



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
CENTRO MULTIDISCIPLINAR DE CARAÚBAS
CURSO: ENGENHARIA CIVIL

JAYRO COSME GUIMARÃES VASCONCELOS JUNIOR

**ANÁLISE DE AÇÕES DINÂMICAS QUE INFLUENCIAM NO COLAPSO
PROGRESSIVO EM ESTRUTURAS**

CARAÚBAS - RN
2018

JAYRO COSME GUIMARÃES VASCONCELOS JUNIOR

**ANÁLISE DE AÇÕES DINÂMICAS QUE INFLUENCIAM NO COLAPSO
PROGRESSIVO EM ESTRUTURAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia civil da Universidade Federal Rural do Semi-Árido – UFERSA, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro civil.

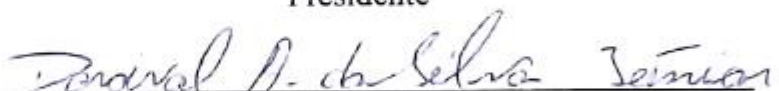
Orientador(a): **Gilvan Bezerra dos Santos Junior** .

APROVADO EM: 17/04/13

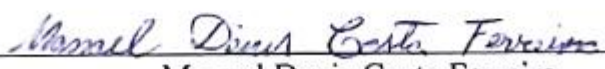
BANCA EXAMINADORA



Prof. Gilvan Bezerra dos Santos Junior
Presidente



Dorgival Albertino da Silva Junior
Primeiro Membro



Manoel Denis Costa Ferreira
Segundo Membro

©Todos os direitos estão reservados à Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996, e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tornar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata, exceto as pesquisas que estejam vinculadas ao processo de patenteamento. Esta investigação será base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) seja devidamente citado e mencionado os seus créditos bibliográficos.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Biblioteca Central Orlando Teixeira (BCOT)
Setor de Informação e Referência (SIR)

J963 JUNIOR, JAYRO COSME GUIMARÃES VASCONCELOS .
 ANÁLISE DE AÇÕES DINÂMICAS QUE INFLUENCIAM NO
COLAPSO PROGRESSIVO EM ESTRUTURAS / JAYRO COSME
GUIMARÃES VASCONCELOS JUNIOR. - 2018.
 130 f. : il.

Orientador: GILVAN BEZERRA DOS SANTOS JUNIOR.
Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de , 2018.

1. Cargas de impacto. 2. Ações excepcionais. 3.
Método dos elementos finitos.. I. JUNIOR, GILVAN
BEZERRA DOS SANTOS , orient. II. Título.

Setor de Informação e Referência
Bibliotecário-Documentalista
Nome do profissional, Bib. Me. (CRB-15/10.000)

DEDICATÓRIA

A todos que acreditaram que eu poderia vencer
mais essa etapa em minha vida, em especial a
minha família.

*“Uma jornada de duzentos quilômetros começa
com um simples passo”*

(Provérbio Chinês)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por ter me dado saúde e paciência para superar as dificuldades. A minha mãe Marluce, minha irmã Nárgela e ao meu pai Jayro, que sempre me deram força, conselhos e amor independentemente da distância que nos separa. Ao meu orientador Gilvan Bezerra dos Santos Junior, pelas sugestões ao meu trabalho e pelas valiosas contribuições. A minha família que me acolheu aqui em Caraúbas. A minha namorada Graziela que sempre me traz muita alegria e carinho. Aos amigos de Rondônia, principalmente ao amigo e irmão Murilo Pelozato, que sempre acreditou na minha capacidade. Aos meus amigos Raimundo Miguel e Lucas Lourenço, que sempre me ajudaram de forma positiva nos momentos que pensei em desistir.

.

RESUMO

Devido a ocorrência de vários acidentes envolvendo estruturas que foram submetidas a ações dinâmicas e com isso chegaram ao colapso progressivo parcial ou total, despertou-se a necessidade de realizar estudos mais profundos sobre o comportamento estrutural não estáticos, ou seja, cargas dinâmicas que são variáveis no tempo. O presente trabalho trata de mostrar os tipos de ações dinâmicas e com isso fazer análises numéricas feitas por meio do Método dos Elementos Finitos, para verificar o comportamento ao longo do tempo dos diagramas de momento fletor, esforço cortante, força axial e deslocamento de uma estrutura submetida a ações dinâmicas que dependendo de sua magnitude podem levar a mesma ao colapso progressivo. A primeira parte do estudo é dividida em duas situações, a primeira é uma análise feita pela aplicação de uma carga de impacto de curta duração gerada por um veículo com velocidade de 36 km/h que se colidiu com um dos elementos que constitui a estrutura e a segunda é com uma velocidade de 60 km/h. A segunda parte do estudo é uma análise feita com dois tipos de cargas explosivas, a primeira observação foi feita com uma carga de 5 kg de TNT e a segunda com 60 kg de TNT. As respostas são obtidas pela comparação de cada caso e observação do comportamento que a estrutura terá no tempo mais crítico, isto é, no tempo 0,2 segundos para impacto veicular e 0,4ms para cargas explosivas. Para o caso de impacto veicular os valores nos diagramas no tempo crítico foram os mais elevados tendo acréscimo de até 123%. Já, para a análise com explosivos o tempo crítico apresentou acréscimos de até 280%. Com esses valores máximos são calculadas áreas de aço adicionais para que a estrutura não tenha danos significativos devido a uma ação dinâmica, porém deve-se levar em consideração a viabilidade desse acréscimo no elemento. Por fim, o trabalho mostra que essas considerações envolvendo ações dinâmicas devem ser consideradas ainda na etapa de análise estrutural e por meio desses estudos feitos com a utilização de ferramentas computacionais, se torna mais fácil para os engenheiros da área a elaboração de um método que evite ou corrija algum dano estrutural que possa acarretar em colapso parcial ou total de uma edificação.

Palavras-chave: Cargas de impacto. Ações excepcionais. Método dos elementos finitos.

ABSTRACT

Due to the occurrence of several accidents involving structures that were submitted to dynamic actions and with this they arrived at partial or total progressive collapse, the need to carry out deeper studies on non-static structural behavior, that is, dynamic loads that are variable in time. The present work tries to show the types of dynamic actions and to do numerical analysis done through the Finite Element Method to verify the behavior over time of the diagrams of bending moment, shear stress, axial force and displacement of a structure subjected to dynamic actions that depending on its magnitude can lead to progressive collapse. The first part of the study is divided into two situations, the first situation being an analysis made by the application of a short-duration impact load generated by a vehicle with a speed of 36 km / h that collided with one of the elements that make up the structure and the second is with a speed of 60 km / h. The second part of the study is an analysis made with two types of explosive charges, ie the first observation was made with a load of 5 kg of TNT and the second with 60 kg of TNT. The responses are obtained by comparing each case and observing the behavior that the structure will have at the most critical time, that is, in time 0.2 seconds for vehicular impact and 0.4ms for explosive charges. For the case of vehicle impact, the values in the diagrams in the critical time were the highest having an increase of up to 123%. For the analysis with explosives, the critical time presented increases of up to 280%. With these maximum values are calculated areas of additional steel so that the structure does not have significant damages due to a dynamic action, however one must take into account the feasibility of this increase in the element. Finally, the work shows that these considerations involving dynamic actions must be taken into account even in the structural calculation and through these studies made with the use of computational tools, it becomes easier for the engineers of the area to elaborate a method that avoid or correct any structural damage that could lead to partial or total collapse of a building

Key words: Impact loads. Exceptional actions. Finite element method.

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

ε	-Deformação
$d\varepsilon$	-Variação da deformação
dt	-Variação do tempo
M	-Matriz de massa
$\ddot{U}$	- Aceleração total
C	-Matriz de amortecimento
$\dot{U}$	-Velocidade
U	-Deslocamento total
F	- Forças globais aplicadas
F_i	- Forças internas
R_t	-Vetor de força externas
$m. \ddot{u}(t)$	-Força de inércia
$c. \dot{u}(t)$	-Força de amortecimento
$k.u(t)$	-Força elástica
δu	- Deslocamentos virtuais
$\delta \varepsilon$	- Deformações virtuais
σ	- Tensões no elemento em equilíbrio
ρ	- Massa por unidade de volume
H1, H2 e H3	-Funções de interpolação
B	-Matriz de deformação-deslocamento
M^e	- Matriz de massa consistente do elemento
C^e	-Matriz de amortecimento viscoso
$P_i(t)$	-Carga espacial
$F_i(t)$	-Função de tempo
F_d	- Combinação última
F_{gk}	-Ações permanentes diretas
$F_{\varepsilon k}$	-Ações indiretas permanentes com a retração
$F_{\varepsilon gk}$	- Variáveis como a temperatura
F_{qk}	-Ações variáveis diretas
DEAD	-Peso próprio
P_o	-Sobrepessão
t_d	-Tempo de duração
t_a	-Tempo de chegada
Z	-Distância em escala
R	-Distância do epicentro até o ponto de referencia
TNT	-Trinitrotolueno
W	-Massa do explosivo

qs	-Pressão dinâmica
patm	-Pressão atmosférica
Fratm	-Força resultante da pressão atmosférica
Afacepilar	-Área da face do pilar
P	-Pilar
V	-Viga
ELU	-Estado limite ultimo
WTC	-World Trade Center

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - MODELO DE PRÉDIO POSSUINDO PILOTIS.	21
FIGURA 2 - EXEMPLO DE IMPACTO POR COLISÃO: INSTANTE ANTES DO ACIDENTE.	21
FIGURA 3 - EXEMPLO DE IMPACTO POR COLISÃO: INSTANTE DO CHOQUE DO VEÍCULO COM O PILAR P-3.	22
FIGURA 4 - EXEMPLO DE IMPACTO POR COLISÃO: OCORRÊNCIA DO COLAPSO PROGRESSIVO.	22
FIGURA 5 - EXEMPLO DE COLAPSO TIPO PANQUECA: PERDA DE RESISTÊNCIA DO PILAR.	25
FIGURA 6 - EXEMPLO DE COLAPSO TIPO PANQUECA: TRANSFORMAÇÃO DA ENERGIA POTENCIAL EM ENERGIA CINÉTICA.	26
FIGURA 7 - EXEMPLO DE COLAPSO TIPO PANQUECA: EXCESSO DE CARGA NOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA ABAIXO DO COLAPSO INICIAL.	26
FIGURA 8 - EXEMPLO DE COLAPSO TIPO PANQUECA: A PROGRESSÃO DO COLAPSO.	26
FIGURA 9 - PONTE TACOMA NARROWS.	27
FIGURA 10 – EXEMPLO COLAPSO DO TIPO ZÍPER: PERDA DE RESISTÊNCIA DO PILAR.	28
FIGURA 11 - EXEMPLO COLAPSO DO TIPO ZÍPER: AUMENTO DA CARGA NOS ELEMENTOS ADJACENTES.	28
FIGURA 12 - EXEMPLO COLAPSO DO TIPO ZÍPER: EXCESSO DE CARGA NOS PILARES, RESULTANDO NO COLAPSO PROGRESSIVO.	28
FIGURA 13 – EXEMPLO DE COLAPSO TIPO DOMINÓ: FALHA INICIAL E REDISTRIBUIÇÃO DE CARGA PARA O ELEMENTO ADJACENTE.	29
FIGURA 14 - EXEMPLO DE COLAPSO TIPO DOMINÓ: DESMORONAMENTO DOS PILARES.	30
FIGURA 15 - EXEMPLO DE COLAPSO TIPO DOMINÓ: COLAPSO PROGRESSIVO DEVIDO AO DERRUBAMENTO.	30
FIGURA 16 - EDIFÍCIO MURRAH - EUA 1995.	31
FIGURA 17 - COLAPSO PROGRESSIVO GERADO POR EXPLOSÃO NO EDIFÍCIO RONAN POINT.	32
FIGURA 18 - PLANOS DE TORRE COM NÚMEROS DE COLUNAS. WTC 1.	33
FIGURA 19 - PLANOS DE TORRE COM NÚMEROS DE COLUNAS. WTC 2.	33
FIGURA 20 - FURO DE ENTRADA DA AERONAVE NO LADO NORTE DO WTC 1, FOTOGRAFADO 30 s.	34
FIGURA 21 - IMPACTO IMINENTE DO UNITED AIRLINES FLIGHT 175 COM WTC 2.	34
FIGURA 22 - IMPACTO SIMULADO DO AMERICAN AIRLINES FLIGHT 11 COM WTC 1.	35
FIGURA 23 - DANO FACE AO SUL DO WTC 1 COM AS PRINCIPAIS POSIÇÕES DOS COMPONENTES DA AERONAVE MARCADAS.	35
FIGURA 24 - FOTOGRAFIA DO WTC 2 INCLINANDO-SE PARA O SUDESTE NO INÍCIO DO COLAPSO.	36
FIGURA 25 - DESTROÇOS DO EDIFÍCIO LIBERDADE.	37
FIGURA 26 - TETO DA AGÊNCIA CAI COM FORÇA DA EXPLOSÃO NA CIDADE DE AREZ/RN.	38
FIGURA 27 - DANOS PROVOCADOS NA AGENCIA DO BANCO DO BRASIL NA CIDADE DE CARAÚBAS – RN.	38
FIGURA 28 - DANOS PROVOCADOS NA AGENCIA DO BANCO DO BRADESCO NA CIDADE DE CARAÚBAS. – RN.	39
FIGURA 29 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS (PARA PROBLEMA PLANO).	40
FIGURA 30 - DIFERENTES TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS.	41
FIGURA 31 - ELEMENTO FINITO DE VIGA-COLUNA ADOTADO.	44
FIGURA 32 - ALTURA DOS PAVIMENTOS.	48
FIGURA 33 - QUANTIDADE E DIMENSÕES ENTRE EIXOS DOS PILARES.	49
FIGURA 34 - ORIENTAÇÃO DAS COORDENADAS.	50
FIGURA 35 - PROPRIEDADES DO CONCRETO C25.	50
FIGURA 36 - PROPRIEDADES DAS CONDIÇÕES DE APOIOS.	51
FIGURA 37 - CONDIÇÕES DE APOIO NA FACHADA FRONTAL.	51
FIGURA 38 - CONDIÇÕES DE APOIOS NA FACHADA LATERAL.	51
FIGURA 39 - PROPRIEDADES DOS PILARES.	52
FIGURA 40 - PROPRIEDADES DAS VIGAS.	52
FIGURA 41 - PROPRIEDADES DAS LAJES.	53
FIGURA 42 - FACHADA FRONTAL DA ESTRUTURA.	53
FIGURA 43 - FACHADA LATERAL DA ESTRUTURA.	54
FIGURA 44 - ESTRUTURA COMPLETA EM 3D.	54

FIGURA 45 - DEFINIÇÃO DA FUNÇÃO TIME HISTORY.....	56
FIGURA 46 - CONFIGURAÇÃO DA FUNÇÃO COM VELOCIDADE DE 36 KM/H.....	57
FIGURA 47 - CONFIGURAÇÃO DA FUNÇÃO COM VELOCIDADE DE 60 KM/H.....	58
FIGURA 48 - DEFINIÇÃO DOS CASOS DE CARGAS.....	59
FIGURA 49 - COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO (ELU).	59
FIGURA 50 - CONFIGURAÇÃO DO LOAD CASE.....	61
FIGURA 51 - GRÁFICO DA PRESSÃO EM FUNÇÃO DO TEMPO TÍPICA PARA UMA ONDA DE CHOQUE.	61
FIGURA 52 - FUNÇÃO DA EXPLOSÃO PEQUENA.....	65
FIGURA 53 - IMPACTO NO PILAR 11.....	67
FIGURA 54 - MOMENTO 2-2, TEMPO 0,0s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN.M)	68
FIGURA 55 - MOMENTO 2-2, TEMPO 0,1s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN.M)	68
FIGURA 56 - DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA NO TEMPO 0,1s. IMPACTO A 36 KM/H.....	69
FIGURA 57 - MOMENTO 2-2, TEMPO 0,2s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN.M)	69
FIGURA 58 - DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA NO TEMPO 0,2s. IMPACTO A 36 KM/H.....	70
FIGURA 59 - MOMENTO 2-2, TEMPO 0,5s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN.M)	70
FIGURA 60 - DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA NO TEMPO 0,5s. IMPACTO A 36 KM/H.....	71
FIGURA 61 - MOMENTO 2-2, TEMPO 1,0s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN.M)	71
FIGURA 62 - DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA NO TEMPO 1,0s. IMPACTO A 36 KM/H.....	72
FIGURA 63 - MOMENTO 3-3 NA FACE LATERAL DIREITA DA ESTRUTURA, TEMPO 0,0s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN.M)	73
FIGURA 64 - MOMENTO 3-3 NA FACE LATERAL DIREITA DA ESTRUTURA, TEMPO 0,1s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN.M)	73
FIGURA 65 - DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA NO TEMPO 0,1s. IMPACTO A 36 KM/H.....	74
FIGURA 66 - MOMENTO 3-3 NA FACE LATERAL DIREITA DA ESTRUTURA, TEMPO 0,2s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN.M)	74
FIGURA 67 - DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA NO TEMPO 0,2s. IMPACTO A 36 KM/H.....	75
FIGURA 68 - MOMENTO 3-3 NA FACE LATERAL DIREITA DA ESTRUTURA, TEMPO 0,5s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN.M)	75
FIGURA 69 - DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA NO TEMPO 0,5s. IMPACTO A 36 KM/H. IMPACTO A 36 KM/H.....	76
FIGURA 70 - MOMENTO 3-3 NA FACE LATERAL DIREITA DA ESTRUTURA, TEMPO 1,0s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN.M)	76
FIGURA 71 - DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA NO TEMPO 1,0s. IMPACTO A 36 KM/H.....	77
FIGURA 72 - DIAGRAMA DE FORÇA AXIAL NO TEMPO 0,0s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	77
FIGURA 73 - DIAGRAMA DE FORÇA AXIAL NO TEMPO 0,1s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	78
FIGURA 74 - DIAGRAMA DE FORÇA AXIAL NO TEMPO 0,2s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	78
FIGURA 75 - DIAGRAMA DE FORÇA AXIAL NO TEMPO 0,5s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	79
FIGURA 76 - DIAGRAMA DE FORÇA AXIAL NO TEMPO 1,0s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	79
FIGURA 77 - CORTANTE NO TEMPO 0,0s E 2,0s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN)	80
FIGURA 78 - CORTANTE NA FACE LATERAL DIREITA, TEMPO 0,0s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	80
FIGURA 79 - CORTANTE NA FACE LATERAL DIREITA, TEMPO 0,1s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	81
FIGURA 80 - CORTANTE NA FACE LATERAL DIREITA, TEMPO 0,2s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	81
FIGURA 81 - CORTANTE NA FACE LATERAL DIREITA, TEMPO 0,5s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	82
FIGURA 82 - CORTANTE NA FACE LATERAL DIREITA, TEMPO 1,0s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	82
FIGURA 83 - CORTANTE 3-3 NA FACE FRONTAL, TEMPO 0,0s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	83
FIGURA 84 - CORTANTE 3-3 NA FACE FRONTAL, TEMPO 0,1s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	84
FIGURA 85 - CORTANTE 3-3 NA FACE FRONTAL, TEMPO 0,2s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	84
FIGURA 86 - CORTANTE 3-3 NA FACE FRONTAL, TEMPO 0,5s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	85
FIGURA 87 - CORTANTE 3-3 NA FACE FRONTAL, TEMPO 2,0s. IMPACTO A 36 KM/H. (kN).....	85
FIGURA 88 - MOMENTO FLETOR 2-2 NA FACE FRONTAL, TEMPO 0,0s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN.M).....	86
FIGURA 89 - MOMENTO FLETOR 2-2 NA FACE FRONTAL, TEMPO 0,1s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN.M).....	87
FIGURA 90 - DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA NO TEMPO 0,1s. IMPACTO A 60 KM/H.....	87
FIGURA 91 - MOMENTO FLETOR 2-2 NA FACE FRONTAL, TEMPO 0,2s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN.M).....	88
FIGURA 92 - DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA NO TEMPO 0,2s. IMPACTO A 60 KM/H.....	88

FIGURA 93 - MOMENTO FLETOR 2-2 NA FACE FRONTAL, TEMPO 1,0s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN.M).....	89
FIGURA 94 - DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA NO TEMPO 1,0s. IMPACTO A 60 KM/H.	89
FIGURA 95 -MOMENTO FLETOR 3-3 NA FACE LATERAL DA ESTRUTURA, TEMPO 0,0s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN.M).	90
FIGURA 96 - MOMENTO FLETOR 3-3 NA FACE LATERAL DA ESTRUTURA, TEMPO 0,1s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN.M)	91
FIGURA 97 - MOMENTO FLETOR 3-3 NA FACE LATERAL DA ESTRUTURA, TEMPO 0,2s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN.M)	91
FIGURA 98 - MOMENTO FLETOR 3-3 NA FACE LATERAL DA ESTRUTURA, TEMPO 1,0s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN.M)	92
FIGURA 99 - DIAGRAMA DE FORÇA AXIAL NO TEMPO 0,0s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN).....	92
FIGURA 100 - DIAGRAMA DE FORÇA AXIAL NO TEMPO 0,1s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN).....	93
FIGURA 101 - DIAGRAMA DE FORÇA AXIAL NO TEMPO 0,2s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN).....	93
FIGURA 102 - DIAGRAMA DE FORÇA AXIAL NO TEMPO 1,0s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN).....	94
FIGURA 103 - CORTANTE (2-2) NA FACE LATERAL DIREITA, TEMPO 0,0s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN)	94
FIGURA 104 - CORTANTE NA FACE LATERAL DIREITA, TEMPO 0,1s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN).....	95
FIGURA 105 - CORTANTE NA FACE LATERAL DIREITA, TEMPO 0,2s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN).....	95
FIGURA 106 - CORTANTE NA FACE LATERAL DIREITA, TEMPO 1,0s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN).....	96
FIGURA 107 - CORTANTE 3-3 NA FACE FRONTAL, TEMPO 0,0s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN)	96
FIGURA 108 - CORTANTE 3-3 NA FACE FRONTAL DA ESTRUTURA, TEMPO 0,1s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN)	97
FIGURA 109 - CORTANTE 3-3 NA FACE FRONTAL DA ESTRUTURA, TEMPO 0,2s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN)	97
FIGURA 110 - CORTANTE 3-3 NA FACE FRONTAL DA ESTRUTURA, TEMPO 1,0s. IMPACTO A 60 KM/H. (kN)	98
FIGURA 111 - EXPLOSIVO DANIFICANDO O PILAR 8.	98
FIGURA 112 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 2-2, TEMPO 0,0s. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN.M) ..	99
FIGURA 113 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 2-2, TEMPO 0,1ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN.M) ..	99
FIGURA 114 - DESLOCAMENTO NO TEMPO 0,1s. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT.....	100
FIGURA 115 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 2-2, TEMPO 0,2ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT.	100
FIGURA 116 - DESLOCAMENTO NO TEMPO 0,2s. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT.....	101
FIGURA 117 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 2-2, TEMPO 0,4ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN.M)	101
FIGURA 118 - DESLOCAMENTO NO TEMPO 0,4s. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT.....	102
FIGURA 119 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 3-3, TEMPO 0,0s. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN.M) ..	102
FIGURA 120 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 3-3, TEMPO 0,1ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN.M)	103
FIGURA 121 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 3-3, TEMPO 0,2ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN.M)	103
FIGURA 122 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 3-3, TEMPO 0,4ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN.M)	104
FIGURA 123 - FORÇA AXIAL NOS TEMPOS 0,0 e 0,4ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN)	104
FIGURA 124 - CORTANTE NO TEMPO 0,0ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN)	105
FIGURA 125 - CORTANTE NO TEMPO 0,1ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN)	105
FIGURA 126 - CORTANTE NO TEMPO 0,2ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN)	106
FIGURA 127 - CORTANTE NO TEMPO 0,4ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN)	106
FIGURA 128 - CORTANTE 3-3 NO TEMPO 0,0ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN)	107
FIGURA 129 - CORTANTE 3-3 NO TEMPO 0,1ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN)	107
FIGURA 130 - CORTANTE 3-3 NO TEMPO 0,2ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN)	108
FIGURA 131 - CORTANTE 3-3 NO TEMPO 0,4ms. EXPLOSÃO COM 5 KG DE TNT. (kN)	108
FIGURA 132 - PILAR 8 AFETADO PELO EXPLOSIVO.	109
FIGURA 133 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 2-2, TEMPO 0,0s. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN.M) ..	109
FIGURA 134 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 2-2, TEMPO 0,1s. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN.M)	110
FIGURA 135 - DESLOCAMENTO NO TEMPO 0,1s. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT.....	110

FIGURA 136 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 2-2, TEMPO 0,2s. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN.M)	111
FIGURA 137 - DESLOCAMENTO NO TEMPO 0,2MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT.	111
FIGURA 138 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 2-2, TEMPO 0,4MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN.M)	112
FIGURA 139 - DESLOCAMENTO NO TEMPO 0,4MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT.	112
FIGURA 140 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 3-3, TEMPO 0,0MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN.M)	113
FIGURA 141 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 3-3, TEMPO 0,1MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN.M)	113
FIGURA 142 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 3-3, TEMPO 0,2MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN.M)	114
FIGURA 143 - MOMENTO FLETOR NAS COORDENADAS 3-3, TEMPO 0,4MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN.M)	114
FIGURA 144 - FORÇA AXIAL NOS TEMPOS 0,0 E 0,4MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN)	115
FIGURA 145 – CORTANTE (2-2) NO TEMPO 0,0MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN)	115
FIGURA 146 - CORTANTE NO TEMPO 0,1MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN)	116
FIGURA 147 - CORTANTE NO TEMPO 0,2MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN)	116
FIGURA 148 - CORTANTE NO TEMPO 0,4MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN)	117
FIGURA 149 - CORTANTE 3-3 NO TEMPO 0,0MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN)	117
FIGURA 150 - CORTANTE 3-3 NO TEMPO 0,1MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN)	118
FIGURA 151 - CORTANTE 3-3 NO TEMPO 0,2MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN)	118
FIGURA 152 - CORTANTE 3-3 NO TEMPO 0,4MS. EXPLOSÃO COM 60 KG DE TNT. (kN)	119
FIGURA 153 - ÁREA DE AÇO ADICIONAL PARA O CASO DE IMPACTO A 36 KM/H.	121
FIGURA 154 – ÁREA DE AÇO ADICIONAL PARA O CASO DE IMPACTO A 60 KM/H.	121
FIGURA 155 - ÁREA DE AÇO ADICIONAL PARA EXPLOSÃO DE 5 KG DE TNT.	122
FIGURA 156 - ÁREA DE AÇO ADICIONAL PARA EXPLOSÃO DE 60 KG DE TNT.	122

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
1.1. OBJETIVOS	17
1.1.1. Objetivo Geral	17
1.1.2. Objetivos Específicos.....	17
2. REVISÃO DA LITERATURA.....	18
2.1. CARGA DINÂMICA DE IMPACTO DE CURTA DURAÇÃO.....	18
2.2. EXPLOSÕES.....	19
2.3. IMPACTO GERADO POR COLISÕES.....	21
2.4. COLAPSO PROGRESSIVO	22
2.4.1. Causas do Colapso Progressivo.....	24
2.4.2. Tipos de colapso progressivo	25
2.5. PRINCIPAIS CASOS DE COLAPSO PROGRESSIVO	31
2.5.1. Ronan Point.	31
2.5.2. Colapso do World Trade Center.....	32
2.5.3. Edifício Liberdade.....	36
2.5.4. Explosão do banco da cidade de Arez – RN.....	37
2.5.5. Explosão das agências bancárias da cidade de Caraúbas – RN.	38
2.6. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.	39
2.6.1. Ideia básica do Método dos Elementos Finitos.	40
2.6.2. Análise Dinâmica de Sistemas Estruturais com o método dos elementos finitos.	41
2.6.3. Formulação básica do elemento finito.	42
3. METODOLOGIA	47
3.1. CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA.....	47
3.2. ETAPAS OPERACIONAIS DO ESTUDO.	47
3.3. CARACTERÍSTICAS DO MODELO ESTRUTURAL.	47
3.4. MODELAGEM ESTRUTURAL NO SAP2000.	49
3.5. CONFIGURAÇÕES DAS FUNÇÕES PARA SIMULAR O CARREGAMENTO.....	55
3.5.1. Impacto veicular.....	55
3.5.2. Explosão.	61
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	67
4.1. IMPACTO VEICULAR NO PILAR 11 COM VELOCIDADE DE 36 KM/H.....	67
4.1.1. Momento 2-2.....	68
4.1.2. Momento fletor 3-3 na face lateral direita.	72
4.1.3. Força axial.....	77
4.1.4. Cortante 2-2 na face frontal da estrutura.	79
4.1.5. Cortante 3-3 na face lateral direita da estrutura.....	80
4.1.6. Cortante 3-3 na face frontal da estrutura	83
4.2. IMPACTO VEICULAR NO PILAR 11 COM VELOCIDADE DE 60 KM/H.....	86
4.2.1. Momento fletor 2-2 na face frontal da estrutura.	86
4.2.2. Momento fletor 3-3 na face lateral da estrutura.....	90
4.2.3. Força axial.....	92
4.2.4. Cortante 2-2 na face lateral direita da estrutura.....	94
4.2.5. Cortante 3-3 na face frontal da estrutura.	96
4.3. EXPLOSÃO COM CARGA DE 5 KG DE TNT NO PRIMEIRO PAVIMENTO.....	98
4.3.1. Momento fletor 2-2 no corte 3.	99
4.3.2. Momento fletor 3-3 no corte 3.	102
4.3.3. Força axial.....	104

4.3.4.	Cortante 2-2 no corte 3.	105
4.3.5.	Cortante 3-3 no corte 3.	107
4.4.	EXPLOSÃO COM CARGA DE 60 KG DE TNT NO PRIMEIRO PAVIMENTO.	109
4.4.1.	Momento fletor 2-2 no corte 3.	109
4.4.2.	Momento fletor 3-3 no corte 3.	112
4.4.3.	Força Axial.	115
4.4.4.	Cortante 2-2 no corte 3.	115
4.4.5.	Cortante 3-3 no corte 3.	117
4.5.	COMPARAÇÕES ENTRE AS COLISÕES.	119
4.6.	COMPARAÇÕES ENTRE AS EXPLOSÕES.	120
4.7.	ÁREA DE AÇO ADICIONAL PARA O PIOR CASO DE IMPACTO.	120
4.7.1.	Impacto com velocidade de 36 Km/h no pilar 11.	120
4.7.2.	Impacto com velocidade de 60 Km/h no pilar 11.	121
4.8.	ÁREA DE AÇO ADICIONAL PARA EXPLOSÃO.	122
4.8.1.	Explosão com 5 Kg de TNT.	122
4.8.2.	Explosão com 60 Kg de TNT.	122
5.	CONCLUSÃO	123
6.	REFERÊNCIAS	127

1. INTRODUÇÃO

Diante do desenvolvimento da engenharia civil, percebe-se estruturas feitas pelo homem, onde as mesmas necessitam apresentar segurança e conforto para seus usuários, diante disso, é importante saber o comportamento estrutural dessas edificações quando submetida a cargas dinâmicas de impacto de curta duração. Este é um ponto crucial e deve ser considerado nos projetos, pois os comportamentos ditos como não estáticos nas estruturas, ou seja, as ações são variáveis no tempo, necessitam na realidade de análises dinâmicas.

Essas análises nos fornecem a resposta estrutural, quando a edificação é submetida a um impacto que geram cargas com variação ao longo do tempo. É importante a consideração dessas ações, pois caso contrário, pode haver danos estruturais, acarretando problemas, como por exemplo, o colapso progressivo.

Vários incidentes fatais aconteceram nos últimos anos envolvendo edifícios que entraram em colapso parcial ou total. Esses incidentes foram ocasionados por ações dinâmicas, como por exemplo, ataques criminais, colisões acidentais, explosões, vibrações, entre outros.

Diante desses problemas acontecidos, os profissionais da área da construção civil buscam o aperfeiçoamento dos métodos tradicionais de elaboração de projetos estruturais, para que haja uma adequação no estudo de novas técnicas construtivas que apresentem melhores resultados quando se trata de ações dinâmicas de curta duração. Segundo Santos (2008), estudos experimentais e numéricos têm sido realizados com a finalidade de se estabelecer um procedimento racional para projetos de estruturas.

Dentro desse contexto, a informática disponibiliza métodos computacionais que nos fornecem dados estruturais mais confiáveis, referente a simulações em edifícios com uma maior probabilidade de sofrer danos ocasionados por cargas dinâmicas de impacto de curta duração. As análises feitas em edificações podem ser simuladas em softwares onde é apresentado o comportamento da estrutura.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Analisar através de simulações computacionais o comportamento de edifícios sujeitos a cargas dinâmicas de impacto de curta duração, visando desenvolver uma solução que previna a ocorrência do colapso progressivo.

1.1.2. Objetivos Específicos

Para cumprir o objetivo geral tem-se os seguintes objetivos específicos:

- Analisar e conhecer os tipos de ações dinâmicas de impacto.
- Analisar e conhecer o comportamento de sistemas estruturais diante de uma falha estrutural, bem como a falta de um elemento que a compõem, ocasionando ou não o colapso da estrutura;
- Desenvolver e apresentar simulações com base no método dos elementos finitos no programa SAP2000;

2. REVISÃO DA LITERATURA

Quando falamos em estruturas, nos referimos de como algo está construído, ou seja, ter condições de sustentação. O estudo de Rebello (2000), diz que a estrutura é análoga ao esqueleto humano, pois é um conjunto de elementos que juntos, estabelecem a função de sustentação, podendo ser permanente ou não.

Com a possibilidade de ocorrência de ações indesejáveis, ou seja, cargas dinâmicas, a infraestrutura em todo mundo tornou-se mais vulnerável a acidentes que podem acarretar em problemas estruturais. A crescente ameaça criminal, a proliferação de armas, explosões, colisões acidentais e vibrações de equipamentos são fatores preocupantes, pois estes danos podem provocar o colapso parcial ou total das edificações.

Diante desses problemas, há a necessidade de se estudar todos os fatores que integra uma estrutura, ou seja, tem-se que observar os materiais que vão participar da composição estrutural. Botelho (1998), diz que a edificação receberá cargas e com isso, sofrerá esforços apresentando deformações. Daí nasce a importância do estudo da Resistência dos Materiais.

A grande diversidade de fatores que podem ocasionar problemas nas edificações é bastante preocupante, com isso, também se deve aprofundar nos estudos sobre as cargas dinâmicas de curta duração que podem trazer danos estruturais, sendo um deles o colapso progressivo, que basicamente é a propagação de um dano local passando de elemento a elemento estrutural.

2.1. CARGA DINÂMICA DE IMPACTO DE CURTA DURAÇÃO.

Quando uma estrutura é submetida a um impacto ela apresentará certo comportamento mecânico, com isso, deve-se ter conhecimento dos conceitos básicos que regem os fenômenos envolvidos com tal carregamento, para que possa prever o comportamento que a estrutura irá apresentar diante de tal contrariedade.

Segundo Beer e Staab (2006), uma colisão entre dois corpos, que ocorre em um intervalo de tempo muito pequeno, e durante o qual os dois corpos exercem forças relativamente grandes, um sobre o outro, é denominada Impacto.

Segundo Alves (2009), toda estrutura está sujeita a dois tipos de carregamento, que se classifica em estático e dinâmico. Em definição aos carregamentos, Azevedo (2013) diz que quando uma carga é aplicada gradativamente e em seguida permanece sem variações de

intensidade, ou seja, permanecendo constante ao longo do tempo, pode ser classificada como carregamento estático. Santos (2008) cita que quando a taxa de aplicação de um carregamento é considerada pequena, classifica o carregamento como quase-estático ou simplesmente estático.

Já sobre o carregamento dinâmico Azevedo (2013) fala que o tempo é uma variável a ser considerada na aplicação das cargas, ou seja, o módulo do carregamento pode variar de acordo com o tempo.

Santos (2008) cita duas diferenças entre carregamento estático e dinâmico, a primeira delas é a variação de força e resposta de acordo com tempo. A segunda diferença é que o sistema altera sua posição cinemática produzindo forças de inércia para manter o equilíbrio.

No estudo abordado por Santos (2008), também diz que o carregamento de impacto é um carregamento dinâmico, e que a taxa de carregamento é quase imediata, e as forças de amortecimento não são suficientes para dissipar quantidade significativa de energia. A resposta da estrutura depende de alguns fatores como a rigidez da estrutura e do contato, energia de impacto e propriedade dos materiais.

Segundo Alves (2009), o impacto pode ser classificado de acordo com a taxa de deformação provocada na estrutura. A taxa de deformação é definida como a derivada do deslocamento sobre a derivada temporal e é calculada pela seguinte equação 2.1:

$$\varepsilon = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (2.1)$$

2.2. EXPLOSÕES.

Na revisão de Neto (2015), as explosões são fenômenos caracterizados por uma liberação repentina de energia e podem ocasionar grandes desastres. As explosões costumam ser classificadas de acordo com a sua natureza em três tipos: mecânicas, químicas e nucleares.

As explosões mecânicas são caracterizadas por uma liberação repentina de energia devido a grandes diferenciais de pressão como, por exemplo, a que ocorre quando acontece a ruptura de um recipiente de gases comprimidos (NETO, 2015).

As explosões químicas são oriundas das reações físico-químicas de combustão nas quais a liberação súbita de energia é proveniente de uma velocidade de reação extremamente alta e, como produto, altas pressões e elevações bruscas de temperatura são geradas (NETO, 2015).

As explosões nucleares são responsáveis por liberações de grandes quantidades de energias caloríficas e de radiação, além de serem responsáveis por ondas de choque extremamente poderosas. Estas são geradas a partir dos processos de fissão ou fusão nuclear, onde são responsáveis pela criação de partículas α e β além de raios X e gama. As temperaturas geradas no epicentro podem superar dezenas de milhares de graus. As explosões nucleares 12 apresentam o maior potencial destrutivo dentre os tipos apresentados, entre outros fatores, por apresentar uma maior relação de energia liberada por massa de explosivo do que os demais (NETO, 2015).

Acidentes envolvendo explosões ou mesmo utilização destas para fins de demolição vêm fazendo com que o estudo do fenômeno e das ondas de choque ganhe cada vez mais importância.

Kinney e Graham (1985) citam que o fenômeno explosão é de tamanha importância, podendo ser usados para fins construtivos, mas também para fins malevolentes como ataques criminais. Os edifícios públicos e militares são os mais propensos a esses tipos de ataques.

No Brasil, a consequência da falta de segurança, está afetando vários prédios em pequenos e grandes municípios, pois várias agências bancárias tiveram suas estruturas danificadas, já que os mesmos foram alvo de explosões efetuadas por quadrilhas de roubos.

Um fato que também preocupa os engenheiros, são as instalações de gás e cozinhas industriais que são dimensionados e instalados nos edifícios, com isso, há certo risco que se deve levar em conta, pois qualquer erro de dimensionamento ou vazamento pode gerar grandes explosões, como consequência disso, pode ocasionar danos fatais à estrutura, ou seja, levar a estrutura ao colapso progressivo.

Para que tudo isso seja evitado, é preciso executar a instalação de gás de acordo com um projeto que foi estudado e elaborado em conformidade com as normas necessárias para a seguinte situação, ainda assim, mesmo seguindo os parâmetros do projeto é preciso tomar precauções em caso de explosões devido à utilização dos equipamentos.

2.3. IMPACTO GERADO POR COLISÕES.

Muitos prédios são elaborados para que o pavimento térreo tenha a finalidade de estacionamento, e muitos desses edifícios, como shoppings, mercados, estádios usam o chamado “pilotis”, que são colunas de sustentação do prédio, onde a parte térrea fica livre para a circulação de carros ou área de lazer, como mostra a Figura 1

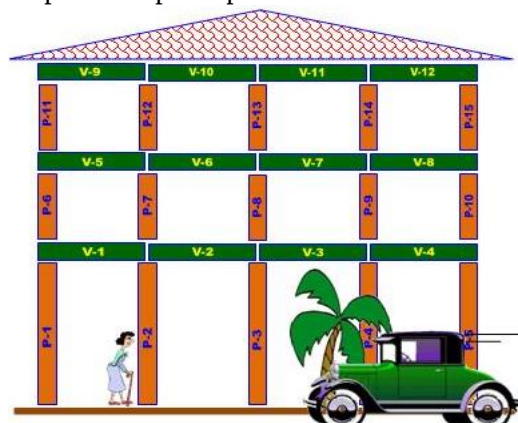
Figura 1 - Modelo de prédio possuindo pilotis.



FONTE: Revista teto (2016).

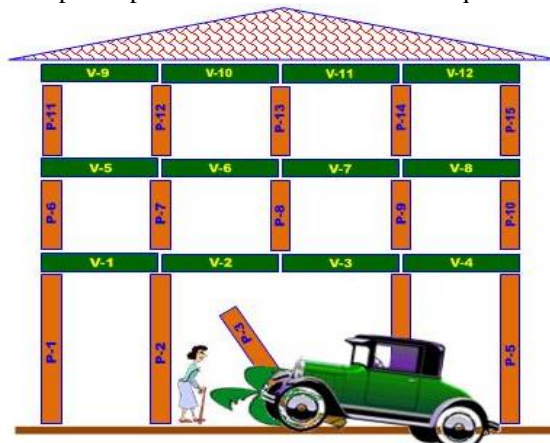
A grande probabilidade de ocorrência de impacto ocasionado por choque de veículos em alguma coluna gera a preocupação no comprometimento da estrutura. A intensidade vai variar de acordo com a velocidade e peso do veículo. As Figuras 2, 3 e 4 mostram o que pode acontecer na ocorrência de choques veiculares contra pilares.

Figura 2 - Exemplo de impacto por colisão: Instante antes do acidente.



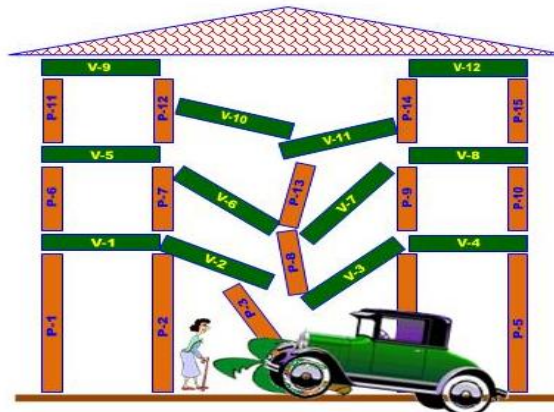
FONTE: Concreto (2012).

Figura 3 - Exemplo de impacto por colisão: Instante do choque do veículo com o pilar P-3.



FONTE: Concreto (2012).

Figura 4 - Exemplo de impacto por colisão: Ocorrência do colapso progressivo.



FONTE: Concreto (2012).

Após a colisão do veículo, o pilar 3 foi danificado com a intensidade do impacto, isso levou ao colapso progressivo parte da estrutura e fragilizando o resto. Na elaboração de projetos é importante prever certos tipos de cargas que podem ser aplicadas, com isso, podendo evitar prejuízos estruturais.

Jones (1997), diz que o impacto também pode ser classificado como impacto de baixa e de alta velocidade. No mesmo estudo classifica o impacto como quase estático de baixa velocidade quando vai até 36 km/h e dinâmico de alta velocidade quando é maior que 36 km/h.

O colapso estrutural pode ser ocasionado por vários fatores, sua intensidade vai variar de acordo com a grandeza do impacto gerado. É difícil prever um acidente, mas a aplicações de métodos que possa evitar danos provenientes de certos impactos, podem ser elaborados e aplicados na estrutura.

2.4. COLAPSO PROGRESSIVO

Diante das circunstâncias, há uma probabilidade de danos estruturais ocasionadas por forças dinâmicas de impacto gerando o colapso parcial ou total de uma estrutura, mesmo não podendo prever tal ocorrência. Sessa (2017) diz em seu estudo que o colapso pode ocorrer em situações excepcionais que não podem ser previstas, como por exemplo, explosão causada por gás e bombas, colisão de automóveis e aviões, incêndios e ações ambientais extremas.

O autor fala também que erros de projetos também pode ocasionar colapso, ou seja, as estruturas ainda em execução podem ser afetadas por erros de projeto e de construção, além de ações variáveis temporárias excessivas não previstas nos projetos.

Entre estas razões, Canisius (2011) fala de modo geral que houve um grande número de mortes e lesões em relação a ataques terroristas e acidentes não intencionais, e a maldade dos ataques, a natureza icônica dos edifícios colapsados, as emoções despertadas pela transmissão em tempo real dos desastres e os receios públicos que se estenderam ao futuro, despertou um maior interesse dos engenheiros estruturais para desenvolver estudos que possam prevenir essas ocorrências.

Ainda no estudo de Canisius (2011), o desastre do World Trade Center no dia 11 de setembro do ano de 2001, gerou maior interesse nos engenheiros devido às seguintes razões:

- Uma grande parcela de elementos da estrutura falhou nos dois edifícios quando houve o impacto dos aviões, mas a estrutura dos dois edifícios não colapsou imediatamente;
- Incêndios subsequentes causaram o colapso final de ambos os edifícios.

Uma série de fatores fez com que os engenheiros passassem a pensar sobre a robustez das estruturas. Canisius (2011), fala que esse novo interesse fez com que os engenheiros e reguladores em vários países consultassem:

- A adequação dos regulamentos nacionais de construção;
- Fortalecimento do conhecimento em relação a ataques maliciosos graves, levando em consideração impactos e explosões, em combinação ou não com outros perigos; e
- A percepção do público sobre questões relacionadas à segurança.

ASCE/SEI 7 (2010) define colapso progressivo como a propagação de uma falha local inicial passando de elemento para elemento, resultando eventualmente no colapso de uma estrutura inteira ou uma parte dela.

