

Universidade Federal do Rio de Janeiro

**ANÁLISE COMPARATIVA DE UMA ESTRUTURA
DE EDIFÍCIO EM LAJE LISA PELOS
PROGRAMAS SAP2000 E EBERICK**

Danilo de Araujo Canaes

2013



ANÁLISE COMPARATIVA DE UMA ESTRUTURA DE EDÍFICIO EM LAJE LISA PELOS PROGRAMAS SAP2000 E EBERICK

Danilo de Araujo Canaes

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

Orientador:

Henrique Innecco Longo

Rio de Janeiro

Outubro de 2013

ANÁLISE COMPARATIVA DE UMA ESTRUTURA DE EDIFÍCIO EM LAJE LISA
PELOS PROGRAMAS SAP2000 E EBERICK

Danilo de Araujo Canaes

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

Examinado por:

Prof. Henrique Innecco Longo, D. Sc.

Prof. Sérgio Hampshire de Carvalho Santos, D. Sc.

Prof. Bruno Martins Jacovazzo, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

OUTUBRO de 2013

Canaes, Danilo de Araujo

Análise Comparativa de uma Estrutura de Edifício em Laje Lisa pelos Programas SAP2000 e Eberick / Danilo de Araujo Canaes – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

ix, 86 p.: il.; 29,7cm.

Orientador: Henrique Innecco Longo

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referência Bibliográfica: p. 85.

1. Introdução 2. Considerações Iniciais 3. Análise do Pavimento Tipo via SAP2000. Análise do Pavimento Tipo via Eberick 5. Comparação dos Resultados da Análise do Pavimento Tipo 6. Estabilidade Global da Estrutura 7. Ação do Vento pelos dois Programas 8. Verificação das Armaduras calculadas pelo programa Eberick.

I. Henrique Innecco Longo. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica. Curso de Engenharia Civil. III. Análise Comparativa de uma Estrutura de Edifício em Laje Lisa pelos Programas SAP2000 e Eberick.

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

Análise Comparativa de uma Estrutura de Edifício em Laje Lisa pelos Programas
SAP2000 e Eberick

Danilo de Araujo Canaes

Outubro/2013

Orientador: Henrique Innecco Longo

Curso: Engenharia Civil

Neste trabalho foi efetuada uma análise comparativa dos programas SAP2000 e Eberick na elaboração estrutural de um prédio comercial em concreto armado com sistema estrutural em laje lisa. Neste trabalho, foi feito um estudo inicial estrutural, uma modelagem da estrutura, uma análise do pavimento tipo pelo SAP2000 e Eberick, verificação da estabilidade global da estrutura por SAP2000 e o estudo da ação do vento com comparação dos resultados. Também foi feita uma verificação das armaduras geradas pelo programa Eberick.

Palavras-chave: concreto armado, lajes lisas, modelagem computacional, análise estrutural, análise comparativa.

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

Comparative Analysis of a Building Structure in Flat Slabs by Programs
SAP2000 and Eberick

Danilo de Araujo Canaes

October/2013

Advisor: Henrique Innecco Longo

Course: Civil Engineering

In this work a comparative analysis was carried out of programs SAP2000 and Eberick for structural design of a commercial building in flat slab reinforced concrete structural system. This work includes: initial structural study, modeling of the structure, an analysis of the typical floor by SAP2000 and Eberick, checking the overall stability of the structure by SAP2000 and wind analysis compared with the results. We also performed a check of Eberick reinforcement generated by the program.

Keywords: reinforced concrete, flat slabs, computational modeling, structural analysis, comparative analysis.

Agradecimentos

- A Deus, por ser o provedor e mantenedor de todas as coisas.
- Ao professor Henrique Innecco Longo, pela orientação, atenção e paciência durante a realização deste trabalho.
- Aos meus pais, por seu amor, cuidados e apoio durante esta longa caminhada.
- Ao engenheiro e mestre Mauro Jorge da Costa Santos, por tudo o que me ensinou e ainda ensina, sobre estruturas civis em geral.

Sumário

1. Introdução	1
2. Considerações Iniciais	3
2.1. Análise da Arquitetura do Pavimento Tipo	3
2.2. Material Construtivo a ser Adotado	5
2.2.1. Concreto Estrutural	5
2.2.2. Aço Estrutural	5
2.3. Sistema Estrutural Adotado	6
2.4. Cargas Atuantes na Estrutura	8
2.4.1. Peso Próprio	8
2.4.2. Revestimento dos Pisos	9
2.4.3. Sobrecargas de Utilização	9
2.4.4. Cargas das Divisórias	9
2.4.5. Cargas de sobrecarga e revestimento da Escada	10
2.5. Verificação dos Elementos da Estrutura	11
2.5.1. Verificação da Flexão na Laje Lisa	11
2.5.2. Verificação do Puncionamento na Laje Lisa	11
2.5.3. Verificação das Vigas	13
2.5.4. Verificação dos Pilares	16
3. Análise do Pavimento Tipo via SAP2000	20
3.1. Dados de Entrada da Estrutura	20
3.1.1. Unifilar	20

3.1.2. Caracterização do Concreto Estrutural	21
3.1.3. Descrição dos Elementos Estruturais	21
3.1.4. Carregamentos	25
3.1.5. Combinações de Ações.....	30
3.2. Resultados da Análise da Estrutura do Pavimento Tipo	31
3.2.1. Esforços Solicitantes.....	31
3.2.2. Deslocamentos da Estrutura	35
3.2.3. Reações de Apoio	36
4. Análise do Pavimento Tipo via Eberick	37
4.1. Dados de Entrada da Estrutura.....	37
4.1.1. Unifilar	37
4.1.2. Definição da Estrutura do Pavimento Tipo	37
4.1.3. Definição dos Materiais.....	37
4.1.4. Descrição dos Elementos Estruturais	38
4.1.5. Carregamentos	41
4.1.6. Combinações de Ações.....	43
4.2. Resultados da Análise da Estrutura do Pavimento Tipo	46
4.2.1. Esforços solicitantes	46
4.2.2. Deslocamentos da Estrutura	49
4.2.3. Reações de Apoio	51
5. Comparação dos Resultados da Análise do Pavimento Tipo	52
5.1. Esforços Solicitantes.....	52

5.2. Deslocamentos da Estrutura.....	53
5.3. Reações de Apoio	54
6. Estabilidade Global da Estrutura	56
6.1. Cálculo das Rijeiras dos Pilares	57
6.2. Verificação da Estabilidade Global da Estrutura.....	59
7. Ação do Vento pelos dois Programas.....	61
7.1. Pressão Dinâmica do Vento	61
7.2. Coeficiente de Pressão Externa.....	62
7.3. Coeficiente de Pressão Interna.....	62
7.4. Cálculo da Força do Vento	63
7.4.1. Cálculo via SAP2000	63
7.4.2. Cálculo via Eberick	66
7.5. Comparação da Ação do Vento entre os Programas.....	69
8. Verificação das Armaduras calculadas pelo Programa Eberick.....	70
8.1. Verificação das Armaduras de Flexão Simples de Vigas e da Laje Lisa.....	70
8.1.1. Método de Cálculo da Flexão Simples para Seção Retangular	70
8.1.2. Verificação da Armadura de Flexão Simples das Vigas	72
8.1.3. Verificação da Armadura de Flexão Simples da Laje Lisa	73
8.2. Verificação dos Estribos das Vigas	74
8.2.1. Método de Cálculo dos Estribos para Seção Retangular.....	74
8.2.2. Verificação das Armaduras Transversais das Vigas.....	75
8.3. Verificação das Armaduras de Flexão Composta Oblíqua dos Pilares.....	76

8.3.1. Método de Cálculo de Flexão Composta Oblíqua para Seção Retangular...	76
8.3.2. Verificação da Armadura dos Pilares	77
9. Conclusão	80
Bibliografia.....	85

Índice de figuras

Figura 1 – Planta de arquitetura do pavimento tipo.....	4
Figura 2 – Planta de fôrmas do pavimento tipo.....	7
Figura 3 – Perímetro crítico em pilares internos	12
Figura 4 – Quinhão de carga da laje para a viga V1.....	14
Figura 5 – Quinhão de carga da laje para a viga V7.....	15
Figura 6 - Área de influência do pilar P1	17
Figura 7 - Área de influência do pilar P2	18
Figura 8 - Área de influência do pilar P6	19
Figura 9 - Unifilar da estrutura do pavimento tipo.....	20
Figura 10 - Caracterização do concreto estrutural C40 via SAP2000.....	21
Figura 11 - Descrição dos pilares de 30x120 via SAP2000	21
Figura 12 - Descrição das vigas de 30x60 via SAP2000.....	22
Figura 13 - Descrição da laje lisa - h=25cm via SAP2000.....	22
Figura 14 - Descrição do elemento finito das paredes via SAP2000	23
Figura 15 - Estrutura do pavimento tipo em eixos médios via SAP2000	23
Figura 16 - Estrutura do pavimento tipo em 3D sem a laje lisa via SAP2000.....	24
Figura 17 - Estrutura do pavimento tipo em 3D via SAP2000.....	24
Figura 18 - Lista de carregamentos via SAP2000.....	25
Figura 19 - Lista de casos de cargas via SAP2000.....	25
Figura 20 - Carregamento de alvenaria aplicado em vigas e na laje lisa via SAP2000 .	26
Figura 21 - Descrição do carregamento de alvenaria aplicado em vigas via SAP2000 .	26
Figura 22 - Descrição do carregamento de alvenaria aplicado na laje lisa via SAP2000	27
Figura 23 - Sobrecarga(kN/m ²) aplicada na laje lisa via SAP2000.....	27

Figura 24 - Revestimento(N/m^2) aplicado na laje lisa via SAP2000	28
Figura 25 - Reação do peso próprio da escada na viga V4 via SAP2000	28
Figura 26 - Reação da sobrecarga da escada na viga V4 via SAP2000	29
Figura 27 - Reação de revestimento da escada na viga V4 via SAP2000	29
Figura 28 - Reações da escada na Parede 1 via SAP2000	29
Figura 29 - Combinação ELU via SAP2000	30
Figura 30 - Combinação ELS via SAP2000	30
Figura 31 - Combinação de reação de apoio via SAP2000	31
Figura 32 - $V_d(kN)$ da viga V1 via SAP2000	31
Figura 33 - $M_d(kNm)$ da viga V1 via SAP2000	32
Figura 34 - $V_d(kN)$ da viga V6 via SAP2000	32
Figura 35 - $M_d(kNm)$ da viga V6 via SAP2000	32
Figura 36 - $M_{xd}(kNm/m)$ da laje lisa via SAP2000	33
Figura 37 - $M_{yd}(kNm/m)$ da laje lisa via SAP2000	34
Figura 38 - Deslocamentos(m e rad) na viga V1 via SAP2000	35
Figura 39 - Deslocamentos(m e rad) na viga V6 via SAP2000	35
Figura 40 - Deslocamentos(m e rad) na laje lisa via SAP2000	36
Figura 41 - Reações dos pilares via SAP2000	36
Figura 42 - Definição da estrutura do pavimento tipo via Eberick	37
Figura 43 - Definição dos materiais via Eberick	38
Figura 44 - Descrição do pilar P1 via Eberick	38
Figura 45 - Descrição da viga V1 via Eberick	39
Figura 46 - Descrição da laje lisa via Eberick	39
Figura 47 - Estrutura do pavimento tipo em planta via Eberick	40
Figura 48 - Estrutura do pavimento tipo em 3D via Eberick	41

Figura 49 - Aplicação da carga de alvenaria na viga V1 via Eberick	41
Figura 50 - Aplicação da sobrecarga e revestimento na laje lisa via Eberick	42
Figura 51 - Aplicação das reações da escada na viga V4 via Eberick.....	42
Figura 52 - Aplicação das reações da escada na Parede 1 via Eberick	42
Figura 53 - Aplicação da carga de alvenaria na laje lisa via Eberick.....	43
Figura 54 - Ação de peso próprio da estrutura via Eberick	43
Figura 55 - Ação de carga permanente(paredes e revestimento) da estrutura via Eberick	44
Figura 56 - Ação de sobrecarga via Eberick.....	44
Figura 57 - Combinação ELU via Eberick	45
Figura 58 - Combinação ELS via Eberick.....	45
Figura 59 - Combinação de reações via Eberick	46
Figura 60 - Esforço cortante da viga V1 via Eberick	46
Figura 61 - Momento fletor da viga V1 via Eberick	47
Figura 62 - Esforço cortante da viga V6 via Eberick	47
Figura 63 - Momento fletor da viga V6 via Eberick	47
Figura 64 - Momentos fletores da laje lisa via Eberick.....	48
Figura 65 - M_{xd} da laje lisa sobre o pilar P7 via Eberick.....	48
Figura 66 - M_{yd} da laje lisa sobre o pilar P13 via Eberick.....	49
Figura 67 - Deslocamento vertical da viga V1 via Eberick.....	49
Figura 68 - Deslocamento vertical da viga V6 via Eberick.....	50
Figura 69 - Deslocamento vertical(cm) da laje lisa na região dos pilares P13, P16, P17 e Parede 2 via Eberick	50
Figura 70 - Força horizontal na direção x aplicada no topo da estrutura	57
Figura 71 - Força horizontal na direção y aplicada no topo da estrutura	58

Figura 72 - Deslocamento horizontal(m e rad) no topo dos pilares para força na direção x	58
Figura 73 - Deslocamento horizontal(m e rad) no topo dos pilares para força na direção y	59
Figura 74 - Estrutura do edifício em 3D via SAP2000.....	64
Figura 75 - Força do vento na direção x via SAP2000.....	64
Figura 76 - Força do vento na direção y via SAP2000.....	65
Figura 77 - Reações dos pilares para força do vento na direção x via SAP2000	65
Figura 78 - Reações dos pilares para força do vento na direção y via SAP2000	66
Figura 79 - Estrutura do edifício em 3D via Eberick	67
Figura 80 - Configurações da ação do vento via Eberick.....	67
Figura 81 - Forças do vento do 1° ao 8° pavimento via Eberick.....	68
Figura 82 - Forças do vento do 8° ao 15° pavimento via Eberick.....	68
Figura 83 - Detalhamento das armaduras da viga V1 via Eberick	72
Figura 84 - Detalhamento da armadura superior da laje lisa sobre o pilar P13 via Eberick.....	73
Figura 85 - Esforços solicitantes do pilar P7 no primeiro lance do prédio via Eberick .	78
Figura 86 - Armadura adotada para o pilar P7 no primeiro lance do prédio via Eberick	78
Figura 87 - Verificação do pilar P7 via Oblíqua	79

1. Introdução

Os projetos estruturais civis sempre serão um tema inesgotável com múltiplas soluções e melhoramentos a serem buscados. No Brasil, um dos âmbitos desta especialidade é a construção de estruturas de concreto armado e protendido.

Por meados do início do século XX surgiram no país as primeiras estruturas construídas com o emprego do concreto armado. Após todo este tempo, as construções de edificações com este material se tornaram as mais utilizadas. Contudo muitas mudanças ocorreram, principalmente relativas à elaboração de projetos estruturais em geral. Pode-se dizer que um elemento fundamental para estas transformações foi o advento do computador, que revolucionou a engenharia estrutural.

Atualmente pode-se afirmar que dificilmente um projeto estrutural é elaborado sem o auxílio de alguma ferramenta computacional. Isto ocorre não pela impossibilidade de garantir projetos seguros e econômicos através de processos manuais de cálculo de estruturas, mas pela agilidade, otimização e automação que se obtém com a utilização de programas computacionais segundo LONGO(2008e).

Contudo existe um porém neste processo de avanço tecnológico. Enquanto os engenheiros mais antigos eram habituados a raciocinar e otimizar seus projetos, os engenheiros atuais tendem a confiar demais suas decisões nas ferramentas computacionais existentes. E muitas vezes erros de concepção, análise e verificação estruturais são cometidos.

Considerando todos estes fatos, este trabalho tem como objetivo analisar uma estrutura predial em concreto armado, utilizando dois programas computacionais distintos. Analisando os resultados que serão obtidos, será possível avaliar cuidados importantes a serem adotados na utilização dos mesmos.

O projeto em questão será um prédio comercial com sistema estrutural em laje lisa e vigas de bordo. Será utilizado como referência o pavimento tipo deste prédio. Os dois programas a serem utilizados serão:

- SAP2000 v.14;
- EBERICK v.8.

Por fim, é importante ressaltar que a elaboração de um projeto necessita de critérios mínimos aceitáveis de segurança e desempenho. Para tal, existem as normas de projeto, que visam permitir que as edificações em geral sejam seguras e desempenhem de forma satisfatória suas funções ao longo da sua vida útil. Sendo assim, torna-se indispensável ao longo deste trabalho a citação e consulta das normas de projeto quando necessário.

2. Considerações Iniciais

A elaboração de um bom projeto estrutural, seja qual for a sua natureza, deve ser iniciada com a fase de pré-dimensionamento. Isto deve ocorrer, pois é neste momento que se definem as diretrizes fundamentais de projeto como:

- Entendimento da importância e funcionalidade das partes que compõem a construção;
- Materiais construtivos a serem adotados;
- Sistema estrutural mais adequado;
- Levantamento dos carregamentos;
- Avaliação inicial das dimensões dos elementos estruturais.

Procedendo desta forma, inúmeros problemas poderão ser evitados nas partes intermediárias e finais de projeto. Contudo deve ser ressaltado que a adoção desta fase inicial não exclui a possibilidade de modificações na estrutura no decorrer do processo de elaboração estrutural.

Nos próximos itens, estes pontos serão abordados para a estrutura a ser analisada neste trabalho.

2.1. Análise da Arquitetura do Pavimento Tipo

O projeto estrutural a ser elaborado é de um prédio comercial com quinze pavimentos, localizado na cidade do Rio de Janeiro – RJ. Na figura 1 está mostrada a planta baixa de arquitetura do pavimento tipo.

2.2. Material Construtivo a ser Adotado

O material construtivo a ser utilizado na estrutura da edificação será o concreto armado.

2.2.1. Concreto Estrutural

- Classe do concreto estrutural: segundo o item 8.2.1 (NBR6118, 2003) deve-se adotar classe C20 ou superior, não ultrapassando C50, para concretos com armadura passiva.

No caso será adotada a classe C40, que equivale a $f_{ck} = 40\text{MPa}$;

- Coeficiente de minoração da resistência do concreto: segundo o item 12.4.1 (NBR6118, 2003), temos que $\gamma_c = 1,4$;

- Classe de agressividade ambiental: segundo o item 6.4.2 (NBR6118, 2003), considerando que a edificação se encontra em meio urbano, será adotada a Classe II - Moderada;

- Módulo de elasticidade: Segundo o item 8.2.8 (NBR6118, 2003) temos que:

$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{(0,5)}$ – Módulo de elasticidade tangencial com f_{ck} em MPa.

$E_{cs} = 0,85 E_{ci}$ – Módulo de elasticidade secante. Utilizado em análises estruturais para a determinação de esforços solicitantes e verificação dos estados limites de serviço.

$E_{ci} = 5600 (40)^{(0,5)} = 35,4\text{GPa}$;

$E_{cs} = 30\text{GPa}$;

- Coeficiente de Poisson: segundo item 8.2.9 (NBR6118, 2003) este fator vale 0,2;

- Massa específica do concreto armado: segundo item 8.2.2 (NBR6118, 2003) deve ser tomado 25kN/m^3 .

2.2.2. Aço Estrutural

Como a estrutura será em concreto armado, será utilizado aço em armaduras passivas. Será adotada a classe CA50, que equivale a $f_{yk} = 500\text{MPa}$;

- Coeficiente de minoração da resistência do aço estrutural: segundo o item 12.4.1 (NBR6118, 2003), temos $\gamma_s = 1,15$;
- Cobrimentos: segundo item 7.4.7.6 (NBR6118, 2003), considerando Classe de Agressividade II para concreto armado, temos cobrimento de 2,5 cm para lajes e de 3,0 cm para vigas e pilares.

2.3. Sistema Estrutural Adotado

Numa edificação comercial, a otimização dos espaços é um fator muito importante. Sendo assim, não utilizar vigas internas na edificação pode minimizar problemas com os projetos de instalações em geral, além de permitir maior flexibilidade nos arranjos das divisórias internas das salas comerciais.

Será adotado o sistema estrutural em laje lisa, com vigas somente no contorno para evitar punção nas lajes nesta região sem a necessidade de capitéis. Na Figura 2 está mostrada a planta de fôrmas do pavimento tipo.

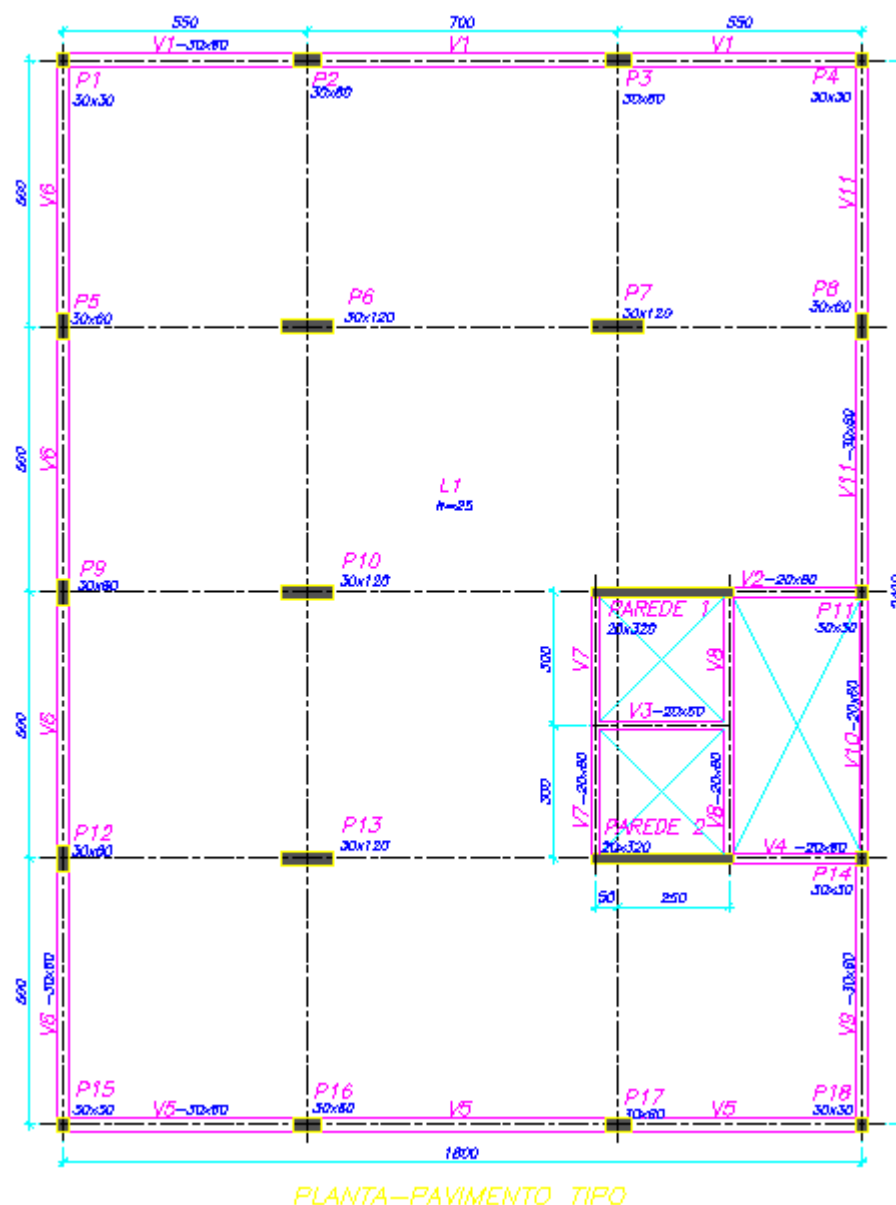


Figura 2 – Planta de fôrmas do pavimento tipo

Nesta planta de fôrmas alguns pontos foram analisados:

- Estrutura do contorno: No contorno observou-se que uma dimensão aceitável para os pilares de canto do prédio é de 30cm. Então as vigas de contorno foram consideradas com esta mesma largura e com altura de 60cm. Os pilares do contorno por serem mais carregados do que os do canto, foram adotados com 30cm x 60cm;
- Pilares internos: A salas comerciais, como pode-se observar na Figura 1, tem uma modulação de 6,0m de comprimento. Esta modulação pode ser seguida pelos pilares

internos na direção vertical da estrutura. Contudo por existir um corredor central no pavimento, os pilares internos tiveram que ser posicionados no limite deste corredor.

Por serem estes os pilares mais carregados do prédio, foi adotada uma dimensão de 30cm x 120cm, centrando os pilares nas divisórias horizontais das salas comerciais;

- Caixa de elevadores: Na região dos elevadores foram adotadas duas paredes com 20cm x 320cm. As paredes serão o núcleo rígido da edificação, permitindo uma maior estabilidade global da estrutura;

- Escadas: O projeto da escada não estará no escopo de estudo deste trabalho, mesmo este tendo relevância na rigidez horizontal da estrutura. Contudo as reações da escada sobre as vigas e pilares que a sustentam serão calculadas;

- Laje: O painel de laje lisa deverá resistir às ações de flexão e de punção. Sendo assim foi escolhida a altura de 25cm, que provavelmente será suficiente para esta estrutura.

A fôrma da estrutura apresentada na figura 2, não tem um caráter definitivo no processo de pré-dimensionamento. Pois ainda devem-se avaliar as cargas atuantes na estrutura e verificar se as dimensões apresentadas nesta planta são aceitáveis ou não.

2.4. Cargas Atuantes na Estrutura

2.4.1. Peso Próprio

Os elementos que compõem uma estrutura tem um peso, e este deve ser considerado no processo de análise. Vejamos abaixo o cálculo do peso próprio dos elementos da estrutura:

- Laje: $Q_{pp} = 0,25m \times 25kN/m^3 = 6,25kN/m^2$;

- Pilares 30cm x 30cm: $q_{pp} = 0,3m \times 0,3m \times 25kN/m^3 = 2,25kN/m$;

- Pilares 30cm x 60cm: $q_{pp} = 0,3m \times 0,6m \times 25kN/m^3 = 4,5kN/m$;

- Pilares 30cm x 120cm: $q_{pp} = 0,3m \times 1,2m \times 25kN/m^3 = 9,0kN/m$;

- Paredes 20cm x 320cm: $q_{pp} = 0,2m \times 3,2m \times 25kN/m^3 = 16,0kN/m$;
- Vigas 20cm x 60cm: $q_{pp} = 0,2m \times 0,6m \times 25kN/m^3 = 3,0kN/m$;
- Vigas 30cm x 60cm: $q_{pp} = 0,3m \times 0,6m \times 25kN/m^3 = 4,5kN/m$;
- Escada: Considerando que a escada terá uma laje de 15cm, pode-se considerar uma espessura média de 20cm na região dos degraus.

- Patamar: $A = 1,5m \times 6,0m = 9,0m^2$;

- Lances de degrau: $A = ((3,0m)^2 + (1,5m)^2)^{0,5} \times 1,5m = 5,03m^2$.

O peso total da escada a cada pavimento vale: $(2 \times 9,0m^2 \times 0,15m + 2 \times 5,03m^2 \times 0,2m) \times 25kN/m^3 = 118kN$.

2.4.2. Revestimento dos Pisos

Não existe uma indicação em normas de projeto sobre as cargas a serem consideradas para revestimentos de pisos. Contudo SANTOS(2013a), sugere o valor de $0,7kN/m^2$ para revestimentos em pisos cerâmicos. O valor recomendado será o adotado no projeto.

2.4.3. Sobrecargas de Utilização

O tipo de utilização da edificação define a carga de utilização ou carga accidental a ser aplicada nos piso. Segundo o item 2.2 (NBR6120, 1980) temos que:

- Salas comerciais e banheiro: $2kN/m^2$;
- Escada: por ter acesso ao público do edifício deverá ter o valor $3kN/m^2$.

2.4.4. Cargas das Divisórias

As divisórias do prédio, como foi definido no item 2.1, deverão ser em tijolos cerâmicos com espessura acabada de 15cm. Sendo assim, estas alvenarias são formadas por tijolos cerâmicos furados com largura de 10cm e um revestimento total de 5cm em

argamassa de cimento e areia. Segundo o item 2.2 (NBR6120, 1980), pode-se adotar os seguintes valores de peso específico:

- Peso específico do tijolo cerâmico furado: 13kN/m^3 ;
- Peso específico da argamassa com areia e cimento: 19kN/m^3 .

Considerando o cálculo realizado por SANTOS(2013a), pode-se avaliar o valor da carga das alvenarias da seguinte forma:

$$q_{\text{alv}}: (0,10\text{m} \times 13\text{kN/m}^3 + 0,05\text{m} \times 19\text{kN/m}^3) \times (3,0\text{m} - 0,25\text{m}) = 6,2\text{kN/m}.$$

2.4.5. Cargas de sobrecarga e revestimento da Escada

Neste item serão calculadas as cargas de sobrecargas e revestimentos das escadas, que deverão ser aplicadas nos elementos estruturais que apóiam a mesma.

- Área de Influência: deve-se considerar a área horizontal ocupada pela escada, que vale: $3,0\text{m} \times 6,0\text{m} = 18,0\text{m}^2$;
- Carga total de sobrecarga: $18,0\text{m}^2 \times 3\text{kN/m}^2 = 54\text{kN}$ por lance de escada;
- Carga total de revestimento: $18,0\text{m}^2 \times 0,7\text{kN/m}^2 = 12,6\text{kN}$ por lance de escada.

Estas cargas deverão ser aplicadas como reações nos elementos que suportam a escada. Vejamos estas reações:

- Reações na viga V4:

- Peso próprio: $118\text{kN} / (2 \times 6,0\text{m}) = 9,83\text{kN/m}$;
- Sobrecarga: $54\text{kN} / (2 \times 6,0\text{m}) = 4,5\text{kN/m}$;
- Revestimento: $12,6\text{kN} / (2 \times 6,0\text{m}) = 1,05\text{kN/m}$.

