

**PROJETO DE DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL NO
MUNICÍPIO DE CAMPOS DOS GOYTACAZES**

GABRIEL RIBEIRO DE MÉLO PEREIRA LIMA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
JULHO – 2008

**PROJETO DE DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL NO
MUNICÍPIO DE CAMPOS DOS GOYTACAZES**

GABRIEL RIBEIRO DE MÉLO PEREIRA LIMA

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. Sergio Luis González Garcia

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
JULHO – 2008

**PROJETO DE DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL NO
MUNICÍPIO DE CAMPOS DOS GOYTACAZES**

GABRIEL RIBEIRO DE MÉLO PEREIRA LIMA

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovada em 8 de Julho de 2008.

Comissão Examinadora:

Engº Francisco Alves (M.Sc., Estruturas)

Prof. Vânia José Karam (D.Sc., Estruturas) – UENF

Prof. Sergio Luis González Garcia (Orientador, D.Sc., Estruturas) – UENF

DEDICATÓRIA

Dedico o presente trabalho à minha mãe Véra Lúcia Ribeiro de Mélo pelo apoio incondicional, aos meus irmãos Miro Ribeiro Melo e Lucas Ribeiro de Melo companheiros dessa jornada. Também gostaria de dedicar esta vitória aos meus tios Mayrce de Melo Teixeira e Ricardo Paes Teixeira por terem me abrigado e me orientado como verdadeiros pais.

Dedico também a todos os meus familiares, e são muitos, que me apóiam e estão sempre ao meu lado, e a todos os meus amigos dessa maravilhosa turma, em especial ao amigo Jair pelo companheirismo ao final dessa caminhada.

Não poderia deixar de agradecer o apoio dos professores e funcionários, que ao longo desse tempo se tornaram a minha segunda família.

Gabriel Ribeiro de Mélo Pereira Lima

AGRADECIMENTOS

Acima de tudo agradeço a Deus, e em seguida agradeço a família que sempre será o meu alicerce seguro, me dando força e esperança nos momentos de adversidades e enchendo de alegria e paz nos momentos de felicidade.

Quero também demonstrar o agradecimento ao orientador Sergio Luis González Garcia pelo incentivo, apoio e tempo despendido auxiliando na elaboração desse projeto.

Gostaria de agradecer a todos os amigos feitos durante esses anos de estudos e que contribuíram para que essa etapa da minha vida pudesse se concretizar.

De forma geral, agradeço a todos que de forma direta ou indireta me ajudaram a concluir este trabalho.

A todos o mais sincero muito obrigado.

SUMÁRIO

Resumo.....	x
Lista de Figuras	xi
Lista de Tabelas.....	xiii
Lista de Abreviaturas, Siglas, Símbolos, Sinais e Unidades.....	xiv
1. Introdução.....	1
1.1. Objetivo.....	1
1.2. Justificativa.....	1
1.3. Metodologia.....	1
2. Edifício Residencial.....	4
2.1. Localização.....	4
2.2. Composição.....	4
3. Projeto Estrutural do Edifício Residencial.....	5
3.1. Considerações Iniciais.....	5
3.2. Lançamento da Estrutura.....	5
4. Dimensionamento Manual da Estrutura.....	6
4.1. Lajes.....	6
4.1.1. Pré-dimensionamento.....	6
4.1.2. Cargas Consideradas segundo a NBR-6120:1980.....	7
4.1.2.1. Carga Permanente (g).....	7
4.1.2.1.1. Peso Próprio(g_1).....	7
4.1.2.1.2. Revestimento(g_2).....	7
4.1.2.2. Carga Acidental(q).....	8
4.1.2.2.1. Sobrecarga de Utilização(q_1).....	8
4.1.2.2.2. Sobrecarga de Alvenaria(q_2).....	8
4.1.2.3. Carga de Projeto(p).....	8
4.1.2.3.1. Carga de Projeto - Térreo(p).....	9
4.1.2.3.2. Carga de Projeto – Tipo(p).....	9
4.1.2.3.3. Carga de Projeto – Cobertura.....	10

4.1.3. Classificação Quanto à Forma de Trabalho.....	11
4.1.4. Condições de Apoio das Lajes.....	13
4.1.4.1. Lajes Armadas em Duas Direções.....	13
4.1.4.1.1. Cálculo dos Momentos para Lajes Armadas em Duas Direções.....	14
4.1.4.2. Lajes Armadas em Uma Direção.....	14
4.1.4.2.1. Cálculo dos Momentos para Lajes Armadas em Uma Direção.....	15
4.1.5. Correção dos Momentos Fletores.....	17
4.1.6. Dimensionamento das Seções.....	18
4.1.6.1. Determinação da Altura Efetiva da Laje.....	18
4.1.6.2. Domínio de Trabalho.....	19
4.1.6.3. Cálculo das Armaduras.....	19
4.1.6.4. Espaçamentos.....	20
4.1.6.5. Bitolas das Barras.....	20
4.1.6.6. Detalhamento da Armadura de Flexão.....	21
4.1.6.6.1. Armaduras Positivas.....	21
4.1.6.6.2. Armaduras Negativas.....	21
4.1.7. Estado Limite de Serviço (Cálculo das Flechas).....	21
4.1.7.1. Carregamento Quase Permanente.....	22
4.1.7.2. Flecha Final.....	22
4.1.7.3. Flecha Inicial.....	22
4.1.7.4. Flecha Admissível.....	23
4.2. Vigas.....	24
4.2.1. Pré-dimensionamento.....	24
4.2.2. Cargas Consideradas.....	24
4.2.2.1. Peso Próprio.....	25
4.2.2.2. Alvenarias.....	25
4.2.2.3. Ações das Lajes.....	25
4.2.2.3.1. Reações nas Direções x e y nas Vigas com Bordas Simplesmente Apoiadas.....	25

4.2.2.3.2.Reações nas Direções x e y nas Vigas em Bordas Engastadas.....	26
4.2.2.4.Carga de Projeto.....	26
4.2.3.Cálculo dos Esforços.....	26
4.2.4.Dimensionamento da Armadura Longitudinal.....	27
4.2.4.1.Altura Útil da Viga.....	27
4.2.4.2.Domínio de Trabalho.....	27
4.2.4.3.Cálculo da Armadura.....	28
4.2.4.4.Bitolas das Barras.....	29
4.2.4.5.Detalhamento da Armadura Longitudinal.....	29
4.2.4.6.Escalonamento.....	29
4.2.4.6.1.Momento de Engastamento Elástico.....	29
4.2.4.6.2.Deslocamento do Diagrama.....	30
4.2.4.6.3.Comprimento de Ancoragem.....	31
4.2.5.Dimensionamento da Armadura Transversal.....	34
4.2.5.1.Modelo de Cálculo II.....	34
4.2.5.2.Verificação da Biela Comprimida.....	35
4.2.5.3.Cálculo da Armadura Transversal.....	35
4.2.5.3.1.Cálculo de V_{sd}	35
4.2.5.3.2.Cálculo de V_c	36
4.2.5.3.3.Cálculo de A_s	36
4.2.5.3.4.Detalhamento dos Estribos.....	37
4.2.5.3.5.Espaçamento Longitudinal Mínimo e Máximo.....	37
4.2.5.3.6.Número de Ramos dos Estribos.....	37
4.2.6.Estado Limite de Serviço (Cálculo das Flechas).....	37
4.2.6.1.Momento da Seção Crítica (Momento de Serviço Atuante).....	38
4.2.6.2.Momento de Fissuração.....	41
4.2.6.3.Definição do Estádio de Trabalho.....	42
4.2.6.3.1.Relação entre os Módulos de Elasticidade.....	42
4.2.6.3.2.Posição da Linha Neutra no Estádio II.....	42
4.2.6.3.3.Momento de Inércia no Estádio II.....	42

4.2.6.3.4. Rigidez Equivalente.....	43
4.2.6.3.5. Inércia Equivalente.....	43
4.2.6.4. Flecha Inicial.....	43
4.2.6.5. Flecha Diferida.....	44
4.2.6.6. Verificação das Flechas.....	44
4.3. Pilares.....	46
4.3.1. Carregamento a ser Considerado.....	46
4.3.1.1. Carga de Projeto.....	46
4.3.2. Comprimento Equivalente.....	47
4.3.3. Raio de Giração.....	47
4.3.4. Índice de Esbeltez.....	48
4.3.5. Classificação dos Pilares Quanto às Solicitações Iniciais.....	48
4.3.6. Classificação Quanto a Esbeltez.....	49
4.3.7. Excentricidade de Primeira Ordem.....	49
4.3.7.1. Excentricidade Acidental.....	49
4.3.7.2. Excentricidade Mínima.....	50
4.3.8. Esbeltez Limite.....	50
4.3.9. Excentricidade de 2º ordem.....	51
4.3.9.1. Método da Curvatura Aproximada.....	51
4.3.10. Dimensionamento da Armadura Longitudinal.....	52
4.3.11. Dimensionamento da Armadura Transversal.....	53
4.4. Fundações.....	54
4.4.1. Dimensionamento.....	54
4.4.1.1. Projeto Geométrico.....	55
4.4.1.2. Verificação das Tensões no Concreto.....	56
4.4.1.3. Cálculo das Armaduras.....	57
4.4.1.3.1. Armadura na Direção x.....	57
4.4.1.3.2. Armadura na Direção y.....	58
4.5. Escadas.....	59
4.5.1. Cargas nas Escadas.....	59
4.5.1.1. Peso Próprio.....	60

4.5.1.2. Revestimento.....	60
4.5.1.3. Carga Acidental (parapeito – q_1).....	61
4.5.1.4. Cargas Totais.....	61
4.5.1.4.1. Cargas Totais nos Patamares (p_1).....	61
4.5.1.4.2. Cargas Totais nos Trechos Inclinação (p_2).....	62
4.5.1.5. Distribuição das Cargas ao Longo dos Trechos Inclinação.....	62
4.5.2. Representação das Cargas e dos Diagramas em cada Lance da Escada.....	62
4.5.3. Dimensionamento das Armaduras.....	65
4.5.3.1. Armadura Longitudinal.....	65
4.5.3.2. Armadura de Distribuição.....	67
4.5.3.3. Ancoragem nos Apoios e na Armadura Longitudinal.....	67
4.5.4. Detalhamento das Armaduras.....	69
4.5.5. Viga da Escada.....	69
4.5.5.1. Cargas Atuantes na Viga.....	69
5. Conclusão.....	71
Bibliografia.....	72
Anexos.....	73
Anexo I – Tabelas com os Momentos Corrigidos de todas as Seções.....	74
Anexo II – Tabelas com o Dimensionamento das Lajes.....	79
Anexo III – Tabelas com as Flechas das Lajes.....	83
Anexo IV – Detalhamentos das Armaduras Positivas e Negativas das Lajes (Térreo, Tipo e Cobertura).....	85
Detalhamento da Viga – V9 (cobertura);	
Detalhamento do Pilar – P16 (térreo);	
Detalhamento da Sapata – S16;	
Detalhamento da Escada.	
Anexo V – Cálculo dos Esforços das Vigas (Térreo, Tipo e Cobertura).....	86
Anexo VI – Cálculo das Armaduras Longitudinais das Vigas (Térreo, Tipo e Cobertura).....	106

Anexo VII – Cálculo das Armaduras Transversais das Vigas (Térreo, Tipo e Cobertura).....	111
Anexo VIII – Cálculo das Flechas Vigas (Térreo, Tipo e Cobertura).....	115
Anexo IX – Tabela com o Cálculo dos Pilares Intermediários (Térreo, Tipo e Cobertura).....	118
Anexo X – Ensaio de Penetração (SPT).....	125
Anexo XI – Determinação das Cargas das Lajes para Esquema de Cálculo das Vigas.....	127
Anexo XII – Carregamento Quase Permanente para o Cálculo das Flechas nas Lajes.....	129
Anexo XIII – Tabela de Dimensionamento da Escada.....	141
Anexo XIV – Seções para o Dimensionamento das Lajes.....	145

RESUMO

Este trabalho tem por objetivo analisar e dimensionar os elementos da superestrutura e da infra-estrutura de um edifício residencial situado no município de Campos dos Goytacazes.

Foi feito um dimensionamento manual no ELU (Estado Limite Último) dos elementos estruturais do edifício, tais como lajes, vigas, pilares, escada e sapata, apresentando seus respectivos desenhos e verificação no ELS (Estado Limite de Serviço).

O edifício residencial será projetado em estrutura de concreto armado, por apresentar algumas vantagens construtivas, assim como ser moldável, apresentar boa resistência à maioria das solicitações e apresentar baixo custo de materiais (água, agregados graúdos e miúdos).

Como resultado da realização deste projeto foi apresentado um memorial descritivo e um memorial de cálculo de todo o processo de análise e dimensionamento estrutural, incluindo plantas, cortes, vistas e todo tipo de detalhamento que seja necessário para o entendimento deste trabalho, tais como: detalhamento de vigas, lajes, pilares, e sapatas.

PALAVRAS CHAVE: Concreto armado; Estrutura; Edificação; Projeto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 4.1 – Convenção para Condições de Apoio.....	13
Figura 4.2 – Condições de Apoio para Lajes Armadas em Duas Direções.....	13
Figura 4.3 – Condições de Apoio para Lajes Armadas em Uma Direção.....	14
Figura 4.4 – Seção Transversal para Cálculos das Armaduras.....	18
Figura 4.5 – Esquema Estrutural – Viga 9 (Cobertura).....	26
Figura 4.6 – Reações de Apoio – Viga 9 (Cobertura).....	26
Figura 4.7 – Diagrama de Momento Fletor (kNm) – Viga 9.....	27
Figura 4.8 – Diagrama de Esforço Cortante (kN) – Viga 9.....	27
Figura 4.9 – Diagrama de Momento Fletor (Engastamento Perfeito) – Viga 9.....	30
Figura 4.10 – Representação do Deslocamento a_1 no Diagrama de Momento Fletor.....	31
Figura 4.11 – Escalonamento da Viga 9.....	34
Figura 4.12 – Esquema Estrutural com o Carregamento Quase Permanente Viga 16 (Tipo).....	41
Figura 4.13 – Diagrama de Momento Fletor Mostrando o Momento de Serviço Atuante na Viga 16 (Tipo).....	41
Figura 4.14 – Deformada da Viga 16 (Tipo).....	43
Figura 4.15 – Comprimento Equivalente.....	47
Figura 4.16 – Classificação dos Pilares Quanto as Solicitações Iniciais.....	49
Figura 4.17 – Dimensões Adotadas para Sapata 16.....	55
Figura 4.18 – Detalhamento da Sapata 16.....	58
Figura 4.19 – Dimensões Adotadas para o Dimensionamento da Escada.....	59
Figura 4.20 – Altura Média da Escada.....	60

Figura 4.21 – Ações Definidas pela NBR-6120:1980, Parapeitos.....	61
Figura 4.22 – Esquema de Cálculo da Escada Inicialmente.....	63
Figura 4.23 – Diagrama de Momento Fletor da Escada Inicialmente.....	63
Figura 4.24 – Esquema de Cálculo da Escada Adotado.....	64
Figura 4.25 – Diagrama de Momento Fletor da Escada Adotado.....	64
Figura 4.26 – Diagrama de Esforço Cortante da Escada Adotado.....	65
Figura 4.27 – Esquema de da Viga da Escada.....	70
Figura 4.28 – Diagrama de Momento Fletor da Viga da Escada.....	70
Figura 4.29 – Diagrama de Esforço Cortante da Viga da Escada.....	70
Figura 4.28 – Diagrama de Momento Fletor da Viga da Escada.....	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Classificação das Lajes Quanto à Forma de Trabalho.....	11
Tabela 4.2 - Determinação dos Coeficientes e Momentos Fletores (Térreo).....	16
Tabela 4.3 - Determinação dos Coeficientes e Momentos Fletores (Tipo).....	16
Tabela 4.4 - Determinação dos Coeficientes e Momentos Fletores (Cobertura).....	17
Tabela 4.5 - Correção dos momentos Fletores (Térreo).....	18
Tabela 4.6 - Fator de Redução para as Ações Variáveis.....	23
Tabela 4.7 - Cálculo das Reações Quase Permanentes (Térreo).....	38
Tabela 4.8 - Cálculo das Reações Quase Permanentes (Tipo).....	39
Tabela 4.9 - Cálculo das Reações Quase Permanentes (Cobertura).....	40
Tabela 4.10 - Valores de ξ (Tabela 17.1 da NBR – 6118/2003).....	44

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

α - Ângulo

γ_c - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

- peso específico do concreto

γ_t - Coeficiente de ponderação das ações

λ - Índice de esbeltez

ρ - Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração

ρ_{\min} - Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares

ϕ - Diâmetro das barras da armadura

ν - Coeficiente de Poisson

φ - Coeficiente de fluência

a - Distância ou dimensão

- Menor dimensão de um retângulo

A - Área da seção cheia

A_c - Área da seção transversal de concreto

A_s - Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

A'_s - Área da seção da armadura longitudinal de compressão

b - Largura

b_w - Largura da alma de uma viga

c - Cobrimento da armadura em relação à face do elemento

cm -centímetro, referente a 10^{-2} m

cm² - centímetro quadrado, referente a 10^{-4} m²

d - Altura útil

- Dimensão ou distância

D - rigidez à flexão da laje

e - Excentricidade de cálculo oriunda dos esforços solicitantes M_{sd} e N_{sd}

E - Módulo de elasticidade

(EI) - Rigidez à flexão da viga

f - Resistência

g - Carga permanente

F - Força

h - Altura

- Dimensão

i - Raio de giração mínimo da seção bruta de concreto da peça analisada

I_c - Momento de inércia da seção de concreto

kN - Quilonewton, referente a 10^3N

l - Comprimento

- Vão

m - metro

m^2 - metro quadrado

M - Momento fletor

Mpa - Megapascal, referente a 10^6 Pa

N_d - Força normal de cálculo

N_{Sd} - Força normal solicitante de cálculo

NBR - Norma Brasileira

Pa - Pascal, referente a N/m^2

q - Carga acidental

s - Espaçamento das barras da armadura

t - Tempo

x - Altura da linha neutra

z - Braço de alavanca

CAPITULO I – INTRODUÇÃO

1.1 – Objetivo

Dimensionamento estrutural de um Edifício Residencial, composto por (3) três pavimentos, visando o correto dimensionamento do mesmo, dentro das normas NBR6118(2003) e NBR6120(1980).

1.2 – Justificativa

Ao final da graduação, seja qual for o curso, é muito comum se deparar com profissionais recém-formados que apresentem algum tipo de insegurança em relação aos conhecimentos adquiridos e a aplicação destes na vida prática. Um caminho para se evitar este tipo de situação foi criar um projeto final de curso, representando os desafios que um Engenheiro Civil deve estar preparado para enfrentar. Desta maneira, devolvendo para a sociedade o investimento feito para a formação de mais um profissional pela Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF), foi escolhido dimensionar uma construção muito usual na cidade de Campos dos Goytacazes – RJ, que nada mais é do que um Edifício Residencial.

1.3 – Metodologia

O desenvolvimento deste projeto foi baseado nas normas NBR6118(2003) e NBR6120(1980).

Inicialmente foram feitas considerações, de acordo com o projeto arquitetônico e com a NBR6118(2003), estabelecendo seções preliminares das estruturas a serem calculadas e as propriedades dos materiais utilizados para cálculo.

Definidos os materiais e as seções foram calculados os carregamentos aos quais a estrutura estaria submetida, de acordo com a NBR6120(1980).

Prosseguindo com o dimensionamento foram definidas as seções para o cálculo das lajes, e com o auxílio dos coeficientes de Barés foram definidos os momentos máximos positivos e negativos por laje de cada seção, juntamente com a contribuição de esforços da laje para as vigas em que estão apoiadas. As lajes foram dimensionadas para os momentos máximos das respectivas seções críticas e verificadas pelo Estado Limite de Serviço (ELS), tendo posterior detalhamento das armaduras e cálculo de consumo de aço, feito em uma ferramenta CAD.

Tendo as lajes dimensionadas e de posse das contribuições das lajes nas vigas, foram determinadas as vigas principais e secundárias. E com a ajuda do programa FTOOL foram obtidos os esforços de cada viga (momento, cortante e reações de apoio), e então dimensionadas as armaduras longitudinais para os esforços de momentos máximos das seções críticas e as armaduras transversais para os esforços máximos de cortante das seções críticas. Assim como as lajes, as vigas também tiveram suas seções críticas verificadas pelo ELS. Para as vigas, foi somente detalhada a viga 9 do pavimento da cobertura.

Após dimensionar as vigas e conhecidas suas respectivas reações, foi possível dimensionar os pilares intermediários da estrutura. Como os pilares intermediários não tinham momento inicial devido a alguma viga adjacente, considerou-se apenas as reações para o dimensionamento. Após o dimensionamento, foi escolhido o pilar 16 (Térreo) para seu respectivo detalhamento.

Para o cálculo das escadas (armadas longitudinalmente), foi calculada a altura média entre os degraus para que a escada fosse calculada como laje. Através do programa FTOOL obteve-se as reações de apoio e os diagramas de esforços (momento e cortante), e obedecendo a NBR6120(1980) em relação a cargas acidentais para cálculo de escadas. A escada foi calculada como uma laje inclinada. Tentou-se inicialmente descarregar os esforços da escada nas vigas mais próximas, mas não foi possível devido a momentos elevados. Então foi necessário o cálculo de viga para a sustentação da escada, sendo essa viga

calculada como as demais vigas do projeto. Só então foi executado o detalhamento da escada.

E, finalmente, para o dimensionamento da fundação foi calculada uma sapata para o pilar 16. Foi adotado um SPT (ensaio de penetração) fictício, e verificada a tensão admissível do solo pelo método empírico. Foi também determinado o volume para uma sapata rígida e então determinadas todas as dimensões da sapata. Foram verificadas as tensões no concreto e feito o cálculo das armaduras para as direções x e y, assim como o detalhamento da armadura.

CAPITULO II – EDIFÍCIO RESIDENCIAL

2.1 – Localização

Localizado no bairro Parque São Caetano da cidade de Campos dos Goytacazes, situado a rua Manoel Coelho Barroso nº 36/38.

2.2 – Composição

O edifício residencial será composto dos seguintes itens:

- 3 pavimentos, a saber: 01 (um) pavimento de acesso (térreo) com portaria, área descoberta para jardim, espaço para *playground*, copa, sanitário, escada e 08 vagas relativas a cada unidade; 02 (dois) pavimentos tipo (1º e 2º) com 04 (quatro) apartamentos, conforme projeto arquitetônico elaborado e cedido pela Equipe do Arquiteto Ricardo Paes Teixeira;
- Apartamentos com 75,86m² de área privativa cada, composto de sala, varanda 01 (uma) suíte, 01 (um) quarto, banheiro social, cozinha, área de serviço e banheiro de serviço;
- Escadas.

CAPITULO III – PROJETO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO RESIDENCIAL

3.1– Considerações Iniciais

Características dos materiais a serem utilizados para o cálculo da estrutura do edifício:

- Aço utilizado será CA – 50 ($f_{yk} = 500MPa$);
- Classe de Agressividade ambiental II (moderada), de acordo com a tabela 6.1 da NBR-6118(2003) - Classes de agressividade.
- Resistência característica do concreto (f_{ck}) adotada é igual a 25 MPa ($f_{ck} = 25MPa$), e relação água/cimento em massa $\leq 0,60$. De acordo com a classe de agressividade ambiental, adotada como parâmetro de entrada, na tabela 7.1 da NBR-6118(2003) - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.
- O cobrimento das armaduras será 25mm para lajes e 30mm para vigas e pilares. De acordo com a classe de agressividade ambiental, adotada como parâmetro de entrada, na tabela 7.2 da NBR-6118(2003) - Correspondência entre classe de agressividade e cobrimento nominal.

3.2 – Lançamento da Estrutura

Com posse do projeto arquitetônico (cedido pela Equipe do arquiteto Ricardo Paes Teixeira), foi feito o lançamento da estrutura do edifício, constituindo a primeira fase do projeto estrutural, destacando sempre a inter-relação entre os projetos de arquitetura e de estrutura, definindo o posicionamento e as dimensões preliminares dos diversos elementos estruturais, sendo essa uma etapa preliminar ao dimensionamento da estrutura.

CAPITULO IV – DIMENSIONAMENTO MANUAL DA ESTRUTURA

4.1 – Lajes

Para efeito do dimensionamento manual, foram excluídas as seções em que as lajes são simétricas, facilitando o cálculo e otimizando o trabalho. Foram, então calculadas todas as lajes do edifício residencial.

4.1.1 – Pré – dimensionamento

Segundo a NBR-6118(2003), devem ser obedecidas algumas espessuras mínimas para as lajes:

- 5cm para lajes de cobertura não em balanço;
- 7cm para lajes de piso ou de cobertura em balanço;
- 10cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30kN.

A NBR-6118(2003) não especifica critérios de pré-dimensionamento. Porém para vigas retangulares com bordas apoiadas ou engastadas, a altura útil d (em cm) pode ser estimada pela expressão abaixo:

$$d = \left(\frac{(2,5 - 0,1n)l^*}{100} \right)$$

onde:

n é o nº de bordas engastadas.

l^* é o menor valor entre l_x e $0,7l_y$.

Através dessa expressão foram obtidos os seguintes valores para a altura útil (d):

- 12cm para o pavimento Térreo;
- 7cm para o pavimento Tipo;
- 10cm para a cobertura.

Comparando os valores mínimos obtidos através da NBR-6118(2003) com os valores estimados através da expressão acima, e por facilidades construtivas, tais como reutilização de formas, foi adotada a altura útil (d) de 10cm.

4.1.2 – Cargas Consideradas Segundo a NBR-6120:1980

As cargas atuantes em lajes são distribuídas por metro quadrado, sendo classificadas em permanentes e acidentais.

4.1.2.1 – Carga Permanente (g)

Foram consideradas como cargas permanentes nesse projeto final, as cargas devido ao peso próprio da estrutura e as cargas devido ao revestimento, pois essas cargas são consideradas fixas durante toda vida útil da estrutura.

4.1.2.1.1– Peso Próprio(g₁)

Sendo o peso específico do concreto de $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ e a altura da laje igual a $h = 0,10 \text{ m}$. Temos:

$$g_1 = \gamma_c \cdot h$$

$$g_1 = 25 \cdot 0,10 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

4.1.2.1.2 – Revestimento(g₂)

Respeitando considerações feitas pela NBR-6120(1980), adotou-se o valor mínimo de 1 kN/m^2 .

$$\text{Logo } g_2 = 1 \text{ kN/m}^2$$

4.1.2.2 – Carga Acidental (q)

Foram consideradas como cargas acidentais nesse projeto final, as cargas devido ao uso (sobrecarga de utilização), e cargas de sobrecarga devido à alvenaria localizada sobre as lajes (sobrecarga de alvenaria).

4.1.2.2.1 – Sobrecarga de Utilização (q₁)

Segundo a NBR-6120:1980, para edifícios residenciais são considerados os seguintes valores:

- Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro – 1,5 kN/m²;
- Despensa, área de serviço e lavanderia – 2 kN/m²;
- Garagens e estacionamentos – 3 kN/m².

Devido a diferentes sobrecargas de utilização, cada laje será calculada com sua peculiaridade.

4.1.2.2.2 – Sobrecarga de Alvenaria (q₂)

Em algumas lajes, existem paredes que estão localizadas sobre as lajes. Portanto devemos calcular essa carga e distribuir por metro quadrado da laje.

Sendo esse cálculo feito através da expressão:

$$q_2 = \frac{\lambda_{alv} \times \text{espessura da parede} \times \text{altura da parede} \times \text{extensão da parede}}{lx \times ly}$$

4.1.2.3 – Carga de Projeto (p)

As cargas de projeto serão o somatório de todas as cargas atuantes sobre a laje, permanentes e acidentais, multiplicadas pelo fator de segurança $\gamma = 1,4$.

4.1.2.3.1 – Carga de Projeto - Térreo (p)

Foram consideradas que todas as lajes, exceto a laje 8 (oito), sofrem sobrecarga de utilização devido aos veículos. E a laje 8 sofre sobrecarga de utilização devido ao uso residencial somado a sobrecarga devido a alvenaria sobre a laje. Logo, temos as seguintes cargas de projeto:

- Laje 8:

$$g_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 1,5 \text{ kN/m}^2; q_2 = 2,25 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_2 = \frac{\lambda_{alv} \times \text{espessura da parede} \times \text{altura da parede} \times \text{extensão da parede}}{l_x \times l_y} =$$
$$= \frac{13,0 \times 0,13 \times 3,20 \times 9,32}{7,01 \times 3,19} = 2,60 \text{ kN/m}^2$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1 + q_2) \times 1,4 = 10,15 \text{ kN/m}^2$$

- Demais lajes:

$$g_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 3,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 9,10 \text{ kN/m}^2$$

4.1.2.3.2 – Carga de Projeto - Tipo (p)

Devido a similaridade de algumas lajes, foram calculadas somente as cargas de projeto para as lajes 1 (um), 2 (dois), 3 (três) e 6 (seis), admitindo-se que as lajes L1, L5, L16 e L20 são iguais; as lajes L2, L4, L17 e L19 são iguais; as lajes L3 e L18 são iguais; e a laje L6 é igual às demais lajes. Logo, temos as seguintes cargas de projeto:

- Laje 1:

$$g_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 1,5 \text{ kN/m}^2; q_2 = 0,83 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_2 = \frac{\lambda_{alv} \times \text{espessura da parede} \times \text{altura da parede} \times \text{extensão da parede}}{l_x \times l_y} =$$
$$= \frac{13,0 \times 0,13 \times 2,75 \times 2,81}{4,56 \times 3,46} = 0,83 \text{ kN/m}^2$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1 + q_2) \times 1,4 = 8,16 \text{ kN/m}^2$$

- Laje 2:

$$g_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 1,5 \text{ kN/m}^2; q_2 = 0,47 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_2 = \frac{\lambda_{alv} \times \text{espessura da parede} \times \text{altura da parede} \times \text{extensão da parede}}{lx \times ly} =$$

$$= \frac{13,0 \times 0,13 \times 2,75 \times 1,80}{6,06 \times 2,96} = 0,47 \text{ kN/m}^2$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1 + q_2) \times 1,4 = 7,66 \text{ kN/m}^2$$

- Laje 3:

Na laje 3 foi calculada uma carga acidental devido a diferentes sobrecargas. Isso ocorre porque a área de serviço apresenta sobrecarga de utilização de 2 kN/m^2 , de acordo com a NBR-6120(1980). Foi calculada uma média ponderada, utilizando as sobrecargas com as respectivas áreas de atuação.

$$g_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 0,41 + 1,20 = 1,61 \text{ kN/m}^2; q_2 = 1,61 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_1 = \frac{\text{sobrecarga} \times \text{área de serviço}}{lx \times ly} = \frac{2,00 \times 4,65}{7,35 \times 3,06} = 0,41 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = \frac{\text{sobrecarga} \times \text{área de serviço}}{lx \times ly} = \frac{1,50 \times 17,84}{7,35 \times 3,06} = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{\lambda_{alv} \times \text{espessura da parede} \times \text{altura da parede} \times \text{extensão da parede}}{lx \times ly} =$$

$$= \frac{13,0 \times 0,13 \times 2,75 \times 7,81}{7,35 \times 3,06} = 1,61 \text{ kN/m}^2$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1 + q_2) \times 1,4 = 9,40 \text{ kN/m}^2$$

- Laje 6:

$$g_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 1,5 \text{ kN/m}^2;$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 7,0 \text{ kN/m}^2$$

4.1.2.3.3 – Carga de Projeto - Cobertura (p)

Como os reservatórios de água estão localizados sobre as lajes L6 e L9 (três reservatórios de 2.000 litros), as mesmas sofrem uma sobrecarga a mais devido ao peso próprio do reservatório de água. Sendo assim a carga sobre L6 e L9 são iguais, e as demais lajes sofrem as mesmas cargas. Então, temos:

- Laje 6:

$$g_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 2,0 \text{ kN/m}^2; q_2 = 3,25 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_2 = \frac{\text{volume de } \acute{a}\text{gua} \times \gamma_{\acute{a}\text{gua}}}{l_x \times l_y} = \frac{6\text{m}^3 \times 10\text{kN/m}^3}{7,30 \times 1,30} = 3,25 \text{ kN/m}^2$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 12,25 \text{ kN/m}^2$$

- Demais lajes:

$$g_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 2,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 7,7 \text{ kN/m}^2$$

4.1.3 – Classificação Quanto à Forma de Trabalho

De acordo com a NBR-6118(2003), as lajes podem ser classificadas como armadas em uma ou duas direções (cruz).

Conhecidos os vãos teóricos (distância livre entre os centros dos apoios) e a relação entre os maiores vãos (l_y) e menores vãos (l_x), essa relação é conhecida como λ .

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

De acordo com o valor de λ , temos a seguinte classificação:

- $\lambda \leq 2 \rightarrow$ laje armada em duas direções;
- $\lambda > 2 \rightarrow$ laje armada em uma direção.

De acordo com estes critérios, na Tabela 4.1, pode-se observar a forma de armação das lajes por pavimento.

4.1.4 – Condições de Apoio das Lajes

Foram consideradas as seguintes condições de apoio para uma laje:

- Nos bordos internos, quando há continuidade com lajes vizinhas, admite-se um engastamento perfeito;
- Nos bordos externos, ou mesmo nos bordos internos quando se tratar de lajes rebaixadas, admite-se a condição de apoio simples.