Martins (2003) definiu o colapso progressivo como, série de danos seguida de destruição de um ou mais elemento da estrutura principal.

O termo “colapso progressivo” é usado para identificar a propagação de uma ruptura inicial, localizada, de modo semelhante a uma reação em cadeia que conduz à ruptura parcial ou total de um edifício (LARANJEIRAS, 2011).

2.4.1. Causas do Colapso Progressivo

Os colapsos progressivos podem ocorrer em edifícios por diferentes causas, que incluem:

- Erros de projetos ou de construção;
- Ações variáveis abusivas;
- Ações excepcionais;

Os erros de projeto e de construção são os responsáveis pela maioria dos danos e colapsos nos edifícios usuais, e não a variabilidade das ações e das resistências, como se poderia supor (LARANJEIRAS, 2011).

Laranjeiras (2011), fala que erros de projeto acontecem mesmo quando os profissionais são bem qualificados, pois tais erros decorrem da nossa imperfeição humana, são difíceis de quantificar e não estão incluídos nos coeficientes parciais.

As ações variáveis abusivas pertencem à mesma categoria de danos causados por erros de projetos, pois o uso de carregamentos acima do originalmente previsto podem gerar problemas.

Laranjeiras (2011), cita que existe informações estatísticas sobre intensidade e incidência anual das ações excepcionais, tais como explosão de gás, explosão de bombas, colisão de veículos, colisão de aviões, ações ambientais extremas (tornados, por ex.), capazes de solicitar a estrutura além da envoltória de ações considerada em projeto.

2.4.2. Tipos de colapso progressivo

Com bases no estudo feito por Starossek (2007), pode-se observar diferentes mecanismos que dão origem ao colapso progressivo e propõe uma classificação baseada nestes conforme pode ser visto a seguir:

- Colapso do tipo panqueca:

Um exemplo que pode ser dado para esse tipo de colapso é o caso das torres do *World Trade Center* (WTC). Com o impacto dos aviões e os incêndios subsequentes iniciaram falhas locais nas áreas de impacto. A perda resultante na capacidade de suporte vertical foi limitada a alguns pavimentos, mas estendida sobre toda a seção transversal da respectiva torre. A parte superior da estrutura começou a se mover para baixo e acumulou energia cinética. A colisão subsequente com a parte inferior da estrutura, que ainda estava intacta, causou grandes forças de impacto que estavam muito além das capacidades de reserva da estrutura. Isso, por sua vez, levou à perda completa da capacidade de suporte vertical na área de impacto. A falha progrediu da mesma maneira e levou a um colapso total (STAROSSEK, 2007).

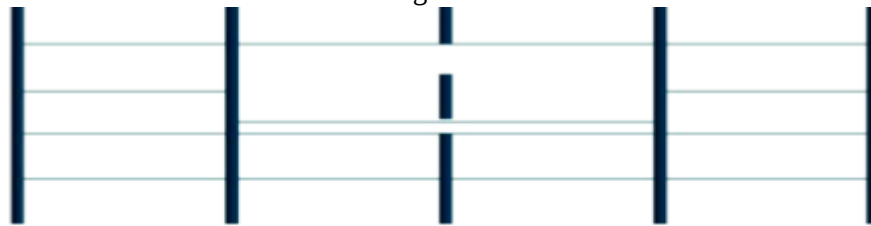
Pode-se entender que esse tipo de colapso é provocado por uma perda de capacidade parcial ou total de uma estrutura vertical, com isso, a perda de eficiência na parte superior de uma edificação pode fazer com que a laje superior venha a desabar imediatamente sobre a laje inferior e consequentemente cause o colapso dessa laje também devido ao excesso de carga. As Figuras 5, 6, 7 e 8 mostram a evolução do colapso progressivo do tipo panqueca.

Figura 5 - Exemplo de colapso tipo panqueca: perda de resistência do pilar.



FONTE: Kozlova, 2013.

Figura 6 - Exemplo de colapso tipo panqueca: transformação da energia potencial em energia cinética.



FONTE: Kozlova, 2013.

Figura 7 - Exemplo de colapso tipo panqueca: excesso de carga nos elementos da estrutura abaixo do colapso inicial.



FONTE: Kozlova, 2013.

Figura 8 - Exemplo de colapso tipo panqueca: a progressão do colapso.



FONTE: Kozlova, 2013.

- Colapso do tipo Zíper:

Tomando como exemplo o projeto de pontes estaiada em cabos, há exigências para que a ruptura súbita de um cabo não conduza à instabilidade estrutural e também especificação de uma carga correspondente em caso de "perda de cabo". Esse requisito se destina, entre outras coisas, para evitar um colapso semelhante ao zíper iniciado pela ruptura de um cabo e propagação por sobrecarga e ruptura de cabos adjacentes. Essa falha é visível no filme onde acontece o colapso da Ponte *Tacoma Narrows*, como mostrado na Figura 9.

Figura 9 - Ponte Tacoma Narrows.



FONTE: Zambotto (2015).

Depois que os primeiros cabos daquela ponte suspensa se soltaram devido a excessivas vibrações induzidas pelo vento, toda a viga caiu. Um tipo semelhante de falha pode ser imaginado em um muro de arrimo onde um colapso progressivo é possivelmente desencadeado pela falha de um ou alguns tirantes (STAROSSEK, 2007).

Partindo para um exemplo relacionado a estruturas de edifícios, Kozlova (2013), diz que este tipo de colapso é iniciado pela ruptura de um elemento e consequentemente há a propagação da sobrecarga para os elementos adjacentes. Algumas características deste tipo de colapso mostram-se com a redistribuição das cargas por caminhos de carga alternativos, por ocasião da perda de capacidade resistente de um elemento de forma repentina e da concentração de cargas estáticas e dinâmicas nos elementos adjacentes. A sequência deste tipo de colapso enumera-se nos itens seguintes e exemplifica-se nas Figuras 10, 11 e 12 a seguir:

1. Falha inicial de um ou mais elementos da estrutura;
2. Redistribuição da carga suportada por esses elementos para os restantes;
3. Carregamento dinâmico devido à evolução rápida da falha e da redistribuição de cargas;
4. Resposta dinâmica da estrutura com capacidade resistente ao carregamento dinâmico;
5. Concentração de forças em elementos estruturais semelhantes e adjacentes aos elementos que perderam resistência devido à resposta estática e dinâmica da estrutura quando submetido a uma falha inicial;

6. Carga excessiva e rotura desses elementos;

7. Colapso progressivo numa direção transversal às forças principais nos elementos afetados.

(Kozlova, 2013).

Figura 10 – Exemplo colapso do tipo zíper: perda de resistência do pilar.



FONTE: Kozlova, 2013.

Figura 11 - Exemplo colapso do tipo zíper: aumento da carga nos elementos adjacentes.



FONTE: Kozlova, 2013.

Figura 12 - Exemplo colapso do tipo zíper: excesso de carga nos pilares, resultando no colapso progressivo.



FONTE: Kozlova, 2013.

- Colapso tipo dominó:

Considerando-se uma viga sob um momento de flexão ou uma barra sob tensão axial, quando uma parte da respectiva seção transversal é cortada, as forças internas transmitidas por essa parte são redistribuídas para a seção transversal restante. O aumento correspondente da tensão em alguns locais pode causar a ruptura de outras partes transversais e, da mesma forma, uma progressão de falha em toda a seção transversal. (STAROSSEK, 2007).

Basicamente o colapso do tipo dominó, tem seu início em um reação em cadeia. As características deste tipo de colapso passam pela queda de um elemento, propagando-se para os seguintes. (STAROSSEK, 2007). A sequência deste tipo de colapso enumera-se nos itens seguintes e exemplifica-se nas Figuras 13, 14 e 15.

1. Derrube de um elemento em torno do limite inferior;
2. Conversão de energia potencial em energia cinética;
3. Impacto lateral do limite superior do elemento derrubado na face lateral de um elemento adjacente;
4. Derrubamento dos elementos adjacentes devido à pressão das forças horizontais;
5. Colapso progressivo na direção do derrubamento.

Figura 13 – Exemplo de colapso tipo dominó: falha inicial e redistribuição de carga para o elemento adjacente.



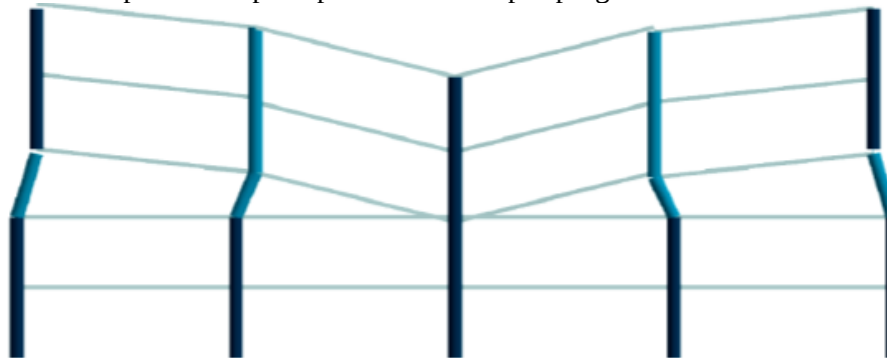
FONTE: FONTE: Kozlova, 2013.

Figura 14 - Exemplo de colapso tipo dominó: desmoronamento dos pilares.



FONTE: Kozlova, 2013.

Figura 15 - Exemplo de colapso tipo dominó: colapso progressivo devido ao derrubamento.



FONTE: Kozlova, 2013.

Esse colapso se assemelha com o tipo zíper, na tese de Rodrigues (2015) diz que a principal diferença entre este e o colapso do tipo zíper é que no primeiro o mecanismo de falha trabalha com um sistema contínuo e o segundo com um discreto.

- Colapso do tipo misto:

Rodrigues (2015), fala em seu trabalho que esse tipo de colapso é gerado pela combinação dos outros tipos de colapso podendo ser encontrado no caso do atentado ao edifício Alfred P. Murrah, na cidade de Oklahoma, nos Estados Unidos, dado pela associação do colapso tipo panela e do tipo zíper. A Figura 16 apresenta a situação do edifício após o colapso.

Figura 16 - Edifício Murrah - EUA 1995.



FONTE: Speranza Engenharia e consultoria (2012).

2.5. PRINCIPAIS CASOS DE COLAPSO PROGRESSIVO.

Alguns acontecimentos trágicos vieram ocorrendo nos últimos anos trazendo danos à integridade física humana e também problemas estruturais em grandes edifícios ou prédios públicos. Tem-se abaixo os principais acontecimentos.

2.5.1. Ronan Point.

Na cidade de Londres em 16 de maio de 1968 ocorreu um acidente devido um vazamento de gás que gerou problemas estruturais ao prédio Ronan Point. Segundo Bittarello (2013), *Ronan Point* era um conjunto de edifícios de apartamentos que foi construído basicamente para populações de baixa renda, sua construção foi entre 1966 a 1968. O autor também diz que o edifício foi construído todo de concreto pré-moldado, incluindo paredes, lajes e escadas, tinha 64 metros de altura e 22 andares sendo 5 apartamentos por andar.

O estudo de Laranjeiras (2011), publicado no jornal *TQS News*, diz que a estrutura de 22 andares era formada por painéis portantes, pré-moldados. Ainda no mesmo, foi mencionado que a explosão de gás que aconteceu no décimo oitavo pavimento, na esquina do pavimento, expelindo o painel portante da fachada, gerando o colapso da laje sem apoio da cozinha superior se propagando até a laje de cobertura e para baixo até o térreo.

A explosão não teve uma grande magnitude, mas mesmo assim a explosão de gás acabou danificando as paredes do apartamento, e com isso, iniciou um colapso parcial da estrutura que

infelizmente matou 4 pessoas e feriu 17. A Figura 17 mostra como ficou o edifício após o colapso parcial.

Figura 17 - Colapso progressivo gerado por explosão no edifício Ronan Point.



Fonte: TQS News.

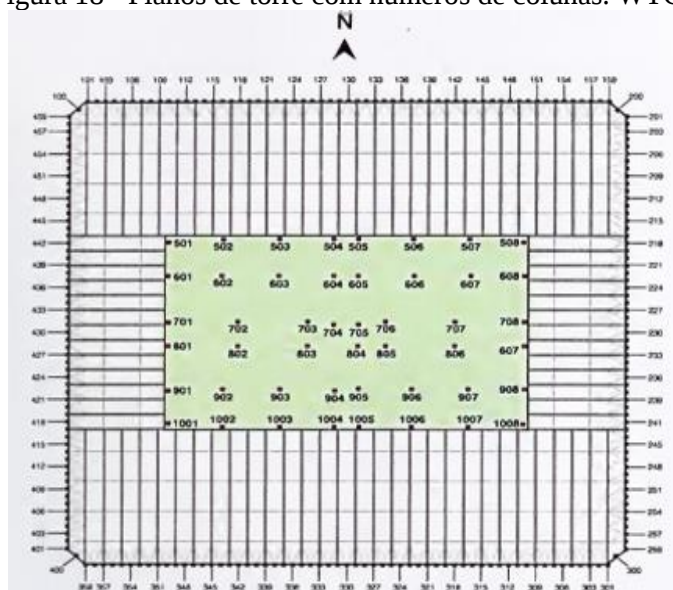
2.5.2. Colapso do World Trade Center.

No dia 11 de setembro do ano de 2001, aconteceu um dos maiores ataques criminosos do mundo nos Estados Unidos, quando terroristas sequestraram quatro aviões e colidiram intencionalmente dois dos aviões contra as Torres Gêmeas do complexo empresarial do *World Trade Center*, na cidade de Nova Iorque.

De acordo com Bazânt e Verdure (2006), as estruturas foram construídas em aço, erguidas em 1973 e possuíam 110 andares e altura de 147 metros. Suas características estruturais eram de 57 pilares periféricos de (35 x 35) em cada fachada de 63 metros de extensão e espaçados a cada metro. Esses pilares uniam-se acima do térreo em 19 pilares com espaçamento de 3 metros, e também possuíam dois pilares em cada canto das torres, com isso, totaliza-se 287 pilares por andar.

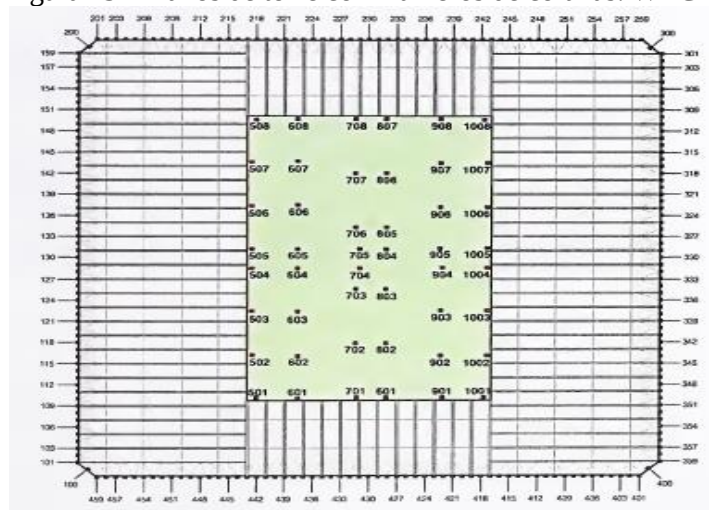
Ainda no mesmo estudo de Bazânt e Verdure (2006), diz-se que a face da torre possuía 60 colunas e com consequência do impacto do avião 60% dessas colunas foram afetadas, com isso, 13% do total de 287 foram cortadas. Isso causou a redistribuição da tensão, o que aumentou significativamente a carga de algumas colunas. As Figuras 18 e 19 mostram o esquema de locação e quantidade de pilares das duas torres atingidas.

Figura 18 - Planos de torre com números de colunas. WTC 1.



FONTE: NIST (2005).

Figura 19 - Planos de torre com números de colunas. WTC 2.



FONTE: NIST (2005).

O Instituto Nacional de Padrões e Tecnologia (NIST) elaborou simulações dos danos causados pelo impacto dos aviões mostrados no relatório final sobre o colapso de as torres do *World Trade Center*. As Figuras 20 e 21 a seguir mostram o estrago causado em uma das faces, ou seja, os furos de entrada da aeronave no lado norte da torre 1 e 2.

Figura 20 - Furo de entrada da aeronave no lado norte do WTC 1, fotografado 30 s.



FONTE: NIST (2005).

Figura 21 - Impacto iminente do United Airlines Flight 175 com WTC 2.

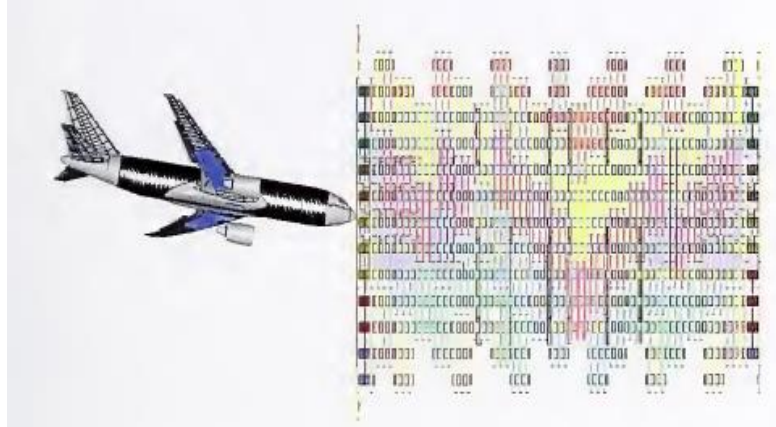


FONTE: NIST (2005).

Simulações feitas usando métodos computacionais foram realizadas para ajudar no entendimento do fato acontecido, tais testes apresentaram os componentes que foram destruídos quando aconteceu o impacto. NIST (2005) comenta que os dados que serão apresentados abaixo é o resultado de uma extensa reconstrução de última geração dos eventos que acompanharam e

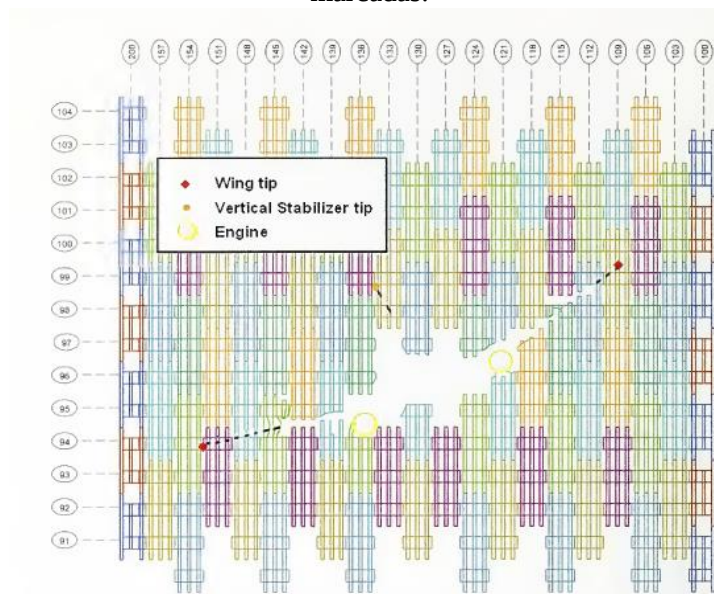
seguiram o impacto da aeronave. Numerosos fatos e dados foram obtidos em seguida, combinados com modelagem de computadores aliada para produzir uma conta que se acredita estar perto do que realmente ocorreu. As Figuras 22 e 23 mostram os dados alcançados sobre os elementos atingidos e, que em consequência disso, prejudicados de alguma maneira, podem ter sido aquecidos devido ao fogo, ou rompido por causa da colisão.

Figura 22 - Impacto simulado do American Airlines Flight 11 com WTC 1.



FONTE: NIST (2005)

Figura 23 - Dano face ao sul do WTC 1 com as principais posições dos componentes da aeronave marcadas.



FONTE: NIST (2005).

O estudo NIST (2005) diz que uma vez que uma quantidade significativa de isolamento de aço foi despojada, ou melhor, o isolamento feito para a proteção dos materiais em aço contra agentes agressivos e também contra aquecimento, muitos desses elementos estruturais

aqueceram até 600 °C. O aço estrutural perde cerca de 20% da sua resistência a 300 °C e cerca de 85% a 600 °C, e apresenta significativa visco-plasticidade ou fluência acima de 450 °C.

Séries de fatores somados podem ter influenciado o colapso das duas torres, os impactos seguidos de incêndio colaboraram para que haja danos na estrutura. A Figura 24 a seguir mostra a segunda torre iniciando o colapso.

Figura 24 - Fotografia do WTC 2 inclinando-se para o sudeste no início do colapso.



FONTE: NIST (2005).

2.5.3. Edifício Liberdade.

Segundo o jornal O Globo (2012), no dia 25 de janeiro de 2012, houve o desabamento de 3 prédios próximo ao teatro municipal que fica situado nas proximidades do centro da cidade do Rio de Janeiro, um deles era o edifício Liberdade, localizado na avenida Treze de Maio e possuía 20 andares. A Figura 25 mostra o tamanho do desastre.

Figura 25 - Destroços do edifício Liberdade.



Fonte: ISTOÉ (2012).

O jornal Estadão (2012) publicou o laudo com as possíveis causas do acidente, de acordo com o parecer técnico, a edificação caiu a partir de uma ruptura de pilar na frente direito superior, pois houve uma reforma de ampliação de andares no coroamento do prédio e somando com a inclinação que existia no edifício causado pela construção do metrô na década de 1970 podem ter causado o desmoronamento.

2.5.4. Explosão do banco da cidade de Arez – RN.

Com o grande aumento de roubos a bancos devido à falta de segurança nos municípios, muitas cidades estão sendo prejudicadas, pois, as mesmas ficam muito tempo sem contar com os serviços bancários.

As quadrilhas usam explosivos como ferramentas para poder conseguir o que querem, com isso, levam transtorno para a estrutura do ambiente e população. A Figura 26 mostra o tamanho dos danos provocados na estrutura do prédio que funcionava a agência bancária na cidade de Arez/RN.

Figura 26 - Teto da agência cai com força da explosão na cidade de Arez/RN.



Fonte: G1 Rio Grande do Norte.

Infelizmente, devido à explosão o teto e algumas paredes do prédio da agencia veio a baixo devido ao grande impacto da detonação, diante disso, podem-se ocorrer problemas estruturais em prédios vizinhos.

2.5.5. Explosão das agências bancarias da cidade de Caraúbas – RN.

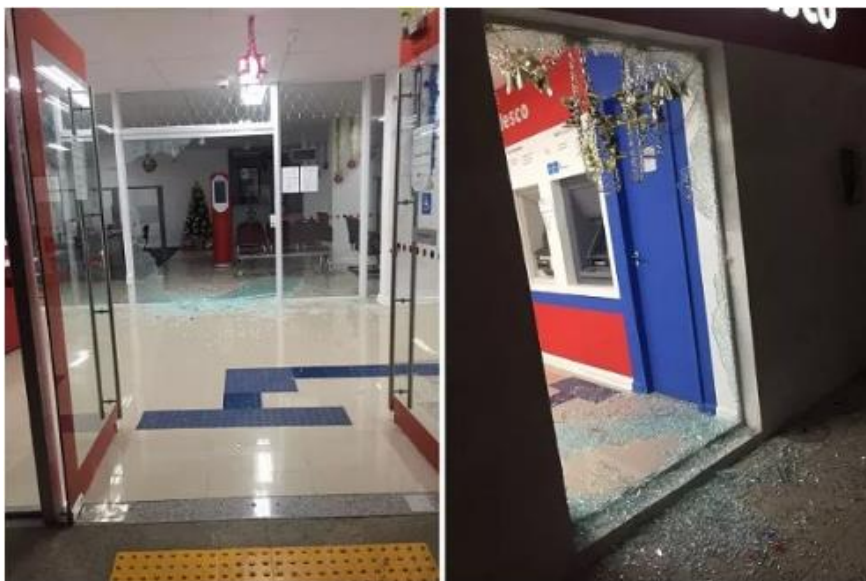
A cidade de Caraúbas – RN também foi alvo de quadrilhas que usam explosivos para conseguir abrir os cofres das agências bancárias. No dia 07/12/2016, uma quadrilha fortemente armada tentou explodir os cofres de duas agências na cidade, felizmente a estrutura dos prédios teve pequenos danos em relação a agência da cidade de Ares – RN. As Figuras 27 e 28 mostram a situação dos prédios após o incidente.

Figura 27 - Danos provocados na agencia do Banco do Brasil na cidade de Caraúbas – RN.



Fonte: G1 Rio Grande do Norte.

Figura 28 - Danos provocados na agencia do Banco do Bradesco na cidade de Caraúbas. – RN.



Fonte: G1 Rio Grande do Norte.

Além da preocupação com a estrutura dos prédios que funcionam as agências, há também a preocupação com a integridade das edificações vizinhas, por exemplo, acima de uma das agências funcionam estabelecimentos comerciais e também já funcionou como salas de estudos para os alunos da Ufersa Caraúbas.

Para prever o comportamento de estruturas submetidas à impactos de curta duração faz-se o uso de métodos computacionais como o Método dos Elementos Finitos.

2.6. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.

De acordo com Vicente e Oliveira (2009), o termo Elementos Finitos foi empregado pela primeira vez na literatura por Clough em 1960, em um artigo de engenharia sobre aplicações da elasticidade plana, entretanto, as ideias fundamentais do método já vinham sendo utilizadas há alguns anos por matemáticos, físicos e engenheiros.

Segundo Martha (1994), o “Método dos Elementos Finitos pode ser interpretado como uma generalização dos procedimentos adotados em uma análise estrutural convencional de sistemas reticulados”.

Segundo Ferreira (2017), o Método dos Elementos Finitos - MEF pode contribuir de forma eficiente para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos em estruturas, tais como: tubulações de água e gás, minerodutos, estacas de aço e/ou concreto, tubos flexíveis, pilares de concreto e/ou aço, reservatórios, tubulões de concreto, entre outros. Estas estruturas

são denominadas assimétricas e são caracterizadas por uma seção transversal que contém um eixo de revolução.

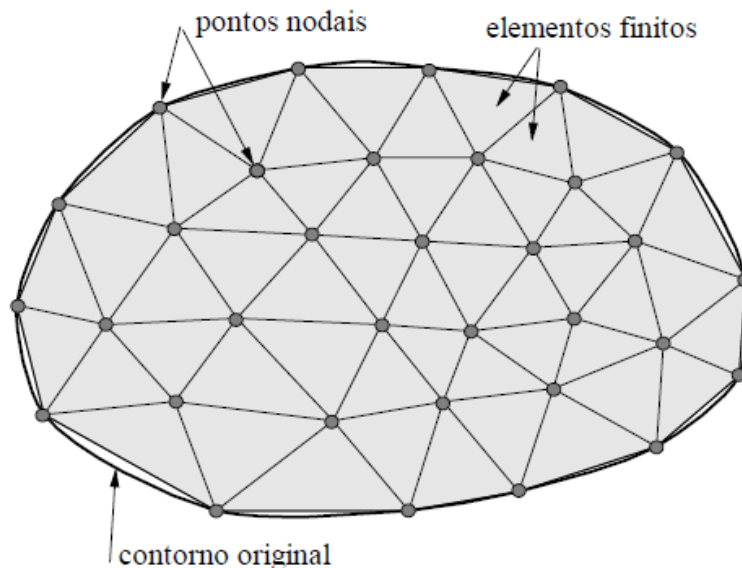
A aplicação do MEF tem como objetivo prevenir ocorrências de falhas estruturais, reduzindo gastos e riscos de acidentes com colaboradores e perdas desnecessárias de materiais em diversos tipos de indústrias (automobilística, aeronáutica, aeroespacial e da construção civil), portanto, é fundamental entender a problemática dos Métodos Aproximados aplicados à Engenharia, diferenciando as circunstâncias, onde a utilização dos mesmos será viável.

Portanto, Pavanello (1997), diz que o Método dos Elementos Finitos foi criado com o intuito de resolver os problemas de mecânica que não aceitam soluções fechadas (de forma analítica).

2.6.1. Ideia básica do Método dos Elementos Finitos.

Segundo Souza (2003), a principal ideia do MEF consiste em se dividir o domínio (meio contínuo) do problema em sub-regiões de geometria simples (formato triangular, quadrilateral, cúbico, etc.), conforme ilustra esquematicamente a Figura 29.

Figura 29 - Malha de Elementos Finitos (para problema plano).

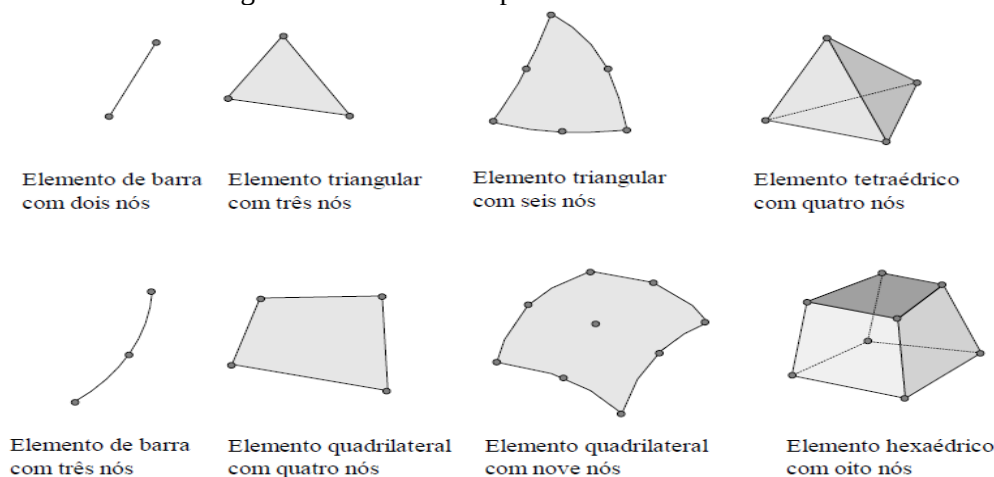


Fonte: Souza, 2003.

Devido ao fato das sub-regiões apresentarem dimensões finitas, estas sub-regiões são chamadas “elementos finitos”, em contraste com os elementos infinitesimais utilizados no cálculo diferencial e integral. Advém daí o nome “Método dos Elementos Finitos”, estabelecido por Ray Clough, na década de 50 (SOUZA, 2003).

Vários tipos de elementos finitos foram elaborados, como mostra a Figura 30, sendo que estes apresentam geometrias diferentes (por exemplo, triangular, quadrilateral, cúbico, etc) em função do tipo e da dimensão do problema (se uni, bi ou tridimensional).

Figura 30 - Diferentes tipos de elementos finitos.



Fonte: Souza, 2003.

A precisão dos resultados vai depender da quantidade de nós e elementos, e do tamanho e tipos de elementos presentes na malha. Quanto menor for o tamanho e maior for o número de elementos em uma determinada malha, mais precisos serão os resultados da análise.

Na referência de Mendes e Oliveira (2008), as formulações clássicas do Método dos Elementos Finitos podem ser de três tipos: formulações em deslocamentos (elementos de compatibilidade - equações de Navier), em tensões (elementos de equilíbrio - equações de Beltrami-Michell) ou mistas (elementos híbridos/mistos).

2.6.2. Análise Dinâmica de Sistemas Estruturais com o método dos elementos finitos.

No estudo de Bittarello (2013), a análise dinâmica tem por objetivo a determinação de deslocamentos, velocidades e acelerações de cada ponto de uma estrutura submetida a ações dinâmicas considerando-se os efeitos das forças inerciais, de forma que possam ser determinadas as deformações, esforços e tensões em cada ponto da estrutura.

Sabe-se da importância deste tipo de análise não somente na construção civil, ou seja, tem-se também problemas ocasionados por cargas dinâmicas na engenharia mecânica, naval e,

principalmente na aeronáutica. Segundo Lima (1977), os vários movimentos das máquinas, o deslocamento de navios e aviões em meios fluidos exige uma análise dinâmica apurada.

Torna-se necessário a utilização de ferramentas complexas para resolver estas situações, ou seja, softwares que permitem efetuar análises dinâmicas tão refinadas e sofisticadas quanto sejam necessárias.

Para Mendes e Oliveira (2008), a análise do comportamento dinâmico de estruturas deve ser efetuada recorrendo a resultados experimentais obtidos em ensaios de vibrações e a modelos numéricos computacionais. Normalmente, a utilização de modelos numéricos está associada à concepção e projeto de novas estruturas ou então a atividades relacionadas com o acompanhamento e/ou a avaliação de segurança de estruturas existentes que apresentem um risco potencial significativo.

A análise dinâmica objetiva determinar os deslocamentos, velocidades e acelerações dos graus de liberdade, como funções do tempo, provocados por determinado carregamento aplicado, que possui distribuição conhecida no espaço e variação conhecida no tempo, além da magnitude dos esforços internos desenvolvidos nos membros da estrutura (GRECO et al. 2010).

2.6.3. Formulação básica do elemento finito.

O método dos elementos finitos utiliza formulações matemáticas mais precisas que os métodos de aproximação. Segundo Cervelin (2014), o método trata-se de um procedimento numérico para analisar estruturas e meios contínuos, sendo formulado através de equações diferenciais e sujeito a condições de contorno, sendo então muito utilizado em Problemas de Valor de Contorno.

Ainda no mesmo estudo de Cervelin (2014), os passos básicos em uma análise via Método dos Elementos Finitos, usando o método por deslocamentos, são:

1. Subdividir a estrutura como um todo em pequenos elementos interconectados estruturalmente por pontos, denominados nós;
2. Identificar as condições de contorno do sistema, impondo-as ao estudo de forma que correspondam à correta resposta do sistema, em termos de deslocamento;
3. Incorporar ao sistema as relações constitutivas relacionadas à análise;
4. Formular as equações de equilíbrio correspondentes e resolvê-las;

5. Com os deslocamentos conhecidos e as relações constitutivas pré-definidas, calcular a distribuição interna de tensões dos elementos;

6. Interpretar os resultados encontrados e compará-los com o resultado esperado do caso real.

A equação de equilíbrio do movimento que descreve o Método dos Elementos Finitos, em função do tempo, para um caso genérico, é dada por:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F \quad (2.2)$$

Sendo que, M é a matriz de massa, C matriz de amortecimento ou sistema dinâmico, $\ddot{U}$ é a aceleração total, $\dot{U}$ é a velocidade, K é a matriz de rigidez e U é o deslocamento total do sistema, em consequência das forças globais aplicadas F .

No estudo de GRECO et al (2010), fala-se que o sistema de equações de equilíbrio dinâmico não linear para um modelo de elemento finito, com n graus de liberdade e, portanto, composto por n equações diferenciais, pode ser escrito na forma:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + F(X,t) = Rt \quad (2.3)$$

Onde M é a matriz de massa, C é a matriz de amortecimento, $F(X,t)$ é o vetor de esforços internos, (Rt) é o vetor de forças externas, $\ddot{X}$, $\dot{X}$ e X são, respectivamente, vetores de acelerações, velocidades e posições nodais. Esse conjunto de equações diferenciais não lineares, juntamente com as condições de contorno iniciais e cinemáticas, descrevem o comportamento do sistema estrutural discretizado. Em geral, é assumido que as matrizes de massa e amortecimento se mantenham constantes (GRECO et al. 2010).

A formulação das equações do movimento, para um sistema estrutural dinâmico, é considerada como um dos aspectos fundamentais da análise dinâmica de estruturas, apresentando-se de seguida uma das metodologias usualmente utilizadas no estabelecimento da formulação das equações do movimento (MENDES, 2012).

Nas análises de Mendes (2012), diz-se que em um sistema dinâmico qualquer as equações do movimento representam expressões da segunda lei de Newton do movimento, relacionando a força necessária que precisa aplicar a um corpo de massa m para este resistir a

uma força fictícia usualmente conhecida por força de inércia, que é o resultado do produto da massa do corpo pela aceleração a que este está sujeito.

Com bases nos mesmos estudos anteriores de Mendes (2012), admitindo-se que na generalidade dos problemas de dinâmica de estruturas, a massa do corpo não varia com o tempo, então, a relação anterior pode ser expressa matematicamente pela seguinte equação diferencial que é usualmente conhecido como princípio de D'Alembert.

$$f(t) = m \frac{d^2 u}{dt^2} \equiv m\ddot{u}(t) \quad (2.4)$$

Esse termo expresso anteriormente trata-se de um conceito muito importante em problemas dinâmicos de estruturas, onde, as equações de movimento podem ser expressas como equações de equilíbrio dinâmico. Com isso, a força $f(t)$ equilibra os outros tipos de forças que atuam sobre a massa do corpo: como as forças elásticas que se opõem aos deslocamentos e as forças viscosas de amortecimento que resistem às velocidades.

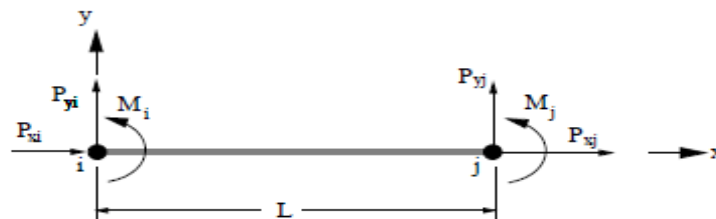
Com a generalidade de problemas mais simples, há uma forma mais direta e conveniente de formular as equações de movimento, baseando-se nos equilíbrios diretos.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + Ku(t) = f(t) \quad (2.5)$$

Sendo o termo $m\ddot{u}(t)$ a força de inércia, $c\dot{u}(t)$ a força de amortecimento, $ku(t)$ representa a força elástica e o termo $f(t)$ a força exterior.

Observando várias formas de apresentação das equações de movimento, Galvão (2004), aborda em sua tese que as equações diferenciais que governam a resposta dinâmica de um sistema estrutural podem ser obtidas utilizando-se o Teorema dos Deslocamentos Virtuais. No estudo considerou o equilíbrio ao elemento finito como apresentado na Figura 31.

Figura 31 - Elemento finito de viga-coluna adotado.



FONTE: Galvão, 2004.

Com isso, chega-se a seguinte equação, já se adotando uma notação matricial:

$$\int_0^L [\delta u^T \rho \ddot{u} + \delta u^T c(x) u' + \delta \varepsilon^T \sigma] dx = \delta u^T F e(t) \quad (2.6)$$

onde $\delta \mathbf{u}$ são os deslocamentos virtuais e $\delta \varepsilon$ as deformações virtuais correspondentes; σ são as tensões no elemento em equilíbrio com $\mathbf{F}e$, que são as forças externas aplicadas, função da variável tempo, t ; ρ é a massa por unidade de volume e finalmente $c(x)$ representa o coeficiente de amortecimento viscoso distribuído ao longo comprimento L do elemento.

Ainda no mesmo estudo de Galvão (2004), tem-se as duas derivadas do campo deslocamento, ou seja, velocidade $\dot{u}$ (du/dt) e aceleração $\ddot{u}$ (d^2u/dt^2), onde elas podem ser aproximadas através das funções de forma $H(x)$ apresentada nas equação 2.7a e 2.7b a seguir:

$$H1 = 1 - \frac{x}{L}; e H2 = \frac{x}{L} \quad (2.7a)$$

$$H3 = 1 - \frac{3x^2}{L^2} + \frac{2x^3}{L^3}; H4 = x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}; H5 = \frac{3x^2}{L^2} - \frac{2x^3}{L^3}; H6 = -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \quad (2.7b)$$

onde $H1, H2, \dots$ e $H6$ são as funções de interpolação, e também podem ser aproximadas pelos parâmetros nodais incrementais $u^e(t)$, $\dot{u}^e(t)$ e $\ddot{u}^e(t)$, dependentes no tempo, como mostrado a seguir:

$$\mathbf{u}(x, t) = \mathbf{H}(x) \mathbf{u}^e(t) \quad (2.8a)$$

$$\dot{\mathbf{u}}(x, t) = \mathbf{H}(x) \dot{\mathbf{u}}^e(t) \quad (2.8b)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}(x, t) = \mathbf{H}(x) \ddot{\mathbf{u}}^e(t) \quad (2.8c)$$

pode-se considerar as relações anteriores como uma separação local de variáveis (Cook et All, 1989).

A partir das formulações apresentadas anteriormente, analisa-se através da aproximação dos deslocamentos (2.8a), a deformações no elemento por intermédio da expressão:

$$\boldsymbol{\varepsilon}(x, t) = \mathbf{B}(x) \mathbf{u}^e(t) \quad (2.9)$$

onde $\mathbf{B}$ é definida como a matriz deformação-deslocamento e é obtida diferenciando-se e combinando-se de forma apropriada as linhas da matriz $\mathbf{H}$ (GALVÃO, 2004).

Com a substituição das equações (2.8a), (2.8b), (2.8c) e (2.9) em (2.6), chega-se a uma forma aproximada e discreta da equação (2.6) em qualquer instante de t , ou seja:

$$\delta u^e T \left[\int_0^L \rho H^T H dx \ddot{u} + \int_0^L c(x) H^T H dx \dot{u}^e + \int_0^L B^T \sigma dx - F e \right] = 0 \quad (2.10)$$

Sabendo que a variação dos deslocamentos $\delta \mathbf{u}$ é arbitrária, chega-se à equação de movimento na forma matricial clássica, do elemento finito considerado:

$$M^e \ddot{u}^e + C^e \dot{u}^e + F i^e = F_e^e(t) \quad (2.11)$$

onde o primeiro termo ao lado esquerdo da equação equivale as forças de inercia, sendo que, M^e é a matriz de massa consistente do elemento, que se define por:

Em seguida tem-se o termo C^e que é chamado de matriz de amortecimento viscoso consistente e sua expressão é dada por:

$$C^e = \int_0^L c(x) H^T H dx \quad (2.13)$$

E o termo $F i$ representa o vetor das forças internas, onde para o elemento finito adotado, e para problemas não-lineares, é calculado na forma incremental (GALVÃO, 2004).

Então, de acordo com o estudo feito por Galvão (2004), finalmente chega-se na equação do movimento somando-se a contribuição de cada elemento finito usado na modelagem do problema, ou seja, a equação que define o equilíbrio dinâmico de um dado sistema estrutural.

$$M \ddot{U} + C \dot{U} + F i = F e \quad (2.14)$$

Podemos concluir que diante dos vários autores estudados que apresentaram a formulação imposta nos elementos finitos, quando se trata de cargas dinâmicas em estruturas, percebemos que todos eles chegaram na equação de movimento, sendo que uns apresentam de forma simplificada e outros de forma mais detalhada.

3. METODOLOGIA

3.1. CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA.

Este trabalho apresenta o estudo do tipo revisão bibliográfica realizada com base em publicações feitas sobre cargas dinâmicas de impacto ocasionando problemas estruturais em edifícios, que em consequência disso, entraram em colapso progressivo.

Com a finalidade de se ter uma metodologia que permita o conhecimento do colapso progressivo, inicialmente é necessária uma profunda investigação teórica sobre o tema.

A pesquisa bibliográfica é considerada como sendo um processo formal, com técnica de pensamento reflexivo, uma vez que toda pesquisa consiste em levantamento de dados em diversas fontes (MARCONI e LAKATOS, 2007).

3.2. ETAPAS OPERACIONAIS DO ESTUDO.

Com o intuito de chegar aos objetivos, será realizado simulações no programa SAP2000, que é um programa de análise tridimensional de estruturas utilizando o método dos elementos finitos, que nos concede a utilização de análises lineares e não-lineares estáticas e dinâmicas.

As análises irão partir de um modelo estrutural de um edifício que tenha a maior chance de problemas estruturais, como: hospitais, prédios militares, bancos, aeroportos, prédios de referência em países com maiores incidências de ataques terroristas, estacionamentos, entre outros.

3.3. CARACTERÍSTICAS DO MODELO ESTRUTURAL.

A estrutura a ser analisada é composta por um pavimento térreo e mais 3 andares, cada um com 3 metros de altura considerados entre os eixos das vigas. A Figura 32 apresenta as dimensões entre pavimentos e também a fachada frontal da estrutura.

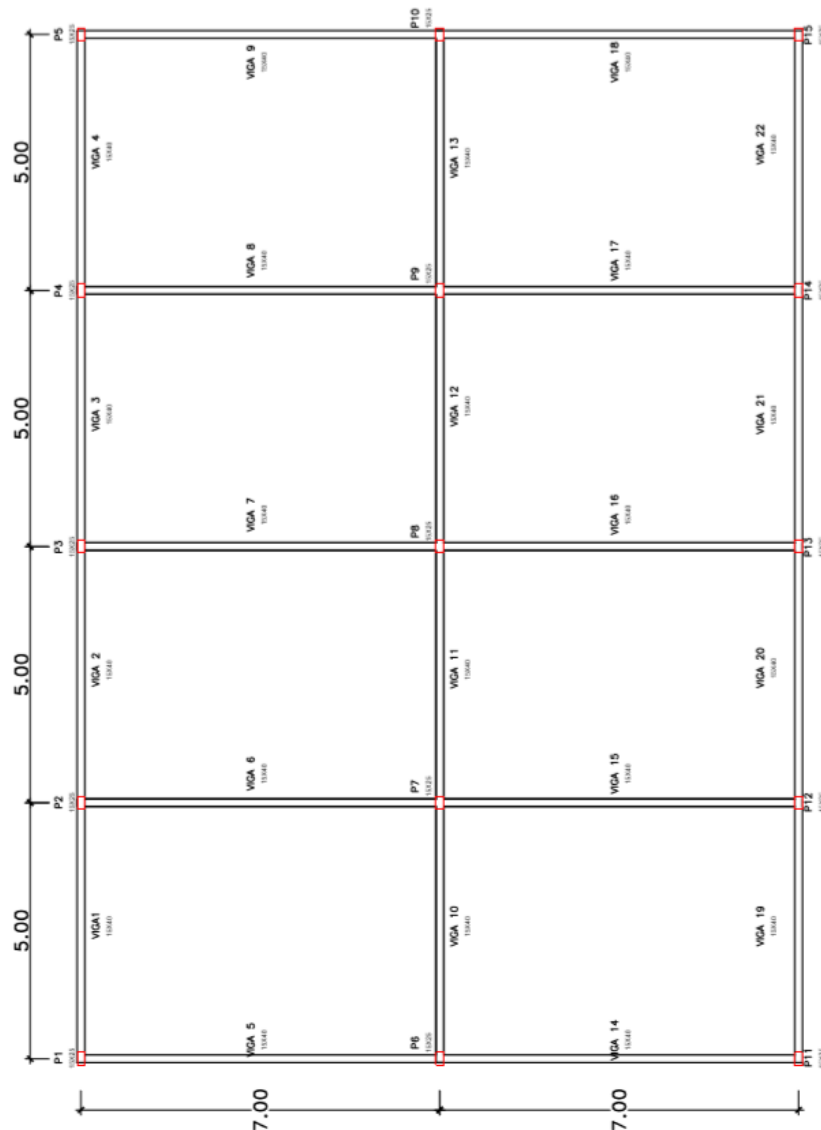
Figura 32 - Altura dos pavimentos.