- Reações na Parede 1 e no pilar P11:

- Peso próprio: $118\text{kN} / 4 = 29,5\text{kN}$;
- Sobrecarga: $54\text{kN} / 4 = 13,5\text{kN}$;
- Revestimento: $12,6\text{kN} / 4 = 3,15\text{kN}$.

2.5. Verificação dos Elementos da Estrutura

As dimensões dos elementos adotadas na fôrma da figura 2 poderão sofrer alterações em função das cargas que neles atuam. Como as cargas atuantes foram calculadas no item anterior, é possível agora iniciar as verificações necessárias das dimensões dos elementos.

2.5.1. Verificação da Flexão na Laje Lisa

Esta verificação para flexão se baseia em geral no tipo e no vão da laje a ser utilizada. Para uma estimativa mínima de espessura de laje lisa pode-se utilizar o critério do item 13.2.4.1 (NBR6118, 2003). Neste item é definido o valor de 16cm como espessura mínima a ser utilizada em lajes lisas.

Para avaliar se a espessura da laje lisa é suficiente para os vãos existentes, pode-se utilizar, segundo LONGO(2008c), o critério da ACI(318/1983) de $l/31$ (sendo l o maior vão da laje): a espessura vale $700\text{cm} / 31 = 22,5\text{cm}$.

Observa-se que a espessura de 25cm que foi adotada na fôrma da figura 2 é adequada para suportar os esforços de flexão na laje lisa.

2.5.2. Verificação do Puncionamento na Laje Lisa

A laje lisa deverá ser verificada ao puncionamento. Como nesta estrutura a sua região interna não contém vigas, a ligação pilar - laje deve ser verificada no Estado Limite Último na região de contorno da carga concentrada. Este fenômeno é denominado de punção do pilar na laje.

Esta verificação deverá ocorrer no pilar interno mais carregado, que segundo a figura 2 será o pilar P6. Deve-se agora avaliar a área de influência deste pilar e a carga contida nesta área.

- Área de influência do pilar P6: $((5,5\text{m} + 7,0\text{m})/2) \times ((6,0\text{m} + 6,0\text{m})/2) = 37,5\text{m}^2$;

- Carga na área de influência do pilar P6: $(6,25\text{kN/m}^2 + 0,7\text{kN/m}^2 + 2\text{kN/m}^2 + (9,0\text{m} \times 6,2\text{kN/m})/37,5\text{m}^2) = 10,4\text{kN/m}^2$.

Sendo assim a carga total neste pilar no pavimento tipo será: $37,5\text{m}^2 \times 10,4\text{kN/m}^2 + 3,0\text{m} \times 9,0\text{kN/m} = 417\text{kN}$.

Utilizando os critérios citados no item 19.5 (NBR6118, 2003), que trata de dimensionamento de lajes à punção, observa-se que devem ser realizadas duas verificações na ligação do pilar com a laje lisa. Mas antes deve-se avaliar alguns fatores pertinentes a estas verificações. Vejamos abaixo:

- Altura útil da laje lisa: $d = 21\text{cm}$;
- Perímetro do Pilar(C): $u_0 = 2 \times (0,30\text{m} + 1,20\text{m}) = 3,0\text{m}$;
- Perímetro Crítico(C'):

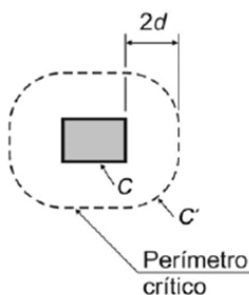


Figura 3 – Perímetro crítico em pilares internos

O perímetro crítico do pilar, segundo LONGO(2012), deverá ser: $u = 3,0\text{m} + 2\pi \times (2 \times 0,21\text{m}) = 5,64\text{m}$;

- α_{v2} : $(1 - f_{ck}/250)$ com f_{ck} em MPa. $\alpha_{v2} = (1 - 40/250) = 0,84$;
- $\tau_{rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{ck}/\gamma_c = 0,27 \times 0,84 \times 40\text{MPa}/1,4 = 6,48\text{MPa}$;
- Taxa geométrica de armadura: A laje lisa ainda não foi dimensionada e detalhada à flexão, considerando que a taxa de armadura mínima é de 0,23% segundo os itens 17.3.5.2.1 e 19.3.3.2 (NBR6118, 2003). Como os vãos e carregamentos na laje lisa são expressivos, será adotada $\rho = 0,4\%$;

$$- \tau_{rd1} = 0,13 \times (1 + (20/d)^{0,5}) \times (100 \rho f_{ck})^{(1/3)}, d \text{ em centímetro e } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

$$\tau_{rd1} = 0,13 \times (1 + (20/21)^{0,5}) \times (100 \times 0,004 \times 40)^{(1/3)} = 0,647 \text{MPa};$$

$$- F_{sd} = 1,4 \times 417 \text{kN} = 584 \text{kN}.$$

Com os fatores que foram calculados acima, pode-se agora verificar o punçãoamento.

- Verificação do punçãoamento no contorno C:

$$- \tau_{sd} = F_{sd} / (u_0 d) = 584 \text{kN} / (3,0 \text{m} \times 0,21 \text{m}) = 927 \text{kPa} = 0,927 \text{MPa};$$

$$- \text{Como } \tau_{sd} = 0,927 \text{MPa} \leq \tau_{rd2} = 6,48 \text{MPa} - \text{Verificação OK.}$$

- Verificação do punçãoamento no contorno crítico C':

$$- \tau_{sd} = F_{sd} / (u d) = 584 \text{kN} / (5,64 \text{m} \times 0,21 \text{m}) = 493 \text{kPa} = 0,493 \text{MPa};$$

$$- \text{Como } \tau_{sd} = 0,493 \text{MPa} \leq \tau_{rd1} = 0,637 \text{MPa} - \text{Verificação OK.}$$

Logo a laje lisa tem uma espessura adequada para evitar ruptura por punçãoamento.

2.5.3. Verificação das Vigas

Neste item as dimensões que foram adotadas para as vigas serão verificadas à flexão. Vejamos abaixo a descrição de um critério sugerido por LONGO(2008d):

- Avaliação da Altura Útil: Adotando-se uma largura de viga, pode-se estimar a altura útil pelo processo de dimensionamento à flexão simples descrito por SANTOS(2013a).

Vejamos abaixo este cálculo:

$$- K_{md} = (M_d \times \gamma_c) / (b_w \times d^2 \times f_{ck});$$

$$- K_{mdlim} = 0,22848;$$

$$- d = ((M_d \times \gamma_c) / (b_w \times K_{mdlim} \times f_{ck}))^{0,5}.$$

Com base neste processo de verificação descrito acima pode-se agora iniciar este procedimento. No caso serão verificadas as vigas mais carregadas de cada tipo existente. Vejamos abaixo as verificações:

a) Viga 30x60: para este tipo de viga, as mais desfavoráveis são as vigas contínuas V1 e V5. Vejamos abaixo o cálculo dos procedimentos de verificação para a viga V1:

- Quinhão de carga da laje:

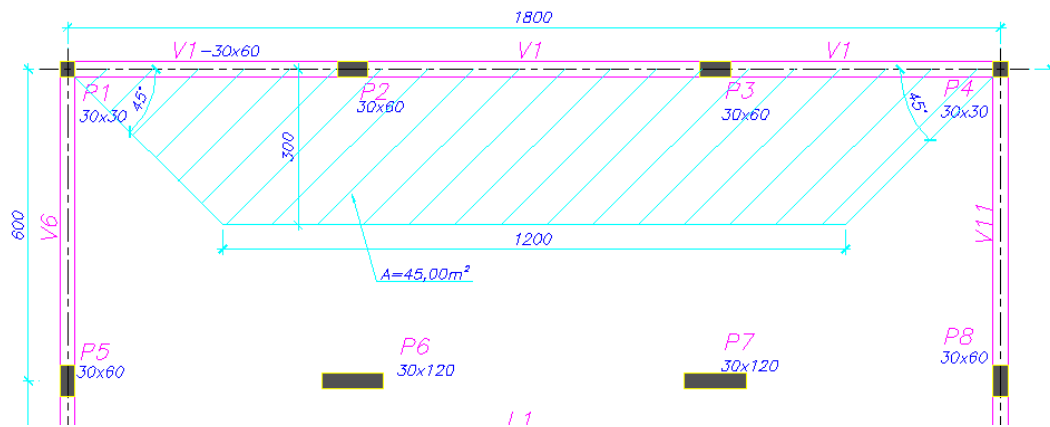


Figura 4 – Quinhão de carga da laje para a viga V1

Com a área de reação da carga da laje para a viga, pode-se calcular a carga distribuída na viga. $q = (45\text{m}^2 \times (2\text{kN/m}^2 + 0,7\text{kN/m}^2 + 6,25\text{kN/m}^2)) / 18,0\text{m} + 6,2\text{kN/m} + 4,5\text{kN/m} = 33,0\text{kN/m}$;

- Estimativa do Momento Fletor: $M_k^{(-)} = q \times l^2 / 10 = 33,0\text{kN/m} \times (7,0\text{m})^2 / 10 = 161,7\text{kNm}$;

- Cálculo da Altura Útil: $d = ((161,7\text{kNm} \times 1,4 \times 1,4) / (0,3\text{m} \times 0,22848 \times 40000))^{0,5} = 34\text{cm}$;

Observa-se que a altura útil adotada com 55cm é adequada para este tipo de viga.

b) Viga 20x60: para este tipo de viga, a mais desfavorável é a viga isostática V7. Vejamos abaixo o cálculo dos procedimentos de verificação para esta viga:

- Quinhão de carga da laje:

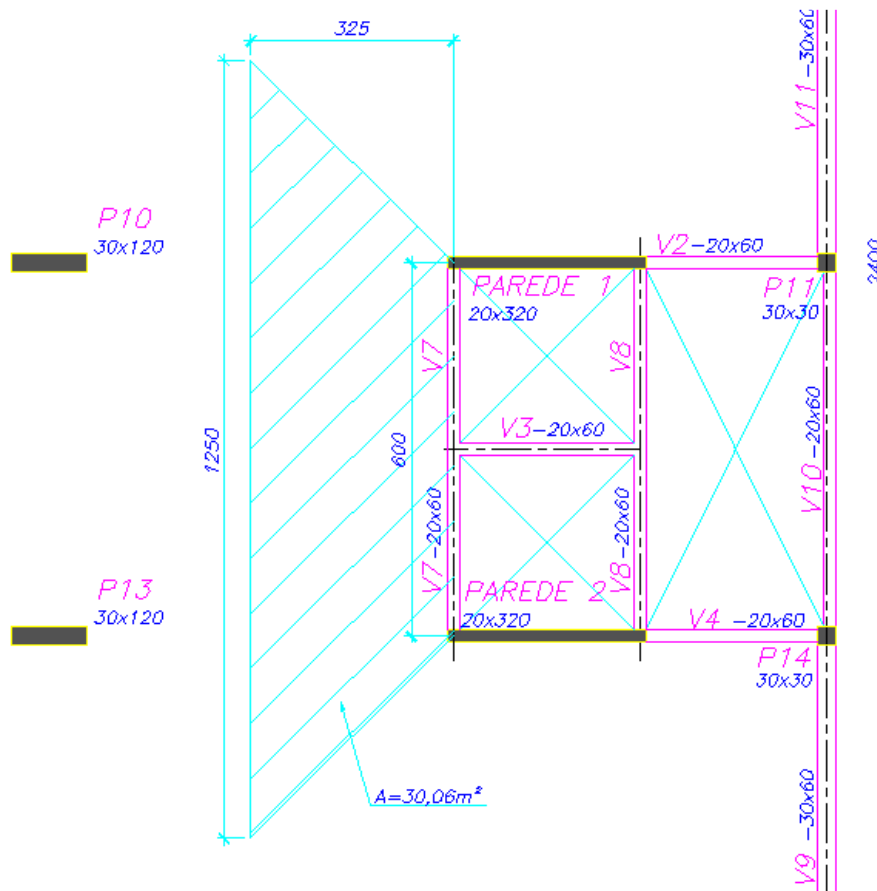


Figura 5 – Quinhão de carga da laje para a viga V7

Com a área de reação da carga da laje para a viga, pode-se calcular a carga distribuída na viga. $q = (30,06\text{m}^2 \times (2\text{kN/m}^2 + 0,7\text{kN/m}^2 + 6,25\text{kN/m}^2))/6,00\text{m} + 3,0\text{kN/m} = 47,8\text{kN/m}$.

Deve-se ainda avaliar a reação da viga V3 na viga V7. Nesta viga só atuam o peso próprio e a carga de divisórias. $R_{V3} = (3,0\text{m} \times (3,0\text{kN/m} + 6,2\text{kN/m})) / 2 = 13,8\text{kN}$

- Estimativa do Momento Fletor: $M_k^{(+)} = (q \times l^2 / 8) + (Pl / 4) = (47,8\text{kN/m} \times (6,0\text{m})^2 / 8) + (13,8\text{kN} \times 6\text{m} / 4) = 235,8\text{kNm}$;

- Cálculo da Altura Útil: $d = ((235,8\text{kNm} \times 1,4 \times 1,4) / (0,2\text{m} \times 0,22848 \times 40000))^{0,5} = 50\text{cm}$;

Observa-se que a altura útil adotada com 55cm é adequada para este tipo de viga.

2.5.4. Verificação dos Pilares

Neste item serão verificadas as dimensões dos pilares. Segundo LONGO(2008d) pode-se adotar o seguinte procedimento de verificação:

- Determinação da área de influência do pilar: deve-se avaliar a área de influência da estrutura para o pilar.
- Carregamento total atuante: $N_{total} = 1,05 \sum N_i$;
- Área de concreto estimada: $A_{c,est} = \gamma N_{dtotal} / (0,85 f_{cd} + \mu \sigma'_{sd})$, sendo:
 - $\gamma = 1 + 6 / h \geq 1,1$ – sendo h o menor lado do pilar retangular em cm;
 - $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$;
 - μ : taxa de armação do pilar;
 - σ'_{sd} : Tensão do aço para deformação específica de 2‰, com valor de 420MPa.

Considerando este procedimento para verificação dos pilares, é possível iniciar as verificações. Vejamos abaixo estes cálculos:

a) Pilares de canto – 30x30: será verificado o pilar P1. Vejamos abaixo o cálculo dos procedimentos de verificação:

- Área de influência:

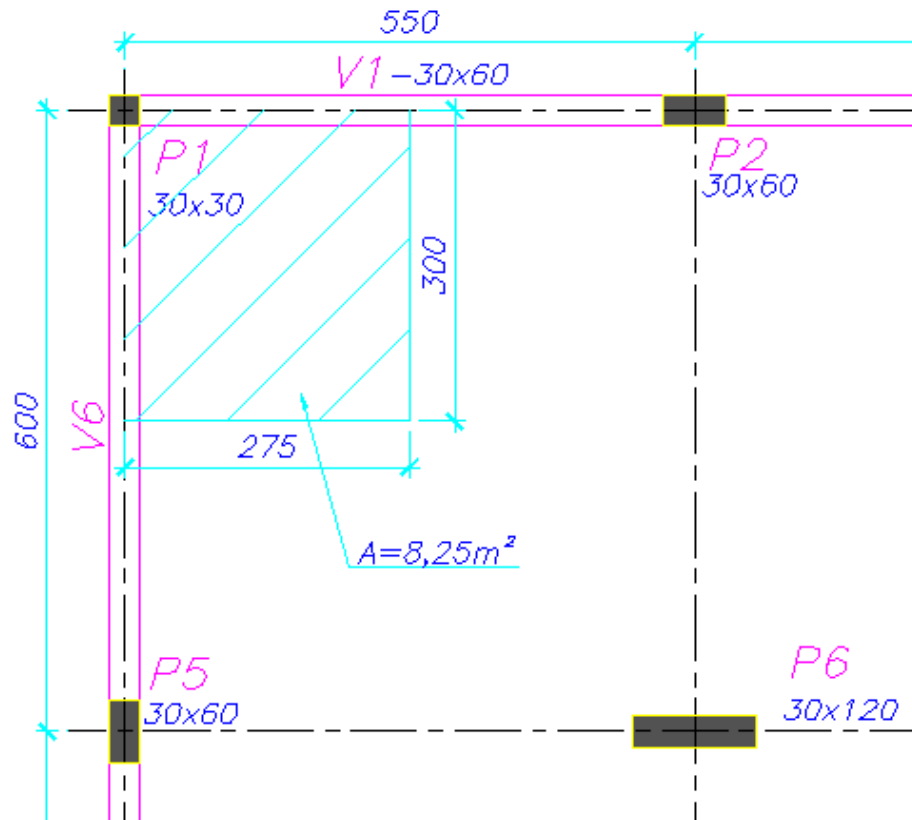


Figura 6 - Área de influência do pilar P1

- Carga total atuante: $N_{\text{total}} = 1,05 \times 8,25 \text{ m}^2 \times (2 \text{ kN/m}^2 + 0,7 \text{ kN/m}^2 + 6,25 \text{ kN/m}^2) \times 15 = 1163 \text{ kN}$;

- Área de concreto estimada:

- $\gamma = 1 + 6 / 30 = 1,2$;

- $\mu = 2\%$;

- $A_{c,\text{est}} = (1,2 \times 1,4 \times 1163 \text{ kN}) / (0,85 \times (40000 / 1,4) + 0,02 \times 420000) = 598 \text{ cm}^2$;

Como $A_{c,\text{est}} = 598 \text{ cm}^2 \leq A_c = 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$ - OK.

b) Pilares de contorno – 30x60: será verificado o pilar P2. Vejamos abaixo a verificação:

- Área de influência:

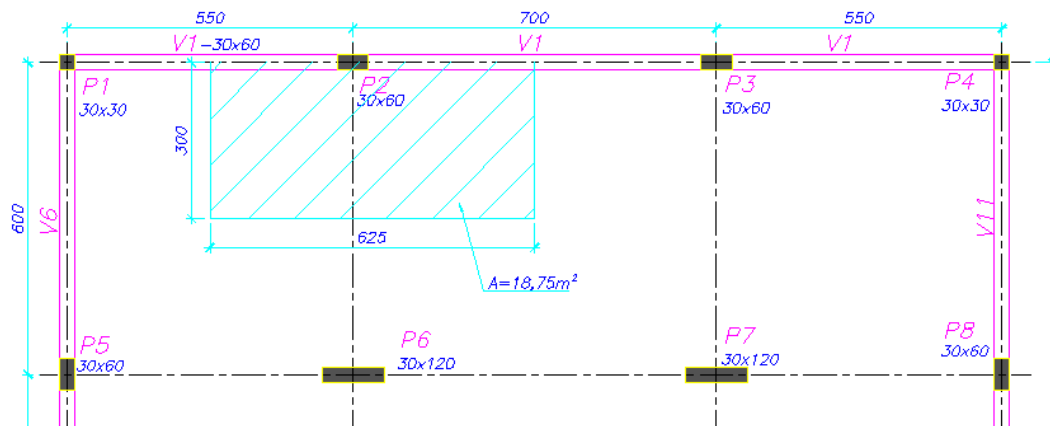


Figura 7 - Área de influência do pilar P2

- Carga total atuante: $N_{\text{total}} = 1,05 \times 18,75 \text{ m}^2 \times (2 \text{ kN/m}^2 + 0,7 \text{ kN/m}^2 + 6,25 \text{ kN/m}^2) \times 15$
 $= 2643 \text{ kN};$

- Área de concreto estimada:

- $\gamma = 1 + 6 / 30 = 1,2;$

- $\mu = 2\%;$

- $A_{c,\text{est}} = (1,2 \times 1,4 \times 2643 \text{ kN}) / (0,85 \times (40000 / 1,4) + 0,02 \times 420000) =$
 $1359 \text{ cm}^2;$

Como $A_{c,\text{est}} = 1359 \text{ cm}^2 \leq A_c = 30 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} = 1800 \text{ cm}^2$ - OK.

c) Pilares internos – 30x120: será verificado o pilar P6. Vejamos abaixo o cálculo dos procedimentos de verificação:

- Área de influência:

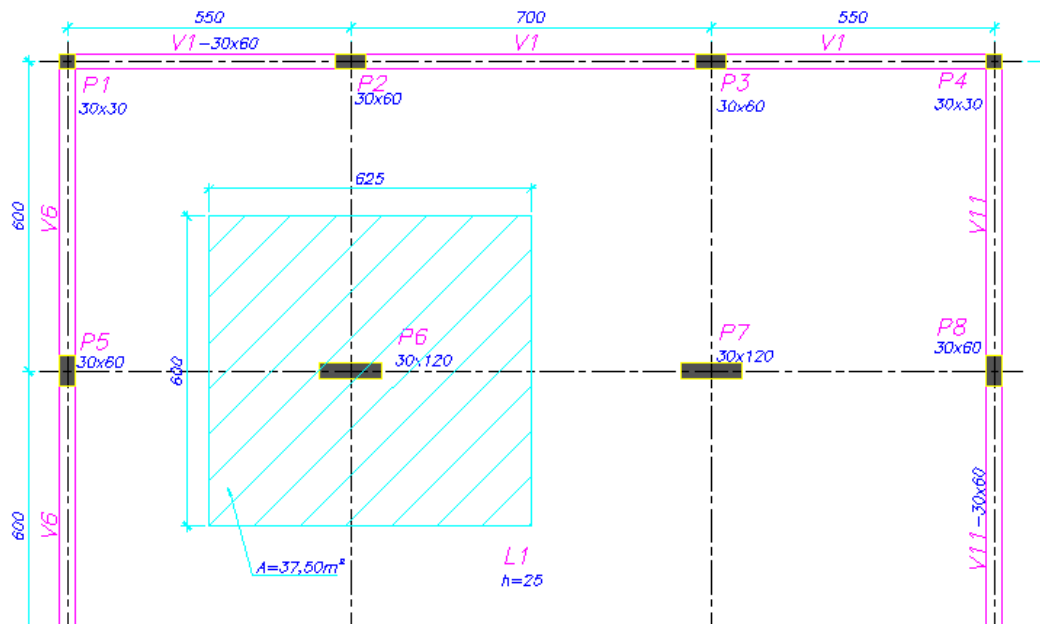


Figura 8 - Área de influência do pilar P6

- Carga total atuante: $N_{\text{total}} = 1,05 \times 37,5\text{m}^2 \times (2\text{kN/m}^2 + 0,7\text{kN/m}^2 + 6,25\text{kN/m}^2) \times 15 = 5286\text{kN}$;

- Área de concreto estimada:

- $\gamma = 1 + 6 / 40 = 1,15$;

- $\mu = 2\%$;

- $A_{c,\text{est}} = (1,15 \times 1,4 \times 5286\text{kN}) / (0,85 \times (40000 / 1,4) + 0,02 \times 420000) = 2604\text{cm}^2$;

Como $A_{c,\text{est}} = 2604\text{cm}^2 \leq A_c = 30\text{cm} \times 120\text{cm} = 3600\text{cm}^2$ - OK.

3. Análise do Pavimento Tipo via SAP2000

Neste item será apresentada a análise estrutural do pavimento tipo da estrutura pelo programa SAP2000.

3.1. Dados de Entrada da Estrutura

3.1.1. Unifilar

A estrutura em questão terá as vigas representadas por elementos lineares e a lajes por elementos finitos de placa. Para facilitar a locação da estrutura no programa será adotado um unifilar. Este desenho representa os eixos de todos os elementos lineares, além de locar a posição dos pilares. Ele foi feito com o auxílio do programa AutoCad2010 no formato dxf, que poderá ser lido no programa SAP 2000. Vejamos na figura 9 o unifilar da estrutura:

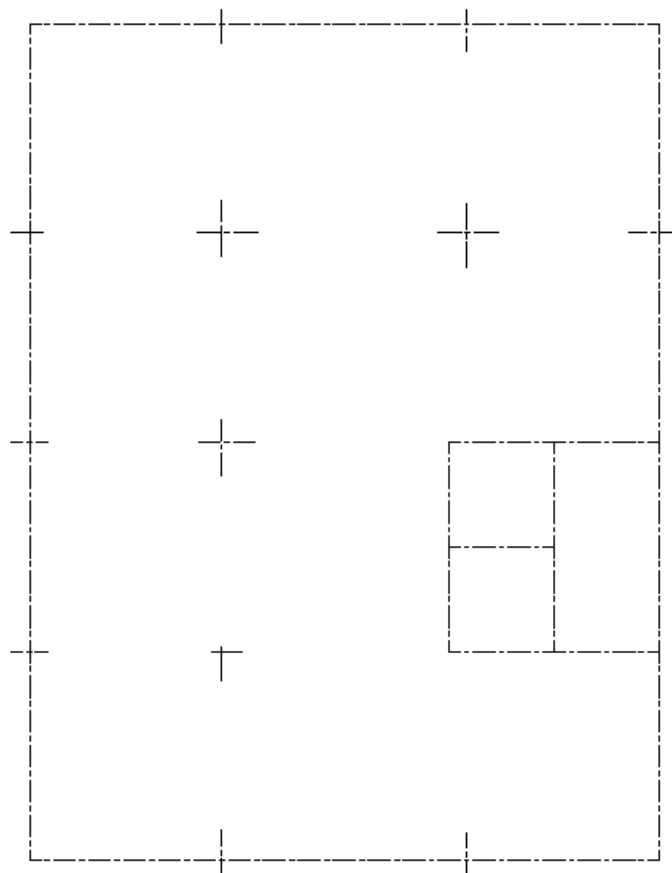


Figura 9 - Unifilar da estrutura do pavimento tipo

3.1.2. Caracterização do Concreto Estrutural

Vejamos na figura 10 a caracterização do concreto estrutural C40:

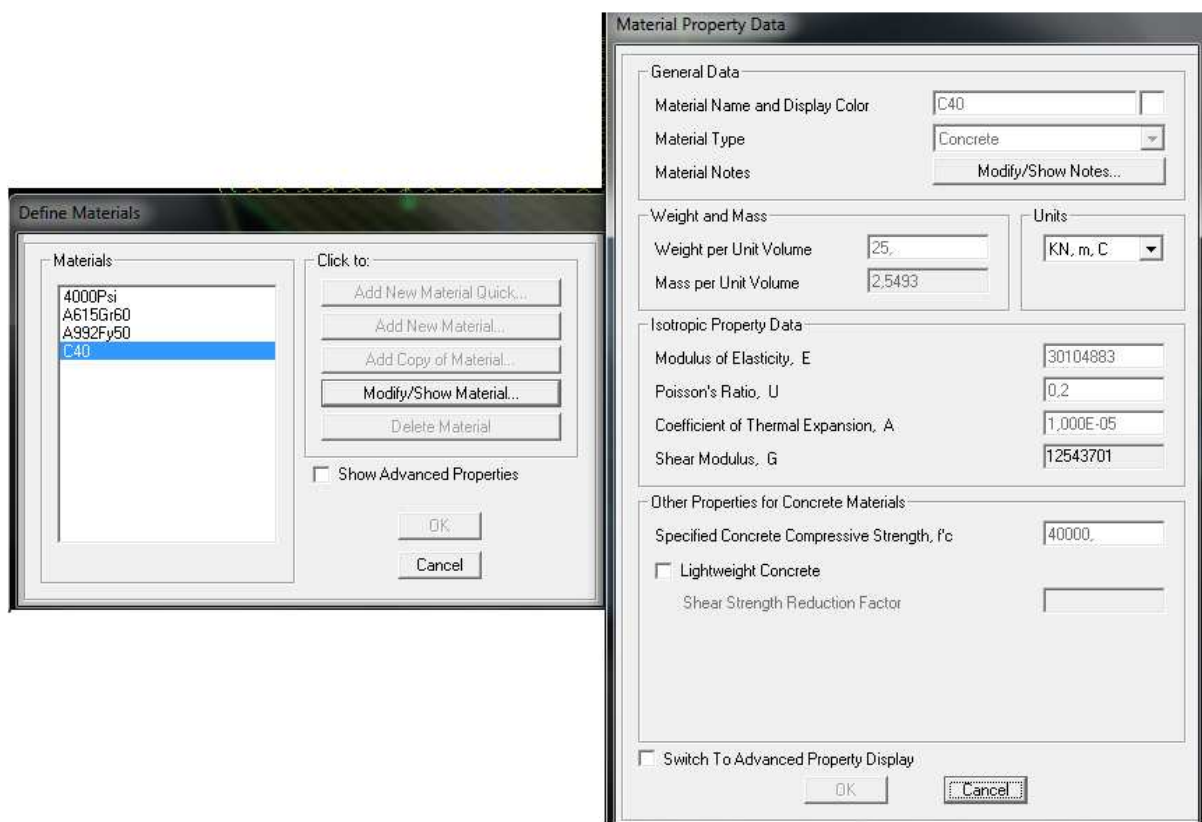


Figura 10 - Caracterização do concreto estrutural C40 via SAP2000

3.1.3. Descrição dos Elementos Estruturais

Vejamos nas figuras 11 a 17 uma descrição sucinta dos elementos da estrutura:

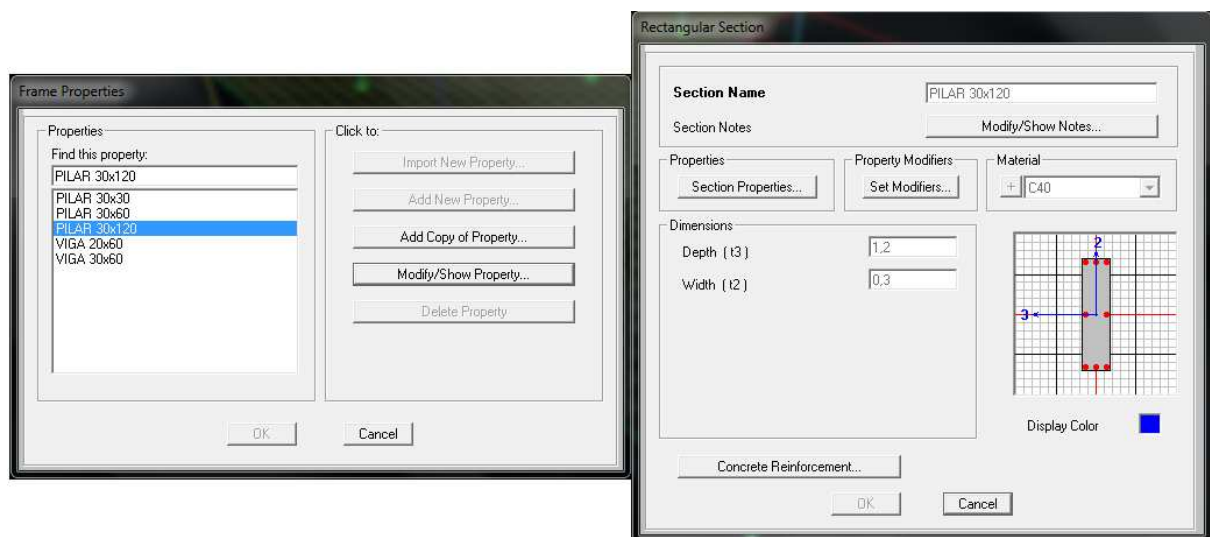


Figura 11 - Descrição dos pilares de 30x120 via SAP2000

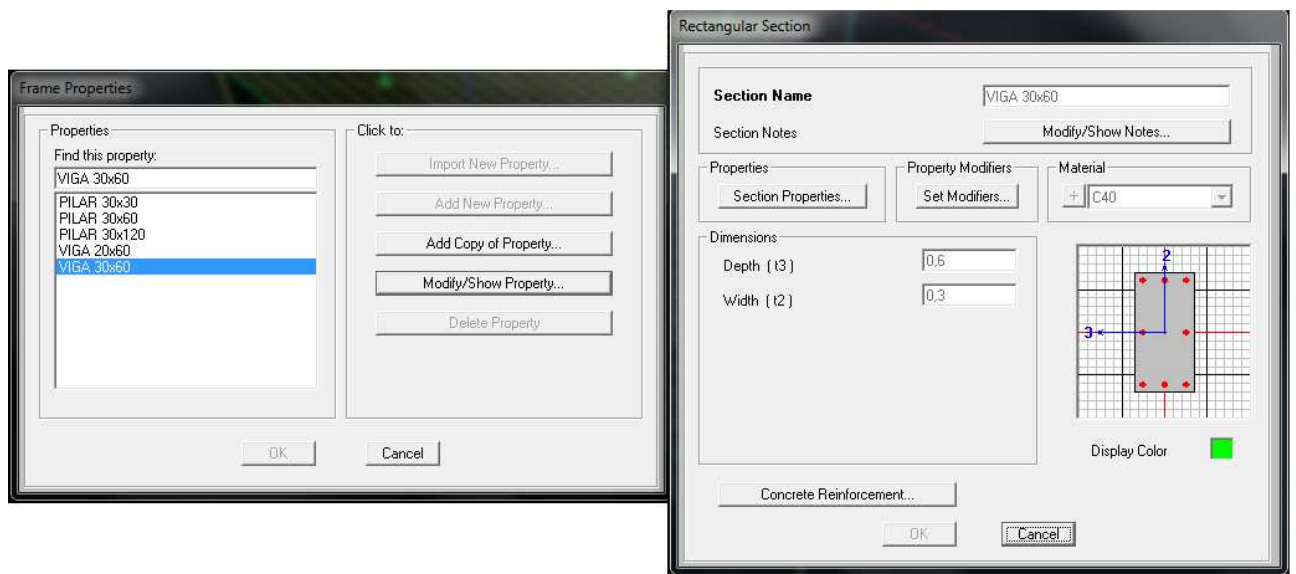


Figura 12 - Descrição das vigas de 30x60 via SAP2000

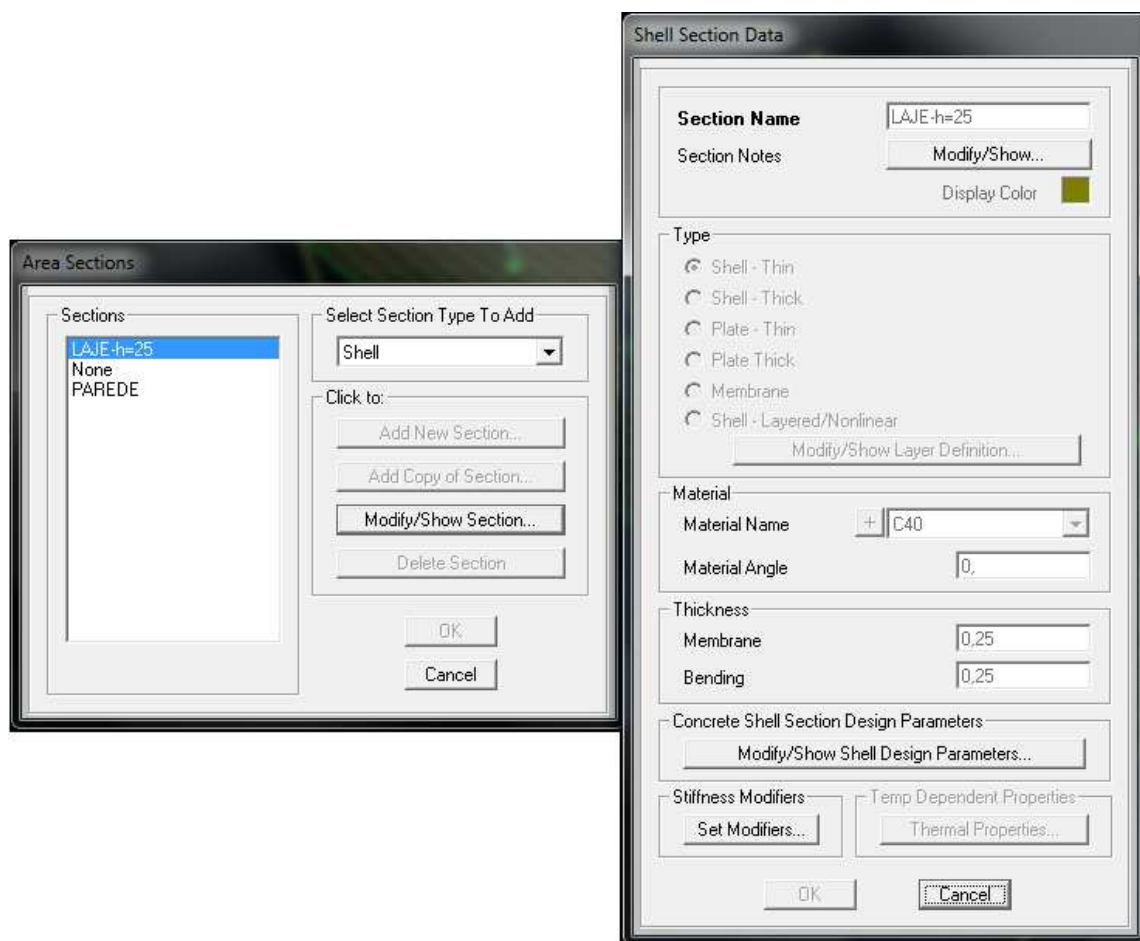


Figura 13 - Descrição da laje lisa - h=25cm via SAP2000

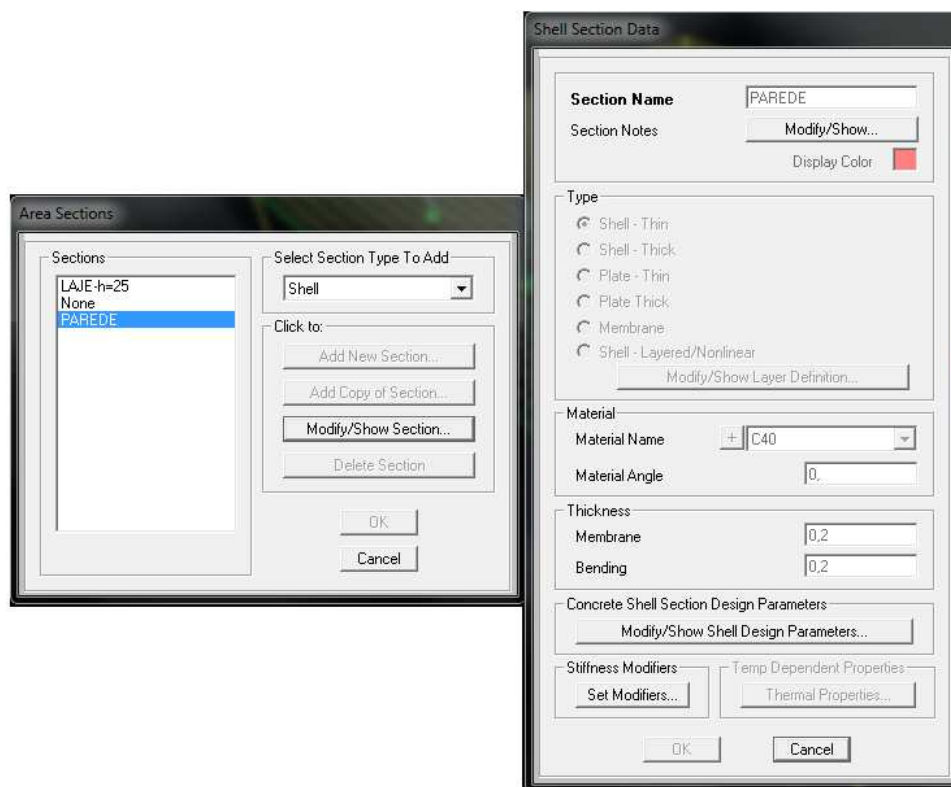


Figura 14 - Descrição do elemento finito das paredes via SAP2000

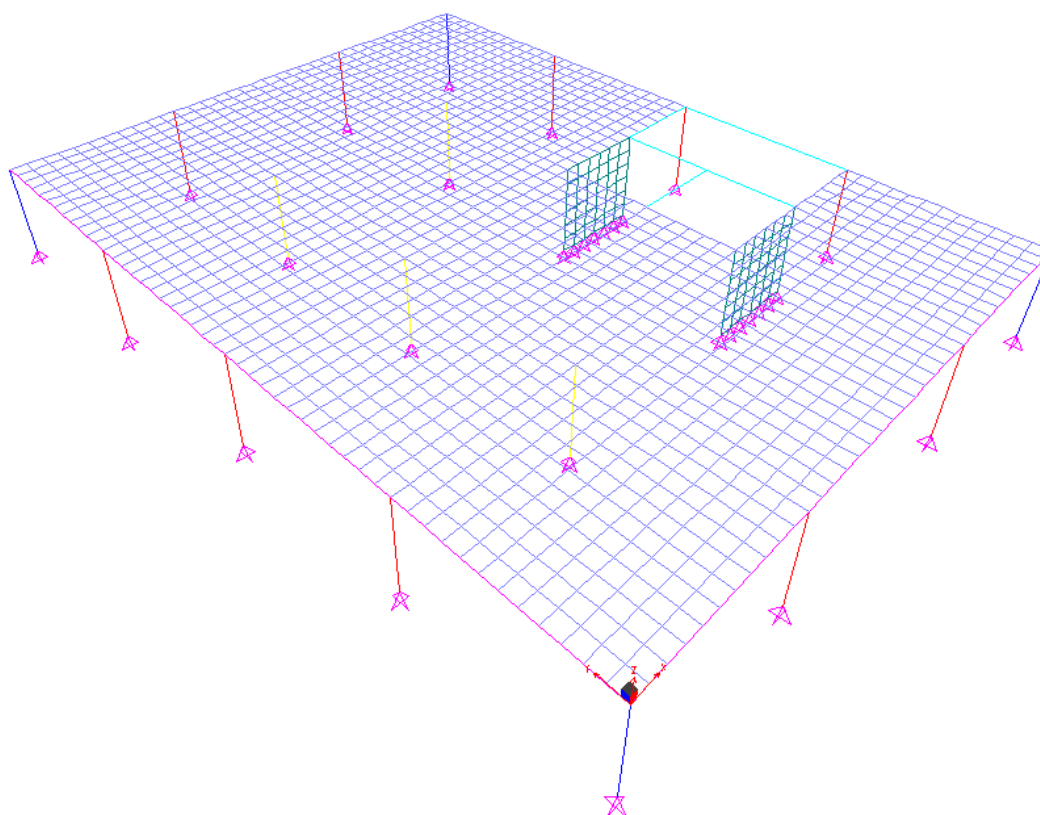


Figura 15 - Estrutura do pavimento tipo em eixos médios via SAP2000

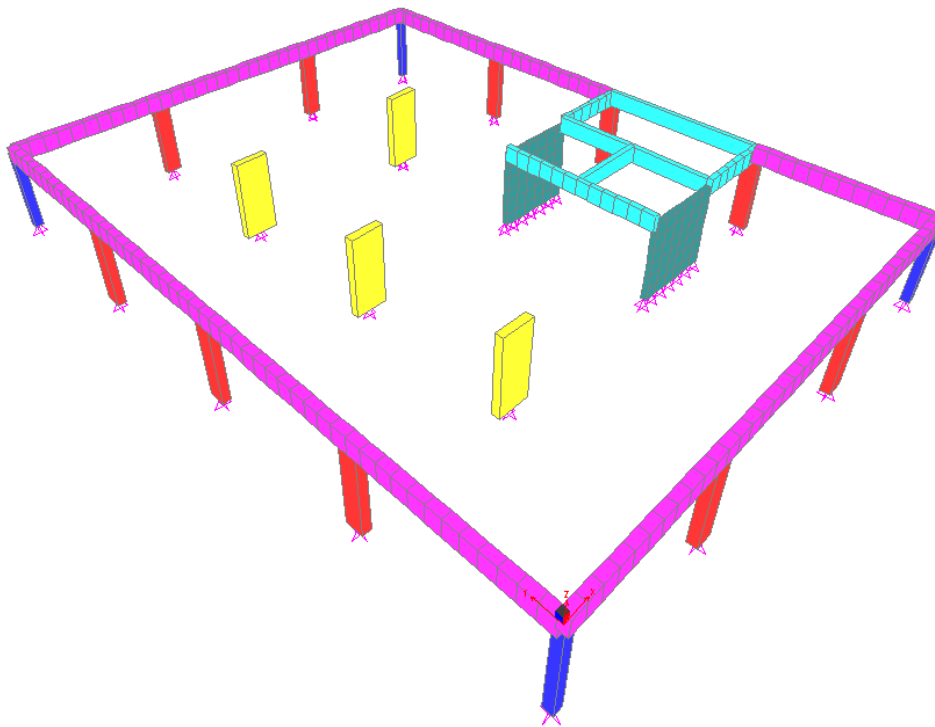


Figura 16 - Estrutura do pavimento tipo em 3D sem a laje lisa via SAP2000

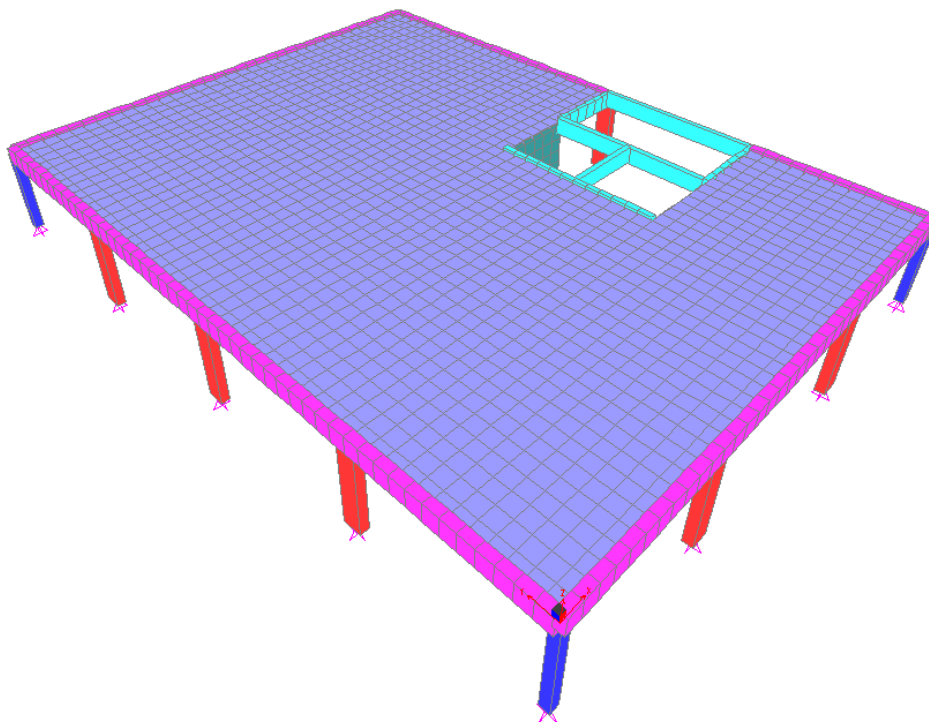


Figura 17 - Estrutura do pavimento tipo em 3D via SAP2000

É importante ressaltar que os elementos finitos da laje lisa e das paredes do elevador foram discretizados em uma malha constante de 50cm x 50cm.

3.1.4. Carregamentos

Neste item será demonstrada a aplicação das cargas calculadas no item 2.4 na estrutura do pavimento tipo. O peso próprio dos elementos estruturais é calculado de forma automática pelo programa SAP2000 pelo carregamento denominado dead. Vejamos nas figuras 18 e 19 as listas de carregamentos e casos de cargas do programa:

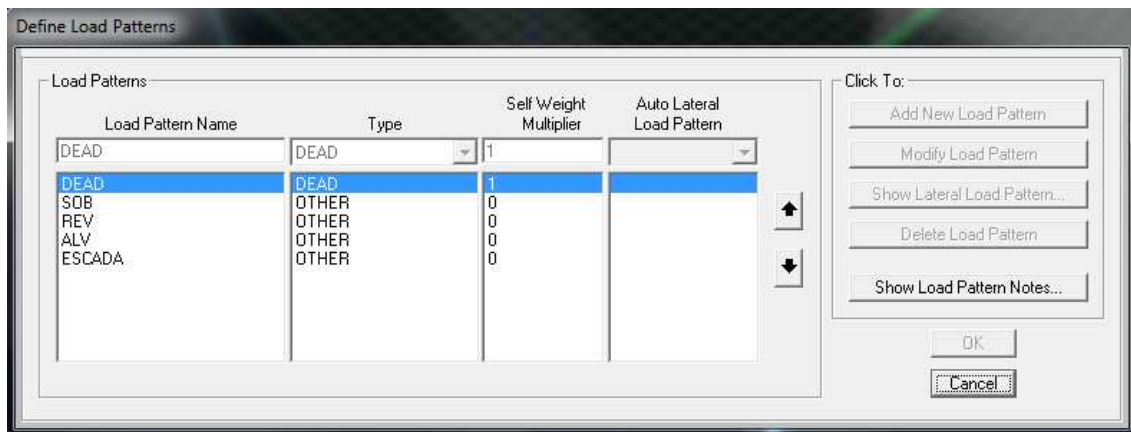


Figura 18 - Lista de carregamentos via SAP2000

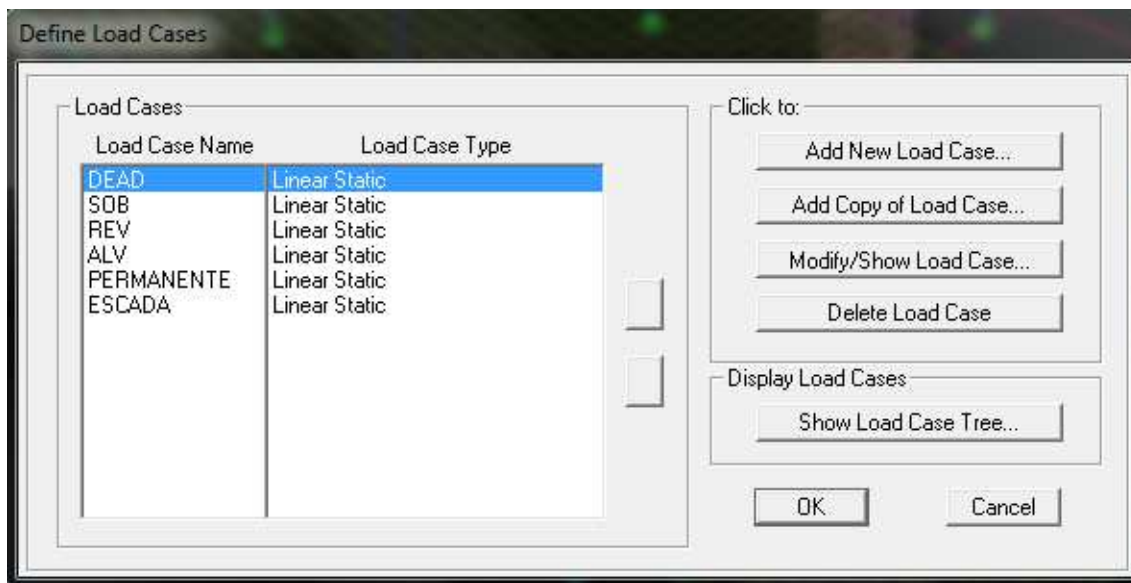


Figura 19 - Lista de casos de cargas via SAP2000

Agora nas figuras 20 a 28 será mostrado a aplicação dos carregamentos na estrutura de forma sucinta:

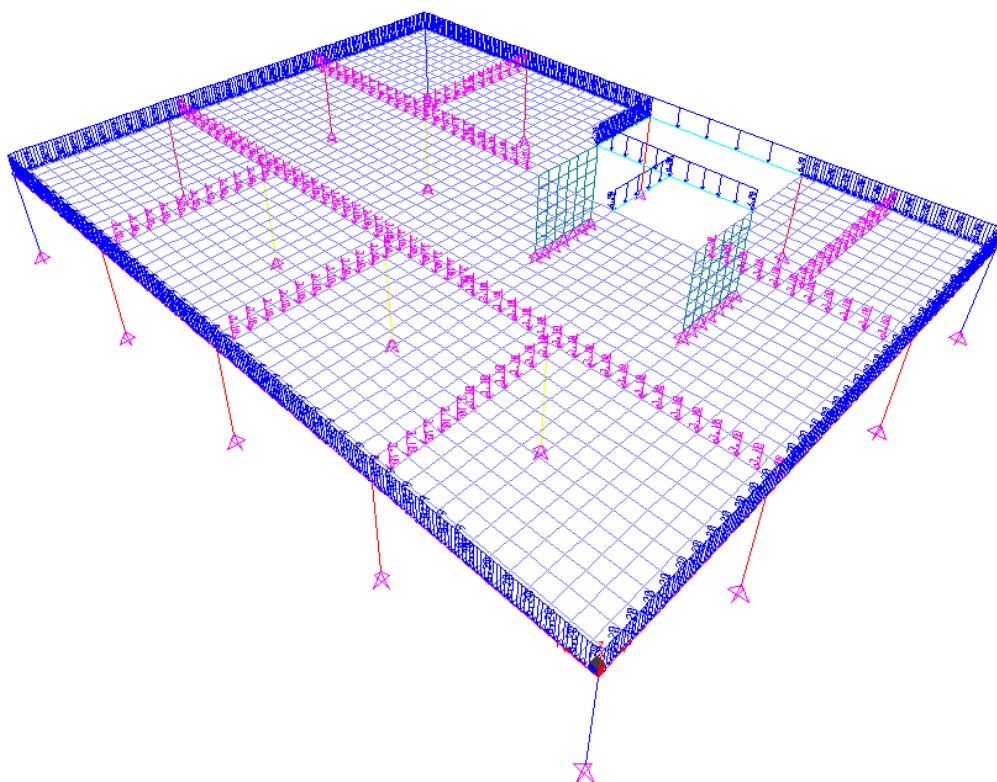


Figura 20 - Carregamento de alvenaria aplicado em vigas e na laje lisa via SAP2000

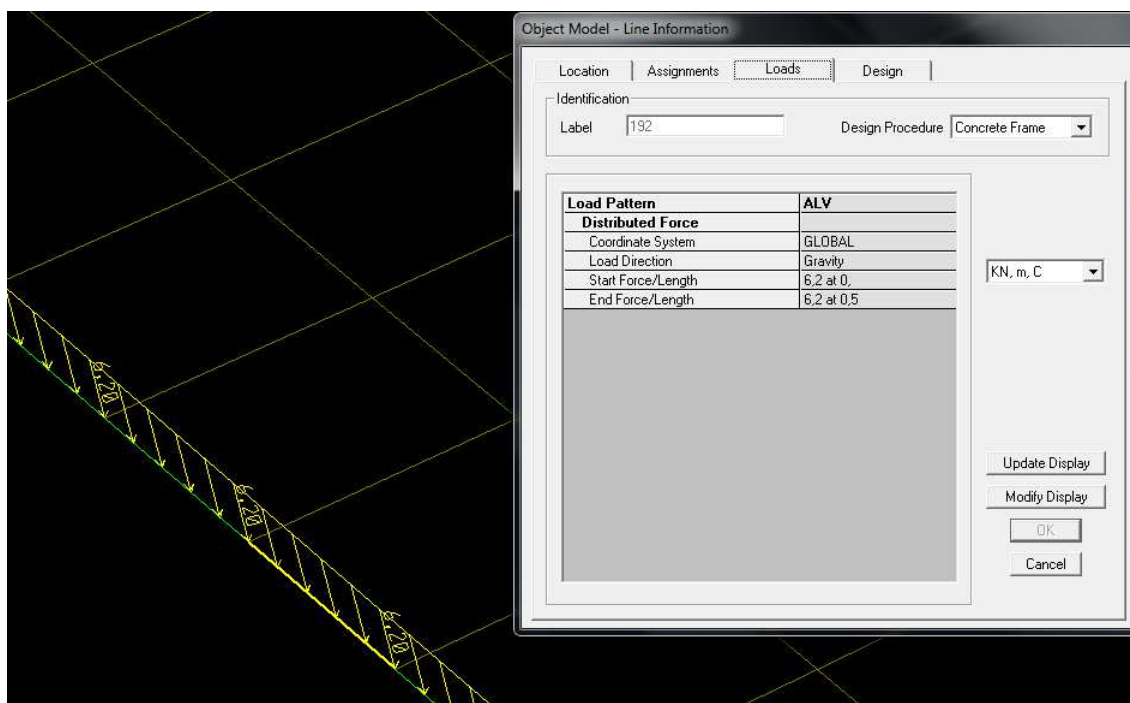


Figura 21 - Descrição do carregamento de alvenaria aplicado em vigas via SAP2000

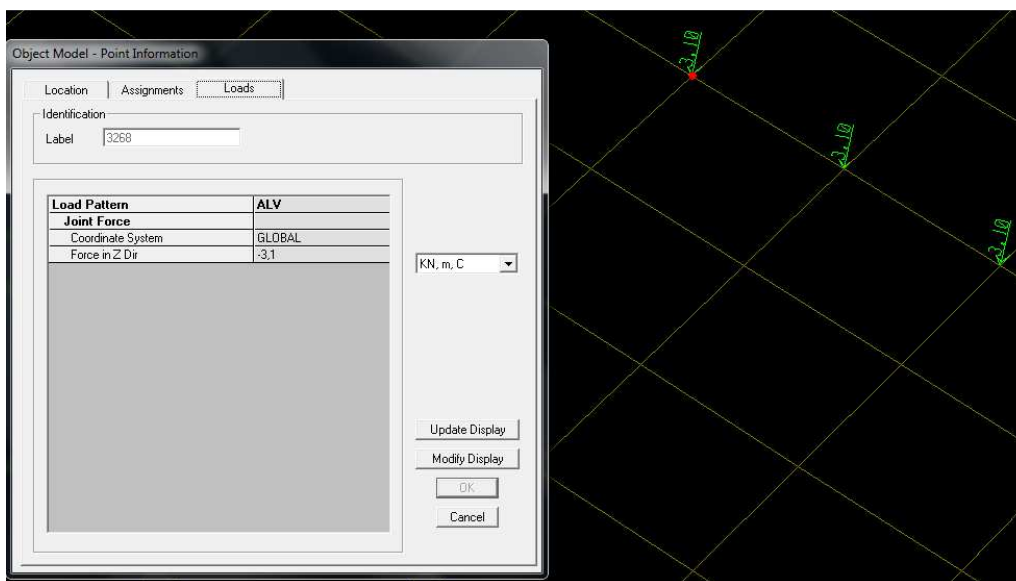


Figura 22 - Descrição do carregamento de alvenaria aplicado na laje lisa via SAP2000