Tabela 4.1 – Classificação das Lajes Quanto à Forma de Trabalho

TÉRREO	Laje	l_x (m)	l_y (m)	λ	Forma de trabalho
	1	5,00	11,65	2,33	uma direção
	2	4,76	5,82	1,22	duas direções
	3	5,13	5,82	1,13	duas direções
	4	2,63	7,01	2,67	uma direção
	5	5,06	5,82	1,15	duas direções
	6	5,55	5,82	1,05	duas direções
	7	2,20	11,58	5,26	uma direção
	8	3,19	7,01	2,20	uma direção
	9	4,76	5,81	1,22	duas direções
	10	5,13	5,80	1,13	duas direções
	11	5,80	7,01	1,21	duas direções
	12	5,06	5,79	1,14	duas direções
	13	5,56	5,78	1,04	duas direções
TIPO	Laje	l_x (m)	l_y (m)	λ	Forma de trabalho
	1	3,46	4,56	1,32	duas direções
	2	2,96	6,67	2,25	uma direção
	3	3,06	7,35	2,40	uma direção
	4	2,96	6,67	2,25	uma direção
	5	3,46	4,56	1,32	duas direções
	6	2,36	4,56	1,93	duas direções
	7	2,86	6,06	2,12	uma direção
	8	1,27	7,35	5,79	uma direção
	9	2,86	6,06	2,12	uma direção
	10	2,36	4,56	1,93	duas direções
	11	2,36	4,56	1,93	duas direções
	12	2,86	6,06	2,12	uma direção
	13	1,27	7,35	5,79	uma direção
	14	2,86	6,06	2,12	uma direção
	15	2,36	4,56	1,93	duas direções
	16	3,46	4,56	1,32	duas direções
	17	2,96	6,67	2,25	uma direção
	18	3,06	7,35	2,40	uma direção
	19	2,92	6,67	2,28	uma direção
20	3,41	4,56	1,34	duas direções	
COBERTURA	Laje	l_x (m)	l_y (m)	λ	Form. de trabalho
	1	4,86	5,82	1,20	duas direções
	2	5,82	6,67	1,15	duas direções
	3	3,06	7,35	2,40	uma direção
	4	5,82	6,67	1,15	duas direções
	5	4,56	5,82	1,28	duas direções
	6	1,27	7,35	5,79	uma direção
	7	4,56	5,82	1,28	duas direções
	8	5,82	6,67	1,15	duas direções
	9	1,27	7,35	5,79	uma direção
	10	5,82	6,67	1,15	duas direções
	11	4,56	5,82	1,28	duas direções
12	3,06	7,35	2,40	uma direção	

Representação das condições de apoio:



Figura 4.1 – Convenção para Condições de Apoio

4.1.4.1 – Lajes Armadas em Duas Direções

Existem 9 (nove) casos de apoio para lajes do tipo maciças armadas em duas direções, mostrados na Figura 4.2.

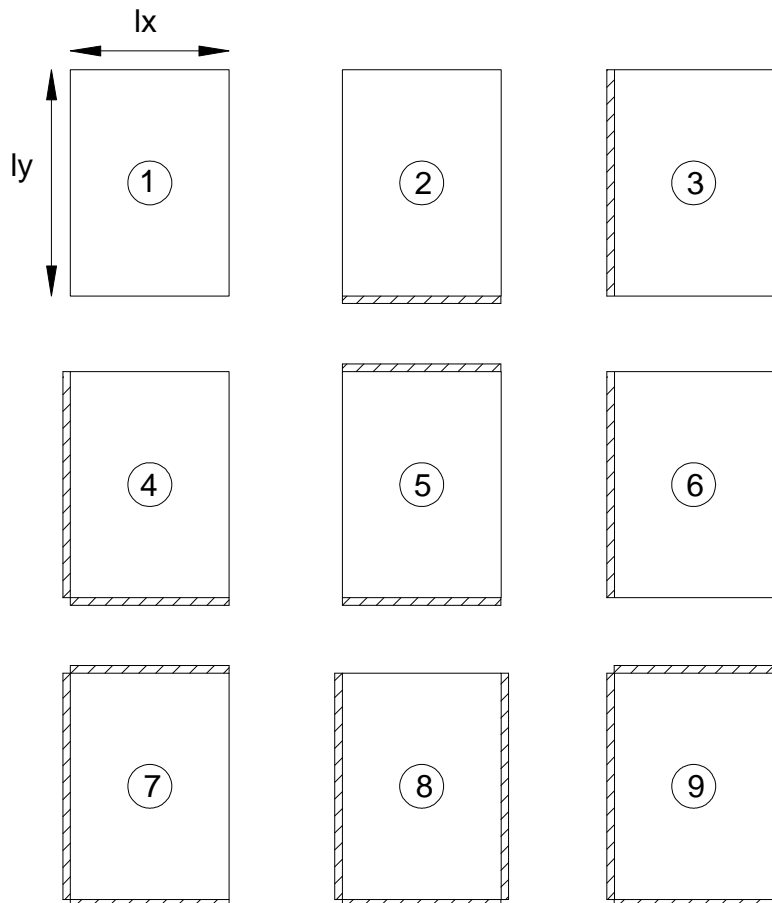


Figura 4.2 – Condições de Apoio para Lajes Armadas em Duas Direções.

4.1.4.1.1 – Cálculo dos Momentos para Lajes Armadas em Duas Direções

O cálculo dos momentos é feito com o auxílio da Tabela - Coeficientes de Bares. Com a ajuda do programa Excel foi elaborada uma planilha (tabelas 4.2, 4.3 e 4.4 – págs. 16 e 17). Para facilitar o trabalho de cálculo dos momentos máximos, nesta planilha era necessário informar o caso da laje e a relação entre os vãos teóricos maiores e menores (λ), para que ela retornasse o valor dos respectivos coeficientes de bares (μ_x, μ_y, μ_x' e μ_y') para cálculo dos momentos nas direções de x e y . Então conhecidos os coeficientes de bares, utilizam-se as fórmulas abaixo para o cálculo dos respectivos momentos.

$$M_x = \mu_x \cdot \frac{P l_x^2}{100}; \text{ para momento positivo na direção do eixo } x;$$

$$M_y = \mu_y \cdot \frac{P l_x^2}{100}; \text{ para momento positivo na direção do eixo } y;$$

$$X_x = \mu_x' \cdot \frac{P l_x^2}{100}; \text{ para momento negativo na direção do eixo } x;$$

$$X_y = \mu_y' \cdot \frac{P l_x^2}{100}; \text{ para momento negativo na direção do eixo } y.$$

4.1.4.2 – Lajes Armadas em Uma Direção

Existem 4 (quatro) casos de apoio para lajes do tipo maciça armada em uma única direção, como mostrado na Figura 4.3.

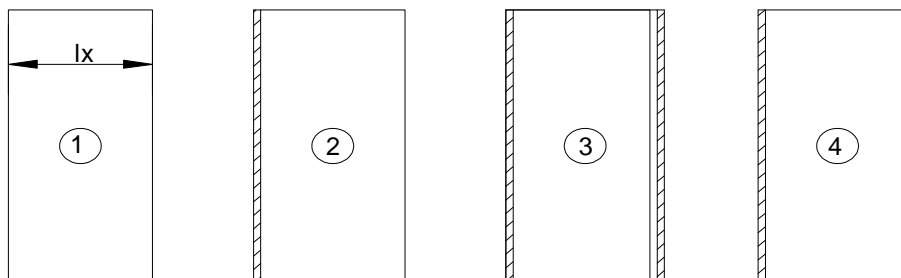


Figura 4.3 – Condições de Apoio para Lajes Armadas em Uma Direção

4.1.4.2.1 – Cálculo dos Momentos para Lajes Armadas em Uma Direção

Para o cálculo dos momentos para lajes armadas em uma direção, utiliza-se, conforme os casos, as seguintes expressões:

- Caso 1 - Laje apoiada em dois lados:

O momento positivo máximo é dado por $M = \frac{pl_x^2}{8}$.

- Caso 2 - Laje apoiada em um lado e engastada em outro:

O momento positivo máximo é dado por $M = \frac{pl_x^2}{14,22}$ e o momento no

engaste é dado por $M_e = -\frac{pl_x^2}{8}$.

- Caso 3 - Laje engastada em dois lados:

O momento positivo máximo é dado por $M = \frac{pl_x^2}{24}$ e o momento nos

engastes é dado por $M_e = -\frac{pl_x^2}{12}$

- Caso 4 - Laje em balanço:

O momento de engastamento é dado por $M_e = -\frac{pl_x^2}{2}$.

É sempre importante tomar cuidado para que as unidades das cargas sejam compatíveis com os dados de distância. Se as cargas estiverem expressas em kN/m^2 e o vão l_x em metros, a unidade de momento é expressa em kNm/m (por metro, deve-se ao fato das lajes serem calculadas como vigas de 1m).

As Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4 mostram a determinação dos coeficientes e momentos para as lajes por pavimento.

Tabela 4.2 – Determinação dos Coeficientes e Momentos Fletores (Térreo).

Lajes					Determinação dos Momentos Fletores								
Laje	l_x (m)	Caso	P (kN/m ²)	Pl^2_x (kN)	μ_x	m_x (kN/m)	μ_y	m_y (kN/m)	μ'_x	x_x (kN/m)	μ'_y	x_y (kN/m)	
TÉRREO	1	5,00	2	9,10	227,50	----	16,00	----	----	----	28,44	----	----
	2	4,76	8	9,10	206,18	3,23	6,66	1,92	3,96	7,22	14,89	5,75	11,86
	3	5,13	8	9,10	239,48	2,95	7,06	2,04	4,89	6,76	18,85	5,65	13,53
	4	2,63	2	9,10	62,94	----	4,43	----	----	----	7,87	----	----
	5	5,06	8	9,10	232,99	3,09	7,20	1,98	4,61	6,99	16,29	5,70	13,28
	6	5,55	8	9,10	280,30	2,60	7,29	2,13	5,97	6,17	17,29	5,46	15,30
	7	2,20	4	9,10	44,04	----	3,10	----	----	----	5,51	----	----
	8	3,19	3	12,74	129,64	----	5,40	----	----	----	10,80	----	----
	9	4,76	8	9,10	206,18	3,23	6,66	1,92	3,96	7,22	14,89	5,75	11,86
	10	5,13	8	9,10	239,48	2,95	7,06	2,04	4,89	6,76	16,19	5,65	13,53
	11	5,80	7	9,10	306,12	3,11	9,52	2,78	8,51	7,72	23,63	7,19	22,01
	12	5,06	8	9,10	232,99	2,95	6,87	2,04	4,75	6,76	15,75	5,65	13,16
	13	5,56	8	9,10	281,31	2,60	7,31	2,13	5,99	6,17	17,36	5,46	15,36

Tabela 4.3 – Determinação dos Coeficientes e Momentos Fletores (Tipo).

Lajes					Determinação dos Momentos Fletores								
Laje	l_x (m)	Caso	P (kN/m ²)	Pl^2_x (kN)	μ_x	m_x (kN/m)	μ_y	m_y (kN/m)	μ'_x	x_x (kN/m)	μ'_y	x_y (kN/m)	
TIPO	1	3,46	4	8,34	99,84	4,16	4,15	2,69	2,69	9,37	9,36	7,81	7,80
	2	2,96	2	7,76	67,99	----	4,78	----	----	----	8,50	----	----
	3	3,06	2	8,47	79,31	----	5,58	----	----	----	9,91	----	----
	4	2,96	2	7,76	67,99	----	4,78	----	----	----	8,50	----	----
	5	3,46	4	8,34	99,84	4,16	4,15	2,69	2,69	9,37	9,36	7,81	7,80
	6	2,36	8	7,00	38,99	4,10	1,60	1,14	0,44	8,42	3,28	5,56	2,17
	7	2,86	3	7,00	57,26	----	2,39	----	----	----	4,77	----	----
	8	1,27	3	7,00	11,29	----	0,47	----	----	----	0,94	----	----
	9	2,86	3	7,00	57,26	----	2,39	----	----	----	4,77	----	----
	10	2,36	8	7,00	38,99	4,10	1,60	1,14	0,44	8,42	3,28	5,56	2,17
	11	2,36	8	7,00	38,99	4,10	1,60	1,14	0,44	8,42	3,28	5,56	2,17
	12	2,86	3	7,00	57,26	----	2,39	----	----	----	4,77	----	----
	13	1,27	3	7,00	11,29	----	0,47	----	----	----	0,94	----	----
	14	2,86	3	7,00	57,26	----	2,39	----	----	----	4,77	----	----
	15	2,36	8	7,00	38,99	4,10	1,60	1,14	0,44	8,42	3,28	5,56	2,17
	16	3,46	4	8,34	99,84	4,16	4,15	2,69	2,69	9,37	9,36	7,81	7,80
	17	2,96	2	7,76	67,99	----	4,78	----	----	----	8,50	----	----
	18	3,06	2	8,47	79,31	----	5,58	----	----	----	9,91	----	----
	19	2,92	2	7,76	66,16	----	4,65	----	----	----	8,27	----	----
	20	3,41	4	8,34	96,98	4,16	4,03	2,69	2,61	9,37	9,09	7,81	7,57

Tabela 4.4 – Determinação dos Coeficientes e Momentos Fletores (cobertura).

Lajes					Determinação dos Momentos Fletores								
Laje	l_x (m)	Caso	P (kN/m ²)	Pl^2_x (kN)	μ_x	m_x (kN/m)	μ_y	m_y (kN/m)	μ'_x	x_x (kN/m)	μ'_y	x_y (kN/m)	
COBERTURA	1	4,86	4	7,70	181,87	3,53	6,42	2,80	5,09	8,28	15,06	7,50	13,64
	2	5,82	7	7,70	260,82	2,63	6,86	2,71	7,07	6,50	16,95	6,75	17,61
	3	3,06	2	7,70	72,10	----	5,07	----	----	----	9,01	----	----
	4	5,82	7	7,70	260,82	2,63	6,86	2,71	7,07	6,50	16,95	6,75	17,61
	5	4,56	4	7,70	160,11	3,96	6,34	2,74	4,39	9,03	14,46	7,72	12,36
	6	1,27	3	12,25	19,76	----	0,82	----	----	----	1,65	----	----
	7	4,56	4	7,70	160,11	3,96	6,34	2,74	4,39	9,03	14,46	7,72	12,36
	8	5,82	7	7,70	260,82	2,63	6,86	2,71	7,07	6,50	16,95	6,75	17,61
	9	1,27	3	12,25	19,76	----	0,82	----	----	----	1,65	----	----
	10	5,82	7	7,70	260,82	2,63	6,86	2,71	7,07	6,50	16,95	6,75	17,61
	11	4,56	7	7,70	160,11	3,43	5,49	2,79	4,47	8,81	14,11	7,36	11,78
	12	3,06	2	7,70	72,10	----	5,07	----	----	----	9,01	----	----

4.1.5 – Correção dos Momentos Fletores

Analisando os momentos negativos, verifica-se que resultaram valores diferentes nos apoios internos. Diante disto, deve-se fazer uma correção, sendo essa feita considerando a média dos dois valores obtidos em cada apoio interno. Além disso, para evitar a adoção de momentos muito pequenos, o valor é limitado a 80% do maior momento. Segue a expressão para o cálculo:

$$X \geq \begin{cases} \bar{X} = \frac{X_e + X_d}{2} \\ 0,8 \cdot X_{máx} \end{cases}$$

Ajustam-se também os momentos negativos, pelo fato de ter sido feita a correção dos momentos positivos, seguindo as expressões:

$$m_{corrigido} = m + \frac{\Delta X}{2}, \text{ quando o momento positivo descer.}$$

$$m_{corrigido} = m - \frac{\Delta X}{2}, \text{ quando o momento positivo subir.}$$

Pode haver situações em que estes dois casos aconteçam simultaneamente.

Para otimizar o trabalho, foi criada uma planilha no programa Excel fazendo essas correções através de formulações, como mostrado na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Correção de Momentos Fletores (Térreo)

SEÇÃO C-C					
	L a	M (-) cor.	L b	M (-) cor.	L c
M (+)	4,43		5,40		8,51
M (-)	7,87	9,34	10,80	17,61	22,01
M (+) corr.	3,70		3,93		10,71

Seguem, no anexo I, as tabelas de momentos corrigidos de todas as seções.

4.1.6 – Dimensionamento das Seções

O dimensionamento é feito como se as lajes fossem vigas contínuas de largura unitária, ou seja, para faixas de 1m ($b_w=100\text{cm}$) de largura e altura $h=10\text{cm}$.

A planilha com os cálculos das armaduras das lajes encontra-se no anexo II do projeto.

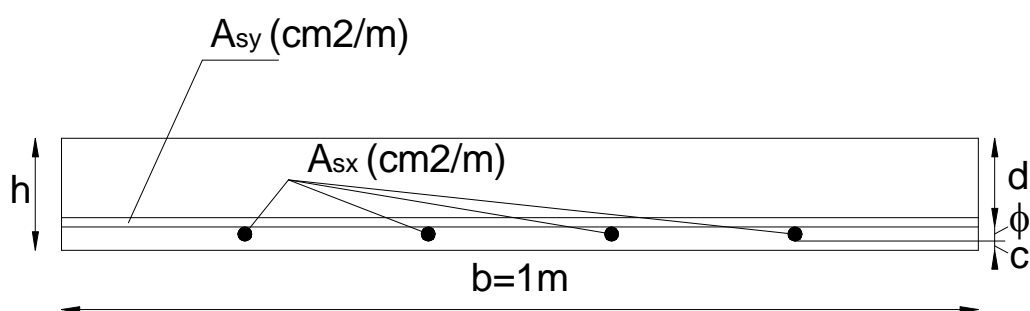


Figura 4.4 – Seção Transversal para Cálculo das Armaduras.

4.1.6.1 – Determinação da Altura Efetiva da Laje

O valor da altura efetiva é função do cobrimento, da altura da laje e do diâmetro das barras utilizadas, e como não podemos afirmar quais serão os diâmetros das barras a serem utilizados, segue um exemplo do cálculo da altura efetiva para uma barra de diâmetro 10mm.

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 0,12 - 0,025 - \frac{0,01}{2} = 0,09m \rightarrow 9,0cm$$

4.1.6.2 – Domínio de Trabalho

Para o cálculo das armaduras, devem ser consideradas peças no Domínio de Trabalho 2 ou 3, não podendo de forma alguma estarem no Domínio de Trabalho 4, pois seria impossível colocar armadura à compressão em lajes.

As fórmulas utilizadas são:

$$x = 1,25.d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425.b.d^2.fcd}} \right];$$

$$x_{34} = \frac{d \cdot 0,0035}{\varepsilon_{sy} + 0,0035}$$

Para o cálculo do domínio de trabalho deve-se calcular x e comparar com o valor de x_{34} . Se $x \leq x_{34}$, tem-se domínio 2 ou 3, podendo a laje ser dimensionada sem problemas, mas se ocorre $x \geq x_{34}$, deve-se procurar alguma solução que faça a laje voltar ao Domínio 2 ou 3, que pode ser, por exemplo, aumentar a altura da laje(h).

4.1.6.3 – Cálculo das Armaduras

O cálculo das armaduras nas direções principais deve ser feito utilizando a expressão:

$$A_s = \frac{Md}{f_y d (d - 0,4x)}$$

Sendo que esta armadura deve ser comparada com a armadura mínima ($A_{s,min}$):

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot 100 \cdot h \quad (cm^2 / m)$$

onde $\rho_{smín}$ é igual a 0,15 para o concreto 25 MPa e aço CA-50.

Para o cálculo dos valores mínimos para as armaduras, temos:

- Armadura negativa - $\rho_s \geq \rho_{min}$;
- Armaduras positivas de lajes armadas em duas direções - $\rho_s \geq 0,67 \rho_{min}$;
- Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção - $\rho_s \geq \rho_{min}$;
- Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção:
 - $\rho_s \geq 20\%$ da armadura principal;
 - $\rho_s \geq 0,50 \rho_{min}$;
 - $\rho_s \geq 0,90 cm^2 / m$.

4.1.6.4 – Espaçamentos

As barras das armaduras nas direções principais terão o espaçamento máximo de 2h ou 20cm, sendo que deve ser adotado o menor valor entre estes.

E para as armaduras de distribuição, o espaçamento é de, no máximo, 33cm ou 3 barras por metro.

4.1.6.5 – Bitolas das Barras

De acordo com a NBR6118(2003), a bitola máxima admitida para as barras das armaduras das lajes é igual 0,125h, sendo adotada como máxima a bitola de 12,5mm.

Durante o dimensionamento, a bitola também foi escolhida de forma que o espaçamento calculado fosse o mais próximo possível do espaçamento máximo, com o intuito de usar o menor número de barras possível.

4.1.6.6 – Detalhamento da Armadura de Flexão

Nas plantas de detalhamento das armaduras, são colocados, respectivamente, a nomenclatura das barras, o número das barras, o diâmetro das barras, o espaçamento das barras e o comprimento das barras, juntamente com lista das barras, com diâmetros, quantidades e comprimentos, e o resumo do consumo de aço, com comprimento total.

As plantas encontram-se no anexo IV do projeto.

4.1.6.6.1 – Armaduras Positivas

As armaduras positivas terão barras com comprimento do vão livre da laje mais 10ϕ ou 6cm, sendo escolhido o maior entre estes. Para reduzir o consumo de aço, pode-se utilizar armadura alternada, levando-se sempre em conta os espaçamentos máximos e taxas mínimas de armaduras.

4.1.6.6.2 – Armaduras Negativas

O comprimento das barras das armaduras negativas será de $\frac{l_x}{4}$ para cada lado do apoio, sendo que para vãos adjacentes diferentes deve-se adotar o maior vão entre os menores vãos. Pode-se, de forma análoga, adotar armadura contínua ou alternada, obedecendo aos espaçamentos máximos e às taxas de armaduras mínimas.

4.1.7 – Estado Limite de Serviço (Cálculo das Flechas)

O comportamento da estrutura é analisado sob condições normais de utilização, ou seja, antes da ruína.

As flechas nas lajes são calculadas admitindo-se que as lajes se encontram no estágio I (concreto não fissurado).

A planilha com os cálculos estão no anexo III do projeto.

4.1.7.1 – Carregamento Quase Permanente

As flechas devem ser calculadas para combinação quase permanente de carregamento, dada por $p = g_k + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot q_{ki}$, onde g_k representa as cargas permanentes características e o coeficiente $\psi_{2i} = 0,4$ é definido pela Tabela 11.2 da NBR-6118(2003) – Fator de redução para as ações variáveis.

No caso de edifícios residenciais, tem-se então $p = g + 0,4q$.

4.1.7.2 – Flecha Final

O cálculo da flecha final é feito pela relação:

$$f_{\infty} = (1 + \varphi) \cdot f_0$$

onde φ é o coeficiente de fluência, adotado igual a 2.5, e f_0 é a flecha inicial.

4.1.7.3 – Flecha Inicial

- Para lajes que trabalham em duas direções, a flecha inicial foi calculada através da expressão:

$$f_0 = 0,001 \cdot w_c \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{D}$$

onde p é o carregamento quase permanente, w_c é o coeficiente fornecido pelas tabelas A2.1 a A2.6 de Araújo (2003b), e D é a rigidez à flexão da laje, dada por:

$$D = \frac{E_{cs} \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$

adotou-se 0,2 para o coeficiente de Poisson do concreto (ν), e o valor de módulo secante, E_{cs} , pode ser obtido segundo a NBR6118(2003), através expressão onde

$$E_{cs} = 0,85.5600.\sqrt{f_{ck}}, MPa$$

- Para lajes que trabalham em uma direção, a flecha inicial foi obtida como para uma viga de largura unitária e vão l_x , calculada pela expressão:

$$f_0 = \frac{k}{384} \cdot \frac{pl_x^2}{D}$$

onde k é um coeficiente que depende das condições de apoio de acordo com a Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Fator de Redução para as Ações Variáveis

Caso	k	Local
1	5	centro
2	2	centro
3	1	centro
4	48	extremo

4.1.7.4 – Flecha Admissível

Os cálculos das flechas das lajes estão no anexo III deste projeto. A NBR-6118(2003) admite como sendo $\frac{l}{250}$ o limite para flechas em lajes de edifícios residenciais e comerciais, onde l é o menor vão da laje.

4.2 – Vigas

Foi efetuado o dimensionamento de todas as vigas. Entretanto, escolheu-se a viga 9 (nove) da laje de cobertura e foi feito seu respectivo detalhamento, que se encontra na prancha 4, no anexo IV do projeto.

4.2.1 – Pré-dimensionamento

De acordo com NBR6118(2003), as vigas não devem apresentar largura menor que 12cm.

Uma estimativa grosseira para a altura de vigas situadas em tramos intermediários seria:

$$h = \frac{l_0}{12} = \frac{7.35}{12} = 0,61m$$

onde l_0 é o maior vão livre entre os tramos intermediários.

Determinou-se então que todas as vigas terão seções com dimensões 15/60, as quais serão posteriormente verificadas no ELS (Estado Limite de Serviço).

4.2.2 – Cargas Consideradas

As cargas consideradas para o dimensionamento são distribuídas por metro linear de viga.

4.2.2.1 – Peso Próprio

O peso próprio para todas as vigas é dado por:

$$p_p = \gamma_c \cdot A_c = 25 \cdot 0,15 \cdot 0,6 = 2,25 \cdot 1,4 = 3,15 \text{ kN/m}$$

4.2.2.2 – Alvenarias

O peso das alvenarias é dado por

$$p_a = \gamma_a \cdot t \cdot H$$

onde γ_a é o peso específico da alvenaria, t é a espessura da parede e H é a altura da parede.

- Térreo:

$$\circ \quad p_a = \gamma_a \cdot t \cdot H = 15 \times 0,13 \times 3,20 = 6,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,4 = 8,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}} ;$$

- Tipo / Cobertura:

- $$p_a = \gamma_a \cdot t \cdot H = 15 \times 0,13 \times 2,75 = 5,63 \frac{kN}{m} \times 1,4 = 7,51 \frac{kN}{m};$$

4.2.2.3 – Ações das Lajes

Para a determinação das reações das lajes nas vigas será utilizada a Tabela - Coeficientes de Barés para o cálculo das reações nas vigas de apoio de lajes retangulares uniformemente carregadas.

De posse do valor de λ e do caso de condição de apoio da laje, podem-se obter os valores dos coeficientes de bares (k_x, k_y, k_x' e k_y') para cálculo dos reações nas direções de x e y . De forma semelhante às lajes, foi criada uma planilha para o auxílio na obtenção dos coeficientes e no cálculos das reações. A planilha encontra no anexo XI do projeto.

4.2.2.3.1 – Reações nas Direções x e y nas Vigas com Bordas Simplesmente Apoiadas

$$q_x = k_x \cdot \frac{pl_y}{10}; \text{ refere-se a uma viga perpendicular ao eixo } x;$$

$$q_y = k_y \cdot \frac{pl_x}{10}; \text{ refere-se a uma viga perpendicular ao eixo } y;$$

4.2.2.3.2 – Reações nas Direções x e y nas Vigas com Bordas Engastadas

$$q_x' = k_x' \cdot \frac{pl_x}{10}; \text{ refere-se a uma viga perpendicular ao eixo } x;$$

$$q_y' = k_y' \cdot \frac{pl_y}{10}; \text{ refere-se a uma viga perpendicular ao eixo } y;$$

4.2.2.4 – Carga de Projeto

As cargas de projeto utilizadas foram compostas pelo somatório do peso próprio, reações das lajes e em alguns casos reações das vigas que por ventura se encontrar apoiadas.

4.2.3 – Cálculo dos Esforços

Para o cálculo dos esforços nas vigas foi utilizado o programa FTOOL, de análise do comportamento estrutural. Serão mostrados os diagramas somente para a viga 9 (nove), nas Figuras 4.5 a 4.8, e para as demais poderá ser consultada no anexos V do projeto.

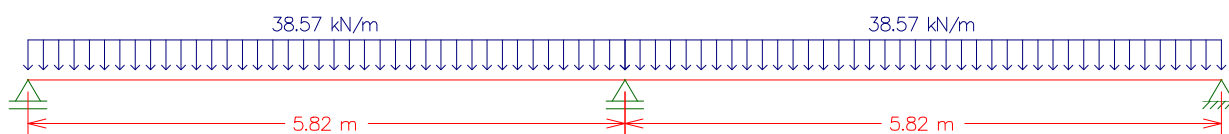


Figura 4.5 – Esquema Estrutural - Viga 9 (Cobertura)

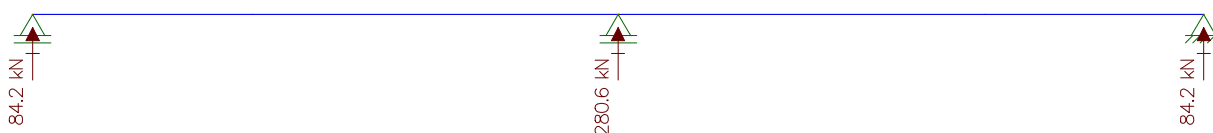


Figura 4.6 – Reações de Apoio - Viga 9 (Cobertura)

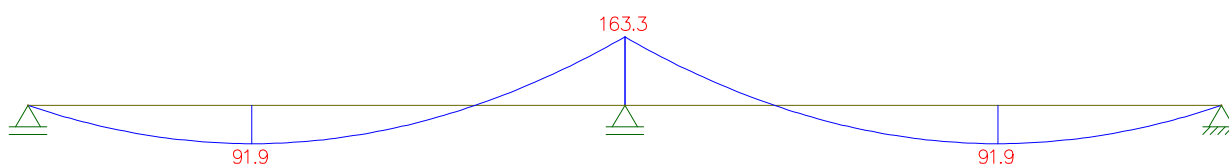


Figura 4.7– Diagrama de Momento Fletor (kNm) - Viga 9

4.2.4 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal

As planilhas com os cálculos das armaduras longitudinais encontram-se no anexo VI do projeto.

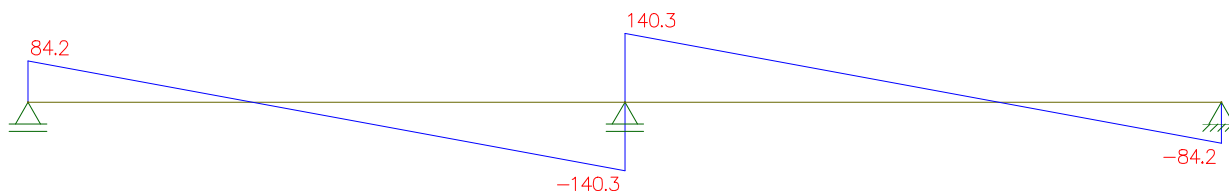


Figura 4.8 – Diagrama de Esforço Cortante (kN) – Viga 9

4.2.4.1 – Altura Útil da Viga

A altura útil da viga foi estimada por:

$$d = 0,9.h \rightarrow 0,9.60 = 54cm .$$

Visto que ainda não foram determinados os diâmetros das barras que serão utilizadas.

4.2.4.2 – Domínio de Trabalho

A altura da zona comprimida (x) em cada viga foi obtida através da equação:

$$x = 1,25.d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425.b.d^2 fcd}} \right]$$

O melhor dimensionamento se dá na fronteira dos Domínios de Trabalho 3 e 4, onde ocorre o esmagamento do concreto e o alongamento da armadura está compreendido entre ε_{yd} e 1% (ruptura dúctil). Então, foi determinado o valor da altura da zona comprimida na fronteira desses domínios, comparado com o valor da altura calculada para cada viga e determinado em qual Domínio de Trabalho se encontra a respectiva viga.

O valor da fronteira entre os domínios de trabalho 3 e 4 é dado por:

$$x_{34} = \frac{0,0035d}{(0,0035 + \varepsilon_{yd})}$$

Deve-se evitar o dimensionamento no Domínio de Trabalho 4, porque neste domínio devemos dimensionar uma armadura à compressão, sendo mais usual e econômico aumentar a altura da viga ou a resistência do concreto.

4.2.4.3 – Cálculo da Armadura

O cálculo das armaduras foi feito a partir dos esforços obtidos pelo programa FTOOL.

A área de aço foi calculada pela equação:

$$A_s = \frac{Md}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x)}$$

sempre observando se a área calculada é maior do que a armadura mínima exigida pela NBR6118(2003). Caso contrário, foi adotada a área de aço mínima, obtida por:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c = 0,0015 \cdot 15 \cdot 60 = 1,35 \text{ cm}^2$$

onde $\rho_{min} = 0,15\%$ é a taxa de armadura mínima.

4.2.4.4 – Bitolas das Barras

As bitolas das barras são escolhidas de forma que a área de aço efetiva tenha o valor o mais próximo possível da área de aço calculada, por motivos de economia.

O número de barras é dado pelo arredondamento para cima da seguinte expressão:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_\phi}$$

4.2.4.5 – Detalhamento da armadura longitudinal

O detalhamento das armaduras longitudinais da viga 9 (cobertura) encontra-se na prancha 4, no anexo VI deste projeto.

4.2.4.6 – Escalonamento

Foi executado o escalonamento para a viga 9, o que prevê uma redução do comprimento de algumas barras favorecendo uma economia de aço.

4.2.4.6.1 – Momento de engastamento elástico

Nos apoios deve-se considerar um momento de engastamento elástico, devido às restrições de deslocamento impostas pelos pilares ou por vigas em que a viga secundária esteja apoiada. O cálculo desse momento pode ser visto abaixo.