FONTE: Autor (2018).

A edificação tem ao todo 15 pilares com dimensões padrões 15 por 25 cm e cada pavimento possui 22 vigas com dimensões 15 por 40 cm, somando ao todo 88 vigas, como mostrado na figura 35. A fachada frontal da estrutura possui 3 pilares com 7 metros de distância entre eixos e a fachada lateral com 5 pilares com 5 metros entre eixos. A Figura 33 mostra a estrutura em planta baixa.

Figura 33 - Quantidade e dimensões entre eixos dos pilares.



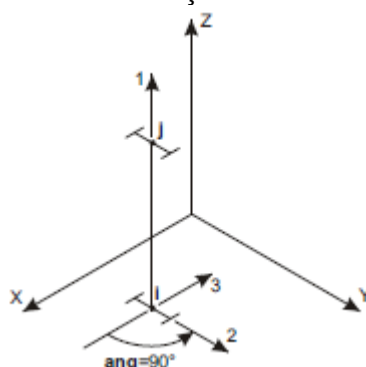
FONTE: Autor (2018).

3.4. MODELAGEM ESTRUTURAL NO SAP2000.

A modelagem estrutural será utilizada para fazer a análise de cargas dinâmicas aplicadas na estrutura. No programa SAP2000 serão atribuídos aos elementos as propriedades da estrutura à ser modelada.

O ângulo de coordenada do elemento é usado para definir as orientações do elemento. É o ângulo através do qual os eixos 2 e 3 locais são girados em torno do eixo 1 local positivo a partir da orientação de falha. As análises serão feitas de acordo com a rotação das coordenadas nos elementos. A Figura 34 mostra a direções das coordenadas.

Figura 34 - Orientação das coordenadas.



SAP2000.

Com as dimensões definidas e definindo as configurações da estrutura no SAP2000, algumas considerações devem ser tomadas em relação aos componentes da estrutura. Para os materiais tem-se as seguintes considerações mostrada na Figura 35.

Figura 35 - Propriedades do concreto C25.

Material Property Data

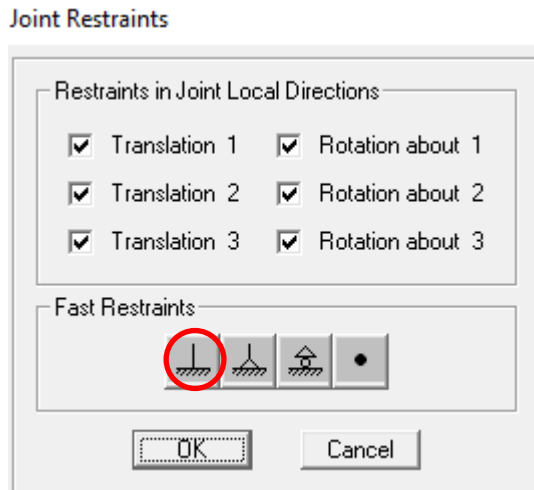
General Data	
Material Name and Display Color	C25
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	25.
Mass per Unit Volume	2,5493
Units	
KN, m, C	
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	24000000
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	1,170E-05
Shear Modulus, G	10000000
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	25000.
☐ Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	
☐ Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

FONTE: Autor (2018).

O concreto escolhido foi o C25, contendo o peso por unidade de volume de 25 kN/m³, módulo de elasticidade secante 24000000 kN/m² e f_{ck} de 25000 kN/ m².

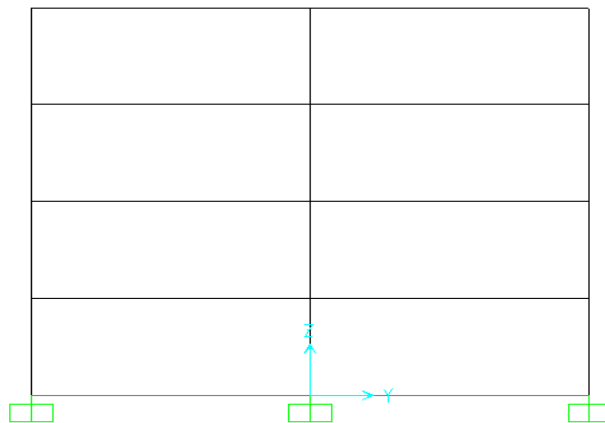
A figura 36 mostra as configurações das restrições de nós, ou seja, os apoios da estrutura. Optou-se pelo engaste na base da estrutura. As Figuras 37 e 38 dá a representação do apoio na estrutura.

Figura 36 - Propriedades das condições de apoios.



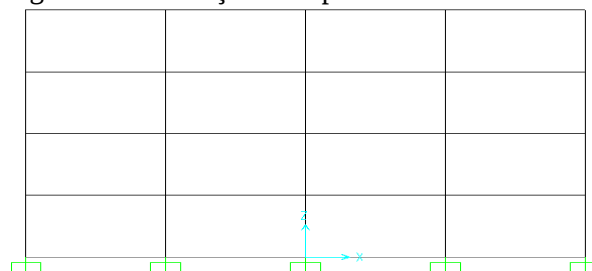
FONTE: Autor (2018).

Figura 37 - Condições de apoio na fachada frontal.



FONTE: Autor (2018).

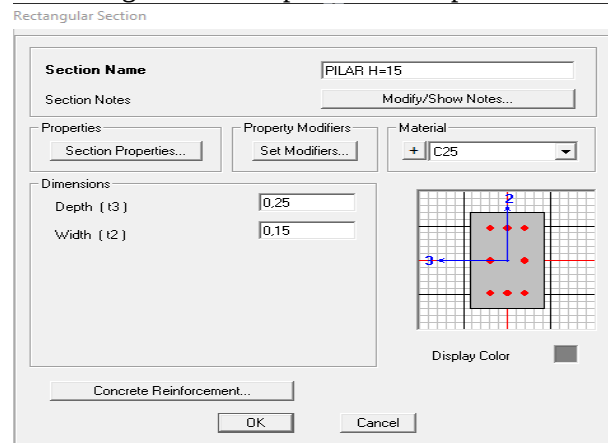
Figura 38 - Condições de apoios na fachada lateral.



FONTE: Autor (2018).

A partir daí, pode-se definir as seções da estrutura. Com relação aos pilares da estrutura, a seção determinada foi a retangular, tendo como material o concreto C25, profundidade de 25 cm e largura de 15 cm, como mostrado na Figura 39.

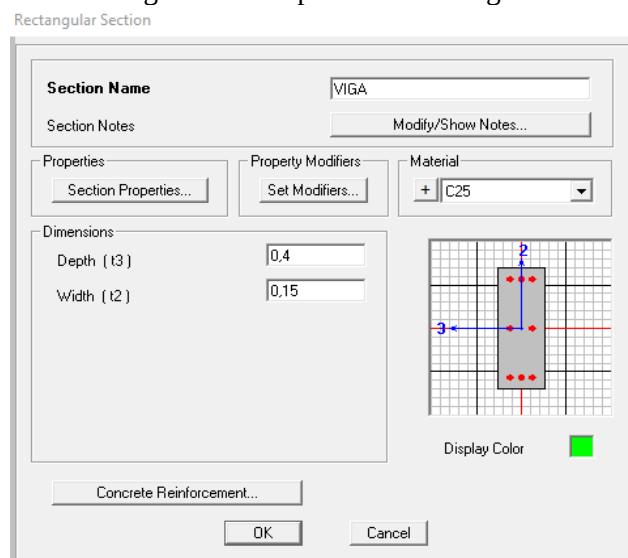
Figura 39 - Propriedades dos pilares.



FONTE: Autor (2018).

Como já dito, cada pavimento possui 22 vigas com dimensões padrões, ou seja, seção retangular, concreto C25, profundidade 40 cm e largura 15 cm, como apresentada na Figura 40.

Figura 40 - Propriedades das vigas.



FONTE: Autor (2018).

As lajes que compõe a estrutura são do tipo placa fina, concreto C25, espessura 12 cm. A Figura 41 mostra essas características.

Figura 41 - Propriedades das lajes.

Shell Section Data

Section Name: LAJE

Section Notes: Modify/Show... Display Color: [Green]

Type:

- ☐ Shell - Thin
- ☐ Shell - Thick
- ☒ Plate - Thin
- ☐ Plate Thick
- ☐ Membrane
- ☐ Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Material:

Material Name: + C25

Material Angle: 0

Thickness:

Membrane: 0,12

Bending: 0,12

Concrete Shell Section Design Parameters: Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers: Set Modifiers...

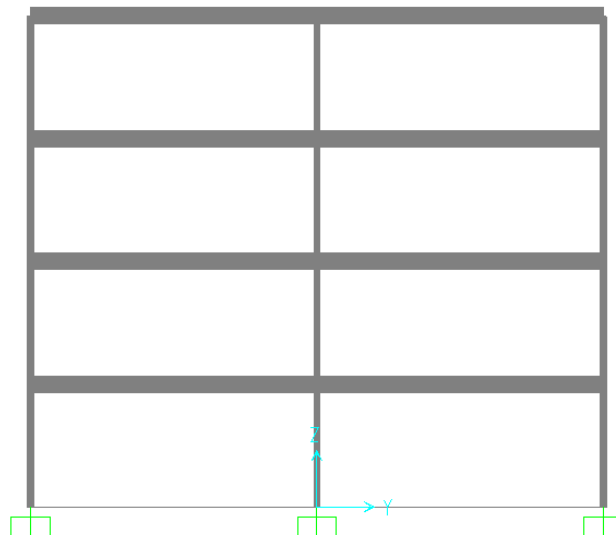
Temp Dependent Properties: Thermal Properties...

OK Cancel

FONTE: Autor (2018).

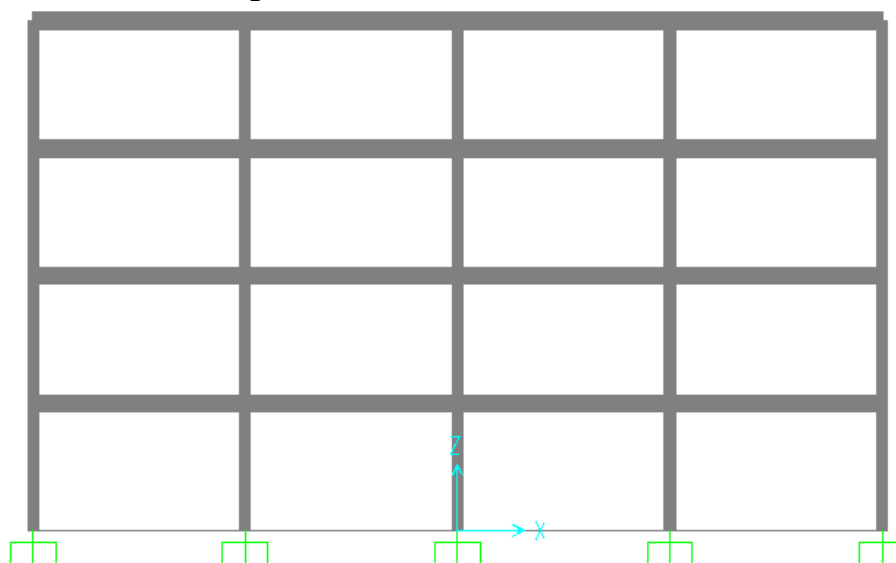
Então, com as propriedades determinadas, a estrutura tomou-se suas características desejadas. As Figuras 42, 43 e 44 a seguir apresentam o modelo estrutural com a sua devida forma.

Figura 42 - Fachada frontal da estrutura.



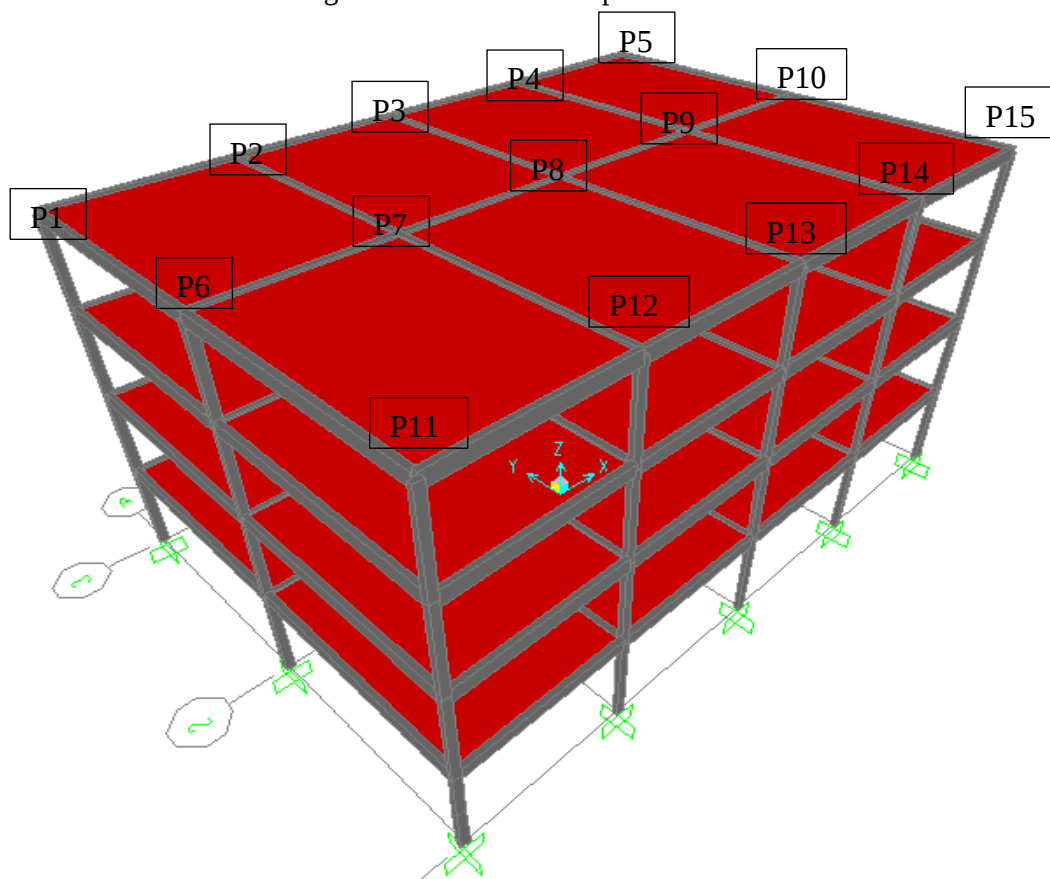
FONTE: Autor (2018).

Figura 43 - Fachada lateral da estrutura.



FONTE: Autor (2018).

Figura 44 - Estrutura completa em 3D.



FONTE: Autor (2018).

3.5. CONFIGURAÇÕES DAS FUNÇÕES PARA SIMULAR O CARREGAMENTO.

Para podermos realizar simulações de situações que podem gerar danos estruturais e causar o colapso progressivo, temos que configurar algumas funções onde o carregamento tem que ser em função do tempo.

Como a finalidade do trabalho é simular impactos em estruturas, o primeiro a se fazer é criar uma função de carga em relação ao tempo, pois deve-se aproximar o máximo possível de um caso real, diante disso, alguns casos serão criados para que o trabalho tenha seguimento.

3.5.1. Impacto veicular.

Para o determinado problema, é necessário definir alguns dados que irão contribuir para a criação da função que se assemelha ao caso, ou seja, quando um veículo se choca com alguma estrutura, seja ela uma parede ou um pilar, essa colisão irá gerar uma força impulsiva que será aplicada em um determinado tempo.

Segundo Thilakarathna et. al. (2010), o desenvolvimento de um modelo numérico realístico de impacto, como por exemplo, de veículos em estruturas, é complexo. A resposta do impacto depende do modo da colisão, da taxa de sensibilidade do veículo, das características dinâmicas do impacto, do coeficiente de restituição e dos parâmetros específicos do veículo. Além do mais, o comportamento da força-tempo de um impacto a uma velocidade particular é diferente de veículo para veículo, mesmo que a massa seja a mesma. Consequentemente, a reconstrução de um impacto com um corpo rígido ou mesmo assumindo em corpo deformado simplificado pode não ser adequada.

A força impulsiva dependerá do peso do veículo, com isso, o modelo escolhido foi a *Toyota Hilux SRX 2.8 Turbo 4x4 AT CD ano 2018, peso 2090 kg*. Além desse dado, é necessário saber o tempo de aplicação dessa ação. Segundo a Associação Brasileira de Prevenção dos Acidentes de Trânsito, a velocidade do veículo passa a zero num tempo muito curto, da ordem de 0,10 segundos.

Toresan (2012) mostra em seu estudo, a fórmula para adquirir a força impulsiva gerada na colisão, ou seja:

$$F = \frac{m \cdot v}{t} \quad (N) \quad (3.1)$$

onde:

m (kg): massa do veículo;

v (m/s): velocidade do veículo;

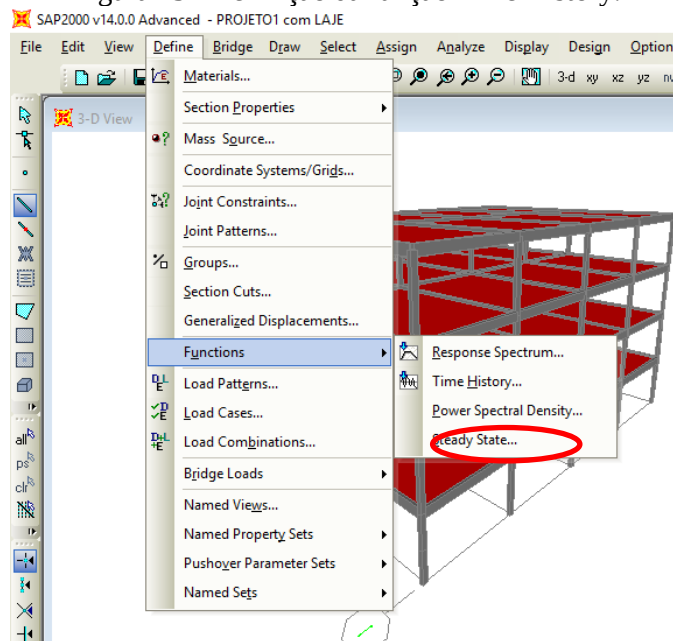
t (s): tempo de aplicação da carga impulsiva.

Diante disso, será feito simulações com velocidades diferentes, com variação no tempo de 0 a 0,1 segundo. Então, com a utilização da equação citada acima, determina-se a “F” impulsiva, que será utilizada na configuração da função *Time History* no software SAP2000, mostrada na Figura 45.

Para o entendimento da função Time History, o manual do SAP2000 diz que uma carga aplicada em um determinado tempo pode ser descrita como uma soma finita de vetores de carga espacial, P_i , multiplicado por funções de tempo, $f_i(t)$, como:

$$r(t) = \sum_i f_i(t). P_i \quad (3.2)$$

Figura 45 - Definição da função Time History.



FONTE: Autor (2018).

Como citado no item 2.3, o impacto é considerado de baixa velocidade quando vai até 36 km/h e dinâmico de alta velocidade quando é maior que 36 km/h. com isso teremos as seguintes configurações da função:

1ª Função.

a) Determinação da força, equação 3.1.

Dados:

Peso da Hilux = 2090 kg;

Velocidade = 36 Km/h = 10m/s;

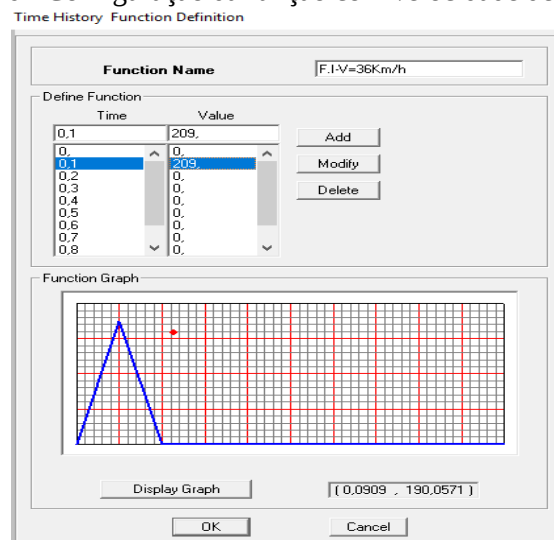
Tempo = 0,1 s.

$$F = \frac{m \cdot v}{t} \text{ (N)}$$

$$F = \frac{2090 \cdot 10}{0,10} = 209000 \text{ N ou } 209 \text{ KN}$$

Tendo o valor da força impulsiva, pode-se criar a primeira função utilizada na simulação. São atribuídos valores em relação ao tempo, ou seja, é necessário montar uma situação que se assemelha a um impacto. Com as considerações vistas acima, tem-se a seguinte configuração mostradas na Figura 46:

Figura 46 - Configuração da função com velocidade de 36 Km/h.



FONTE: Autor (2018).

Para simular a força impulsiva gerada por uma colisão veicular, foi atribuído no tempo de 0,1s o valor da carga máxima, a partir desse tempo e velocidade do veículo zero imediatamente, ou seja, no intervalo entre 0,1 e 0,2s a carga na estrutura começara a zerar.

2ª Função.

b) Determinação da força, equação 3.1.

Dados:

Peso da Hilux = 2090 kg;

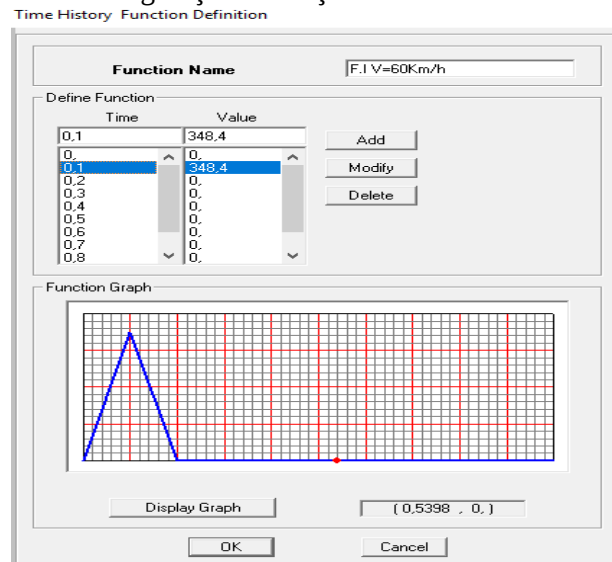
Velocidade = 60 Km/h = 16,67 m/s;

Tempo de aplicação da carga impulsiva = 0,1 s.

$$F = \frac{m \cdot v}{t} \text{ (N)}$$

$$F = \frac{2090 \cdot 16,67}{0,1} = 348403 \text{ N ou } 348,403 \text{ KN}$$

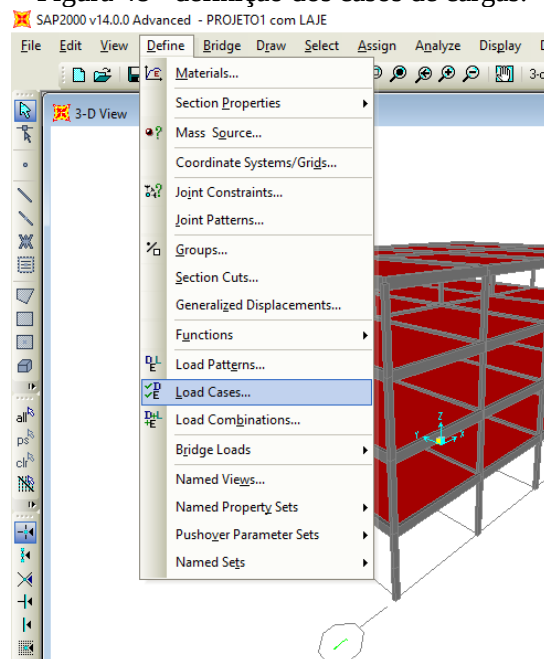
Figura 47 - Configuração da função com velocidade de 60 Km/h.



FONTE: Autor (2018).

Com as funções criadas, deve-se atribuí-las nos casos de cargas, onde serão feitas combinações que aproxima do caso esperado. A Figura 48 mostrará onde se faz esse passo.

Figura 48 - definição dos casos de cargas.



FONTE: Autor (2018).

Posteriormente deve-se definir os padrões de ações que são aplicados (estático ou dinâmico), como a estrutura responde (linear ou não-linear) e como a análise é realizada (através de análise modal, integração direta, etc.). A Figura 49 mostra todos os dados atribuídos para fazer a configuração da carga que será semelhante a uma carga de impacto impulsivo, mas antes deve-se levar em consideração alguns fatores.

Figura 49 - Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite último (ELU).

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (<i>g</i>)		Variáveis (<i>q</i>)		Protensão (<i>p</i>)		Recalques de apoio e retração	
	<i>D</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>T</i>	<i>D</i>	<i>F</i>	<i>D</i>	<i>F</i>
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0
onde <i>D</i> é desfavorável, <i>F</i> é favorável, <i>G</i> representa as cargas variáveis em geral e <i>T</i> é a temperatura. ^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.								

FONTE: NBR 6118.

No dimensionamento de estruturas no Estado Limite Último as ações devem-se ser majoradas pelo coeficiente γ_f , sendo neste caso entre a carga de impacto e o peso próprio. . A

tabela 11.1 da NBR 6118:2014, nos dá os valores para cargas permanentes e variáveis em casos de ações excepcionais, a mesma será mostrada na figura 49. Foi escolhido para as ações permanentes, ou seja, o coeficiente que será usado na ponderação do peso próprio o valor de 1,2, considerado como desfavorável, e para as cargas variáveis, isto é, no caso do impacto o valor 1,0.

Para as combinações últimas de esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado a NBR 6118:2014 traz a tabela 11.3, apresentando a equação 3.3 abaixo.

$$F_d = \gamma_{Gk} F_{Gk} + \gamma_{Qk} F_{Qk} + F_{exc} + \gamma_{p0} \sum \psi_{0j} F_{pj} + \gamma_{\psi} \sum \psi F_{\psi k} \quad (3.3)$$

onde, F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última; F_{Gk} representa as ações permanentes diretas; $F_{\psi k}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\epsilon k}$ e variáveis como a temperatura; e F_{Qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{Q1k} é escolhida principal.

A Figura 50, mostra a configuração da carga periódica que apresenta as seguintes características:

- Nome: Impacto;
- Tipo: Time History;
- Tipo de análise: Linear;
- Carga dinâmica: Será usada as funções criadas de acordo com cada velocidade; e o valor 1 para o fator de escala que é o coeficiente de ponderação.
- Peso Próprio (DEAD): Para esse tipo de carga foi usado a função uniforme; e o fator de escala 1,2.

Figura 50 - Configuração do Load Case.

Load Case Data - Linear Modal History

Load Case Name: IMPACTO Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Time History Design...

Initial Conditions: ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State ☐ Continue from State at End of Modal History Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type: ☒ Linear ☐ Nonlinear Time History Type: ☒ Modal ☐ Direct Integration

Time History Motion Type: ☒ Transient ☐ Periodic

Modal Load Case: Use Modes from Case MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	IMPACTO	FLV=36km/h	1
Load Pattern	IMPACTO	FLV=36km/h	1
Load Pattern	DEAD	UNIFTH	1,2

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data: Number of Output Time Steps: 100 Output Time Step Size: 0,1

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,2 Modify/Show...

OK Cancel

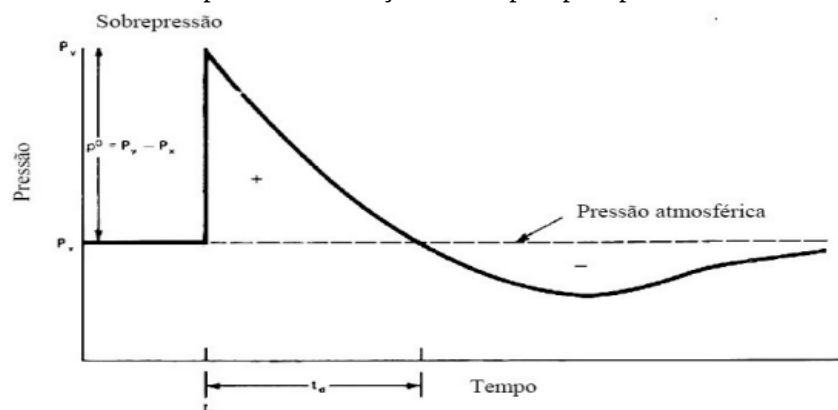
FONTE: Autor (2018).

Esse procedimento será repetido para as outras funções criadas de acordo com a velocidade, ou seja, para velocidade 36 km/h, como mostrado acima na figura 50, para velocidade de 60Km/h.

3.5.2. Explosão.

Para fazer a configuração que se assimila com uma explosão é necessário obter alguns parâmetros. O primeiro é a onda de choque que é caracterizada como um aumento súbito de pressão em áreas adjacentes à explosão e para o melhor entendimento, a Figura 51 mostra as variáveis necessárias para a criação a função referente a onda de choque gerada pela explosão.

Figura 51 - Gráfico da pressão em função do tempo típica para uma onda de choque.



NGO (2007).

Segundo NG0 (2007) os parâmetros da onda de choque apresentada na Figura 8 são:

- Pico de sobrepressão (P_o) – é o maior valor de pressão acima da pressão atmosférica;
- Período de pressão subatmosférica – período em que o valor da pressão da onda de choque é menor que a pressão atmosférica. Ocorre devido à inércia dos gases em expansão;
- Tempo de duração da fase positiva (t_d) – é o tempo da passagem da onda de choque do ponto em estudo até o instante em que o valor da pressão atinja a pressão atmosférica;
- Tempo de chegada (t_a) – é o tempo transcorrido desde o início da ignição até que a onda chegue ao ponto em estudo.

Para obtenção dos dados para a criação da função no SAP2000, precisa-se citar algumas formulações que serão utilizadas. Com o objetivo de determinar a sobrepressão, que é a pressão máxima da onda de choque, é necessário encontrar um termo chamado de distância reduzida que é basicamente a distância afetada pelo explosivo, como mostra a equação 3.4.

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} \quad (3.4)$$

onde, R é a distância do epicentro até o ponto de referência, W é a massa de explosivo (TNT) ou energia da explosão e Z é a distância em escala.

Para a determinação da sobrepressão, (pressão incidente de pico) Bajié (Goel *et al.*, 2012), a partir de estudos feitos anteriormente, e dados experimentais, chegou na seguinte equação:

$$P_o = 1,02 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right) + 4,36 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right)^2 + 14 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right)^3 \text{ [bar]} \quad (3.5)$$

Os efeitos destrutivos de uma onda de choque, gerada por uma explosão, estão relacionados com a pressão incidente de pico. Contudo, em algumas tipologias de edifícios, e em particular quando estes apresentam alguma porosidade, outro aspecto importante na caracterização dos efeitos destrutivos é a pressão dinâmica (efeito de sopro). Este efeito é cumulativo com a pressão incidente de pico (Remennikov, 2007). A pressão dinâmica pode ser

obtida pela equação 3.6 de Rankine-Hugoniot (Needham, 2010), onde Pa é a pressão atmosférica ao nível do mar, expressa em MPa:

$$q_s = \frac{5}{2} \cdot \frac{p_o^2}{7 \cdot Pa + P_o} [MPa] \quad (3.6)$$

Para adquirir-se o tempo de duração da explosão, ou seja, o tempo ativo da explosão utiliza-se a equação de Sadvovskiy (2004):

$$td = 1,2 \cdot W^{\frac{1}{3}} \cdot Z^{\frac{1}{2}} [ms] \quad (3.7)$$

Bangash (2006) apresenta em seu estudo uma classificação quanto a massa equivalente de TNT que permite definir a magnitude do problema em análise.

- Pequenas cargas de explosivo: Até 5kg de TNT;
- Médias cargas de explosivo: de 5kg a 20kg de TNT;
- Grandes cargas de explosivo/bombas: de 20kg a 100kg de TNT;
- Imensas cargas de explosivos/bombas: a partir de 200kg até 2500kg TNT.

Com isso, pode-se calcular a distância em escala mostrada na equação 3.4 usando grandes ou pequenas cargas de explosivo. O valor de R utilizado no estudo será 3 metros referente a uma distância entre um caixa eletrônico e um pilar. A finalidade da análise é adquirir resultados sobre um elemento estrutural e verificar sua interferência nos outros elementos da estrutura.

1º Carga pequena de até 5Kg de TNT.

a) Distância em escala (Z), equação 3.4:

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}}$$

$$Z = \frac{3}{\sqrt[3]{5}} = 1,75 \left[\frac{m}{Kg^{\frac{1}{3}}} \right]$$

b) Sobrepressão (P_o), equação 3.5:

$$P_o = 1,02 \cdot \left(\frac{1}{z}\right) + 4,36 \cdot \left(\frac{1}{z}\right)^2 + 14 \cdot \left(\frac{1}{z}\right)^3 \text{ [bar]}$$

$$P_o = 1,02 \cdot \left(\frac{1}{1,75}\right) + 4,36 \cdot \left(\frac{1}{1,75}\right)^2 + 14 \cdot \left(\frac{1}{1,75}\right)^3 = 4,62 \text{ bar ou } 462 \text{ KN/m}^2$$

c) Pressão dinâmica de pico (qs), equação 3.6:

$$q_s = \frac{5}{2} \cdot \frac{p_o^2}{7 \cdot P_a + P_o} \text{ [MPa]}$$

$$q_s = \frac{5}{2} \cdot \frac{0,462^2}{7 \cdot (0,101325) + 0,462} = 2,5 \text{ MPa ou } 2500 \text{ KN/m}^2$$

d) Tempo de duração ou tempo ativo (td), equação 3.7:

$$td = 1,2 \cdot W^{\frac{1}{3}} \cdot Z^{\frac{1}{2}} \text{ [ms]}$$

$$td = 1,2 \cdot 5^{\frac{1}{3}} \cdot 1,75^{\frac{1}{2}} = 2,7 \text{ [ms]}$$

e) Função, SAP2000:

A detonação de explosivos sólidos é comumente considerada como uma explosão de uma carga pontual onde são originadas ondas de choque com uma dispersão radial a partir do epicentro. Já no caso de explosões de nuvens gasosas, esta consideração não pode ser realizada, pois a carga explosiva não está concentrada em um só ponto (NETO, 2015). Como neste estudo considera-se explosivos sólidos, é necessário encontrar a força atuante em relação a pressão dinâmica (qs). Então faz-se a multiplicação da pressão dinâmica com a área da face do pilar onde será colocado o explosivo sólido. O mesmo será feito com a pressão atmosférica, pois a mesma atua na explosão. Com isso tem-se:

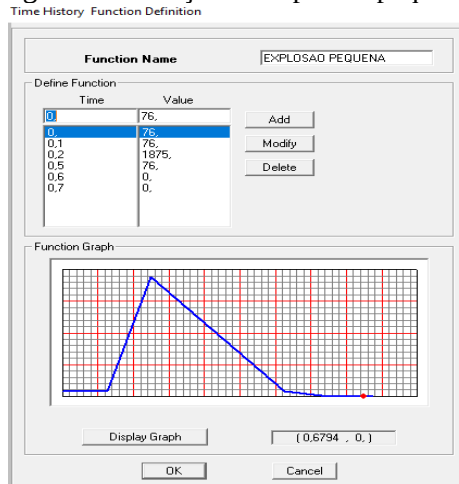
- $q_s = 2500 \text{ KN/m}^2$
- $p_{atm} = 101,325 \text{ KN/m}^2$
- $A_{facepilar} = 0,25 \times 3 = 0,75 \text{ m}^2$

$$Fr = 2500 \cdot 0,75 = 1875 \text{ KN.}$$

$$F_{ratm} = 101,325 \cdot 0,75 = 75,9 \text{ KN.}$$

Com isso tem-se a seguinte função mostrada na Figura 52:

Figura 52 - Função da explosão pequena.



FONTE: Autor (2018).

A Figura 53 mostra a função criada da seguinte maneira: nos tempos de 0 a 0,1ms estará atuando a força causada pela pressão atmosférica, a partir do 0,2ms começa a força máxima gerada pela sobrepressão dinâmica permanecendo por tempo ativo de 0,3 ms.

2º Carga grandes de 20kg a 100kg de TNT.

a) Distância em escala (Z), equação 3.4:

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}}$$

$$Z = \frac{3}{\sqrt[3]{60}} = 0,77 \text{ m/Kg}^{\frac{1}{3}}$$

b) Sobrepressão (Po), equação 3.5:

$$Po = 1,02 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right) + 4,36 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right)^2 + 14 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right)^3 \text{ [bar]}$$

$$Po = 1,02 \cdot \left(\frac{1}{1,10}\right) + 4,36 \cdot \left(\frac{1}{1,10}\right)^2 + 14 \cdot \left(\frac{1}{1,10}\right)^3 = 39,34 \text{ bar ou } 3934,4 \text{ KN/m}^2$$

c) Pressão dinâmica de pico (qs), equação 3.6:

$$qs = \frac{5}{2} \cdot \frac{po^2}{7 \cdot Pa + Po} \text{ [MPa]}$$

$$q_s = \frac{5}{2} \cdot \frac{3,9344^2}{7 \cdot (0,101325) + 3,9344} = 8,34 \text{ MPa ou } 8341 \text{ KN/m}^2$$

d) Tempo de duração ou tempo ativo (td), equação 3.7:

$$td = 1,2 \cdot W^{\frac{1}{3}} \cdot Z^{\frac{1}{2}} [\text{ms}]$$

$$td = 1,2 \cdot 60^{\frac{1}{3}} \cdot 0,77^{\frac{1}{2}} = 4,12 \text{ ms}$$

e) Função, SAP2000:

- $q_s = 8341 \text{ KN/m}^2$
- $p_{atm} = 101,325 \text{ KN/m}^2$
- $A_{facepilar} = 0,25 \times 3 = 0,75 \text{ m}^2$

$$Fr = 8341 \cdot 0,75 = 6255,75 \text{ KN.}$$

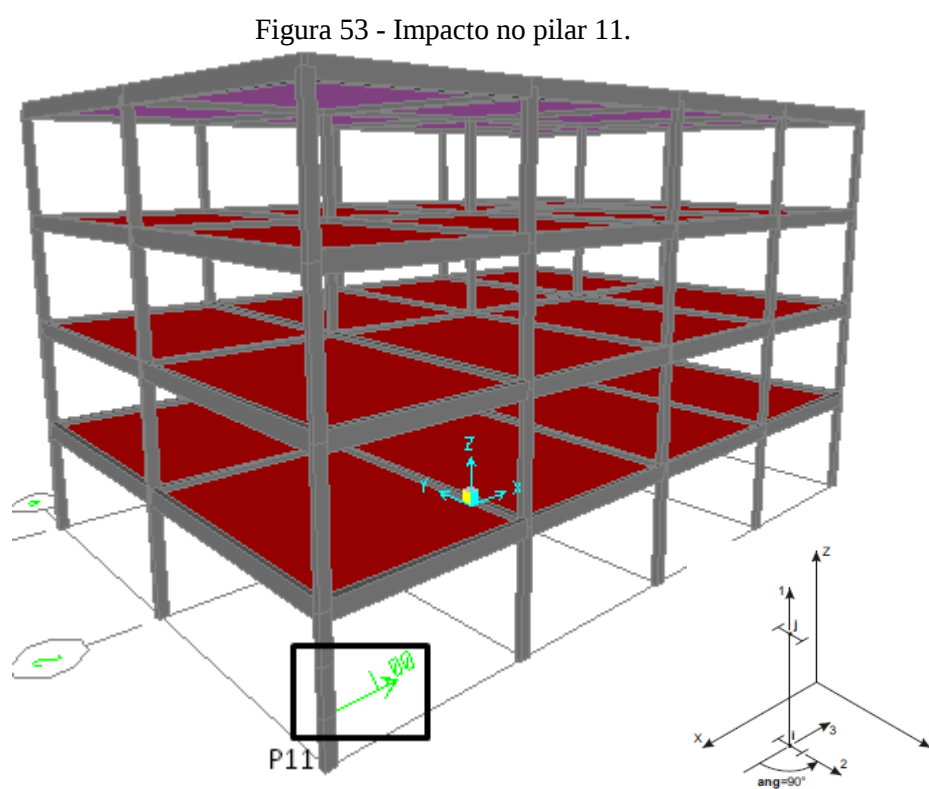
$$Fratm = 101,325 \cdot 0,75 = 75,9 \text{ KN.}$$

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para as análises de impacto veicular serão criados casos de colisões de acordo com as velocidades, e para explosões os casos serão de acordo com o peso de TNT.

4.1. IMPACTO VEICULAR NO PILAR 11 COM VELOCIDADE DE 36 KM/H.

A Figura 53 a seguir mostra o local do impacto e a força unitária colocada para indicar o sentido.



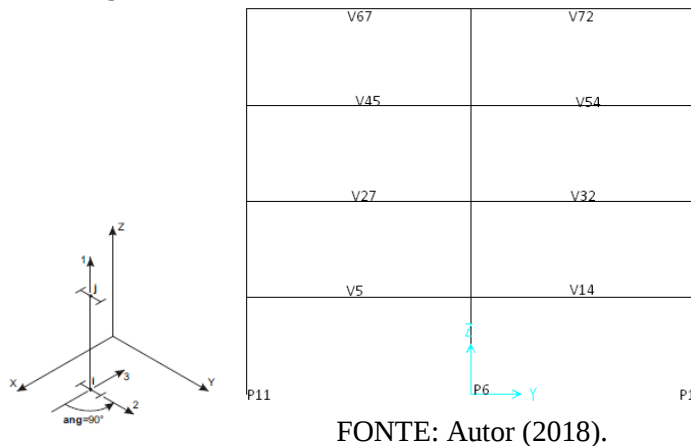
FONTE: Autor (2018).

4.1.1. Momento 2-2.

a) Tempo 0,0s.

A Figura 54 mostra o diagrama de momento fletor 2-2 na face frontal da estrutura no tempo 0 segundos, o que pode se perceber é que nesse instante de tempo a estrutura não apresenta deformação. A imagem servirá para orientação da numeração dos pilares e vigas.

Figura 54 - Momento 2-2, tempo 0,0s. Impacto a 36 Km/h. (kN.m)

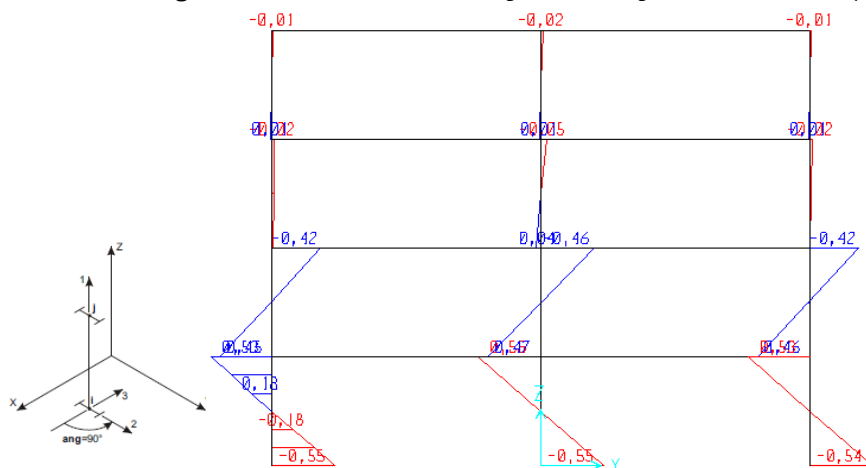


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,1 e 0,2s.

A Figura 55 apresenta o diagrama de momento fletor na face frontal da estrutura. O pilar 11 onde houve o impacto apresentou um momento negativo de -0,55 kN.m em sua base e um momento positivo 0,46 kN.m.

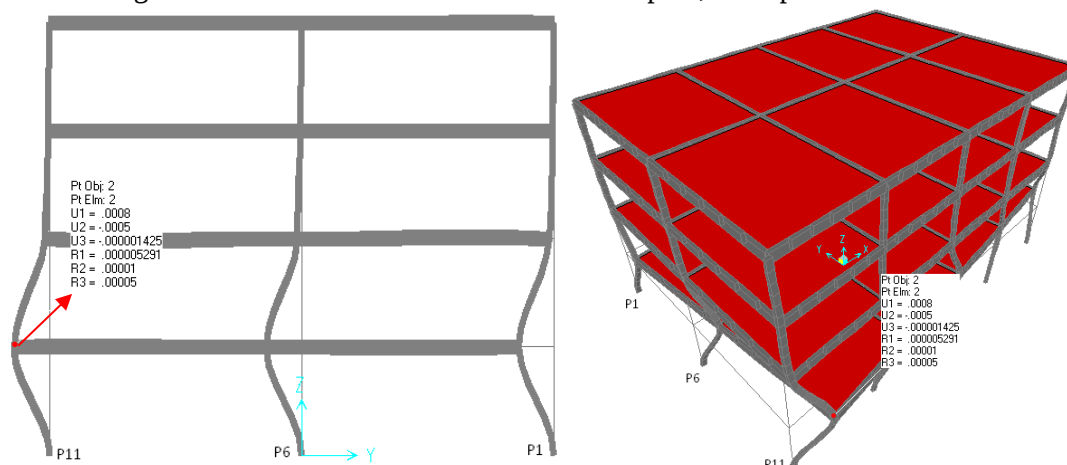
Figura 55 - Momento 2-2, tempo 0,1s. Impacto a 36 Km/h. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 56 fornece o valor do deslocamento no pilar 11, sendo de 0,08cm em relação a coordenada x e no sentido da coordenada y de 0,05cm.