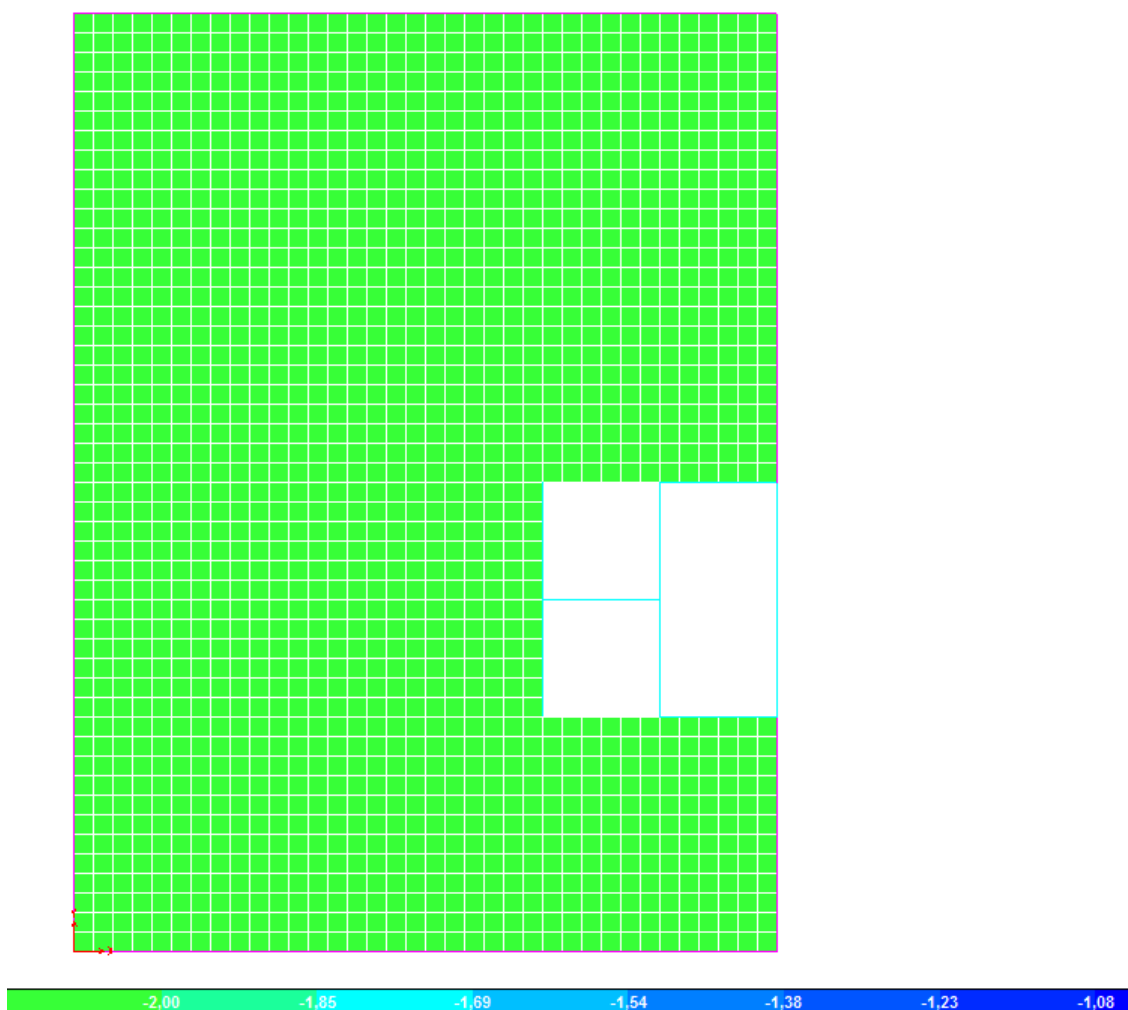


Figura 23 - Sobrecarga(kN/m²) aplicada na laje lisa via SAP2000

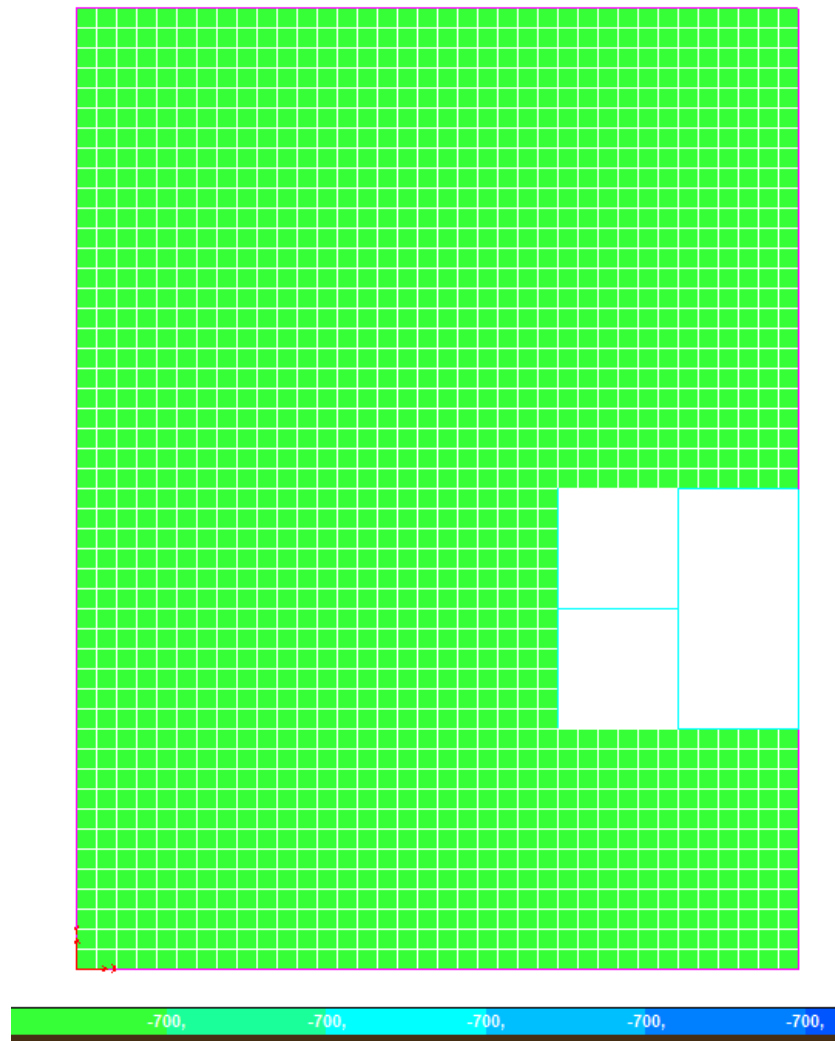


Figura 24 - Revestimento(N/m²) aplicado na laje lisa via SAP2000

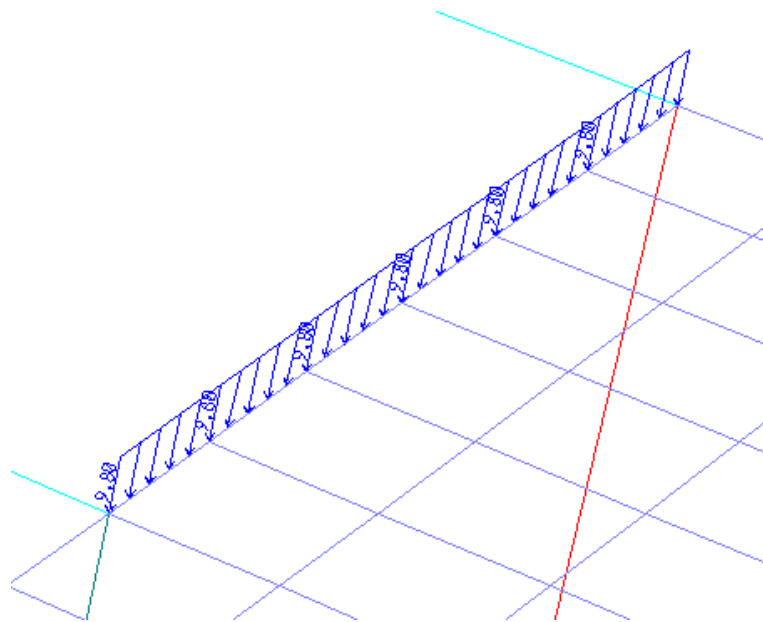


Figura 25 - Reação do peso próprio da escada na viga V4 via SAP2000

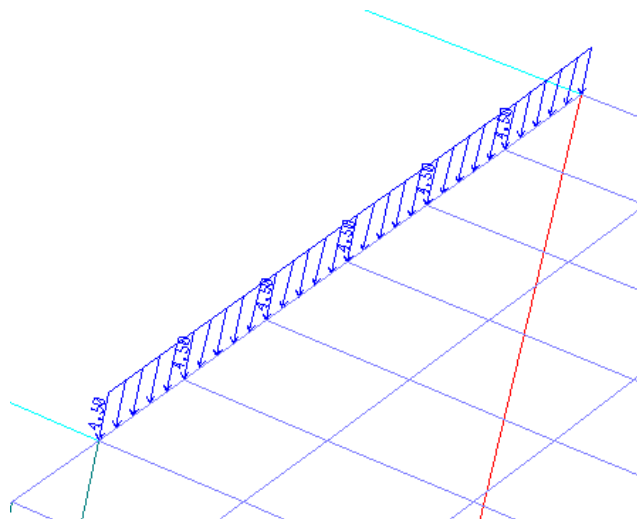


Figura 26 - Reação da sobrecarga da escada na viga V4 via SAP2000

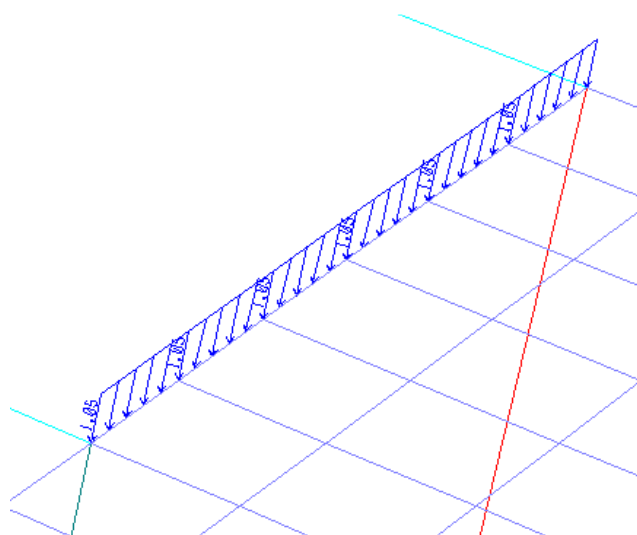


Figura 27 - Reação de revestimento da escada na viga V4 via SAP2000

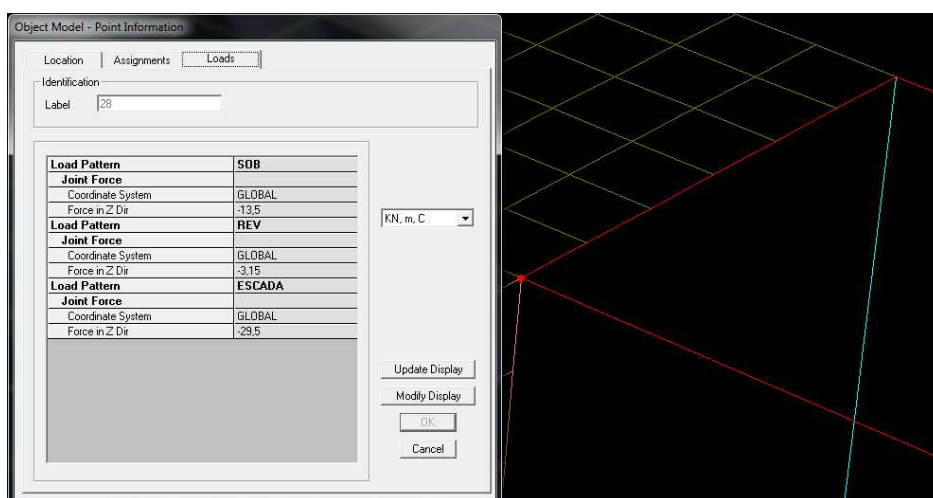


Figura 28 - Reações da escada na Parede 1 via SAP2000

3.1.5. Combinações de Ações

As combinações de ações adotadas foram as seguintes:

- Estado Limite Último(ELU): segundo o item 11.7.1 (NBR6118, 2003) a combinação será: $1,4G + 1,4Q$;
- Estado Limite de Serviço(ELS): segundo os itens 11.7.1, 11.7.2 e 11.8.3.2 (NBR6118, 2003), considerando combinação quase permanente temos que: $1,0G + 0,4Q$;
- Reações de Apoio: Para esta situação temos que: $G + Q$.

Vejamos nas figuras 29 a 31 a descrição destas combinações:

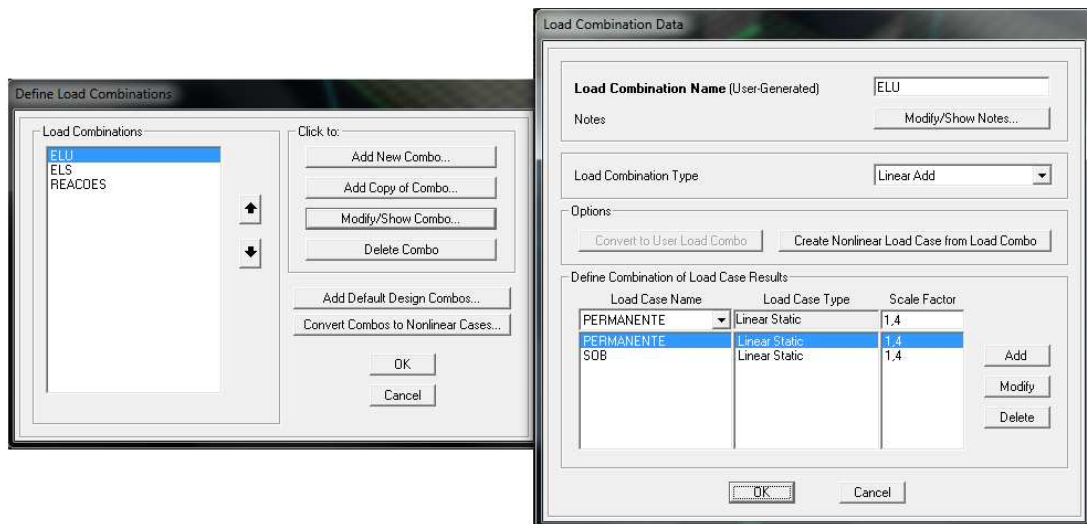


Figura 29 - Combinação ELU via SAP2000

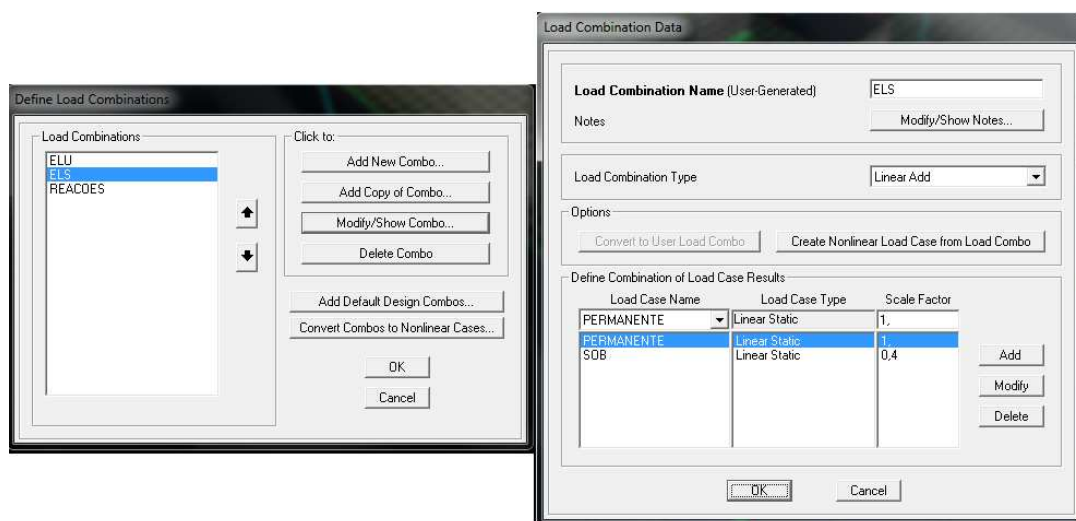


Figura 30 - Combinação ELS via SAP2000

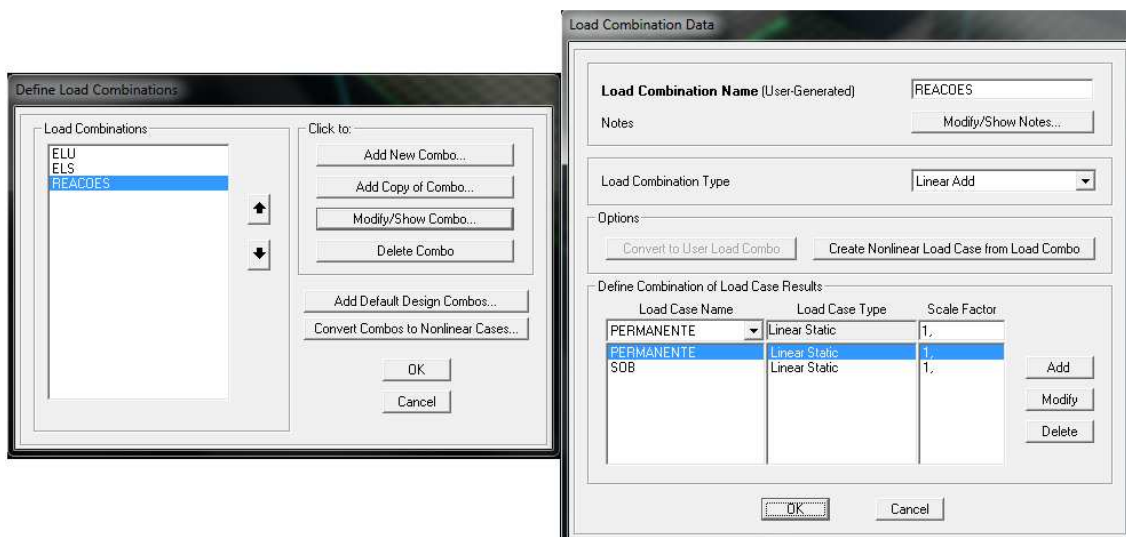


Figura 31 - Combinação de reação de apoio via SAP2000

3.2. Resultados da Análise da Estrutura do Pavimento Tipo

3.2.1. Esforços Solicitantes

Neste item serão mostrados de forma sucinta os esforços solicitantes encontrados na estrutura para a combinação ELU através das figuras 32 a 37. Os diagramas são apresentados com a indicação dos esforços máximos.

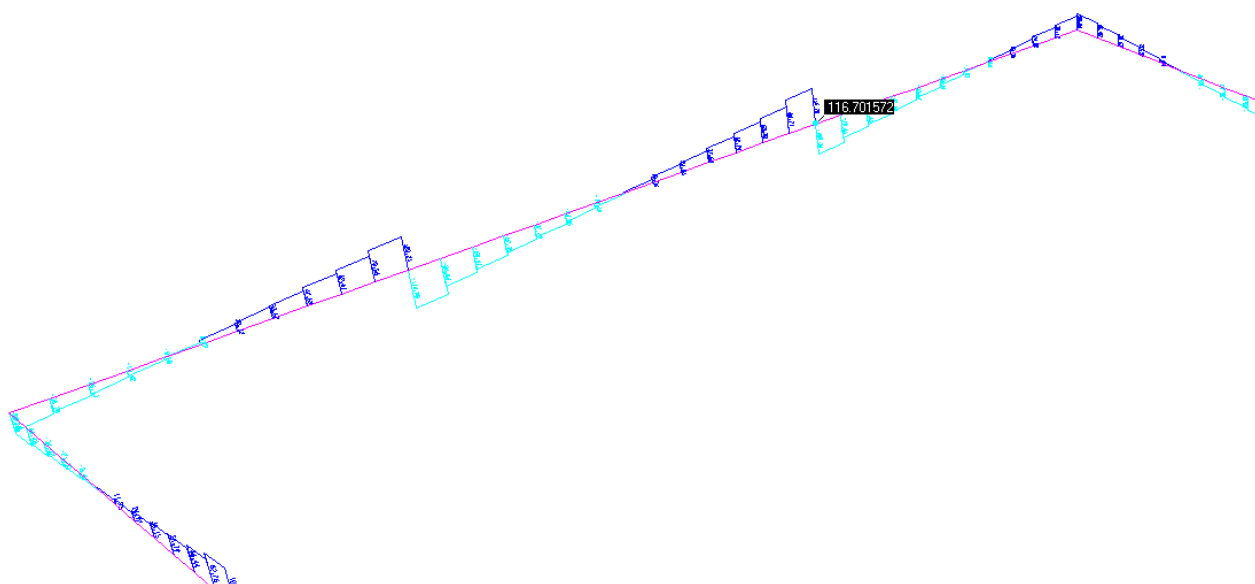


Figura 32 - V_d (kN) da viga V1 via SAP2000

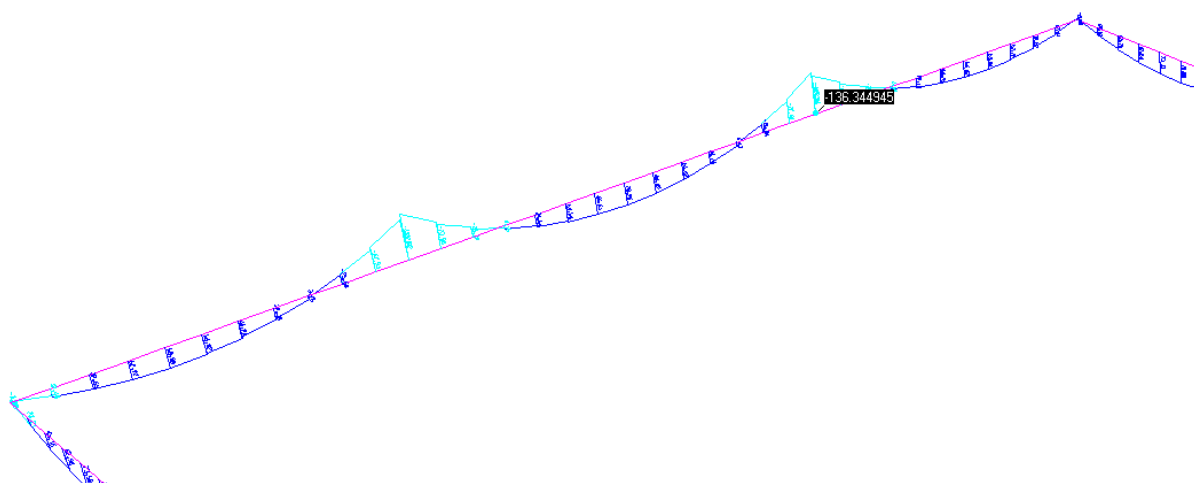


Figura 33 - $M_d(\text{kNm})$ da viga V1 via SAP2000

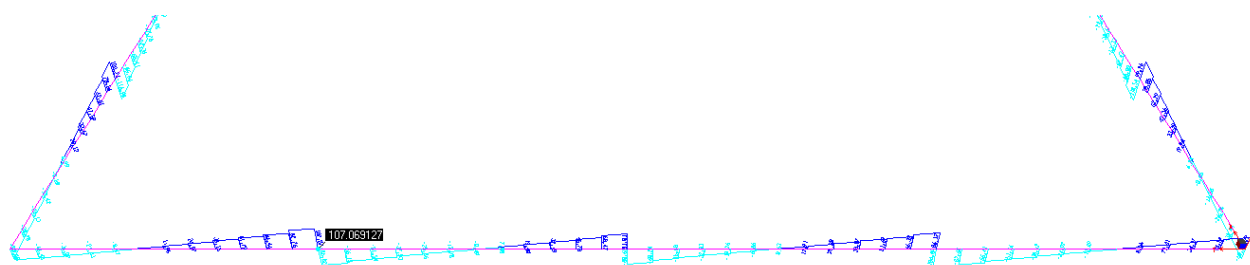


Figura 34 - $V_d(\text{kN})$ da viga V6 via SAP2000

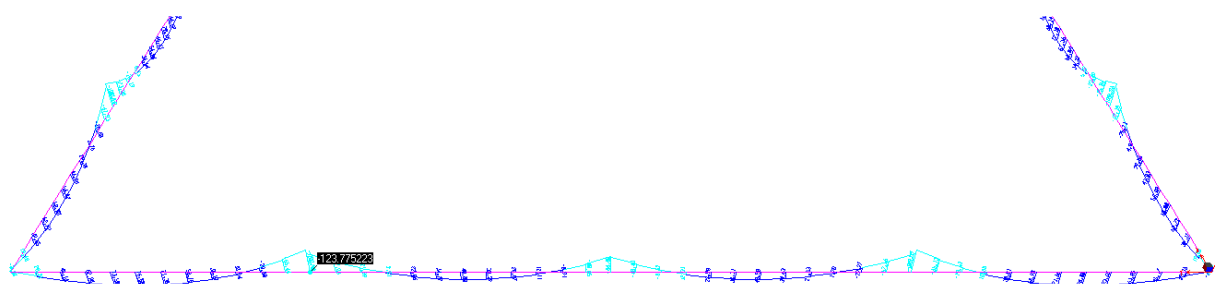


Figura 35 - $M_d(\text{kNm})$ da viga V6 via SAP2000

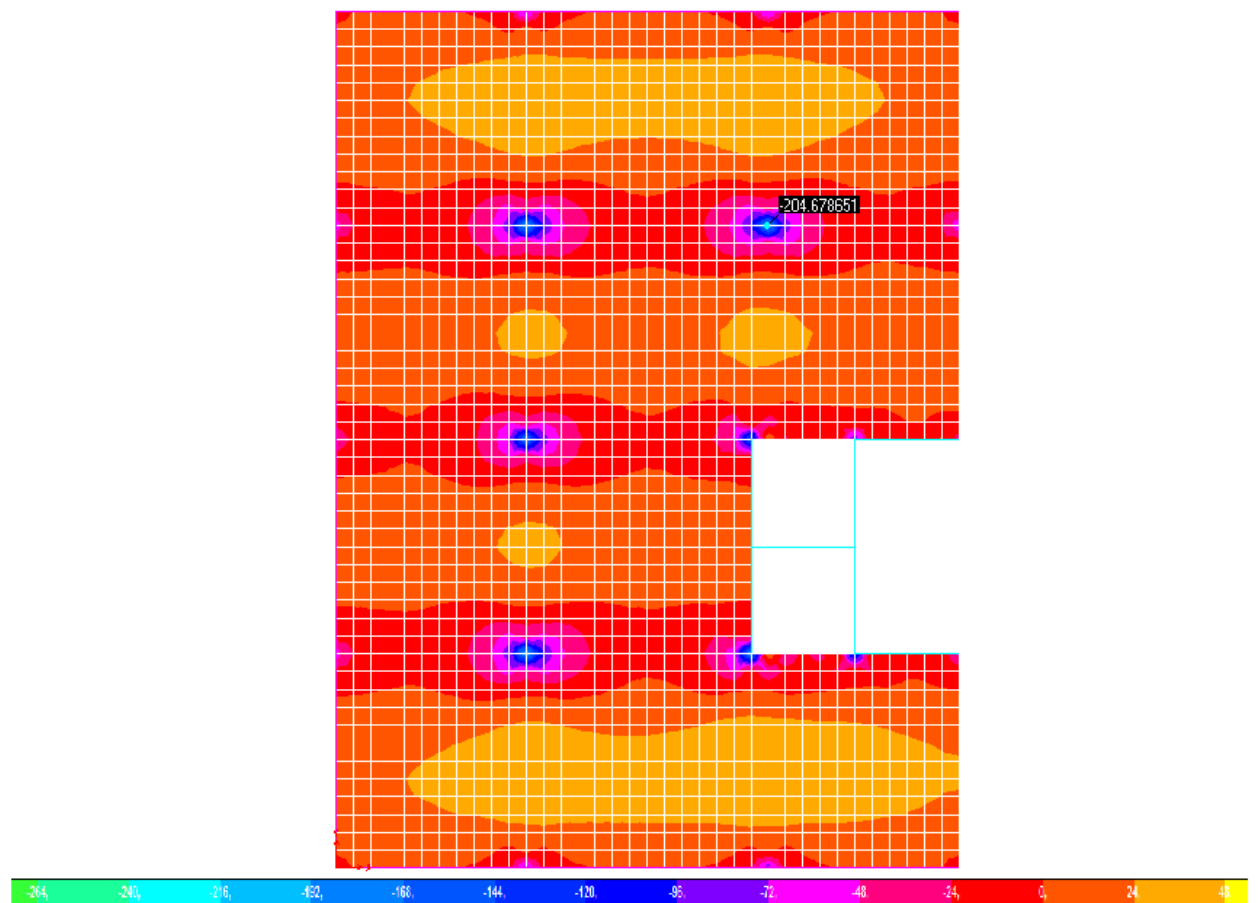


Figura 36 - M_{xd} (kNm/m) da laje lisa via SAP2000

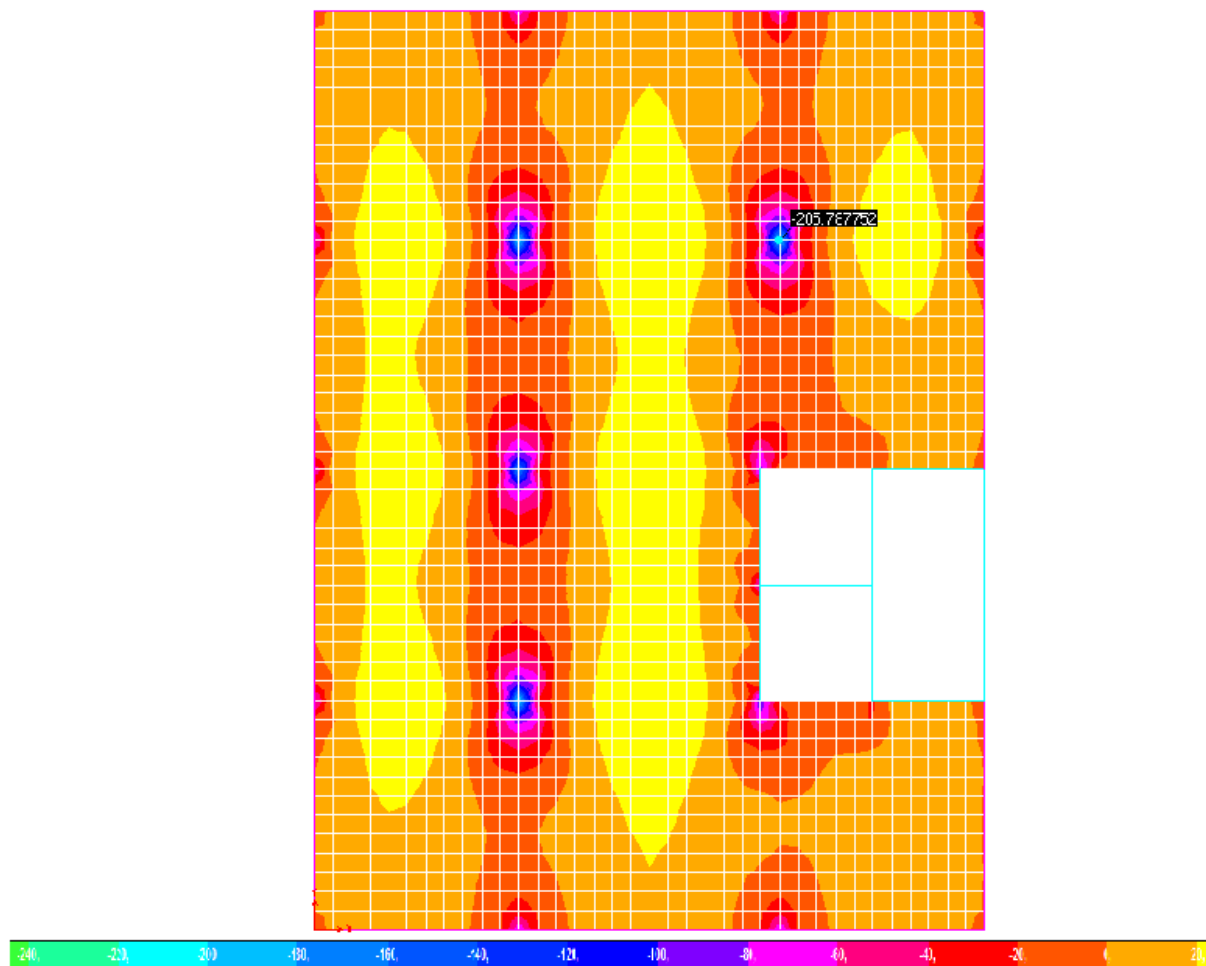


Figura 37 - M_{yd} (kNm/m) da laje lisa via SAP2000

Os momentos fletores máximos da laje lisa na região dos pilares possuem valores que não representam a realidade física da estrutura, sendo assim tais valores não devem ser adotados. Nesta situação pode-se adotar um valor médio de momento fletor em torno na região do apoio.

