,12%	50,30	-9,51%
10	47,4	47,3	-0,33%	44,62	-5,92%	43,16	-8,99%
11	38,9	39,0	0,26%	36,65	-5,78%	35,66	-8,32%
12	31,0	31,5	1,54%	29,28	-5,66%	28,76	-7,34%
13	22,8	23,6	3,65%	21,55	-5,50%	21,60	-5,27%
14	14,9	16,1	8,28%	14,33	-3,48%	14,77	-0,55%
15	8,1	8,5	5,92%	7,95	-1,49%	7,90	-2,15%
		MÉDIA:	-1,01%		-6,55%		-9,79%

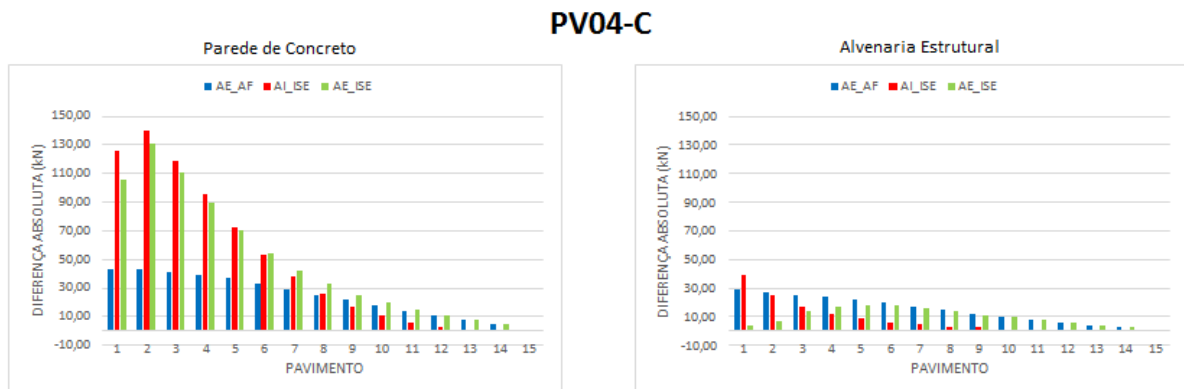
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 91 - Esforços normais nas Paredes Verticais PV04-C



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 92 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Vertical PV04-C



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 53 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV04-B do edifício de parede de concreto

PV04C	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	703,0	659,3	-6,21%	576,72	-17,96%	596,96	-15,09%
2	705,8	662,8	-6,10%	565,58	-19,87%	575,31	-18,49%
3	664,7	623,4	-6,22%	546,05	-17,86%	553,76	-16,70%
4	617,3	577,9	-6,38%	522,14	-15,42%	527,57	-14,54%
5	565,6	528,9	-6,49%	492,68	-12,89%	494,98	-12,48%
6	512,0	478,8	-6,49%	458,56	-10,44%	457,34	-10,68%
7	458,2	428,7	-6,43%	420,33	-8,26%	415,87	-9,23%
8	404,5	379,0	-6,31%	378,67	-6,39%	371,75	-8,10%
9	351,4	329,8	-6,14%	334,37	-4,84%	325,96	-7,23%
10	298,9	281,1	-5,94%	288,28	-3,55%	279,23	-6,57%
11	247,1	233,0	-5,72%	241,05	-2,47%	232,18	-6,06%
12	196,3	185,4	-5,52%	193,27	-1,53%	185,12	-5,68%
13	146,2	138,3	-5,41%	145,31	-0,64%	138,25	-5,46%
14	96,9	91,7	-5,44%	97,16	0,23%	91,67	-5,43%
15	46,4	45,3	-2,32%	46,57	0,37%	45,33	-2,30%
		MÉDIA:	-5,81%		-8,10%		-9,60%

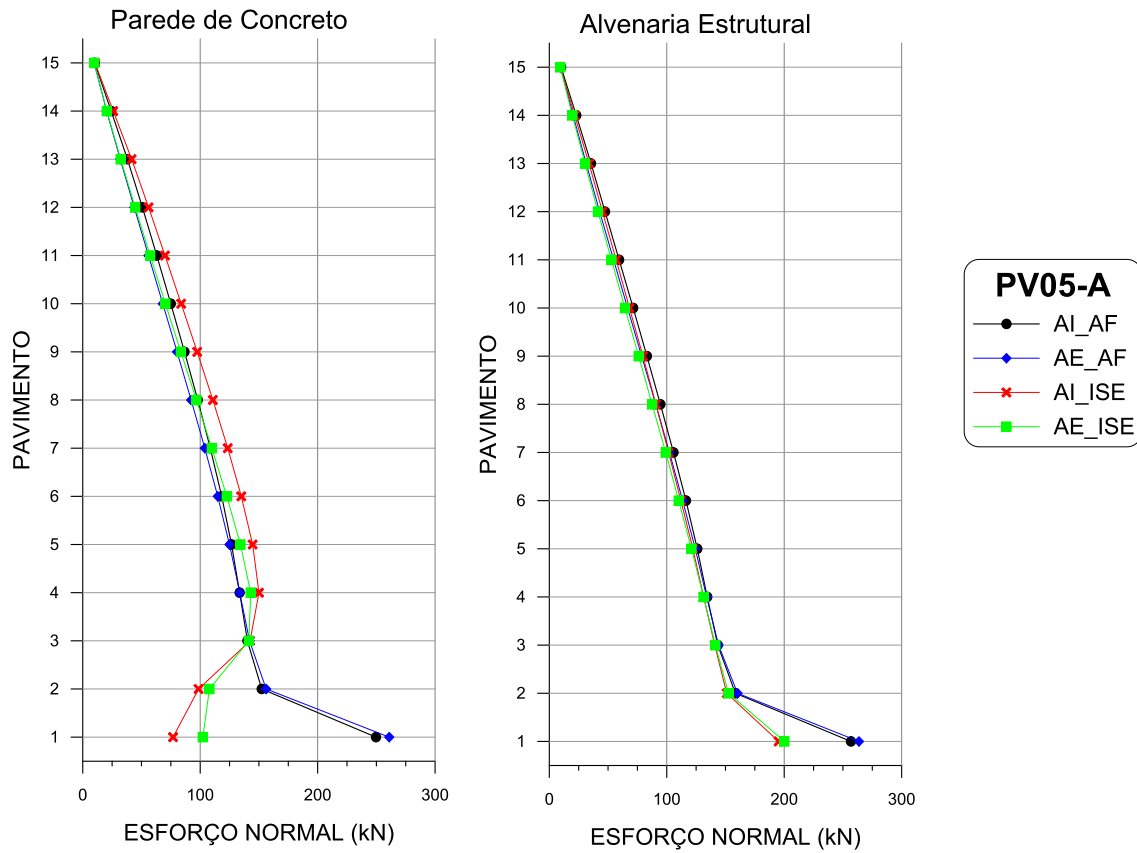
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 54 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV04-B do edifício de alvenaria estrutural