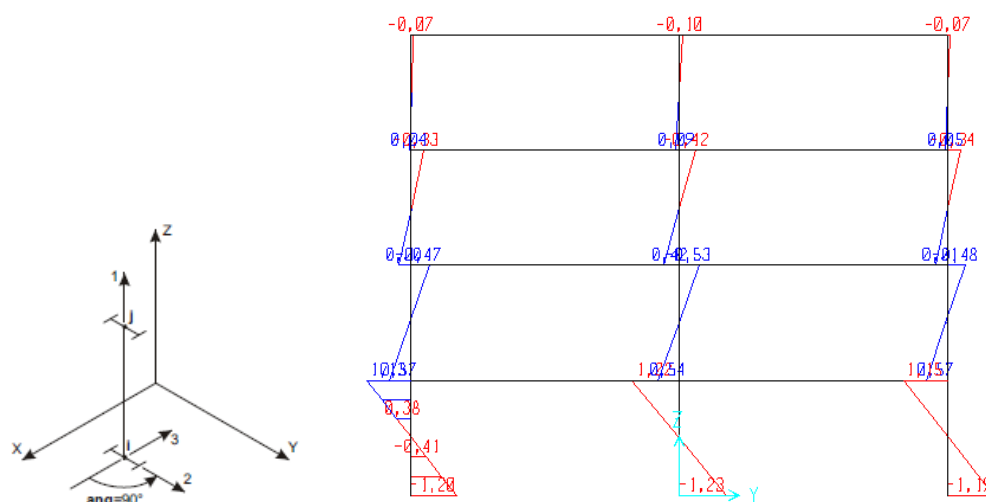
Figura 56 - Deslocamento da estrutura no tempo 0,1s. Impacto a 36 Km/h.



FONTE: Autor (2018).

No tempo 0,2s como mostra a Figura 57, o pilar 11 teve um acréscimo significativo de 118% na sua parte inferior chegando a um valor de 1,20 kN.m. Já o pilar 6 teve um aumento no valor negativo de 123% tendo agora um valor de -1,23 kN.m em sua parte inferior e o pilar 1 houve um aumento no valor negativo de 120% ficando com -1,19 kN.m também na parte inferior do pilar.

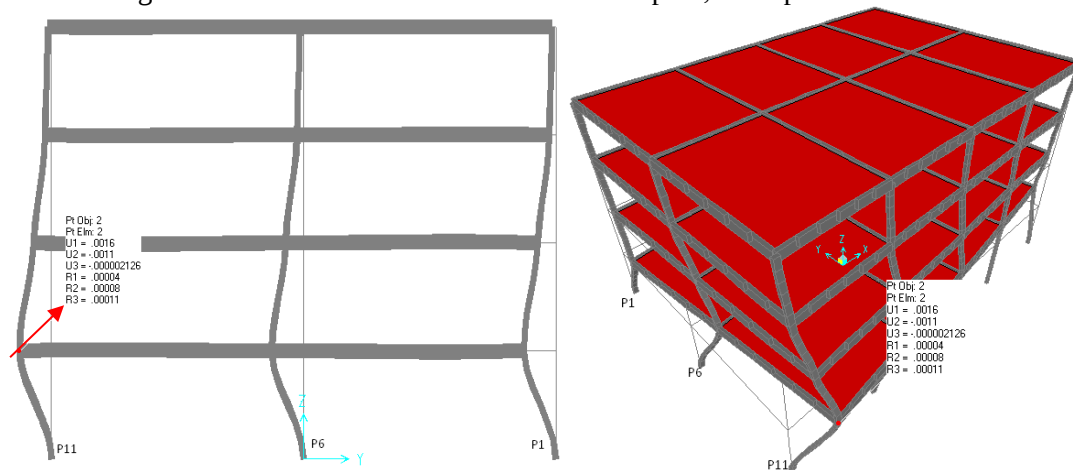
Figura 57 - Momento 2-2, tempo 0,2s. Impacto a 36 Km/h. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 58 nos apresenta o deslocamento que o pilar 11 sofreu em relação a coordenada x, sendo esse valor de 0,16 cm, já na coordenada y o valor foi de 0,11cm.

Figura 58 - Deslocamento da estrutura no tempo 0,2s. Impacto a 36 Km/h.

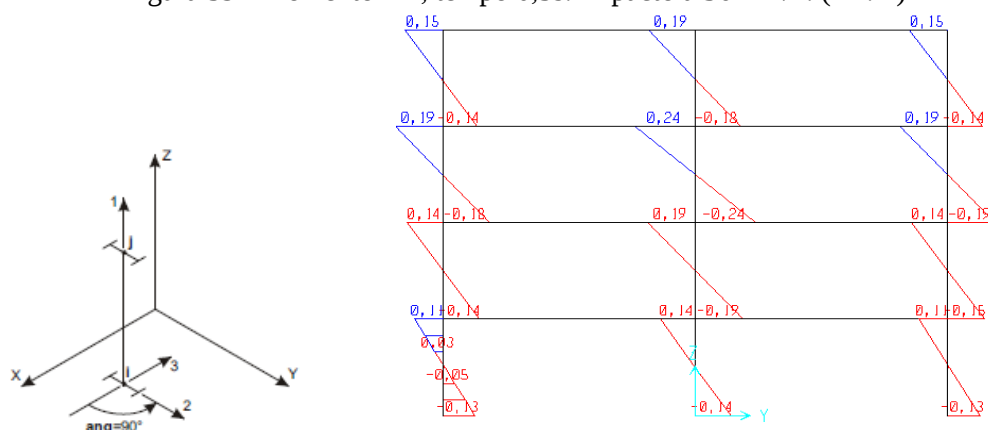


FONTE: Autor (2018).

c) Tempo 0,5 e 1,0s.

No tempo 0,5s, a estrutura teve uma redução no momento fletor, ou seja, em consideração ao pavimento térreo o pilar 11 reduziu 89% diminuindo o seu valor para -0,13 kN.m, já o pilar 6 reduziu 88% adquirindo um valor de -0,14 kN.m e o pilar 1 também decresceu 89% comparando ao tempo 0,2s. Na parte superior da estrutura houve um aumento significativo nos valores, ou seja, no topo dos pilares 11 e 1 aumentou 114%, o pilar 6 aumentou 90%. No topo da estrutura todos os valores nativos passaram a ser positivos. A Figura 59 mostra os valores do diagrama.

Figura 59 - Momento 2-2, tempo 0,5s. Impacto a 36 Km/h. (kN.m)

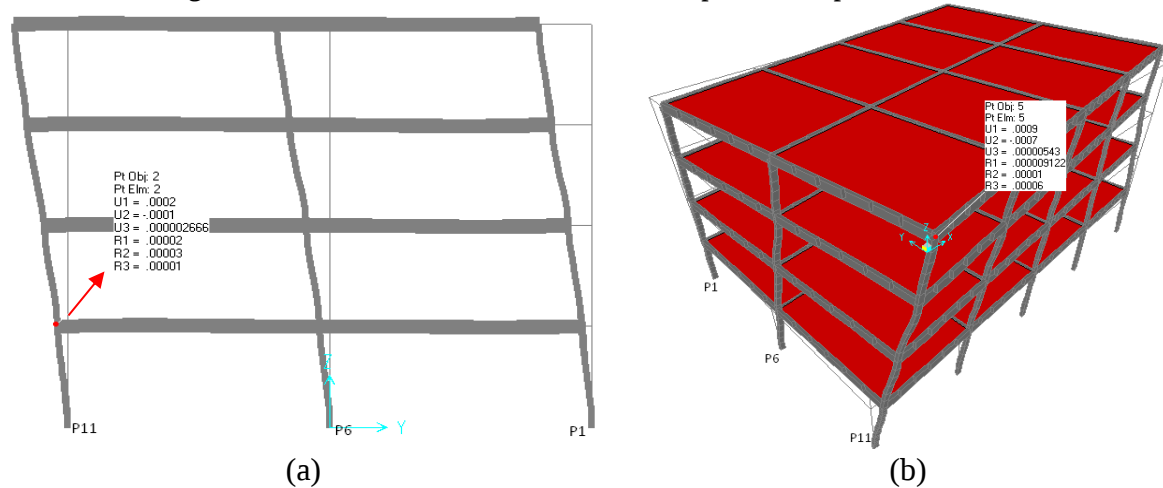


FONTE: Autor (2018).

A Figura 60a mostra que a estrutura reduziu o deslocamento no pilar 11 em comparação ao tempo 0,2s, ou seja, houve um decréscimo de 87,5% nesse ponto passando a ter um valor de 0,02cm na direção de x e 0,01cm na direção de y. O maior deslocamento que aconteceu foi no

topo do pilar 11 com o valor de 0,09cm em direção a coordenada x e 0,06cm em relação a y como mostra a figura 60b.

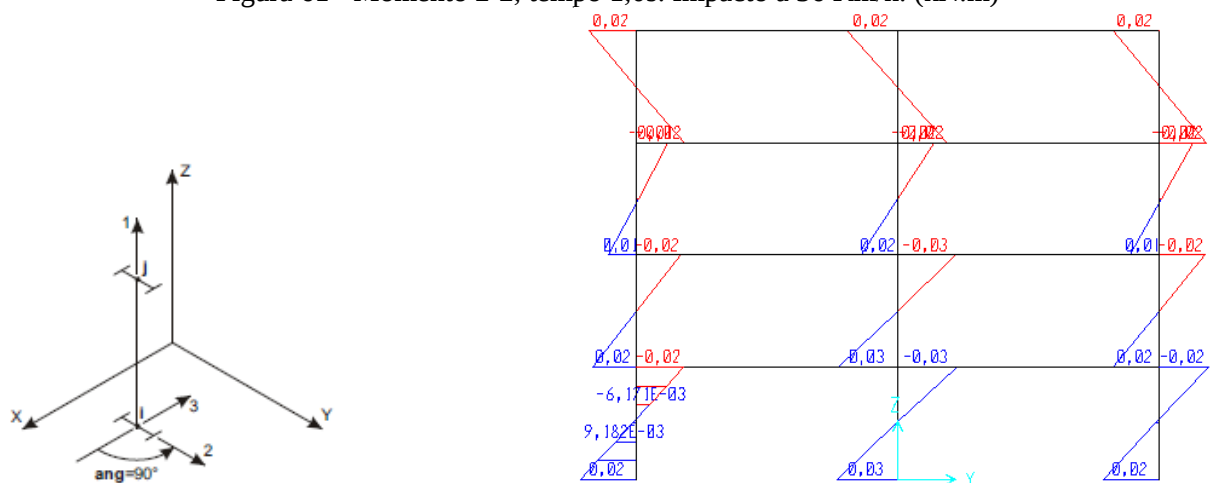
Figura 60 - Deslocamento da estrutura no tempo 0,5s. Impacto a 36 Km/h.



FONTE: Autor (2018).

A Figura 61 nos mostra que ao passar do tempo a estrutura tende a diminuir seu momento fletor nos pilares da face frontal, ou seja, como a estrutura sofreu um impacto ela tenderá a vibrar e com isso, os diagramas começam a inverter de negativo para positivo ou vice e versa. O pilar 11 saiu de um momento negativo com um valor de -0,13 no tempo 0,5s kN.m e passou a ser positivo com um valor de 0,02 kN.m.

Figura 61 - Momento 2-2, tempo 1,0s. Impacto a 36 Km/h. (kN.m)

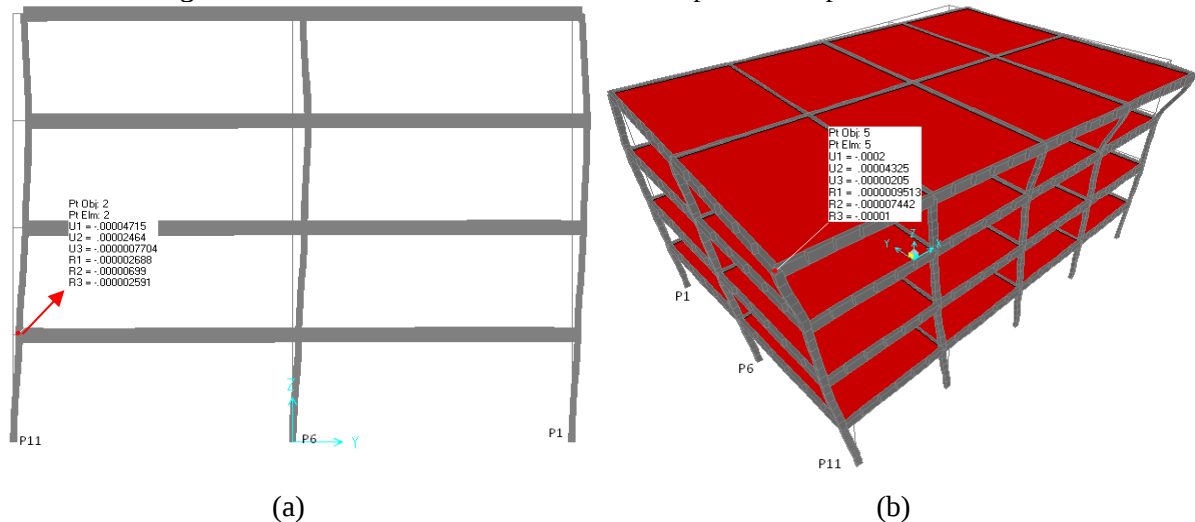


FONTE: Autor (2018).

A Figura 62a mostra a redução do deslocamento no tempo 1,0s, ou seja, a estrutura no tempo de 1,0s apresentou uma redução na direção da coordenada x, ficando com um valor de

0,004715cm, isto é, houve um decréscimo de 76%. O maior deslocamento se deu no topo do pilar 11 com o valor de 0,02cm e direção da coordenada x, como mostra a figura 62b.

Figura 62 - Deslocamento da estrutura no tempo 1,0s. Impacto a 36 Km/h.



FONTE: Autor (2018).

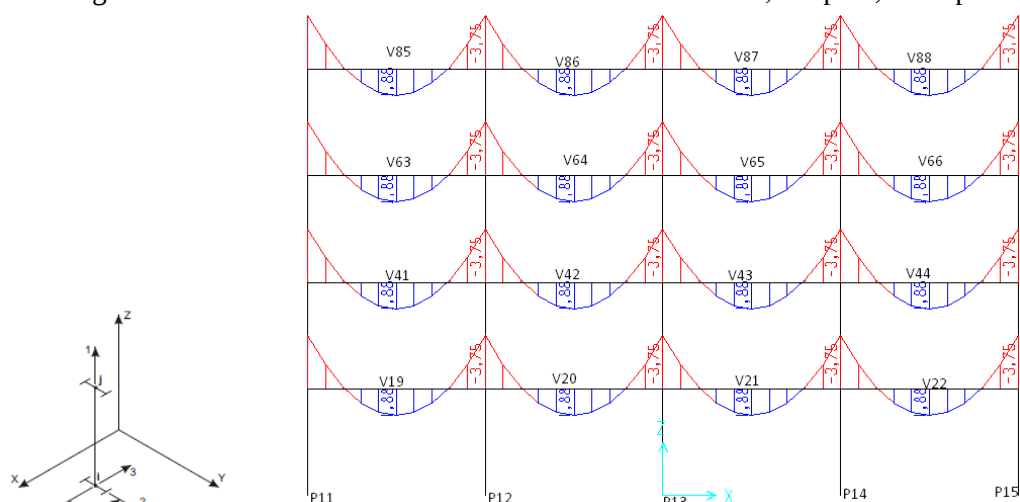
Todas as análises feitas para impacto serão somente até o tempo 1,0s, pois a partir desse momento a estrutura apresenta valores muito pequenos.

4.1.2. Momento fletor 3-3 na face lateral direita.

a) Tempo 0,0s.

A Figura 63 mostra o diagrama de momento fletor na face lateral direita da estrutura no tempo de 0,0s, ou seja, antes do impacto. Os momentos atuantes são provenientes do peso próprio. A imagem também nos auxilia na numeração dos pilares e vigas dessa face.

Figura 63 - Momento 3-3 na face lateral direita da estrutura, tempo 0,0s. Impacto a 36 Km/h. (kN.m)

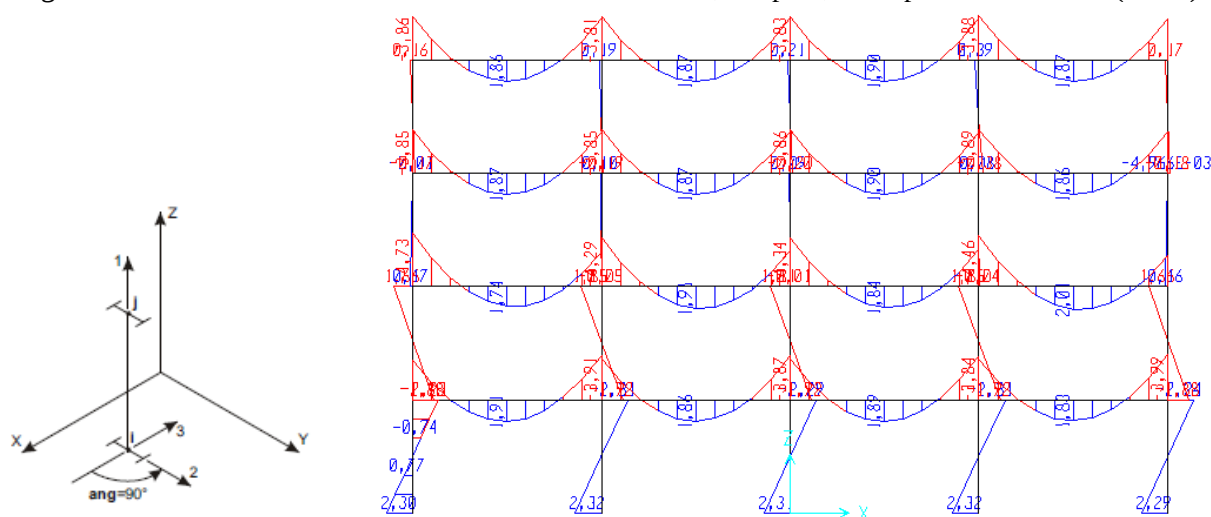


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,1 e 0,2s

A Figura 64 apresenta que no instante de 0,1s, os pilares da estrutura no pavimento térreo tiveram um acréscimo de flexão de 2,29 kN.m a 2,32 kN.m. A viga com o maior momento fletor foi a viga 44 com o valor de 2,01 kN.m, já a viga 19 que se situa próximo ao pilar onde aconteceu o impacto tem valor de 1,91 kN.m.

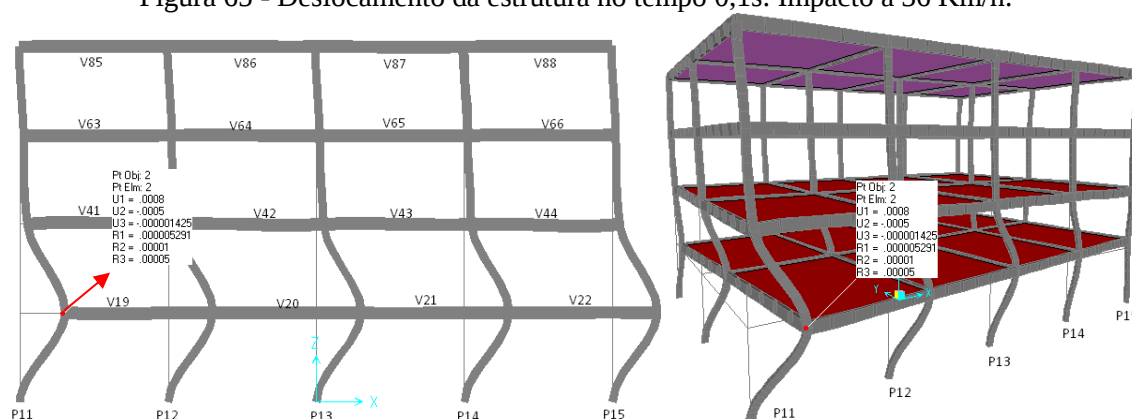
Figura 64 - Momento 3-3 na face lateral direita da estrutura, tempo 0,1s. Impacto a 36 Km/h. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 65 mostra que o maior deslocamento que houve na estrutura foi no pavimento térreo, com o valor de 0,08cm em direção da coordenada x e de 0,05cm em sentido da coordenada y.

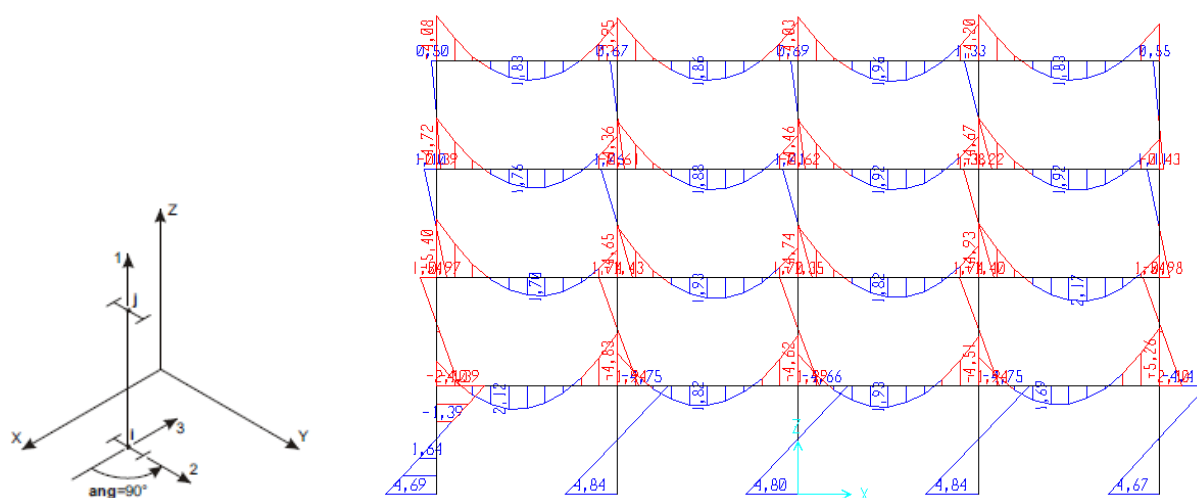
Figura 65 - Deslocamento da estrutura no tempo 0,1s. Impacto a 36 Km/h.



FONTE: Autor (2018).

Na comparação entre os tempos 0,1 e 0,2s, houve um aumento de 104% na base do pilar 11, e os pilares que apresentaram maior momento foram os pilares 12 e 14 obtendo o valor de 4,84 kN.m, e em comparação ao tempo anterior o aumento foi de 108%. A viga 44 teve um aumento de 8% e a viga 19 aumentou 11%. A Figura 66 mostra os valores do diagrama.

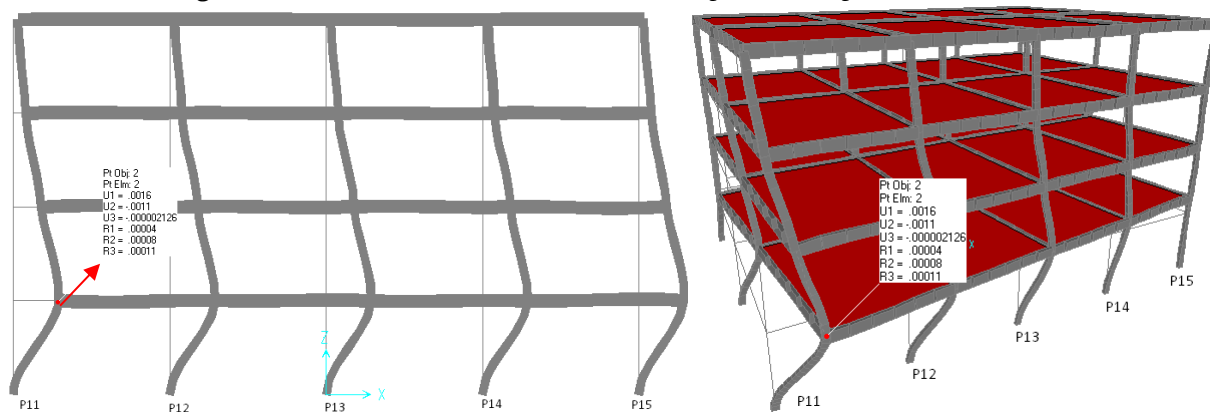
Figura 66 - Momento 3-3 na face lateral direita da estrutura, tempo 0,2s. Impacto a 36 Km/h. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 67 mostra que o maior deslocamento ainda se encontra no pavimento térreo com o valor de 0,16cm na direção de x e 0,11cm na direção de y.

Figura 67 - Deslocamento da estrutura no tempo 0,2s. Impacto a 36 Km/h.

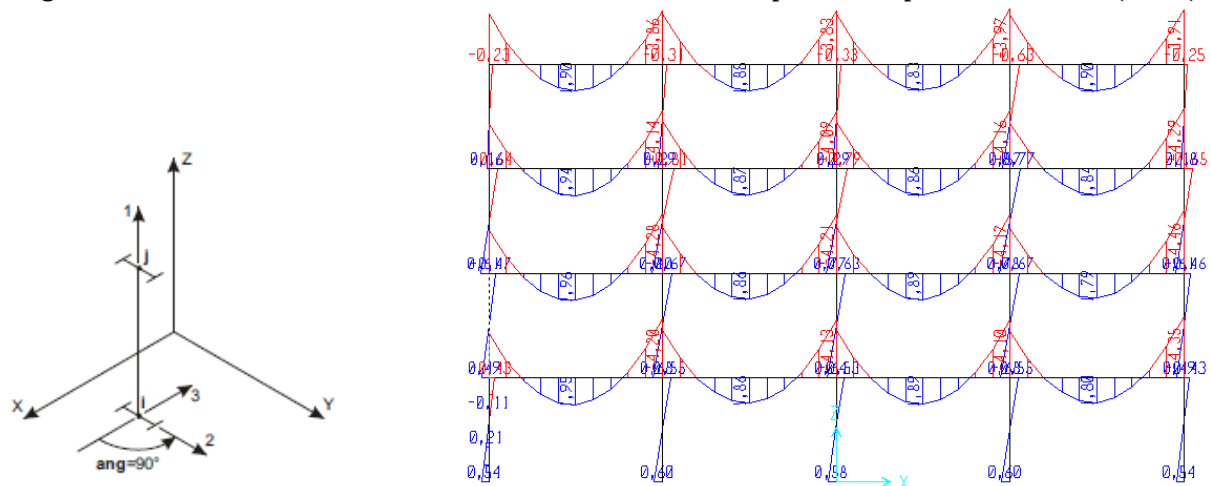


FONTE: Autor (2018).

c) Tempo 0,5 e 1,0s.

No tempo 0,5s o diagrama nos mostra que na base do pilar 11 teve um decréscimo de 88% no valor do momento fletor positivo situado em sua base, passando a ter um valor de 0,54 kN.m, os pilares com maior valor continua sendo o 12 e 14 com o valor de 0,60 kN.m dessa vez com uma redução de 87% em relação ao tempo anterior. A Figura 68 mostra os valores do diagrama.

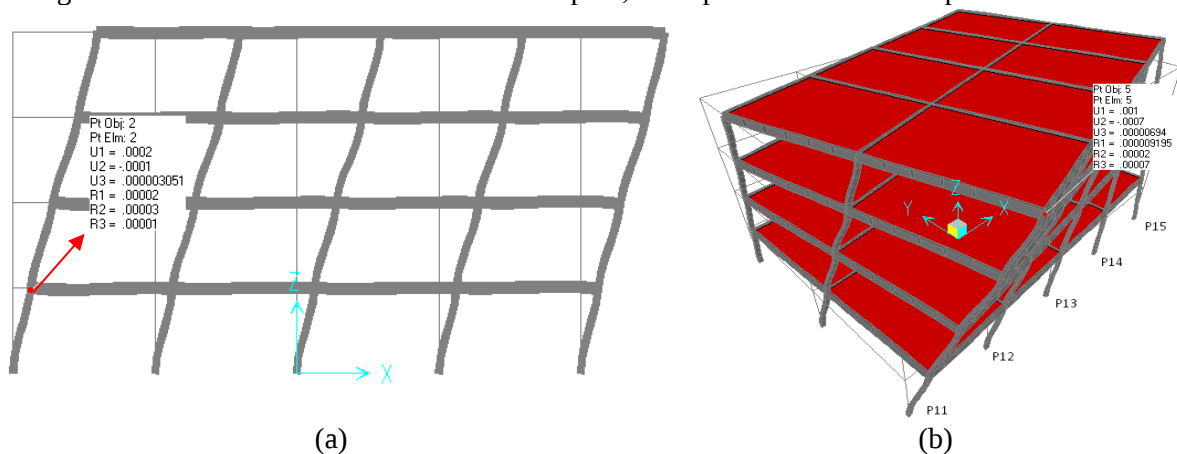
Figura 68 - Momento 3-3 na face lateral direita da estrutura, tempo 0,5s. Impacto a 36 Km/h. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 69a mostra que no tempo 0,5s o deslocamento no pilar 11 foi de 0,02cm, isto significa que teve uma redução de 87,5% em comparação ao tempo 0,2s. O maior deslocamento se deu no topo da estrutura, com o valor de 0,1cm em direção da coordenada x, e 0,07cm em direção de y, como mostra a figura 69b.

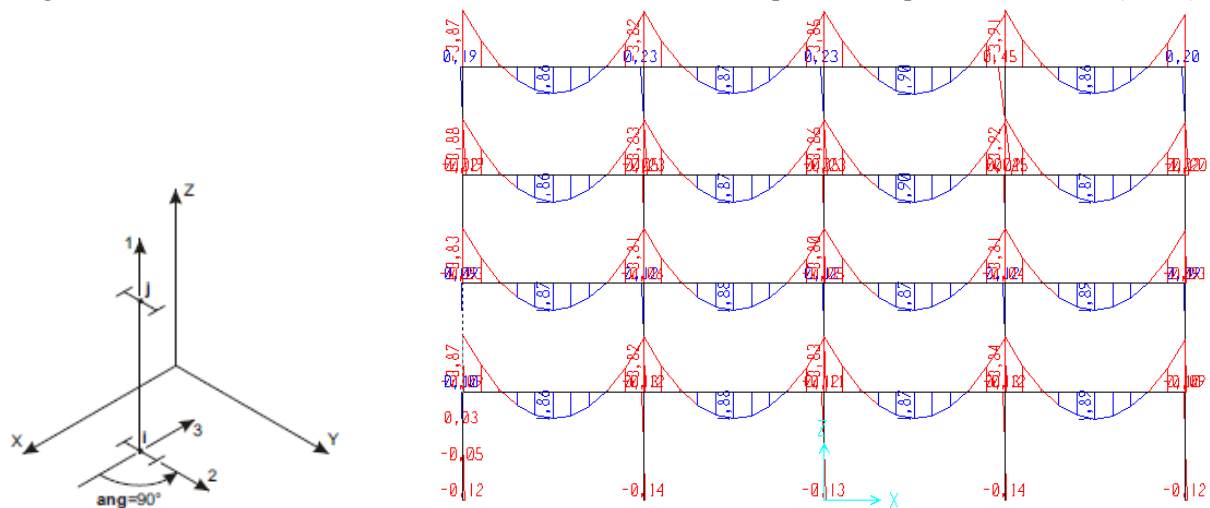
Figura 69 - Deslocamento da estrutura no tempo 0,5s. Impacto a 36 Km/h. Impacto a 36 Km/h.



FONTE: Autor (2018).

A comparação entre os tempos 0,5 e 1,0s, mostra que o pilar 11 teve uma redução no momento fletor de 77,7% passando de positivo para negativo. A viga 66 teve uma maior variação em seu valor negativo de 19,5% passando a ter um valor de -3,45 kN.m e a viga 87 apresentou o maior momento fletor positivo com o valor de 1,90 kN.m e em comparação ao tempo anterior ela aumentou 3,82%. A Figura 70 mostra os valores do diagrama.

Figura 70 - Momento 3-3 na face lateral direita da estrutura, tempo 1,0s. Impacto a 36 Km/h. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 71a mostra que no ponto de referência o deslocamento em direção de x praticamente zerou, porém, a estrutura mudou o seu sentido. Já a figura 71b mostra o valor de 0,02cm sendo o maior deslocamento nesse tempo.

Figure 1 consists of two sub-images. Sub-image (a) is a 2D view of a structure, likely a bridge deck, showing a grid of elements. A point of interest is marked with a red dot and labeled 'Pt Obj: 2'. The coordinates for this point are listed as: Pt Elm: 2, U1 = -.00004571, U2 = .00002459, U3 = -.000000429, R1 = -.000002664, R2 = -.000006589, and R3 = -.000002452. A small coordinate system is shown at the bottom right of the structure. Sub-image (b) is a 3D view of the same structure, showing the mesh and the location of the point of interest (Pt Obj: 5). The coordinates for this point are listed as: Pt Elm: 5, U1 = -.0002, U2 = .00004325, U3 = -.00000205, R1 = -.000000513, R2 = -.000007442, and R3 = -.00001.

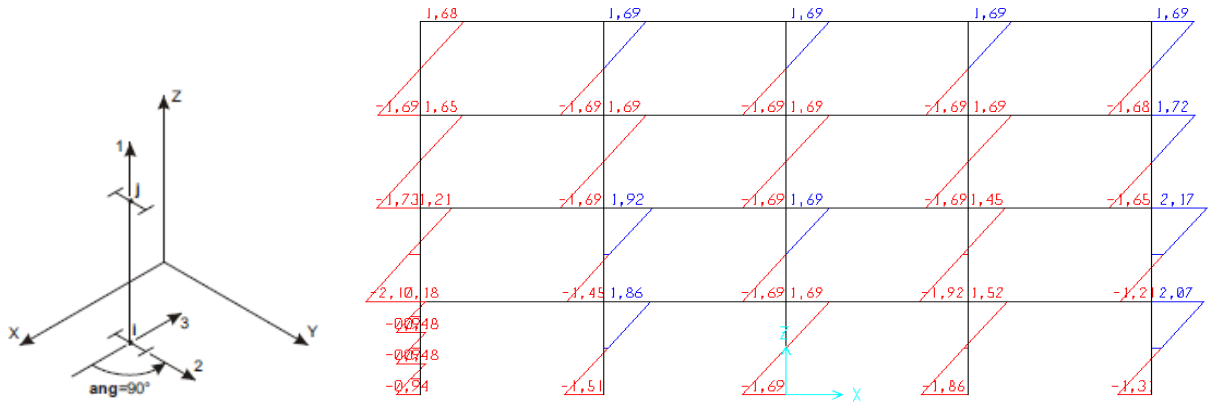
4.1.3. Força axial

A Figura 72 mostra que no tempo 0,0s os valores obtidos para força axial são somente do peso próprio. O pilar está apresentando o valor de 0,56, porem o pilar foi dividido em três pontos.

De acordo com o diagrama mostrado na Figura 73, pode-se perceber que a estrutura nesse certo momento comprime o seu lado esquerdo, ou seja onde houve a colisão, e no lado contrário ela está tracionando. O pilar 11 onde teve o impacto apresentou o valor de -2,82 kN

sendo este o maior de compressão, já o maior valor de tração foi no pilar 15 que apresentou um resultado de 2,17 kN.

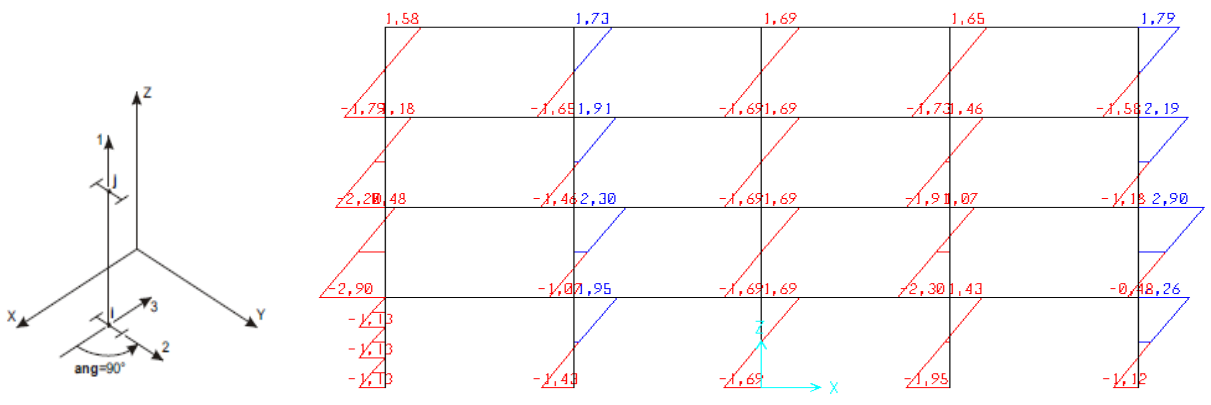
Figura 73 - Diagrama de força axial no tempo 0,1s. Impacto a 36 Km/h. (kN)



FONTE: Autor (2018).

No tempo 0,2s houve um aumento de compressão no pilar 11 de 20,2%, já a tração situada na região do primeiro pavimento no pilar 15 aumentou 33,6%. A Figura 74 mostra os valores nesse instante.

Figura 74 - Diagrama de força axial no tempo 0,2s. Impacto a 36 Km/h. (kN)

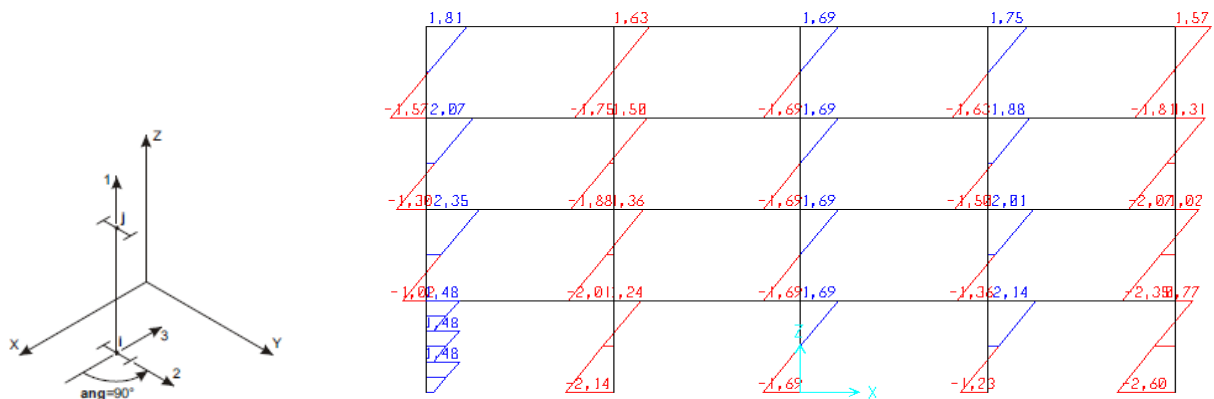


FONTE: Autor (2018).

c) Tempo 0,5 e 1,0s

O diagrama da Figura 75 expõe que começou a inverter o lado que comprime e que traciona, ou seja, o lado que houve o impacto em algumas partes começou a tracionar. No pilar 11 apresentou valor de tração de 4,44 kN na região do pavimento térreo.

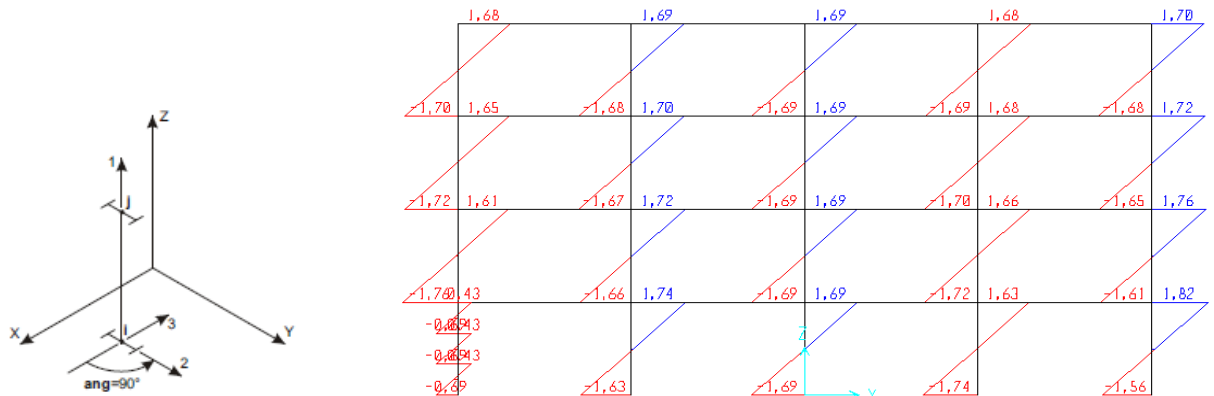
Figura 75 - Diagrama de força axial no tempo 0,5s. Impacto a 36 Km/h. (kN)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 76 mostra que no tempo de 1,0s, a estrutura obteve uma maior tração no pavimento térreo sendo no pilar 15 com o valor de 1,82 kN. A região que teve a maior compressão foi no pilar 11 também no pavimento térreo com o valor de -2,07 kN.

Figura 76 - Diagrama de força axial no tempo 1,0s. Impacto a 36 Km/h. (kN)



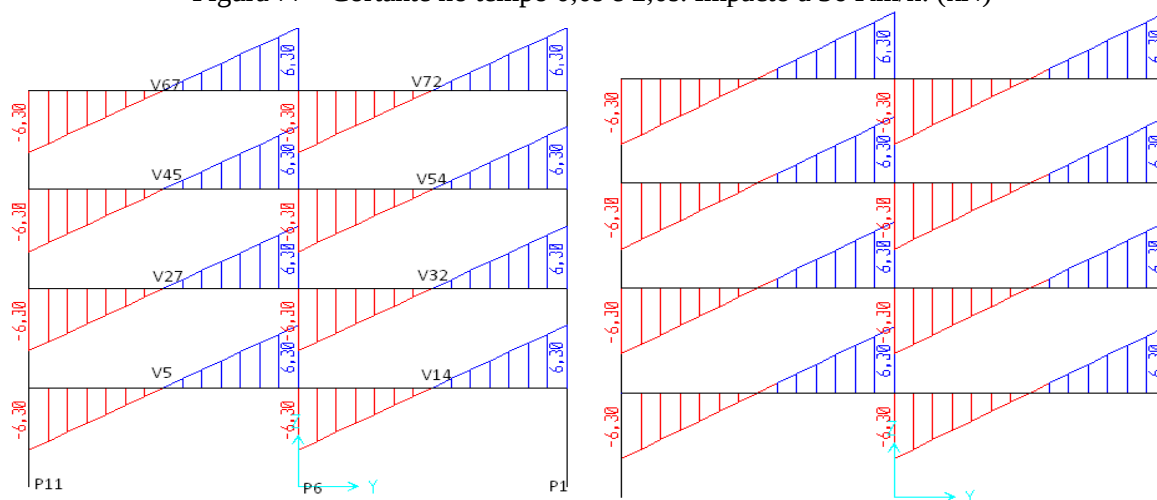
FONTE: Autor (2018).

4.1.4. Cortante 2-2 na face frontal da estrutura.

a) Tempo 0,0s e 2,0s.

A Figura 77 nos mostra o diagrama do esforço cortante na face frontal da estrutura, os valores obtidos nesse tempo são devidos somente o peso próprio da estrutura. Percebe-se que a análise nessa coordenada 2-2 não há uma mudança significativa com passar do tempo.

Figura 77 - Cortante no tempo 0,0s e 2,0s. Impacto a 36 Km/h. (kN)



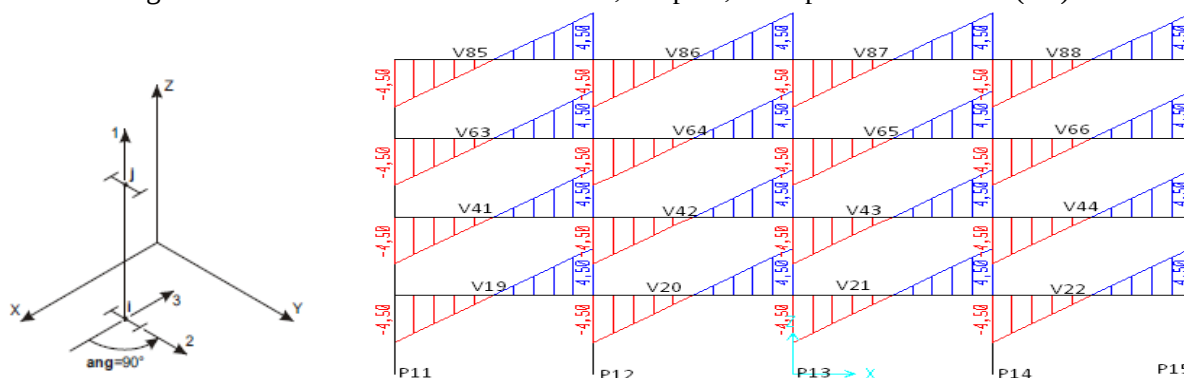
FONTE: Autor (2018).