3.2.2. Deslocamentos da Estrutura

Neste item serão mostrados de forma sucinta os deslocamentos da estrutura para a combinação ELS, através das figuras 38 a 40, que assinalam os pontos com maior deslocamento vertical.

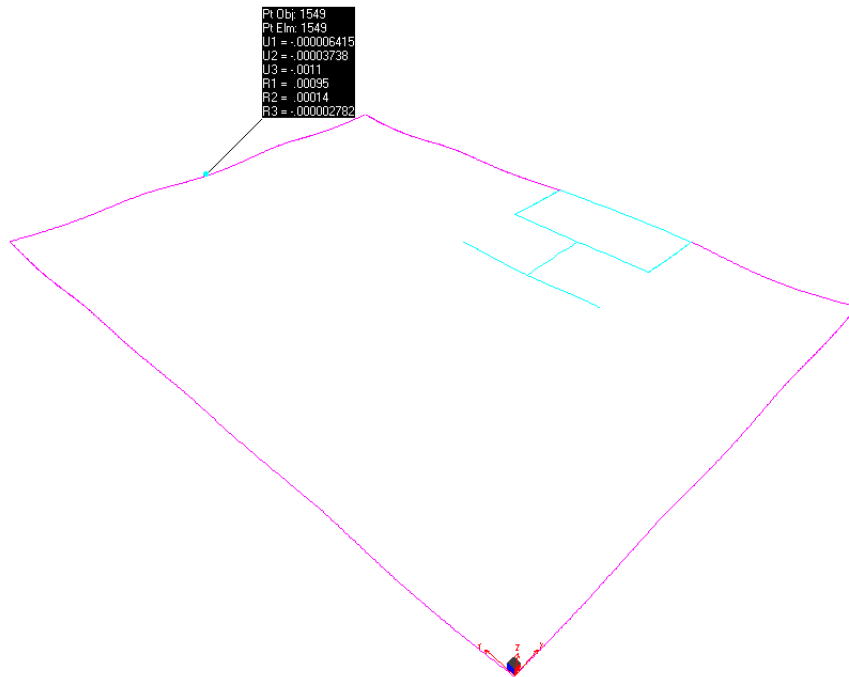


Figura 38 - Deslocamentos(m e rad) na viga V1 via SAP2000

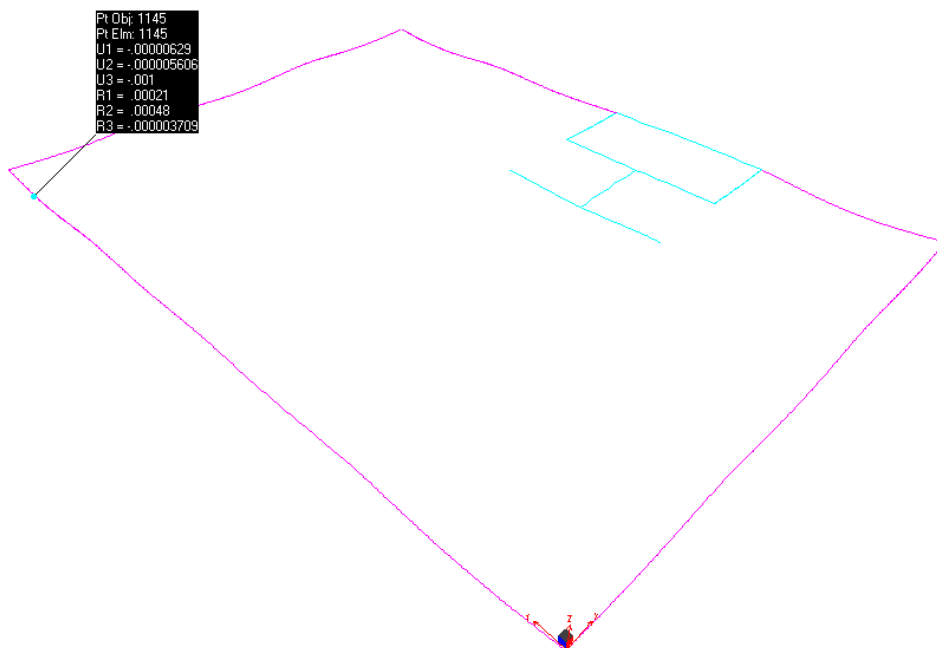


Figura 39 - Deslocamentos(m e rad) na viga V6 via SAP2000

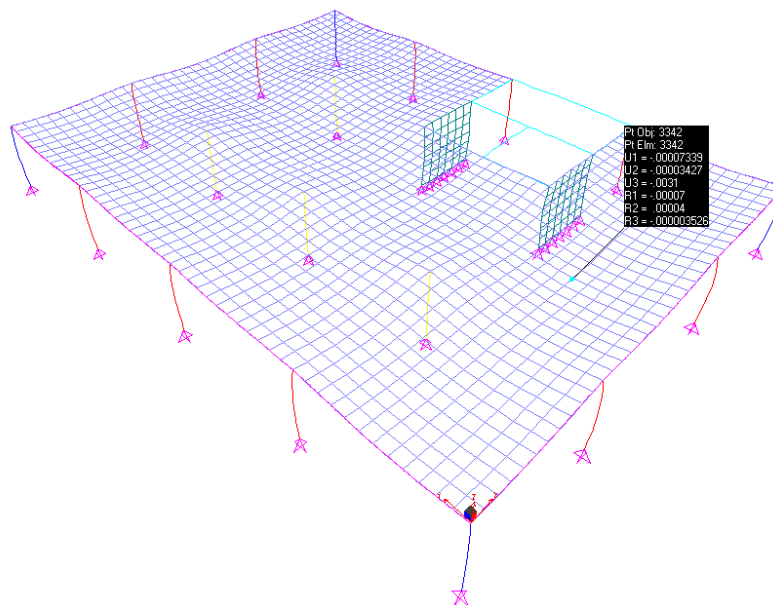


Figura 40 - Deslocamentos(m e rad) na laje lisa via SAP2000

3.2.3. Reações de Apoio

Neste item será mostrada uma lista com as reações de cada pilar da estrutura pela figura 41. No caso esta lista apresenta os nós com restrições, não explicitando a que pilares pertencem.

Joint Reactions									
File View Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted									
	Joint Text	Output Case Text	Case Type	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
►	45	REAcoes	Combination	2,766	-3,973	99,151	0	0	0
	47	REAcoes	Combination	10,262	5,125	235,511	0	0	0
	49	REAcoes	Combination	9,847	0,057	202,865	0	0	0
	51	REAcoes	Combination	10,435	-5,048	235,831	0	0	0
	53	REAcoes	Combination	2,966	4,002	99,363	0	0	0
	74	REAcoes	Combination	3,623	-13,51	262,269	0	0	0
	75	REAcoes	Combination	5,95	2,677	486,415	0	0	0
	76	REAcoes	Combination	5,416	0,283	443,981	0	0	0
	77	REAcoes	Combination	6,447	-2,735	487,548	0	0	0
	78	REAcoes	Combination	4,933	13,921	263,637	0	0	0
	84	REAcoes	Combination	-3,574	-13,396	262,086	0	0	0
	85	REAcoes	Combination	-6,075	2,727	487,437	0	0	0
	86	REAcoes	Combination	-2,38	15,004	270,735	0	0	0
	90	REAcoes	Combination	-2,743	-3,783	98,61	0	0	0
	91	REAcoes	Combination	-9,568	4,828	241,751	0	0	0
	92	REAcoes	Combination	-1,94	8,827	158,913	0	0	0
	93	REAcoes	Combination	-2,393	-15,557	160,903	0	0	0
	94	REAcoes	Combination	-2,489	5,116	111,994	0	0	0
	96	REAcoes	Combination	10,134	0,973	57,351	0	0	0
	97	REAcoes	Combination	-6,12	1,247	22,998	0	0	0
	98	REAcoes	Combination	11,832	-1,647	68,548	0	0	0
	99	REAcoes	Combination	-5,667	-1,66	17,648	0	0	0
	102	REAcoes	Combination	1,584	1,441	96,974	0	0	0
	104	REAcoes	Combination	-2,234	1,659	86,522	0	0	0
	106	REAcoes	Combination	-5,034	1,714	72,809	0	0	0
	108	REAcoes	Combination	-6,121	1,64	60,46	0	0	0
	110	REAcoes	Combination	-6,149	1,424	46,629	0	0	0
	147	REAcoes	Combination	1,216	-2,082	113,891	0	0	0
	149	REAcoes	Combination	-3,518	-2,39	97,862	0	0	0
	151	REAcoes	Combination	-6,73	-2,467	78,062	0	0	0
	153	REAcoes	Combination	-7,724	-2,363	59,904	0	0	0
	155	REAcoes	Combination	-6,949	-2,054	40,093	0	0	0

Figura 41 - Reações dos pilares via SAP2000

4. Análise do Pavimento Tipo via Eberick

Neste item será mostrada a análise estrutural do pavimento tipo da estrutura pelo programa Eberick.

4.1. Dados de Entrada da Estrutura

4.1.1. Unifilar

Considerando os mesmos argumentos apresentados no item 3.1.1, também será utilizado o unifilar em formato dxf para a criação do modelo de análise no programa Eberick. O unifilar já foi apresentado na figura 9.

4.1.2. Definição da Estrutura do Pavimento Tipo

Vejamos na figura 42 a definição da estrutura do pavimento tipo:

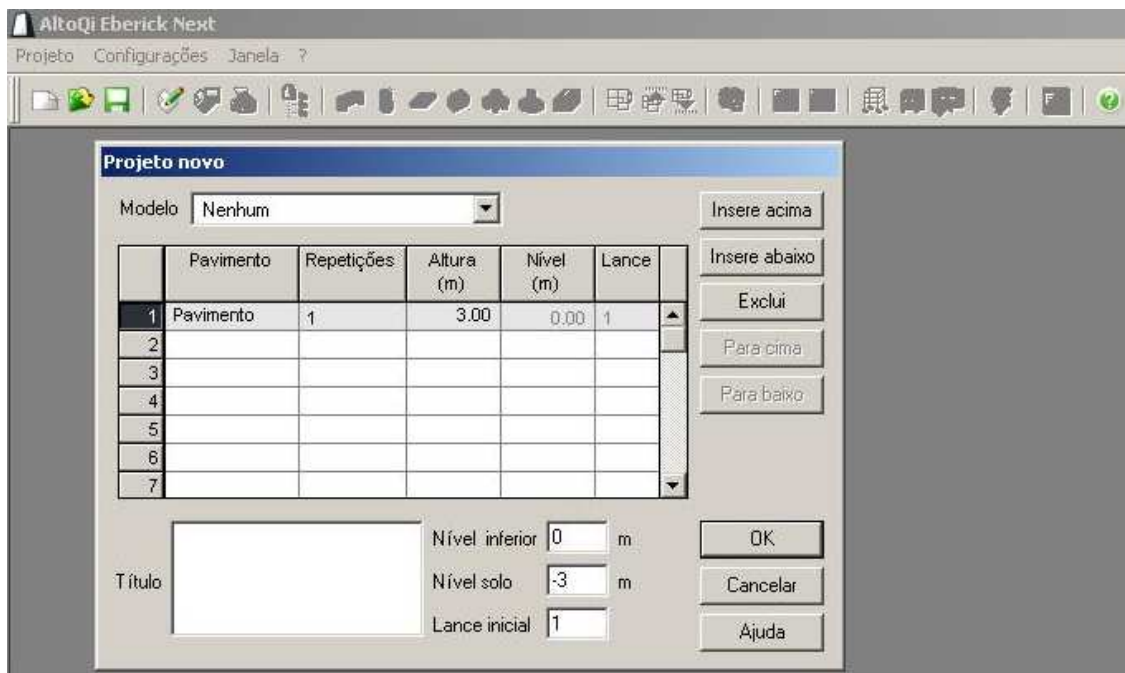


Figura 42 - Definição da estrutura do pavimento tipo via Eberick

4.1.3. Definição dos Materiais

Neste item vejamos na figura 43 a definição dos materiais:

Materiais e durabilidade

Aplicação
☒ Projeto inteiro
☐ Por pavimento

Pavimento
Pavimento Tipo

Avisos
Todas as informações estão definidas corretamente
Detalhes...

Geral
Classe de agressividade: II (moderada)
Dimensão do agregado: 19 mm
☒ Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Abertura máxima das fissuras
Contato com o solo: 0,2 mm
Contato com a água: 0,1 mm
Demais peças: 0,3 mm

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	
Vigas	C-40	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-40	3 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-40	2,5 cm		Bitolas...
Blocos	C-40	3 cm		Bitolas...
Sapatas	C-40	3 cm		Bitolas...
Tubulões	C-40	3 cm		Bitolas...
Radier	C-40	3 cm		Bitolas...

OK Cancelar Ajuda Fluência... Barras... Classes...

Figura 43 - Definição dos materiais via Eberick

4.1.4. Descrição dos Elementos Estruturais

Vejamos nas figuras 44 a 48 uma descrição sucinta dos elementos da estrutura:

Fundação

Pilar
Nome: P1

Modelo
Altura barra: 3 m
Vínculo pilar: Engastado
Vínculo apoio: Engastado

Seção do pilar
Tipo: retangular
b: 30 cm h: 30 cm
b1: 0 cm h1: 0 cm
Ângulo de abertura: 90°
Ângulo de rotação: 0°
Elevação: 0 m

Fundação
☒ Bloco
☐ Sapata ☐ Divisa
☐ Tubulão
Associação:
Rotação: 0° com o pilar
Ângulo: 0°
Profundidade (df): 0,6 m

Capitel
☐ Usar capitel
Ângulo de rotação: 0°
Espessura: 30 cm
b: 100 cm
h: 100 cm

OK Cancelar Desenho... Cargas... Ajuda

Figura 44 - Descrição do pilar P1 via Eberick

Viga

Dados da viga
Nome
Ambiente

Seção do trecho
Tipo
bw cm h cm
bf cm hf cm
Elevação cm

Cargas
Parede 0.00 kN/m
Carga extra kN/m

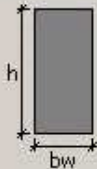


Figura 45 - Descrição da viga V1 via Eberick

Laje

Nome Tipo

Cargas
Acidental kN/m² Revestimento kN/m²
Extra kN/m²

Vigota protendida
Grupo
Arranjo Altura

Enchimento
Tipo
Dimensão

Seção
Espessura cm Elevação cm
ec cm
ee cm
enx cm
eny cm




Figura 46 - Descrição da laje lisa via Eberick

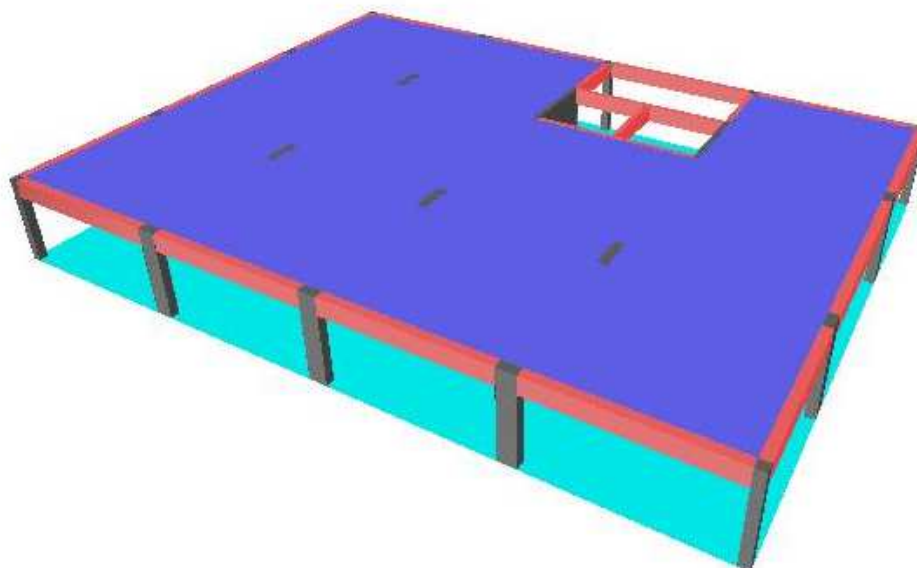


Figura 48 - Estrutura do pavimento tipo em 3D via Eberick

4.1.5. Carregamentos

Neste item será mostrada a aplicação dos carregamentos na estrutura do pavimento tipo. O peso próprio da estrutura é calculado de forma automática pelo programa Eberick. Vejamos nas figuras 49 a 53 uma descrição sucinta da aplicação dos carregamentos.

Viga

Dados da viga

Nome:

Ambiente:

Modelo...

Seção do trecho

Tipo:

bw: cm h: cm

bf: cm hf: cm

Elevação: cm

Cargas

Parede: 0.00 kN/m Lançar... Remover

Carga extra: kN/m Editar... Remover

OK Cancelar Desenho... Ajuda

Carga extra

	Ações	Cargas
1	Adicional	6.2
2	Solo	0.00
3	Acidental	0.00
4	Água	0.00
5		
6		
7		

OK Cancelar Ajuda

Figura 49 - Aplicação da carga de alvenaria na viga V1 via Eberick

Laje

Nome: Tipo: Grelha...

Cargas:

Acidental: kN/m² Revestimento: kN/m²

Extra: kN/m²

Figura 50 - Aplicação da sobrecarga e revestimento na laje lisa via Eberick

Viga

Dados da viga:

Nome: Ambiente: Modelo...

Seção do trecho:

Tipo:

bw: cm h: cm

bf: cm hf: cm

Elevação: cm

☒ Manter seção constante na viga

Cargas no trecho:

Carga de parede: kN/m

Carga extra: kN/m

Carga extra

	Ações	Cargas
1	Adicional	10.90
2	Solo	0.00
3	Acidental	4.50
4	Água	0.00
5		
6		
7		

PAREDE 2 20x320 **V4** 20x60 **P14** 30x30

15

Figura 51 - Aplicação das reações da escada na viga V4 via Eberick

Cargas Concentradas

Ação:

Cargas:

Fx: kN Fy: kN Fz: kN

Momentos:

Mx: kN.m My: kN.m Mz: kN.m

PAREDE 1 20x320 **V2** 20x60 **P11** 30x30

6.20

46

Figura 52 - Aplicação das reações da escada na Parede 1 via Eberick

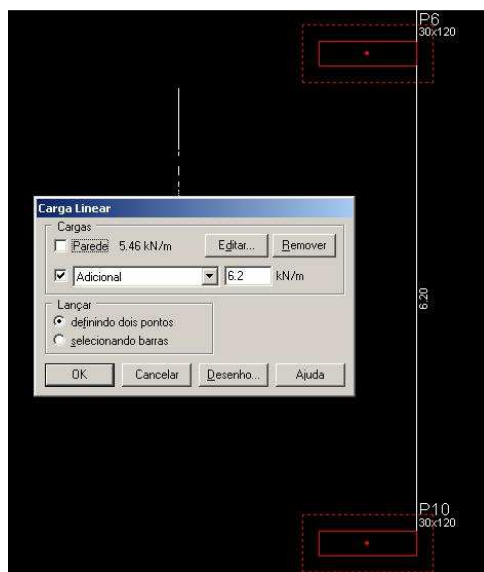


Figura 53 - Aplicação da carga de alvenaria na laje lisa via Eberick

4.1.6. Combinações de Ações

O programa Eberick realiza de forma automática todas as combinações possíveis e gera uma envoltória. Contudo é possível fixar uma ou mais combinações de interesse. No caso serão fixadas as mesmas combinações adotadas para o programa SAP2000, descritas no item 3.1.5. Vejamos a descrição destas combinações nas figuras 54 a 59.



Figura 54 - Ação de peso próprio da estrutura via Eberick

O fator G1 representa a ação permanente de peso próprio da estrutura (fig.54).

The 'Ações' dialog box is shown with the following settings:

- Tipo:** A tree view on the left shows 'Permanente' expanded, with 'Adicional' selected.
- Ação:**
 - Nome: Adicional
 - Indicação: G2
 - ☒ Considerar para as lajes
- Variabilidade:**
 - ☒ Permanente
 - ☐ Acidental
- Coef. de ponderação:**
 - Desfavorável: 1.40
 - Favorável: 1.00
 - Fundações: 1.00
- Fatores de combinação:**
 - $\psi_0 = 1.00$
 - $\psi_1 = 1.00$
 - $\psi_2 = 1.00$
- Crítérios:**
 - ☒ Considerar γ_G favorável (ELU)
 - Tipo de combinações (ELS): Frequentes
 - ☐ Gerar combinações automaticamente
 - Definir...

Buttons at the bottom: OK, Cancelar, Ajuda.

Figura 55 - Ação de carga permanente(paredes e revestimento) da estrutura via Eberick

O fator G2 representa a ação permanente adicional atuante na estrutura, como revestimento dos pisos e alvenarias (fig.55).

The 'Ações' dialog box is shown with the following settings:

- Tipo:** A tree view on the left shows 'Acidental' selected.
- Ação:**
 - Nome: Acidental
 - Indicação: Q
 - ☒ Considerar para as lajes
- Variabilidade:**
 - ☐ Permanente
 - ☒ Acidental
- Coef. de ponderação:**
 - Desfavorável: 1.40
 - Favorável: 0.00
 - Fundações: 1.00
- Fatores de combinação:**
 - $\psi_0 = 0.70$
 - $\psi_1 = 0.60$
 - $\psi_2 = 0.40$
- Crítérios:**
 - ☒ Considerar γ_G favorável (ELU)
 - Tipo de combinações (ELS): Frequentes
 - ☐ Gerar combinações automaticamente
 - Definir...

Buttons at the bottom: OK, Cancelar, Ajuda.

Figura 56 - Ação de sobrecarga via Eberick

O fator Q representa a ação da sobrecarga atuante na estrutura (fig.56).



Figura 57 - Combinação ELU via Eberick

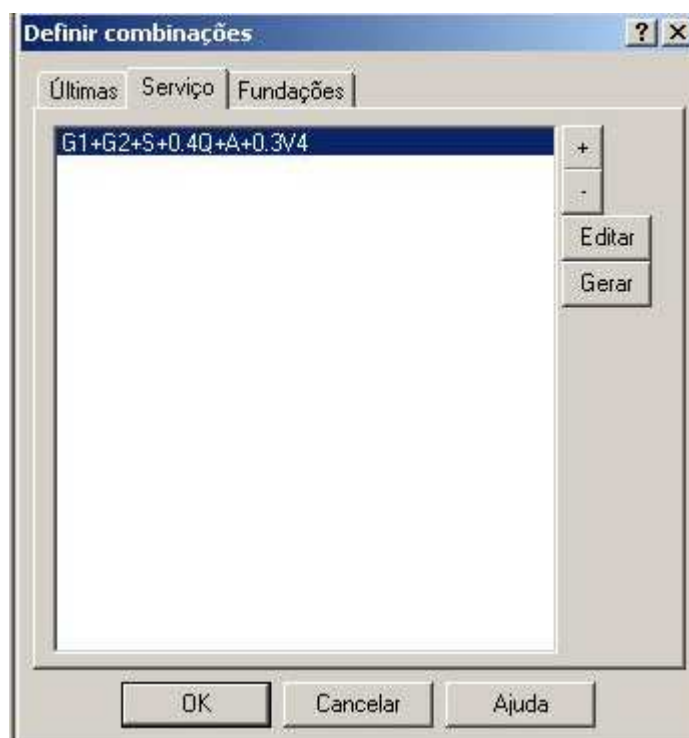


Figura 58 - Combinação ELS via Eberick



Figura 59 - Combinação de reações via Eberick

Os fatores S e A das figuras 57 a 59 representam a ação do solo e da água respectivamente, contudo não foram utilizados nesta análise.

4.2. Resultados da Análise da Estrutura do Pavimento Tipo

4.2.1. Esforços solicitantes

Neste item serão apresentados os esforços solicitantes da estrutura para o ELU de forma sucinta, através das figuras 60 a 66.

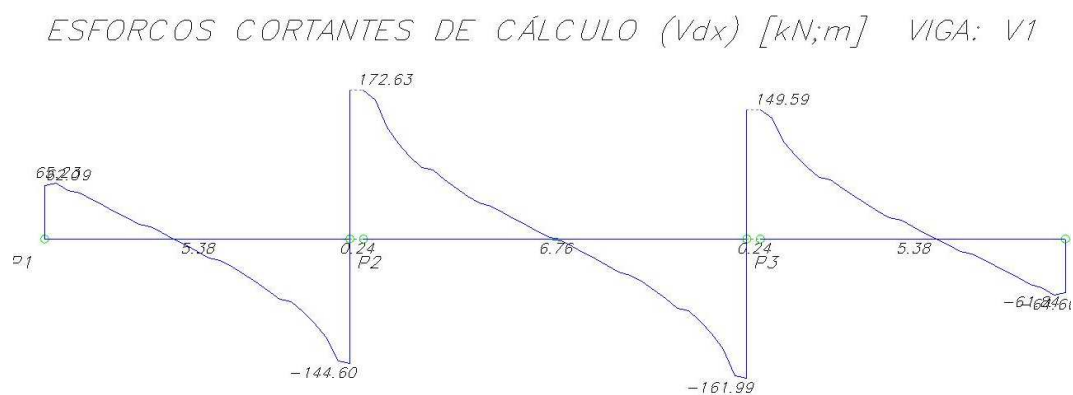


Figura 60 - Esforço cortante da viga V1 via Eberick

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m] VIGA: V1

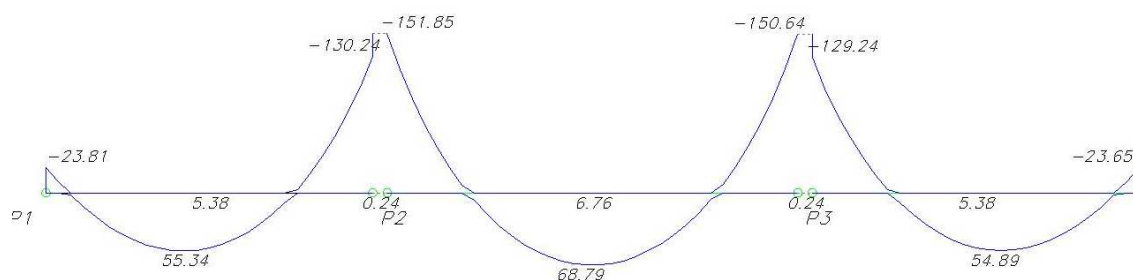


Figura 61 - Momento fletor da viga V1 via Eberick

ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m] VIGA: V6

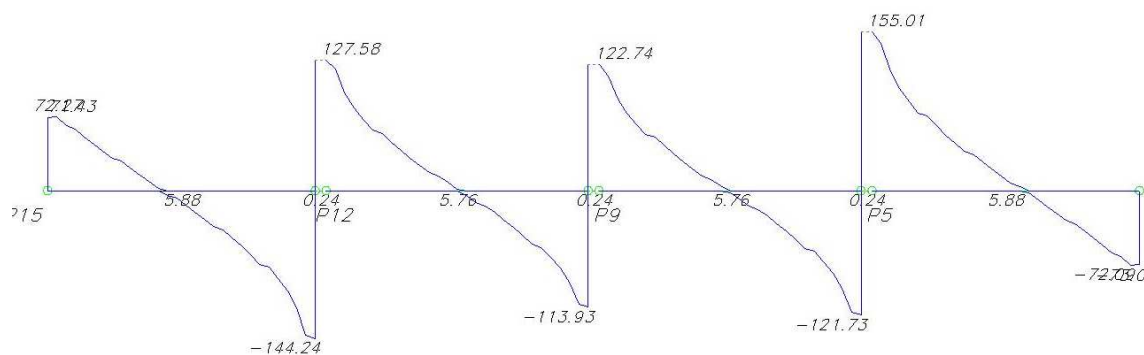


Figura 62 - Esforço cortante da viga V6 via Eberick

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m] VIGA: V6

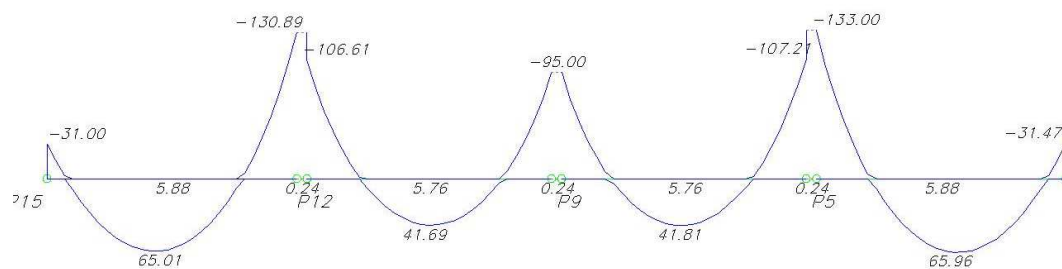


Figura 63 - Momento fletor da viga V6 via Eberick

Os diagramas de momentos fletores das vigas apresentam na região dos apoios internos, dois momentos fletores. Neste caso pode ser adotada a prescrição de arredondamento do momento fletor no pilar segundo o item 14.6.3 (NBR6118, 2003).