PV04B	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	225,5	212,4	-5,79%	187,77	-16,72%	176,47	-21,73%
2	144,7	136,3	-5,83%	131,08	-9,41%	122,87	-15,09%
3	121,7	115,3	-5,28%	113,17	-7,01%	106,02	-12,88%
4	107,2	102,0	-4,80%	100,31	-6,39%	94,13	-12,15%
5	94,3	90,4	-4,10%	88,40	-6,26%	83,38	-11,58%
6	83,6	80,9	-3,22%	78,42	-6,17%	74,40	-10,98%
7	73,4	71,6	-2,42%	68,81	-6,20%	65,76	-10,36%
8	64,5	63,4	-1,76%	60,53	-6,21%	58,11	-9,97%
9	55,6	54,9	-1,30%	52,19	-6,12%	50,30	-9,51%
10	47,4	47,3	-0,33%	44,62	-5,92%	43,16	-8,99%
11	38,9	39,0	0,26%	36,65	-5,78%	35,66	-8,32%
12	31,0	31,5	1,54%	29,28	-5,66%	28,76	-7,34%
13	22,8	23,6	3,65%	21,55	-5,50%	21,60	-5,27%
14	14,9	16,1	8,28%	14,33	-3,48%	14,77	-0,55%
15	8,1	8,5	5,92%	7,95	-1,49%	7,90	-2,15%
		MÉDIA:	-1,01%		-6,55%		-9,79%

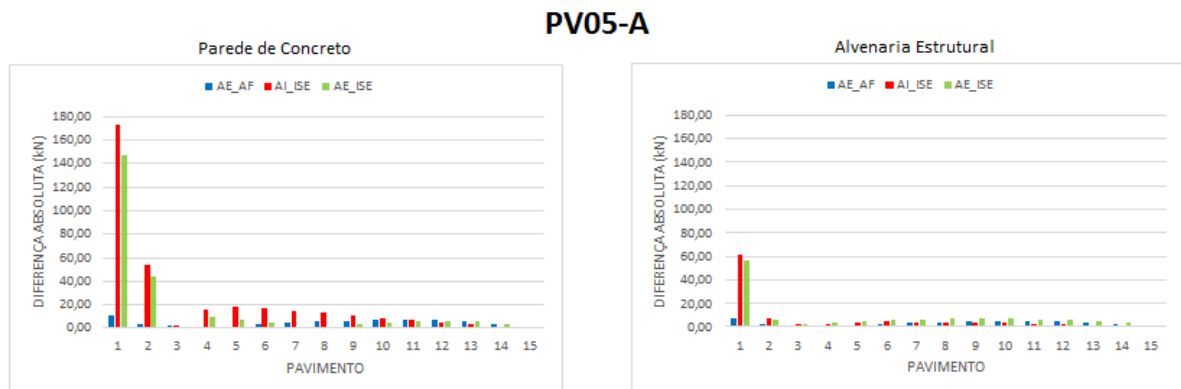
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 93 - Esforços normais nas Paredes Verticais PV05-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 94 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Vertical PV05-A



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 55 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV05-A do edifício de parede de concreto

PV05A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	249,7	261,0	4,52%	76,90	-69,20%	102,22	-59,06%
2	152,4	156,2	2,49%	98,65	-35,25%	107,87	-29,20%
3	140,2	142,0	1,30%	142,44	1,59%	141,43	0,87%
4	133,6	133,7	0,04%	150,05	12,31%	143,00	7,03%
5	126,7	124,9	-1,39%	144,66	14,18%	134,27	5,98%
6	118,3	114,9	-2,86%	135,02	14,11%	122,63	3,64%
7	108,6	103,9	-4,31%	123,47	13,67%	109,92	1,20%
8	97,9	92,3	-5,76%	110,79	13,12%	96,79	-1,17%
9	86,6	80,3	-7,32%	97,47	12,50%	83,54	-3,58%
10	75,0	68,1	-9,11%	83,82	11,79%	70,35	-6,17%
11	63,0	56,0	-11,23%	70,04	11,10%	57,38	-8,98%
12	50,8	43,8	-13,74%	56,09	10,35%	44,66	-12,14%
13	38,1	31,9	-16,15%	41,63	9,40%	32,30	-15,12%
14	24,2	20,4	-15,87%	25,99	7,30%	20,51	-15,34%
15	10,2	9,7	-4,63%	10,36	1,96%	9,71	-4,51%
		MÉDIA:	-5,60%		1,93%		-9,10%