4.1.5. Cortante 3-3 na face lateral direita da estrutura.

a) Tempo 0,0s.

A Figura 78 mostra o diagrama do esforço cortante no tempo 0,0s. Os valores obtidos foram somente do peso próprio. A figura também serve para nos orientar em relação a numeração dos pilares e vigas.

Figura 78 - Cortante na face lateral direita, tempo 0,0s. Impacto a 36 Km/h. (kN)



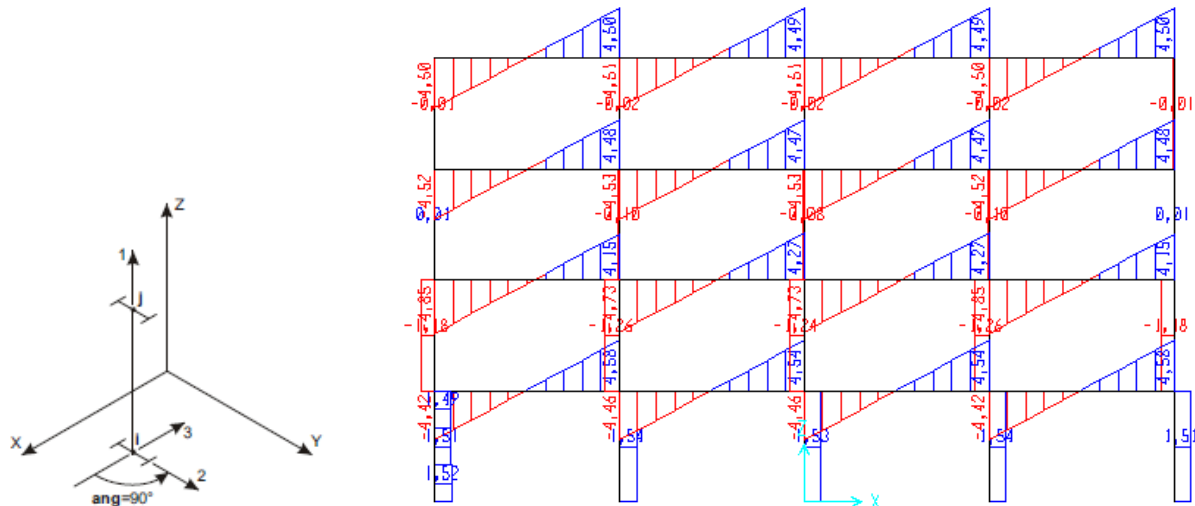
FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,1 e 0,2s.

A Figura 79 nos apresenta que no momento que houve o impacto do veículo no pilar 11 da estrutura, esse pilar apresentou um valor de esforço cortante positivo de 1,52 kN no primeiro metro de altura, 1,51 kN no segundo metro de altura e 1,49 kN no terceiro metro de altura. Percebe-se que a parte dos pilares situados no pavimento apresentaram valores positivos, mas no trecho do primeiro pavimento os valores se inverteram para negativos. As vigas com

maiores valores de cortante positivo foram as vigas 19 e 22 com o valor de 4,58 kN, tendo um aumento de 1,78% em relação ao tempo inicial, assim como as que apresentaram maiores valores negativos foram as vigas 41 e 44 com o valor de -4,85 kN.

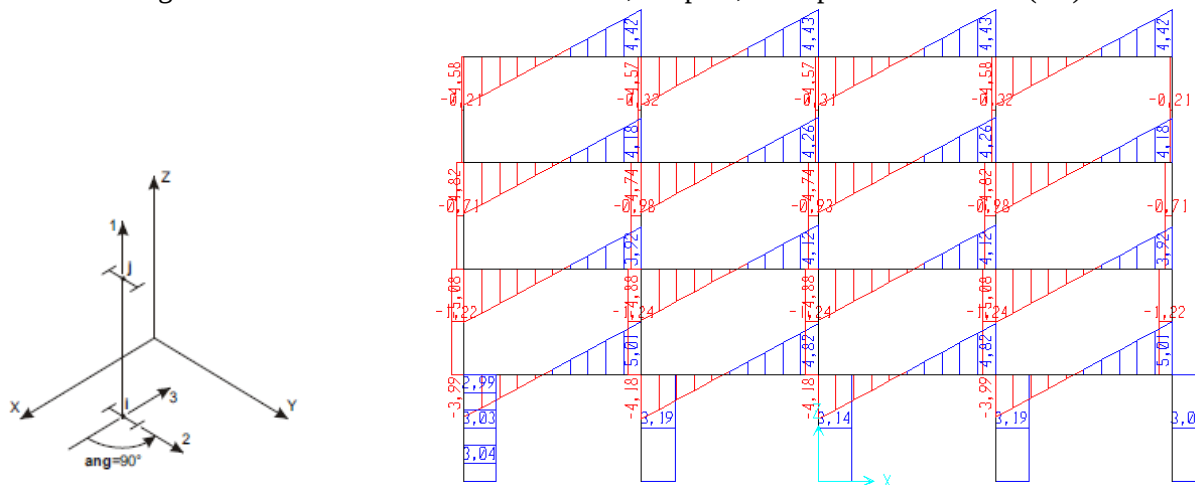
Figura 79 - Cortante na face lateral direita, tempo 0,1s. Impacto a 36 Km/h. (kN)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 80 apresenta que no pilar 11 houve um aumento de 100% nos valores do trecho situado no pavimento térreo, ou seja, teve um acréscimo nos valores positivos. Os pilares do trecho do pavimento térreo que apresentou maiores valores positivos foram os pilares 12 e 14. As vigas 19 e 22 apresentaram um aumento de 9,4% em relação ao tempo anterior, e as vigas 41 e 44 aumentaram os valores negativos 4,74%.

Figura 80 - Cortante na face lateral direita, tempo 0,2s. Impacto a 36 Km/h. (kN)

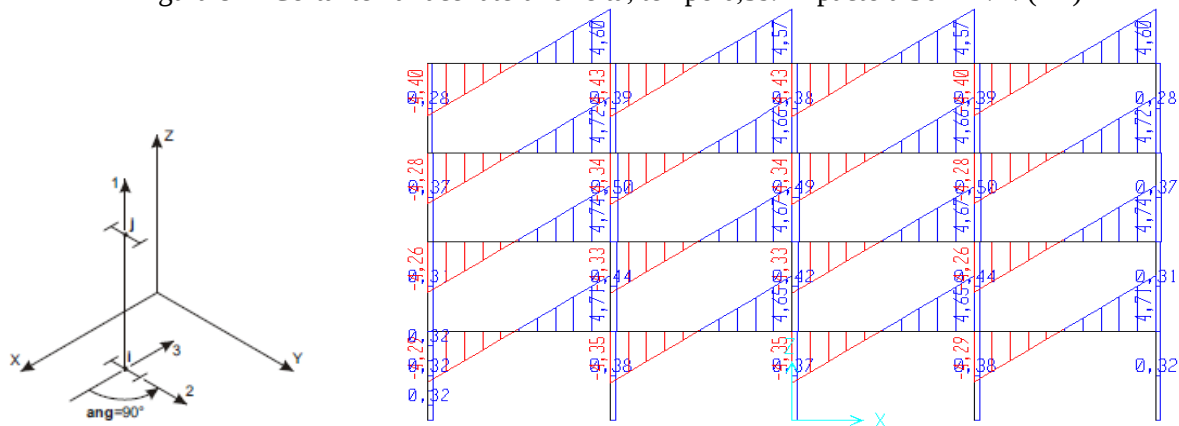


FONTE: Autor (2018).

c) Tempo 0,5 e 1,0s.

A Figura 81 mostra que os valores positivos nos pilares estão tendendo a diminuir no tempo de 0,5 segundos, ou seja, houve um decréscimo de 90% no valor do pilar 11. As vigas com maiores valores também tenderam a diminuir e as vigas 41 e 44 passaram a ter maiores resultados positivos de 4,74 kN e as vigas 86 e 87 passaram a ter o valor de -4,43 kN.

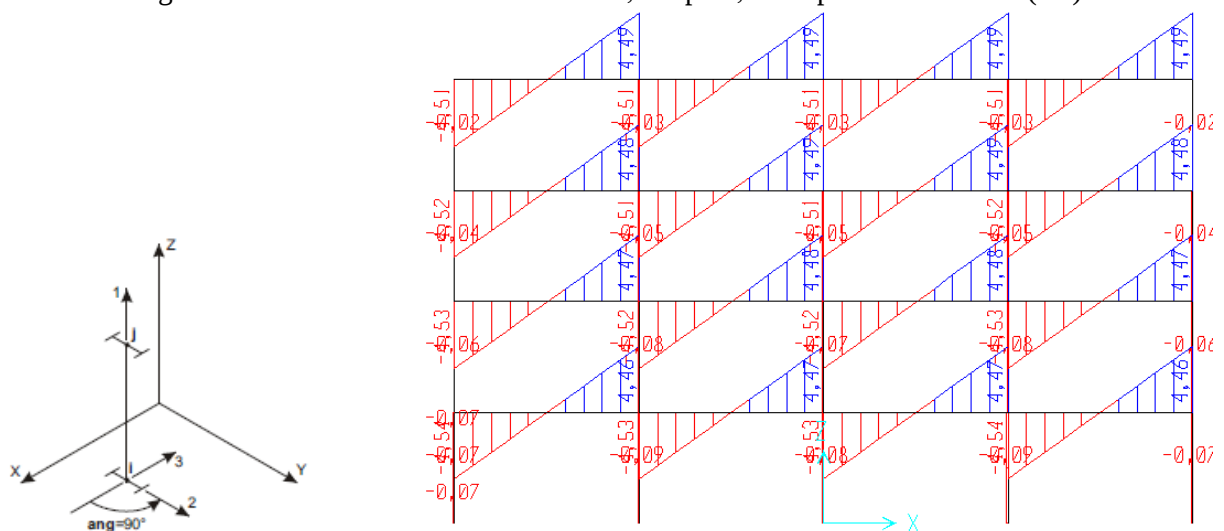
Figura 81 - Cortante na face lateral direita, tempo 0,5s. Impacto a 36 Km/h. (kN)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 82 expõe que com o passar do tempo os valores tendem a se estabilizar ou diminuir cada vez mais. O maior cortante positivo foi de 4,48 kN e 4,53kN de valor negativo.

Figura 82 - Cortante na face lateral direita, tempo 1,0s. Impacto a 36 Km/h. (kN)



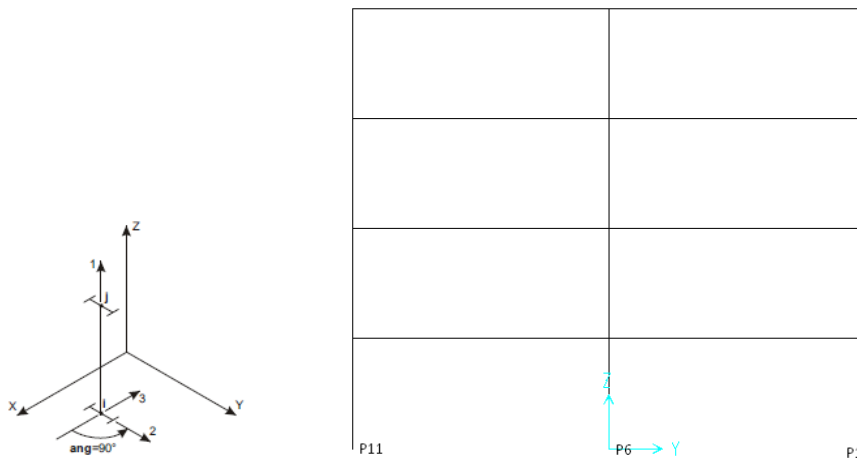
FONTE: Autor (2018).

4.1.6. Cortante 3-3 na face frontal da estrutura

a) Tempo 0,0s

A Figura 83 mostra que no instante 0,0s o cortante em relação as coordenadas 3-3 não apresenta nenhum valor. A imagem também serve para orientação em relação à numeração dos pilares.

Figura 83 - Cortante 3-3 na face frontal, tempo 0,0s. Impacto a 36 Km/h. (kN)

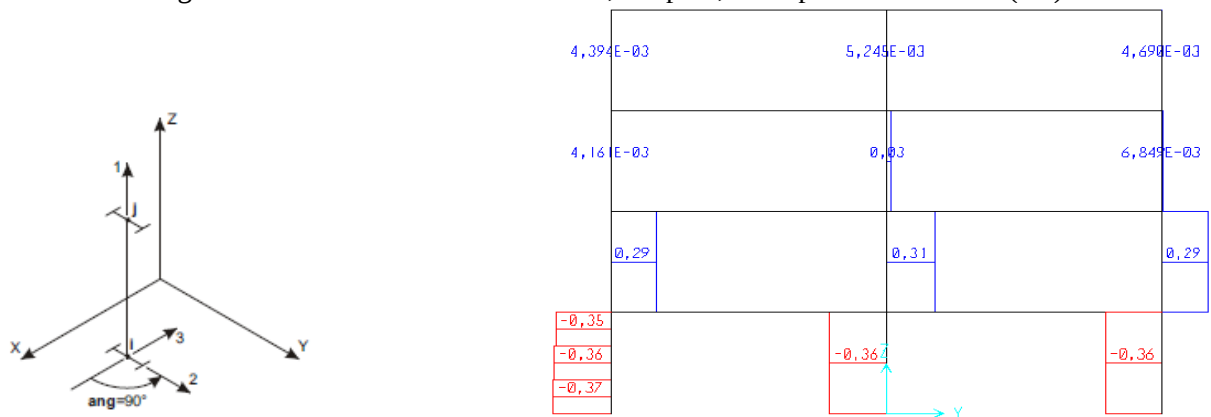


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,1 e 0,2s.

A Figura 84 mostra que no tempo 0,1s a estrutura apresentou cortante negativo somente no pavimento térreo, e o maior valor nesse tempo é de -0,37 kN situado no pilar que sofreu o impacto. O maior valor positivo foi 0,31 kN.

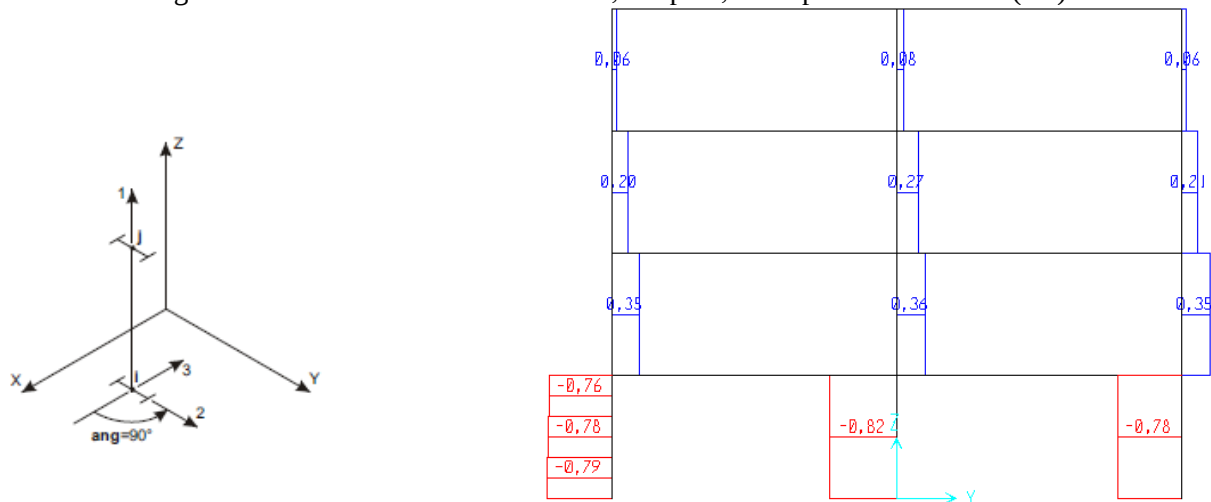
Figura 84 -Cortante 3-3 na face frontal, tempo 0,1s. Impacto a 36 Km/h. (kN)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 85 apresenta que no tempo 0,2s o pilar 11 teve um aumento de 100% nos valores negativos, nesse instante de tempo o pilar 6 apresentou maior valor de -0,82 kN. O maior valor positivo foi 0,36 kN.

Figura 85 - Cortante 3-3 na face frontal, tempo 0,2s. Impacto a 36 Km/h. (kN)

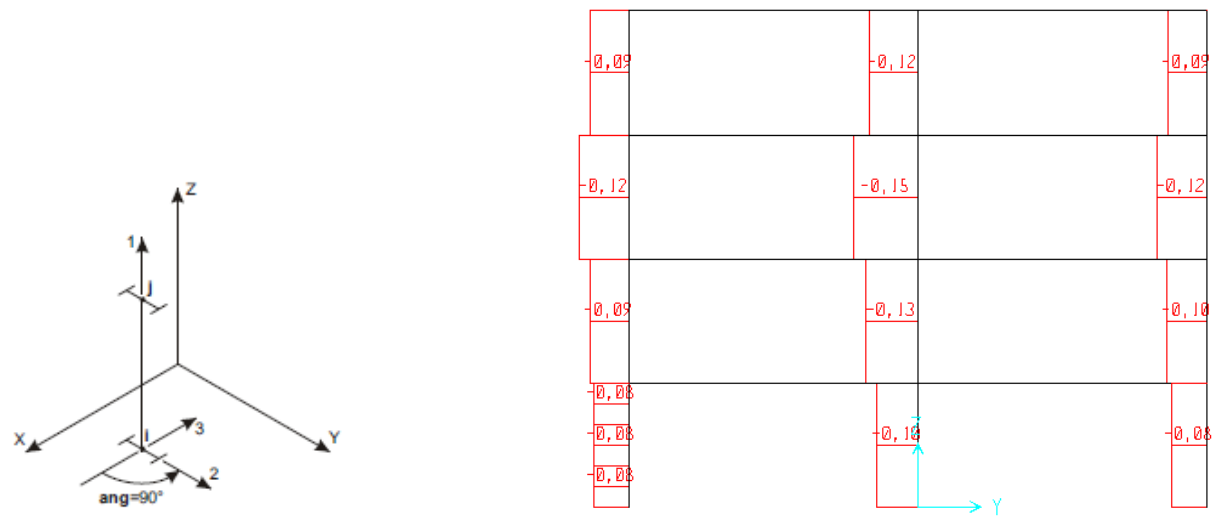


FONTE: Autor (2018).

c) Tempo 0,5 e 2,0s.

A Figura 86 mostra que no pavimento térreo o cortante está tendendo a diminuir, mas os pavimentos superiores que estavam apresentando cortante positivo, agora passaram também a adquirir valores negativos.

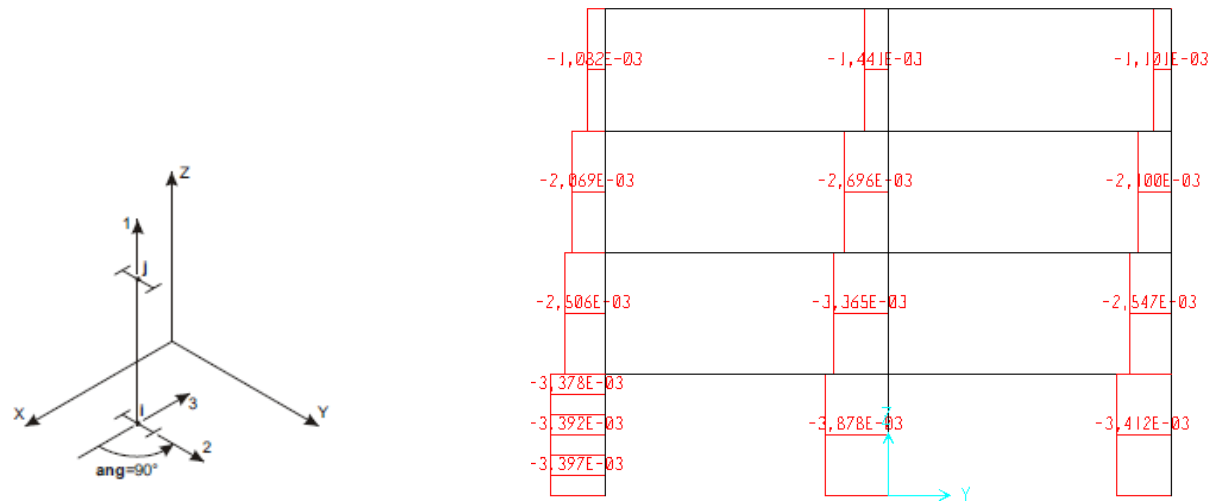
Figura 86 - Cortante 3-3 na face frontal, tempo 0,5s. Impacto a 36 Km/h. (kN)



FONTE: Autor (2018).

No instante de tempo 2,0 segundo a estrutura tendeu a ficar com valores negativos muito pequenos, como mostra a Figura 87.

Figura 87 - Cortante 3-3 na face frontal, tempo 2,0s. Impacto a 36 Km/h. (kN)



FONTE: Autor (2018).

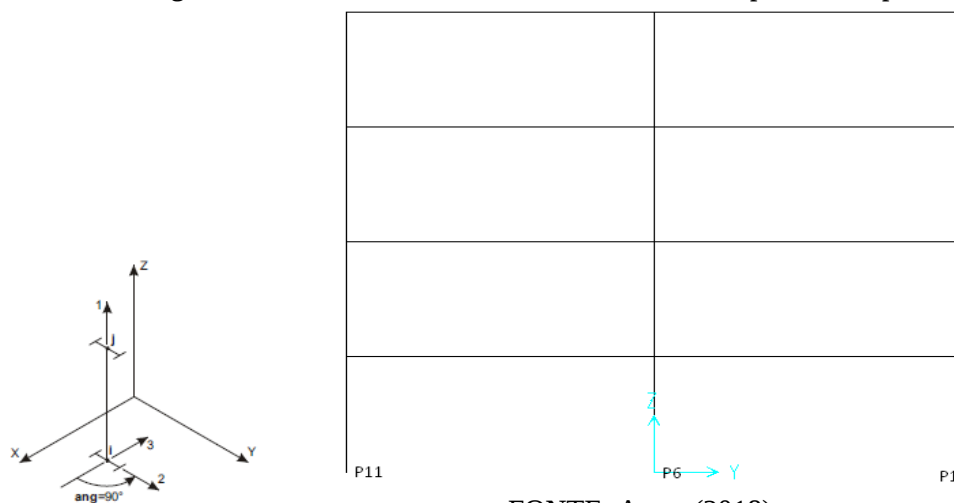
4.2. IMPACTO VEICULAR NO PILAR 11 COM VELOCIDADE DE 60 KM/H.

4.2.1. Momento fletor 2-2 na face frontal da estrutura.

a) Tempo 0,0s.

A Figura 88 mostra que no instante 0,0s o momento fletor em relação as coordenadas 2-2 não apresenta nenhum valor. A imagem também serve para orientação em questão a numeração dos pilares.

Figura 88 - Momento fletor 2-2 na face frontal, tempo 0,0s. Impacto a 60 Km/h. (kN.m)

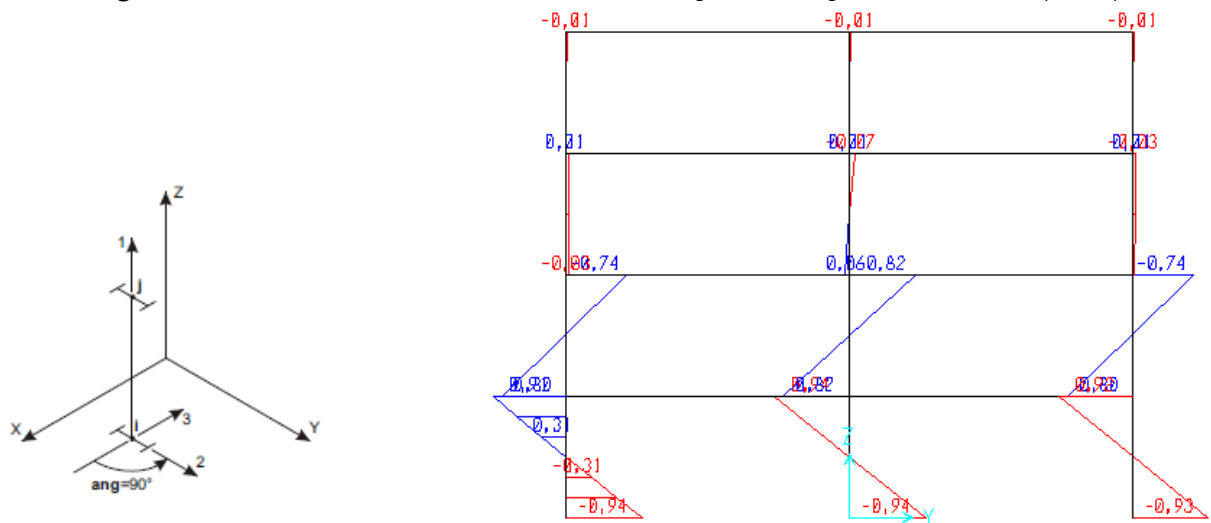


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,1 e 0,2s.

A Figura 89 mostra que no tempo 0,1s o pilar 11 que sofreu o impacto apresenta no trecho do pavimento térreo flexão na sua base de -0,94 kN.m e na sua parte superior de 0,91 kN.m.

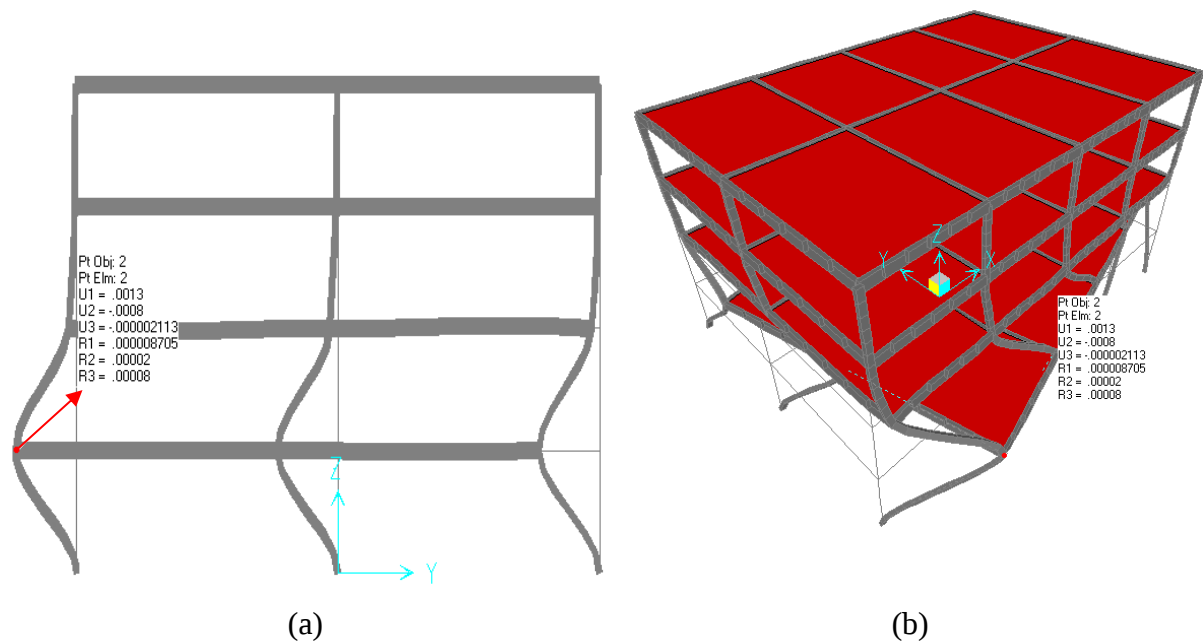
Figura 89 - Momento fletor 2-2 na face frontal, tempo 0,1s. Impacto a 60 Km/h. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 90a mostra que o deslocamento no pilar 11 foi de 0,13cm no tempo de 0,1s, a estrutura apresentou deformação no pavimento térreo e no primeiro pavimento, como mostra a figura.

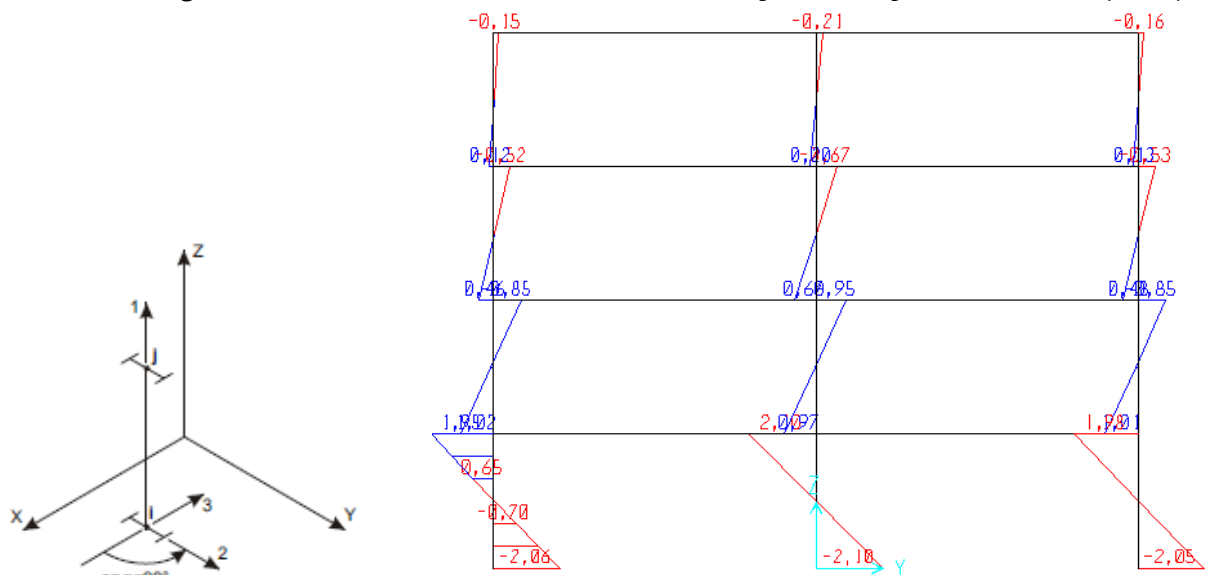
Figura 90 - Deslocamento da estrutura no tempo 0,1s. Impacto a 60 Km/h.



FONTE: Autor (2018).

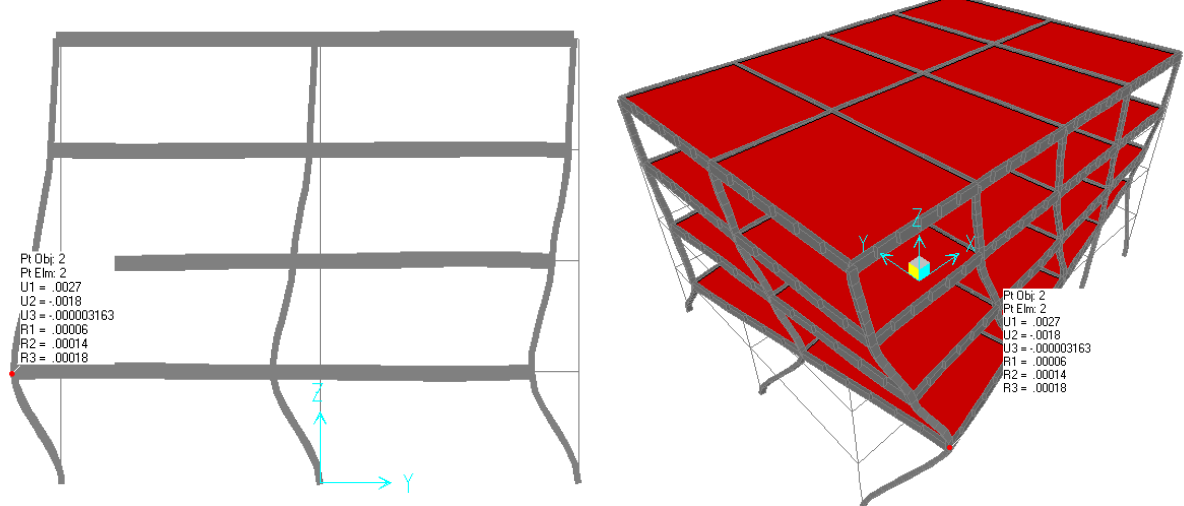
A Figura 91 apresenta que a flexão no pilar 11 aumentou 119% passando para um valor de -2,06 kN.m e a flexão na parte superior aumentou 114% passando para um valor de 1,91 kN.m.

Figura 91 - Momento fletor 2-2 na face frontal, tempo 0,2s. Impacto a 60 Km/h. (kN.m)



A Figura 92 mostra que houve um aumento de 107% no deslocamento do pilar 11, ou seja, passou a adquirir um valor de 0,27cm.

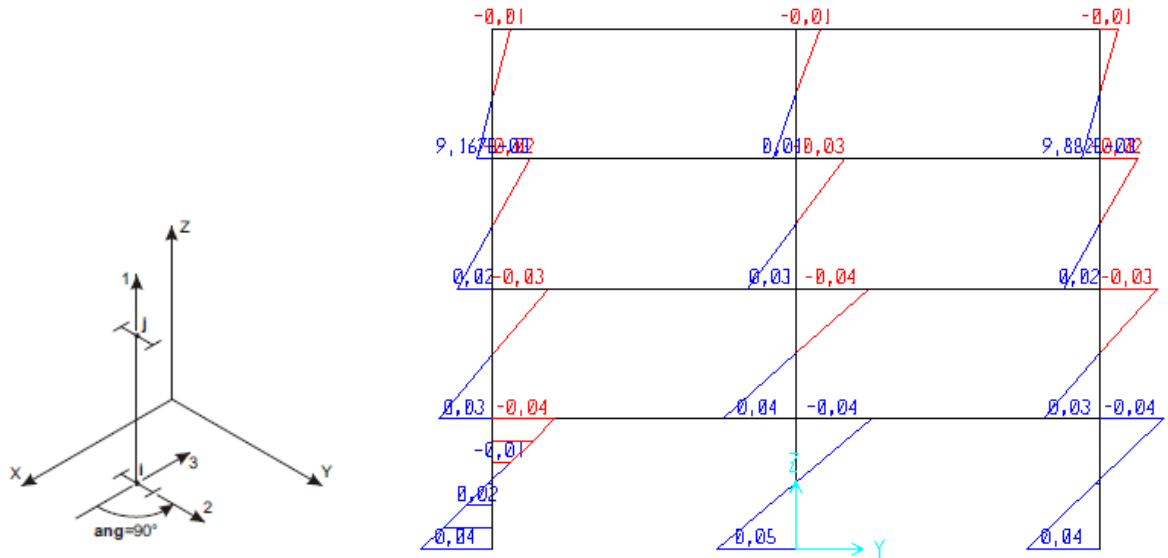
Figura 92 - Deslocamento da estrutura no tempo 0,2s. Impacto a 60 Km/h.



c) Tempo 1,0s.

No tempo 1,0s, o pilar 11 inverteu o momento fletor, passando de negativo para positivo, porém com um valor baixo de 0,04 kN.m, nesse instante de tempo o pilar 6 apresentou o valor de 0,05 kN.m.

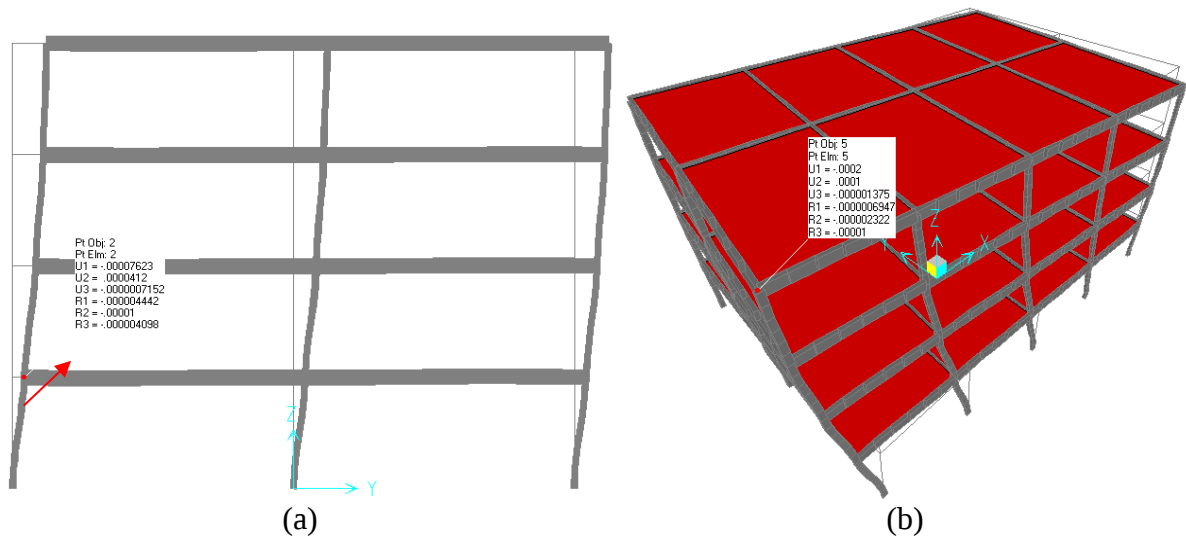
Figura 93 - Momento fletor 2-2 na face frontal, tempo 1,0s. Impacto a 60 Km/h. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 94a mostra que o deslocamento no tempo de 1,0s diminuiu para 0,0076cm, ou seja, praticamente zero. A figura 94b apresenta o deslocamento no topo da estrutura que foi de 0,02cm.

Figura 94 - Deslocamento da estrutura no tempo 1,0s. Impacto a 60 Km/h.



FONTE: Autor (2018).

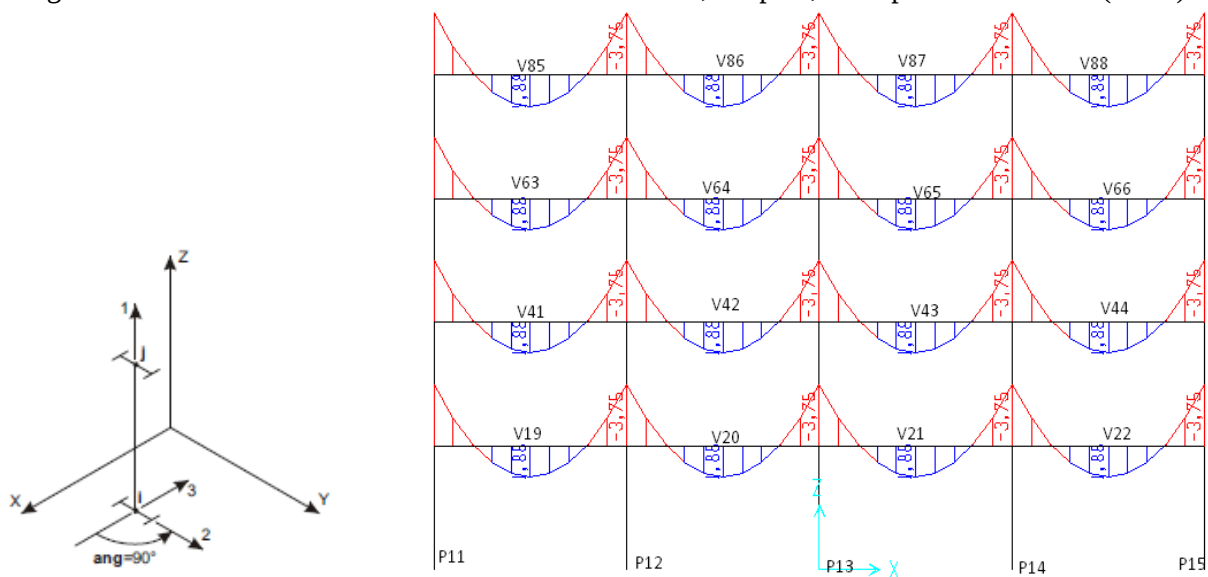
4.2.2. Momento fletor 3-3 na face lateral da estrutura.

O deslocamento não será mais apresentado nesse caso devido serem iguais aos valores do item anterior.

a) Tempo 0,0s

A Figura 95 além de nos mostrar as numerações dos pilares e vigas também apresenta os valores de flexão obtidos somente com o peso próprio da estrutura.

Figura 95 -Momento fletor 3-3 na face lateral da estrutura, tempo 0,0s. Impacto a 60 Km/h. (kN.m).

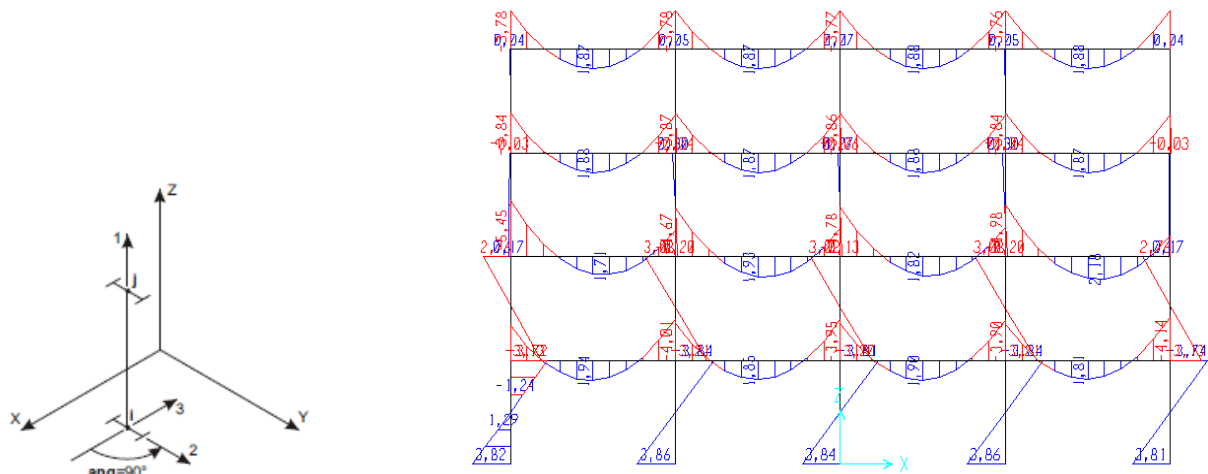


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,1 e 0,2s.

A Figura 96 mostra que no momento do impacto no pilar 11 a estrutura apresentou valores de momentos fletor nos pilares e nas vigas, sendo no trecho do pavimento térreo o pilar 12 e 14 adquiriram o valor de 3,86 kN.m na sua parte inferior, já vigas não apresentaram uma variação considerável.

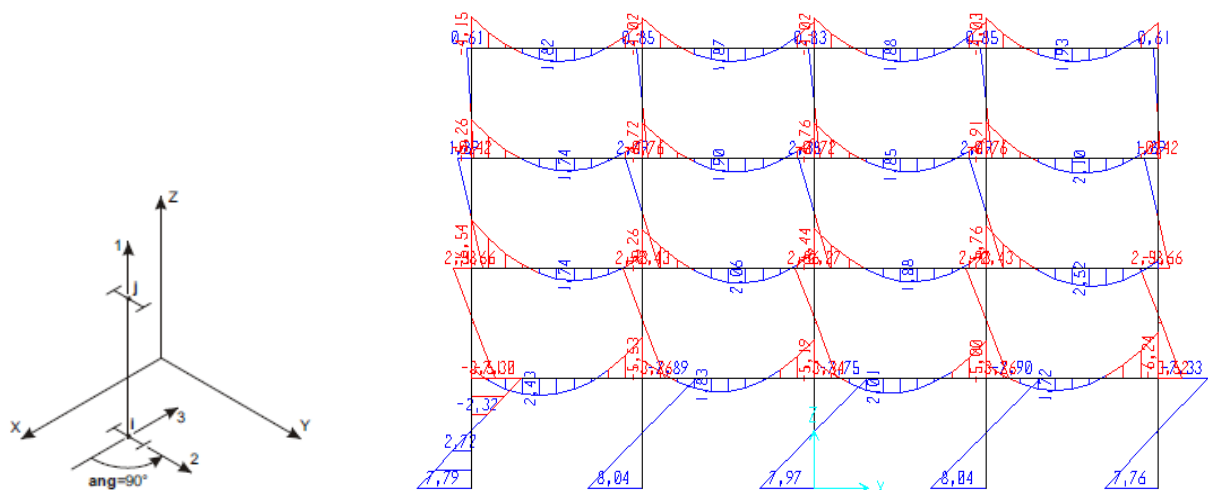
Figura 96 - Momento fletor 3-3 na face lateral da estrutura, tempo 0,1s. Impacto a 60 Km/h. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

No tempo 0,2s aconteceu um aumento de 103% no pilar 11, 108% no pilar 12 e 14. A viga 44 apresentou o valor de 2,18 kN.m sendo o maior momento fletor positivo e -5,76 kN.m de momento negativo. A Figura 97 mostra os valores do diagrama.