São calculados os momentos de inércia, tanto para os pilares quanto para as vigas:

$$I_{pilar} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15.40^3}{12} = 80000cm^4$$

$$I_{viga} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15.60^3}{12} = 270000cm^4$$

assim, como os respectivos índices de rigidez:

$$r_{pilar\ superior} = \frac{I_{pilar}}{l} = \frac{80000}{288} = 277,77cm^3$$

$$r_{pilar\ inferior} = \frac{I_{pilar}}{l} = \frac{80000}{288} = 277,77cm^3$$

$$r_{viga} = \frac{I_{viga}}{l} = \frac{270000}{569} = 474,51cm^3$$

Então, tendo os valores de momento de engastamento perfeito, dados esses obtidos através do diagrama de momento fletor determinado com o programa FTOOL (Figura 4.9), podem ser calculados os momentos de engastamento elástico, através da expressão:

$$M_{eng.elást.} = \frac{r_{pilar\ sup\ erior} + r_{pilar\ inf\ erior}}{r_{pilar\ sup\ erior} + r_{pilar\ inf\ erior} + r_{viga}} M_{eng.perfeito}$$

$$M_{eng.elást.} = \left(\frac{277,77 + 277,77}{277,77 + 277,77 + 474,51} \right) \cdot 108,9 = 58,73 \text{ kN/m}$$

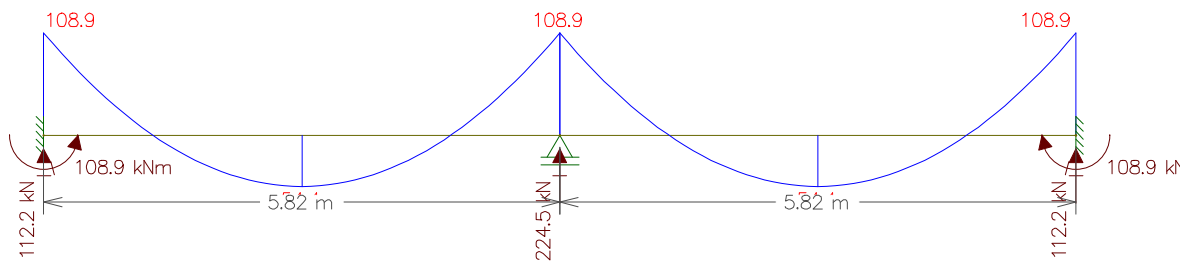


Figura 4.9 – Diagrama de Momento Fletor (engastamento perfeito) – viga 9

4.2.4.6.2 – Deslocamento do Diagrama (a_l)

O deslocamento a_l pode ser obtido utilizando a equação seguinte, considerando o modelo II ($\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$) para o cálculo, e ser visualizada na figura 4.10.

$$a_l = 0,5 \int x dx (\cot \theta - \cot g \alpha)$$

$$a_l = 0,5 \times 54 \times (1 - 0)$$

$$a_l = 27 \text{ cm}$$

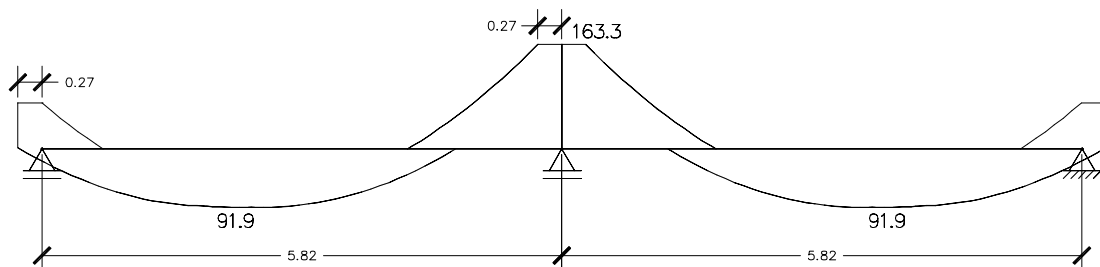


Figura 4.10 – Representação do deslocamento a_l no diagrama de momento fletor.

4.2.4.6.3 – Comprimento de Ancoragem

O comprimento de ancoragem básico l_b é calculado através da seguinte equação:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

O valor último da tensão de aderência de cálculo, f_{bd} , é definido na NBR-6186 em função da qualidade de aderência.

A resistência de aderência de cálculo entre armadura e concreto é dada pela expressão (NBR-6118:2003, item 9.3.2.1):

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$$

$$\eta_1 \begin{cases} 1,0 \text{ barras lisas} \\ 1,4 \text{ barras entalhadas} \\ 2,25 \text{ barras nervuradas} \end{cases} \eta_2 \begin{cases} 1,0 \text{ situação de boa aderência} \\ 0,7 \text{ situação de má aderência} \end{cases} \eta_3 \begin{cases} 1,0 \text{ para } \phi \leq 32 \text{ mm} \\ (132 - \phi) / 100 \text{ para } \phi > 32 \text{ mm} \end{cases}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot (f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c}$$

Logo:

$$f_{bd} = \frac{2,25 \times 1 \times 1 \times 0,21 \times 25^{2/3}}{1,4} = 2,885 \text{ MPa}$$

Determinados os valores necessários do comprimento de ancoragem básico, calcula-se o valor do comprimento de ancoragem necessário através da equação:

$$l_{b,nec} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{se}} \geq l_{b,min} \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \\ 10cm \end{cases}$$

- **Momento negativo**

- Meio do vão

$$l_{\text{necessário}} = 38.1,25 \cdot \frac{4,23}{4,91} = 40,9 \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \rightarrow OK \\ 10cm \end{cases}$$

- Momento da extremidade esquerda

$$l_{\text{necessário}} = 38.1 \cdot \frac{2,62}{3,14} = 31,7 \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \rightarrow OK \\ 10cm \end{cases}$$

- Momento da extremidade direita

$$l_{\text{necessário}} = 38.1 \cdot \frac{2,62}{3,14} = 31,7 \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \rightarrow OK \\ 10cm \end{cases}$$

- **Momento positivo**

- Momento positivo da esquerda

$$l_{\text{necessário}} = 38.1,25 \cdot \frac{8,12}{8,84} = 43,63 \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \rightarrow OK \\ 10cm \end{cases}$$

- Momento positivo da direita

$$l_{\text{necessário}} = 38.1,25 \cdot \frac{8,12}{8,84} = 43,63 \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \rightarrow OK \\ 10cm \end{cases}$$

- **Área de aço do apoio da esquerda**

$$A_{\text{sapoio}} = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} = \frac{V_d \cdot al}{d \cdot f_{yd}} = \frac{84,2 \cdot 27}{54 \cdot 43,5} = 0,96 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_s}{3} \rightarrow OK$$

- **Área de aço do apoio da direita**

$$A_{s_{\text{apoio}}} = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} = \frac{V_d \cdot al}{d \cdot f_{yd}} = \frac{84,2 \cdot 27}{54,435} = 0,96 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_s}{3} \rightarrow OK$$

- **Comprimento de ancoragem do apoio esquerdo (l_b necessário)**

$$l_{b_{\text{necessário}}} = 38 \cdot \frac{2,62}{3,14} = 31,70 \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \\ 10\text{cm} \end{cases} \rightarrow OK$$

- **Comprimento de ancoragem do apoio direito (l_b necessário)**

$$l_{b_{\text{necessário}}} = 38 \cdot \frac{2,62}{3,14} = 31,70 \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \\ 10\text{cm} \end{cases} \rightarrow OK$$

Após o cálculo do comprimento de ancoragem, foi verificado o tamanho que as barras deveriam ter na viga, obtendo-se a divisão das barras com respectivos comprimentos mostrada na Figura 4.11. De posse dessa divisão, pôde-se fazer o detalhamento como mostrado na prancha 4 do anexo IV.

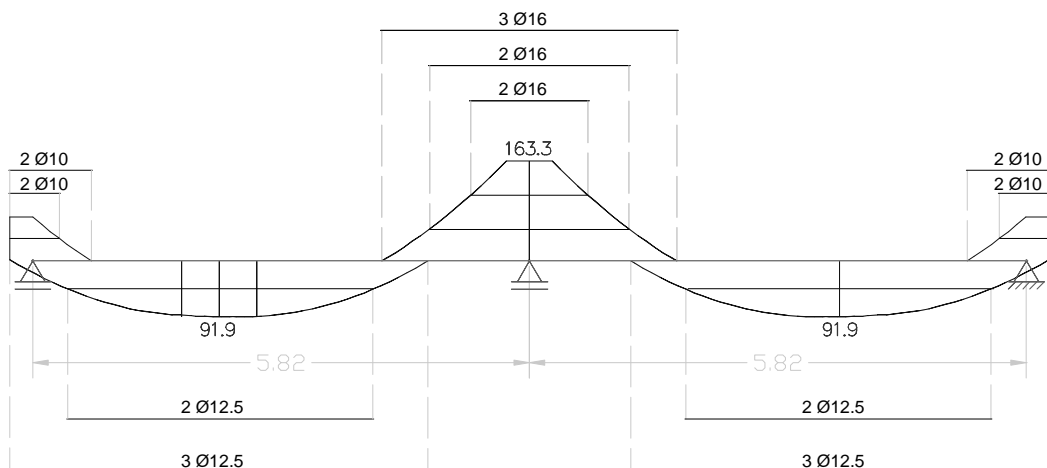


Figura 4.11 – Escalonamento da Viga 9.

4.2.5 – Dimensionamento da Armadura Transversal

O dimensionamento da armadura transversal foi feito para o maior esforço cortante (em valor absoluto). Procura-se manter o diâmetro dos estribos modificando apenas o espaçamento. A planilha com os dimensionamentos das armaduras transversais encontram-se no anexo VII do projeto.

4.2.5.1 – Modelo de Cálculo II

Para o cálculo da armadura transversal, adotou-se o modelo de cálculo II.

4.2.5.2 – Verificação da Biela Comprimida

Deve ser verificada a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

onde:

V_{sd} é o esforço cortante solicitante de projeto;

V_{Rd2} é o esforço cortante resistente de cálculo, relativa à ruína da biela;

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha v_2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta (\cot g \alpha + \cot g \theta)$$

$$\alpha v_2 = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad f_{ck} \text{ em MPa}$$

4.2.5.3 – Cálculo da Armadura Transversal

Além de se verificar a biela comprimida, deve ser verificada a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

V_{Rd3} é o esforço cortante resistente de cálculo relativo à ruína por tração da diagonal;

V_c é a parcela de esforço cortante resistido pelo concreto;

V_{sw} é a parcela de esforço cortante resistido pela armadura transversal

Considerando $V_{sd} = V_{Rd3}$ temos o seguinte:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

4.2.5.3.1 – Cálculo de V_{sd}

Segundo a NBR-6118(2003), para o cálculo da armadura transversal no trecho próximo ao apoio, deve ser considerado o esforço cortante a uma distância de $d/2$ do apoio. Entretanto, nesse projeto foi considerado o esforço cortante no apoio.

4.2.5.3.2 – Cálculo de V_c

O cálculo do esforço cortante resistido pelo concreto é dado pela expressão:

$$V_c = V_{co} = 0,6 f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,282 \cdot 0,15 \cdot 0,54 \cdot 10^3 = 62,33 \text{ kN}$$

sendo:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{1,795}{1,4} = 1,282 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1,795 \text{ MPa}$$

5.2.5.3.3 – Cálculo de A_s

A área de aço foi calculada por metro de viga, através da seguinte fórmula:

$$a_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad \text{em} \quad \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

A armadura deve ter uma taxa geométrica dada por:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

Deve-se observar que esta não pode ser menor que a armadura mínima dada por:

$$\rho_{sw, \min} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

Então, o cálculo da armadura mínima é feito por:

$$a_{sw, \min} = \frac{A_{sw}}{s} = \rho_{sw, \min} \cdot b_w$$

4.2.5.3.4 – Detalhamento dos Estribos

O detalhamento dos estribos foi feito de acordo com as prescrições indicadas na NBR-6118(2003), item 18.3.3.2.

O diâmetro dos estribos deve estar no intervalo: $5 \text{ mm} \leq \phi_t \leq b_w / 10$.

Quando a barra for lisa, $\phi_t \leq 12 \text{ mm}$.

No caso de estribos formados por telas soldadas, $\phi_t, \min = 4,2 \text{ mm}$, desde que sejam tomadas precauções contra a corrosão da armadura.

4.2.5.3.5 – Espaçamento Longitudinal Mínimo e Máximo

O espaçamento mínimo entre estribos, na direção longitudinal da viga, deve ser suficiente para a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento.

Para que não ocorra ruptura por cisalhamento nas seções entre os estribos, o espaçamento máximo deve atender às seguintes condições:

$$V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \rightarrow S_{máx} = 0,6 \leq 300 \text{ mm}$$

$$V_{sd} > 0,67 \cdot V_{Rd2} \rightarrow S_{máx} = 0,3d \leq 200 \text{ mm}$$

4.2.5.3.6 – Número de Ramos dos Estribos

Foram utilizados estribos com dois ramos, para o cálculo de todas as vigas.

4.2.6 – Estado Limite de Serviço (Cálculo das Flechas)

As vigas devem ser verificadas no Estado Limite de Serviço, assim como as lajes.

Porém, nas vigas, considera-se o Estádio II, pois a rigidez é sensivelmente afetada pela fissuração.

A planilha com os cálculos dos Estados Limite de serviço encontra-se no anexo VIII do projeto.

4.2.6.1 – Momento da Seção Crítica (Momento de Serviço Atuante)

O momento de serviço atuante considerado foi para o carregamento quase permanente, que é dado por $p = g + 0,4q$ onde 0,4 é o coeficiente dado pela tabela 11.2 NBR-6118(2003), para Edifícios Residenciais.

O carregamento total para o cálculo do momento de serviço será a soma das reações das lajes nas vigas com o peso da alvenaria sobre a viga e com o peso o próprio da viga, dado por:

$pp_{viga} = A_c \cdot \gamma_c = 0,15 \cdot 0,6 \cdot 25 = 2,5 \text{ kN/m}$. O carregamento quase permanente pode ser observado nas Tabelas 4.7, 4.8 e 4.9.

Com o carregamento calculado obteve-se o momento de serviço utilizando o programa FTOOL, mas será mostrada somente uma viga estando as demais no anexo XII do projeto.

O momento de serviço atuante é 51,3kN.m (M_a).

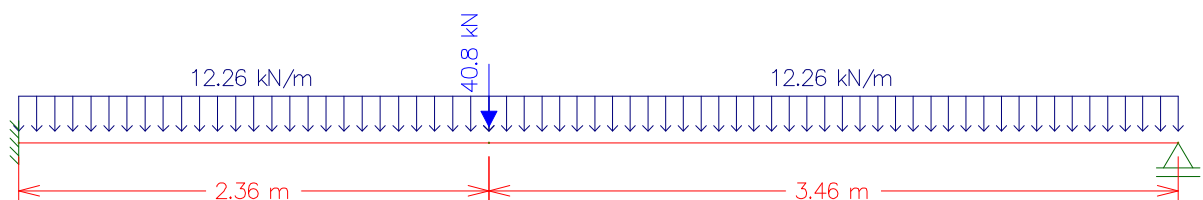


Figura 4.12 – Esquema Estrutural com Carregamento Quase Permanente Viga 16 (Tipo).

Tabela 4.7 – Cálculo das Reações Quase Permanentes (Térreo)

Vigas	Peso Próprio			Peso da Alvenaria				Carga devido às Lajes	CARGA TOTAL
	γ_{conc} (kN/m ³)	A conc. (m ²)	PP (kN/m)	$\gamma_{alv.}$ (kN/m ³)	esp.	altura	P _{alv.} (kN/m)		
V1a = V4a	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	0,00	8,03
V1b = V4b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	3,22	11,25
V1c = V4c	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	3,47	11,50
V1d	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	6,18	14,21
V4d	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	4,72	12,74
V1e = V4e	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	3,42	11,45
V1f = V4f	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	3,76	11,78
V1g = V4g	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	0,00	8,03
V2	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	15,34	23,36
V3a	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	11,19	19,21
V3b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	12,06	20,08
V3c	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	17,33	25,36
V3d	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	11,89	19,92
V3e	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	13,05	21,08
V5	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	11,75	19,78
V6a	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	19,27	27,29
V6b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	19,27	27,29
V7a	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	15,26	23,28
V7b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	15,26	23,28
V8a	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	16,35	24,38
V8b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	7,74	15,77
V8c	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	7,74	15,77
V9a	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	16,25	24,28
V9b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	7,82	15,85
V9c	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	7,82	15,85
V10a	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	15,55	23,58
V10b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	15,73	23,76
V11a	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	13,07	21,10
V11b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	13,09	21,12
V12	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	5,17	13,20

TÉRREO

Tabela 4.8 – Cálculo das Reações Quase Permanentes (Tipo)

Vigas	Peso Próprio			Peso da Alvenaria				Carga devido às Lajes	CARGA TOTAL
	γ_{conc} (kN/m ³)	A conc. (m ²)	PP (kN/m)	$\gamma_{alv.}$ (kN/m ³)	esp.	altura	P alv. (kN/m)		
V1a = V15a	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	3,49	11,52
V1b = V15b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	3,49	11,52
V1e = V15e	26,0	0,07	1,86	15,0	0,13	3,20	6,24	9,88	17,98
V1c = V1d = V15c = V15d	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	6,39	14,42
V2 = V14	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	7,48	15,51
V3 = V4 = V12 = V13	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	12,26	20,28
V5 = V6 = V10 = V11	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	9,88	17,90
V7a = V7b = V9a = V9b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	10,09	18,11
V8a	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	7,66	15,69
V8b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	7,66	15,69
V8c	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	11,73	19,75
V8d	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	5,21	13,23
V8e	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	11,73	19,75
V8f	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	7,66	15,69
V16a = V16b = V2a = V21b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	4,23	12,26
V17a = V17b = V20a = V20b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	7,33	15,36
V18a = V18b = V19a = V19b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	0,00	8,03
V18c	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	0,00	8,03

4.2.6.2 – Momento de fissuração

O momento de fissuração pode ser calculado pela seguinte expressão aproximada (item 17.3 da NBR 6118(2003)):

$$M_r = \alpha \frac{f_{cm} \cdot I_c}{y_t} = 1,5 \frac{0,256 \cdot 270000}{30} = 3463 \text{ kN.cm} = 34,6 \text{ kN.m}$$

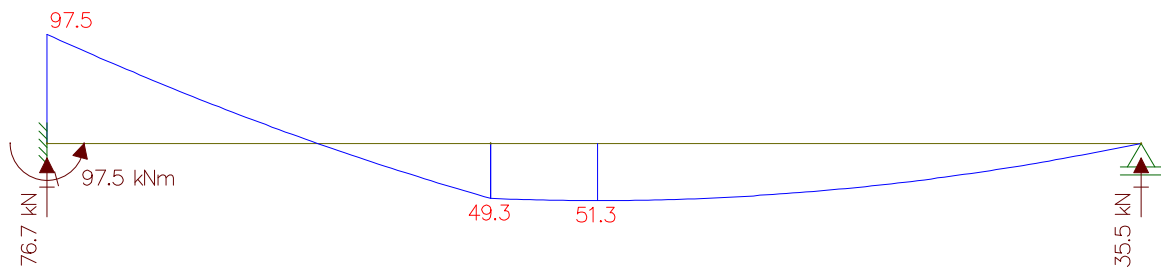


Figura 4.13 – Diagrama de Momento Fletor Mostrando o Momento de Serviço Atuante na Viga 16 (Tipo).

onde:

$\alpha = 1,5$ (para seções retangulares) é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta:

$$f_{cm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 = 0,2564 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 60^3}{12} = 270000 \text{ cm}^4$ é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$y_t = \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$ é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

4.2.6.3 – Definição do Estádio de Trabalho

Para algumas vigas $M_a > M_r$, ou seja, a viga trabalha no Estádio II, o concreto tracionado é desprezado, pois ele está fissurado. Devemos então calcular a inércia equivalente.

4.2.6.3.1 – Relação entre os Módulos de Elasticidade

Essa relação é dada por:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{23800} = 8,823$$

onde o módulo de elasticidade do concreto é o módulo de elasticidade secante dado por,

$$E_{cs} = 0,85.5600.\sqrt{f_{ck}} = 0,85.5600.\sqrt{25} = 23800MPa$$

Tabela 4.9 – Cálculo das Reações Quase Permanentes (Cobertura)

Vigas	Peso Próprio			Peso da Alvenaria				Carga devido às Lajes	CARGA TOTAL
	γ_{conc} (kN/m ³)	A conc. (m ²)	PP (kN/m)	$\gamma_{alv.}$ (kN/m ³)	esp.	altura	P alv. (kN/m)		
V1a = V7a	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	3,82	11,85
V1b = V7b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	3,82	11,85
V1c = V7c	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	3,98	12,01
V1d = V7d	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	3,98	12,01
V1e = V7e	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	6,22	14,24
V2 = V6	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	6,58	14,61
V3a = V3b = V5a = V5b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	10,14	18,16
V4a	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	12,84	20,87
V4b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	12,84	20,87
V4c	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	13,76	21,79
V4d	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	7,11	15,14
V4e	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	13,76	21,79
V4f	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	12,43	20,46
V8a = V8b = V13a = V13b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	3,56	11,58
V10c	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	7,78	15,81
V9a = V9b = V12a = V12b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	15,26	23,29
V10a = V10b = V11a = V11b	25,0	0,07	1,79	15,0	0,13	3,20	6,24	7,78	15,81

COBERTURA

4.2.6.3.2 – Posição da Linha Neutra no Estádio II

O cálculo está sendo feito para a viga 16 (tipo) e para as demais vigas encontram-se na planilha no anexo VIII do projeto.

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b_w} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_w \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right] =$$

$$x_{II} = \frac{8,823.7,85}{15} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2.15.54}{8,823.7,85}} \right] = 18,19cm$$

4.2.6.3.3 – Momento de Inércia no Estádio II

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s (d - x_{II})^2 =$$

$$I_{II} = \frac{15 \cdot 18,19^3}{3} + 8,823.7,85(54 - 18,19)^2 = 118915cm^4$$

4.2.6.3.4 – Rigidez Equivalente

A rigidez equivalente para a seção da viga 16 (tipo), assim como para as demais vigas, é dada por:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} =$$

$$(EI)_{eq} = 2380 \left\{ \left(\frac{3463}{6270} \right)^3 \cdot 270000 + \left[1 - \left(\frac{3463}{6270} \right)^3 \right] \cdot 118915 \right\} = 343585743kN.cm^2$$

Com a rigidez equivalente, pode-se calcular a inércia equivalente.

4.2.6.3.5 – Inércia Equivalente

A inércia equivalente para a seção da viga 16 (tipo), assim como para as demais vigas, é dada por:

$$I_c = \frac{(EI)_{eq}}{E_{cs}} = \frac{343585743}{2680} = 144364cm^4$$

4.2.6.4 – Flecha Inicial

Com a inércia equivalente e a ajuda do programa FTOOL, obtém-se a flecha inicial como mostrada na figura 4.14

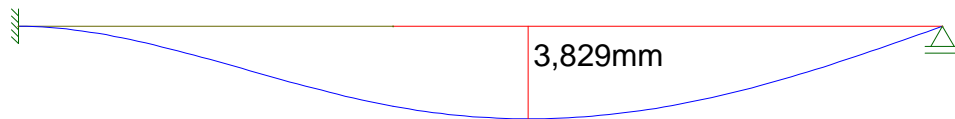


Figura 4.14 – Deformada da viga 16 (tipo)

Tem-se então para o valor de flecha inicial $f_0 = 4,693mm$

4.2.6.5 – Flecha Diferida

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_t dado pela expressão (NBR – 6118(2003) – item 17.3.1.1.2):

$$\alpha_t = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'}$$

onde ρ' é a taxa de armadura de compressão (armadura dupla), dada por:

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w \cdot d} = 0$$

Adotou-se

$t = \infty$ o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

$t_0 = 2$ meses; a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração.

Pela tabela 4.10, obtém-se:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) = 2 - 0,84 = 1,16$$

$$\alpha_t = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} = 1,16$$

A flecha final diferida no tempo pode ser calculada por:

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_t) \cdot f_0 = (1 + 1,16) \cdot 4,693 = 10,137 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}$$

Tabela 4.10 – Valores de ξ (Tabela 17.1 da NBR – 6118(2003))

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coefficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

4.2.6.6 – Verificação das Flechas

Os valores das flechas finais devem ser comparados com os valores da flecha admissível dado pela tabela 13.2 da NBR 6118(2003).

Para o projeto foi adotado o valor limite $f_{adm} \leq \frac{l_a}{250}$.

sendo calculado então para a viga 16 (tipo), da seguinte forma:

$$f_{adm} = \frac{l_a}{250} = \frac{582}{250} = 2,328 \text{ cm}$$

Como $f_{\infty} < f_{adm}$, podemos dizer que a estrutura atende aos padrões no ELS.

4.3 – Pilares

Devido à robustez do edifício, não serão consideradas cargas de vento, considerando-se a estrutura de nós fixos. Logo, não será feito o cálculo da estrutura de contraventamento.

Para o dimensionamento, foram escolhidos os pilares intermediários da estrutura e, para o detalhamento, foi escolhido o pilar 16, cujo detalhamento pode ser visto no anexo IV do projeto, na prancha 4. Todos os cálculos dos sub-itens abaixo se encontram no anexo IX deste projeto.

4.3.1 – Carregamento Considerado

Os pilares recebem as cargas dos andares superiores e as cargas concentradas, provenientes das vigas ligadas aos mesmos, e as transmitem até as fundações.

4.3.1.1 – Carga de Projeto

Para o cálculo das cargas foi adotado o seguinte procedimento:

1. Obtiveram-se as reações das lajes nas vigas e somou-se com o peso próprio das vigas e as sobrecargas de alvenaria aplicadas sobre as vigas;
2. Somaram-se as reações obtidas das vigas ligadas aos pilares;
3. O valor obtido no item anterior seria a carga de projeto para um pavimento;
4. Para se obter o carregamento de pilares de nível inferior, basta somar o carregamento obtido para os pilares nos níveis acima do mesmo.

4.3.2 – Comprimento Equivalente

Segundo a NBR 6118(2003), item 15.6, o comprimento equivalente l_e do pilar é o menor dos seguintes valores como mostra a figura 4.15.

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

onde:

l_0 é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

h é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura;

l é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

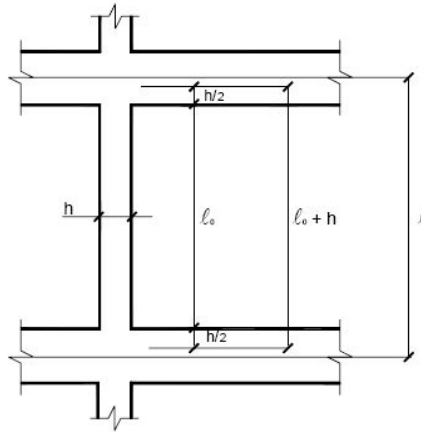


Figura 4.15 – Comprimento Equivalente

4.3.3 – Raio de Giração

Define-se o raio de giração i como sendo:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

onde:

I é o momento de inércia da seção transversal;

A é a área de seção transversal.

Para o caso em que a seção transversal é retangular, resulta:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

em que h é altura da seção retangular.

4.3.4 – Índice de Esbeltez

O índice de esbeltez é definido pela relação:

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

4.3.5 – Classificação dos Pilares Quanto às Solicitações Iniciais

Os pilares podem ser classificados como:

– Pilares internos, que são aqueles em que se pode admitir compressão simples, ou seja, em que as excentricidades iniciais podem ser desprezadas.

– Pilares de borda, nos quais as solicitações iniciais correspondem à flexão composta normal, ou seja, admite-se excentricidade inicial em uma direção. Para seção quadrada ou retangular, a excentricidade inicial é perpendicular à borda.

– Pilares de canto, que são submetidos à flexão oblíqua. As excentricidades iniciais ocorrem nas direções das bordas.

Os tipos de classificação dos pilares podem ser melhor visualizados na Figura 4.16.

Somente foram calculados os pilares classificados como internos ou intermediários, sendo detalhado o pilar 16.

4.3.6 – Classificação quanto à esbeltez

De acordo com o índice de esbeltez (λ), os pilares podem ser classificados em:

- pilares robustos ou pouco esbeltos $\rightarrow \lambda \leq \lambda_1$
- pilares de esbeltez média $\rightarrow \lambda_1 < \lambda \leq 90$
- pilares esbeltos ou muito esbeltos $\rightarrow 90 < \lambda \leq 140$
- pilares excessivamente esbeltos $\rightarrow 140 < \lambda \leq 200$

A NBR 6118(2003) não admite, em nenhum caso, pilares com λ superior a 200.

4.3.7 – Excentricidade de Primeira Ordem

As excentricidades de primeira ordem são dadas nos itens seguintes:

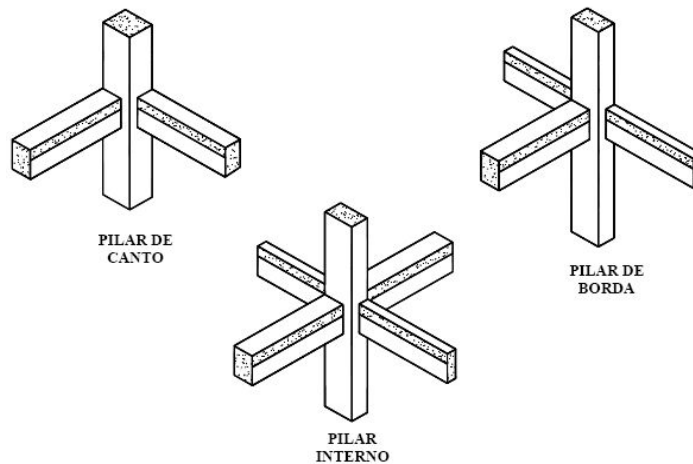


Figura 4.16 – Classificação dos Pilares Quanto as Solicitações Iniciais

4.3.7.1 – Excentricidade Acidental

Para as estruturas consideradas de nós fixos, a excentricidade acidental é dada por:

$$e_a = \frac{l_e}{400}$$

4.3.7.2– Excentricidade Mínima

A NBR6118(2003) exige uma excentricidade de primeira ordem mínima dada por:

$$e_{1,\min} = 0,015 + 0,03.h$$

onde h é a altura da seção dada em metros.

4.3.8 – Esbeltez Limite

Segundo a NBR 6118(2003), os esforços locais de segunda ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez λ for menor que o valor limite λ_1 , que pode ser calculado pelas expressões:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad 35 < \lambda_1 < 90$$

sendo, e_1 a excentricidade de primeira ordem.

O coeficiente α_b deve ser obtido conforme estabelecido a seguir:

a) Pilares biapoiados sem forças transversais

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad \text{sendo: } 0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

M_A é o momento fletor de primeira ordem no extremo A do pilar (maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado);

M_B é o momento fletor de primeira ordem no extremo B do pilar (toma-se para M_B o sinal positivo se tracionar a mesma face que M_A e negativo em caso contrário).

b) Pilares biapoiados com forças transversais significativas ao longo da altura.

$$\alpha_b = 1$$

c) Pilares em balanço

$$\alpha_b = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{M_c}{M_A} \geq 0,85 \quad \text{sendo: } 0,85 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

M_A é o momento fletor de primeira ordem no engaste;

M_C é o momento fletor de primeira ordem no meio do pilar em balanço.

d) Pilares biapoiados ou em balanço com momentos fletores menores que o momento mínimo

$$\alpha_b = 1$$

4.3.9 – Excentricidade de Segunda ordem

A força normal atuante no pilar, sob as excentricidades de primeira ordem (excentricidade inicial), provoca deformações que dão origem a uma nova excentricidade, denominada excentricidade de segunda ordem, que pode ser calculada pelo método da curvatura aproximada.

4.3.9.1 – Método da Curvatura Aproximada

O método da curvatura aproximada é permitido para pilares de seção constante e de armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo e $\lambda \leq 90$.

A excentricidade de segunda ordem pode ser calculada da seguinte forma:

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \times \frac{1}{r}$$

sendo:

$1/r$ é a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (\nu_0 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

h é a altura da seção na direção considerada;

$$\nu_0 = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \geq 0,5$$

$$\nu_0 = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \text{ é a força normal adimensional.}$$

4.3.10 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal

O dimensionamento dos pilares deve ser feito para as direções x e y , considerando todas as situações de projeto possíveis. As planilhas com os dimensionamentos seguem no anexo IX deste projeto.

De posse da excentricidade total, dada por:

$e_x = e_{1x} + e_{2x} + e_{ax}$ e considerando-se o cálculo para a direção x , onde por exemplo:

$$e_{1x} \geq \begin{cases} e_{ax} \\ e_{1x, \text{mín}} \end{cases}$$

pode-se então calcular o valor do momento atuante por:

$$M_d = N_{sd} \cdot e_x$$

Utilizam-se então as tabelas em anexo, obtidas de Araújo (2003b), que fornece os seguintes parâmetros:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \\ \nu = \frac{N_d}{bh \cdot \sigma_{cd}} \\ \mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{cd}} \\ \delta = \frac{d'}{h} = \\ \varpi \end{array} \right.$$

A área de aço pôde então ser calculada pela fórmula:

$$A_s = \frac{\varpi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{cd}}{f_{yd}}$$

Segundo o item 18.4.2.1 da NBR 6118(2003), o diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10 mm e nem superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal.

Segundo o item 17.3.5.3 da NBR 6118(2003), a armadura longitudinal mínima deve ser:

$$A_{s,\min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c$$

O valor máximo da área total de armadura longitudinal é dado por:

$$A_{s,\max} = 8\% \cdot A_c$$

devendo a taxa de armadura ser inferior ao valor máximo de 4%, inclusive nos trechos de emenda por traspasse, onde a soma dos trechos consecutivos deve ser menor que 8%.

4.3.11 – Dimensionamento da Armadura Transversal

De acordo com a NBR 6118(2003), o diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

$$s_t \begin{cases} 20cm \\ \text{menor dimensão da seção} = 15cm \\ 12\phi_e CA - 50 = 12.2,5 = 30cm \end{cases}$$

4.4 – Fundações

Para efeitos do cálculo da fundação, neste trabalho considerou-se um ensaio de **SPT** (*standart penetration test*) fictício apresentado no anexo X deste projeto.