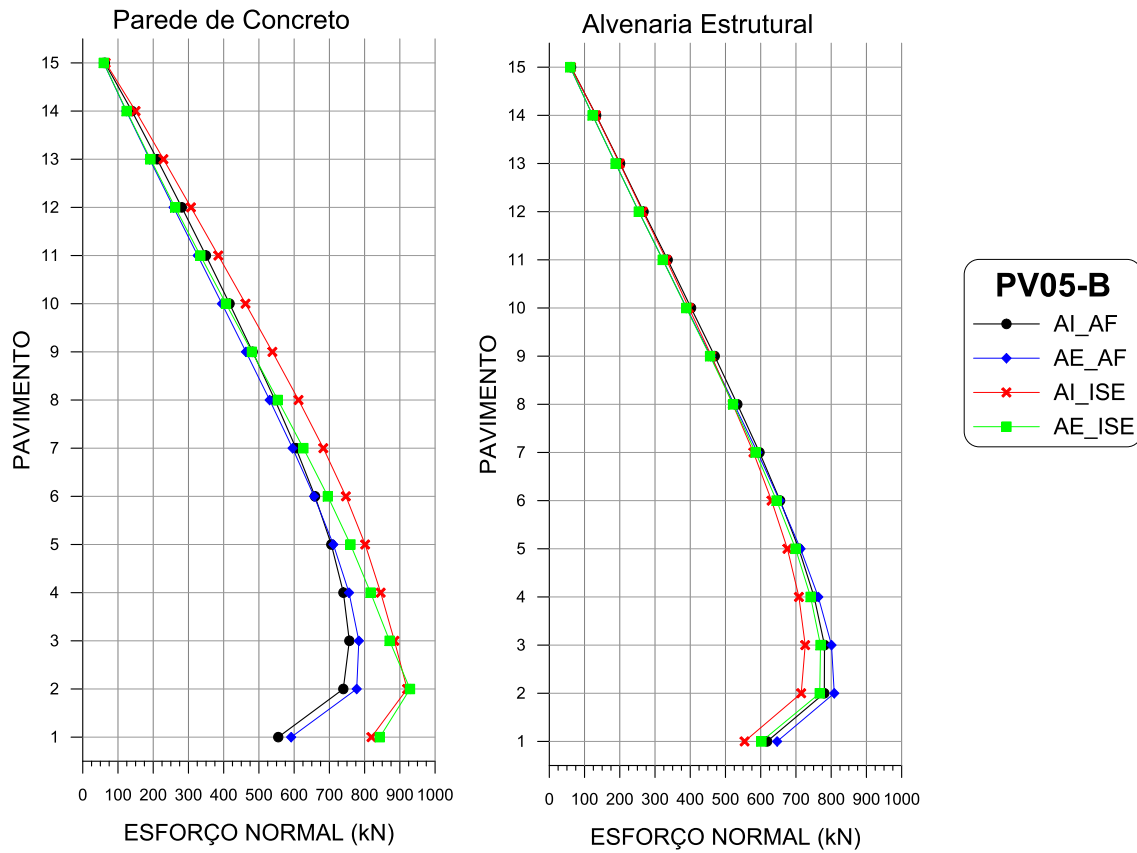
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 56 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV05-A do edifício de alvenaria estrutural

PH05A	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AE	AE
1	647,1	616,9	-4,66%	629,71	-2,68%	577,58	-10,74%
2	559,3	523,0	-6,50%	586,11	4,79%	532,88	-4,73%
3	511,7	476,5	-6,87%	539,62	5,46%	489,71	-4,29%
4	475,2	441,3	-7,13%	500,12	5,25%	453,43	-4,58%
5	437,0	405,2	-7,28%	458,34	4,88%	415,35	-4,96%
6	396,0	367,0	-7,32%	414,57	4,68%	375,57	-5,17%
7	353,9	328,4	-7,20%	368,74	4,20%	335,17	-5,29%
8	311,2	289,5	-6,98%	323,40	3,91%	295,12	-5,18%
9	269,3	251,4	-6,65%	278,48	3,42%	255,94	-4,95%
10	227,8	213,7	-6,21%	234,70	3,01%	217,40	-4,59%
11	187,9	176,9	-5,86%	192,38	2,40%	179,72	-4,34%
12	148,5	140,3	-5,55%	151,63	2,10%	142,77	-3,86%
13	110,5	104,1	-5,81%	112,12	1,43%	105,96	-4,14%
14	73,2	68,2	-6,92%	74,05	1,12%	69,65	-4,89%
15	33,9	32,5	-4,02%	34,79	2,64%	33,58	-0,93%
		MÉDIA:	-6,33%		3,11%		-4,84%

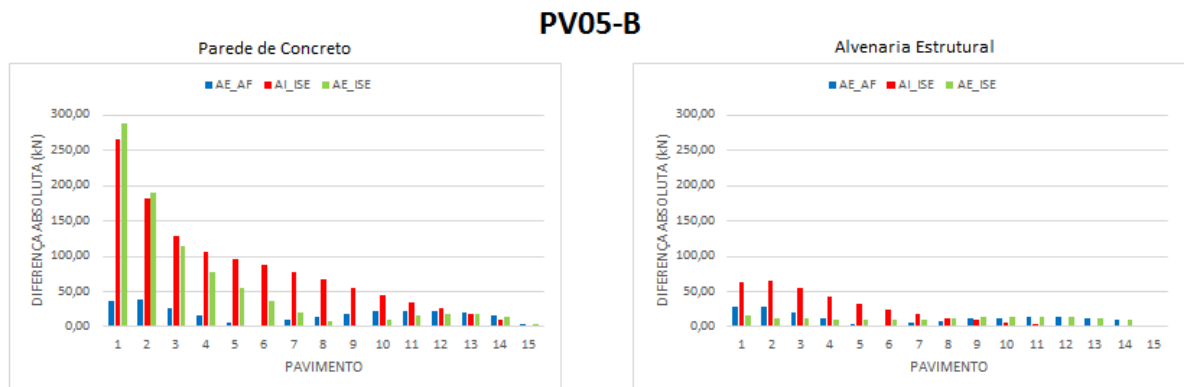
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 95 - Esforços normais nas Paredes Verticais PV05-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 96 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Vertical PV05-B