Figura 97 - Momento fletor 3-3 na face lateral da estrutura, tempo 0,2s. Impacto a 60 Km/h. (kN.m)

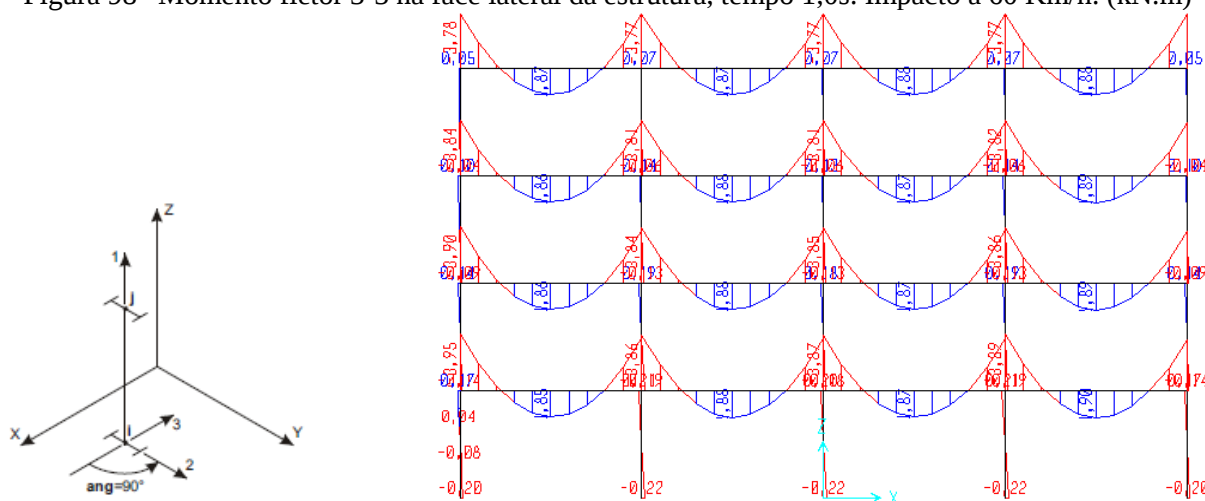


FONTE: Autor (2018).

c) Tempo 1,0s.

Percebe-se pela Figura 98 que a estrutura tende a diminuir os valores dos momentos fletores. As vigas estão apresentando praticamente os mesmos valores adquiridos com o peso próprio.

Figura 98 - Momento fletor 3-3 na face lateral da estrutura, tempo 1,0s. Impacto a 60 Km/h. (kN.m)



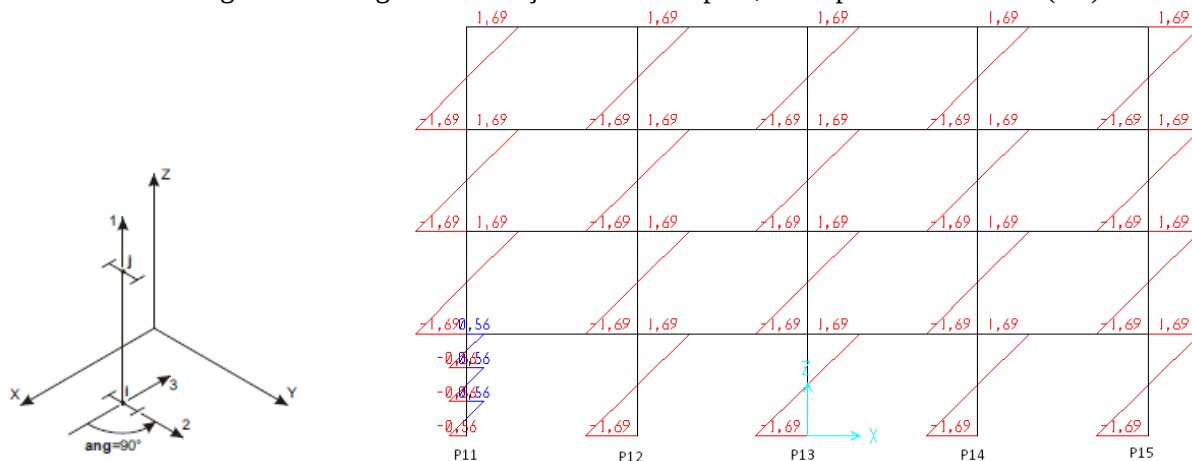
FONTE: Autor (2018).

4.2.3. Força axial.

a) Tempo 0,0s.

A Figura 99 nos mostra os valores da força axial devido ao peso próprio e também nos dá as numerações dos pilares.

Figura 99 - Diagrama de força axial no tempo 0,0s. Impacto a 60 Km/h. (kN)



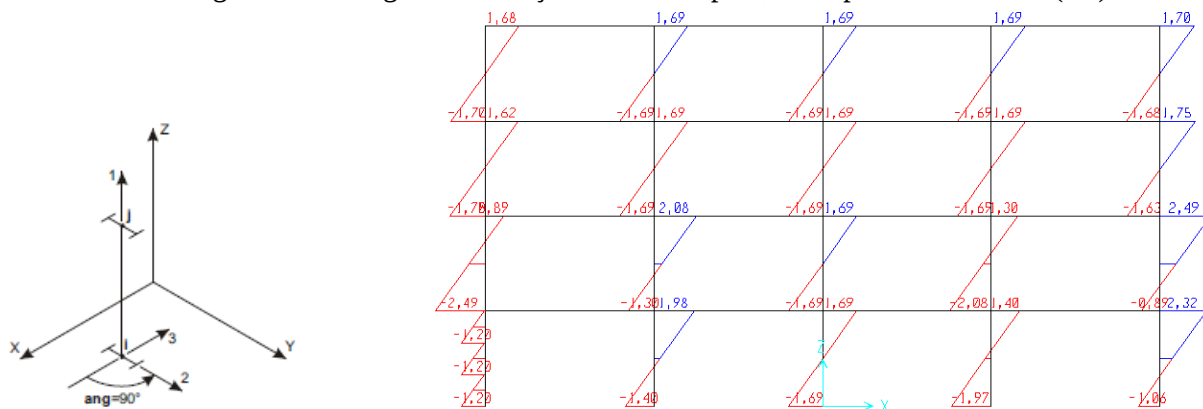
FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,1 e 0,2s.

A Figura 100 apresenta os valores da força axial no momento do impacto, ou seja, no tempo 0,1 segundos. A estrutura está comprimindo no sentido que houve o impacto do veículo e tracionando no lado oposto. O Pilar 11 foi dividido em três partes na região do pavimento térreo, e com isso, ele apresentou compressão de -1,20 kN, o pilar que teve o maior valor de

compressão no trecho do pavimento térreo foi o pilar 14 com o valor de -1,97 kN. No primeiro pavimento o pilar 11 teve uma compressão de -2,49 kN. A maior tração foi no pilar 15 no trecho do primeiro pavimento com o valor de 2,49 kN.

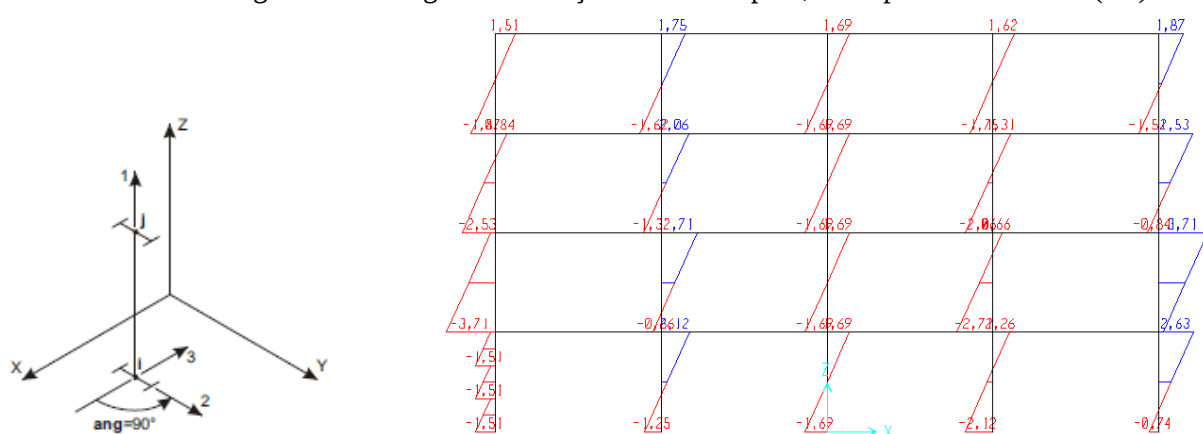
Figura 100 - Diagrama de força axial no tempo 0,1s. Impacto a 60 Km/h. (kN).



FONTE: Autor (2018).

No tempo de 0,2s a estrutura teve um aumento nos valores de tração e compressão, sendo que o pilar 11 aumentou 26%, e com isso, obteve um valor de compressão de -1,51 kN. Já o pilar 14 que possuía o maior valor de compressão no trecho do pavimento térreo, aumentou 7.61%. No primeiro pavimento o pilar 11 apresentou o valor de -3,71 kN sendo o maior de compressão. O lado oposto da estrutura, no trecho do primeiro pavimento o pilar 15 apresentou o valor de 3,71 kN de tração.

Figura 101 - Diagrama de força axial no tempo 0,2s. Impacto a 60 Km/h. (kN)

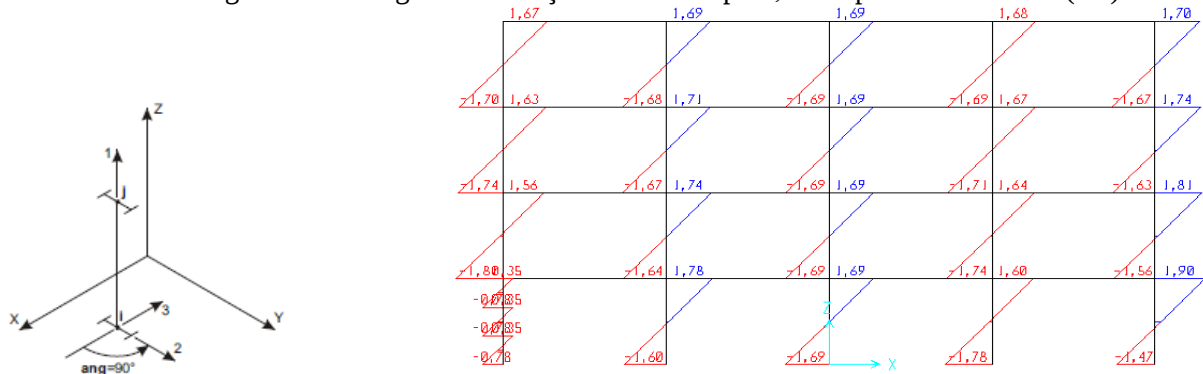


FONTE: Autor (2018).

c) Tempo 1,0s

A Figura 102 mostra que a partir do tempo 0,2s a estrutura tende a querer se estabilizar e com isso os valores tendem a diminuir até chegar bem próximo aos valores do tempo 0,0s.

Figura 102 - Diagrama de força axial no tempo 1,0s. Impacto a 60 Km/h. (kN)



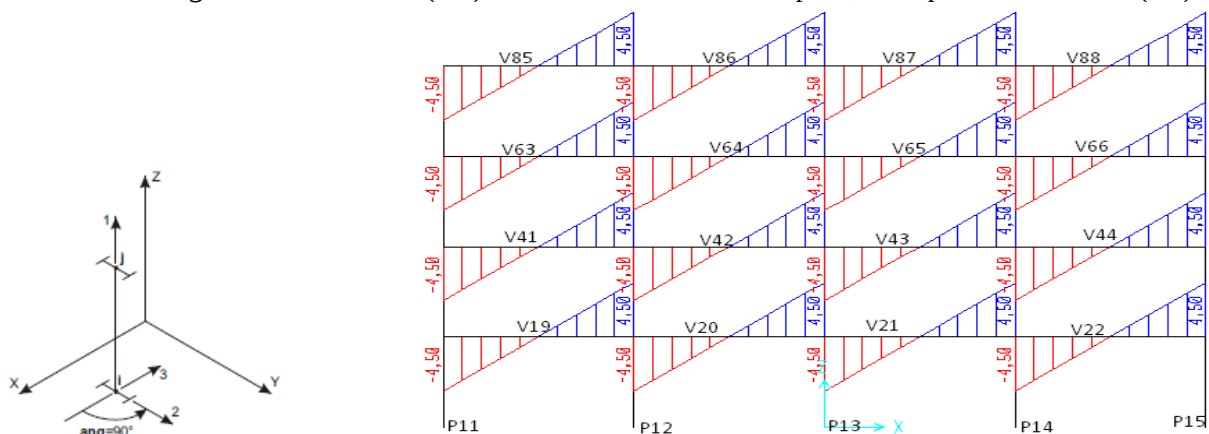
FONTE: Autor (2018).

4.2.4. Cortante 2-2 na face lateral direita da estrutura

d) Tempo 0,0s.

A Figura 103 mostra o diagrama do cortante no tempo 0,0s. Os valores obtidos foram somente do peso próprio. A figura também serve para nos orientar em relação a numeração dos pilares e vigas.

Figura 103 - Cortante (2-2) na face lateral direita, tempo 0,0s. Impacto a 60 Km/h. (kN)

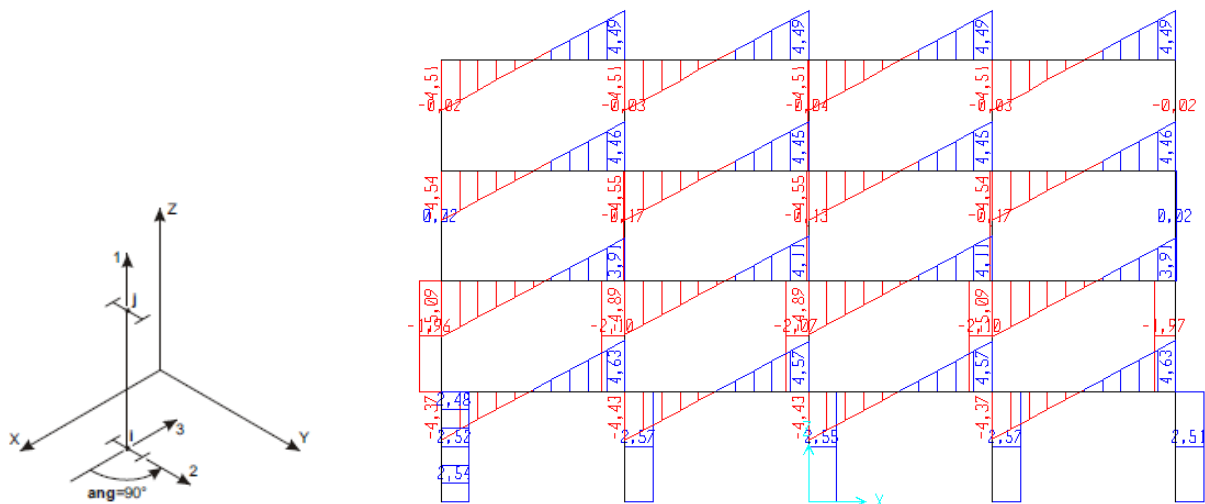


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,1 e 0,2s.

A Figura 104 mostra que no momento do impacto a estrutura apresentou valores positivos no trecho do pavimento térreo, já no primeiro pavimento os pilares tiveram valores negativos. O pilar 11 teve um valor de 2,54 kN no trecho do pavimento térreo, o pilar 12 e 14 foram as que tiveram maiores valores negativos sendo de -2,57 kN. As vigas 19 e 22 tiveram 4,63 kN de sendo os maiores valores e as vigas 41 e 44 apresentaram -5,09 kN.

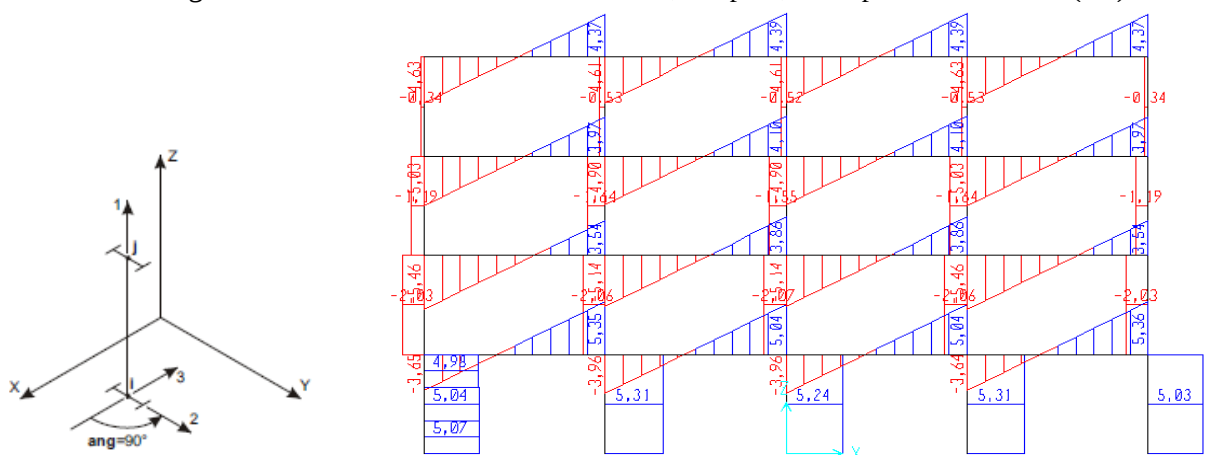
Figura 104 - Cortante na face lateral direita, tempo 0,1s. Impacto a 60 Km/h. (kN)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 105 apresenta que houve um aumento nos valores, ou seja, o pilar 11 no trecho do pavimento térreo aumentou 99% o valor positivo, o pilar 12 e 14 ampliou 100%, continuando com os maiores valores. As vigas 41 e 44 ainda tem os maiores resultados de valores negativos, sendo de -5,46 kN e a viga 22 tem um resultado de 5,36 kN.

Figura 105 - Cortante na face lateral direita, tempo 0,2s. Impacto a 60 Km/h. (kN)

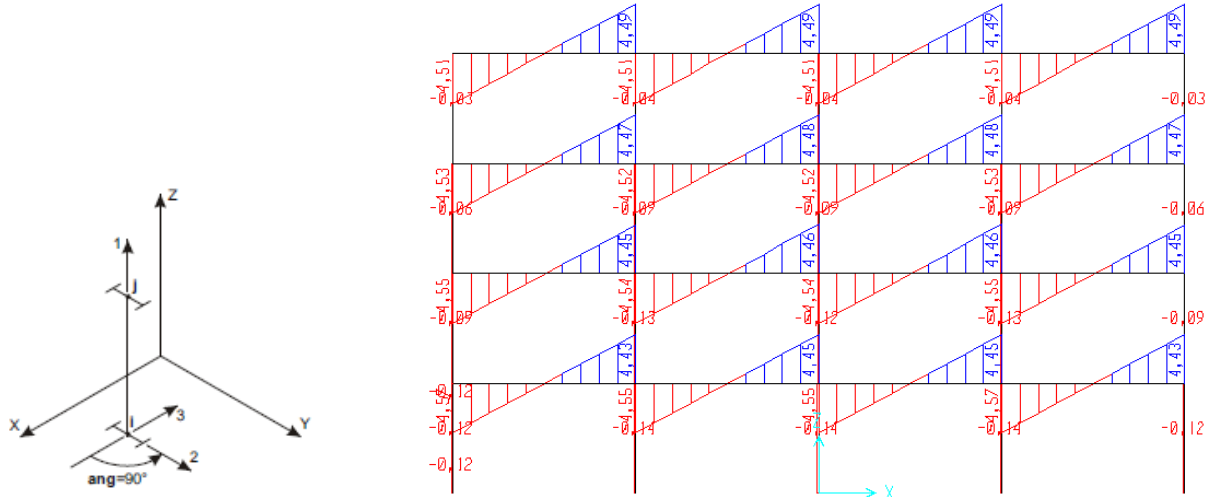


FONTE: Autor (2018).

c) Tempo 1,0 e 2,0s.

A Figura 106 mostra que a partir do tempo 0,2s a estrutura tende a querer se estabilizar e com isso os valores tendem a diminuir até chegar bem próximo aos valores do tempo 0,0s.

Figura 106 - Cortante na face lateral direita, tempo 1,0s. Impacto a 60 Km/h. (kN)



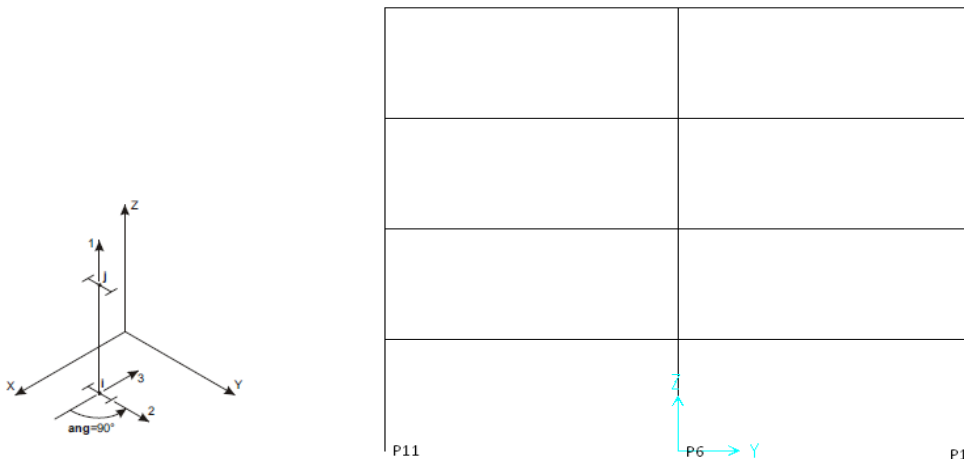
FONTE: Autor (2018).

4.2.5. Cortante 3-3 na face frontal da estrutura.

a) Tempo 0,0s.

A Figura 107 mostra que no instante 0,0s o cortante em relação as coordenadas 3-3 não apresenta nenhum valor. A imagem também serve para orientação em questão a numeração dos pilares.

Figura 107 - Cortante 3-3 na face frontal, tempo 0,0s. Impacto a 60 Km/h. (kN)

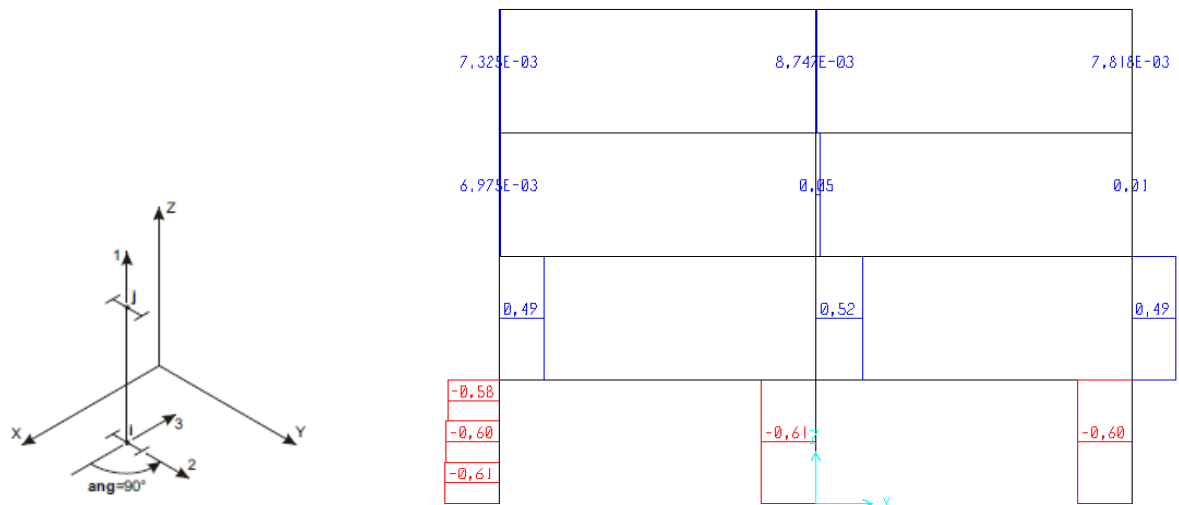


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,1 e 0,2s.

A Figura 108 mostra que no momento do impacto os pilares do pavimento térreo tiveram valores negativos, sendo que o pilar 11 e 6 teve o valor de -0,61 kN, o pilar 1 obteve um valor de -0,60 kN. Já o primeiro pavimento apresentou valores negativos, o pilar 6 teve o valor de 0,52 kN.

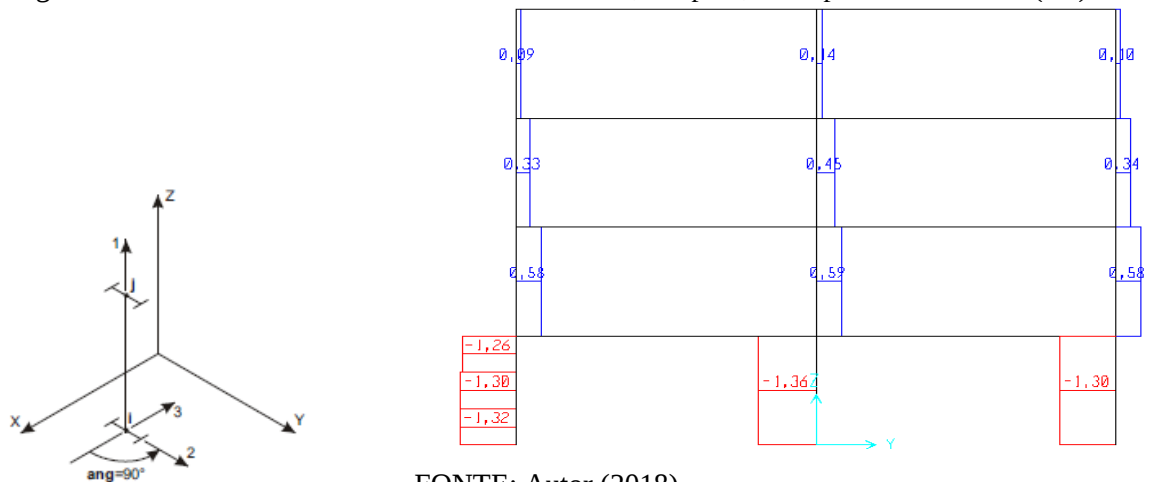
Figura 108 - Cortante 3-3 na face frontal da estrutura, tempo 0,1s. Impacto a 60 Km/h. (kN)



FONTE: Autor (2018).

No tempo 0,2s a estrutura aumentou os valores, sendo que no trecho do pavimento térreo os pilares 11 e 1 teve um acréscimo de 116% nos valores negativos passando de -0,61 kN para -1,32 kN, o pilar 6 teve um aumento de 130% passando de -0,61 kN para -1,36 kN. Nesse instante de tempo o maior valor foi 0,59 kN. A Figura 109 mostra os valores dos cortantes

Figura 109 - Cortante 3-3 na face frontal da estrutura, tempo 0,2s. Impacto a 60 Km/h. (kN)

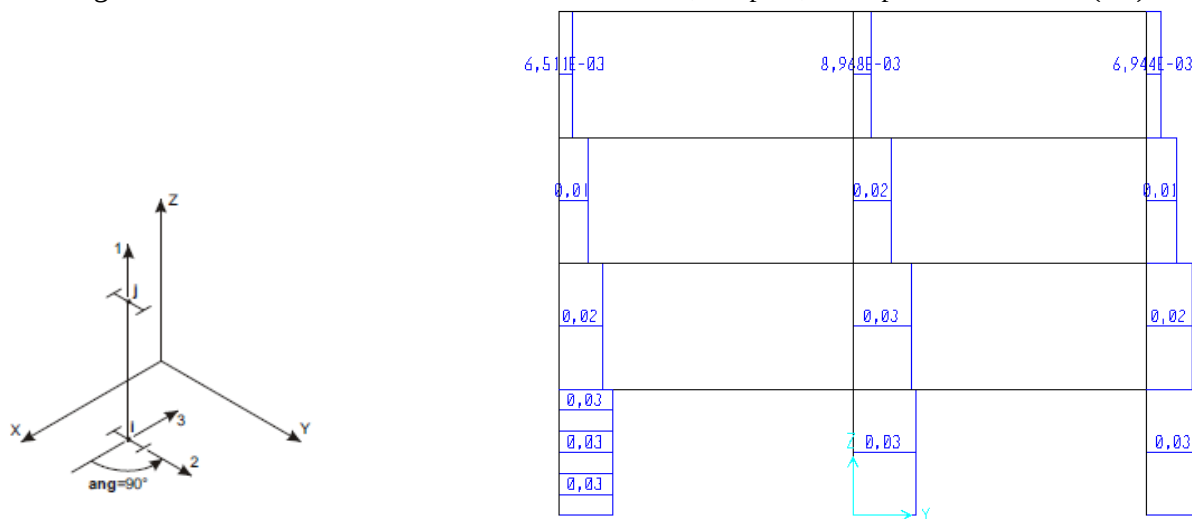


FONTE: Autor (2018).

c) Tempo 1,0 e 2,0s.

No tempo 1,0s a estrutura passou a ter somente valores positivos nos pilares, a partir daí os valores tentem a diminuir, como mostra a Figura 110.

Figura 110 - Cortante 3-3 na face frontal da estrutura, tempo 1,0s. Impacto a 60 Km/h. (kN)

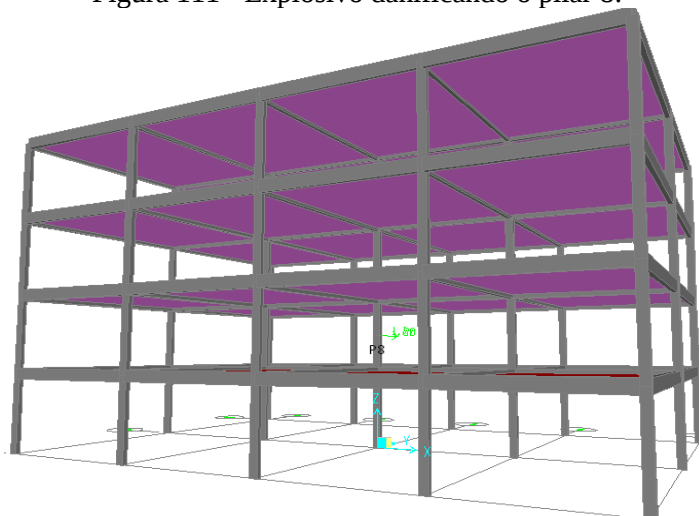


FONTE: Autor (2018).

4.3. EXPLOSÃO COM CARGA DE 5 KG DE TNT NO PRIMEIRO PAVIMENTO.

No primeiro pavimento funciona um caixa eletrônico e o mesmo foi alvo de uma explosão que ocasionou danos na estrutura. A Figura 111 mostra que o pilar 8 foi atingido.

Figura 111 - Explosivo danificando o pilar 8.



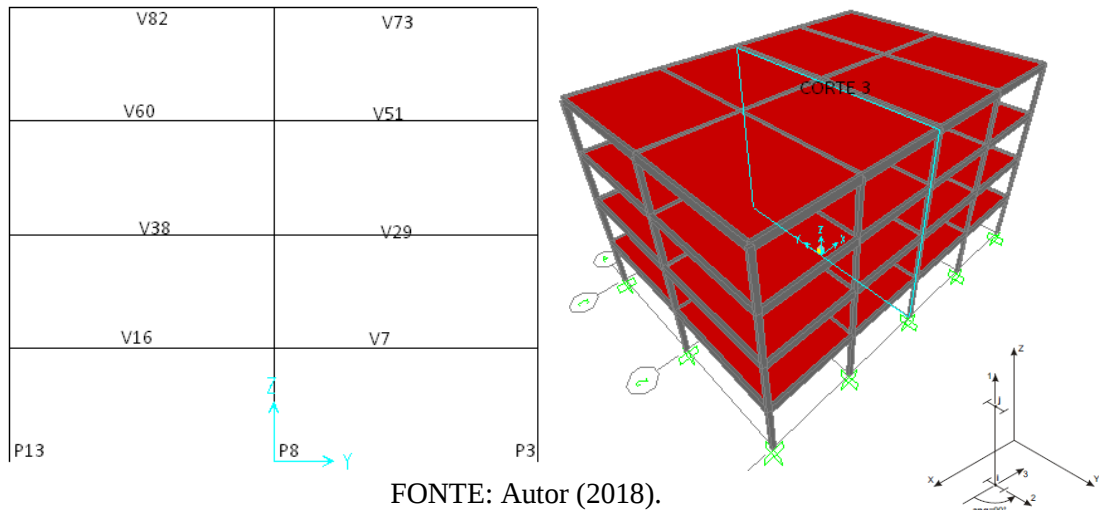
FONTE: Autor (2018).

4.3.1. Momento fletor 2-2 no corte 3.

a) Tempo 0,0 e 0,1s.

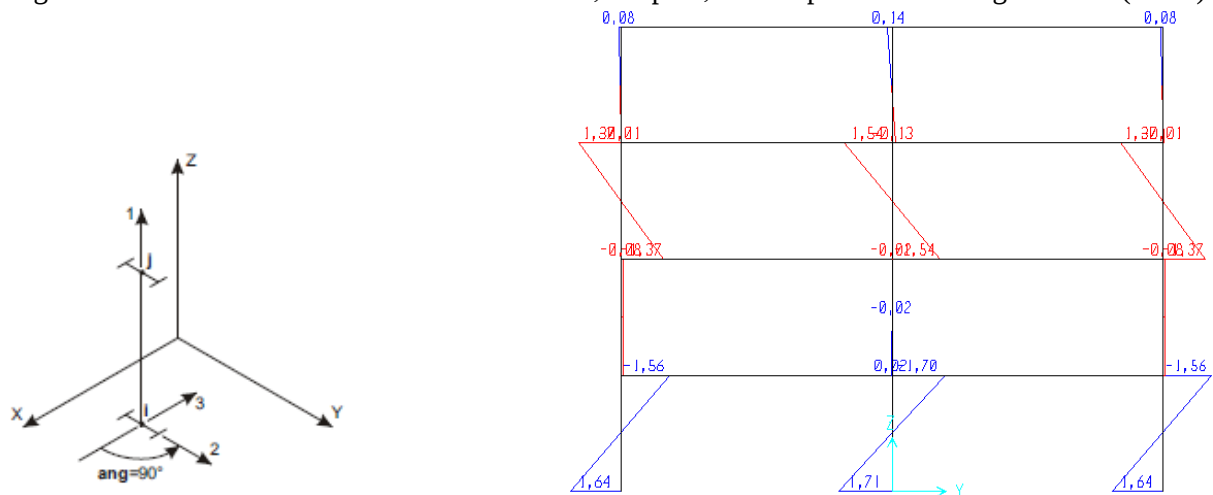
A Figura 112 mostra que no tempo 0,0ms não apresenta valores de momentos. A análise será feita nos dois cortes centrais da estrutura.

Figura 112 - Momento fletor nas coordenadas 2-2, tempo 0,0s. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN.m)



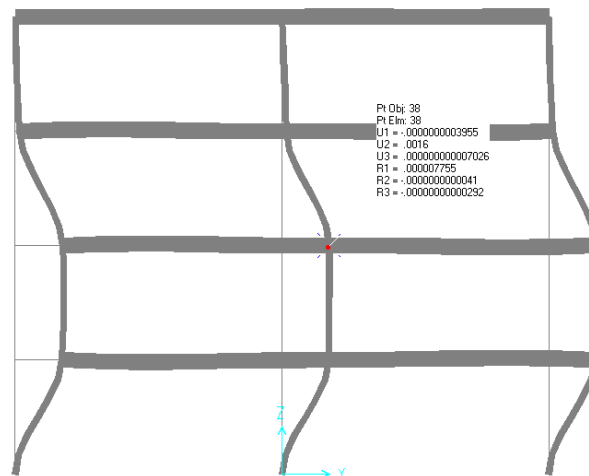
A Figura 113 mostra que no tempo 0,1ms, onde está atuando a pressão atmosférica, o maior valor de flexão foi no pilar 8 sendo de 1,71 kN.m.

Figura 113 - Momento fletor nas coordenadas 2-2, tempo 0,1ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN.m)



A Figura 114 apresenta o deslocamento da estrutura no tempo de 0,1ms, ou seja, mostra que a estrutura teve um deslocamento máximo de 0,16cm no sentido da coordenada y.

Figura 114 - Deslocamento no tempo 0,1s. Explosão com 5 Kg de TNT.

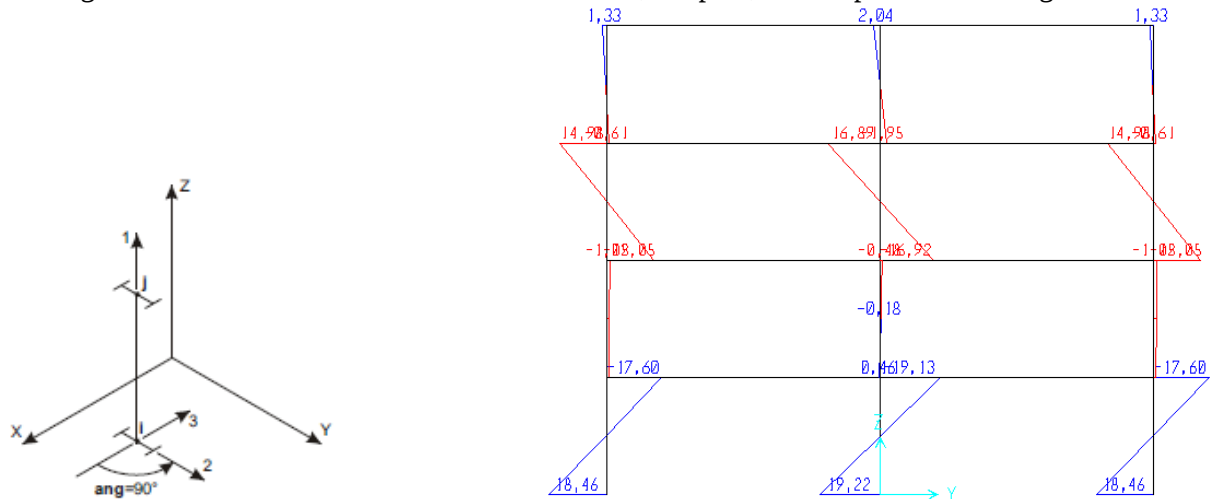


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,2 e 0,4.

No tempo 0,2ms é o momento que começa a onda de choque da explosão, o pilar atingido apresentou valor de flexão de 19,22 kN.m, sendo o maior valor.

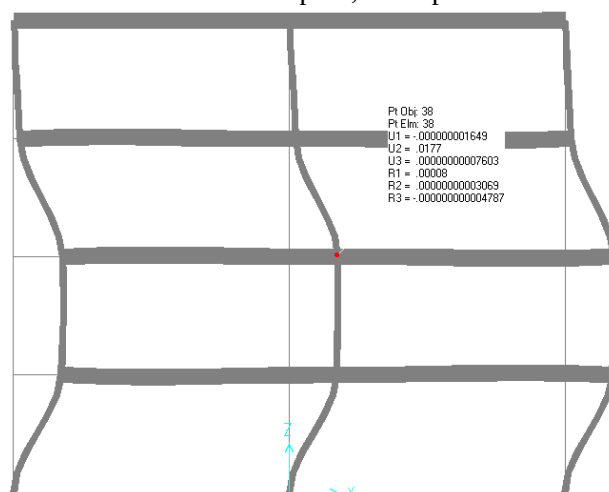
Figura 115 - Momento fletor nas coordenadas 2-2, tempo 0,2ms. Explosão com 5 Kg de TNT.



FONTE: Autor (2018).

A Figura 116 apresenta que no tempo 0,2ms a estrutura teve um deslocamento máximo de 1,77cm.

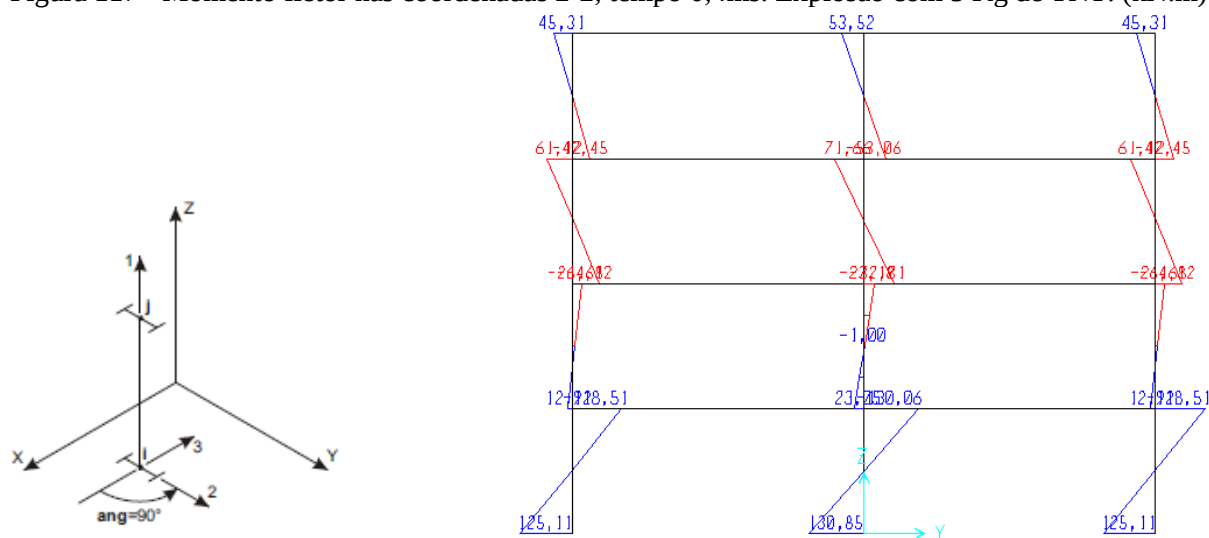
Figura 116 - Deslocamento no tempo 0,2s. Explosão com 5 Kg de TNT.



FONTE: Autor (2018).

A análise mostra que no tempo de 0,4ms a estrutura apresenta seus maiores valores de momentos fletores, o pilar 8 apresentou um valor de 130.85 kN.m a partir desse tempo os resultados tende a diminuir. A Figura 117 apresenta os valores no diagrama.

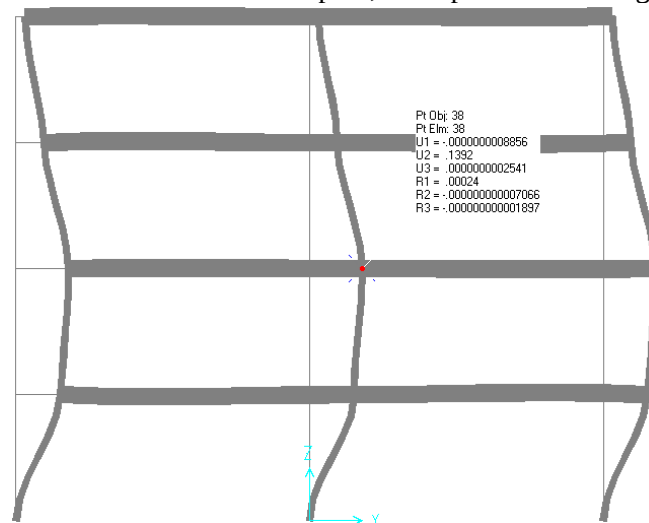
Figura 117 - Momento fletor nas coordenadas 2-2, tempo 0,4ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

O deslocamento máximo no tempo 0,4ms foi de 13,92cm na direção da coordenada y. Como mostra a Figura 118.

Figura 118 - Deslocamento no tempo 0,4s. Explosão com 5 Kg de TNT.



FONTE: Autor (2018).

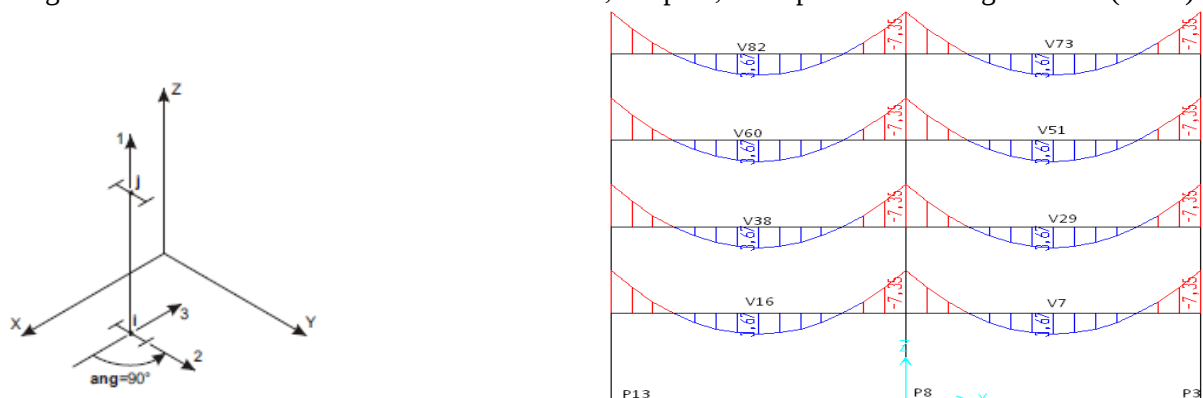
As análises para explosão serão feitas até o tempo de 0,4ms, pois esse tempo apresenta os maiores valores e a partir daí esses valores tendem a cair.

4.3.2. Momento fletor 3-3 no corte 3.

a) Tempo 0,0 e 0,1s.

A Figura 119 apresenta os valores no tempo 0,0ms adquiridos pelo peso próprio da estrutura, e serve para orientação das numerações dos pilares e vigas.