Analisando o ensaio de SPT, observa-se que o solo apresenta o nível d'água a 4.28m e que, a 1.5m, o solo é uma argila rija com o número de golpes dos últimos 30cm igual a 10; logo, foi decidido dimensionar uma sapata rígida situada a 1,5m de profundidade, a qual recebe o carregamento do pilar 16, calculado no item anterior.

Para achar a tensão admissível do solo, utilizamos um método empírico que utiliza o número de golpes de SPT e é dado por:

$$\sigma_{adm} = 0,02.NSPT(MPa) \rightarrow 0,02.10 = 0,2MPa = 0,02kN / cm^2$$

4.4.1 – Dimensionamento

Para o dimensionamento são considerados:

- Carga de serviço do pilar 16 $N_k=1152,93kN$;
- Seção do pilar: $a = 40cm$ e $b = 15 cm$;
- Tensão admissível do solo $\sigma_{adm} = 0,2MPa = 0,02kN / cm^2$;
- Concreto da sapata: $f_{ck} = 20MPa$;
- Aço CA – 50;
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48kN / cm^2$;

- $\phi=10\text{mm}$.

4.4.1.1 – Projeto Geométrico

Estimando o peso próprio da sapata como 10% do valor da carga aplicada, a área S da base é dada por:

$$S = \frac{1,1N_k}{\sigma_{adm}} = \frac{1,1 \cdot 1152,93}{0,020} = 63411,07\text{cm}^2$$

Adotou-se uma sapata de 250/300, sendo $A=300\text{cm}$ e $B=250\text{cm}$.

Considerando sapata rígida, a altura da sapata pode ser obtida obedecendo as seguintes condições:

$$h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{300-40}{4} = 65\text{cm}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{250-15}{4} = 58,75\text{cm}$$

A altura adotada é $h=65\text{cm}$.

A altura h_0 no bordo deve respeitar as seguintes condições:

$$h_0 \geq \begin{cases} h/3 \cong 65/3 \cong 21,66 \\ 20 \end{cases} \rightarrow h_0 = 25\text{cm}$$

As dimensões da sapata considerada estão detalhadas na Figura 4.17.

Pode-se agora calcular o peso da sapata:

- Volume de concreto da Sapata

$$V_s = (h - h_0) \cdot A \cdot B + \frac{h_0}{3} (A \cdot B + a \cdot b + \sqrt{A \cdot B \cdot a \cdot b})$$

$$V_s = (0,65 - 0,25) \cdot 3,00 \cdot 2,50 + \frac{0,25}{3} (3,00 \cdot 2,50 + 0,4 \cdot 0,15 + \sqrt{3,00 \cdot 2,50 \cdot 0,4 \cdot 0,15}) = 3,66\text{m}^3$$

- Peso específico do concreto

$$\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$$

Logo o peso da sapata é dado por:

$$\text{Peso da sapata} = V_s \cdot \gamma_c = 3,66 \cdot 25 = 92,14\text{kN}$$

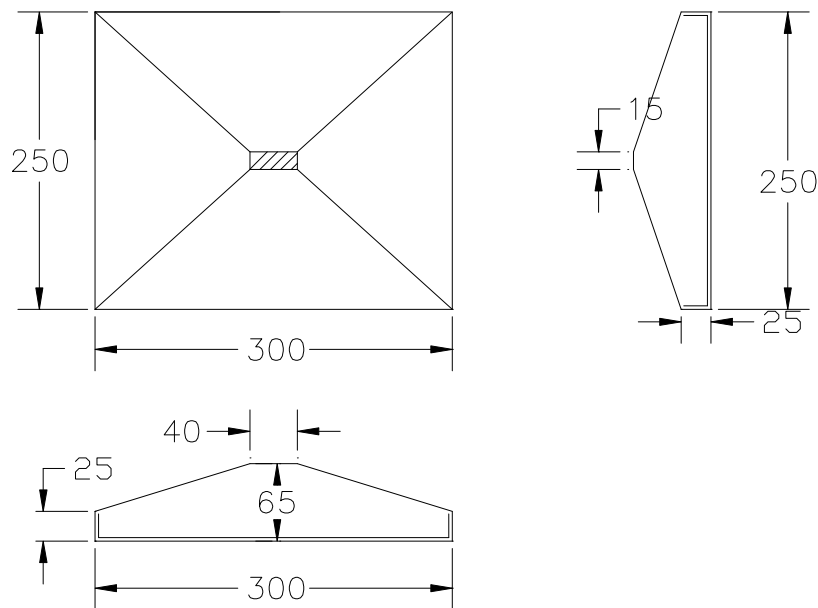


Figura 4.17 – Dimensões Adotadas para Sapata 16

Após calcular o peso da sapata com as dimensões adotadas, verifica-se que a pressão no solo é 0,17MPa que é menor que tensão admissível $\sigma_{adm} = 0,2MPa = 0,02kN / cm^2$

4.4.1.2 – Verificação das Tensões no Concreto

Para verificação do esmagamento das bielas, devem-se fazer os seguintes cálculos:

- Força normal de cálculo

$$N_d = 1,4 \cdot N_K = 1,4 \cdot 1152,92 = 1614,10kN$$

- Tensão aplicada no topo da sapata

$$\sigma_d = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{1614,10}{40 \cdot 15} = 2,69kN / cm^2$$

- Resistência à compressão do concreto da sapata

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 17,857MPa = 1,7857kN / cm^2 \quad 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 1,7857 = 0,35kN / cm^2$$

Se resultar $\sigma_d \leq 0,2f_{cd}$, as bielas podem convergir para a seção do topo da sapata, sem que ocorra esmagamento. Neste caso, o braço de alavanca é $Z=d$, onde d é a altura útil da sapata junto às faces do pilar.

Como $\sigma_d > 0,2f_{cd}$, isto significa que as bielas de compressão devem convergir para um plano horizontal situado abaixo do topo da sapata. A profundidade x desse plano é obtida, por:

$$\sigma_{1d} = \frac{N_d}{(a + 4x).(b + 4x)}$$

Introduzindo $N_d = \sigma_d . a . b$ e fazendo $\sigma_{1d} \leq 0,2.f_{cd}$, resulta:

$$\sigma_{1d} = \frac{a.b}{(a + 4x).(b + 4x)} . \sigma_d \leq 0,2.f_{cd}$$

Disto resulta $x=10,38cm$.

Logo, o braço da alavanca é

$$Z = d - x = 61,5 - 10,38 = 51,12cm$$

sendo:

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 65 - 3 - \frac{1}{2} = 61,5cm$$

4.4.1.3 – Cálculo das Armaduras

O cálculo das armaduras será feito nas duas direções da sapata.

4.4.1.3.1 – Armadura na Direção x

$$A_{sx} = \frac{N_d (A - a)}{8.Z.f_{yd}}$$

$$A_{sx} = \frac{1614,10.(300 - 40)}{8.51,12.43,48} = 23,6cm^2$$

$$n^0 \text{ barras} = \frac{A_{sx}}{A_\phi} = \frac{23,6}{0,79} = 30$$

$$S = \frac{B}{n^{\circ} \text{ barras} - 1} = \frac{250}{29} = 8,6\text{cm}$$

4.4.1.3.2 – Armadura na Direção y

$$A_{SY} = \frac{N_d (B - b)}{8 \cdot Z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{SY} = \frac{1614,10(250 - 15)}{8 \cdot 51,12 \cdot 43,48} = 21,33\text{cm}^2$$

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{SY}}{A_{\phi}} = \frac{21,33}{0,79} = 27$$

$$S = \frac{B}{n^{\circ} \text{ barras} - 1} = \frac{300}{26} = 11,5\text{cm}$$

O detalhamento da sapata pode ser visto na Figura 4.18.

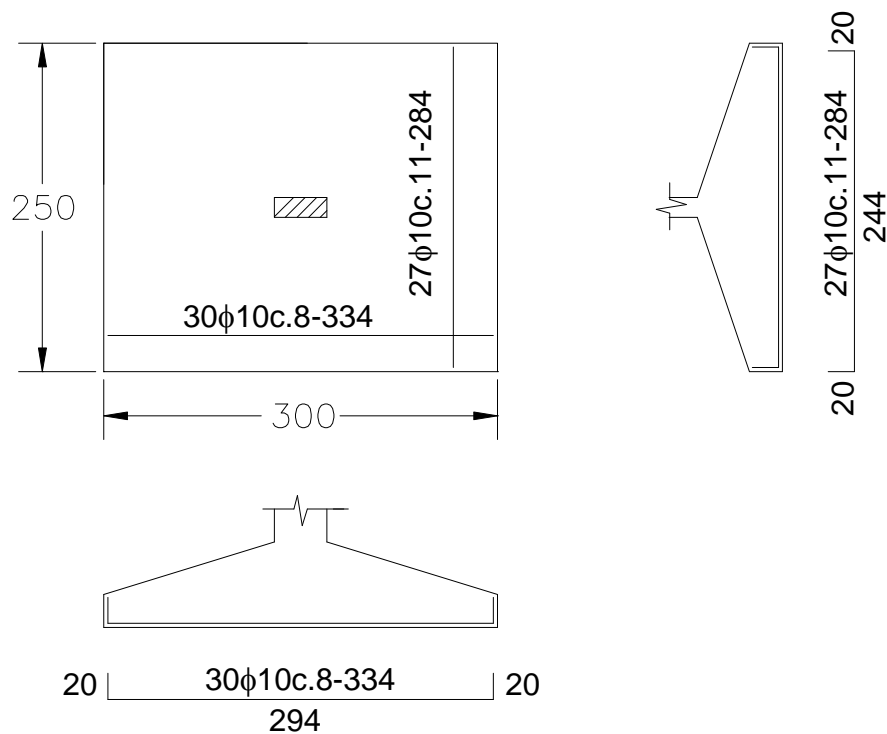


Figura 4.18 – Detalhamento da Sapata 16.

4.5 – Escadas

Neste trabalho será apresentado o dimensionamento de uma escada composta por dois lances e um patamar, conforme prevista em projeto arquitetônico, e será armada longitudinalmente.

As dimensões dos degraus das escadas, assim como o ângulo de inclinação da escada estão especificados na Figura 4.19.

A espessura h da laje sob os degraus é de 10cm.

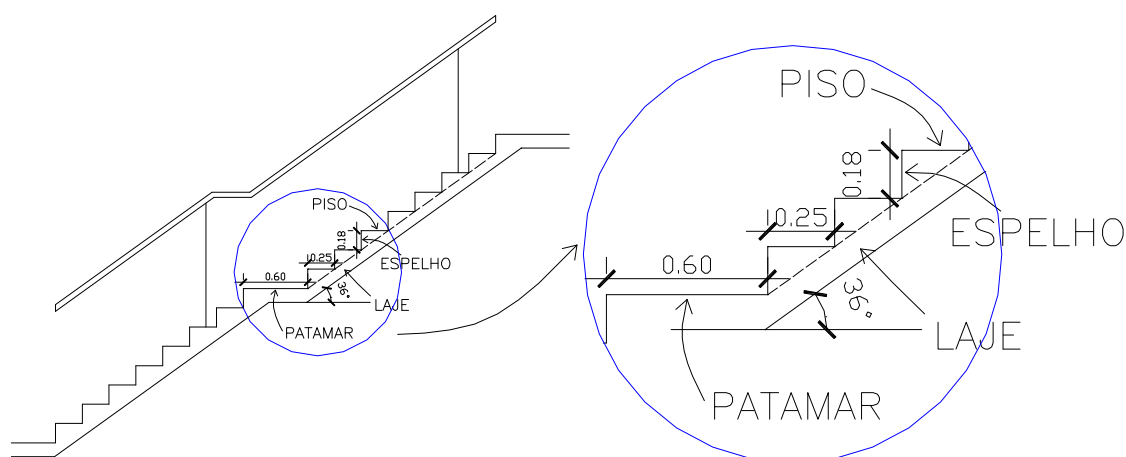


Figura 4.19 – Dimensões adotadas para o dimensionamento da escada.

4.5.1 – Cargas nas Escadas

As cargas consideradas foram: peso próprio, revestimento e o peso do parapeito (cargas permanentes); e cargas acidentais: uma carga distribuída sobre a superfície da escada e outra aplicada ao longo dos parapeitos, exigida pela NBR-6120(1980).

4.5.1.1 – Peso Próprio (g1)

O peso próprio da escada é avaliado por m^2 de projeção horizontal. Para os patamares foi considerado:

$$\text{peso do patamar} = 25 \times h_p \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

$$\text{peso do patamar} = 25 \times 0,10 = 2,5 \text{ kN / m}^2$$

onde h_p é a espessura da laje do patamar, em metros.

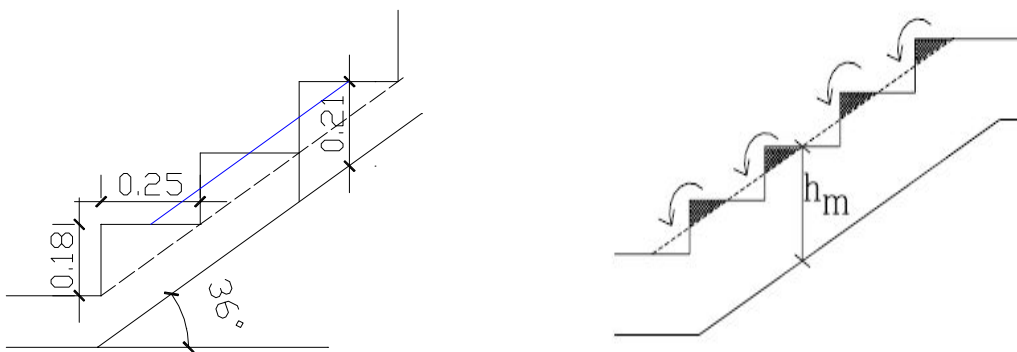


Figura 4.20 – Altura média da escada.

No trecho inclinado, deve-se levar em conta o peso dos degraus. Por simplificação, é adotada uma espessura média, h_m , medida na vertical e representada na Figura 4.20, é dada por:

$$h_m = 21,36 \text{ cm} = 21 \text{ cm}$$

Logo, pode-se calcular o peso próprio do trecho inclinado da seguinte forma,

$$\text{peso do trecho inclinado} = 25 h_m \text{, kN / m}^2$$

$$\text{peso do trecho inclinado} = 25 \cdot 0,2136 = 5,34 \text{ kN / m}^2$$

4.5.1.2 – Revestimento (g2)

O valor da carga de revestimento geralmente varia de 0,8 a 1,2 kN/m². Neste projeto foi adotado o seguinte:

$$\text{peso do revestimento} = 1,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

4.5.1.3 – Carga Acidental (parapeito – q1)

Segundo o item 2.2.1.5 da NBR-6120(1980), ao longo dos parapeitos e balcões devem ser considerados aplicados uma carga horizontal de 0,8 kN/m na altura do corrimão e uma carga vertical mínima de 2kN/m, conforme mostrado na Figura 4.21

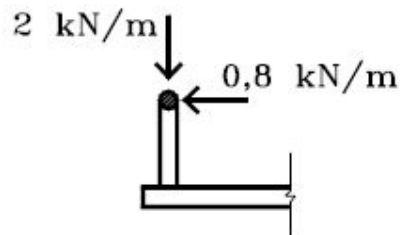


Figura 4.21 – Ações definidas pela NBR-6120(1980), parapeitos.

Dividindo essa carga vertical pela largura, tem-se:

- Carga acidental vertical ao longo do parapeito

- $\frac{2,0}{1,28} = 1,563 \text{ kN} / \text{m}^2$

4.5.1.4 – Cargas Totais

O carregamento total a ser utilizado para o dimensionamento da escada será o somatório das cargas permanentes com as acidentais.

4.5.1.4.1 – Cargas Totais nos Patamares (p_1)

A carga que atua nos patamares é dada por:

- $p_1 = g_1 + g_2 + q_1 + q_2$
- $p_1 = 2,5 + 1,0 + 2,5 + 1,563 = 7,56kN / m^2$

4.5.1.4.2 – Cargas Totais nos Trechos Inclinados (p_2)

A carga que atua nos trechos inclinados é dada por:

- $p_1 = g_1 + g_2 + q_1 + q_2$
- $p_2 = 5,34 + 1,0 + 2,5 + 1,563 = 10,403kN / m^2$

4.5.1.5 – Distribuição das Cargas ao Longo dos Trechos Inclinados

Como no programa FTOOL não temos a possibilidade de aplicar a carga de forma horizontal em trechos inclinados, temos que distribuí-la ao longo dos trechos inclinados de escada, da seguinte forma:

- 1º lance $\rightarrow p_{2,y} = p_2 \times \frac{1,83}{2,26} = 10,403 \times \frac{1,83}{2,26} \rightarrow p_{2,y} = 8,42kN / m^2$
- 2º lance $\rightarrow p_{2,y} = p_2 \times \frac{1,75}{2,16} = 10,403 \times \frac{1,75}{2,16} \rightarrow p_{2,y} = 8,43kN / m^2$

4.5.2 – Representação das Cargas e dos Diagramas em Cada Lance da Escada

Deve-se considerar que os momentos correspondem a uma faixa de 1m.

Através do programa FTOOL obtêm-se as reações de apoio, os diagramas de momento fletor e de esforço cortante em cada lance da escada, assim como nos patamares.

Inicialmente, foi elaborado um esquema de cálculo, mostrado na Figura 4.22, para que a escada transmitisse os esforços para as vigas mais próximas.

Entretanto, os esforços de momentos obtidos foram bem elevados, conforme mostrado na figura 4.23.

Foi elaborado então um novo esquema de cálculo, em que se faz necessário o cálculo de vigas para sustentação da escada, conforme figura 4.24, cujos resultados para momentos e esforços cortantes encontram-se nas Figuras 4.25 e 4.26, respectivamente.

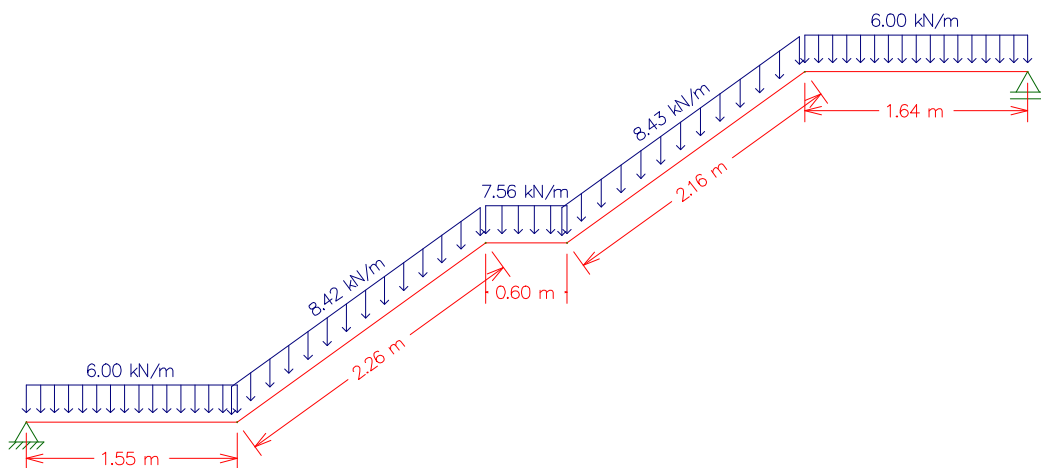


Figura 4.22 – Esquema de Cálculo da Escada Inicialmente.

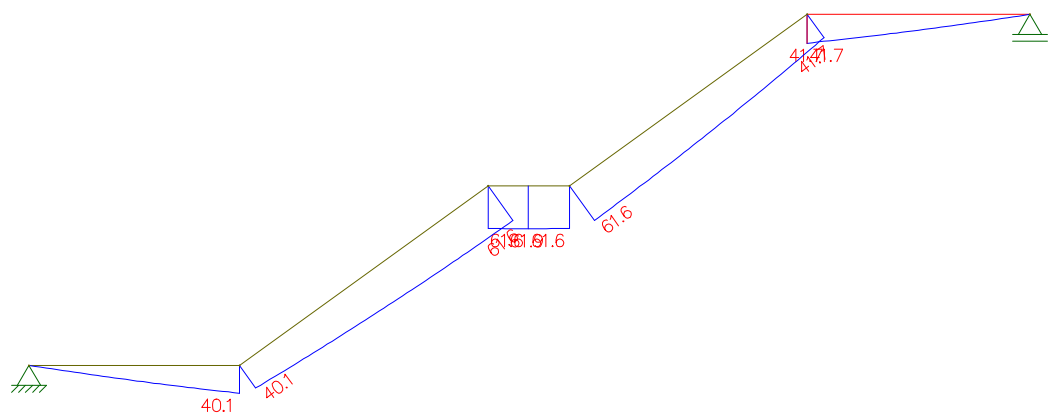


Figura 4.23 – Diagrama de Momento Fletor da Escada Inicialmente ($M_{sd} = 86,6 \text{ kNm}$).

4.5.3 – Dimensionamento das armaduras

A planilha com os cálculos das armaduras da escada encontra-se no anexo XIII do projeto.

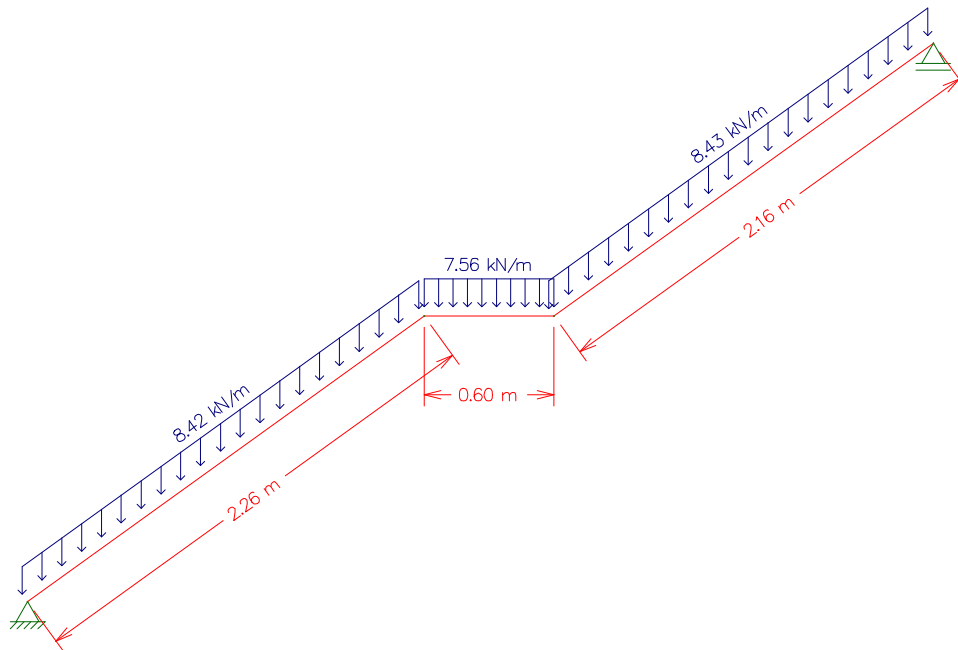


Figura 4.24 – Esquema de Cálculo da Escada Adotado.

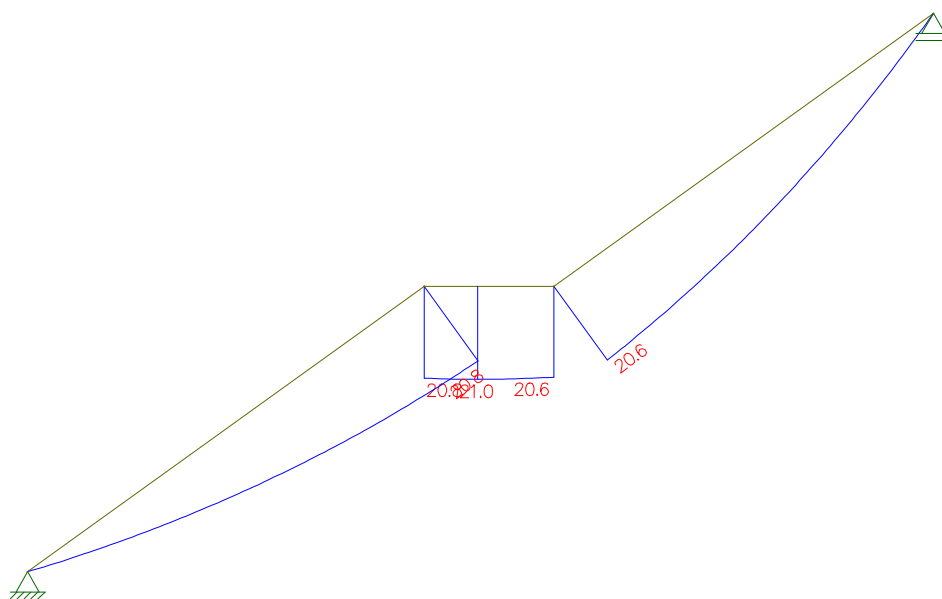


Figura 4.25 – Diagrama de Momento Fletor da Escada Adotado.

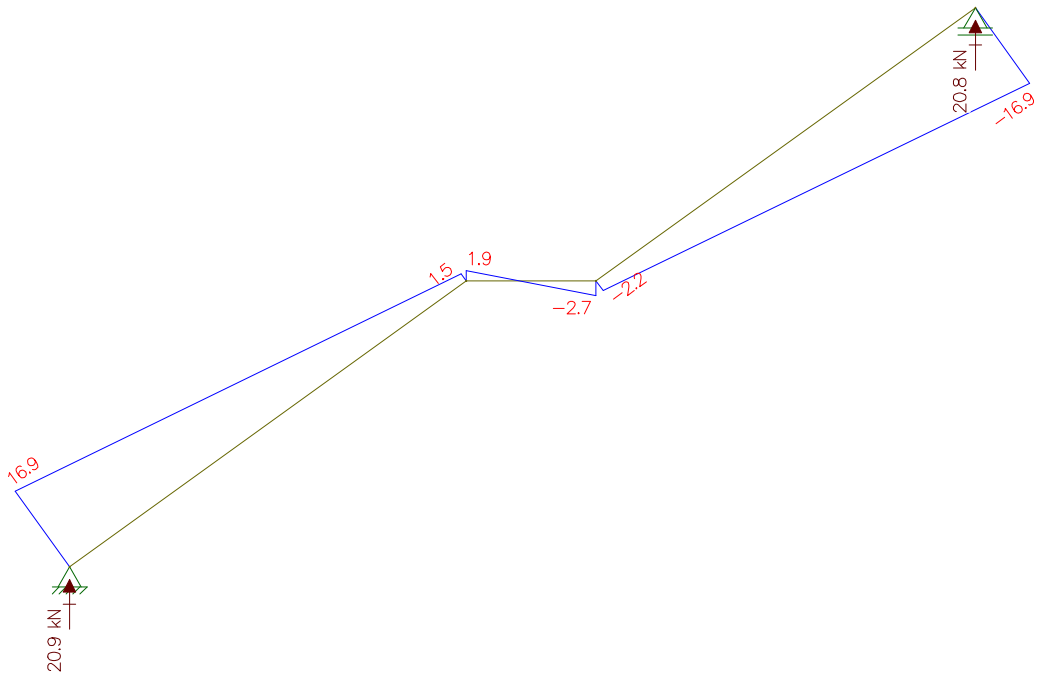


Figura 4.26 – Diagrama de Esforço Cortante da Escada Adotado.

4.5.3.1 – Armadura Longitudinal

A armadura principal de flexão, para escadas armadas longitudinalmente, é obtida pelo dimensionamento de uma seção transversal retangular com largura $b = 100\text{cm}$ e altura $h = 12\text{cm}$. Adota-se o valor da altura útil como sendo $d = h - c = h - 2,5 = 7,5\text{cm}$, sendo c o cobrimento adotado para lajes (25mm).

O aço adotado para armadura longitudinal foi aço CA-50. Então, para os trechos inclinados e para os patamares, tem-se:

$$M_k = 21,0\text{kNm}/m; M_d = 21,0 \times 1,4 = 29,4\text{kNm}/m$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{25}{1,4} = 17,86\text{MPa} = 1,786\text{kN}/\text{cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8\text{MPa} = 43,48\text{kN}/\text{cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_c} = \frac{2940}{100 \cdot 7,5^2 \cdot 1,786} \rightarrow \mu = 0,2926$$

Neste caso, tem-se: $\mu < \mu_{lim} = 0,372$

Assim, resulta armadura simples, como desejado.

Então:

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,2926})$$

$$\xi = 0,44$$

$$A_s = 0,8 \cdot \xi \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,8 \cdot 0,44 \cdot 100 \cdot 7,5 \cdot \frac{1,786}{43,48}$$

$$A_s = 10,84 \text{ cm}^2 / m$$

A armadura mínima é a seguinte:

$$A_{s,min} = 0,0015 \times 100 \times h_{laje} = 0,15 \times 10 \rightarrow A_{s,min} = 1,5 \text{ cm}^2 / m$$

Portanto, prevalece a armadura calculada, com área $A_s = 10,84 \text{ cm}^2 / m$

O número de barras em 1m para $\phi = 12,5$ mm é calculado da seguinte forma:

$$n^\circ \text{ barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{10,84}{\pi \times 1,25^2 / 4} = 8,938 \text{ barras} / m$$

O espaçamento é calculado da seguinte forma:

$$\text{espaçamento} = \frac{100}{n^\circ \text{ barras}} = \frac{100}{8,938} = 11,19 \text{ cm} \approx 11 \text{ cm}$$

O espaçamento máximo é:

$$\left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot h = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm} \\ \text{ou} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Então, o espaçamento adotado é de 11cm.

4.5.3.2 – Armadura de Distribuição

Na direção transversal ao eixo da escada, deve-se dispor uma armadura de distribuição com área dada pelo maior dos valores:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s/5 = 10,84/5 = 2,194 \text{ cm}^2 / m \\ 0,9 \text{ cm}^2 / m \\ 0,5 A_{s,\min} = 0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ cm}^2 / m \end{array} \right.$$

Logo, a área da armadura de distribuição é igual a 2,194 cm²/m. Para isto, pode-se adotar a seguinte solução: 8 ϕ 6,3 c.14 cm.

4.5.3.3 – Ancoragem nos Apoios e na Armadura Longitudinal

Nos apoios, deve-se fazer a ancoragem das armaduras longitudinais para a força $R_{sd} = \left(\frac{a_1}{d} \right) V_d$, onde $a_1 = 1,5d$ para lajes sem armadura de cisalhamento.

Considerando o maior esforço cortante da figura 4.26., obtém-se a área da armadura necessária no apoio:

$$A_{s,\text{cal}} = \frac{1,5 \times V_d}{f_{yd}} = \frac{1,5 \times (1,4 \times 16,9)}{43,48} = 0,816 \text{ cm}^2 / m$$

A resistência da aderência é obtida da equação seguinte, considerando o coeficiente $k = 1,00$ (barras nervuradas).

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times (0,3 \times f_{ck}^{2/3})}{\gamma_c}$$

Além disso, tem-se:

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd}$$

$$\eta_1 \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ barras lisas} \\ 1,4 \text{ barras entalhadas} \\ 2,25 \text{ barras nervuradas} \end{array} \right. \eta_2 \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ situação de boa aderência} \\ 0,2 \text{ situação de má aderência} \end{array} \right. \eta_3 \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ para } \phi \leq 32 \text{ mm} \\ (132 - \phi) / 100 \text{ para } \phi > 32 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Considerando os valores $\eta_1 = 2,25$, $\eta_2 = 1,0$, $\eta_3 = 1,0$ e o coeficiente de minoração da resistência do concreto $\gamma_c = 1,4$, chega-se à expressão:

$$f_{bd} = k \cdot 0,42 \cdot (f_{cd})^{2/3}$$

$$f_{bd} = 1,0 \cdot 0,42 \cdot \left(\frac{25}{1,4}\right)^{2/3} = 2,869 \text{ MPa}$$

Assim, pode-se calcular o comprimento básico de ancoragem (l_b), da seguinte forma:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1}{4} \times \frac{434,8}{2,869} \rightarrow l_b = 37,88 \approx 38 \text{ cm}$$

Como as vigas de apoio têm 13 cm de largura, o comprimento disponível para ancoragem é de $13 - 2,5 = 11,5$ cm (pois o cobrimento nominal para as vigas é de 2,5 cm). Será adotada ancoragem reta nos apoios.

Para o cálculo de $l_{b,\text{mín}}$, adota-se o menor valor entre os seguintes valores:

$$\begin{cases} 0,3l_b \rightarrow 11,36 \text{ cm} \\ 10\phi \rightarrow 10 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \rightarrow 10 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow l_{b,\text{mín}} = 11,36 \text{ cm}$$

O comprimento de ancoragem reta, $l_{b,\text{nec}}$ é dado por:

$$l_{b,\text{nec}} = l_b \times \frac{A_{s,\text{cal}}}{A_{s,e}} = 38 \times \frac{0,816}{11,04} \rightarrow l_{b,\text{nec}} = 2,81 \text{ cm}$$

Como $l_{b,\text{nec}} \leq l_{b,\text{mín}}$ o comprimento de ancoragem nos apoios adotado é igual a $l_{b,\text{mín}} = 11,36 \text{ cm}$.

O comprimento de ancoragem necessário para armadura longitudinal será reto, sendo calculado da seguinte forma:

$$l_{b,\text{nec}} = l_b \times \frac{A_\phi \times n^\circ \text{ barras}}{A_s} = 38 \times \frac{1,227 \times 9}{11,04} \rightarrow l_{b,\text{nec}} = 38,013 \text{ cm}$$

Por segurança, tem-se:

$$l_{b,\text{adotado}} = 1,5 \times l_{b,\text{nec}} = 1,5 \times 38,013 \rightarrow l_{b,\text{adotado}} = 57,02 \text{ cm} \approx 58 \text{ cm}$$

4.5.4 – Detalhamento das Armaduras

O detalhamento da armadura da escada está no anexo IV do projeto.