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 57 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV05-B do edifício de parede de concreto

PV05B	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	554,9	591,5	6,61%	819,43	47,68%	843,22	51,97%
2	739,5	777,5	5,14%	920,62	24,49%	928,83	25,60%
3	756,6	783,6	3,57%	884,60	16,92%	870,94	15,11%
4	739,8	755,7	2,15%	845,67	14,31%	816,93	10,43%
5	705,5	711,3	0,83%	801,56	13,62%	759,82	7,71%
6	659,3	656,6	-0,40%	746,83	13,28%	695,64	5,51%
7	605,1	595,5	-1,59%	682,85	12,85%	626,13	3,47%
8	545,5	530,5	-2,75%	612,55	12,30%	553,68	1,51%
9	482,2	463,3	-3,93%	538,32	11,63%	480,08	-0,45%
10	416,7	395,0	-5,21%	462,03	10,87%	406,59	-2,43%
11	349,6	326,3	-6,65%	384,76	10,07%	333,80	-4,51%
12	281,1	257,8	-8,29%	307,15	9,26%	262,22	-6,72%
13	211,2	190,0	-10,05%	229,13	8,49%	192,25	-8,97%
14	139,4	123,5	-11,38%	150,13	7,70%	124,45	-10,73%
15	62,9	59,4	-5,55%	65,29	3,74%	59,60	-5,31%
		MÉDIA:	-2,50%		14,48%		5,48%

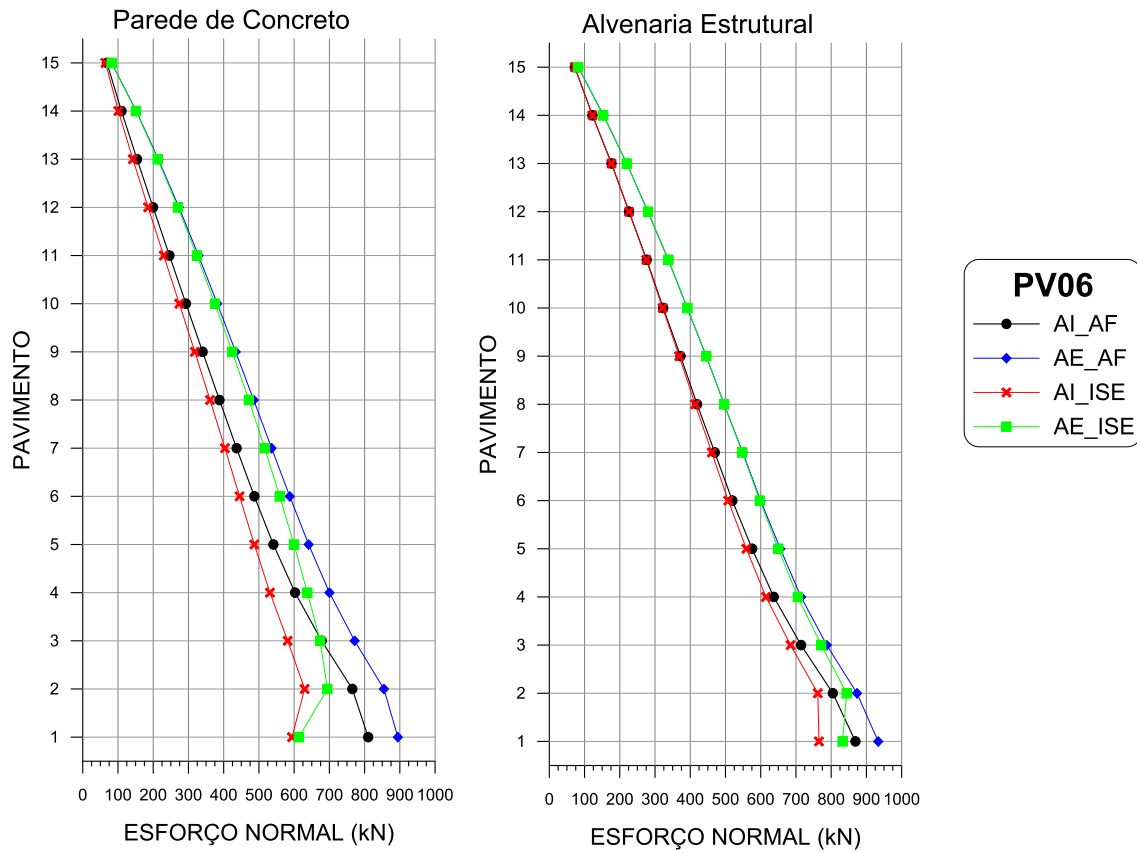
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 58 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV05-B do edifício de alvenaria estrutural

PV05B	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	618,1	646,6	4,60%	554,25	-10,33%	602,07	-2,60%
2	780,5	808,7	3,61%	715,01	-8,39%	767,55	-1,66%
3	781,1	800,9	2,54%	726,26	-7,02%	769,69	-1,46%
4	751,6	763,5	1,57%	708,43	-5,75%	741,58	-1,34%
5	708,2	713,0	0,67%	675,75	-4,59%	699,00	-1,30%
6	655,1	653,8	-0,19%	630,76	-3,71%	645,02	-1,54%
7	596,7	591,1	-0,93%	579,32	-2,90%	585,51	-1,87%
8	533,7	524,7	-1,69%	520,72	-2,43%	521,44	-2,29%
9	469,5	458,3	-2,39%	460,32	-1,96%	456,26	-2,83%
10	402,4	389,7	-3,16%	396,24	-1,53%	388,76	-3,39%
11	336,0	322,4	-4,05%	332,32	-1,08%	321,86	-4,19%
12	267,5	254,2	-4,99%	265,41	-0,79%	253,97	-5,07%
13	201,0	188,2	-6,36%	199,92	-0,53%	188,10	-6,41%
14	133,0	122,8	-7,66%	132,67	-0,28%	122,83	-7,67%
15	61,8	59,4	-3,97%	61,81	-0,06%	59,39	-3,97%
		MÉDIA:	-1,49%		-3,42%		-3,17%