Figura 119 - Momento fletor nas coordenadas 3-3, tempo 0,0s. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN.m)

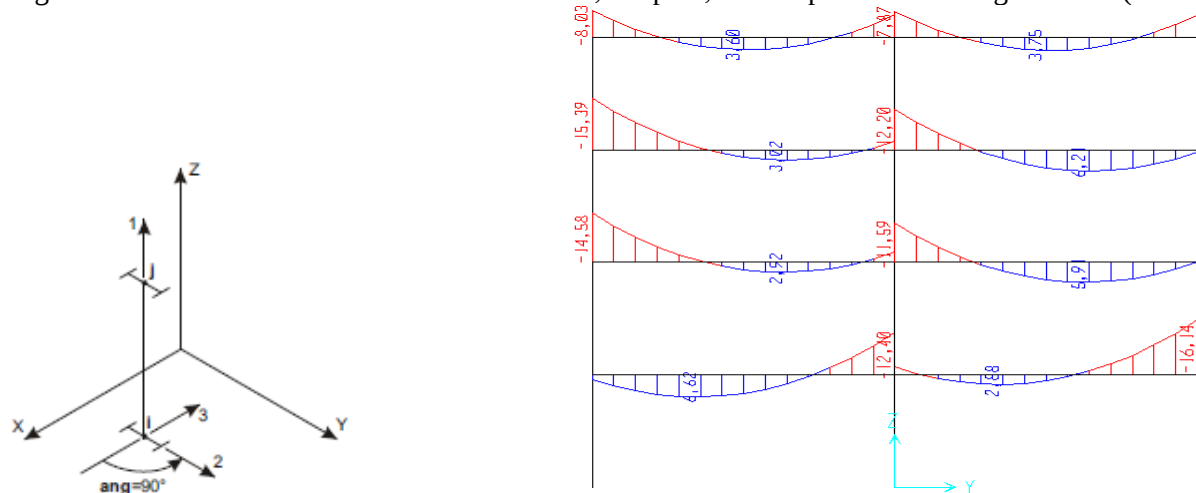


FONTE: Autor (2018).

No tempo 0,1ms a estrutura aumentou os valores, sendo que devido o giro da coordenada 3-3, a viga 7 apresentou um resultado de momento fletor negativo de -16,14 kN.m, sendo o maior nesse tempo, pois a direção a carga aplicada foi dada no sentido da coordenada y. O

comportamento do digrama apresentou variações, pois as vigas que mostraram maiores deformações foram as que estavam no sentido da carga, ou seja, a viga 7 e as situadas acima. De modo geral o pavimento térreo, primeiro e segundo pavimento tiveram maiores danos, com isso, os maiores valores foram nesses trechos. A Figura 120 mostra o diagrama.

Figura 120 - Momento fletor nas coordenadas 3-3, tempo 0,1ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN.m)

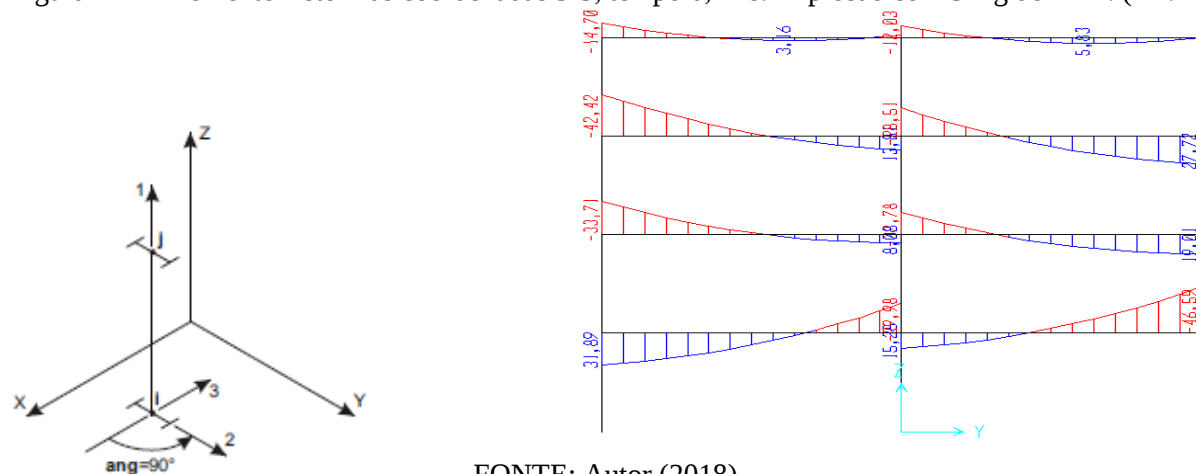


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,2 e 0,4s.

No tempo 0,2ms o maior momento negativo continua sendo na viga 7 com acréscimo de 188% e, com isso, apresenta o valor -46,59 kN.m, e o maior momento fletor positivo foi na viga 16 com o valor de 31,89 kN.m. A Figura 121 mostra o diagrama nesse tempo.

Figura 121 - Momento fletor nas coordenadas 3-3, tempo 0,2ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

Figura 122 - Momento fletor nas coordenadas 3-3, tempo 0,4ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN.m)

0,70 0,14



a) Tempo 0,0 e 0,4ms.

Figura 123 - Força axial nos tempos 0,0 e 0,4ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN)

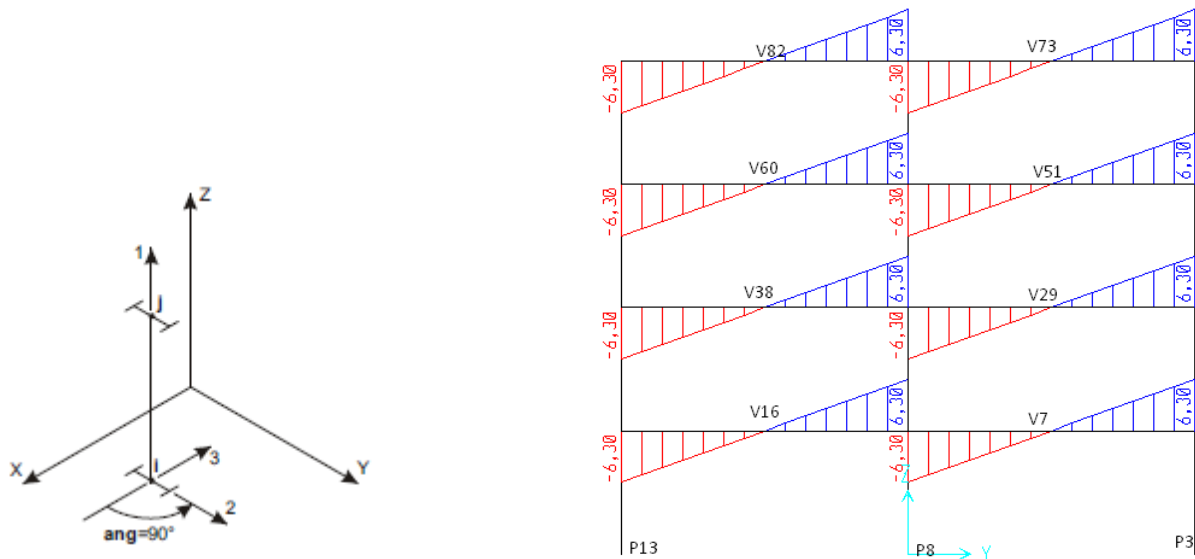


4.3.4. Cortante 2-2 no corte 3.

a) Tempo 0,0 e 0,1s.

A Figura 124 mostra o diagrama no tempo 0,0s, os valores obtidos são devidos ao peso próprio. A figura também serve de orientação nas numerações dos pilares e vigas.

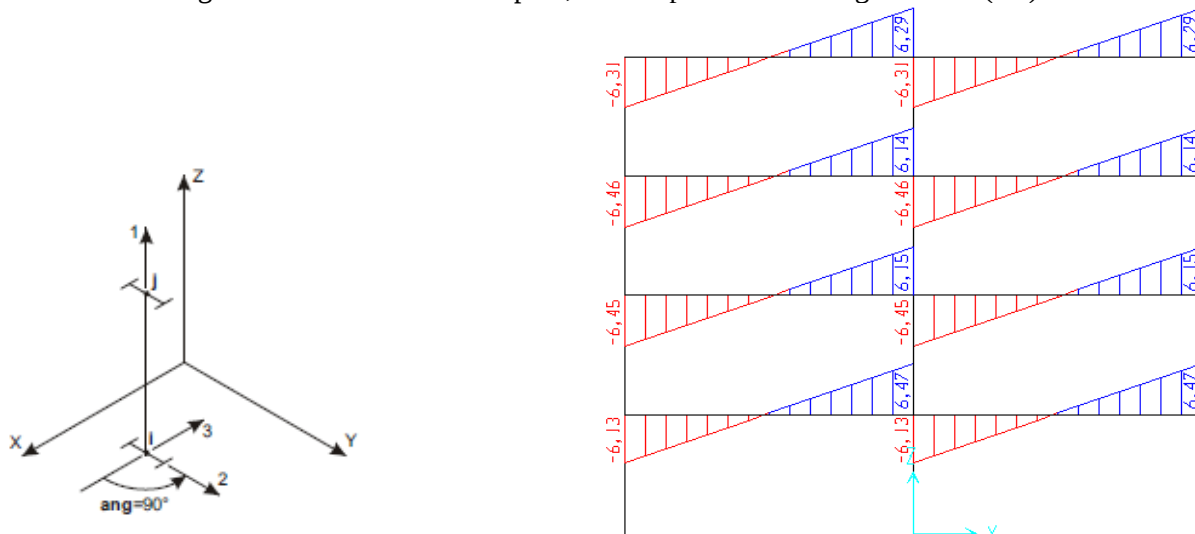
Figura 124 - Cortante no tempo 0,0ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 125 mostra que no tempo 0,1ms é o momento que só atua a pressão atmosférica, os maiores valores de cortante nesse tempo são nas vigas 7 e 16 com o valor de 6,47 kN.

Figura 125 - Cortante no tempo 0,1ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN)

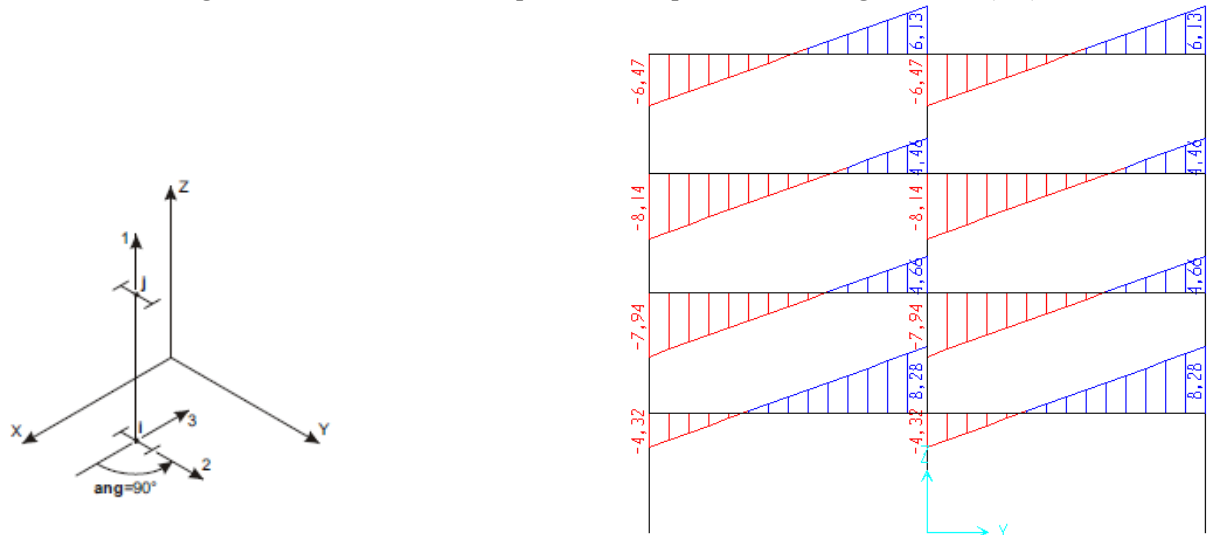


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,2 e 0,4ms.

A Figura 126 apresenta que no tempo que começa a atuar a onda de choque os valores aumentam, sendo que a viga 7 e 16 estão com o valor de cortante positivo de 8,28 kN, ou seja teve um aumento de 30% e as vigas 51 e 60 tem o valor de -8,14 kN.

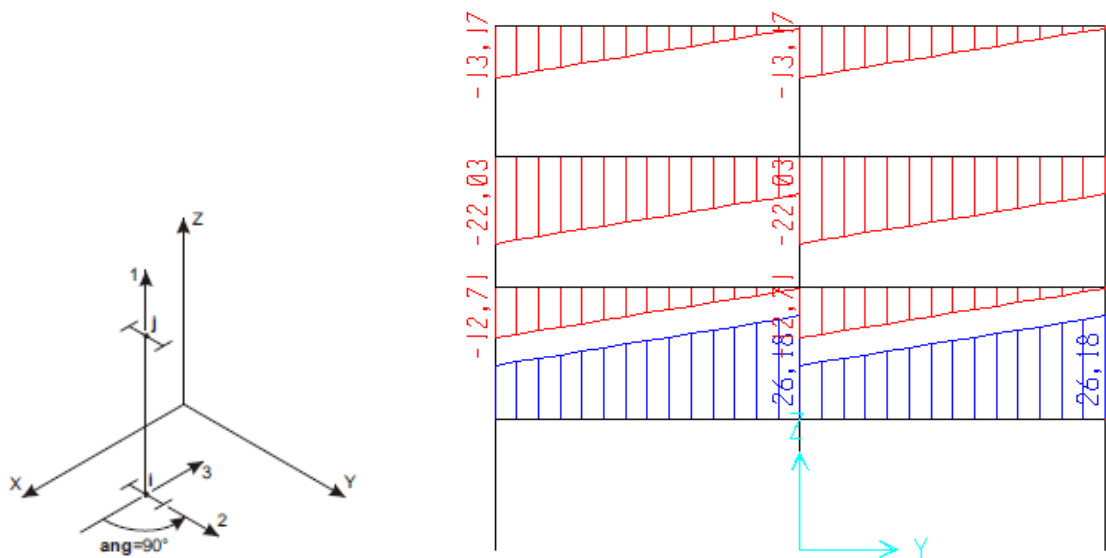
Figura 126 - Cortante no tempo 0,2ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN)



FONTE: Autor (2018).

No tempo de 0,4ms os valores foram os maiores, com isso, as vigas 7 e 16 apresentam o cortante positivo de 26,18 kN, ou seja, 24% de acréscimo e as vigas 51 e 60 tem o valor de 22,03 kN, aumentando 170%. A Figura 137 mostra o diagrama de cortante 2-2.

Figura 127 - Cortante no tempo 0,4ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN)



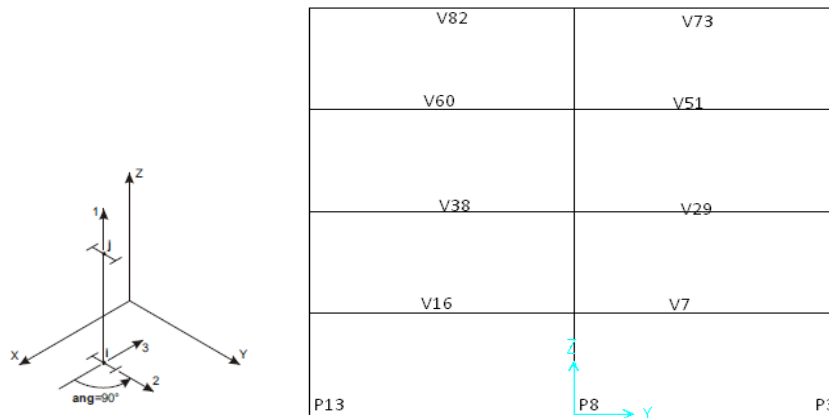
FONTE: Autor (2018).

4.3.5. Cortante 3-3 no corte 3.

a) Tempo 0,0ms e 0,1ms.

A Figura 128 mostra o cortante na direção dos eixos 3-3, e também serve de orientação na numeração dos pilares e vigas.

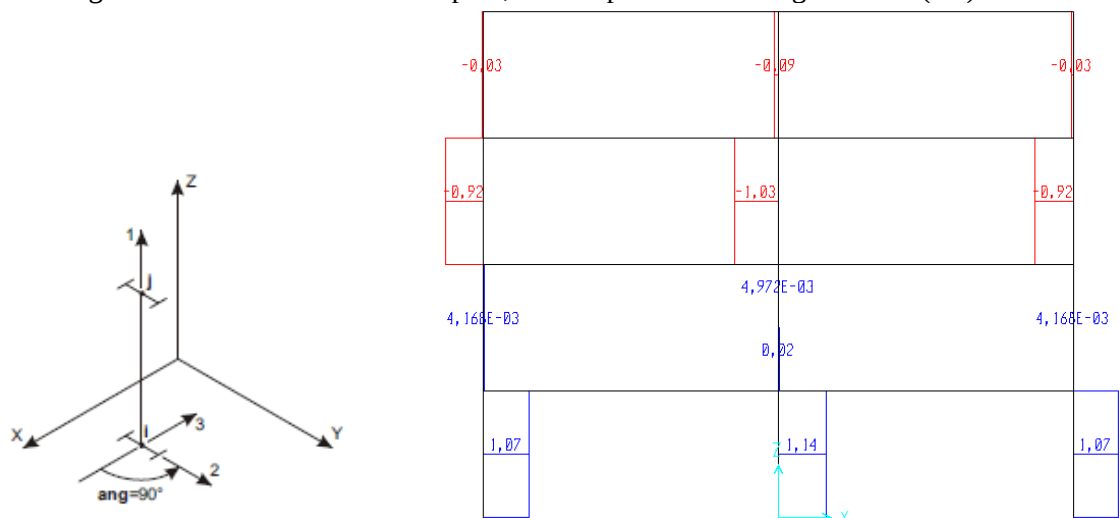
Figura 128 - Cortante 3-3 no tempo 0,0ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN)



FONTE: Autor (2018).

No tempo de 0,1ms, a estrutura apresentou valores positivos no pavimento térreo e no primeiro pavimento, sendo que o maior valor foi 1,14 kN presente no pilar 8, o segundo e terceiro pavimento tiveram valores negativos com o valor de -1,03 kN. A Figura 139 mostra os valores do diagrama.

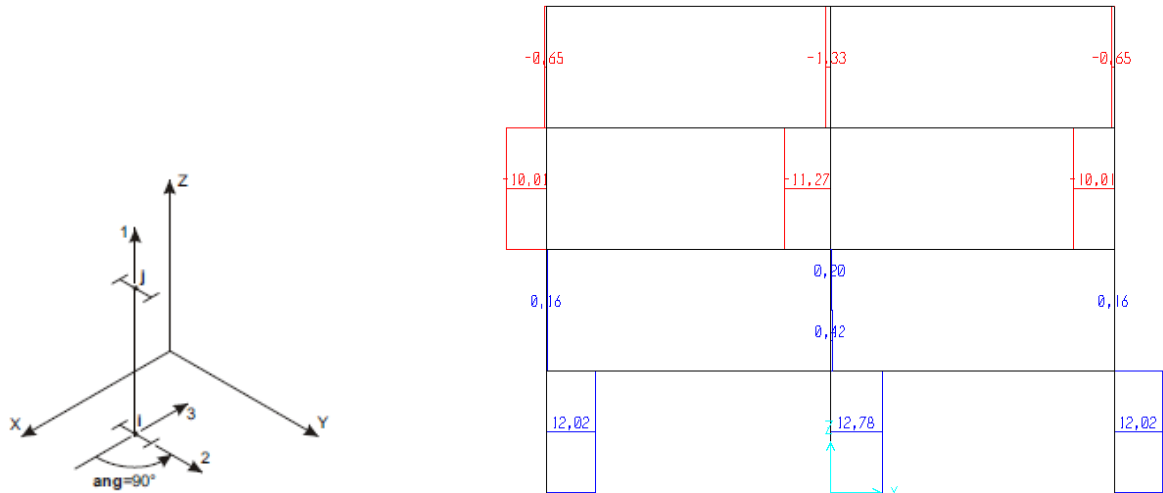
Figura 129 - Cortante 3-3 no tempo 0,1ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 130, mostra que no momento inicial da onda de choque houve um salto muito grande no valor do maior cortante positivo situado no pilar 8, ou seja, o pilar passou a ter uma torção positiva de 12,78 kN, já o maior valor negativo foi também no pilar 8, mas está situado no trecho do segundo pavimento.

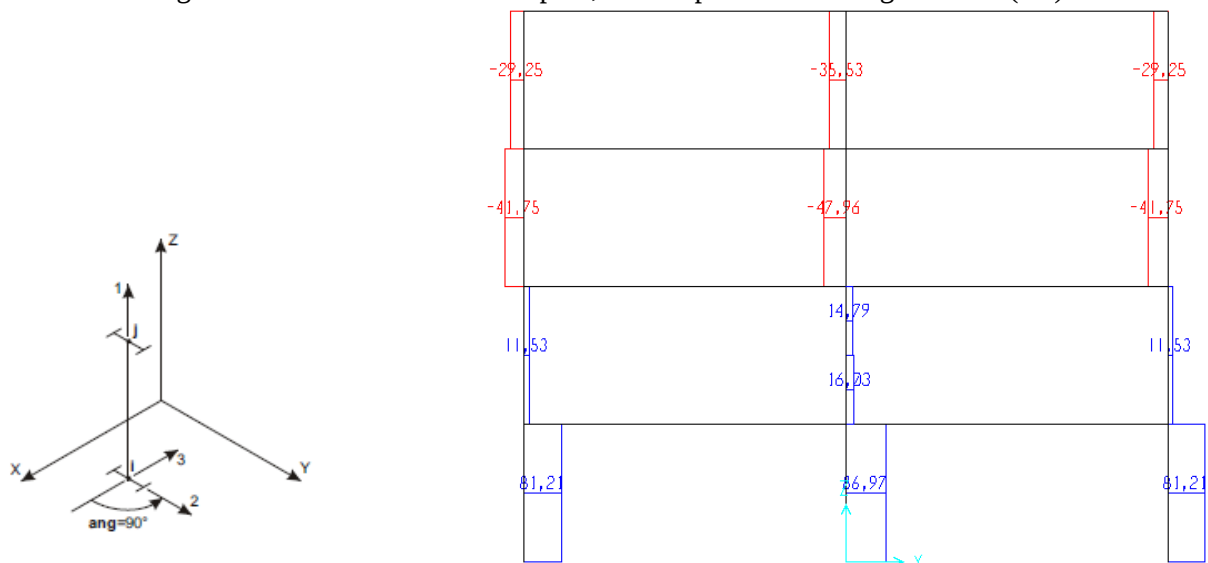
Figura 130 - Cortante 3-3 no tempo 0,2ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 131 mostra que no tempo de 0,4ms, a estrutura teve outro aumento nos valores, agora o pilar 8 possui um valor de cortante positivo de 86,97 kN no trecho do pavimento térreo, e -47,96 kN no trecho do segundo pavimento.

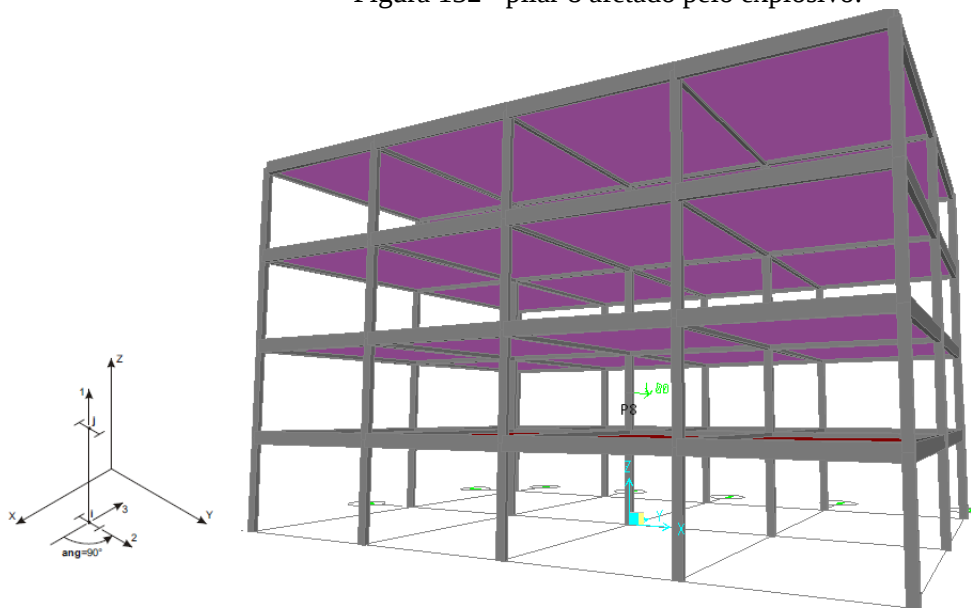
Figura 131 - Cortante 3-3 no tempo 0,4ms. Explosão com 5 Kg de TNT. (kN)



FONTE: Autor (2018).

4.4. EXPLOSÃO COM CARGA DE 60 KG DE TNT NO PRIMEIRO PAVIMENTO.

Figura 132 - pilar 8 afetado pelo explosivo.



FONTE: Autor (2018).

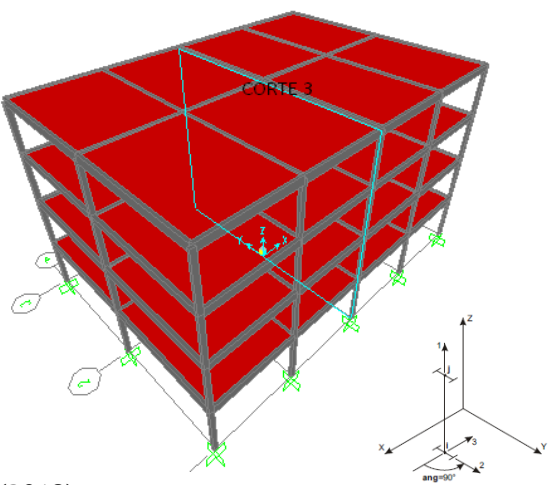
4.4.1. Momento fletor 2-2 no corte 3.

a) Tempo 0,0 e 0,1ms.

A Figura 133 mostra a numeração dos pilares e vigas e onde será analisando o estudo de momento fletor.

Figura 133 - momento fletor nas coordenadas 2-2, tempo 0,0s. Explosão com 60 Kg de TNT. (kN.m)

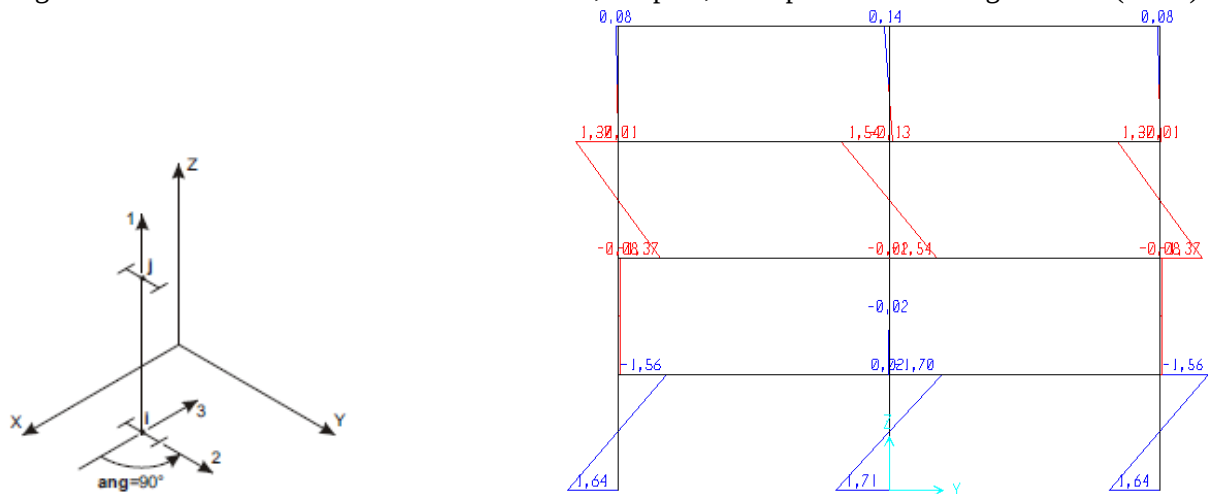
V82	V73
V60	V51
V38	V29
V16	V7
P13	P3



FONTE: Autor (2018).

A Figura 134 mostra que no tempo 0,1ms só está atuando a pressão atmosférica, o maior valor de flexão foi no pilar 8 sendo de 1,71 kN.m.

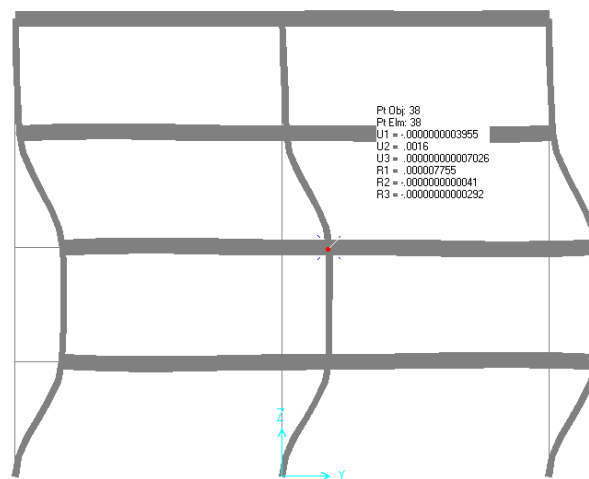
Figura 134 - Momento fletor nas coordenadas 2-2, tempo 0,1s. Explosão com 60 Kg de TNT. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 135 apresenta o deslocamento da estrutura no tempo de 0,1ms, ou seja, mostra que a estrutura teve um deslocamento máximo de 0,16cm no sentido da coordenada y.

Figura 135 - Deslocamento no tempo 0,1s. Explosão com 60 Kg de TNT.

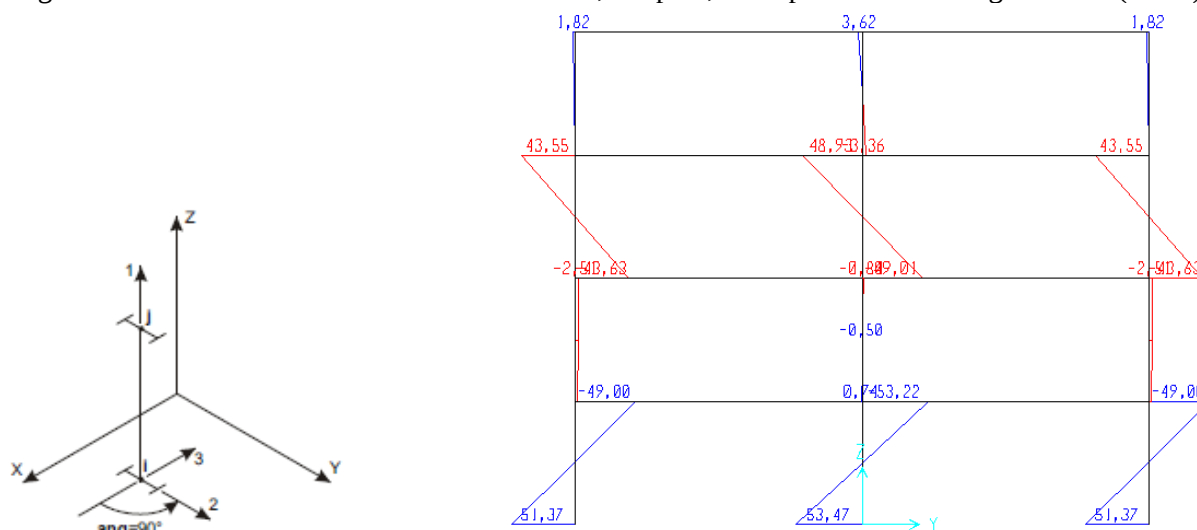


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,2 e 0,4s.

A Figura 136 mostra que no início da onda de choque a estrutura apresentou no pilar 8 o valor máximo deflexão, ou seja, 53,47 kN.m e -49,01 kN.m de momento fletor negativo.

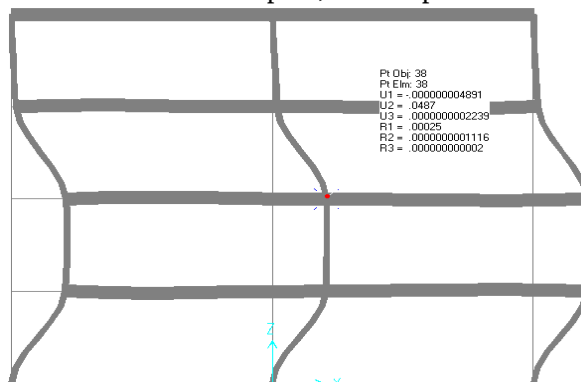
Figura 136 - Momento fletor nas coordenadas 2-2, tempo 0,2s. Explosão com 60 Kg de TNT. (kN.m)



FONTE: Autor (2018).

O deslocamento da estrutura se deu no térreo até o segundo pavimento, o maior valor foi de 4,87 cm na direção da coordenada y. A Figura 137 mostra esse valor.

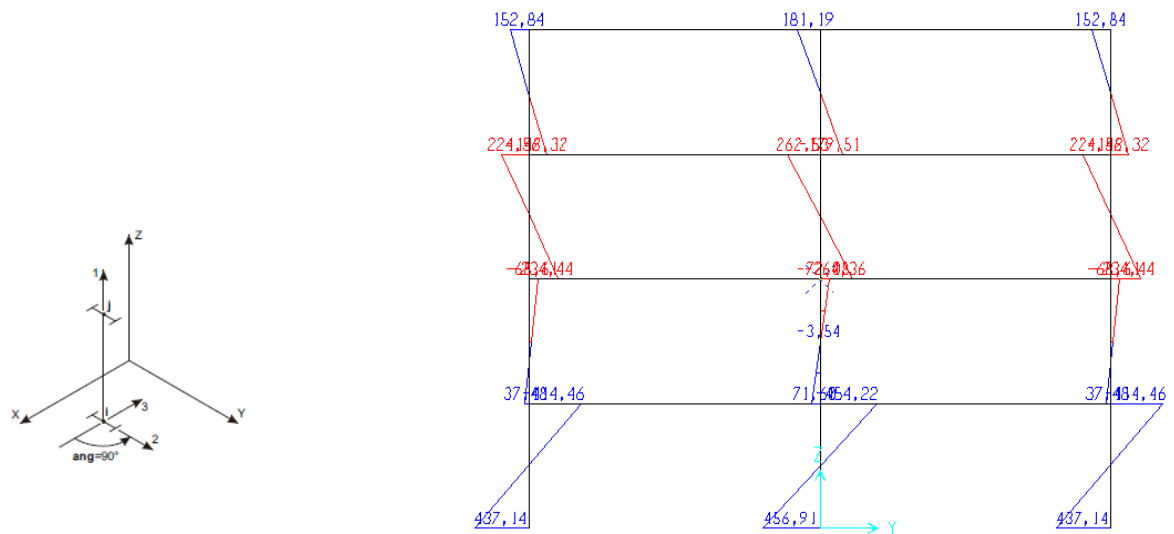
Figura 137 - Deslocamento no tempo 0,2ms. Explosão com 60 Kg de TNT.



FONTE: Autor (2018).

No tempo 0,4ms a estrutura apresentou seu valor mais elevado, ou seja, esse tempo foi o mais crítico na estrutura. O pilar 8 no trecho do térreo, tem um valor de flexão de 456,91 kN.m e o valor negativo também foi no pilar 8 no trecho do segundo pavimento com o valor de -264,36 kN.m. Esse pilar apresentou maiores deformações porque a carga foi colocada de forma que atingisse esse pilar.

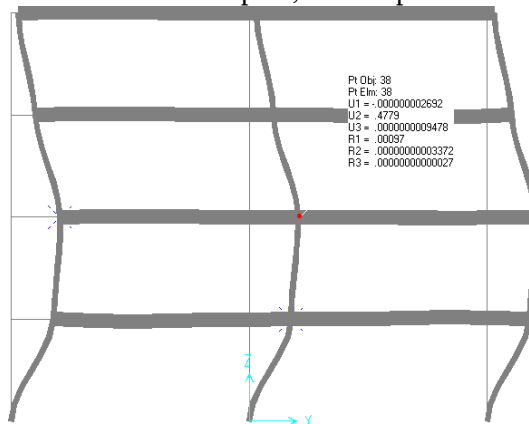
Figura 138 - Momento fletor nas coordenadas 2-2, tempo 0,4ms. Explosão com 60 Kg de TNT.
(kN.m)



FONTE: Autor (2018).

O maior deslocamento da estrutura no tempo 0,4ms foi de 47,79 cm na direção da coordenada y, como mostra a Figura 139.

Figura 139 - Deslocamento no tempo 0,4ms. Explosão com 60 Kg de TNT.



FONTE: Autor (2018).

4.4.2. Momento fletor 3-3 no corte 3.

a) Tempo 0,0 e 0,1ms.

A Figura 140 apresenta os valores da flexão no tempo 0,0ms adquiridos pelo peso próprio da estrutura, e serve para orientação das numerações dos pilares e vigas.

Figura 140 - Momento fletor nas coordenadas 3-3, tempo 0,0ms. Explosão com 60 Kg de TNT.
(kN.m)

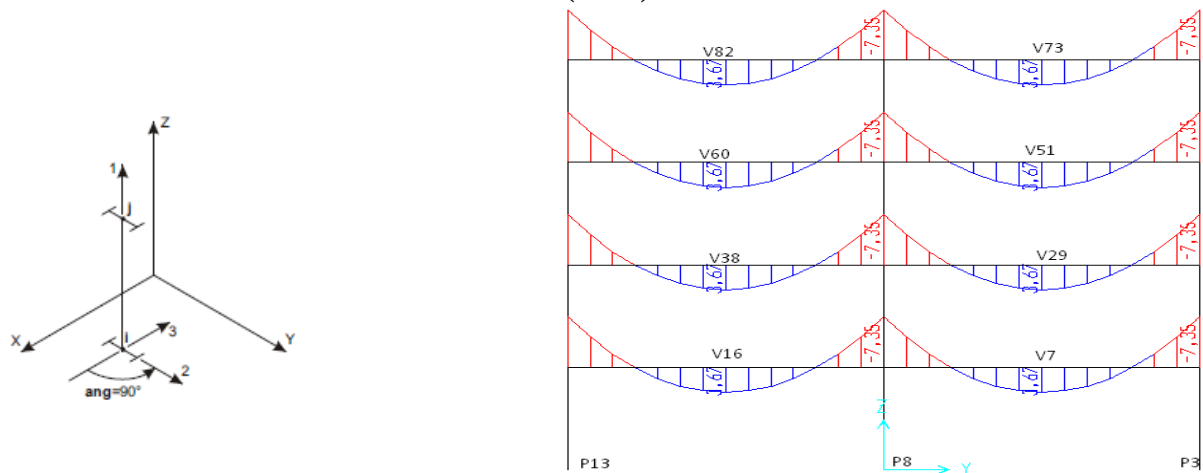
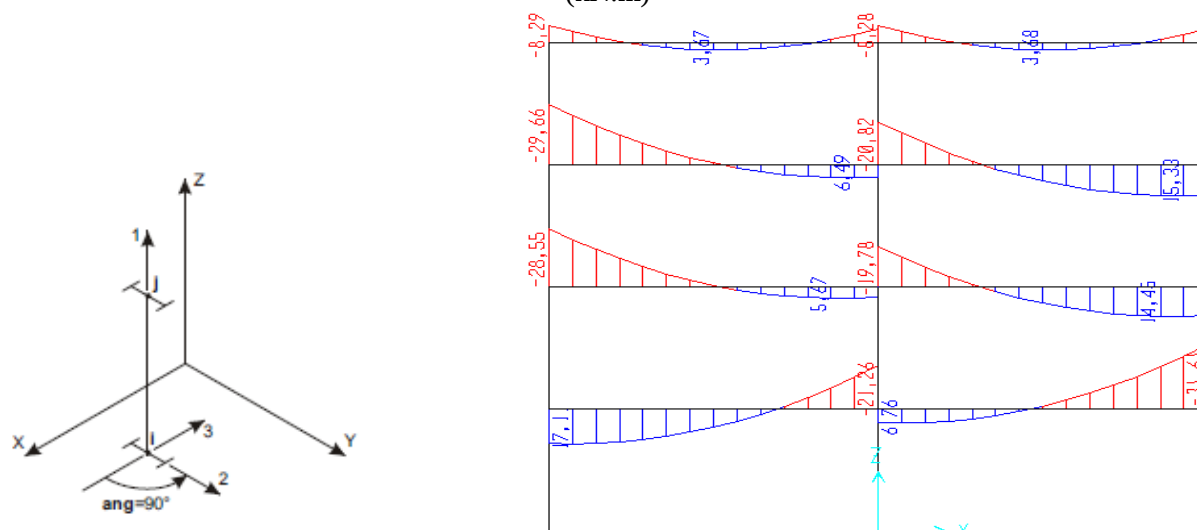


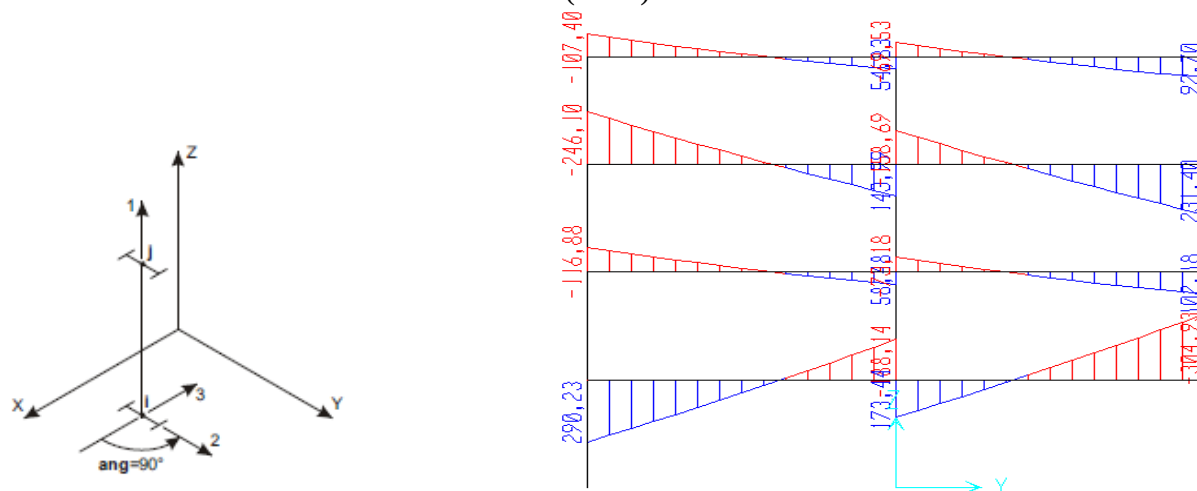
Figura 142 - Momento fletor nas coordenadas 3-3, tempo 0,2ms. Explosão com 60 Kg de TNT.
(kN.m)



FONTE: Autor (2018).

Nesse caso os maiores valores foram no tempo 0,4ms, pois a viga 16 teve um valor positivo de 290 kN.m e a viga 7 apresentou um valor negativo de -304 kN.m. O tempo de 0,4ms, a estrutura apresentou o pior caso de deformações nos elementos, a partir daí a estrutura tende a estabilizar diminuindo seus valores.

Figura 143 - Momento fletor nas coordenadas 3-3, tempo 0,4ms. Explosão com 60 Kg de TNT.
(kN.m)



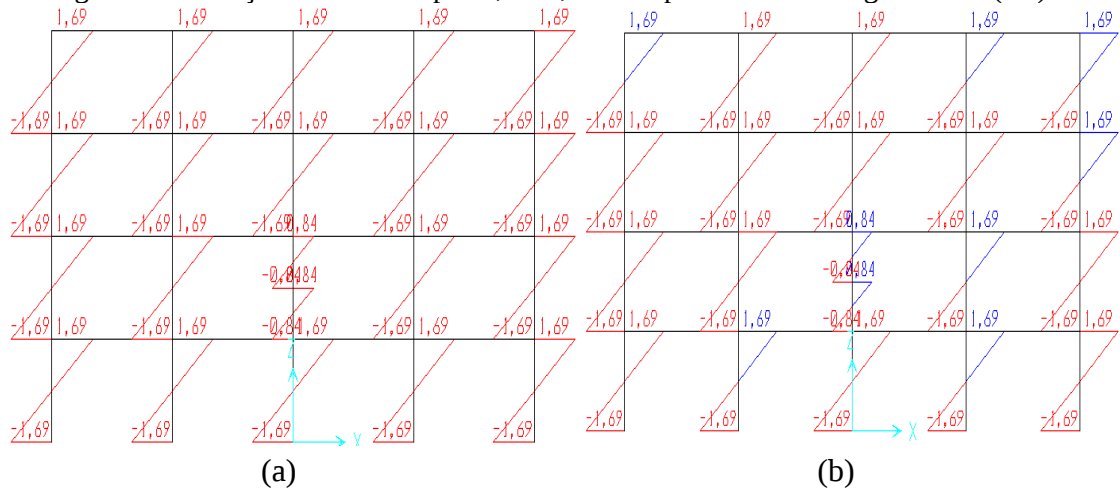
FONTE: Autor (2018).

4.4.3. Força Axial.

a) Tempo 0,0 e 0,4ms.

A Figura 144 mostra que idêntico ao item 4.3.3 houve pequenas alterações quando se trata de força axial, os valores não se alteraram com o passar do tempo, porém em algumas regiões os valores ficaram positivos.