4.5.5 – Viga da Escada

A escada calculada apóia-se sobre uma viga que descarrega os esforços no solo e outra viga que descarrega sobre a laje do pavimento superior. Esta viga, além de receber as cargas dos patamares, recebe também as cargas de peso próprio. A viga tem seção 15cm x 60cm e comprimento de 1,27m. Com isso pode-se fazer o esquema de cálculo e o seu correto dimensionamento.

4.5.5.1 – Cargas atuantes na viga

Peso Próprio $\rightarrow b \times h \times \gamma = 0,15 \times 0,60 \times 25 = 2,25 \text{ kN} / \text{m}$

Reação do lance inclinado $\rightarrow R_{\text{inclinado}} = 20,9 \text{ kN} / \text{m}$

A Carga Total que atua sobre a viga precisa ser multiplicada por 1 m e dividida pelo seu comprimento para ser proporcionalmente distribuída; assim, temos:

$$\rightarrow \frac{(2,25 + 20,9) \times 1}{1,27} = 18,23 \text{ kN} / \text{m}$$

Majorando-se a carga total temos $\rightarrow 18,23 \times 1,4 = 25,52 \text{ kN} / \text{m}$

Aplicando este valor no programa FTOOL temos o esquema de cálculo dado na Figura 4.27 e os diagramas de momento fletor e esforço cortante mostrado nas Figuras 4.28 e 4.29.

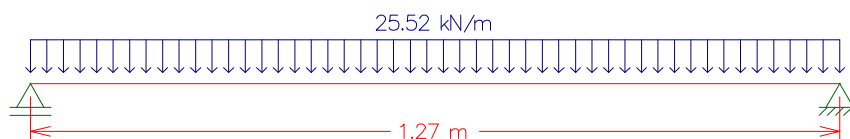


Figura 4.27 – Esquema da Viga da Escada

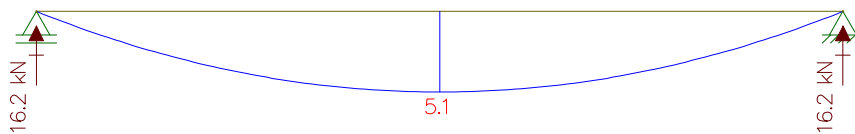


Figura 4.28 – Diagrama de Momento Fletor da Viga da Escada

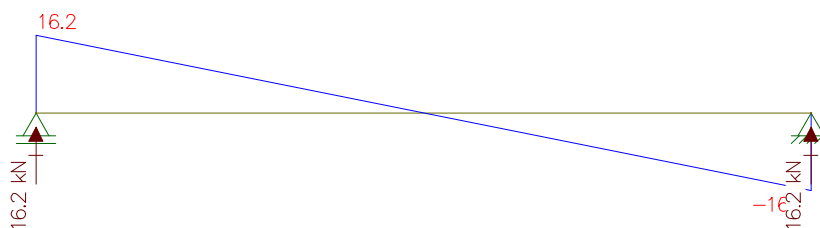


Figura 4.29 – Diagrama de Esforço Cortante da Viga da Escada

De posse destas reações, pode-se fazer o dimensionamento das armaduras da viga e este foi feito de acordo com o item 4.2.4 deste volume e os seus resultados estão expressos na planilha de cálculo das armaduras de vigas nos anexos VI e VII .

Os dados obtidos foram:

Armadura longitudinal: 2 ϕ 12,5

Armadura transversal: 3 estribos ϕ 6,3 por metro de viga

CAPITULO V – CONCLUSÃO

Pode-se concluir, com a realização deste projeto, que os conhecimentos obtidos em sala de aula são suficientes para que o graduando consiga atuar no mercado de trabalho, com as certezas de que cada problema será encarado como um novo obstáculo a ser ultrapassado e que este projeto foi provavelmente o último trabalho acadêmico e o primeiro trabalho profissional.

Amparado pelas Normas Brasileiras, pela ética e acima de tudo pelo bom senso, o engenheiro conseguirá representar seu papel perante a sociedade, de forma satisfatória e eficaz, obtendo êxito em sua vida.

Os dimensionamentos realizados manualmente são bastante trabalhosos e existem programas no mercado que minoram o trabalho e facilitam a vida dos engenheiros. Deve-se ressaltar sempre que os programas não realizam cálculos estruturais sozinhos, necessitando de um profissional capacitado para fazer o adequado dimensionamento e a correta interpretação dos dados gerados como resposta pelo programa.

BIBLIOGRAFIA

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6118(2003) - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado, 2003.

ABNT , Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6120(1980) – Cargas para o Cálculo de Estruturas, 1980.

ARAÚJO, J.M. (2003a). Curso de Concreto Armado. Editora Dunas. Volume 1.

ARAÚJO, J.M. (2003b). Curso de Concreto Armado. Editora Dunas. Volume 2.

ARAÚJO, J.M. (2003c). Curso de Concreto Armado. Editora Dunas. Volume 3.

ARAÚJO, J.M. (2003d). Curso de Concreto Armado. Editora Dunas. Volume 4.

PINHEIRO, L.M. (2003). Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios. São Carlos, EESC-USP.

MARTHA, L.F.(2002). FTOLL – Um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas (versão educacional), PUC-RIO.

ANEXOS

Anexo I – Tabelas com os Momentos Corrigidos de Todas as Seções

- Térreo

- Seção A-A

SEÇÃO A-A			
	L 1	M (-) cor.	L 2
M (+)	6,67		7,29
M (-)	14,89	16,10	17,30
M (+) corr.	6,07		7,89

- Seção B-B

SEÇÃO B-B			
	L 1	M (-) cor.	L 2
M (+)	7,07		7,07
M (-)	18,85	17,52	16,19
M (+) corr.	7,74		6,41

- Seção C-C

SEÇÃO C-C					
	L 1	M (-) cor.	L 2	M (-) cor.	L 3
M (+)	4,43		5,40		8,51
M (-)	7,87	9,34	10,80	17,61	22,01
M (+) corr.	3,70		3,93		10,71

- Seção D-D

SEÇÃO D-D			
	L 1	M (-) cor.	L 2
M (+)	7,20		6,87
M (-)	16,29	16,02	15,75
M (+) corr.	7,34		6,74

- Seção E-E

SEÇÃO E-E			
	L 1	M (-) cor.	L 2
M (+)	7,29		7,31
M (-)	17,30	17,33	17,36
M (+) corr.	7,28		7,33

- Seção F-F

SEÇÃO F-F						
	L 1	M (-) cor.	L 2	M (-) cor.	L 3	M (-) cor.
M (+)			3,96		4,89	
M (-)		11,86	11,86	12,70	13,53	13,53
M (+) corr.	0,00		3,54		5,31	

- Seção G-G

SEÇÃO G-G						
	L 1	M (-) cor.	L 2	M (-) cor.	L 3	M (-) cor.
M (+)			4,61		5,97	
M (-)		13,28	13,28	14,30	15,31	15,31
M (+) corr.	0,00		4,10		6,48	

- Seção H-H

SEÇÃO H-H													
	L 1	M (-) cor.	L 2	M (-) cor.	L 3	M (-) cor.	L 4	M (-) cor.	L 5	M (-) cor.	L 6	M (-) cor.	L 7
M (+)	16,00		3,96		4,89		9,89		4,75		5,99		3,10
M (-)	28,44	22,75	11,86	12,70	13,53	17,82	22,10	17,68	13,16	14,26	15,36	12,29	5,51
M (+) corr.	18,84		0,70		3,17		14,24		1,99		8,08		1,56

- Tipo

- Seção A-A

SEÇÃO A-A							
	L 1	M (-) cor.	L 2	M (-) cor.	L 3	M (-) cor.	L 4
M (+)	4,15		1,60		1,60		4,15
M (-)	9,36	7,49	3,28	3,28	3,28	7,49	9,36
M (+) corr.	5,09		0,66		0,66		5,09

- Seção B-B

SEÇÃO B-B							
	L 1	M (-) cor.	L 2	M (-) cor.	L 3	M (-) cor.	L 4
M (+)	4,78		2,39		2,39		4,78
M (-)	8,50	6,80	4,77	4,77	4,77	6,80	8,50
M (+) corr.	5,63		1,54		1,54		5,63

- Seção C-C

SEÇÃO C-C							
	L 1	M (-) cor.	L 2	M (-) cor.	L 3	M (-) cor.	L 4
M (+)	5,58		0,47		0,47		5,58
M (-)	9,91	7,93	0,94	0,94	0,94	7,93	9,91
M (+) corr.	6,57		-0,52		-0,52		6,57

- Seção D-D

SEÇÃO D-D		
	L 1	M (-) cor.
M (+)	2,79	
M (-)	7,80	7,80
M (+) corr.	2,79	

- Seção E-E

SEÇÃO E-E		
	L 1	M (-) cor.
M (+)	0,44	
M (-)	2,17	2,17
M (+) corr.	0,44	

- Cobertura

- Seção A-A

SEÇÃO A-A			
	L 1	M (-) cor.	L 2
M (+)	5,09		4,39
M (-)	13,64	13,00	12,36
M (+) corr.	5,41		4,07

- Seção B-B

SEÇÃO B-B			
	L 1	M (-) cor.	L 2
M (+)	6,86		6,86
M (-)	16,95	16,95	16,95
M (+) corr.	6,86		6,86

○ Seção C-C

SEÇÃO C-C							
	L 1	M (-) cor.	L 2	M (-) cor.	L 3	M (-) cor.	L 4
M (+)	5,07		0,82		0,82		5,07
M (-)	9,01	7,21	1,65	1,65	1,65	7,21	9,01
M (+) corr.	5,97		-0,08		-0,08		5,97

○ Seção D-D

SEÇÃO D-D			
	L 1	M (-) cor.	L 2
M (+)	6,42		6,86
M (-)	15,06	16,01	16,95
M (+) corr.	5,95		7,33

Anexo II – Tabelas com o Dimensionamento das Lajes.

Anexo III – Tabelas com a Flecha das Lajes.

Anexo IV – Detalhamentos das Armaduras Positivas e Negativas das Lajes (Térreo, Tipo e Cobertura);

Detalhamento da Viga – V9 (cobertura);

Detalhamento do Pilar – P16 (térreo);

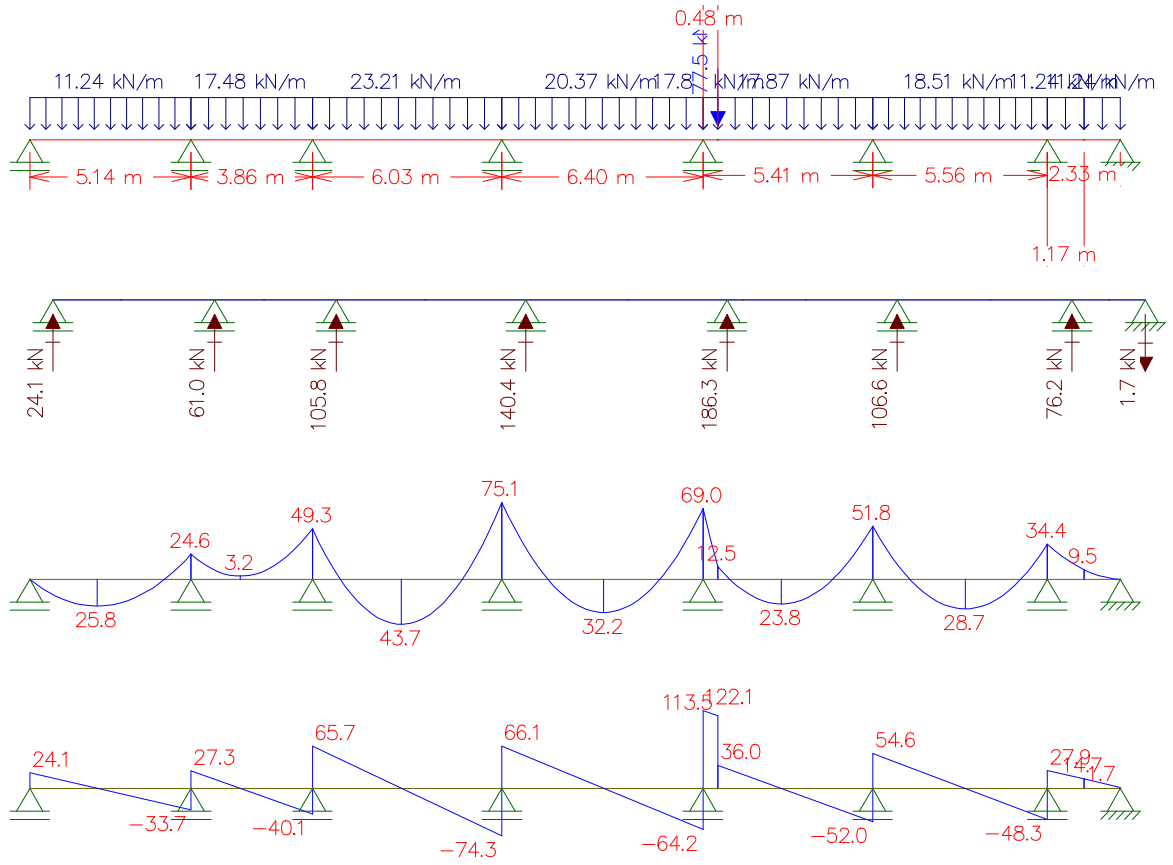
Detalhamento da Sapata – S16;

Detalhamento da Escada.

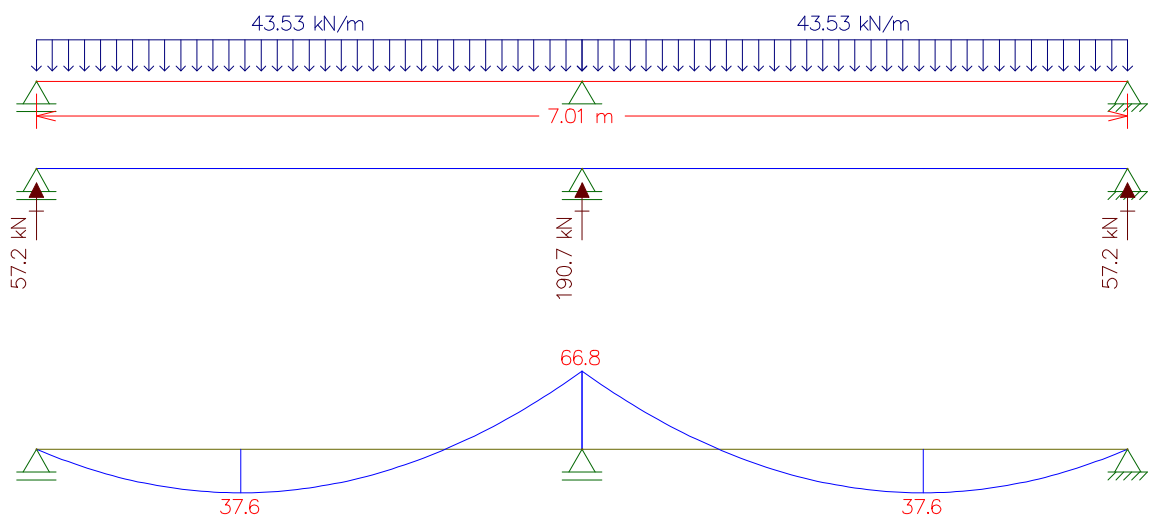
Anexo V – Cálculo dos Esforços das Vigas
(Térreo, Tipo e Cobertura)