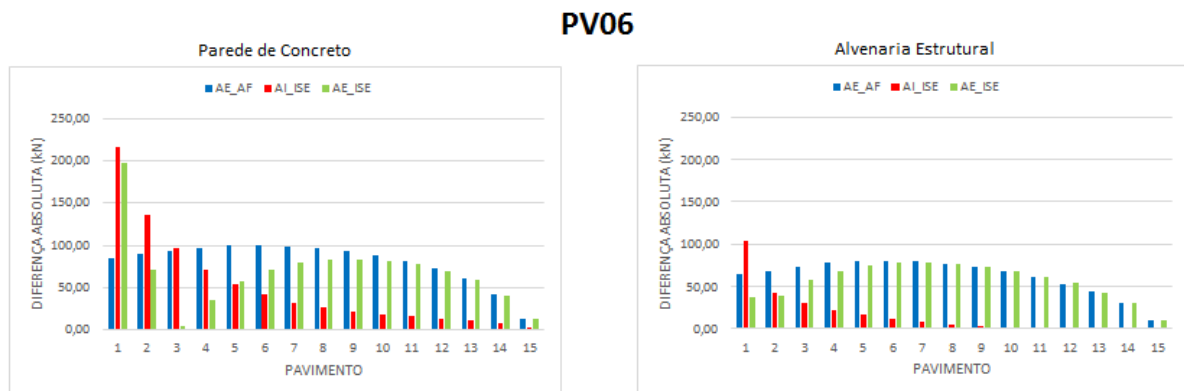
FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 97 - Esforços normais nas Paredes Verticais PV06



FONTE: O AUTOR (2016)

Figura 98 – Diferença absoluta de esforços normais na Parede Vertical PV06



FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 59 –Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV06 do edifício de parede de concreto

PV06	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	810,1	894,3	10,40%	593,85	-26,69%	613,55	-24,26%
2	765,2	854,8	11,71%	629,82	-17,69%	694,36	-9,25%
3	678,0	771,6	13,80%	581,75	-14,20%	673,72	-0,64%
4	602,6	700,3	16,20%	531,30	-11,83%	637,62	5,81%
5	541,1	641,1	18,48%	486,95	-10,00%	599,41	10,78%
6	487,0	587,6	20,64%	445,17	-8,60%	559,08	14,79%
7	436,7	536,1	22,78%	403,61	-7,57%	516,39	18,26%
8	388,0	485,2	25,05%	361,31	-6,88%	471,40	21,49%
9	340,3	434,0	27,55%	318,10	-6,51%	424,33	24,71%
10	293,0	381,9	30,36%	274,14	-6,43%	375,23	28,08%
11	246,1	328,5	33,48%	229,78	-6,64%	323,97	31,63%
12	199,7	273,1	36,72%	185,56	-7,09%	270,12	35,24%
13	154,1	214,6	39,30%	142,22	-7,70%	212,89	38,17%
14	110,0	151,8	38,08%	101,20	-7,96%	150,97	37,30%
15	68,7	82,1	19,47%	64,53	-6,03%	81,79	19,09%
		MÉDIA:	24,27%		-10,12%		16,75%

FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 60 – Diferenças relativas dos esforços normais (kN) na parede PV06 do edifício de alvenaria estrutural

PV06	AF			ISE			
	PAVIMENTO	AI	AE	AI	AE	AI	AE
1	868,8	933,5	7,44%	765,33	-11,91%	832,19	-4,22%
2	804,7	873,2	8,51%	762,10	-5,30%	843,89	4,87%
3	714,6	787,4	10,18%	684,82	-4,17%	771,89	8,01%
4	637,1	714,5	12,16%	614,93	-3,47%	705,41	10,73%
5	575,7	655,6	13,89%	559,30	-2,84%	650,02	12,92%
6	519,5	599,9	15,46%	507,80	-2,26%	597,65	15,04%
7	469,7	549,0	16,88%	461,11	-1,84%	547,77	16,61%
8	419,4	496,3	18,32%	414,03	-1,29%	496,20	18,30%
9	372,5	445,4	19,60%	368,72	-1,00%	445,65	19,65%
10	323,3	391,3	21,03%	321,64	-0,51%	392,16	21,30%
11	276,4	337,9	22,26%	275,35	-0,38%	338,25	22,38%
12	226,2	279,6	23,59%	226,35	0,05%	280,12	23,82%
13	176,6	220,0	24,60%	176,55	0,00%	219,79	24,49%
14	122,4	153,6	25,45%	122,59	0,13%	153,17	25,11%
15	72,4	82,4	13,82%	72,32	-0,08%	81,89	13,14%
		MÉDIA:	16,88%		-2,33%		15,48%

FONTE: O AUTOR (2016)

APÊNDICE D – ESTIMATIVA GEOTÉCNICA DOS RECALQUES

Tabela 61 – Determinação do coeficiente I segundo Poulos & Davis (1980)