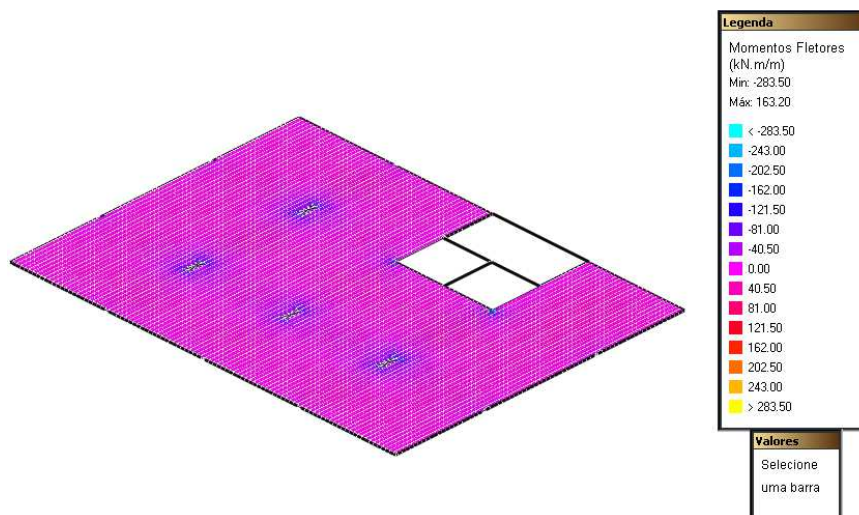


Figura 64 - Momentos fletores da laje lisa via Eberick

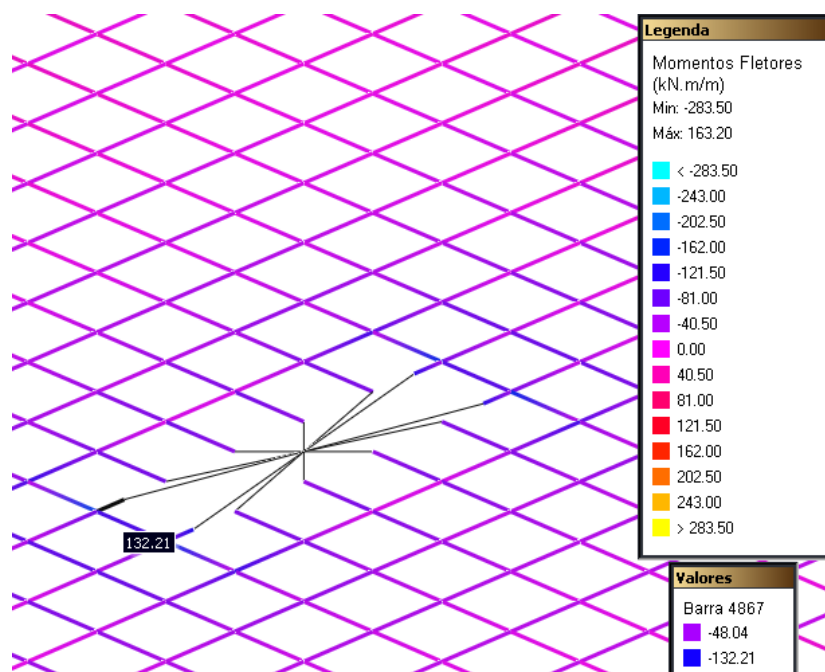


Figura 65 - M_{xd} da laje lisa sobre o pilar P7 via Eberick

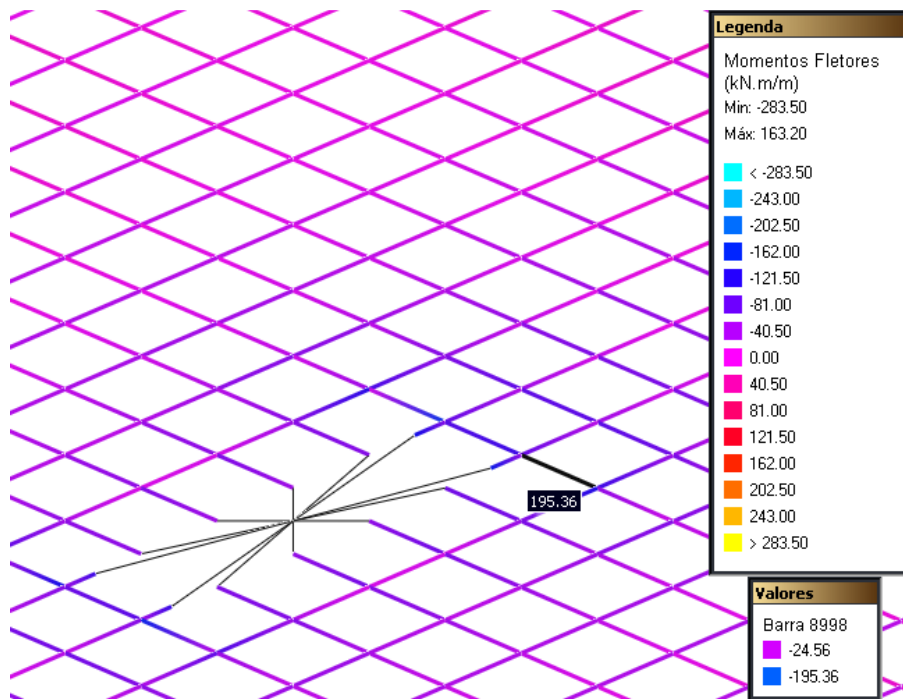


Figura 66 - M_{yd} da laje lisa sobre o pilar P13 via Eberick

O programa Eberick calcula as lajes como grelhas nas direções x e y. A malha foi dividida em faixas de 25cm x 25cm, pois o programa exige que pelo menos um ponto da grelha esteja contido dentro dos pilares que sustentam a laje lisa.

4.2.2. Deslocamentos da Estrutura

Neste item serão apresentados os esforços solicitantes da estrutura para ELS de forma sucinta, através das figuras 67 a 69.

DESLOCAMENTOS [cm;m] VIGA: V1

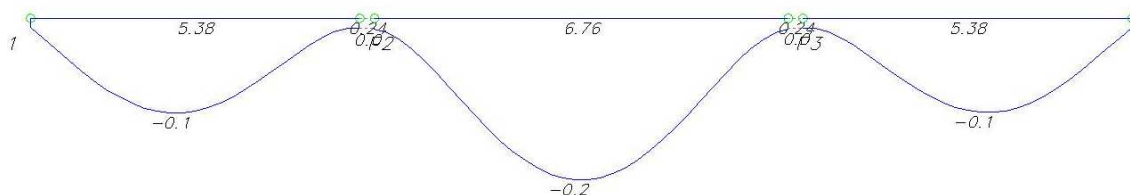


Figura 67 - Deslocamento vertical da viga V1 via Eberick

DESLOCAMENTOS [cm;m] VIGA: V6

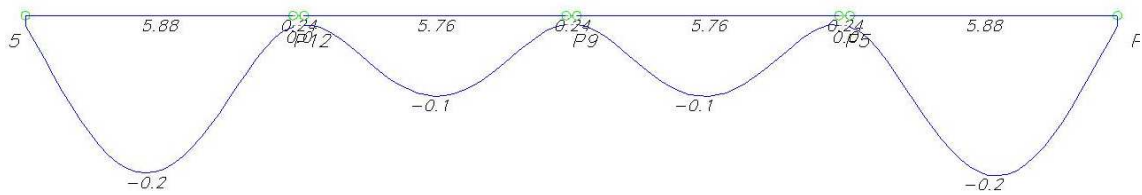


Figura 68 - Deslocamento vertical da viga V6 via Eberick

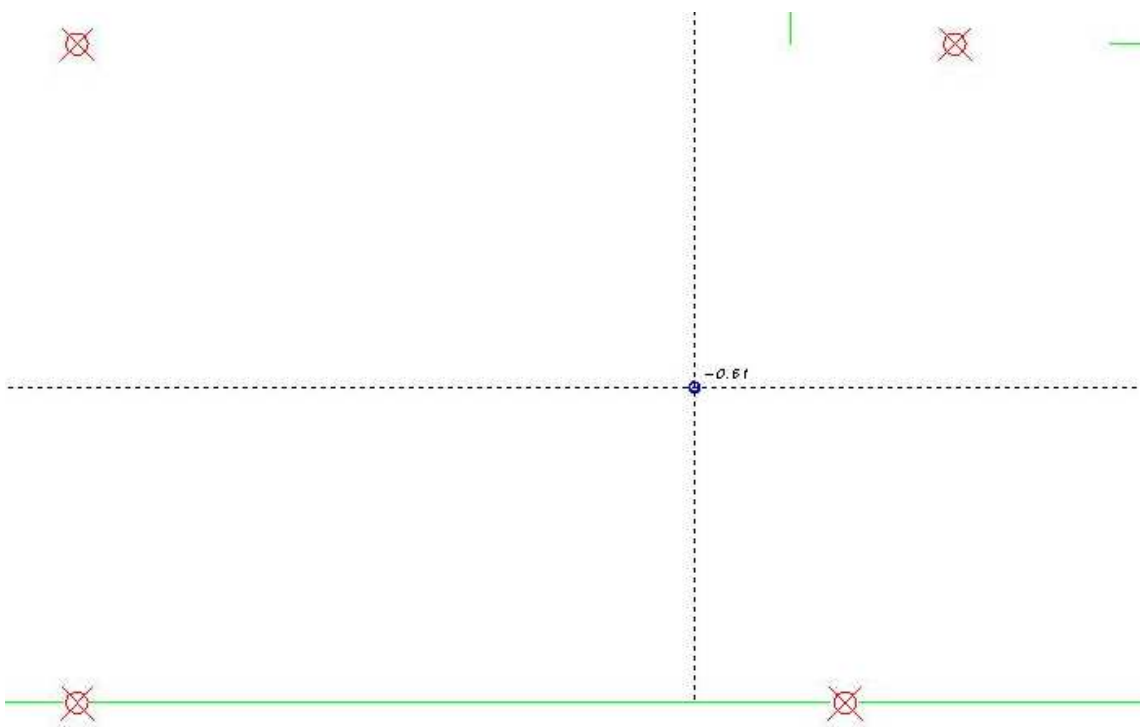


Figura 69 - Deslocamento vertical(cm) da laje lisa na região dos pilares P13, P16, P17 e Parede 2 via Eberick

4.2.3. Reações de Apoio

A Tabela 1 mostra as reações de apoio dos pilares do pavimento tipo.

Quadro de Cargas dos Pilares		
Pilares	Pavimento Tipo	
	NPos (kN)	NNeg
P1	102.58	0.00
P2	240.10	0.00
P3	236.06	0.00
P4	101.28	0.00
P5	211.17	0.00
P6	504.40	0.00
P7	526.31	0.00
P8	223.94	0.00
P9	182.55	0.00
P10	455.04	0.00
P11	145.80	0.00
P12	207.66	0.00
P13	524.44	0.00
P14	142.53	0.00
P15	101.68	0.00
P16	239.98	0.00
P17	267.32	0.00
P18	123.67	0.00
PAREDE 1	411.88	0.00
PAREDE 2	456.01	0.00

Tabela 1 - Lista de reações de apoio dos pilares do pavimento tipo via Eberick

5. Comparação dos Resultados da Análise do Pavimento Tipo

Este item tem como objetivo comparar os resultados encontrados pelas análises do pavimento tipo pelos programas SAP2000 e Eberick.

5.1. Esforços Solicitantes

Os resultados encontrados no item 3.2.1 para o programa SAP2000 e no item 4.2.1 para o programa Eberick, estão exemplificados na Tabela 2.

QUADRO COMPARATIVO DE ESFORÇOS NO ELU					
ESFORÇO	ELEMENTO	POSIÇÃO	RESULTADOS		OBS
			SAP	EBERICK	
V _d	Viga V1(kN)	P3	116,7	162,0	-
	Viga V6(kN)	P5	107,0	155,0	-
M _d	Viga V1(kNm)	P3	-136,6	-152,5	(EBERICK POR ARREDONDAMENTO)
	Viga V6(kNm)	P5	-123,7	-137,0	(EBERICK POR ARREDONDAMENTO)
	Laje Lisa(kNm/m)	P7(em x)	-149,0	-132,2	(SAP POR MÉDIA NA REGIÃO DO APOIO)
		P13(em y)	-161,0	-195,4	(SAP POR MÉDIA NA REGIÃO DO APOIO)

Tabela 2 - Quadro comparativo de esforços no ELU entre SAP2000 e Eberick

Vejamos agora uma avaliação dos resultados apresentados para os dois programas.

- Esforços cortantes das vigas: observa-se qualitativamente que os diagramas possuem a mesma tendência com característica de um carregamento uniformemente distribuído. Mas quantitativamente existem grandes diferenças que alcançam o percentual de 30%. Essa diferença deve ter acontecido devido a uma diferença dos valores dos momentos fletores nas extremidades da viga pelos programas.

- Momento fletor das vigas: observa-se que os diagramas são bem semelhantes, mas diferem nas extremidades das vigas, pois o programa Eberick considera um momento fletor negativo nesta região muito superior ao valor apresentado pelo programa SAP2000. Isto ocorre pois o programa Eberick considera uma rigidez muito elevada na ligação entre o pilar de extremidade e a viga. Já os momentos fletores nos apoios internos são próximos;

- Momento fletor da laje lisa: observa-se qualitativamente que de forma geral o surgimento de momentos fletores negativos nas regiões dos apoios e de momentos positivos nas regiões entre faixas de apoio ocorre nos dois programas. O programa Eberick calcula a laje lisa como grelhas e apresenta um único diagrama de momentos para as direções x e y. Já o programa SAP2000 por realizar a análise da laje lisa como elementos finitos de placa, apresenta os momentos na direção vertical e horizontal separados. Do ponto de vista quantitativo os dois programas divergem, pois pelo programa SAP2000 os apoios dos pilares na laje lisa foram modelados como pontos. Já o programa Eberick materializa a região do pilar, interrompendo as barras das grelhas e adotando barras rígidas.

5.2. Deslocamentos da Estrutura

Os resultados encontrados no item 3.2.2 para o programa SAP2000 e no item 4.2.2 para o programa Eberick, estão mostrados na Tabela 3.

QUADRO COMPARATIVO DE DESLOCAMENTOS NO ELS(mm)				
DESLOCAMENTO	ELEMENTO	POSIÇÃO	RESULTADOS	
			SAP	EBERICK
VERTICAL	Viga V1	ENTRE P2 E P3	-1,1	-2,0
	Viga V6	ENTRE P1 E P5	-1,0	-2,0
	Laje Lisa	ENTRE P13, P16, P17 E PAR. 2	-3,1	-6,1

Tabela 3 - Quadro comparativo de deslocamentos no ELS entre SAP2000 e Eberick

Vejamos agora uma avaliação dos resultados apresentados para os dois programas.

- Deslocamentos nas vigas: observa-se que a tendência dos deslocamentos é a mesma pelos dois programas, contudo os valores do programa Eberick são o dobro em relação ao programa SAP2000. Foi verificado que os resultados apresentados pelo programa Eberick são relativos à flecha elástica das vigas. Considerando os carregamentos e os

vãos das vigas, foram avaliadas de forma sucinta as flechas elásticas teóricas para as vigas, baseadas na resistência dos materiais, apresentadas por SANTOS(2013a). Percebe-se que a flecha elástica teórica é bem próxima da flecha calculada pelo programa SAP2000. Logo o programa Eberick não efetuou de forma satisfatória este cálculo. Por fim o programa Eberick tem uma limitação, pois só apresenta os deslocamentos verticais. Já o programa SAP2000 apresenta deslocamentos e rotações em todas as direções. De qualquer forma os deslocamentos verticais encontrados são aceitáveis, pois o deslocamento máximo seria $7000\text{mm}/250 = 28\text{mm}$, valor bem acima dos deslocamentos encontrados;

- Deslocamentos na laje lisa: observa-se que o programa SAP2000 apresenta de forma mais abrangente os deslocamentos e rotações em todas as direções na laje lisa. Já o programa Eberick apresenta somente deslocamentos verticais e de forma muito sucinta. Em relação ao fator quantitativo, pode-se dizer que o comportamento verificado nos deslocamentos verticais das vigas se repete. Sendo assim a mesma ressalva feita ao programa Eberick anteriormente pode ser acolhida.

5.3. Reações de Apoio

Considerando os resultados encontrados no item 3.2.3 para o programa SAP2000 e no item 4.2.3 para o programa Eberick, podem-se chegar às seguintes avaliações:

- A interpretação das reações pelo programa Eberick é muito mais simples do que pelo programa SAP2000. Isto ocorre, pois o programa SAP2000 apresenta uma tabela com as reações dos nós com restrições à deslocamentos, não existindo uma citação direta de pilar e reação como no programa Eberick;

- O programa Eberick só apresenta as reações verticais dos pilares, enquanto o programa SAP2000 apresenta as reações dos nós em todas as direções com deslocamentos prescritos;
- Considerando a lista de reações relativas ao programa SAP2000 apresentadas na figura 41, pode-se observar que o somatório das reações de apoio horizontais nas duas direções são nulos. Esta constatação garante que nenhuma carga paralela ao plano do pavimento foi aplicada ao modelo;
- O somatório das reações verticais pelos dois programas gera o seguinte resultado:
 - SAP2000: $\sum R_v = 5528,8\text{kN}$;
 - Eberick: $\sum R_v = 5404,4\text{kN}$;

Observa-se que os dois somatórios são próximos, a diferença nos valores deve ser fruto de aproximações numéricas no cálculo do peso próprio da estrutura, que é automática pelos dois programas. Para avaliar esta hipótese foram verificados os somatórios das reações pelos programas só para ação do peso próprio. No caso foi constatado que boa parte da diferença entre somatórios das reações é relativa ao peso próprio. Contudo existem diferenças nos somatórios das reações que são relativas às cargas permanentes adicionais (revestimento e alvenaria) e à sobrecarga.

6. Estabilidade Global da Estrutura

Este item tem como objetivo avaliar a estabilidade global da estrutura do edifício pelo programa SAP2000. É importante ressaltar que o programa Eberick não permite realizar o cálculo que será apresentado, pois não apresenta deslocamentos horizontais.

Segundo o item 11.3.3.4 (NBR6118, 2003) uma estrutura pode ser classificada quanto a estabilidade global de duas formas:

- Estrutura de nós fixos: Corresponde a uma estrutura onde os efeitos de 2º ordem podem ser desprezados;
- Estrutura de nós móveis: Corresponde a uma estrutura onde os efeitos de 2º ordem são consideráveis, sendo necessária a realização de uma análise estrutural considerando os efeitos de não linearidade geométrica e física.

Para se avaliar de forma sucinta se a estrutura está sujeita ou não aos efeitos de 2º ordem, pode-se calcular o parâmetro de instabilidade global da estrutura denominado de α , conforme o item 15.5.2 (NBR6118, 2003):

$$\alpha = L \sqrt{\frac{\sum N_k}{\sum (E_{CS} \cdot I_C)_i}}$$

L	altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo
$\sum N_k$	somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de L) com seu valor característico
$\sum (E_{CS} I_C)_i$	somatório dos valores da rigidez de todos os pilares na direção considerada.
E_{CS}	módulo de elasticidade secante do concreto sendo $E_{CS} = 0,85 \cdot 5600 f_{ck}^{1/2}$ (em MPa)

O valor limite do parâmetro de instabilidade para este edifício vale 0,6. Caso este valor seja ultrapassado a estrutura pode ser considerada de nós móveis.

6.1. Cálculo das Rijeas dos Pilares

O único fator que é desconhecido para o cálculo do parâmetro α seria a rigidez do conjunto de pilares da estrutura. LONGO(2008b) sugere um método de obtenção de uma rigidez equivalente dos pilares. Vejamos o procedimento:

- Aplicar uma carga linear horizontal no topo da estrutura do edifício numa dada direção;
- Avaliar o deslocamento Δ no topo dos pilares da estrutura do edifício na direção de aplicação da carga linear horizontal;
- Supondo que este deslocamento seja igual ao deslocamento de uma pilar equivalente engastado na base e livre no topo, temos que: $E_{cs}I_{c,equiv} = F L^3 / (3 \Delta)$.

Considerando o método acima, foram impostas cargas de 1kN/m no topo da estrutura para as direções x e y, conforme as figuras 70 e 71:

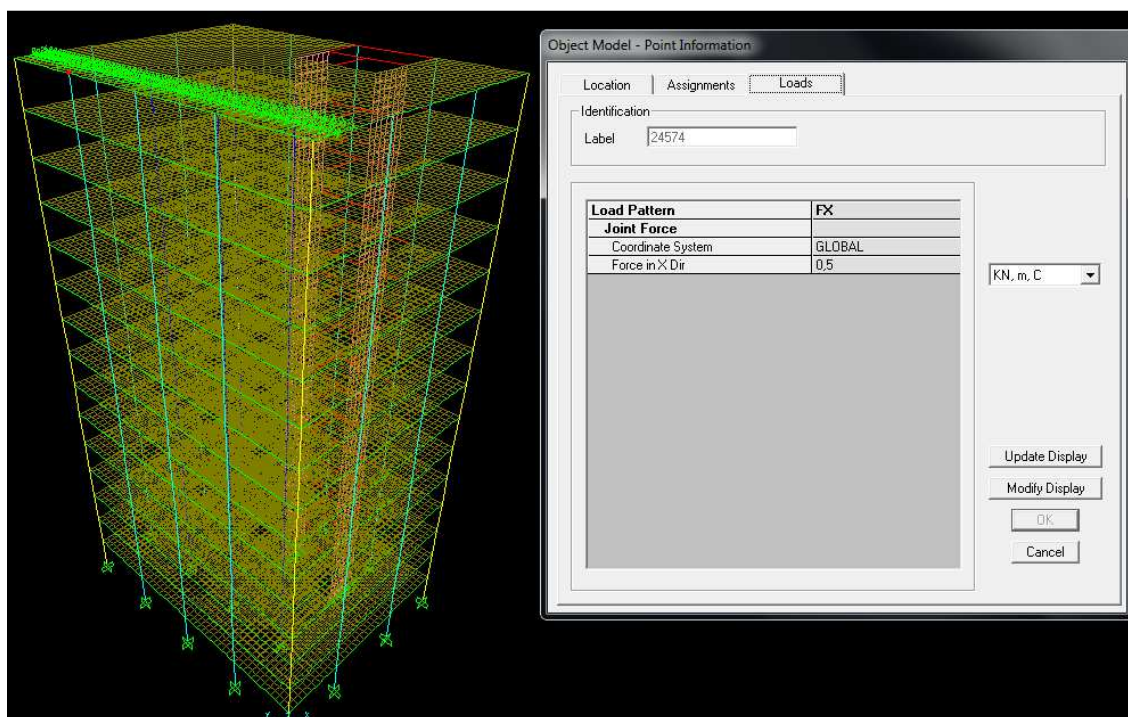


Figura 70 - Força horizontal na direção x aplicada no topo da estrutura

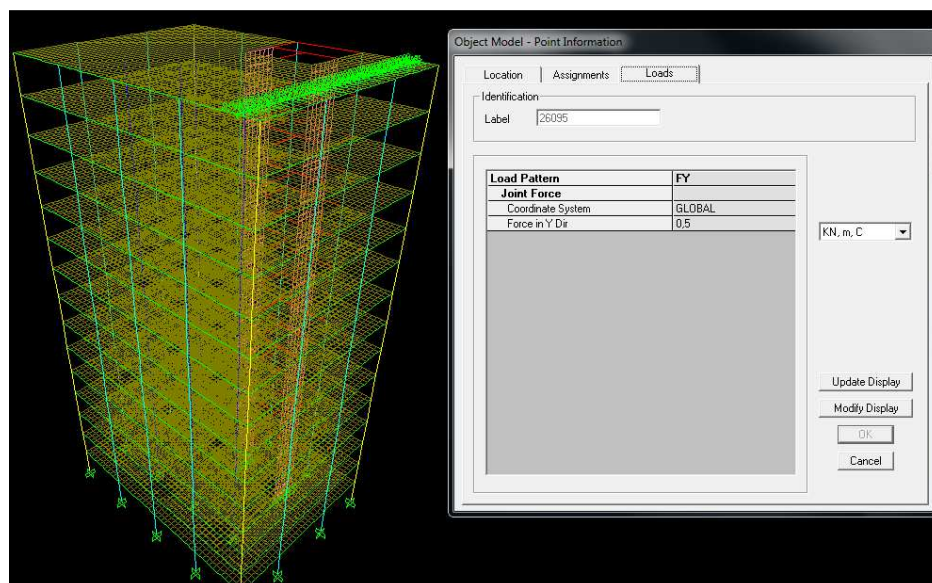


Figura 71 - Força horizontal na direção y aplicada no topo da estrutura

Vejamos agora nas figuras 72 e 73 o deslocamento encontrado devido a aplicação destas forças horizontais:

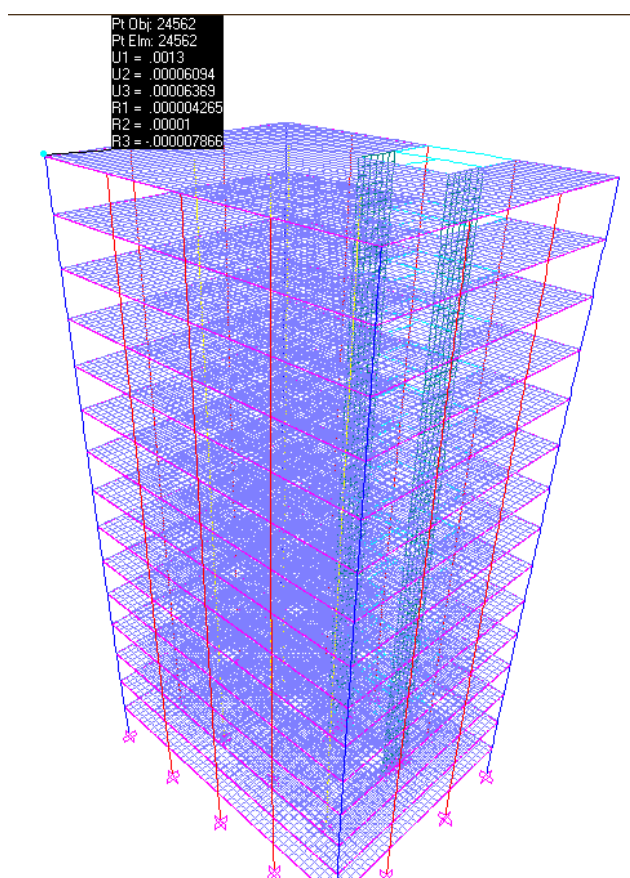


Figura 72 - Deslocamento horizontal(m e rad) no topo dos pilares para força na direção x

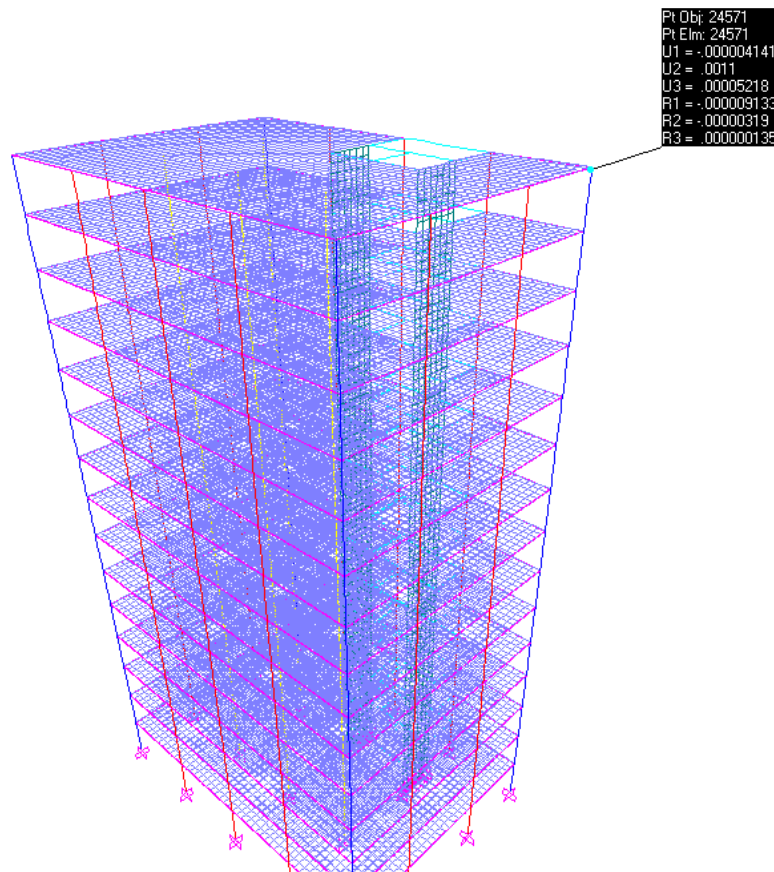


Figura 73 - Deslocamento horizontal (m e rad) no topo dos pilares para força na direção y

Após a avaliação dos deslocamentos no topo dos pilares da estrutura, é possível avaliar as rijeças equivalentes dos pilares para as direções x e y. Vejamos os cálculos abaixo:

$$- E_{cs} I_{c,equiv,x} = (24m \times 1kN/m \times (45m)^3) / (0,0013 \times 3) = 560769230kNm^2;$$

$$- E_{cs} I_{c,equiv,y} = (18m \times 1kN/m \times (45m)^3) / (0,0011 \times 3) = 497045455kNm^2.$$

6.2. Verificação da Estabilidade Global da Estrutura

Conhecidas as rijeças equivalentes dos pilares para as direções x e y é possível agora avaliar os parâmetro de instabilidade nestas duas direções. Vejamos os cálculos abaixo:

$$- \sum N_k = 15 \times 5528,8kN = 82932kN;$$

$$- L = 45m;$$

- $\alpha_x = 45\text{m} \times (82932\text{kN} / 560769230\text{kNm}^2)^{0,5} = 0,55 < 0,6$ - Estrutura com efeitos de 2º ordem desprezíveis na direção x;

- $\alpha_y = 45\text{m} \times (82932\text{kN} / 497045455\text{kNm}^2)^{0,5} = 0,58 < 0,6$ - Estrutura com efeitos de 2º ordem desprezíveis na direção y.