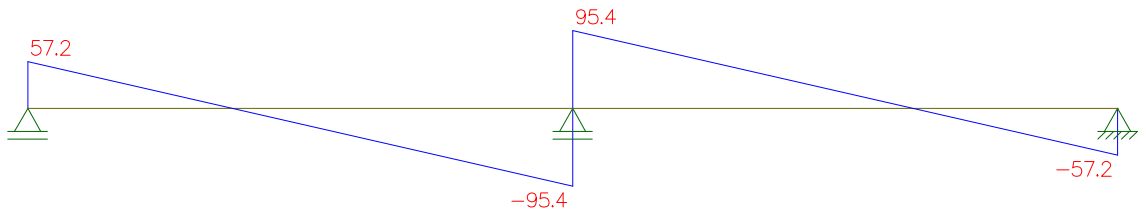
- **Térreo**

- **Viga 1**

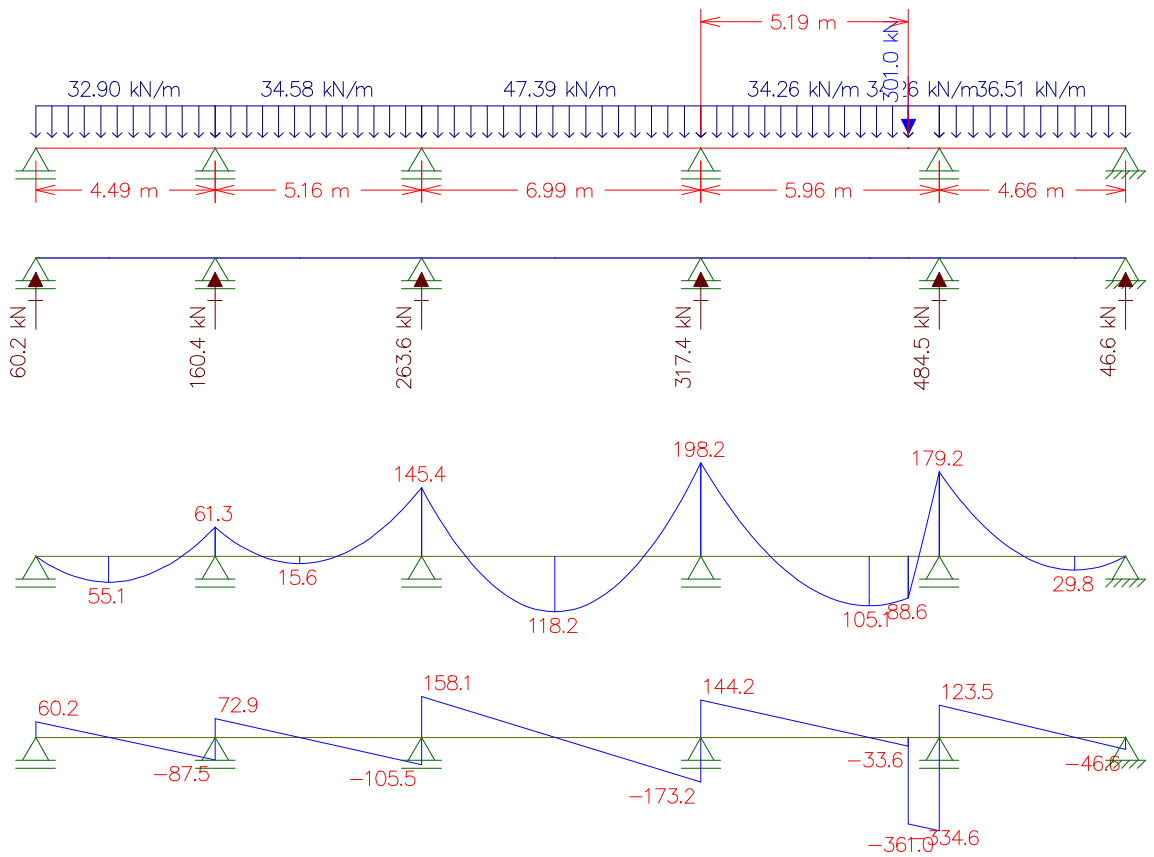


- **Viga 2**

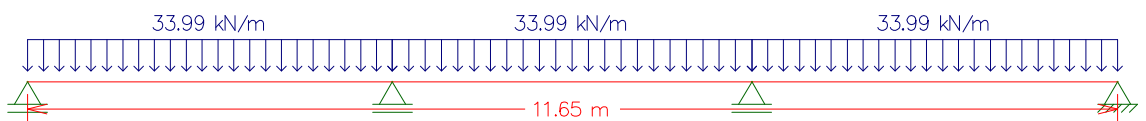


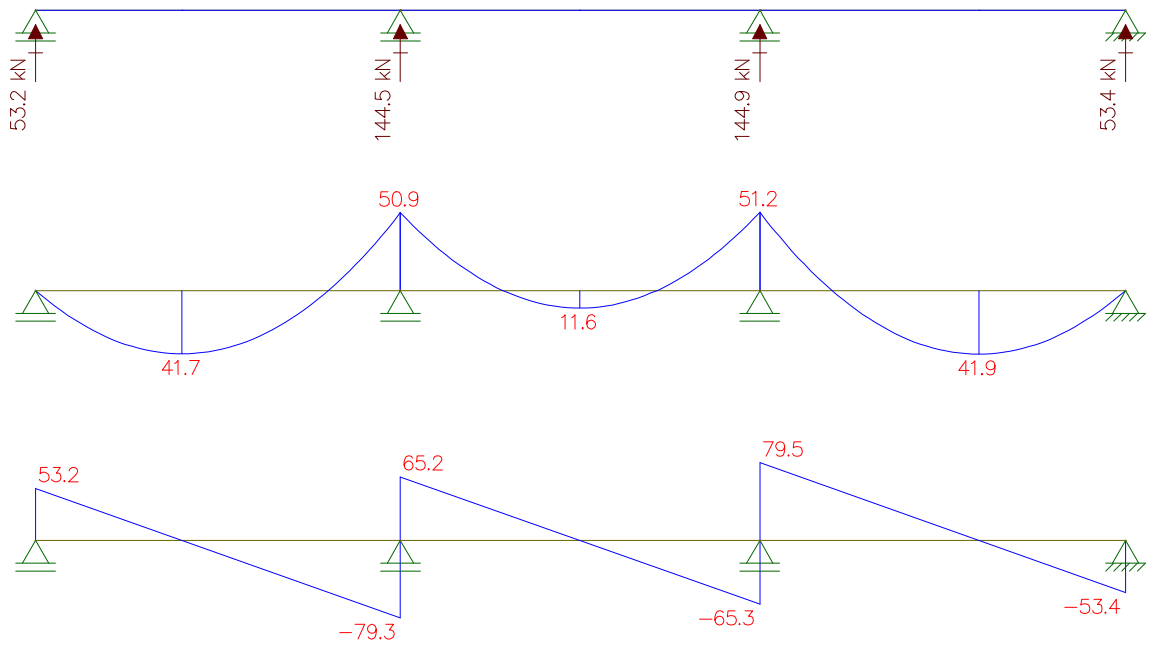


o Viga 3

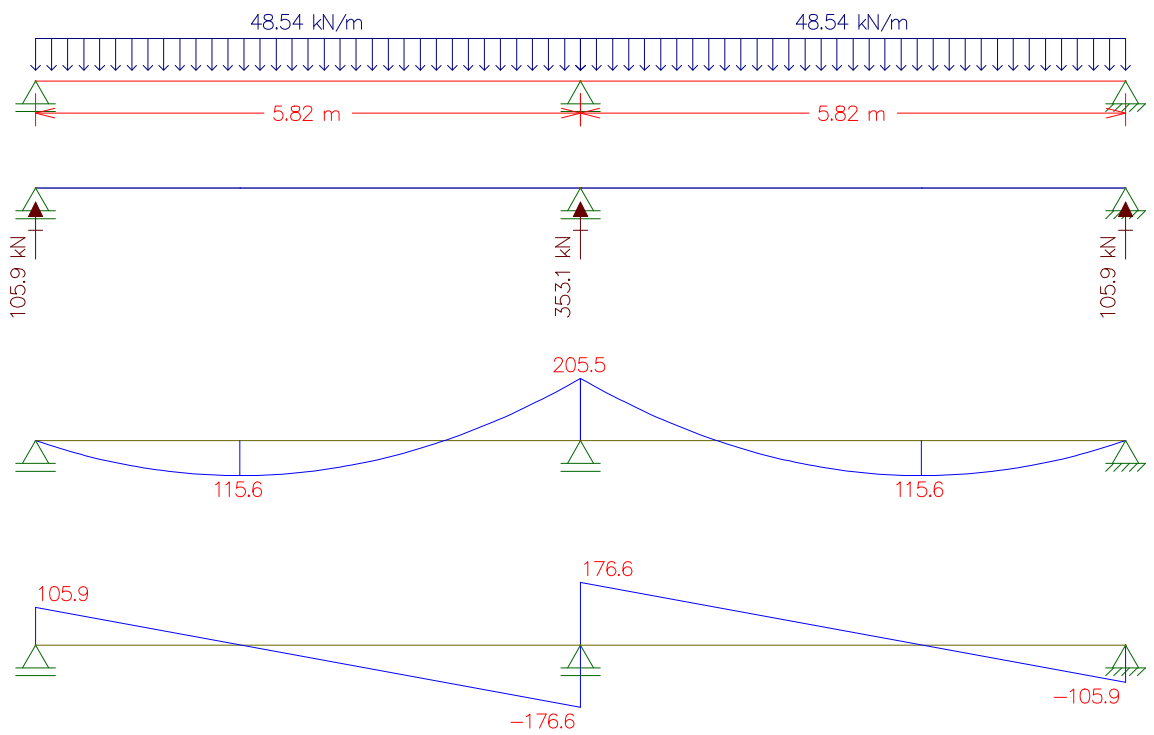


o Viga 5

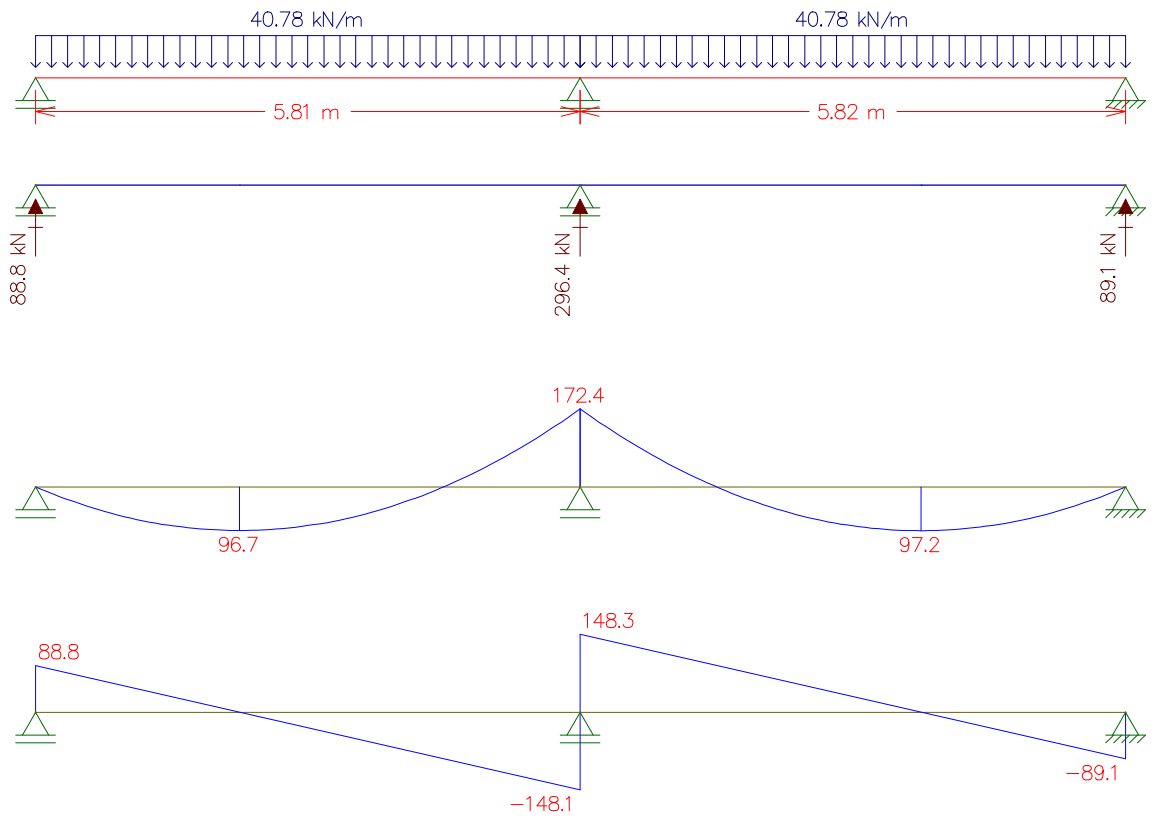




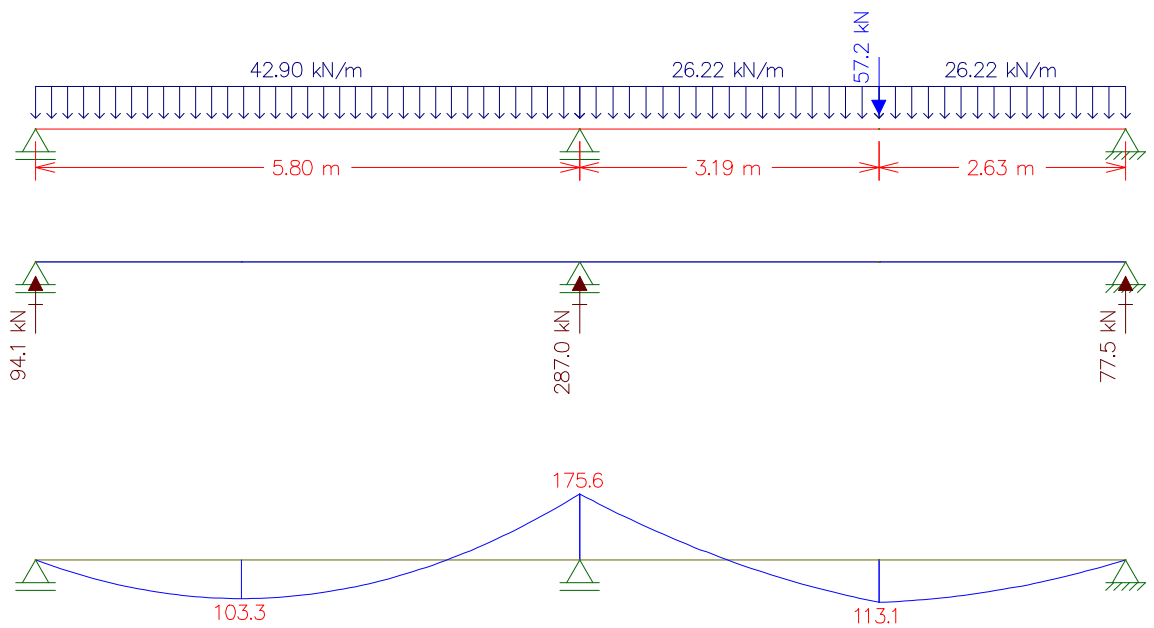
o Viga 6

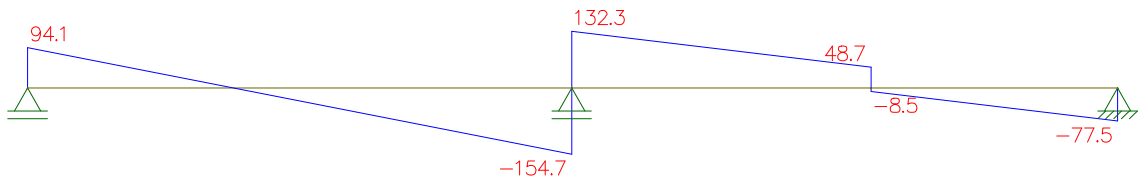


o Viga 7

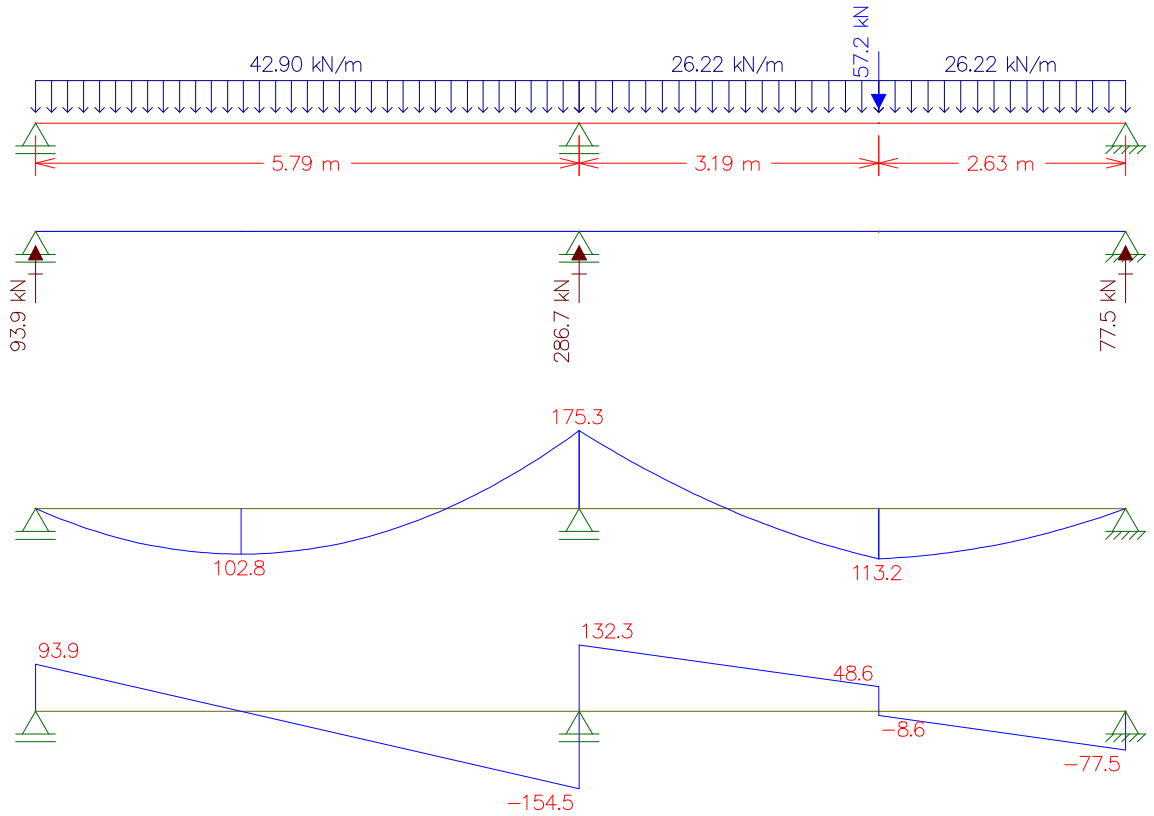


o Viga 8

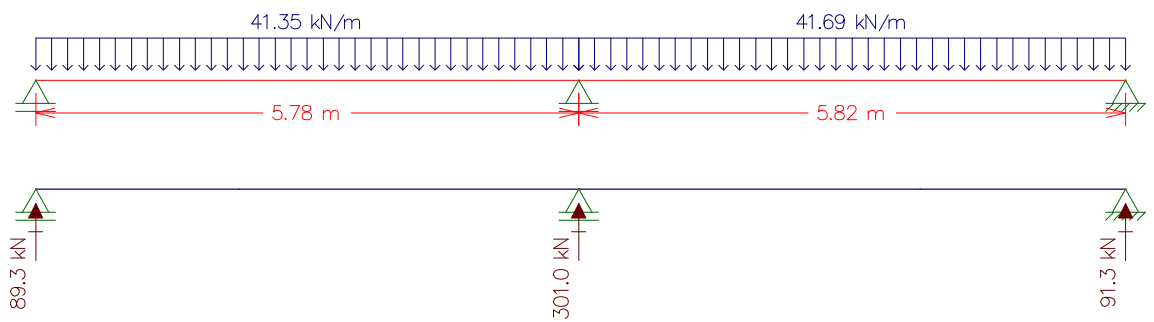


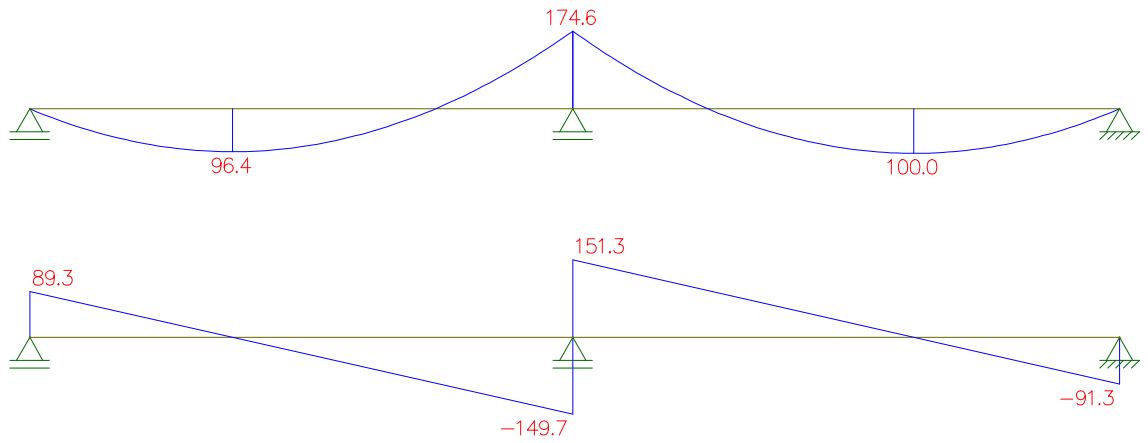


o Viga 9

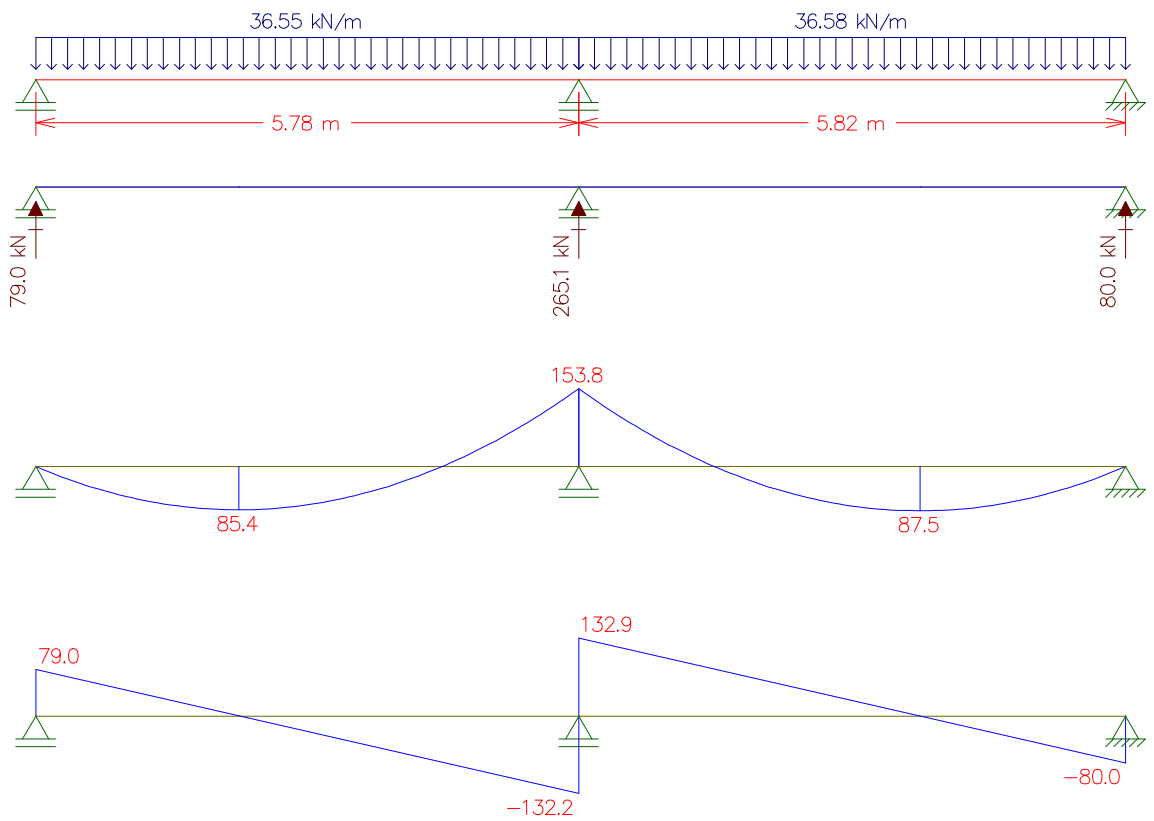


o Viga 10

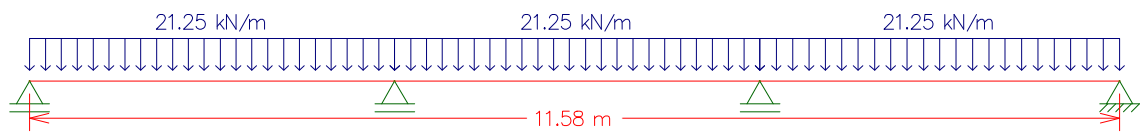


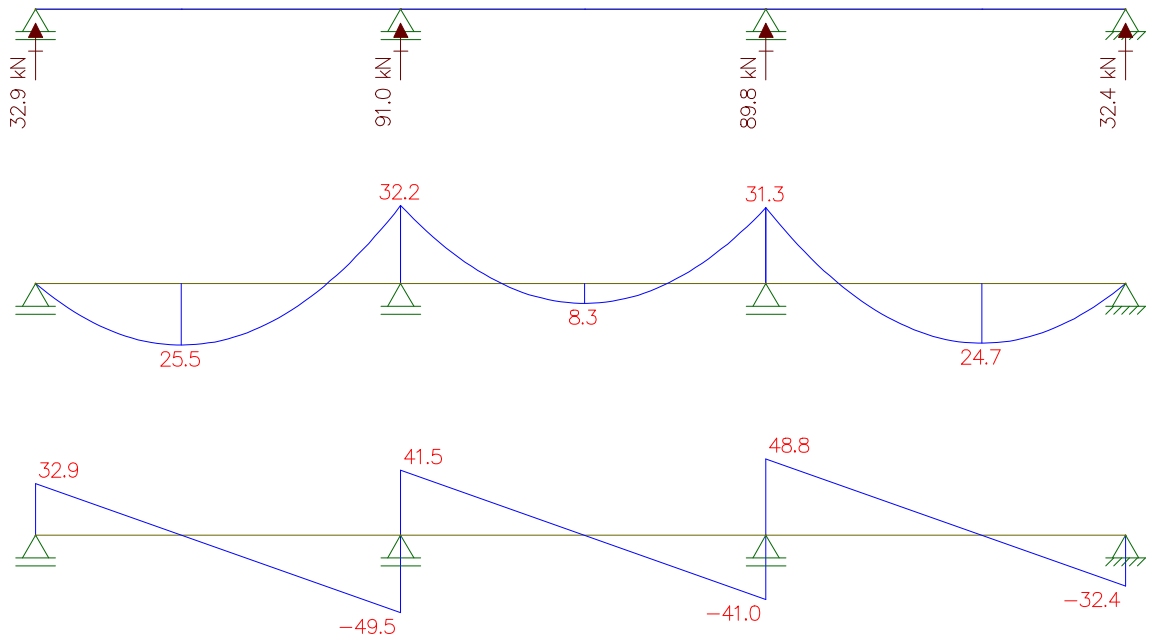


o Viga 11



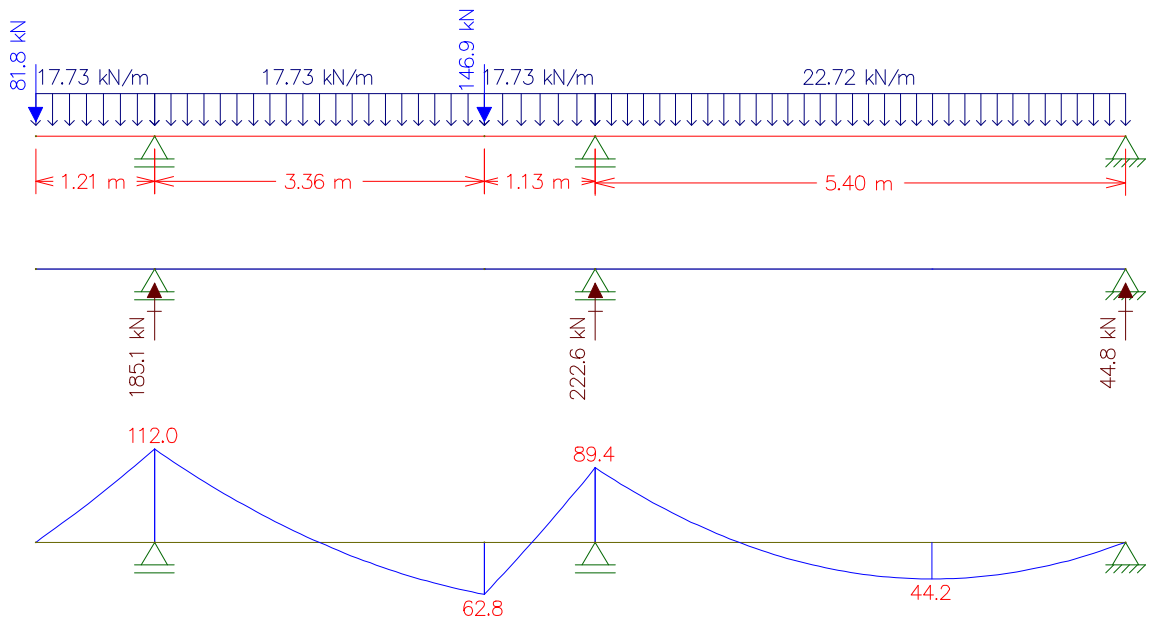
o Viga 12

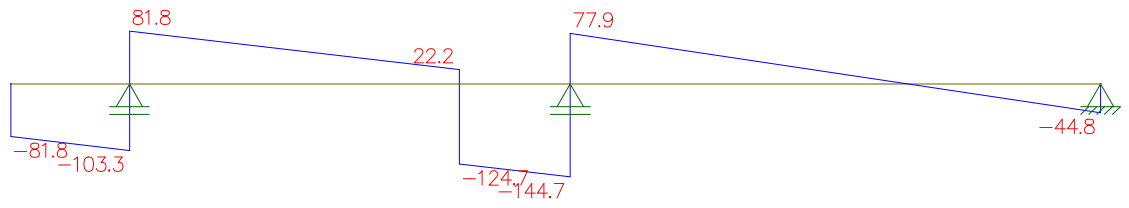




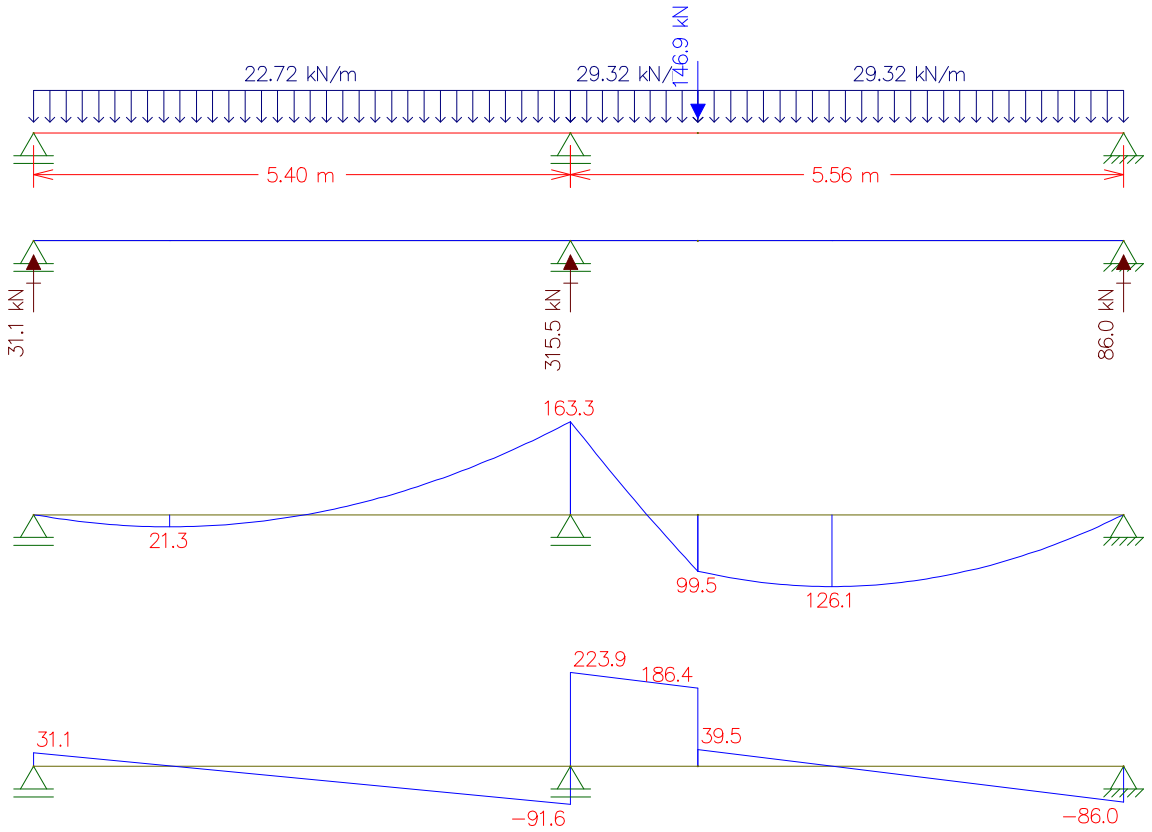
- **Tipo**

- **Viga 1_1**

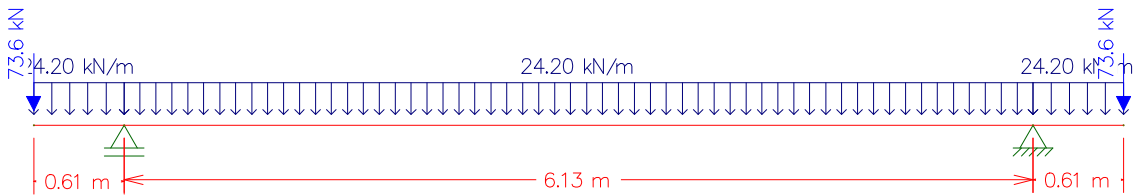


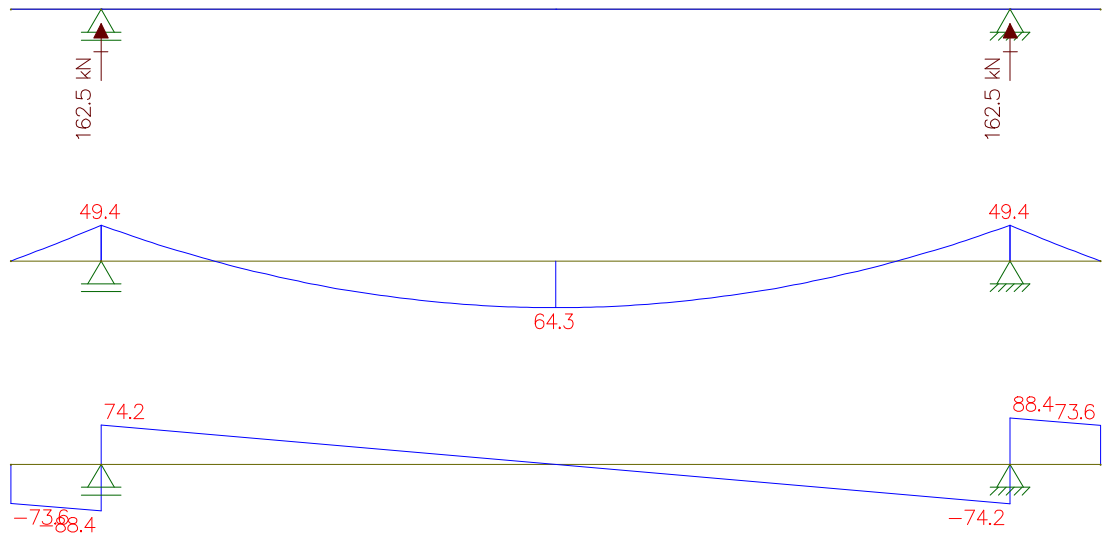


o Viga 1_2

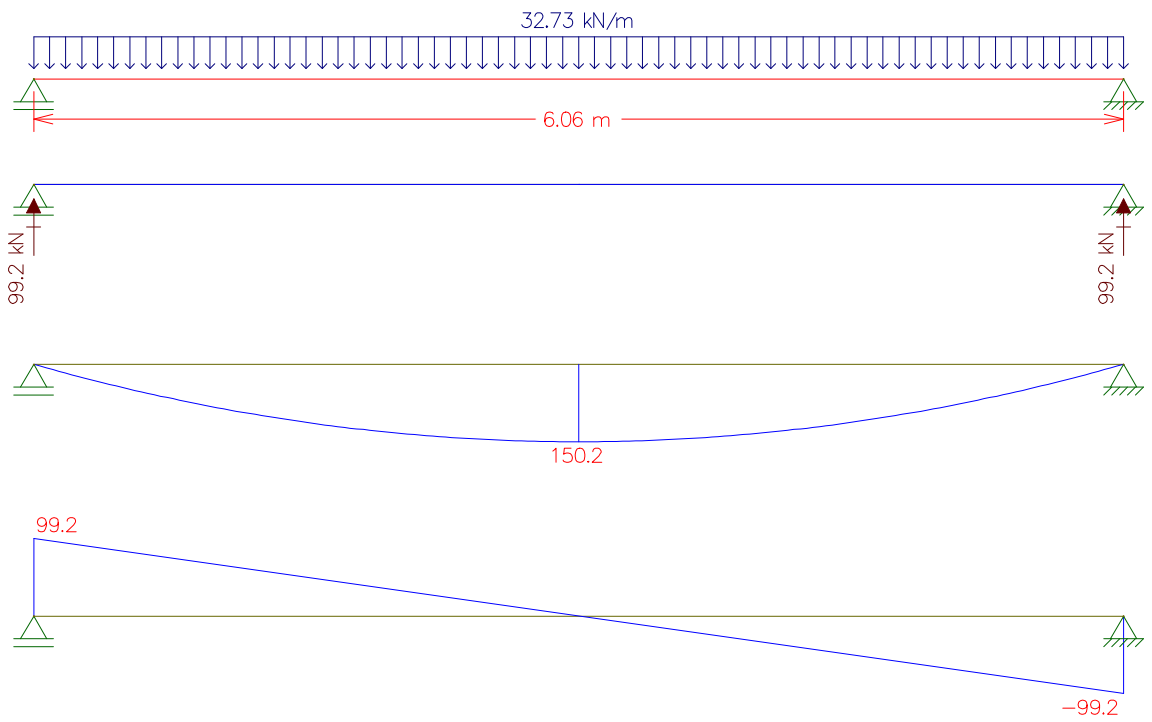


o Viga 2

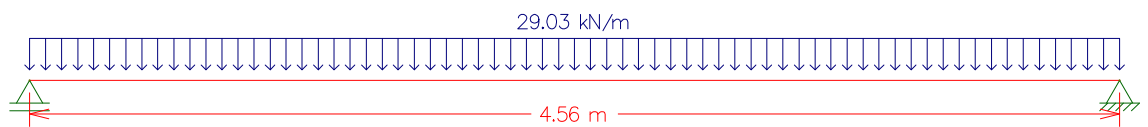


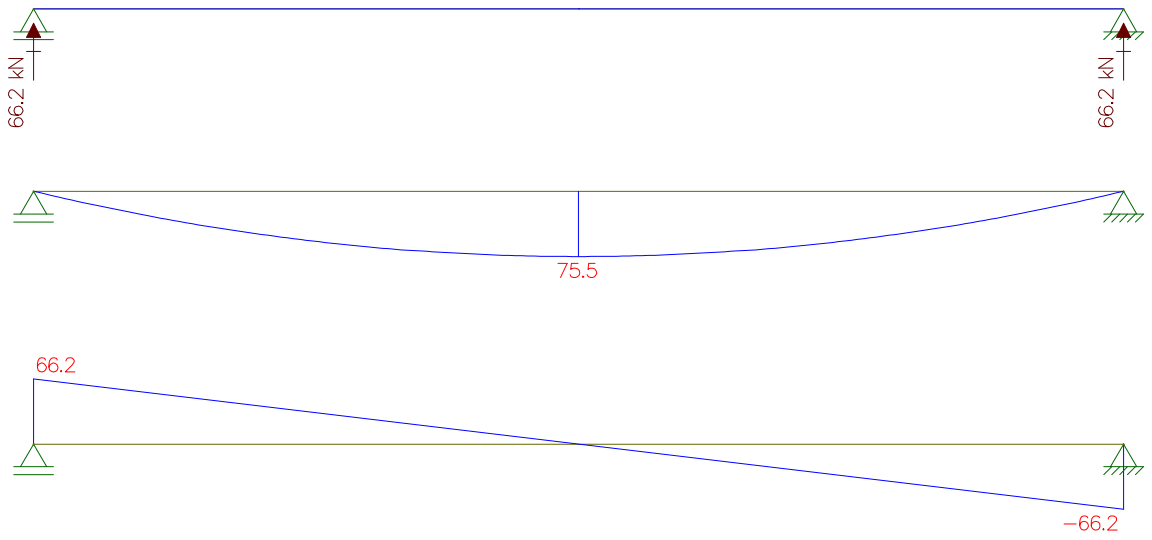


o Viga 3

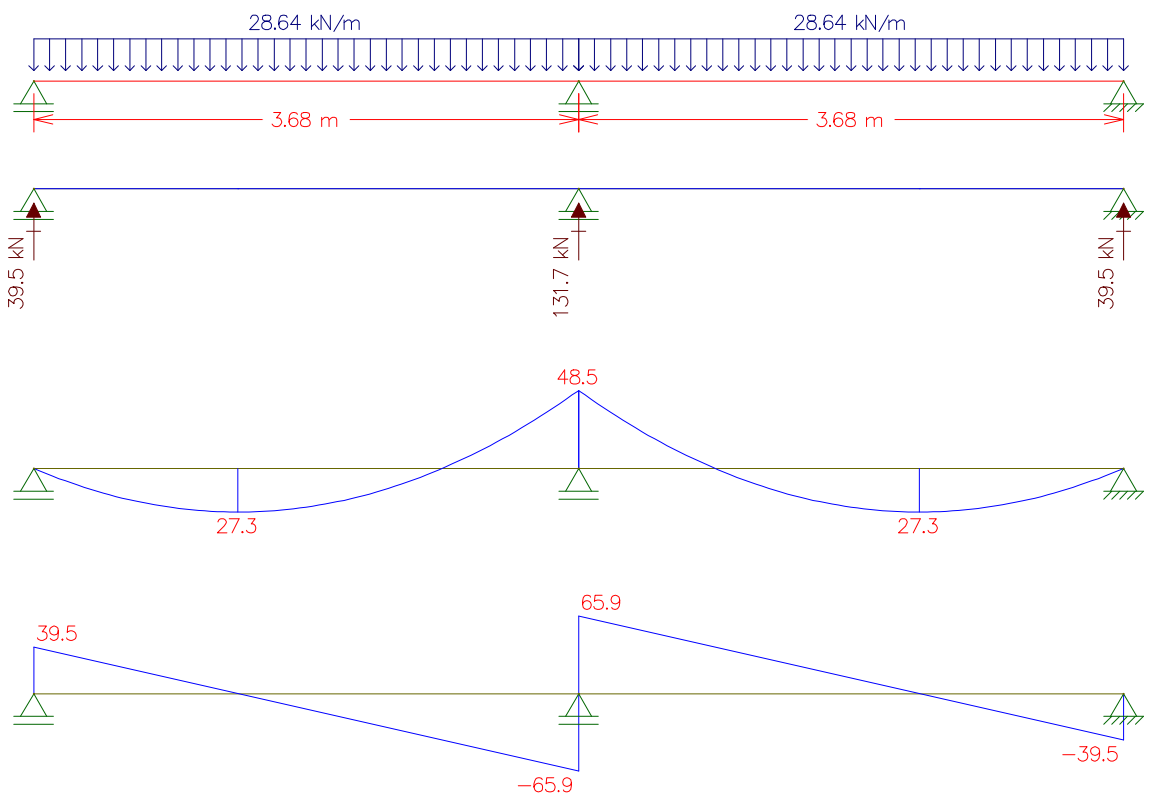


o Viga 5

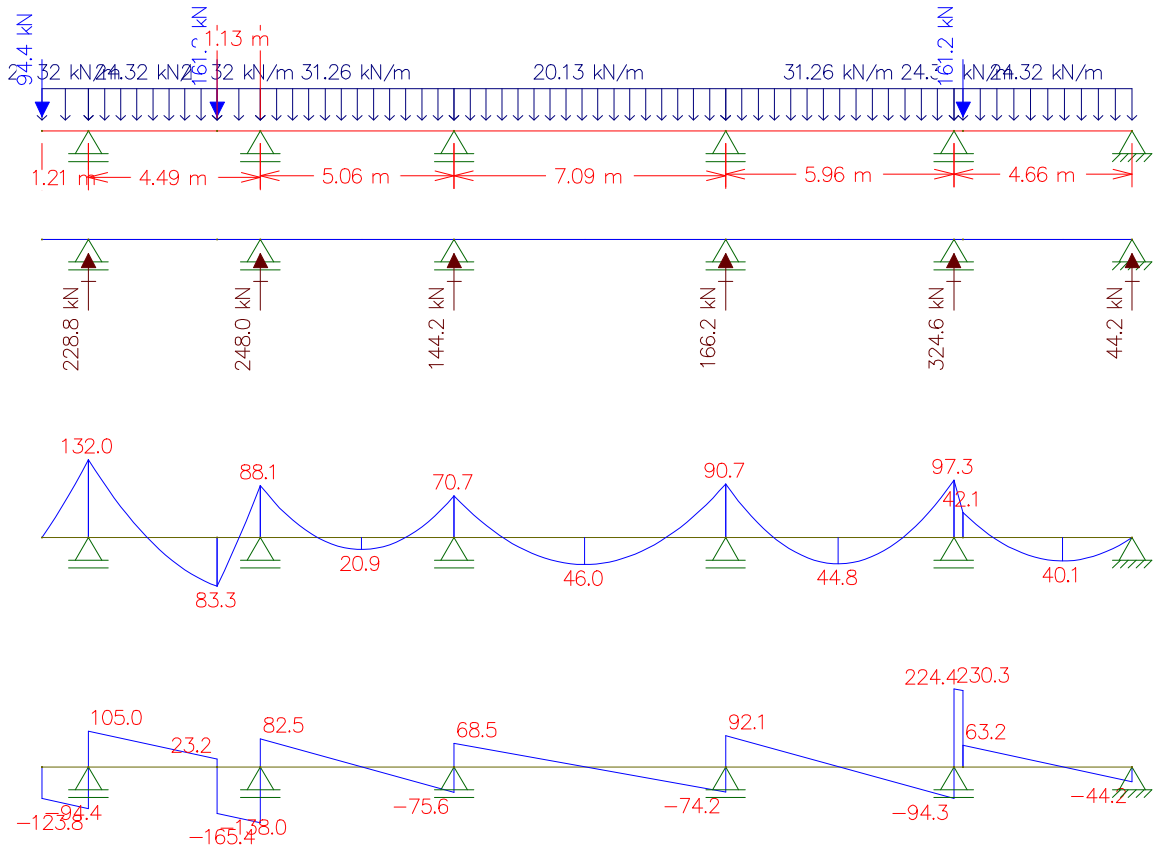




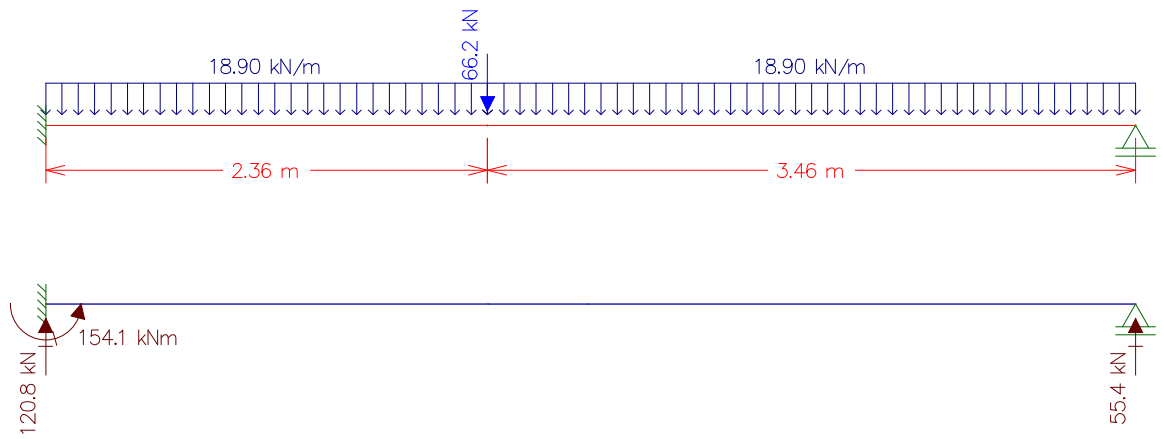
o Viga 7