	L (m)	D (m)	L/D	L/H	H/L	Io	Rk	Rh	Rv	I
P1	5	0,33	15,2	0,63	1,60	0,11	1,4	0,75	0,92	0,106
P2	6	0,38	15,8	0,75	1,33	0,11	1,43	0,7	0,92	0,097
P3	5	0,26	19,2	0,63	1,60	0,09	1,51	0,72	0,92	0,091
P4	5	0,26	19,2	0,63	1,60	0,09	1,51	0,72	0,92	0,091
P5	4	0,26	15,4	0,50	2,00	0,11	1,4	0,82	0,92	0,114
P6	5	0,38	13,2	0,63	1,60	0,15	1,25	0,78	0,92	0,135
P7	5	0,38	13,2	0,63	1,60	0,15	1,25	0,78	0,92	0,135
P8	6	0,33	18,2	0,75	1,33	0,10	1,45	0,74	0,92	0,099
P9	5	0,26	19,2	0,63	1,60	0,09	1,51	0,72	0,92	0,091
P10	5	0,38	13,2	0,63	1,60	0,15	1,25	0,78	0,92	0,135

FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 62 – Estimativa de recalque geotécnico nas fundações da estrutura em Parede de Concreto

	Reação AI_AF (kN)		Recalque (mm)	
	NO PILAR	NA ESTACA	ISOLADA	GRUPO
P1	1562,0	520,7	1,309	7,170
P2	1110,0	370,0	0,735	4,026
P3	1011,0	337,0	0,921	5,045
P4	941,6	313,9	0,858	4,699
P5	431,7	143,9	0,493	2,700
P6	721,4	240,5	0,665	3,642
P7	1199,0	399,7	1,105	6,052
P8	1304,0	434,7	1,015	5,559
P9	736,6	245,5	0,671	3,675
P10	860,0	286,7	0,792	4,338

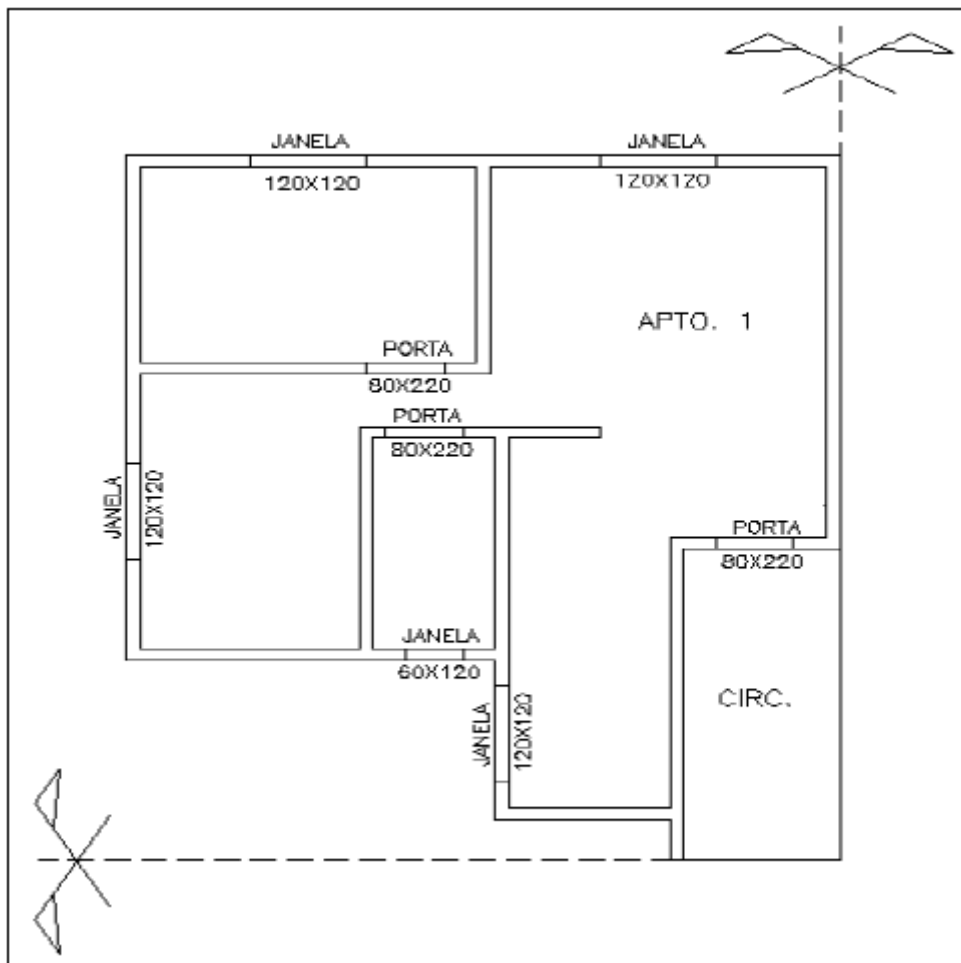
FONTE: O AUTOR (2016)

Tabela 63 – Estimativa de recalque geotécnico nas fundações da estrutura em Alvenaria Estrutural