Como as duas direções da estrutura possuem fatores de instabilidade globais menores do que o limite permitido, pode-se dizer que a estrutura não necessita de um modelo com consideração de efeitos de 2º ordem.

É importante ressaltar que caso fosse necessária uma modelagem considerando efeitos de 2º ordem, os dois programas permitem este tipo de análise, tanto para não-linearidade física e geométrica.

7. Ação do Vento pelos dois Programas

Este item tem como objetivo avaliar a ação do vento na estrutura do edifício pelos programas SAP2000 e Eberick.

7.1. Pressão Dinâmica do Vento

A pressão dinâmica do vento na estrutura do edifício depende de alguns fatores, conforme abaixo:

- Velocidade Básica do Vento: considera-se a figura 1 (NBR6123, 1988) que apresenta o mapa de isopletas de velocidade básica do Brasil. Observa-se que como o edifício se localiza na cidade do Rio de Janeiro, a velocidade básica adotada será $V_0 = 35\text{m/s}$;
- Fator Topográfico(S_1): de acordo com o item 5.2 (NBR6123, 1988), irá se adotar terreno plano ou fracamente acidentado. Logo teremos $S_1 = 1$;
- Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno(S_2).

De acordo com o item 5.3 (NBR6123, 1988) temos que:

- Rugosidade do Terreno: Categoria IV, relativo a região urbanizada;
- Dimensões da Edificação: Classe B, dimensões horizontais ou vertical do edifício, entre 20m a 50m de comprimento;
- Altura sobre o terreno: serão adotadas três regiões de atuação do vento: 0m a 15m, 15m a 30m e 30m a 45m.

Como são definidas três regiões de pressão do vento para se avaliar o fator S_2 , temos que:

- região de 0m a 15m: $S_2 = 0,88$;
 - região de 15m a 30m: $S_2 = 0,96$;
 - região de 30m a 45m: $S_2 = 1,02$.
- Fator Estatístico(S_3): de acordo com o item 5.4 (NBR6123, 1988), sendo a edificação comercial, temos que $S_3 = 1$.

No item 4.2 (NBR6123, 1988) está definida a velocidade característica do vento,

$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$. Logo teremos que:

- região de 0m a 15m: $V_k = 35\text{m/s} \times 1 \times 0,88 \times 1 = 30,8\text{m/s}$;
- região de 15m a 30m: $V_k = 35\text{m/s} \times 1 \times 0,96 \times 1 = 33,6\text{m/s}$;
- região de 30m a 45m: $V_k = 35\text{m/s} \times 1 \times 1,02 \times 1 = 35,7\text{m/s}$.

O item 4.2 (NBR6123, 1988) define a pressão dinâmica do vento como $q[\text{N/m}^2]$

$= 0,613V_k^2$. Logo teremos que:

- região de 0m a 15m: $q = 0,613 \times (30,8\text{m/s})^2 = 0,58\text{kN/m}^2$;
- região de 15m a 30m: $q = 0,613 \times (33,6\text{m/s})^2 = 0,69\text{kN/m}^2$;
- região de 30m a 45m: $q = 0,613 \times (35,7\text{m/s})^2 = 0,78\text{kN/m}^2$.

7.2. Coeficiente de Pressão Externa

O coeficiente de pressão externa para uma edificação retangular está definido na tabela 4 (NBR6123, 1988). Vejamos abaixo a avaliação deste coeficiente:

- $a = 24\text{m}$;
- $b = 18\text{m}$;
- $h = 45\text{m}$;
- $a/b = 24\text{m} / 18\text{m} = 1,33$;
- $h/b = 45\text{m} / 18\text{m} = 2,5$;
- Vento a 0° (perpendicular ao lado b): $C_e = +0,8$ e $-0,6$;
- Vento a 90° (perpendicular ao lado a): $C_e = +0,8$ e $-0,6$;

7.3. Coeficiente de Pressão Interna

O coeficiente de pressão interna para uma edificação retangular está descrito no item 6.2 (NBR6123, 1988). Supondo que as quatro faces do edifício tem o mesmo grau de permeabilidade adota-se o fator $C_i = -0,3$.

7.4. Cálculo da Força do Vento

7.4.1. Cálculo via SAP2000

A força do vento será calculada e aplicada no modelo da estrutura da edificação de forma manual. A pressão dinâmica efetiva do vento segundo o item 4.2.1 (NBR6123, 1988) deve ser $\Delta_p = q(C_e - C_i)$. Segundo LONGO(2008a) as pressões de vento podem ser transformadas em cargas lineares horizontais aplicadas nos pavimentos da edificação. Vejamos abaixo este cálculo:

- 1º Pavimento:

- Sobrepressão: $0,58\text{kN/m}^2 \times (+0,8 - (-0,3)) \times 1,5\text{m} = +0,96\text{kN/m}$;

-Sucção: $0,58\text{kN/m}^2 \times (-0,6 - (-0,3)) \times 1,5\text{m} = +0,26\text{kN/m}$;

- 2º ao 5º Pavimento:

- Sobrepressão: $0,58\text{kN/m}^2 \times (+0,8 - (-0,3)) \times 3,0\text{m} = +1,91\text{kN/m}$;

-Sucção: $0,58\text{kN/m}^2 \times (-0,6 - (-0,3)) \times 3,0\text{m} = +0,52\text{kN/m}$;

- 6º ao 10º Pavimento:

- Sobrepressão: $0,69\text{kN/m}^2 \times (+0,8 - (-0,3)) \times 3,0\text{m} = +2,28\text{kN/m}$;

-Sucção: $0,69\text{kN/m}^2 \times (-0,6 - (-0,3)) \times 3,0\text{m} = +0,62\text{kN/m}$;

- 11º ao 14º Pavimento:

- Sobrepressão: $0,78\text{kN/m}^2 \times (+0,8 - (-0,3)) \times 3,0\text{m} = +2,57\text{kN/m}$;

-Sucção: $0,78\text{kN/m}^2 \times (-0,6 - (-0,3)) \times 3,0\text{m} = +0,70\text{kN/m}$;

- 15º Pavimento:

- Sobrepressão: $0,78\text{kN/m}^2 \times (+0,8 - (-0,3)) \times 1,5\text{m} = +1,29\text{kN/m}$;

-Sucção: $0,78\text{kN/m}^2 \times (-0,6 - (-0,3)) \times 1,5\text{m} = +0,35\text{kN/m}$;

Vejamos nas figuras 74 a 76 a aplicação das forças do vento no modelo da estrutura do edifício:

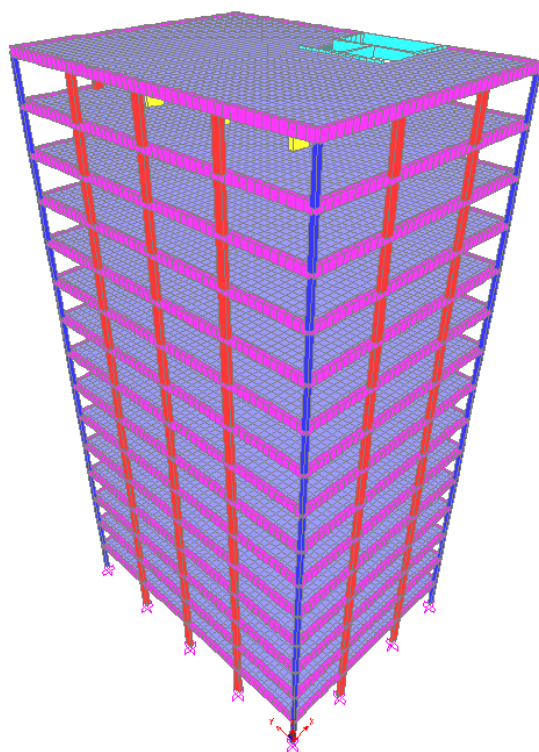


Figura 74 - Estrutura do edifício em 3D via SAP2000

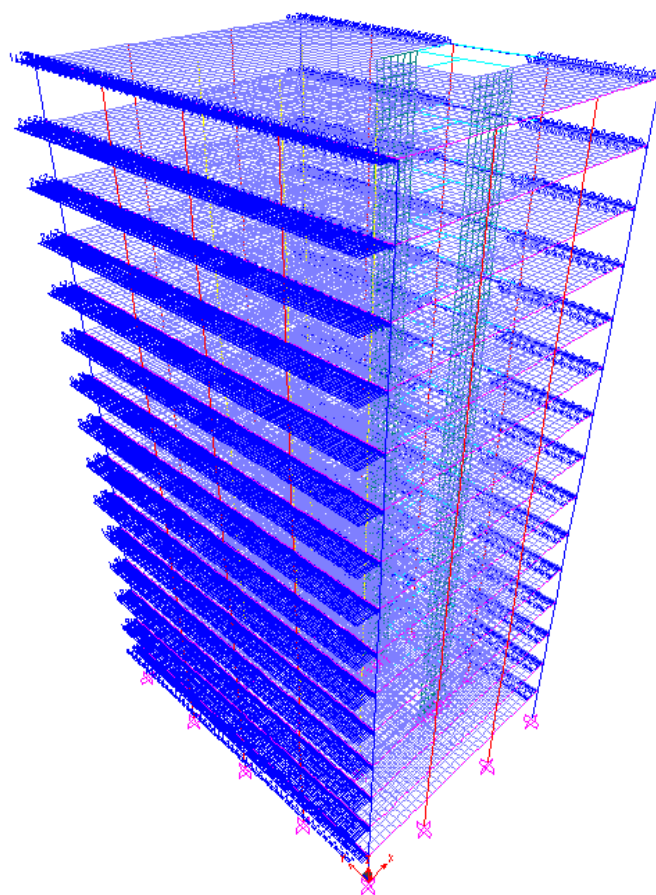


Figura 75 - Força do vento na direção x via SAP2000

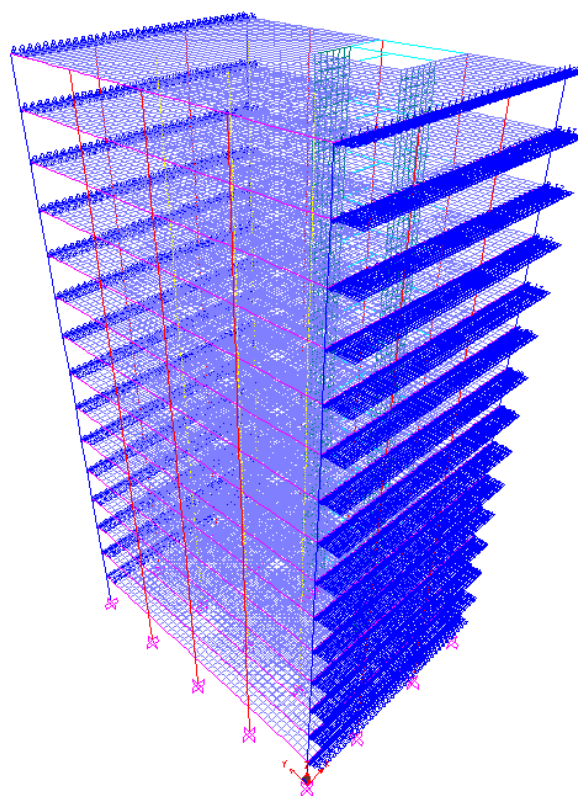


Figura 76 - Força do vento na direção y via SAP2000

Vejamos agora nas figuras 77 e 78 as reações dos pilares para as forças do vento na direção x e y:

Joint Reactions									
File View Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted						Joint Reactions			
	Joint Text	Output Case Text	Case Type Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	3	FX	LinStatic	-3,701	-1,163	-144,07	1,9014	-6,0258	0,0858
	45	FX	LinStatic	-7,363	-1,558	-158,578	2,3599	-11,747	0,1058
	47	FX	LinStatic	-7,816	-7,058	-162,153	13,136	-15,5394	0,3266
	49	FX	LinStatic	-6,415	-6,673	-135,758	12,5608	-13,0778	0,3049
	51	FX	LinStatic	-5,385	-5,826	-154,637	11,5948	-11,0509	0,2912
	74	FX	LinStatic	-31,93	-0,806	-43,422	1,415	-65,9901	0,3306
	75	FX	LinStatic	-68,795	-1,081	-23,867	2,296	-301,8613	0,8758
	76	FX	LinStatic	-55,868	-0,972	-97,998	2,1604	-257,6868	0,8526
	77	FX	LinStatic	-43,951	-1,117	-116,316	2,2861	-216,567	0,8359
	78	FX	LinStatic	-15,42	-0,789	-58,948	1,3669	-33,5413	0,2905
	84	FX	LinStatic	-31,981	0,793	46,567	-1,4569	-66,0804	0,3387
	85	FX	LinStatic	-68,075	1,583	-45,329	-2,8944	-301,1598	0,8884
	86	FX	LinStatic	-14,527	0,287	26,246	-0,8845	-32,6786	0,2886
	90	FX	LinStatic	-7,379	1,596	162,384	-2,4414	-11,7704	0,1093
	91	FX	LinStatic	-8,037	6,783	222,357	-13,2592	-15,7454	0,3358
	92	FX	LinStatic	-10,567	6,552	408,447	-12,8696	-17,1297	0,2097
	93	FX	LinStatic	-8,922	5,201	401,331	-11,1494	-14,5668	0,4165
	94	FX	LinStatic	-3,73	1,472	180,492	-2,2152	-6,048	0,0862
	96	FX	LinStatic	-72,588	0,02	-360,804	-0,2161	-1,6362	0,026
	97	FX	LinStatic	-65,121	-0,158	327,614	-0,1434	-1,4304	-0,0164
	98	FX	LinStatic	-61,062	-0,516	-308,119	0,0206	-1,3648	-0,0058
	99	FX	LinStatic	-55,262	0,577	282,681	-0,4693	-1,1987	-0,06
	102	FX	LinStatic	-45,899	0,393	-465,551	-0,4636	-3,1731	-0,002
	104	FX	LinStatic	-30,071	0,287	-231,061	-0,4536	-1,7621	-0,00008566
	106	FX	LinStatic	-30,506	0,225	-27,875	-0,4258	-2,5186	0,00008639
	108	FX	LinStatic	-27,264	0,199	175,572	-0,3981	-1,6165	0,000322
	110	FX	LinStatic	-41,772	0,208	408,49	-0,3545	-3,1003	0,0018
	147	FX	LinStatic	-36,603	-0,031	-399,106	-0,1287	-2,6144	-0,0005091
	149	FX	LinStatic	-22,154	0,147	-197,542	-0,3079	-1,382	-0,0006896
	151	FX	LinStatic	-22,309	0,242	-21,411	-0,461	-2,0243	-0,0003509
	153	FX	LinStatic	-19,903	0,394	154,976	-0,6302	-1,2612	-0,0003767
	155	FX	LinStatic	-33,463	0,788	355,387	-0,8225	-2,5692	0,0039

Figura 77 - Reações dos pilares para força do vento na direção x via SAP2000

Joint Reactions									
File View Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted				Joint Reactions					
	Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
	3	FY	LinStatic	0,159	-13,928	-148,094	21,9569	0,1601	0,0027
	45	FY	LinStatic	-0,131	-13,923	150,16	21,9496	-0,1113	0,0041
	47	FY	LinStatic	-0,051	-68,189	94,963	130,0028	-0,0146	-0,0038
	49	FY	LinStatic	0,023	-71,061	0,99	132,7115	0,0486	-0,0032
	51	FY	LinStatic	0,096	-68,204	-92,424	130,0262	0,108	-0,0054
	74	FY	LinStatic	-0,406	-18,792	149,883	34,9634	-0,2167	-0,0015
	75	FY	LinStatic	-0,124	-30,453	13,018	62,8807	1,066	-0,0118
	76	FY	LinStatic	0,125	-30,33	-2,354	62,7627	0,926	-0,0195
	77	FY	LinStatic	0,282	-30,468	-14,798	62,9094	0,595	-0,0145
	78	FY	LinStatic	0,518	-18,833	-150,759	35,0167	0,4865	-0,0037
	84	FY	LinStatic	0,651	-18,762	149,122	34,9454	0,8123	-0,0046
	85	FY	LinStatic	0,583	-30,828	41,894	63,2771	1,5871	-0,0105
	86	FY	LinStatic	-0,869	-19,357	-171,614	35,5558	-0,8446	-0,005
	90	FY	LinStatic	0,202	-13,917	147,33	21,9579	0,2266	-0,0061
	91	FY	LinStatic	-0,149	-68,952	104,373	130,8326	-0,1136	-0,0028
	92	FY	LinStatic	0,078	-65,113	-67,916	127,1538	0,111	0,0103
	93	FY	LinStatic	-0,29	-61,886	-10,952	124,1559	-0,2903	0,0217
	94	FY	LinStatic	-0,03	-14,29	-157,139	22,3311	-0,0332	-0,0043
	96	FY	LinStatic	-0,349	-0,095	-1,693	4,5647	0,0009324	-0,5478
	97	FY	LinStatic	0,975	0,09	-4,552	4,4814	0,0288	0,5367
	98	FY	LinStatic	-0,122	-0,14	-0,027	4,5896	-0,0072	-0,5511
	99	FY	LinStatic	0,015	0,161	-0,606	4,4536	-0,0051	0,5329
	102	FY	LinStatic	-0,468	-7,873	-3,266	9,8684	-0,0282	0,0456
	104	FY	LinStatic	-0,128	-5,93	-3,901	9,891	0,0122	0,0035
	106	FY	LinStatic	-0,095	-5,391	-4,745	9,7584	-0,0122	-0,00002392
	108	FY	LinStatic	0,362	-5,877	-5,691	9,8336	0,0313	-0,0037
	110	FY	LinStatic	0,463	-7,722	-7,014	9,7482	0,0104	-0,045
	147	FY	LinStatic	-0,2	-7,921	-0,156	9,9079	0,0018	0,0457
	149	FY	LinStatic	-0,368	-5,954	-0,551	9,9144	-0,0185	0,0035
	151	FY	LinStatic	-0,29	-5,399	-0,941	9,7648	-0,0025	-0,00003549
	153	FY	LinStatic	-0,347	-5,867	-1,228	9,8205	-0,0192	-0,0037
	155	FY	LinStatic	-0,115	-7,674	-1,309	9,7116	0,0016	-0,0448

Figura 78 - Reações dos pilares para força do vento na direção y via SAP2000

7.4.2. Cálculo via Eberick

Para o programa Eberick, a aplicação da força do vento é realizada de forma mais automática, basta que o modelo do edifício esteja completo. Nas configurações do vento os fatores calculados nos itens 7.1 são adotados neste modelo. Pelo o programa Eberick só considera-se o efeito do coeficiente de arrasto. Logo será adotado um valor para este coeficiente que irá equivaler aos coeficientes de pressão externa e interna adotados no cálculo da força do vento pelo programa SAP2000. Vejamos as figuras 79 a 82:

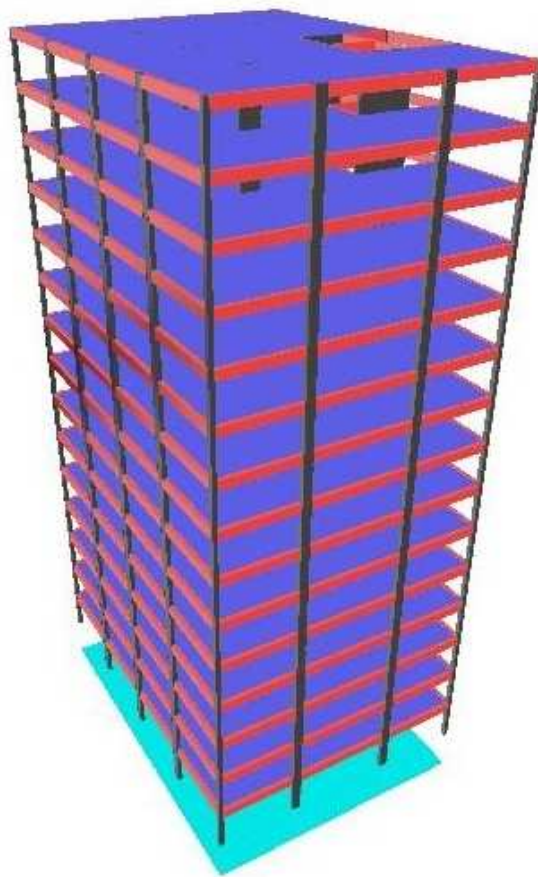


Figura 79 - Estrutura do edifício em 3D via Eberick

Vento

Velocidade m/s

Edificação
 Maior dimensão horizontal ou vertical
 Rugosidade do terreno

Aplicação do Vento
☒ Direção X
☒ Direção Y
 Ângulo °

Topografia
☐ Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento (S1 = 1.1)
☐ Vales profundos, protegidos de todos os ventos (S1 = 0.9)
☒ Demais casos (S1 = 1.0)

Fator Estatístico S3
☐ Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10
☒ Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00
☐ Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

Figura 80 - Configurações da ação do vento via Eberick

Forças devido ao vento

Coeficiente de arrasto

☐ Calcular coeficiente de arrasto automaticamente

Turbulência: Baixa

☐ Adotar valor único para toda a estrutura

☐ Arbitrar altura total acima do solo: 48 m

Forças

	Pavimento	Fachada X (m)	Fachada Y (m)	Nível (m)	S2	Coef. Arrasto X	Coef. Arrasto Y	Força X (kN)	Força Y (kN)	
8	PAVIMENTO	24.00	18.00	24.00	0.93	1.40	1.40	66.62	49.97	▲
9	PAVIMENTO	24.00	18.00	21.00	0.91	1.40	1.40	64.43	48.32	
10	PAVIMENTO	24.00	18.00	18.00	0.90	1.40	1.40	61.98	46.49	
11	PAVIMENTO	24.00	18.00	15.00	0.88	1.40	1.40	59.20	44.40	
12	PAVIMENTO	24.00	18.00	12.00	0.85	1.40	1.40	55.95	41.96	
13	PAVIMENTO	24.00	18.00	9.00	0.82	1.40	1.40	52.00	39.00	
14	PAVIMENTO	24.00	18.00	6.00	0.78	1.40	1.40	46.80	35.10	
15	PAVIMENTO	24.00	18.00	3.00	0.71	1.40	1.40	38.41	28.81	▼

☒ Usar fachadas do croqui Copiar fachadas...

OK Cancelar Ajuda

Figura 81 - Forças do vento do 1° ao 8° pavimento via Eberick

Forças devido ao vento

Coeficiente de arrasto

☐ Calcular coeficiente de arrasto automaticamente

Turbulência: Baixa

☐ Adotar valor único para toda a estrutura

☐ Arbitrar altura total acima do solo: 48 m

Forças

	Pavimento	Fachada X (m)	Fachada Y (m)	Nível (m)	S2	Coef. Arrasto X	Coef. Arrasto Y	Força X (kN)	Força Y (kN)	
1	PAVIMENTO	24.00	18.00	45.00	1.00	1.40	1.40	38.83	29.12	▲
2	PAVIMENTO	24.00	18.00	42.00	1.00	1.40	1.40	76.65	57.49	
3	PAVIMENTO	24.00	18.00	39.00	0.99	1.40	1.40	75.24	56.43	
4	PAVIMENTO	24.00	18.00	36.00	0.98	1.40	1.40	73.75	55.31	
5	PAVIMENTO	24.00	18.00	33.00	0.97	1.40	1.40	72.16	54.12	
6	PAVIMENTO	24.00	18.00	30.00	0.96	1.40	1.40	70.46	52.84	
7	PAVIMENTO	24.00	18.00	27.00	0.94	1.40	1.40	68.62	51.47	
8	PAVIMENTO	24.00	18.00	24.00	0.93	1.40	1.40	66.62	49.97	▼

☒ Usar fachadas do croqui Copiar fachadas...

OK Cancelar Ajuda

Figura 82 - Forças do vento do 8° ao 15° pavimento via Eberick

7.5. Comparação da Ação do Vento entre os Programas

Após ser apresentado o cálculo da ação do vento e de suas forças na estrutura do edifício pelos programas SAP2000 e Eberick. Vejamos que avaliações se obtém desses dados:

- Carga Total do Vento via SAP2000:

$$- \sum F_{vx} = 963,8\text{kN};$$

$$- \sum F_{vy} = 722,8\text{kN}.$$

- Carga Total do Vento via Eberick:

$$- \sum F_{vx} = 961,4\text{kN};$$

$$- \sum F_{vy} = 721,0\text{kN}.$$

Observa-se que a diferença nos somatórios das forças do vento nas duas direções pelos dos programas é bem pequena. Esta diferença é relativa ao fator S_2 , que é adotado de forma distinta nas análises dos dois programas.

8. Verificação das Armaduras calculadas pelo Programa Eberick

O programa Eberick além de realizar a análise da estrutura, permite também efetuar o cálculo e detalhamento dos elementos estruturais de forma automática. Sendo assim, este item tem como objetivo verificar de forma sucinta as armadura encontradas por este programa.

8.1. Verificação das Armaduras de Flexão Simples de Vigas e da Laje Lisa

8.1.1. Método de Cálculo da Flexão Simples para Seção Retangular

Vejamos o procedimento de cálculo de flexão simples de seção retangular para lajes e vigas, que é descrito por SANTOS(2013a):

$$K_{md} = (M_{sd} \gamma_c) / (b_w d^2 f_{ck});$$

M_{sd} : momento fletor solicitante de cálculo;

γ_c : fator de minoração da resistência do concreto armado;

b_w : largura da seção(para lajes considerar largura unitária);

d : altura útil da seção, que é a distância do centro de gravidade das armaduras tracionadas até o bordo comprimido;

f_{ck} = resistência característica do concreto armado;

$K_{md} \leq K_{md,lim}$: elemento não necessita de armadura de compressão(Caso 1);

$K_{md} > K_{md,lim}$: elemento necessita de armadura de compressão(Caso 2);

$K_{md,lim}$: vale 0,272 para $f_{ck} \leq 35\text{MPa}$ e 0,22848 para $f_{ck} > 35\text{MPa}$;

- Caso 1:

$$K_x = (1 - (1 - (2 K_{md} / 0,85)^{0,5})) / 0,8;$$

$$K_z = 1 - 0,4K_x;$$

$$A_s = (M_{sd} \gamma_s) / (K_z d f_{yk});$$

$K_x = x / d$: relação entre a profundidade da linha neutra e a altura útil da seção;

$K_z = z / d$: relação entre o braço de alavanca pela altura útil da seção;

A_s : armadura passiva a ser adotada na região tracionada da seção;

γ_s : fator de minoração da resistência do aço das armaduras passivas;

f_{yk} : resistência característica do aço das armaduras passivas;

- Caso 2:

$$M_{sd} = M_{rd1} + M_{rd2};$$

$$M_{rd1} = (K_{md,lim} b_w d^2 f_{ck}) / \gamma_c;$$

$$M_{rd2} = M_{sd} - M_{rd1};$$

$$K_{md} = K_{md,lim};$$

$K_x = K_{x,lim}$: vale 0,5 para $f_{ck} \leq 35\text{MPa}$ e 0,4 para $f_{ck} > 35\text{MPa}$;

$K_z = K_{z,lim}$: vale 0,8 para $f_{ck} \leq 35\text{MPa}$ e 0,84 para $f_{ck} > 35\text{MPa}$;

$$A_{s1} = (M_{rd1} \gamma_s) / (K_z d f_{yk});$$

$$A_{s2,trac} = (M_{rd2} \gamma_s) / (c f_{yk});$$

$$A_{s2,comp} = (M_{rd2} \gamma_s) / (c f'_{yk});$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2,trac};$$

$$A'_s = A_{s2,comp};$$

M_{rd1} : momento resistente de cálculo que é correspondente à armadura simples e à de compressão do concreto;

M_{rd2} : momento resistente de cálculo que é oriundo da armadura de compressão;

A_{s1} : armadura passiva que absorve o momento M_{rd1} ;

$A_{s2,trac}$: armadura passiva que absorve o momento M_{rd2} na região tracionada da viga;

c : distância entre os centro de gravidade das armaduras tracionadas e comprimidas;

$A_{s2,comp}$: armadura que absorve o momento M_{rd2} na região comprimida da viga;

f'_{yk} : resistência característica do aço das armaduras passivas correspondente à deformação na região comprimida da seção onde se localiza a armadura de compressão;

A'_s : armadura passiva a ser adotada na região comprimida da seção;

$A_{s,min}$: armadura mínima para zona tracionada, representada por um percentual da área da seção de concreto.

8.1.2. Verificação da Armadura de Flexão Simples das Vigas

Neste item será mostrado o exemplo da verificação de uma armadura da viga V1. Vejamos a Figura 83 que apresenta a armadura desta viga detalhada pelo programa Eberick.