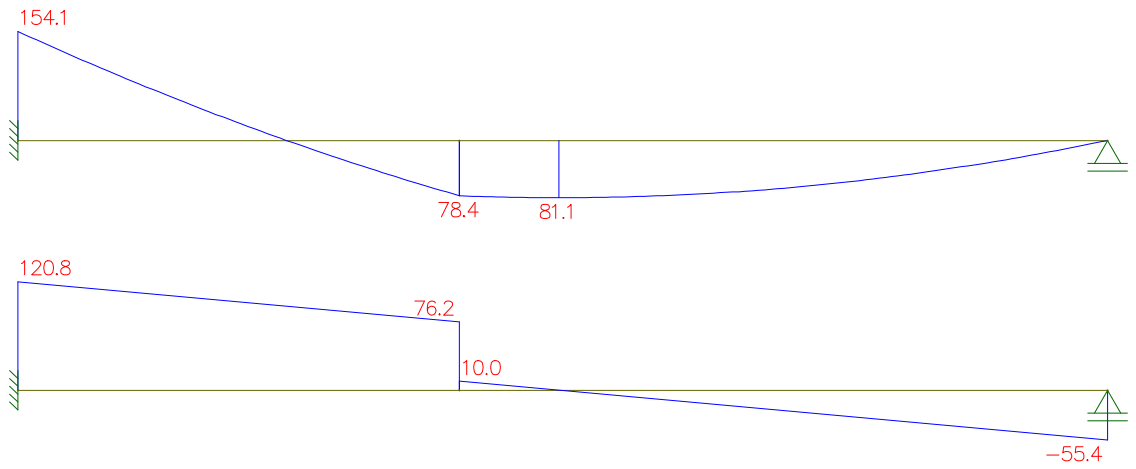


o Viga 8

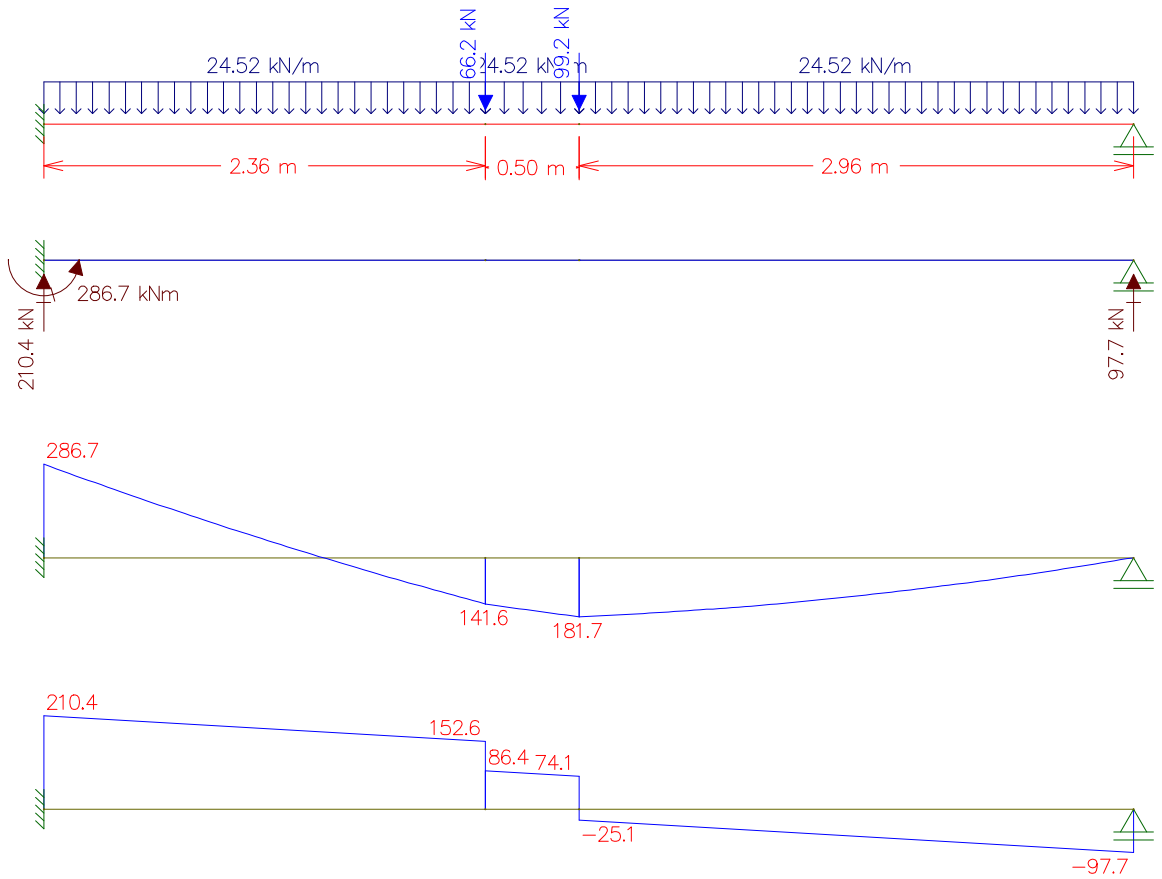


o Viga 16

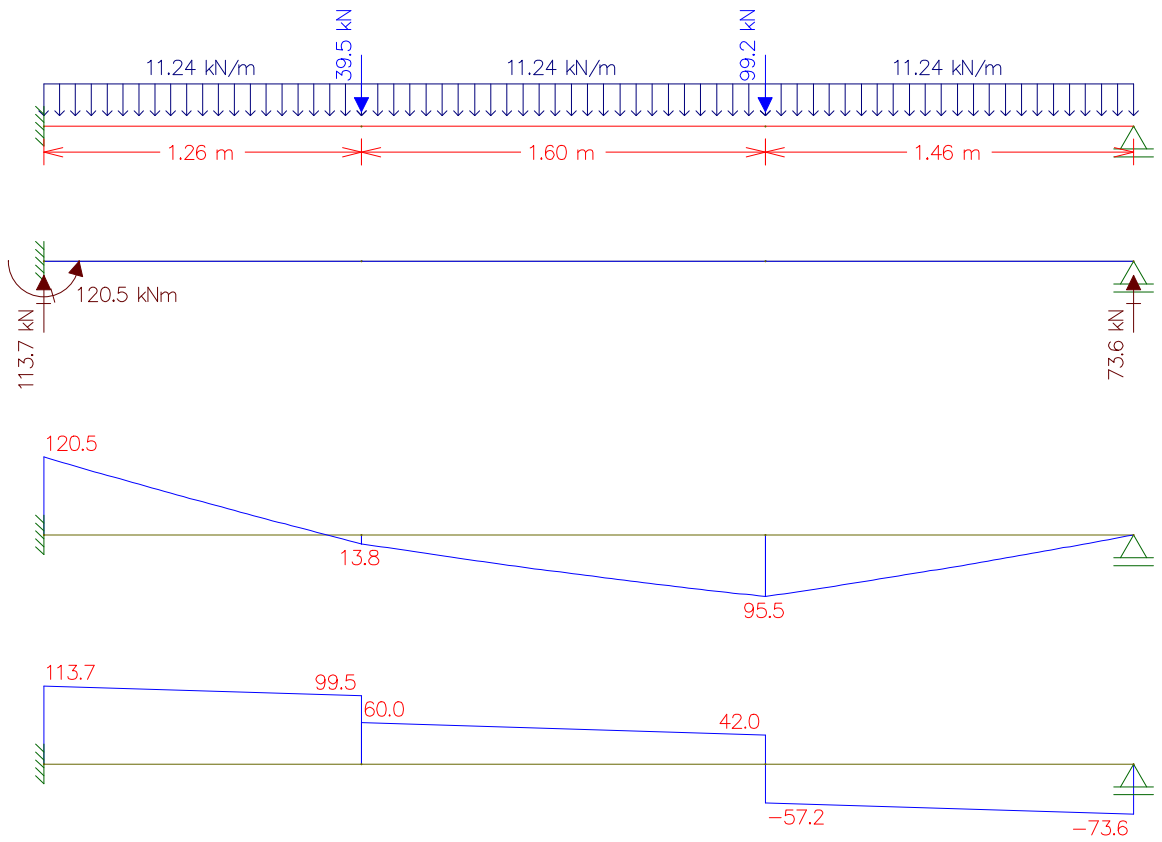




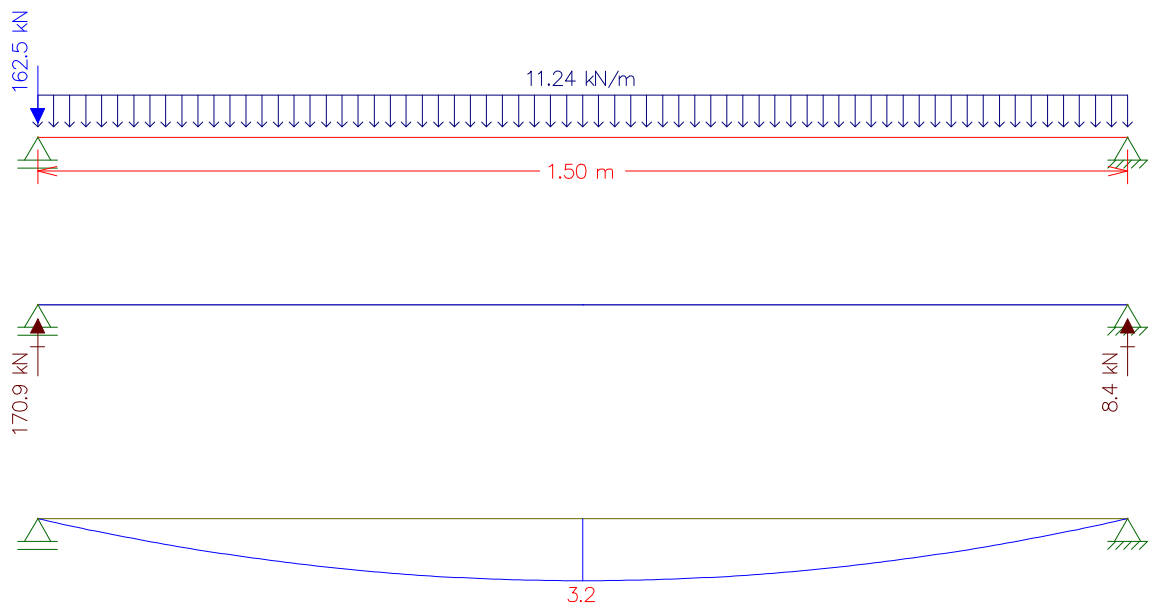
o Viga 17

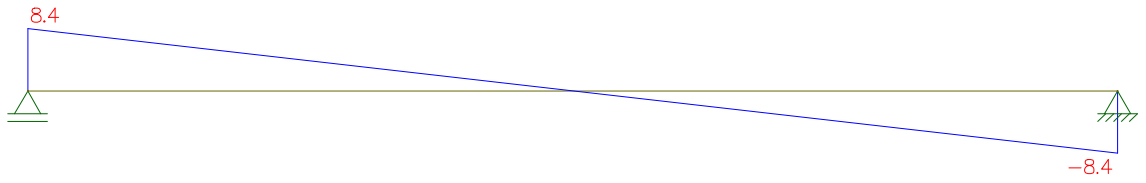


o Viga 18_1



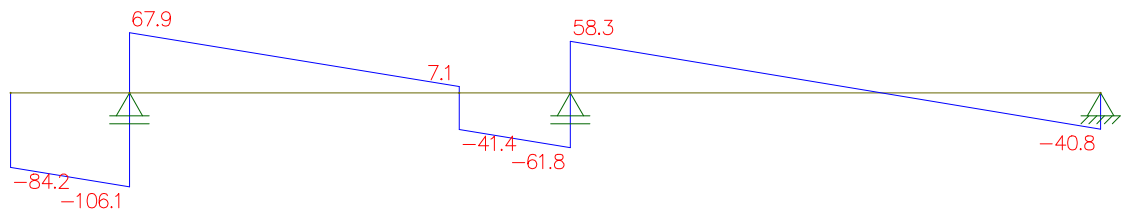
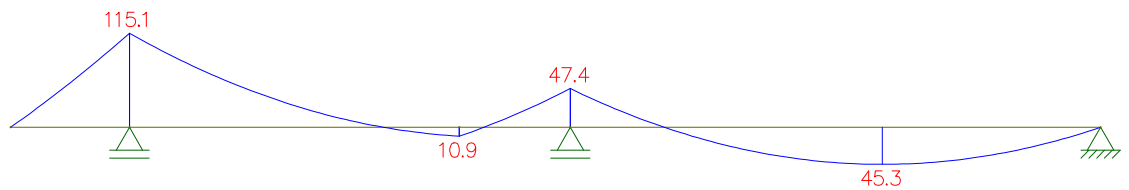
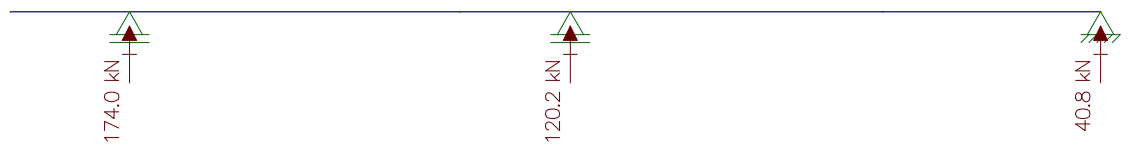
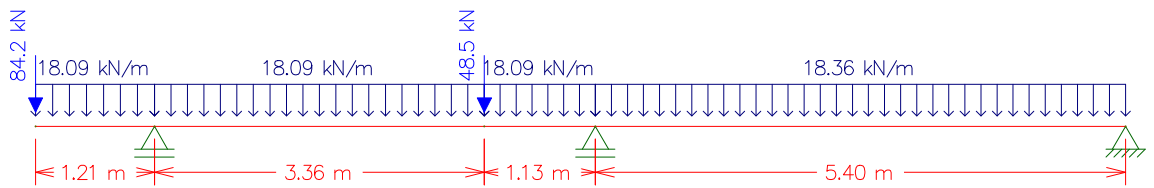
o Viga 18_2



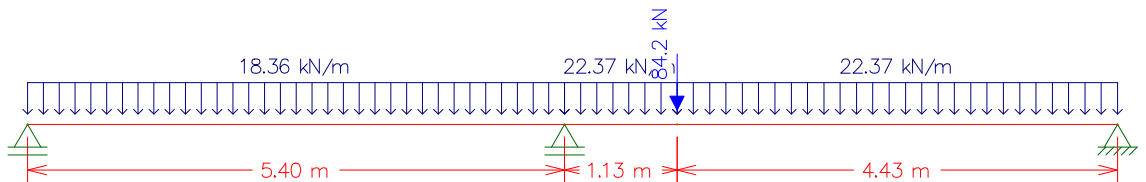


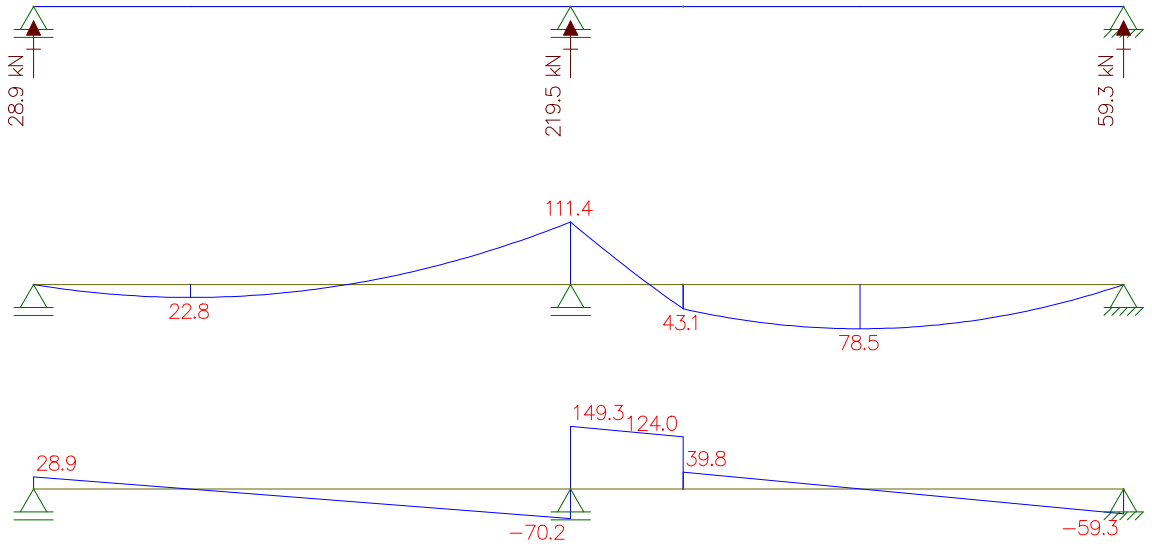
• Cobertura

○ Viga 1_1

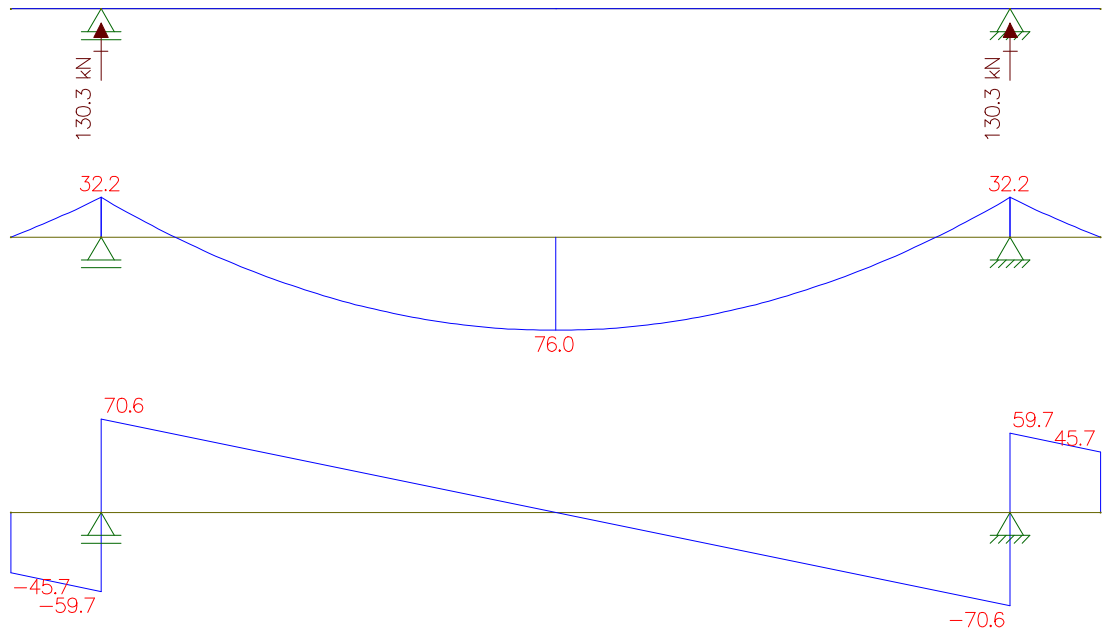
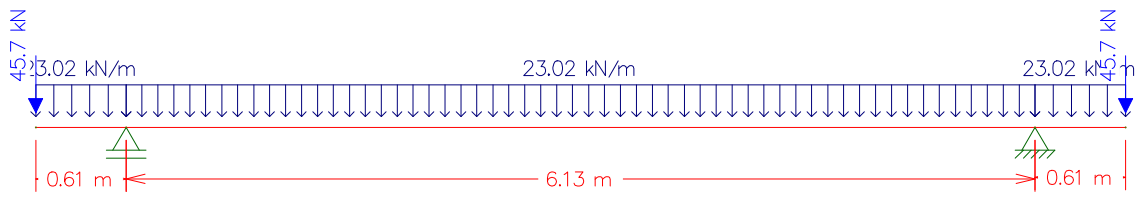


○ Viga 1_2

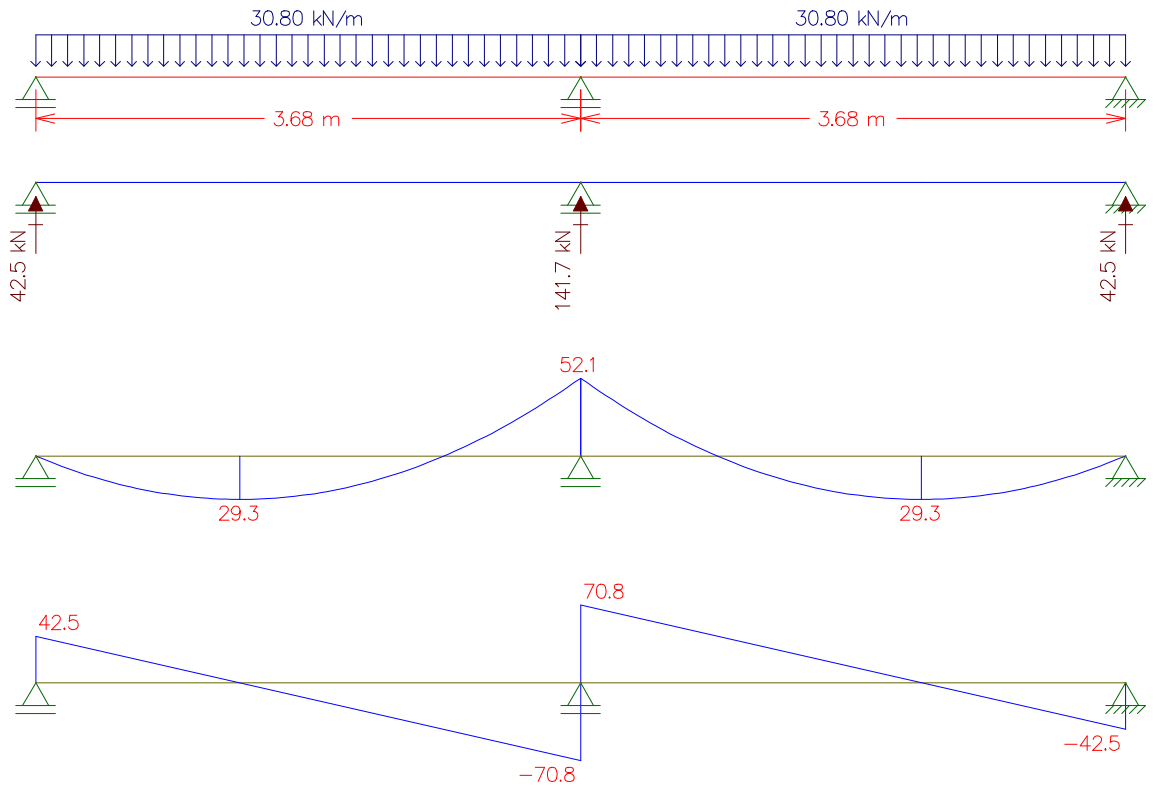




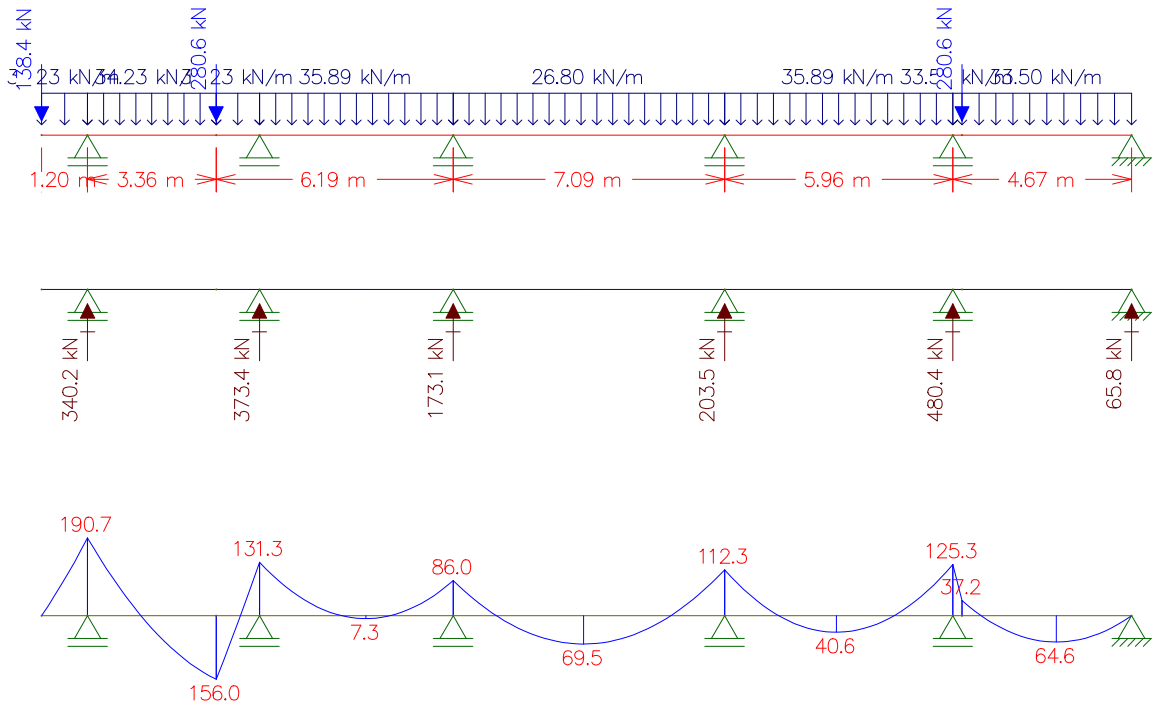
o Viga 2

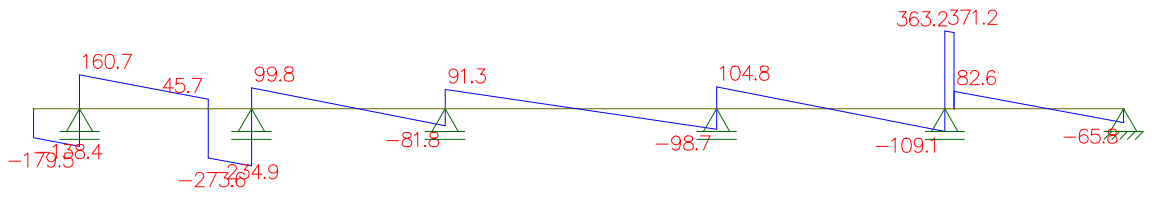


o Viga 3

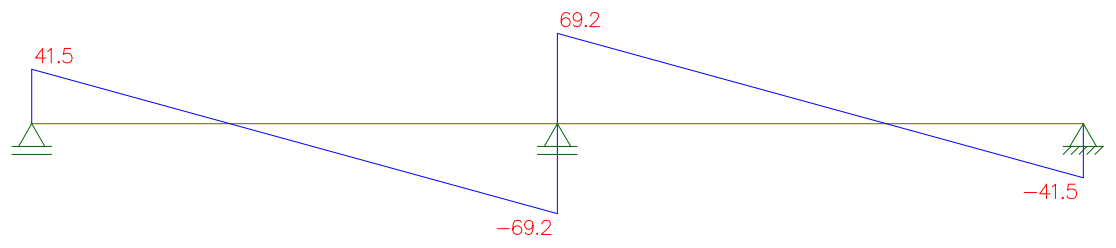
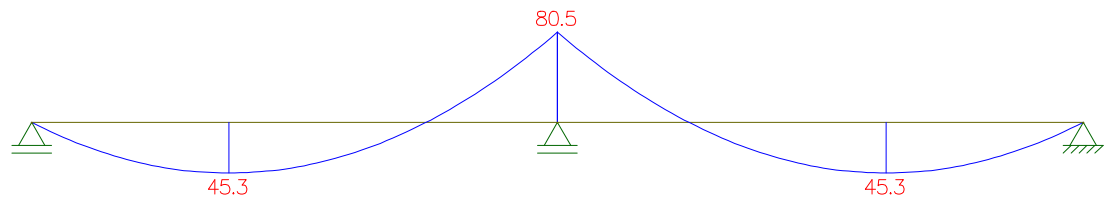
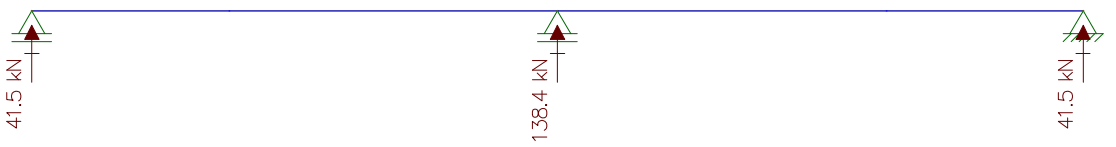
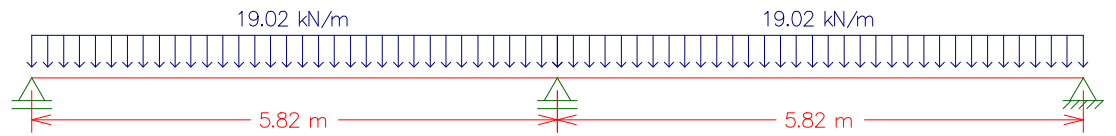


o Viga 4

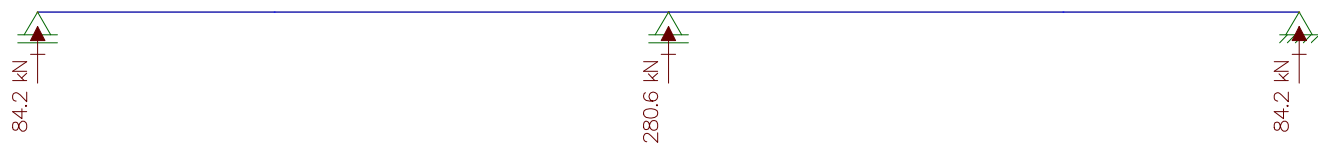
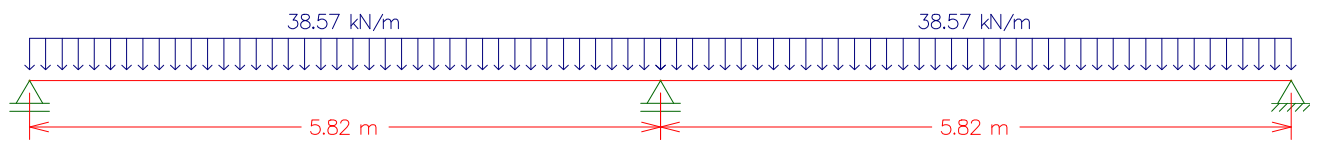


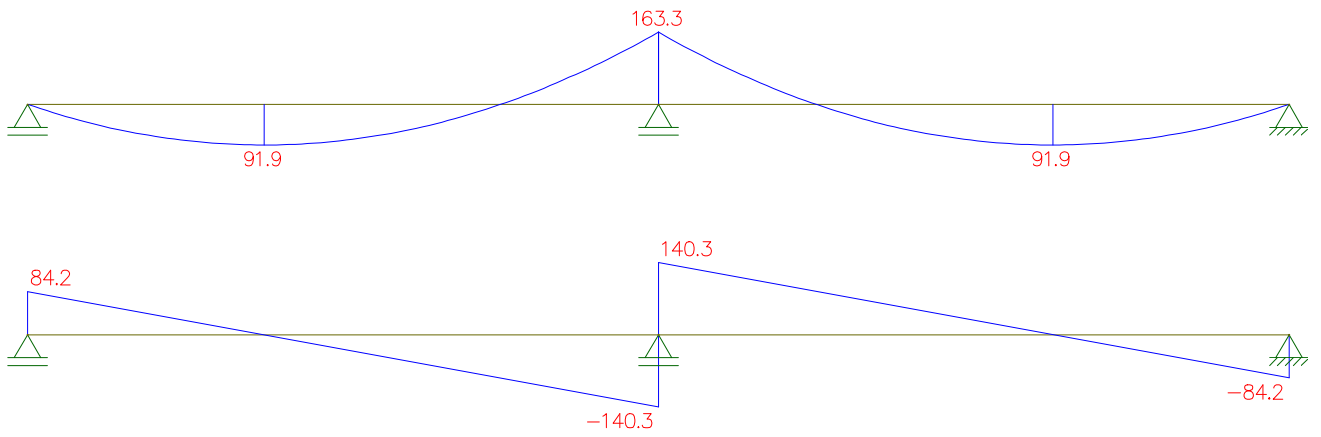


o **Viga 8**

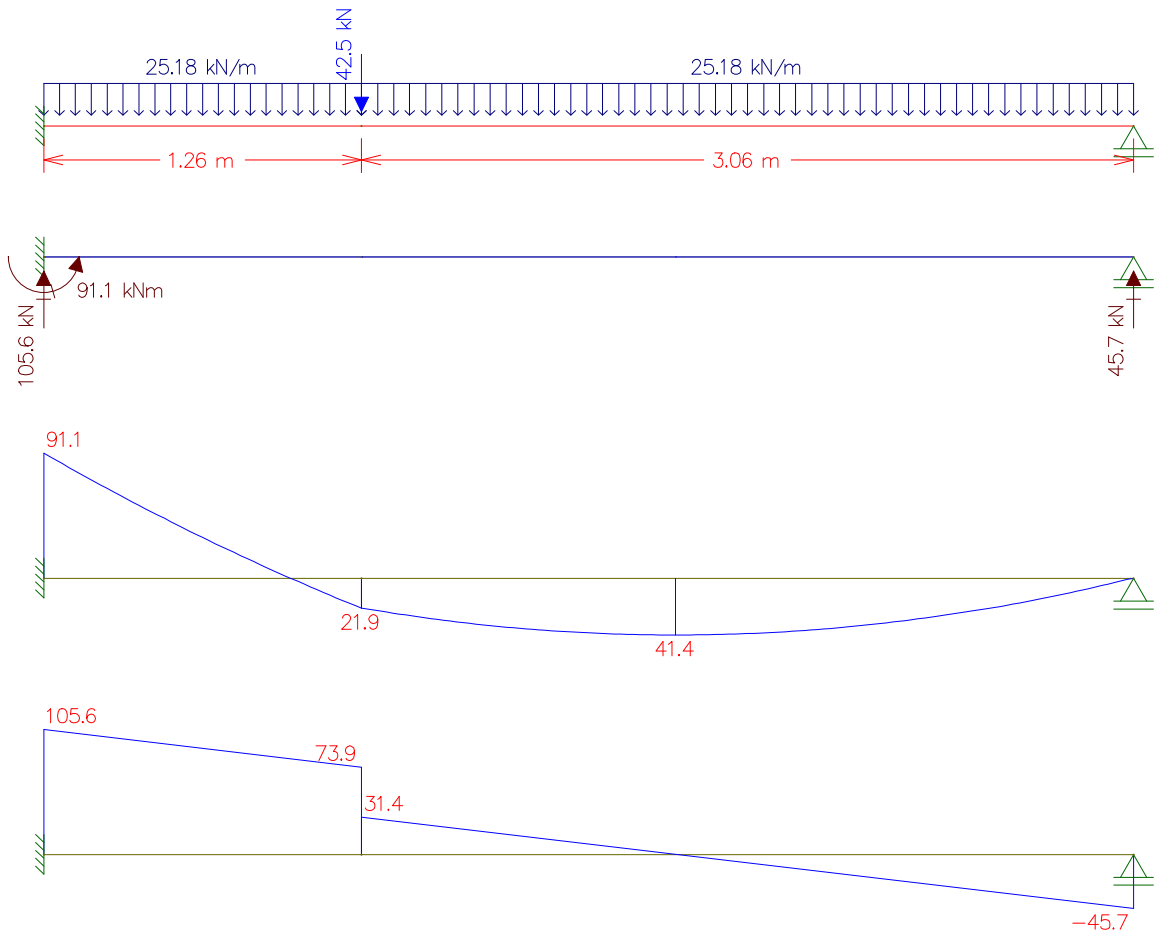


o **Viga 9**

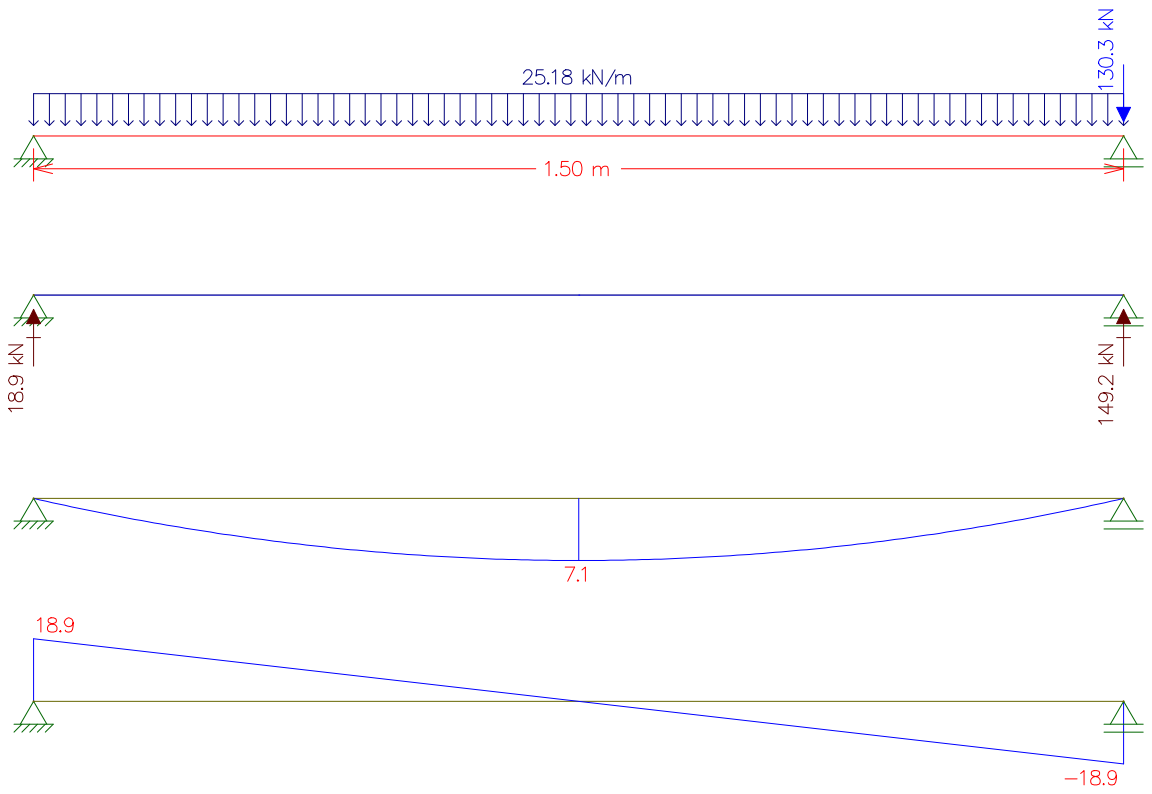




o Viga 10_1



○ Viga10_2



Anexo VI – Cálculo das Armaduras Longitudinais das Vigas
(Térreo, Tipo e Cobertura).