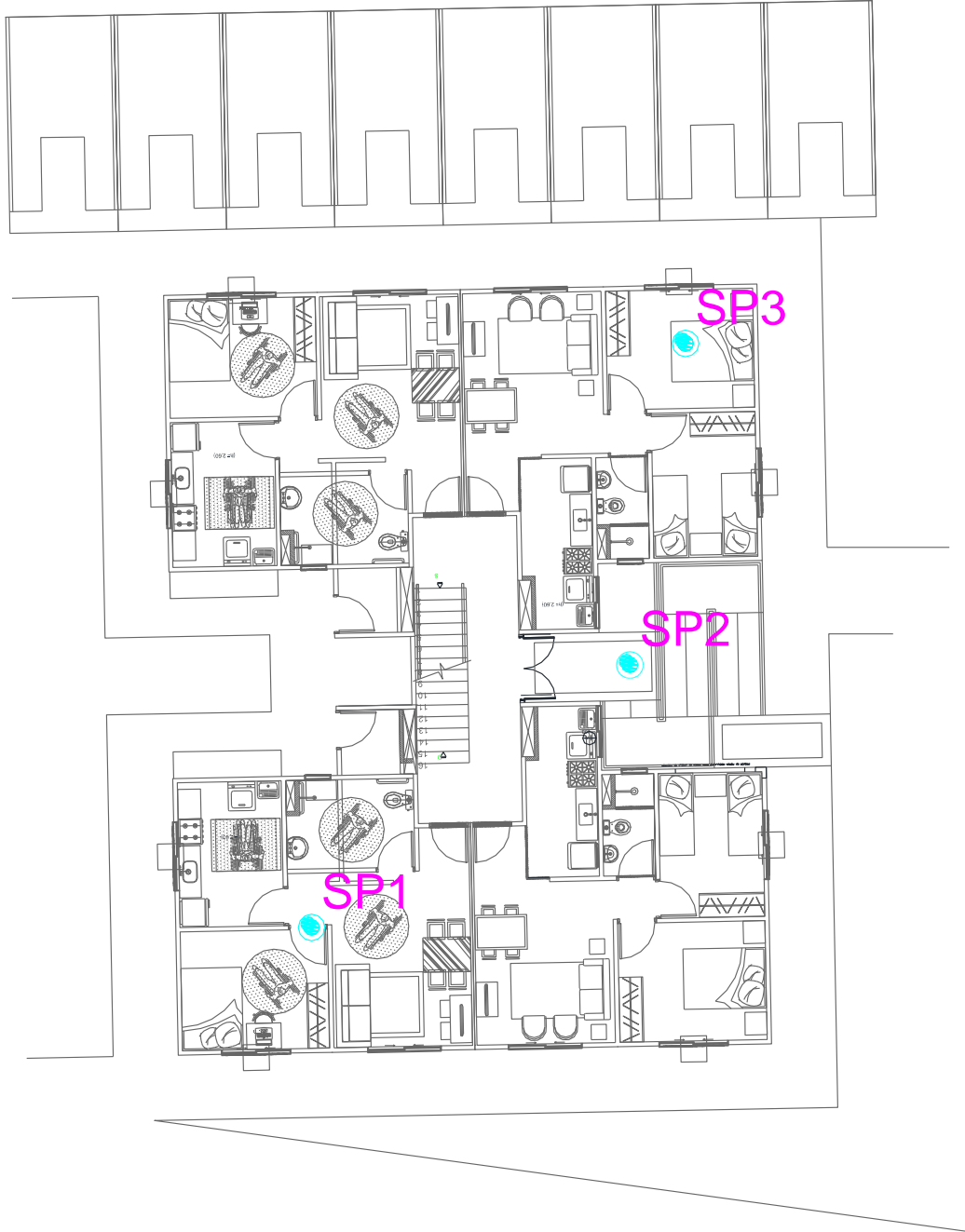
	Reação AI_AF (kN)		Recalque (mm)	
	NO PILAR	NA ESTACA	ISOLADA	GRUPO
P1	1656,0	552,0	1,388	7,602
P2	1223,0	407,7	0,810	4,437
P3	992,2	330,7	0,904	4,951
P4	868,3	289,4	0,791	4,332
P5	518,7	172,9	0,592	3,243
P6	707,7	235,9	0,652	3,571
P7	1180,9	393,6	1,088	5,959
P8	1247,0	415,7	0,971	5,318
P9	620,9	207,0	0,566	3,100
P10	863,4	287,8	0,796	4,360

FONTE: O AUTOR (2016)

ANEXO A - PLANTA BAIXA DO COLUBANDÊ 1



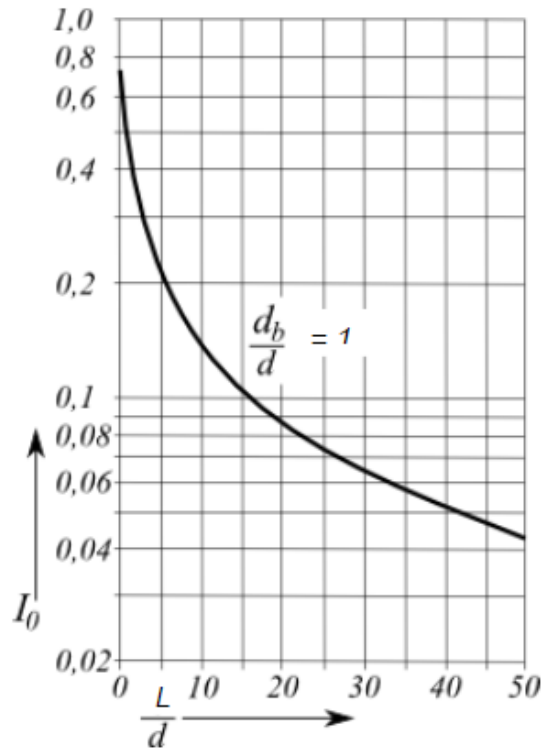
ANEXO B – PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA CONSIDERADA