Figura 144 - Força axial nos tempos 0,0 e 0,4ms. Explosão com 60 Kg de TNT. (kN)



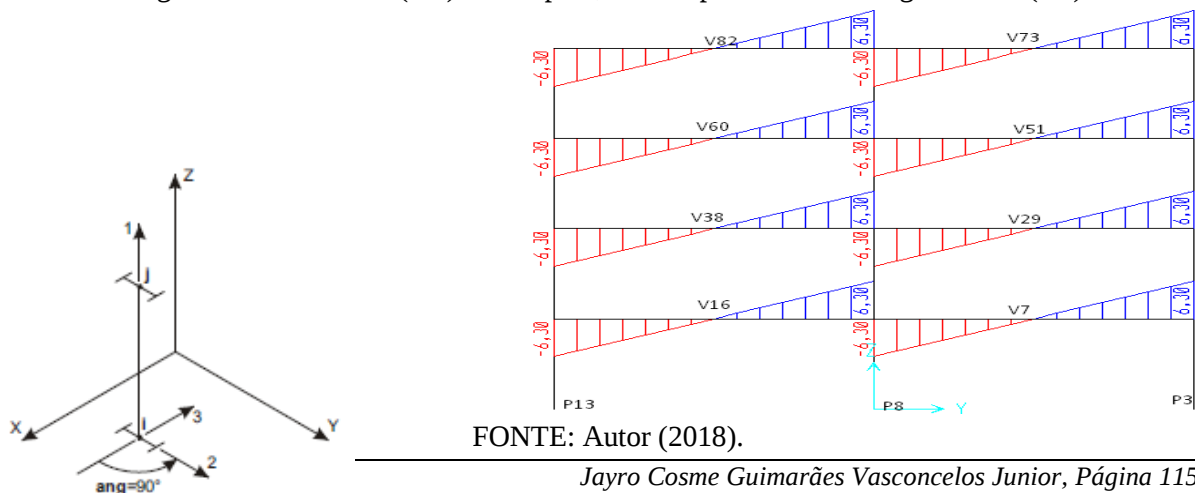
Fonte: Autor (2018).

4.4.4. Cortante 2-2 no corte 3.

a) Tempo 0,0 e 0,1ms.

A Figura 145 mostra o diagrama no tempo 0,0s, os valores obtidos são devidos ao peso próprio. A figura também serve de orientação nas numerações dos pilares e vigas.

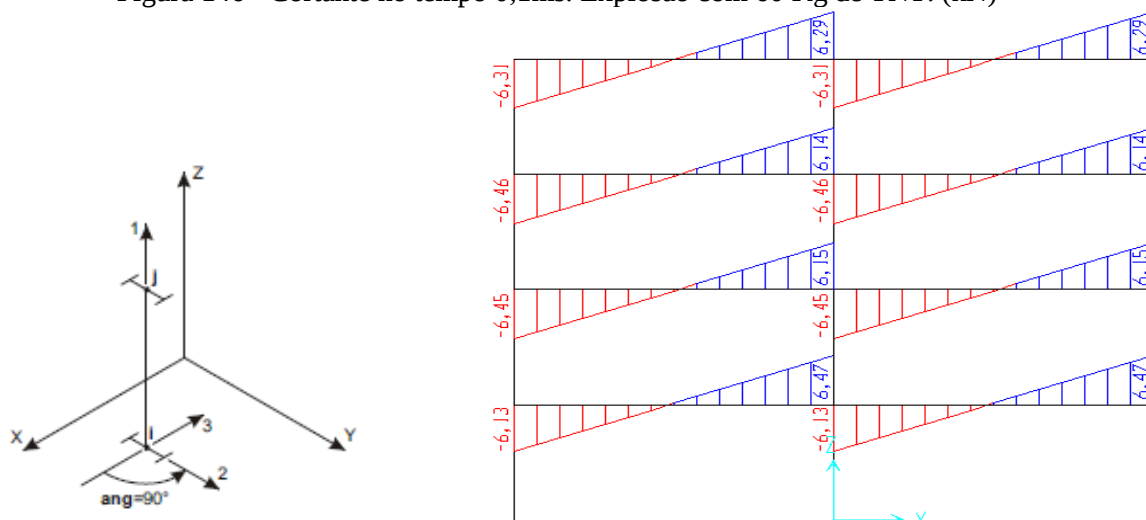
Figura 145 – Cortante (2-2) no tempo 0,0ms. Explosão com 60 Kg de TNT. (kN)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 146 mostra que no tempo 0,1ms é o momento que só atua a pressão atmosférica, os maiores valores de cortante nesse tempo são nas vigas 7 e 16 com o valor de 6,47 kN, ou seja, em relação ao tempo anterior esses valores aumentaram, pois, a estrutura começa a deformar com a carga gerada pela pressão atmosférica.

Figura 146 - Cortante no tempo 0,1ms. Explosão com 60 Kg de TNT. (kN)

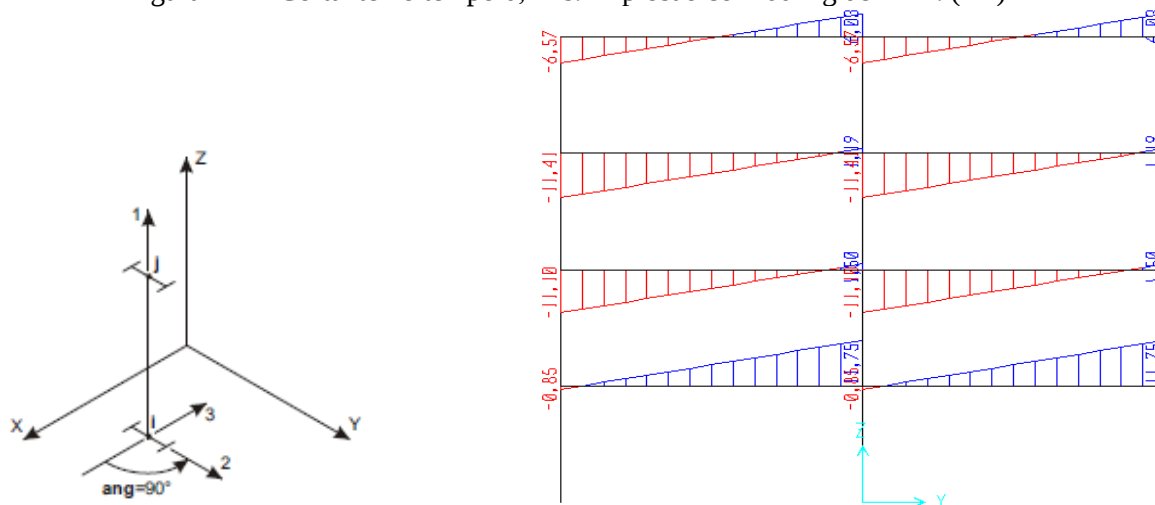


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,2 e 0,4ms.

No tempo 0,2ms as vigas 7 e 16 aumentaram seu valor de cortante para 11,75 kN, ou seja, houve um acréscimo de 81% e nesse instante de tempo as vigas 51 e 60 apresentaram o valor de -11,41 kN sendo o maior valor negativo.

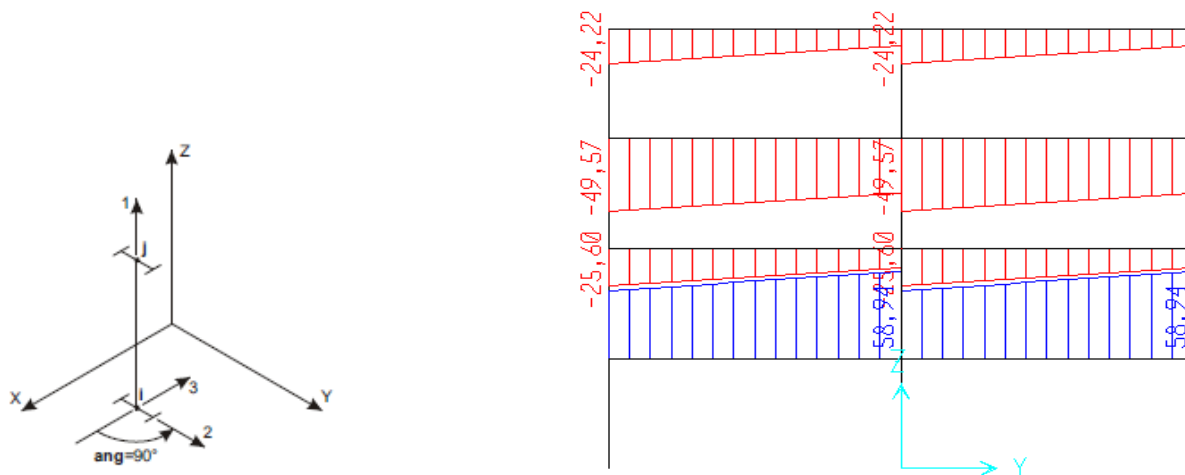
Figura 147 - Cortante no tempo 0,2ms. Explosão com 60 Kg de TNT. (kN)



FONTE: Autor (2018).

No tempo 0,4ms foi o momento mais críticos no momento da explosão, ou seja, foram os maiores valores apresentados na análise. As vigas 7 e 16 apresentaram somente valor positivo de 58,94 kN e em comparação com o tempo anterior houve um aumento de 402%. As vigas 51 e 60 apresentaram somente valores negativos, sendo que o máximo valor foi de -49,57 kN. As deformações foram maiores mais próximo da região onde foi colocado a bomba.

Figura 148 - Cortante no tempo 0,4ms. Explosão com 60 Kg de TNT. (kN)



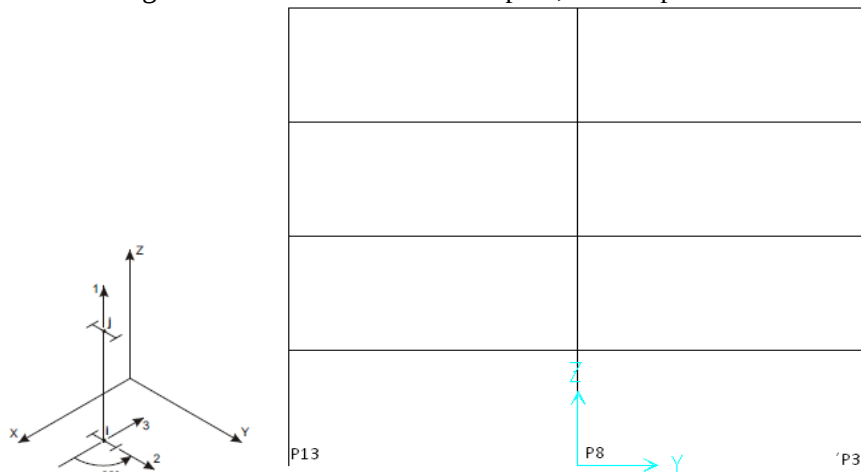
FONTE: Autor (2018).

4.4.5. Cortante 3-3 no corte 3.

a) Tempo 0,0 e 0,1ms.

No tempo de 0,0ms a estrutura não apresenta valores no diagrama, como podemos ver na Figura 149.

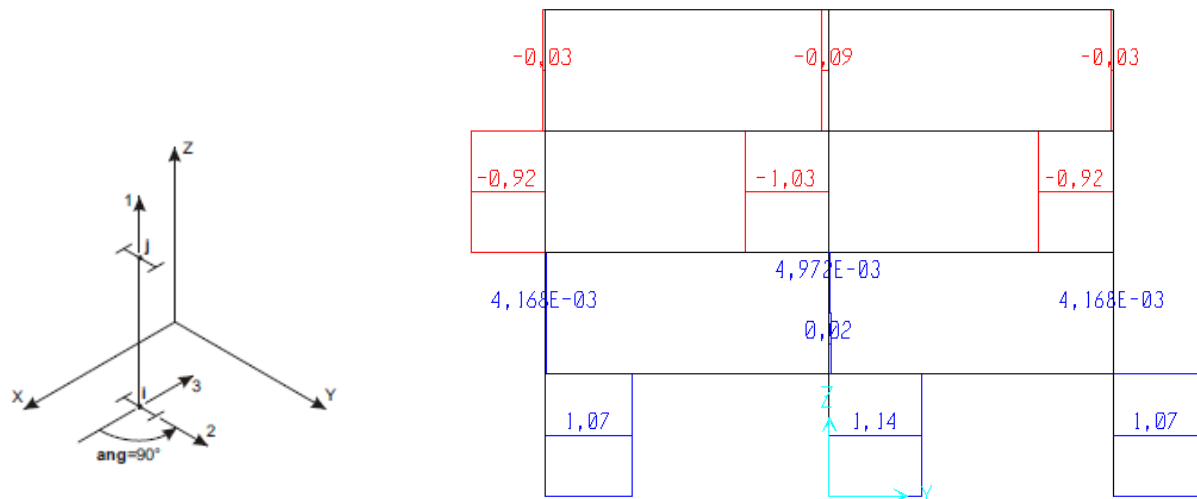
Figura 149 - Cortante 3-3 no tempo 0,0ms. Explosão com 60 Kg de TNT. (kN)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 150 mostra que a estrutura apresentou valores positivos nos dois primeiros pavimentos e cortante negativo nos dois últimos. O maior valor de positivo foi de 1,14kN e -1,03 kN de cortante negativo. O diagrama mostra que as partes inferiores tenderam a se deslocar no sentido da coordenada y, ou seja, no sentido da força unitária, mas as partes superiores tenderam ao sentido contrário.

Figura 150 - Cortante 3-3 no tempo 0,1ms. Explosão com 60 Kg de TNT. (kN)

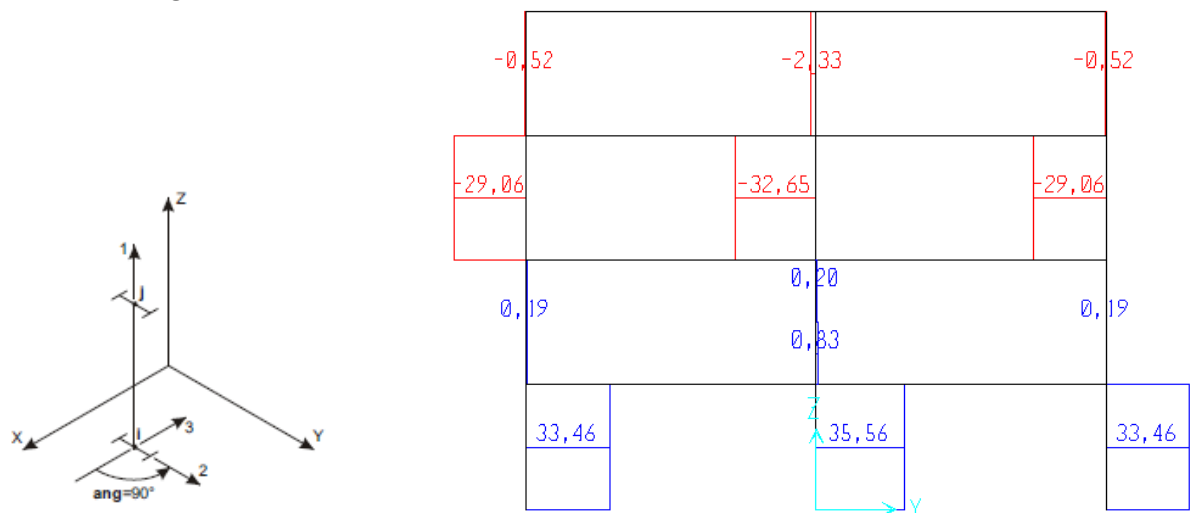


FONTE: Autor (2018).

b) Tempo 0,2ms e 0,4ms.

A Figura 151 mostra que o pilar 8 aumentou o cortante positivo para um valor de 35,56 kN, aumentando 302%. O cortante negativo aumentou 303% passando a ter um valor de -32,65 kN.

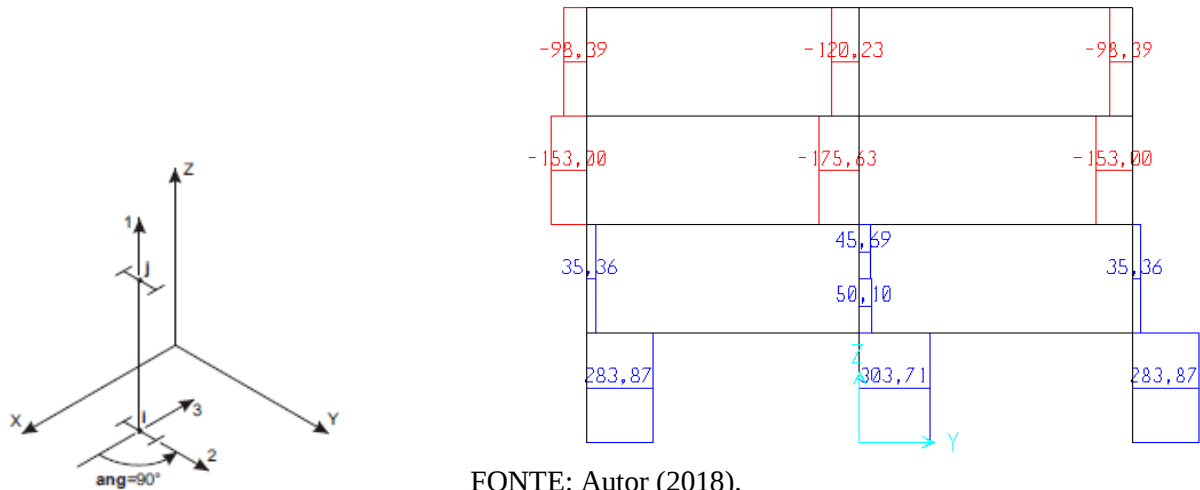
Figura 151 - Cortante 3-3 no tempo 0,2ms. Explosão com 60 Kg de TNT. (kN)



FONTE: Autor (2018).

A Figura 152 mostra o tempo que possui os maiores valores de positivos e negativos, ou seja, o pilar onde foi danificado passou a ter um valor de positivo de 303,71kN e de torção negativa de -175,63kN. Esse momento foi o mais crítico, pois, a estrutura aumentou valores do cortante.

Figura 152 - Cortante 3-3 no tempo 0,4ms. Explosão com 60 Kg de TNT. (kN)



FONTE: Autor (2018).

4.5. COMPARAÇÕES ENTRE AS COLISÕES.

A Tabela 1 mostra os maiores valores em cada tempo, e também apresenta que no tempo 0,2s os valores são os maiores, ou seja, pode-se considerar um momento crítico. Pode-se perceber que como a velocidade é maior no segundo caso, os valores são mais elevados.

Tabela 1 - Comparação entre as velocidades 36km/h e 60km/h.

IMPACTO COM VELOCIDADE DE 36 km/h				IMPACTO COM VELOCIDADE DE 60 km/h			
Análise	Tempo 0,0s	Tempo 0,1s	Tempo 0,2s	Análise	Tempo 0,0s	Tempo 0,1s	Tempo 0,2s
Momento 2-2 fletor (KN.m)	P=0,0	P = 0,46 e - 0,55	P = 0,57 e - 1,23	Momento 2-2 fletor (KN.m)	P= 0,0	P = 0,82 e - 0,94	P = 1,01 e - 2,10
Momento fletor 3-3 (KN.m)	P= 0,0	P= 2,32 e - 2,68	P= 4,84 e - 2,10	Momento fletor 3-3 (KN.m)	P=0,0	P= 3,86 e - 3,72	P=8,04
	V= 1,88 e - 3,75	V= 2,01 e - 3,99	V= 2,17 e - 5,40		V= 1,88 e - 3,75	V=2,18 e - 5,45	V= 2,18 e - 5,76
Força axial (KN)	P = 0,56 e - 1,69	P = 2,17 e - 2,82	P= 2,90 e - 2,90	Força axial (KN)	P = 0,56 e - 1,69	P= 2,49 e - 2,49	P = 3,71 e - 3,71
Cortante 2-2 (KN)	P= 0,0	P= 1,54 e - 1,54	P= 3,19 e - 1,24	Cortante 2-2 (KN)	P=0,0	P=2,57e - 2,10	P=5,31 e - 2,07
	V= 4,50 e - 4,50	V= 4,58 e - 4,85	V= 5,01 e -5,08		V=4,50 e - 4,50	V=4,63 e - 5,09	V=5,36 e - 5,46

FONTE: Autor (2018).

4.6. COMPARAÇÕES ENTRE AS EXPLOSÕES.

A Tabela 2 mostra os maiores valores obtidos no diagrama em cada tempo. Percebe-se que quanto maior a quantidade de explosivo maior é os valores nos diagramas. Na maioria dos casos o tempo 0,4ms mostrou ser o tempo critico, ou seja, onde a estrutura teve uma maior deformação.

Tabela 2 - Comparação entre os pesos dos explosivos.

EXPLOSÃO 5 KG DE TNT					EXPLOSÃO 60 KG DE TNT				
Análise	Tempo 0,0ms	Tempo 0,1ms	Tempo 0,2ms	Tempo 0,4ms	Análise	Tempo 0,0ms	Tempo 0,1ms	Tempo 0,2ms	Tempo 0,4ms
Momento 2-2 fletor (KN.m)	P=0,0	P = 1,71 e -1,50	P = 19,22 e -16,92	P = 130,85 e -53,52	Momento 2-2 fletor (KN.m)	P = 0,0	P = 1,71 e -1,54	P= 53,47 e -49,01	P= 456,91 e -264,36
Momento fletor 3-3 (KN.m)	V = 3,67 e -7,35	V = 5,91 e -16,14	V = 31,89 e -46,59	V = 60,40 e -75,10	Momento fletor 3-3 (KN.m)	V= 3,67 e -7,35	V = 6,62 e -16,14	V= 17,01 e -31,61	V = 225,62 e -240,32
Cortante 2-2 (KN)	V=6,30 e -6,30	V = 6,47 e -6,46	V = 8,28 e -8,14	V= 26,18 e -22,03	Cortante 2-2 (KN)	V= 6,30 e -6,30	V = 6,47 e -6,46	V = 11,75 e -11,41	V = 58,94 e -49,57
Cortante 3-3 (KN)	P = 0,0	P =1,14 e -1,03	P =12,78 e -11,27	P = 86,97 e -47,96	Cortante 3-3 (KN)	P = 0,0	P = 1,14 e -1,03	P= 35,56 e -32,65	P= 303,71 e -175,63

FONTE: Autor (2018).

4.7. ÁREA DE AÇO ADICIONAL PARA O PIOR CASO DE IMPACTO.

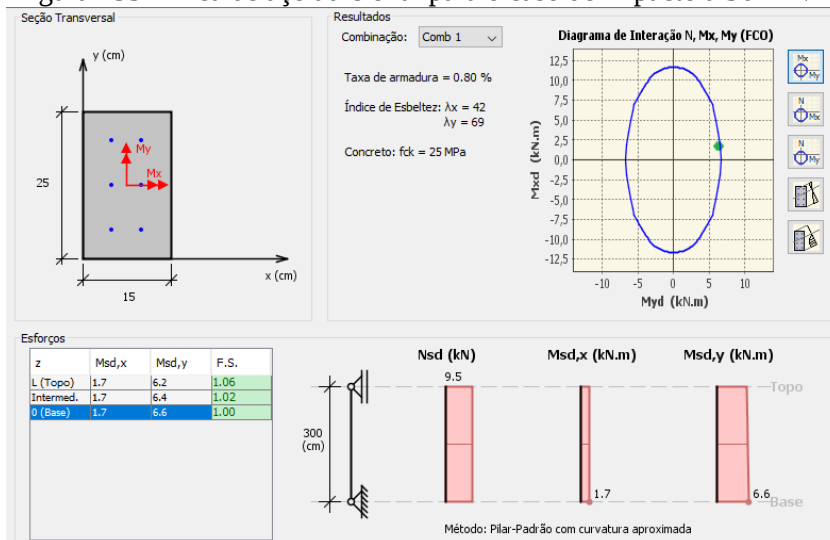
Usando o software Pcalc, será calculado uma área de aço adicional para o elemento atingido pela carga dinâmica, com isso, podemos evitar a danos maiores em situações extremas e evitar um possível colapso na estrutura.

4.7.1. Impacto com velocidade de 36 Km/h no pilar 11.

Usando os valores dos diagramas de momento fletor e força axial no tempo 0,2s, que foram os maiores apresentados na análise, o programa Pcalc estabeleceu que para evitar danos na estrutura em caso de colisões de até 36 Km/h deve ser acrescentado mais 6 barras de 8.0

mm, ou seja, deve-se adicionar uma área de aço de 3,018cm². A Figura 153 mostra os fatores de segurança para esse caso.

Figura 153 - Área de aço adicional para o caso de impacto a 36 Km/h.

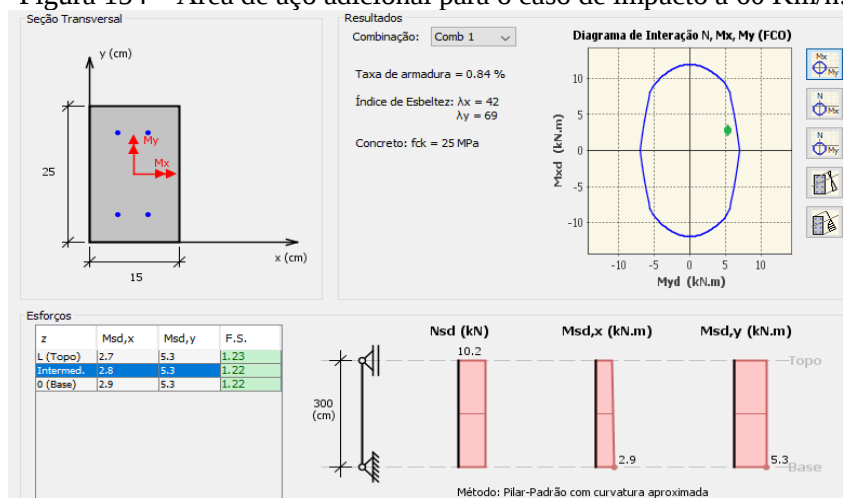


FONTE: Autor (2018).

4.7.2. Impacto com velocidade de 60 Km/h no pilar 11.

Usando os valores dos diagramas de momento fletor e força axial no tempo 0,2s, o programa Pcalc estabeleceu que para evitar danos na estrutura em caso de colisões de até 60 Km/h deve ser acrescentado mais 4 barras de 10 mm, ou seja, deve-se adicionar uma área de aço de 3,14cm². A Figura 154 mostra os fatores de segurança para esse caso.

Figura 154 – Área de aço adicional para o caso de impacto a 60 Km/h.



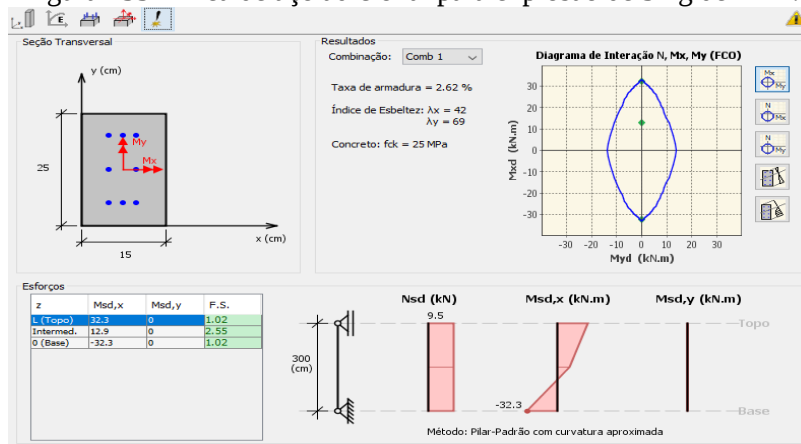
FONTE: Autor (2018).

4.8. ÁREA DE AÇO ADICIONAL PARA EXPLOÇÃO.

4.8.1. Explosão com 5 Kg de TNT.

A Figura mostra que para uma explosão de 5 Kg de TNT o pilar 8 necessita de um acréscimo de 8 barras de 12.5 mm, ou seja, uma área de aço de 9,84 cm² na região mais afetada pelo explosivo, para que possa resistir melhor os danos gerados pela explosão.

Figura 155 - Área de aço adicional para explosão de 5 kg de TNT.

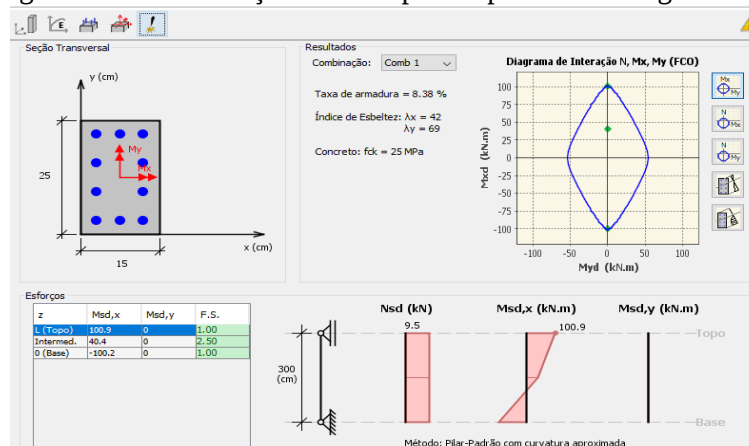


FONTE: Autor (2018).

4.8.2. Explosão com 60 Kg de TNT.

Para uma explosão com 60 Kg de TNT a estrutura necessita de um acréscimo de 10 barras de 20.0 mm, ou seja, um aumento de 31,4 cm² de área de aço, para que a estrutura tenha um melhor comportamento nesse caso. A Figura 156 mostra o resultado no programa Pcalc.

Figura 156 -Área de aço adicional para explosão de 60 kg de TNT.



FONTE: Autor (2018).

5. CONCLUSÃO

Como conclusão do trabalho serão feitas as considerações finais sobre os resultados obtidos pelo software SAP2000 em relação a cargas dinâmicas aplicadas em estruturas.

Para os casos de impacto veicular, percebe-se que os diagramas apresentam uma variação de valores com o passar do tempo, ou seja, a estrutura tende a se movimentar inicialmente no sentido do impacto chegando a um valor máximo de deslocamento, porém ela voltará o mais próximo possível do seu estado original, isso faz com que os diagramas fornecidos pelo programa mudem com um intervalo de tempo muito pequeno.

Nos impactos veiculares de 36 Km/h e 60 Km/h no pilar 11 da estrutura, obtiveram o valor máximo no tempo 0,2s, a partir daí, é o momento que a velocidade do veículo zera, com isso, há um alívio na estrutura. Os pilares da região mais afetada pela colisão, apresentaram tração em faces opostas sendo que na maioria dos tempos os pavimentos da estrutura se movimentam como se fossem um bloco, isto é, os elementos que constitui o pavimento se deslocavam para o mesmo sentido.

Como citado que ações dinâmicas podem gerar problemas na estrutura e sendo capaz de levar a mesma ao colapso parcial ou total, foi calculado através do programa Pcalc uma área de aço adicional para o pilar que sofreu o impacto no caso mais crítico (tempo 0,2s), ou seja, a 36 Km/h é preciso um acréscimo de 3,018 cm² e a 60 Km/h de acordo com os dados é necessário acrescentar 3,14cm² de área de aço, com isso, pode-se evitar um possível colapso progressivo da estrutura.

As análises feitas para explosões, também há uma variação nos diagramas com o passar do tempo, porém com uma intensidade bem maior, no momento da onda de choque a estrutura apresenta uma deformação muito grande. Na explosão com até 5Kg de TNT o maior deslocamento foi no tempo de 0,4ms com um valor de 13,92 cm, e na explosão de grande porte com 60 Kg de TNT o valor do deslocamento no tempo de 0,4ms foi de 47,79 cm, onde para ambos os valores foram superados o limite de deslocamento de acordo com a NBR 6118:2014 que é de 0,70cm. Foi verificado também que para uma magnitude de explosivos consideradas como pequenas ainda se dá a chance de desenvolver um fator de segurança para que se possa evitar danos estruturais, mas para um caso de explosões com uma grande magnitude a questão da segurança estrutural é mais difícil.

Portanto, as ações dinâmicas nas estruturas não podem ser previstas, porém deve ser levada em consideração no momento do dimensionamento estrutural, para que se possa evitar

danos do tipo colapso progressivo. O desenvolvimento de fatores de segurança para esse tipo de caso, se torna mais viável com o amadurecimento no estudo de cargas dinâmicas e com a utilização de tecnologias que nos apresentam dados mais precisos sobre o que pode ocasionar uma ação periódica na estrutura.

Para o caso de impacto com uma velocidade de 36 Km/h e observando a orientação 2-2, ou seja, em direção da coordenada y que se dá ao longo da menor direção dos elementos, houve um acréscimo de momento fletor no pilar mais danificado de 0,57 kN.m e -1,23 kN.m no tempo de 0,2 segundos que é o tempo mais crítico do impacto. Mas olhando para a direção da coordenada x, que leva em consideração a orientação 3-3, o acréscimo de momento fletor no pilar mais danificado foi de 4,84 kN.m e -2,10 kN.m e a viga mais afetada apresentou um acréscimo na flexão de 2,17 kN.m e -5,40 kN.m.

O aumento de esforço cortante para o caso de impacto com uma velocidade de 36 Km/h foi analisado na orientação 2-2 que se dá ao longo da menor direção dos elementos, ou seja, na coordenada y. O acréscimo no pilar mais danificado e no tempo de 0,2 segundos foi de 3,19 kN e -1,24 kN e para a viga com o maior dano foi de 5,01 kN e -5,08 kN. Já a força axial, no tempo mais crítico que também se deu no momento de 0,2 segundos, foi de 2,32 kN e -1,21 kN.

Para o caso de impacto a uma velocidade de 60 Km/h e observando na orientação 2-2, o acréscimo de momento fletor nos elementos mais danificados foram de 1,01 kN.m e -2,10 kN.m, já para orientação 3-3 que é em direção a maior distância dos elementos o aumento foi de 8,04 kN.m para o pilar mais crítico e para a viga mais danificada foi de 2,18 kN.m e -5,78 kN.m.

O acréscimo de cortante com velocidade de impacto de 60 Km/h que obteve no tempo 0,2 segundos observando pela orientação 2-2 foi de 5,31 kN e -2,07 kN para o pilar mais crítico e para a viga mais danificada foi 5,38 kN e -5,46 kN. Já o aumento de força axial foi de 3,15 kN e 2,02 kN.

Em observação a forma que se comportou o deslocamento da estrutura e também os diagramas, pode-se perceber que independente da velocidade de impacto a movimentação da estrutura se desloca no sentido do impacto, porém a edificação tende a se retorcer mais precisamente no lado que houve colisão, ou seja, no momento mais crítico os elementos estruturais realizam um giro e a partir daí ela começa a diminuir o deslocamento e ficando mais próxima ao seu estado original.

Sobre a explosão de 5 Kg de TNT o tempo mais crítico foi de 0,4ms, ou seja, esse instante é o momento de passagem da onda de choque provocada pela explosão, então o

acrécimo de momento fletor na orientação 2-2 no pilar mais danificado foi de 130,85 kN.m, já o aumento na orientação 3-3 a viga mais crítica foi de 56,73 kN.m e -67,75 kN.m que só foi analisado as vigas, pois os pilares apresentaram valores muito pequenos devido a carga do explosivo ter sido colocada no sentido que não mostrasse na orientação 3-3.

O cortante 2-2 teve um acréscimo de 26,88 kN e -15,73 kN que também só foi analisado as vigas. Já o cortante 3-3 o pilar mais prejudicado no tempo de 0,4ms teve um acréscimo de 86,97 kN e -47,96 kN. Com os maiores valores obtidos pelos diagramas é necessário acrescentar uma área de aço de 9,84 cm² para essa situação.

Em uma explosão com 60 Kg de TNT, o momento fletor 2-2 teve um acréscimo no tempo de 0,4ms de 456,91 kN.m e -264,362 kN.m no pilar mais danificado, já no momento fletor 3-3 a análise apresentou maiores valores nas vigas, sendo que a mais crítica teve um acréscimo de 221,95 kN.m e 232,97 kN.m.

O cortante 2-2 para o caso de explosão com 60 Kg de TNT, teve um acréscimo na viga mais crítica de 52,64 kN, já o cortante 3-3 a análise foi feita nos pilares devido a orientação apresentar valores significativos somente nos pilares, então o acréscimo foi de 303,71 kN e -175,63 kN. Para o caso de 60 kg de TNT a área de aço adicional para evitar danos na estrutura é de 31,4cm².

Pode-se perceber que os valores são muito grandes para uma explosão com magnitude tão elevada, então uma ocorrência desse tipo é muito difícil se dar de forma acidental, ou seja, um acidente doméstico, como por exemplo um vazamento de gás, tal fato é mais coerente acontecer em casos de demolições ou ataques criminosos.

O comportamento da estrutura em caso de explosões, também foi no sentido que foi colocada a carga do explosivo, porém inicialmente o maior deslocamento foi na região onde o explosivo estava, isto é, todo o pavimento se deslocava de forma igual como se fosse um único bloco, porém a energia foi se propagando e as partes mais distantes foram se deslocando também, que se enquadra na definição de colapso progressivo que diz que é a propagação de um dano local.

Este trabalho consistiu em analisar os acréscimos e variações nos diagramas de momentos fletor, esforço cortante e força axial nos elementos de uma estrutura causados por ações dinâmicas de curta duração, e diante disso, mostra que é de grande importância levar em consideração as cargas dinâmicas de curta duração nos cálculos estruturais, e que os engenheiros do ramo da construção civil podem recorrer a ferramentas tecnológicas que nos

fornece dados necessários para podermos desenvolver uma solução que possa diminuir ou até mesmo evitar danos causados por ações indesejáveis.

6. REFERÊNCIAS

ALVES, G. T; Meggiolaro, Marco Antônio (Adviser). **Evaluation of Absorption of impact Energy: Na Approach Based on Impact Test in similar Structures**. Rio de Janeiro, 2009. 153p. M.SC. Dissertation – Departamento de Engenharia Mecânica, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

ALVES, G. S. (2014). **Implementação do método dos elementos finitos generalizados com aplicação em materiais compósitos**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-010A/14, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 85p.

ASCE. ASCE/SEI 7-10 **Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures**. Virginia: ASCE 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, “**Projetos de estruturas de concreto – NBR 6118**”, Rio de Janeiro, 2014. 238p.

AZEVEDO, D. F. O. **Linguagem de programação CNC: Torno em centro de usinagem**. Mogi das Cruzes, 2013.

BANGASH, M. Y. H., Bangash. T. (2006). **Explosion-resistant buildings**, Springer-Verlag, Londres, Reino Unido.

BAZĂNT, Z. P.; VERDURE, M. Mechanics of Progressive Collapse. **Learning From World Trade Center and Buildings Demolitions**, junho 2006. Volume 102. Número 12.

BEER, F. P.; STAAB, G. H. **Mecânica Vetorial para Engenheiros**. Tradução de Nelson Manzanares Filho e Ariosto Bretanha Jorge; Revisão Técnica de José Carlos Amorim. 7º ed. – Rio de Janeiro: McGraw-Hill Intera americana do Brasil, 2006, p. 755- 913.

BOTELHO, M.H.C. **Resistência dos materiais para entender e gostar**. São Paulo: Studio Nobel, 1998.

CANISIUS, T. D. G. **Structural Robustness Design for Practising Engineers**. COST Action TU0601 Robustness of Structures, 2011.

CERVELIN, D. Método dos Elementos Finitos Generalizado: **Desenvolvimento e Aplicação em Análise Não-Linear Utilizando Elemento de Pórtico Espacial de Alta Ordem**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Programa de PósGraduação em Engenharia Mecânica, Pontifícia Universidade Católica do Paraná, Curitiba, 2014.

COLISOES DE AUTOMOVEIS EM POSTES DE CONCRETO ARMADO. Porto Alegre: Instituto Geral de Pericias / Rs, 2012.

CONCRETO. **Colapso Progressivo**. Disponível em:
<<http://www.ebanataw.com.br/roberto/concreto/conc12.htm>> Acesso em: 06 de dezembro de 2017.

ESPERANZA, ENGENHARIA . **Colapso progressivo - explicações didáticas** : Colapso Progressivo. Disponível em: <<http://speranzaengenharia.ning.com/page/colapso-progressivo-explicacoes-didaticas>>. Acesso em: 20 ago. 2012.

ESTADÃO. **Lauda aponta possíveis causas de desabamento no Rio**. Disponível em: <<http://www.estadao.com.br/noticias/geral,laudo-aponta-possiveis-causas-de-desabamento-no-rio,850574>> Acesso em: 06 de dezembro de 2017.

FERREIRA, T. Análise numérica de sólidos axissimétricos via MEF: **aplicação em elementos de concreto, de aço e mistos de aço e concreto**. 2017. 71f. Dissertação (mestrado)-Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP. Ouro Preto, MG. 2017.

GRECO, M; FERREIRA, I. P; BARROS, Felício Bruzzi; SILVA, Ronaldo Romão. **Análise dinâmica não linear geométrica de uma viga treliçada**. 9º Simpósio de Mecânica Computacional, Minas Gerais, maio, 2010.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4ª ed. São Paulo: Atlas, 2008.

GOEL, M. D.; MATSAGAR, V. A.; Gupta, A. K.; Marburg, S. (2012), “**An Abridged Review of Blast Wave Parameters**”, Defense Science Journal.

ISTOÉ. **O preço da imprudência**. Disponível em: <https://istoe.com.br/188471_O+PRECO+DA+IMPRUDENCIA/> Acesso em: 06 de dezembro de 2017> Acesso em: 06 de dezembro de 2017.

LAKATOS, E. M.; MARCONI, M. de A. **Fundamentos de metodologia científica**. 6ª ed. São Paulo: Atlas, 2007.

Kinney, G. F., Graham, K. J. 1985. *Explosive shocks in air*, Springer Science+Business Media, Second Edition, New York.

KOZLOVA, P. (2013). **The Phenomenon of Progressive Collapse according to Russians Norms**. Lappeenranta.

LARANJEIRAS, A. C. R. **Colapso progressivo dos edifícios - Breve introdução**. TQS News. 33 ed, 2011.

LIMA, E.C.P. **Lorane Dina: Uma linguagem orientada para análise dinâmica**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1977.

MARTHA, L. F. **Método dos Elementos Finitos**. (Notas de Aula do Curso CIV-2118). ed. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 1994.

MENDES, P.; OLIVEIRA, S. **Análise dinâmica de estruturas, utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 2008.

NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY NIST. **“Final report on the collapse of the World Trade Center towers.”** S. Shyam Sunder, Lead Investigator, NIST, Gaithersburg, Md. 248p, 2005

NETO, M. L. C. (2015). **Um Estudo do Fenômeno Explosão e das Ondas de Choque Utilizando a Fluidodinâmica Computacional**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação – E.DM – 004A/15 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 103p.

Needham, C. E. (2010), **“Blast Waves, Shock Wave and High Pressure Phenomena”**, Springer Heidelberg.

NGO, T., Mendis, P., Gupta, A., Ramsay, J. 2007. **Blast Loading and Blast Effects on Structures**, *Electronic Journal of Structural Engineering*, 76-91.

NIST, National Institute Of Standards and Technology. **Best Practices for Reducing the Potencial for Progressive Collapse Buildings**. United States of America: [s.n.], 2007.

O GLOBO. **Prédios desabam no Rio de Janeiro**. Disponível em: <<https://oglobo.globo.com/rio/predios-desabam-no-centro-do-rio-em-janeiro-3763234>> Acesso em: 05 de dezembro de 2017.

PEARSON, C., and Delatte, N. (2005). **"Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes."** J.Perform.Constr.Facil., 19(2), 172-177, 2005.

REBELLO, Y. C. P. A. **A concepção Estrutural e a Arquitetura**. São Paulo: Zigurate Editora, 2000.

Remennikov, A. (2007), **“The state of the art of explosive loads characterisation”**, Australian Earthquake Engineering Conference, University of Wollongong, Australian Earthquake Engineering Society, pp. 1-25.

REVISTA ENCONTRO. **Destruição das Torres Gêmeas do World Trade Center**. Disponível em: <<https://www.revistaencontro.com.br/canal/atualidades/2016/09/destruicao-das-torres-gemeas-do-world-trade-center-foi-causada-por-bom.html>> Acesso em: 05 de dezembro de 2017.

RN, G1. **Quadrilha invade cidade no RN, explode caixa de banco e atira em delegacia : Assalto**. Disponível em: <<https://g1.globo.com/rn/rio-grande-do-norte/noticia/quadrilha-invade-cidade-no-rn-explode-caixa-de-banco-e-atira-em-delegacia.ghtml>>. Acesso em: 18 maio 2017.

SANTOS, R. M. **Comportamento de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com CFC Sujeitas a Carga de Impacto**. Rio de Janeiro, 2008. 146p.

SAP 2000 – **Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structure**, 14.1.0, Computers and Structures, Inc., 2009.

SESSA, T. C. **Colapso progressivo de edificações de concreto armado em construção**. Rio de Janeiro: UFRJ/ COPPE, 2017.

STAROSSEK, U. **Typology of progressive collapse**, 2007.

THILAKARATHNA, H. M. I; THAMBIRATNAM, D. P; DHANASEKAR, M.; PERERA, N. **Numerical simulation of axially loaded concrete columns under transverse impact and vulnerability assessment**. International Journal of Impact Engineering, 37, p. 1100-1112, 2010.

TORESAN JR., Wilson. **Colisão de automóveis em postes de concreto armado: estudo do fenômeno e desenvolvimento de uma metodologia de cálculo de velocidade**. Disponível em: https://www.sinaldetransito.com.br/artigos/colisao_com_postes_de_concreto.pdf> Acesso em: 12 de fevereiro de 2018.

TRANSITO, Associação Brasileira de Prevenção Dos Acidentes de Trânsito. **Colisões e sistemas de proteção**. 26-26 de feb de 2018. Notas de Aula.

VICENTE, W. M. (2009), **Análise de Tensões em Placas Circulares Utilizando Elementos Finitos Axissimétricos**, Itajubá, 118p. Dissertação (Mestrado em Projeto e Fabricação) – Instituto de Engenharia Mecânica, Universidade Federal de Itajubá.

WANG, H.C.; MEREDITH, D. **The crush analysis of vehicle structures**. International Journal of Impact Engineering, Vol. 1, nº 3, p. 199-225, 1983

ZAMBOTTO, IURI. **Ponte Tacoma Narrows: Aeroelasticidade ou Ressonância?** : Colapso Progressivo. Disponível em: <<https://blogdaengenharia.com/ponte-tacoma-narrows-aeroelasticidade-ou-ressonancia/>>. Acesso em: 09 fev. 2015.