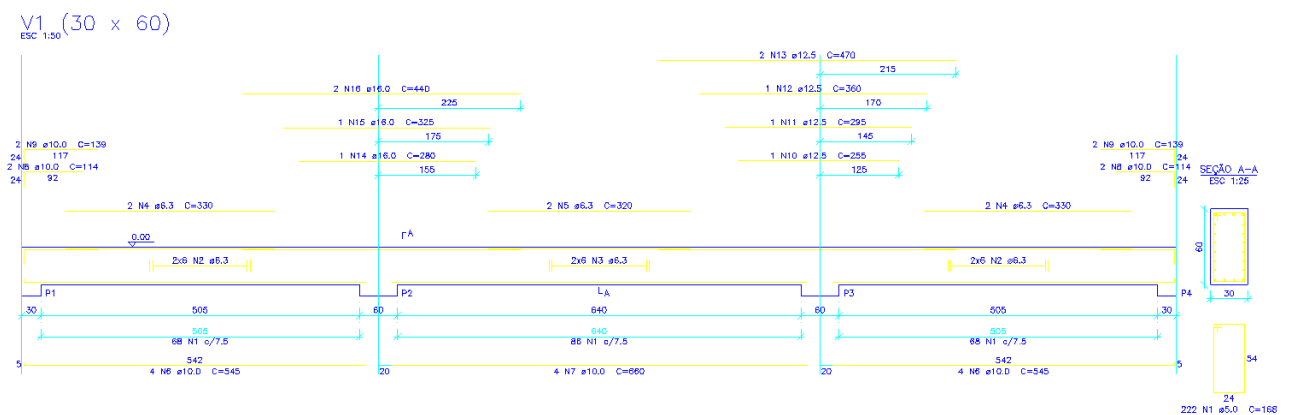


Figura 83 - Detalhamento das armaduras da viga V1 via Eberick

Considerando o momento negativo presente no pilar P3 apresentado no quadro comparativo da Tabela 2, iniciaremos a verificação da armadura superior neste ponto.

$$M_{sd} = 162 \text{ kNm};$$

$$b_w = 0,3 \text{ m};$$

$$d = 0,558 \text{ m (considerando o detalhamento da figura 89);}$$

$$K_{md} = (140 \text{ kNm} \times 1,4) / (0,3 \text{ m} \times (0,558 \text{ m})^2 \times 40000 \text{ kN/m}^2) = 0,0524;$$

$$K_{md,lim} = 0,22848;$$

$$K_{md} < K_{md,lim}: \text{ logo a viga não necessita de armadura de compressão};$$

$$K_x = (1 - (1 - (0,0524 \times 2 / 0,85))^{0,5}) / 0,8 = 0,0796;$$

$$K_z = 1 - 0,4 \times 0,0796 = 0,968;$$

$$A_s = (140 \text{ kNm} \times 1,15) / (0,968 \times 0,558 \text{ m} \times 50 \text{ kN/cm}^2) = 5,96 \text{ cm}^2;$$

$$A_{s,min} = 0,23\% b_w d = 0,23 \times 30\text{cm} \times 60\text{cm} / 100 = 4,14\text{cm}^2;$$

Armação necessária: 5 ϕ 12.5mm, que coincide com a armação apresentada na figura 83.

Logo o cálculo de flexão simples da viga V1 está correto pelo programa Eberick.

8.1.3. Verificação da Armadura de Flexão Simples da Laje Lisa

Neste item será mostrado o exemplo da verificação da armadura de flexão simples na laje lisa. Como referência será utilizado o momento negativo no pilar P13 na direção y. Vejamos a figura 84 que apresenta a armação superior da laje lisa nesta região.

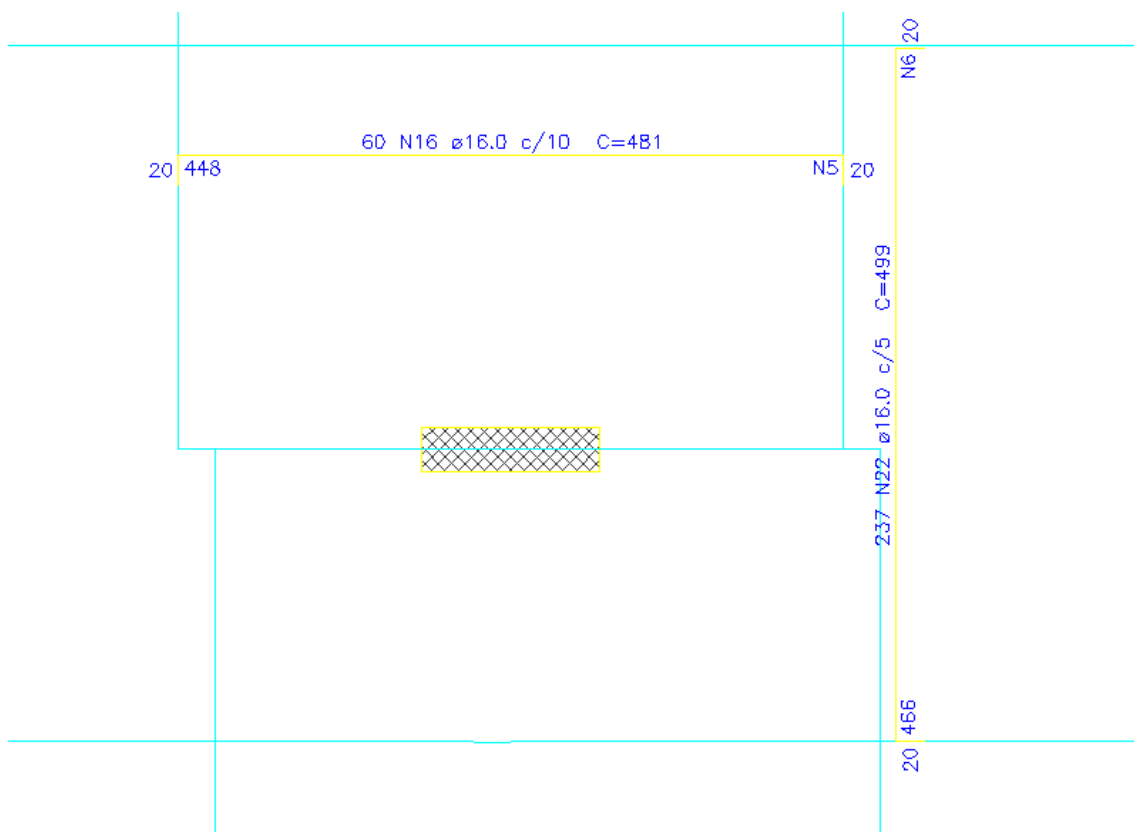


Figura 84 - Detalhamento da armadura superior da laje lisa sobre o pilar P13 via Eberick

Vejamos agora a verificação desta armadura.

$$M_{sd} = 263,4\text{kNm/m};$$

$$b_w = 1,0\text{m};$$

$d = 0,217\text{m}$ (considerando o detalhamento da figura 84);

$$K_{md} = (263,4\text{kNm/m} \times 1,4) / (1,0\text{m} \times (0,217\text{m})^2 \times 40000\text{kN/m}^2) = 0,195;$$

$$K_{md,lim} = 0,22848;$$

$K_{md} < K_{md,lim}$: logo a viga não necessita de armadura de compressão;

$$K_x = (1 - (1 - (0,195 \times 2 / 0,85))^{0,5}) / 0,8 = 0,332;$$

$$K_z = 1 - 0,4 \times 0,332 = 0,867;$$

$$A_s = (263,4\text{kNm/m} \times 1,15) / (0,867 \times 0,217\text{m} \times 50\text{kN/cm}^2) = 32,2\text{cm}^2/\text{m};$$

$$A_{s,min} = 0,23\% b_w d = 0,23 \times 100\text{cm} \times 25\text{cm} / 100 = 5,75\text{cm}^2/\text{m};$$

Armação necessária: $\phi 16,0\text{mm}$ c/5,0cm, que coincide com a armação apresentada na figura 84. Logo o cálculo de flexão simples da laje lisa está correto pelo programa Eberick.

8.2. Verificação dos Estribos das Vigas

8.2.1. Método de Cálculo dos Estribos para Seção Retangular

Vejamos o procedimento de cálculo do cortante para seção retangular considerando o modelo I como referência, descrito por LONGO(2009):

$$V_{rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{ck} b_w d / \gamma_c;$$

$$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck} / 250 \text{ (} f_{ck} \text{ em MPa)};$$

$V_{sd} \leq V_{rd2}$: não existirá ruptura das diagonais comprimidas;

$V_{sd} > V_{rd2}$: existirá ruptura das diagonais comprimidas, a seção deverá ser redimensionada;

$$V_{sd} \leq V_{rd3} = V_{sw} + V_c;$$

$$V_c = V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d;$$

$$f_{ctd} = 0,21 (f_{ck})^{(2/3)} / \gamma_c, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa};$$

$V_{sw} = V_{sd} - V_c$, se $V_{sd} > V_c$. Caso contrário $V_{sw} = 0$;

$$A_{aw/m} = (V_{sw} \gamma_s) / (0,9 d f_{ywk});$$

$$A_{aw/m,min} = 0,2 f_{ctm} b_w / f_{ywk};$$

V_{sd} : força cortante solicitante de cálculo;

V_{rd2} : força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

V_{rd3} : força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal;

V_c : parcela da força cortante absorvida pelo concreto;

f_{ctd} : resistência média de tração do concreto minorada;

V_{sw} : parcela do força cortante absorvida pelas armaduras transversais da seção;

$f_{ywk} = f_{yk}$, quando estribos são adotados;

$A_{aw/m}$: armadura transversal da seção;

$A_{aw/m,min}$: armadura transversal mínima da seção;

$f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{(2/3)}$, com f_{ck} em MPa. (Resistência média de tração do concreto).

8.2.2. Verificação das Armaduras Transversais das Vigas

Neste item será mostrado o exemplo da verificação da armadura de cortante nas vigas. Como referência será utilizado o esforço cortante da viga V1 no pilar P3, apresentado no quadro comparativo da Tabela 2. A figura 83 apresenta a armação transversal da viga V1. Vejamos agora a verificação desta armação.

$$V_{sd} = 162\text{kN};$$

$$b_w = 0,3\text{m};$$

$$d = 0,55\text{m};$$

$$\alpha_{v2} = 1 - 40 / 250 = 0,84;$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times 0,84 \times 40000\text{kN/m}^2 \times 0,3\text{m} \times 0,55\text{m} / 1,4 = 1497\text{kN};$$

$V_{sd} < V_{rd2}$: não ocorrerá a ruptura das diagonais comprimidas de concreto;

$$f_{ctd} = 0,21 (40\text{MPa})^{(2/3)} / 1,4 = 1,754\text{MPa};$$

$$V_c = 0,6 \times 1754\text{kN/m}^2 \times 0,3\text{m} \times 0,55\text{m} = 173,6\text{kN};$$

$V_{sw} = 0$, pois $V_{sd} < V_c$;

$f_{ctm} = 0,3 (40\text{MPa})^{(2/3)} = 3,5\text{MPa}$;

$A_{aw/m} = A_{aw/m,\min} = 0,2 \times 0,3\text{m} \times 3500 \text{ kN/m}^2 / 50\text{kN/cm}^2 = 4,2\text{cm}^2/\text{m}$;

Armação: 2 estribos $\phi 5.0\text{mm}$ c/7,5cm, que coincide com a armação apresentada na figura 83. Logo o cálculo do estribo da viga V1 está correto pelo programa Eberick.

8.3. Verificação das Armaduras de Flexão Composta Oblíqua dos Pilares

8.3.1. Método de Cálculo de Flexão Composta Oblíqua para Seção Retangular

O procedimento de cálculo para a Flexão Composta Oblíqua que é apresentado por SANTOS(2013b) pode ser dividido em duas partes:

- análise dos efeitos locais de 2º ordem em pilares: será apresentado o método do pilar padrão com curvatura aproximada;

- verificação do pilar submetido a flexão composta oblíqua via superfície de resistência: esta avaliação será realizada pelo programa Obliqua 1.0.

Iniciaremos agora a descrição do método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

h : dimensão da seção transversal à direção do momento considerado;

b : dimensão da seção paralela à direção do momento considerado;

N_{sd} : normal solicitante de cálculo;

$M_{sd,x}$: momento fletor solicitante de cálculo na direção x ;

$M_{sd,y}$: momento fletor solicitante de cálculo na direção y ;

$M_{1d,\min} = N_{sd}(0,015 + 0,03h)$: momento mínimo de cálculo para 1º ordem na direção transversal à dimensão h da seção;

l_0 : distância entre o nível do pavimento inferior ao fundo da viga do pavimento superior;

$l_e = \min((l_0 + h_{\text{pilar}}) ; (l_0 + h_{\text{viga}}))$: comprimento equivalente do pilar para a direção transversal à dimensão h ;

$\lambda = (12)^{0,5} l_e / h$: índice de esbeltez da direção da transversal à dimensão h para seção retangular;

$M_{1d} = \max(M_d ; M_{1d,min})$: momento de cálculo para 1º ordem;

$e_1 = | M_a / N_{sd} |$: excentricidade de 1º ordem;

M_a : maior momento em módulo nas extremidades do pilar;

M_b : menor momento em módulo nas extremidades do pilar;

$\alpha_b = 0,6 + 0,4M_b / M_a$, sendo que $0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0$ (caso com pilar biapoiado sem cargas transversais);

$\lambda_1 = (25 + (12,5 e_1 / h)) / \alpha_b$: índice de esbeltez de 1º ordem, sendo que $35 \leq \lambda_1 \leq 90$;

$\lambda > \lambda_1$: o efeito de 2º ordem deve ser considerado para a dada direção;

$\lambda \leq \lambda_1$: o efeito de 2º ordem não necessita ser considerado para a dada direção;

$v = | N_{sd} | \gamma_c / f_{ck}$;

$1/r = 0,005 / (h (v + 0,5)) \leq 0,005 / h$: curvatura na direção transversal à dimensão h da seção;

$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d} + N_{sd} l_e^2 1/r / 10$: momento de cálculo de 2º ordem.

8.3.2. Verificação da Armadura dos Pilares

Será realizada a verificação das armaduras do pilar P7. Vejamos abaixo nas figuras 85 e 86 as informações pertinentes deste pilar no lance inicial do prédio oriundas do programa Eberick.

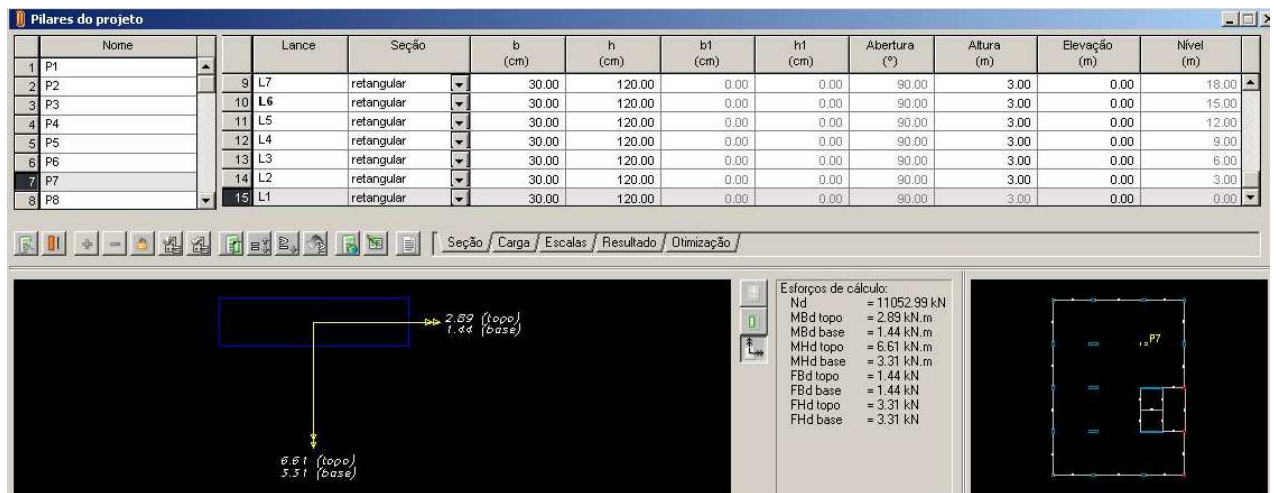


Figura 85 - Esforços solicitantes do pilar P7 no primeiro lance do prédio via Eberick

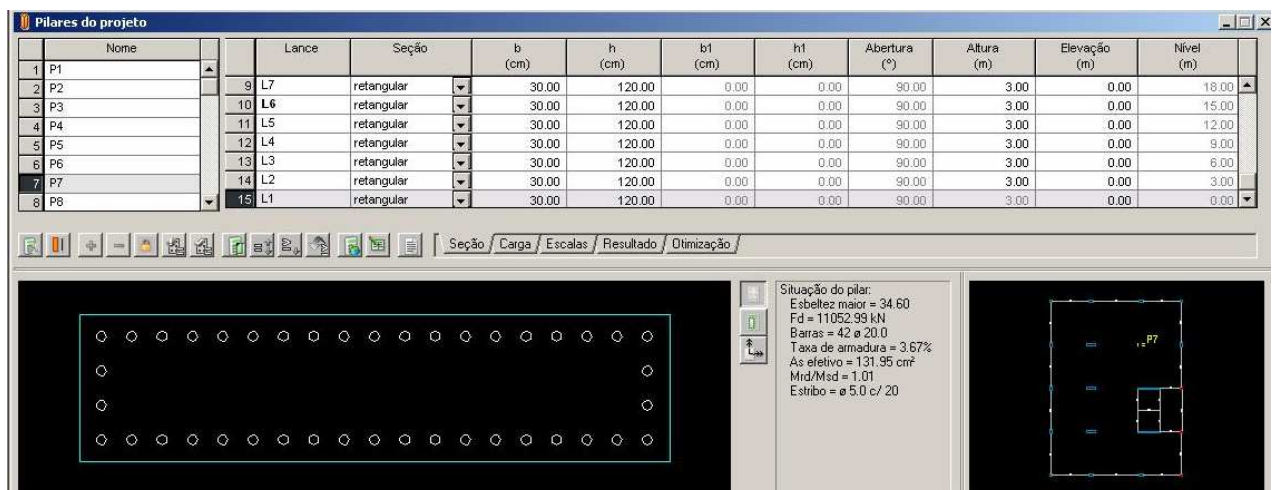


Figura 86 - Armadura adotada para o pilar P7 no primeiro lance do prédio via Eberick

De posse das informações apresentadas acima é possível iniciar a verificação.

$$h_x = b_y = 1,20\text{m};$$

$$h_y = b_x = 0,3\text{m};$$

$$N_{sd} = 11053\text{kN};$$

$$M_{sd,x} = 6,6\text{kNm};$$

$$M_{sd,y} = 2,9\text{kNm};$$

$$M_{ld,x,min} = 11053\text{kN} \times (0,015 + 0,03 \times 1,20\text{m}) = 564\text{kNm};$$

$$M_{1d,y,min} = 11053\text{kN} \times (0,015 + 0,03 \times 0,3\text{m}) = 265\text{kNm};$$

$$l_0 = 3,0\text{m} - 0,6\text{m} = 2,4\text{m};$$

$$l_{ex} = \min(2,40\text{m} + 1,20\text{m}) ; (2,40\text{m} + 0,6\text{m})) = 3,0\text{m};$$

$$l_{ey} = \min(2,40\text{m} + 0,3\text{m}) ; (2,40\text{m} + 0,6\text{m})) = 2,7\text{m};$$

$$\lambda_x = (12)^{0,5} \times 3,0\text{m} / 1,20\text{m} = 8,7;$$

$$\lambda_y = (12)^{0,5} \times 2,7\text{m} / 0,3\text{m} = 31,1;$$

$$M_{1d,x} = \text{máx}(6,7\text{kNm} ; 564\text{kNm}) = 564\text{kNm};$$

$$M_{1d,y} = \text{máx}(2,9\text{kNm} ; 265\text{kNm}) = 265\text{kNm};$$

- Como λ_x e λ_y são inferiores ao limite mínimo de esbeltez que vale 35, não será necessário considerar efeitos locais de segunda ordem no pilar nas direções x e y;

Agora como os esforços finais do pilar P7 já são conhecidos, é necessário introduzir estes dados no programa Oblíqua juntamente com a configuração de armadura que foi apresentada na figura 86. Vejamos esta verificação na figura 87.

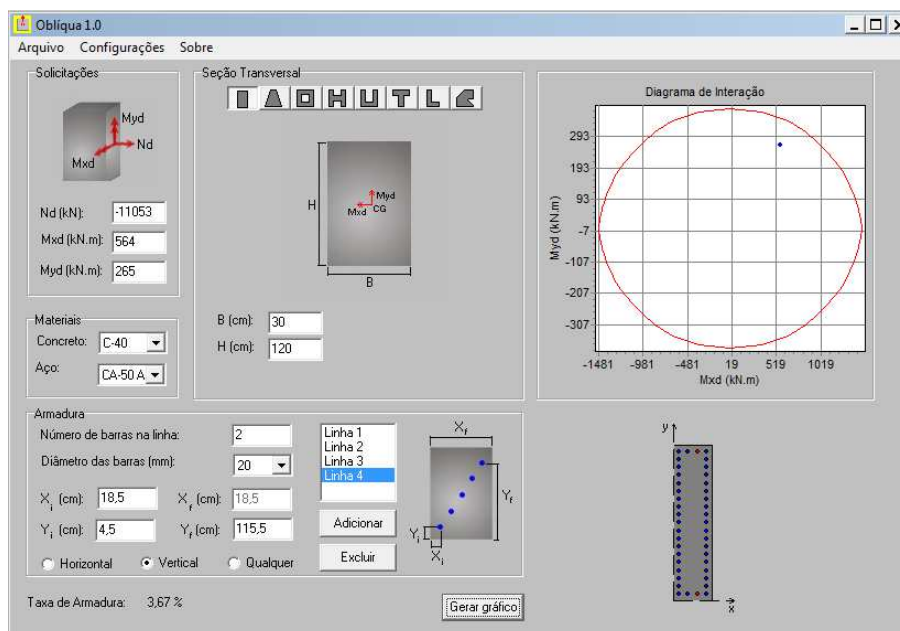


Figura 87 - Verificação do pilar P7 via Oblíqua

Observando a figura 87 fica confirmado que a armadura do pilar P7 adotada pelo programa Eberick está adequada.

9. Conclusão

Este trabalho teve como objetivo principal modelar e analisar uma estrutura por dois programas computacionais distintos, comparando os seus resultados. Estes são os programas SAP2000 v.14.2 e Eberick v.8. A estrutura escolhida neste trabalho foi a de um prédio comercial em concreto armado, com sistema estrutural em laje lisa.

Deve ser observado que o cálculo de uma estrutura pode ser realizado de forma manual, contudo atualmente esta abordagem é pouco utilizada, pois há programas computacionais comerciais que realizam análise e detalhamento dos elementos da estrutura. No entanto, os programas não pensam por si só, necessitam de engenheiros que lhe forneçam informações corretas e coerentes e que saibam interpretar os resultados encontrados. Sendo assim, um passo inicial neste processo é o entendimento da arquitetura e da funcionalidade da edificação. Após este estudo inicial, é fundamental definir o sistema estrutural e o material a ser empregado. Por fim é necessário realizar um pré-dimensionamento, adotando dimensões compatíveis com os vãos e cargas existentes. Este procedimento inicial é de suma importância, pois inibe erros de concepção estrutural e facilita uma futura modelagem e análise por um programa computacional.

O procedimento de elaboração inicial da estrutura foi realizado e descrito neste trabalho no item 2. Lá foi possível observar a execução dos passos descritos acima, sendo definidos o sistema estrutural, o material empregado, a avaliação das cargas atuantes e uma definição das dimensões dos elementos da estrutura.

No item 3 foi apresentada a análise da estrutura do pavimento tipo da edificação pelo programa SAP2000. No caso foi definido o tipo do concreto estrutural, as seções dos elementos, além da inclusão da geometria do modelo estrutural. Depois foram

aplicadas as cargas atuantes no modelo da estrutura. Por último, após a análise estrutural, foram apresentados alguns resultados encontrados pelo programa de forma sucinta.

O item 4 tem o mesmo objetivo descrito no item 3, mas utiliza o programa Eberick. Após a finalização deste item, foi apresentado no item 5 uma descrição dos resultados encontrados pelos dois programas na análise da estrutura do pavimento tipo, juntamente com as comparações pertinentes. Alguns pontos importantes foram observados:

- No programa SAP2000 é possível definir de forma mais abrangente as ações e combinações de carregamentos do que no programa Eberick. Este último já dispõe de combinações automáticas, gerando ao final da análise uma envoltória. Como o objetivo era comparar os programas, foi necessário adotar combinações iguais as adotadas pelo programa SAP2000;

- Na modelagem da laje lisa, os programas utilizaram métodos distintos. Pelo programa SAP2000 foram adotados elementos finitos de placa com dimensões de 50cm x 50cm. No programa Eberick, foram adotadas grelhas com espaçamento de 25cm nas direções x e y. Esta diferença de modelagem influenciou nos resultados, provocando algumas distorções nos momentos fletores da laje lisa. Estas distorções não são pequenas, mas não invalidam nenhuma das duas modelagens;

- Nas vigas, os apoios em pilares são modelados de formas diferentes entre os programas. Para o programa SAP2000, os apoios foram modelados como apoios pontuais. Já para o programa Eberick ele é modelado com a extensão do pilar dentro da viga. Logo, por este último são apresentados dois momentos fletores negativos neste ponto, que devem ser arredondados como foi citado no item 4.2.1. No caso o momento

arredondado destes dois valores é que foi comparado com o resultado pelo programa SAP2000. Os valores entre os programas são próximos;

- Em relação aos deslocamentos, observou-se que o programa SAP2000 é bem geral, pois apresenta para cada nó da estrutura os deslocamentos e rotações existentes. Já o programa Eberick é mais sucinto e objetivo, apresentado somente os deslocamentos verticais dos elementos da estrutura. Em relação a estes valores de deslocamentos verticais, pode-se dizer que o programa Eberick não efetuou de forma satisfatória este cálculo. Sendo o deslocamento vertical pelo programa Eberick duas vezes superior ao pelo programa SAP2000. Contudo ambos estão abaixo dos deslocamentos limites aceitáveis.

No item 6, foi avaliada a estabilidade global da estrutura, considerando como referência o parâmetro de instabilidade global α . Esta avaliação só foi realizada pelo programa SAP2000, pois o programa Eberick não gera resultados suficientes para tal. Foi constatado que os efeitos de 2º ordem não precisam ser considerados nesta estrutura.

No item 7, foi apresentado o cálculo da ação do vento na estrutura do prédio, levando em consideração que este tem 15 pavimentos, e que o pavimento tipo foi utilizado como o pavimento referência do prédio. Foram calculadas as pressões dinâmicas do vento e aplicadas no modelo do programa SAP2000. Já pelo programa Eberick, foi possível configurar alguns parâmetros para a ação do vento. Contudo o fator S_2 não pode ser ajustado, e não existem os fatores de pressão externa e interna. Para considerar estes fatores, foi ajustado um valor no coeficiente de arrasto, o qual existe pelo programa Eberick. Por fim pode-se dizer que as forças do vento pelos programas são muito próximas, e que as diferenças existentes são relativas ao fator S_2 .

O último item deste trabalho teve como objetivo avaliar as armaduras detalhadas pelo programa Eberick para os elementos da estrutura. No caso, esta verificação foi realizada, apresentando os procedimentos de cálculo das armaduras para flexão simples, estribos para cortantes e flexão composta oblíqua para seções retangulares. Também foi utilizado o programa Obliqua 1.0, para verificar a flexão composta oblíqua dos pilares. Por fim foi observado que as armaduras adotadas pelo programa Eberick estavam compatíveis.

Para finalizar esta conclusão, serão citados alguns pontos importantes que foram observados:

- Um estudo inicial de qualquer estrutura é fundamental para uma boa elaboração de um projeto estrutural, independentemente da ferramenta computacional adotada no decorrer do processo;

- O programa SAP2000 tem um cunho extremamente geral com relação à análise de estruturas. Contudo a modelagem de uma estrutura predial, como exemplificado, pode se tornar um pouco mais trabalhosa, requerendo maiores cuidados do engenheiro neste momento. Entretanto, os resultados apresentados pela análise com o programa SAP2000 são extremamente confiáveis e com boa versatilidade de observação;

- O programa Eberick tem como objetivo principal a modelagem de edifícios em concreto armado. Logo existem maiores facilidades para a definição do modelo estrutural, aplicação de cargas na estrutura e cálculo da ação do vento. Contudo por ser um programa voltado para estruturas prediais, não fornece tantos resultados como o programa SAP2000, pois alguns destes tem pouca relevância para este tipo de estrutura. Mas uma grande vantagem deste programa é realizar de forma satisfatória, como já foi demonstrado, o detalhamento das armaduras dos elementos estruturais. Este fato é muito relevante, pois acelera o projeto estrutural. Entretanto não se deve aceitar

cegamente o que for apresentado, antes deve ser feita uma verificação cuidadosa do detalhamento das armaduras gerado pelo programa.

Bibliografia

ABNT, **NBR-6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**, 2003.

ABNT, **NBR-6120 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações**, 1980.

ABNT, **NBR-6123 – Forças devidas ao Vento em Edificações**, 1988.

AltoQi, **Eberick Versão V8 Gold Next**, 2013.

AutoDesk, **AutoCad2010**, 2010.

Computers and Structures, Inc., **SAP2000 14.1, Structural Analysis Program**, 2009.

LONGO, H. I., **Ação do Vento em Estruturas de Edificações**. Apostila da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, 2008.

LONGO, H. I., **Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Edificações**. Apostila da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, 2008.

LONGO, H. I., **Lajes Cogumelo**. Apostila da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, 2008.

LONGO, H. I., **Pré-dimensionamento das Estruturas de Edificações**. Apostila da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, 2008.

LONGO, H. I., **Utilização do Computador no Projeto de Estruturas**. Apostila da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, 2008.

LONGO, H. I., **Armaduras Transversais em Vigas de Edifícios**. Apostila da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, 2009.

LONGO, H. I., **Dimensionamento de Lajes ao Puncionamento**. Apostila da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, 2012.

SANTOS, S. H. C., **Concreto Armado 1**. Apostila da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Estruturas, 2013.

SANTOS, S. H. C., **Concreto Armado 3**. Apostila da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Estruturas, 2013.

UFPR, CESEC, **Oblíqua 1.0**, <http://www.cesec.ufpr.br/concretoarmado/>, 2001.