OBRA: Construção de Prédio Residencial		SONDAGEM À PERCUSSÃO SP - 03							
LOCAL: Estrada do Columbandê, s/n°, Columbandê, Itaboraí - RJ.									
COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	NÍVEL DA ÁGUA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	Nº DE GOLPES (30 cm FINAIS)	AMOSTRAS	PROFUNDIDADE DA CAMADA	REVESTIMENTO: 76,2 mm AMOSTRADOR: INTERIOR 34,9 mm EXTERIOR 50,8 mm PESO: 65 Kg ALTURA DA QUEDA: 75 cm	ENSAIO PENETROMÉTRICO (GOLPES / cm)		
		AMOSTRADOR TIPO TERZAGUI & PECK					30 cm iniciais	30 cm finais	Resistência mecânica Kgf/cm²
		Nº DE GOLPES							
- 0,40	N.A. 1,00				0,40				
	1,00		06				05	06	1,0 - 2,0
	2,00		07				05	07	1,0 - 2,0
- 2,90	3,00		14		2,90		09	14	1,0 - 2,5
	4,00		21				12	21	2,5 - 3,0
	5,00		26				17	26	2,5 - 3,0
	6,00		33				23	33	2,5 - 3,0
	7,00		54				30	54	> 5,0
- 8,93	8,00		72				52	72	> 5,0
	9,00								
	10,00								
	11,00								
	12,00								
	13,00								
PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA INICIAL: 1,30 --- SPT 30 cm INICIAIS FINAL: 1,00 — SPT 30 cm FINAIS						AVANÇO A TRADO: 0,00 A 1,00 m AVANÇO POR LAVAGEM: 55,0 cm PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 3,00 m			
Referência: 371/10						LAVAGEM POR TEMPO (30 min).			
DATA: 13/08/10						TEMPO	DE	PARA	
ESCALA VERTICAL: 1/100						10	8,93	8,93	
FOLHA Nº. 15						10	8,93	8,93	
DESENHO Nº. 12						10	8,93	8,93	

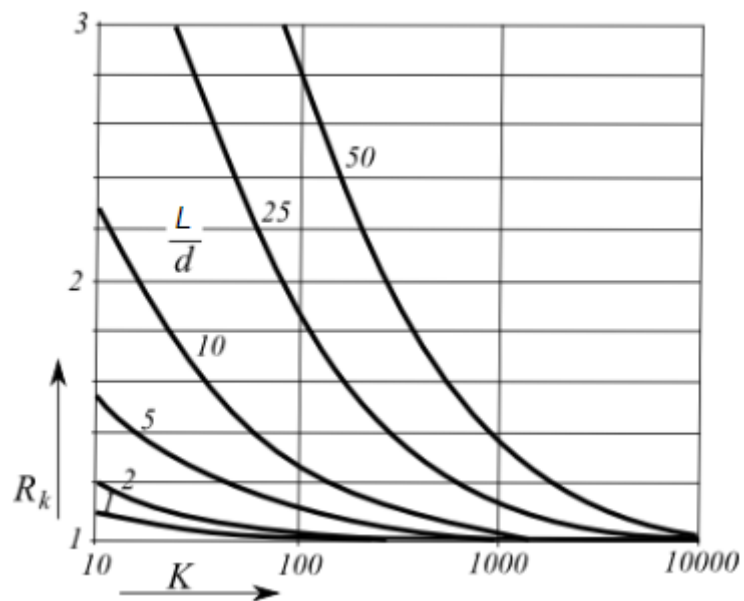
ANEXO C – ÁBACOS PROPOSTOS POR POULOS & DAVIS (1980)

Figura 99 – Ábaco para a obtenção do fator de influência (I_0) de estaca rígida embutida em solo incompressível ($\nu=0,5$) semi-infinito.



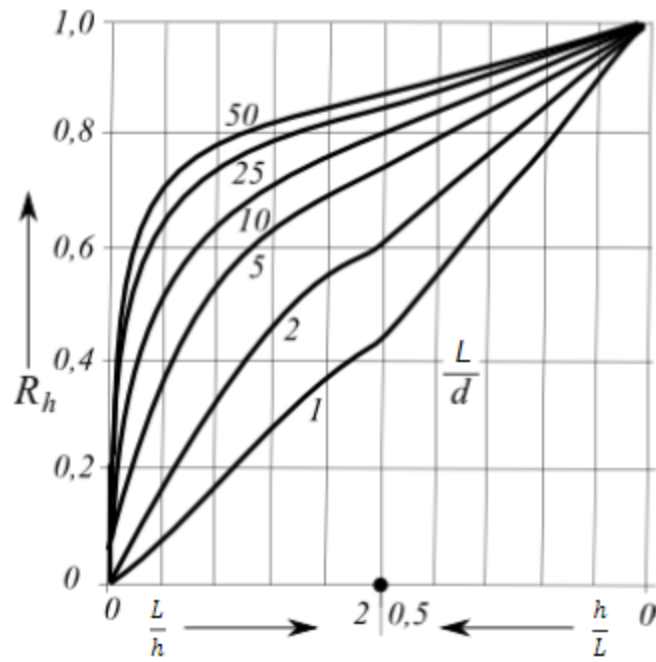
FONTE: POULOS & DAVIS (1980, p.89)

Figura 100 – Ábaco para a obtenção do fator de correção (R_k) para o encurtamento elástico da estaca.



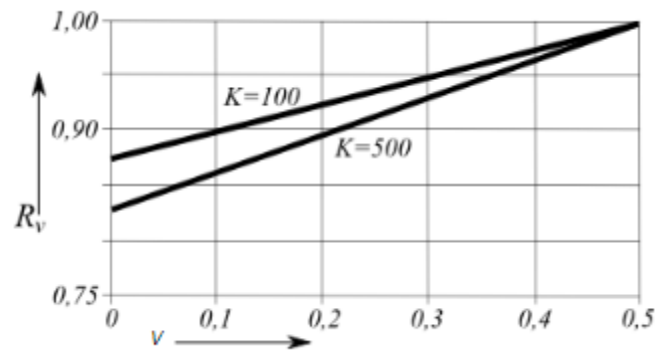
FONTE: POULOS & DAVIS (1980, p.89)

Figura 101 – Ábaco para a obtenção do fator de correção (R_h) para a profundidade de camada indeslocável.



FONTE: POULOS & DAVIS (1980, p.89)

Figura 102 – Ábaco para a obtenção do fator de correção (R_v) para o coeficiente de Poisson do solo.



FONTE: POULOS & DAVIS (1980, p.89)