Anexo VII – Cálculo das Armaduras Transversais das Vigas
(Térreo, Tipo e Cobertura).

Anexo VIII – Cálculo das Flechas Vigas
(Térreo, Tipo e Cobertura).

Anexo IX – Tabela com o Cálculo dos Pilares Intermediários
(Térreo, Tipo e Cobertura).

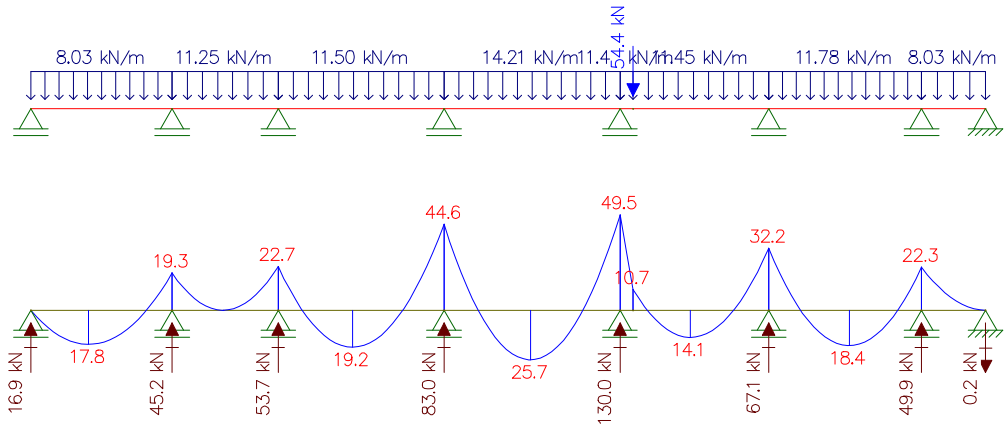
Anexo X – Ensaio de Penetração (SPT)

Anexo XI – Determinação das Cargas das Lajes para Esquema de Cálculo das Vigas

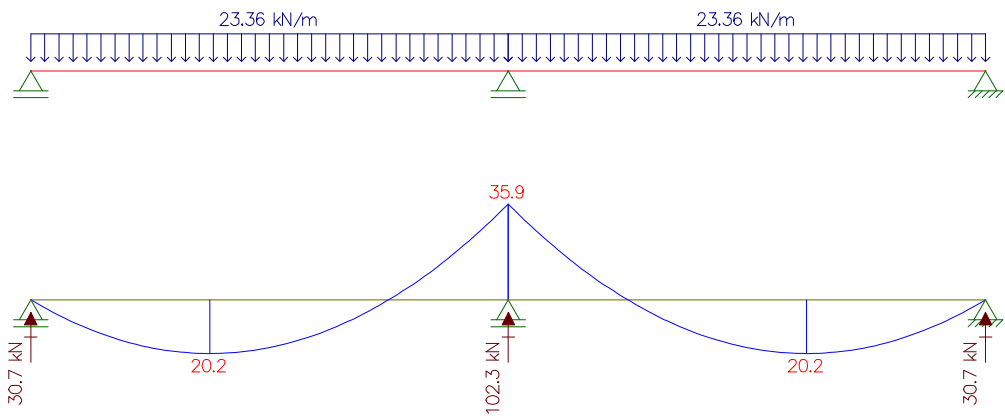
Anexo XII – Carregamento Quase Permanente para o Cálculo das Flechas nas
Lajes

- **Térreo**

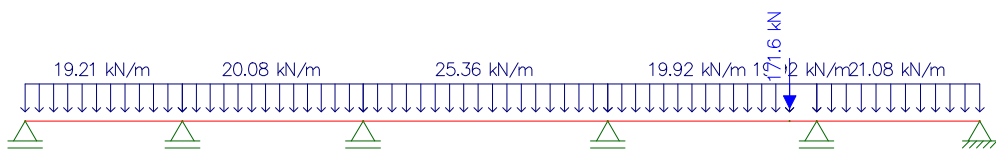
- **Viga 1**

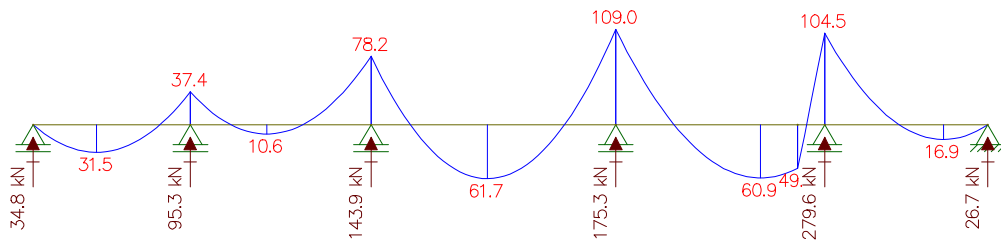


- **Viga 2**

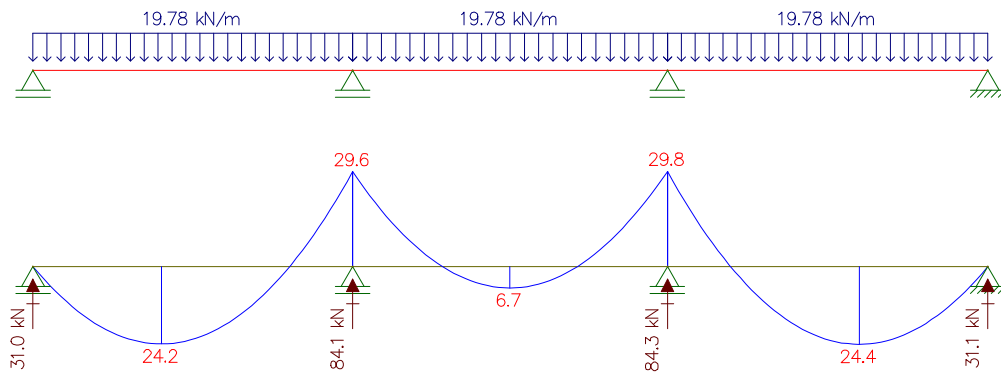


- **Viga 3**

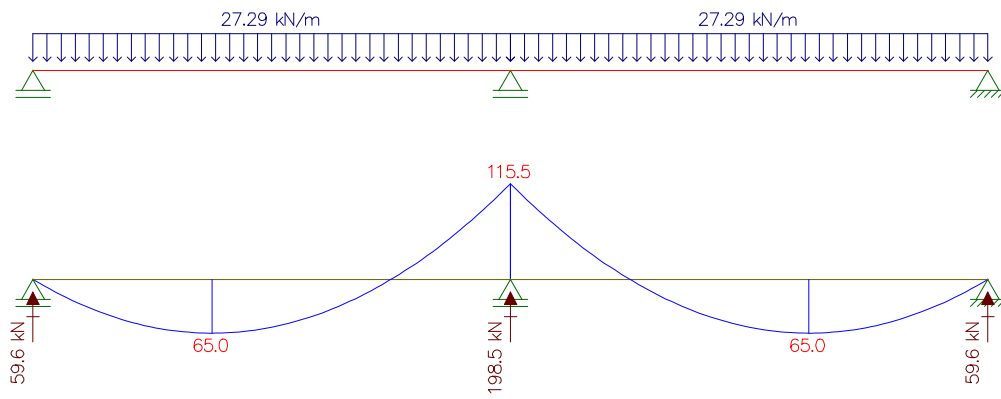




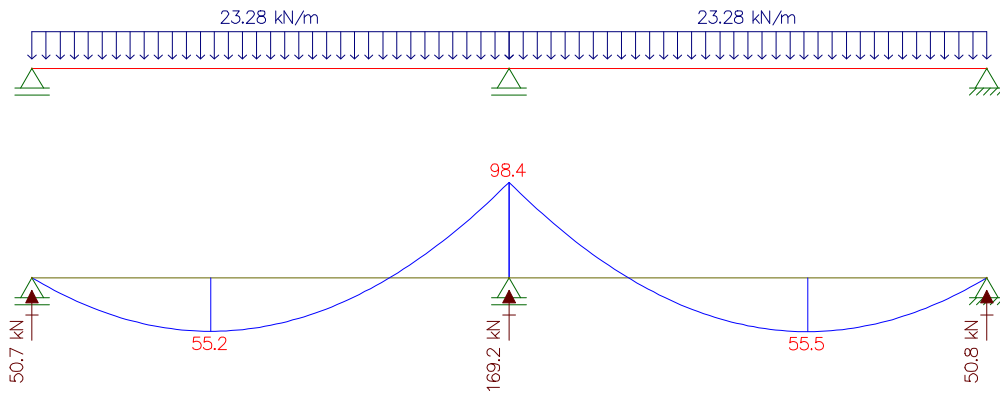
o Viga 5



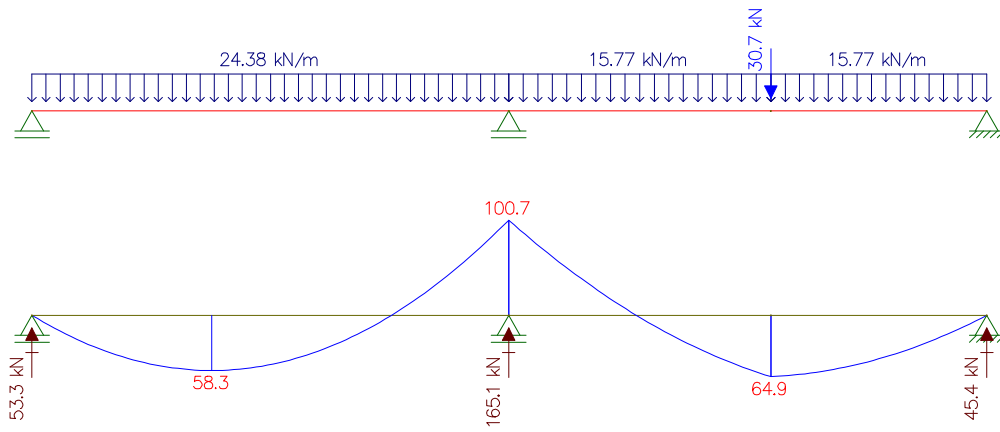
o Viga 6



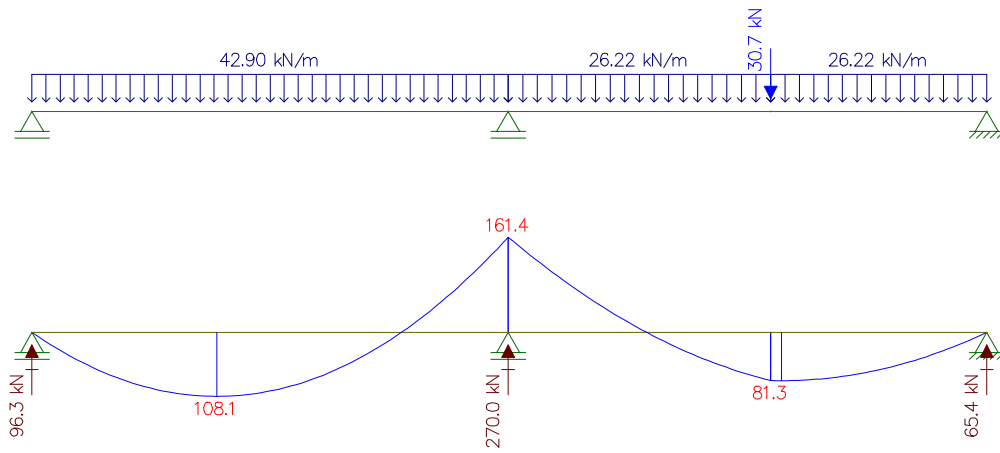
o Viga 7



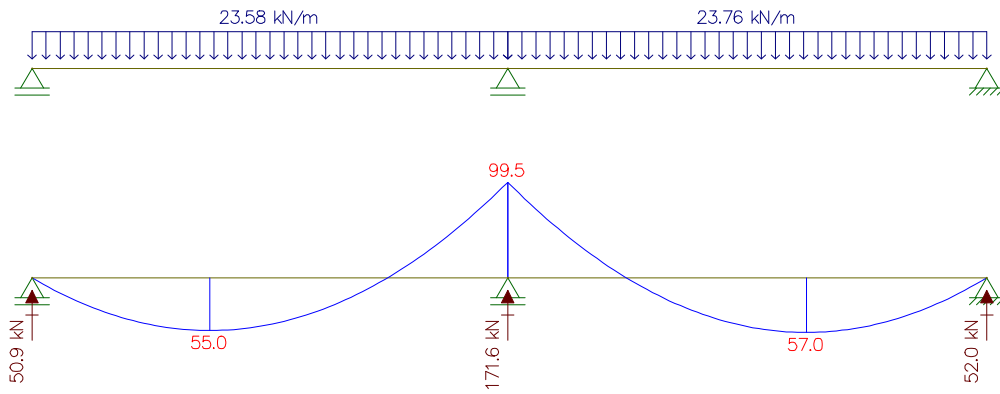
o Viga 8



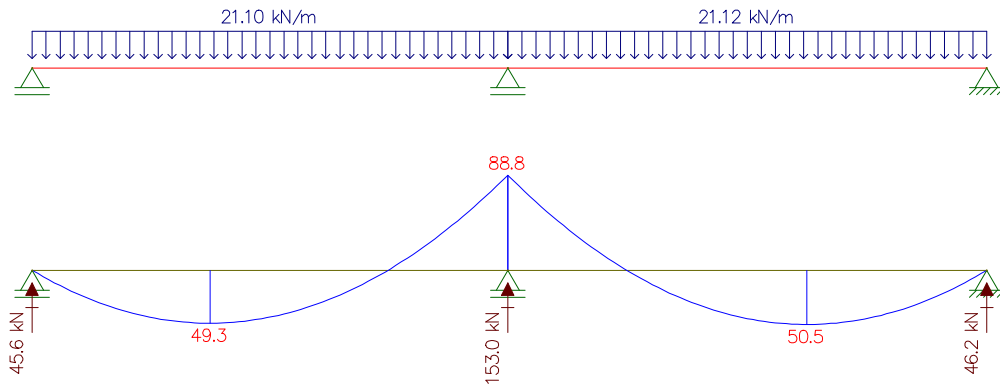
o Viga 9



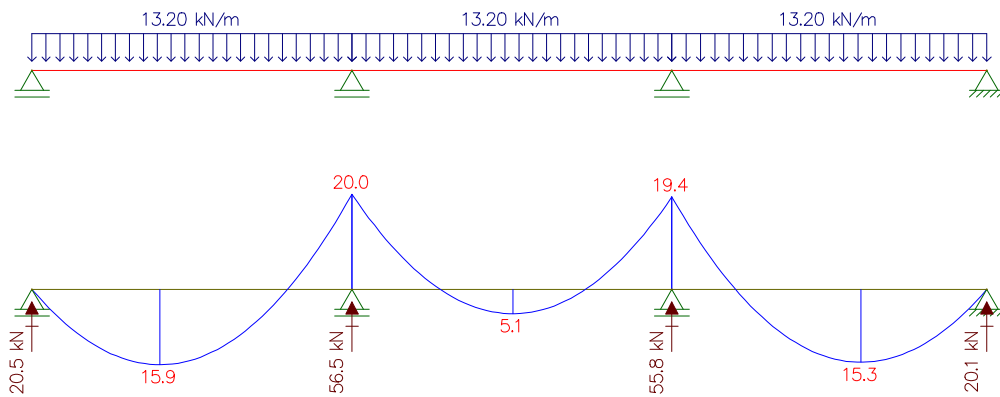
○ Viga 10



○ Viga 11

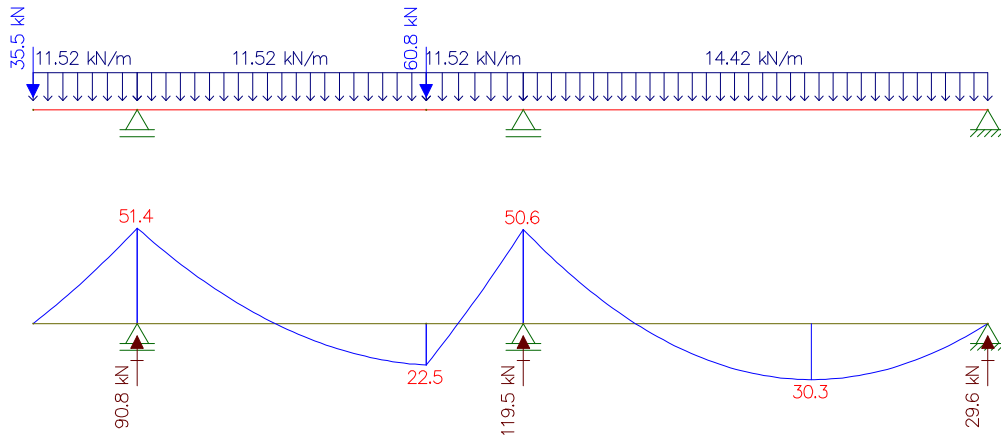


○ Viga 12

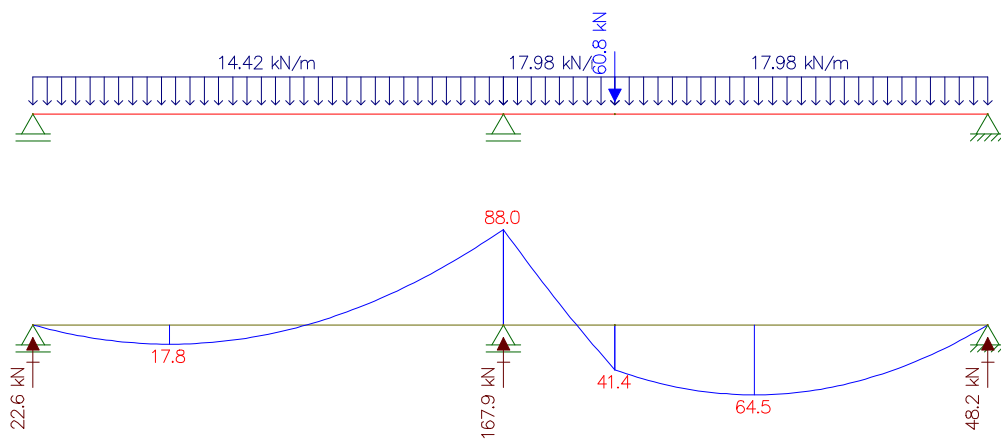


- **Tipo**

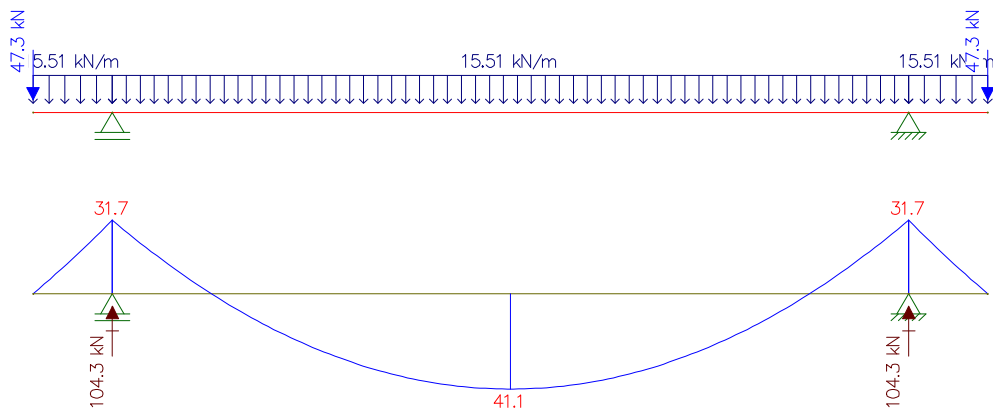
- **Viga 1_1**



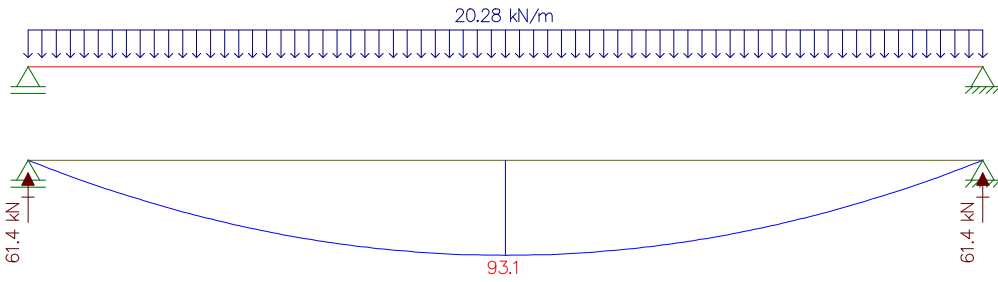
- **Viga 1_2**



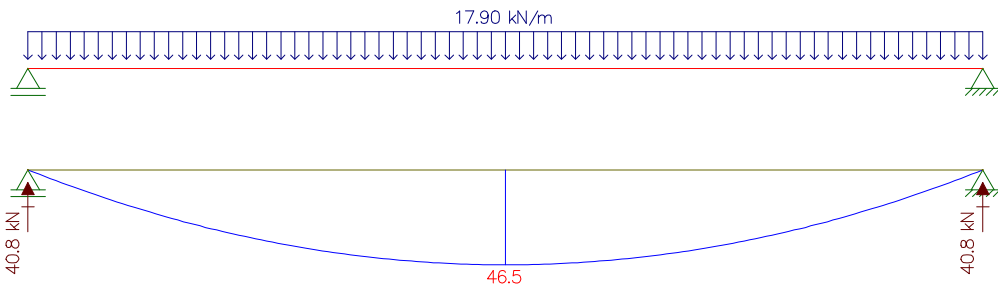
- **Viga 2**



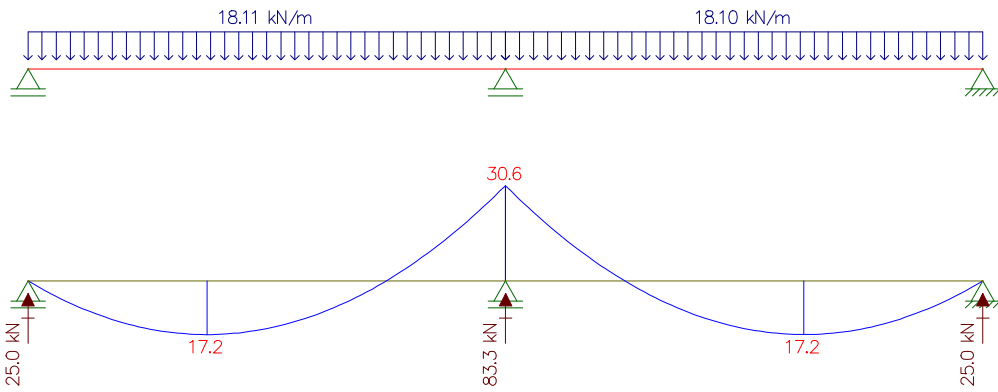
○ Viga 3



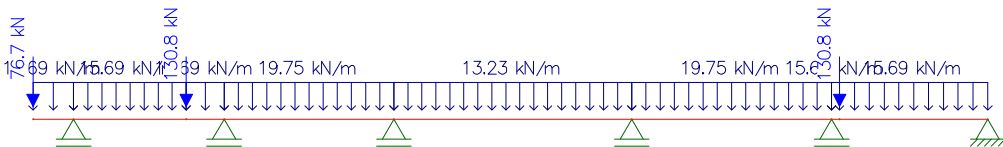
○ Viga 5

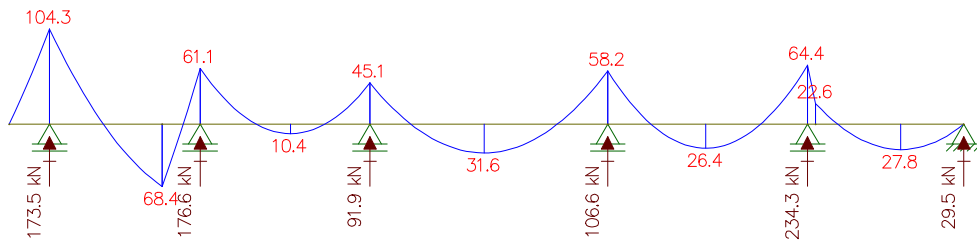


○ Viga 7

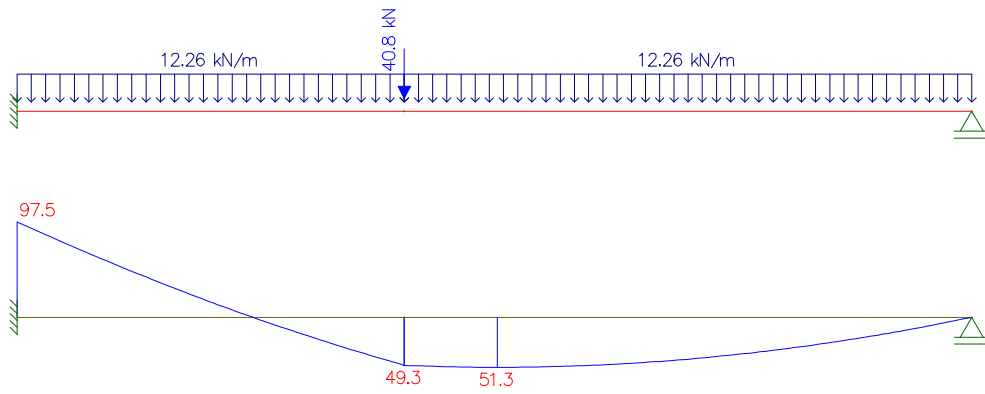


○ Viga 8

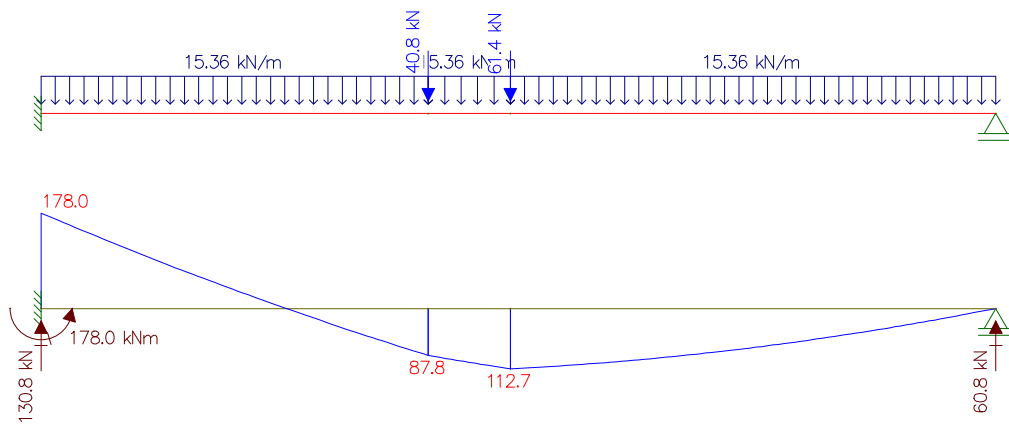




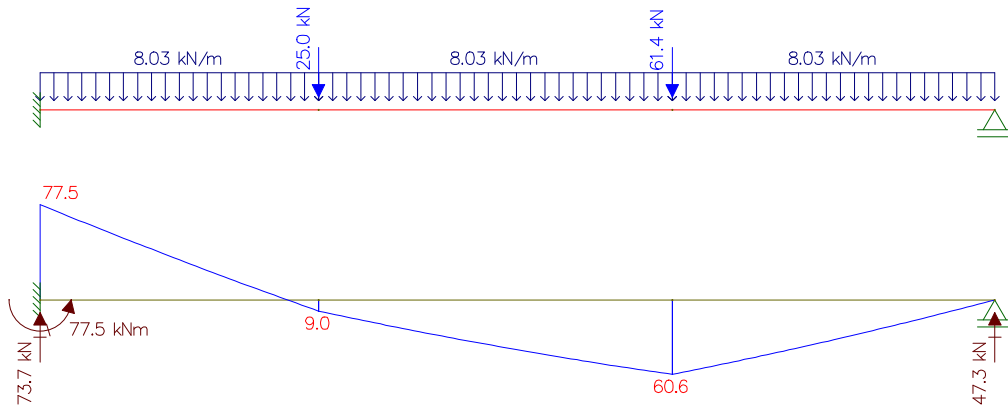
o Viga 16



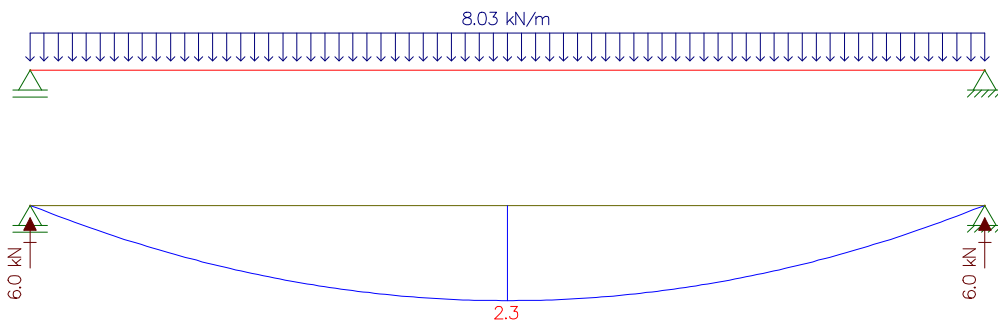
o Viga 17



○ Viga 18_1

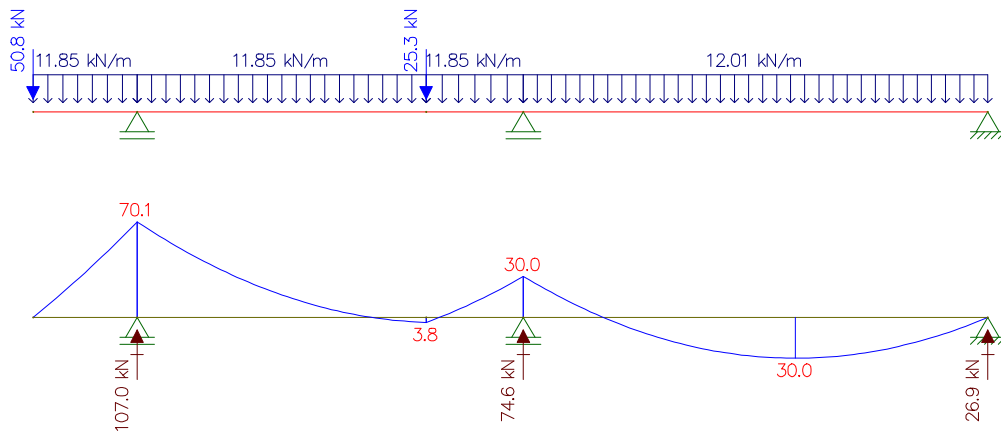


○ Viga 18_2

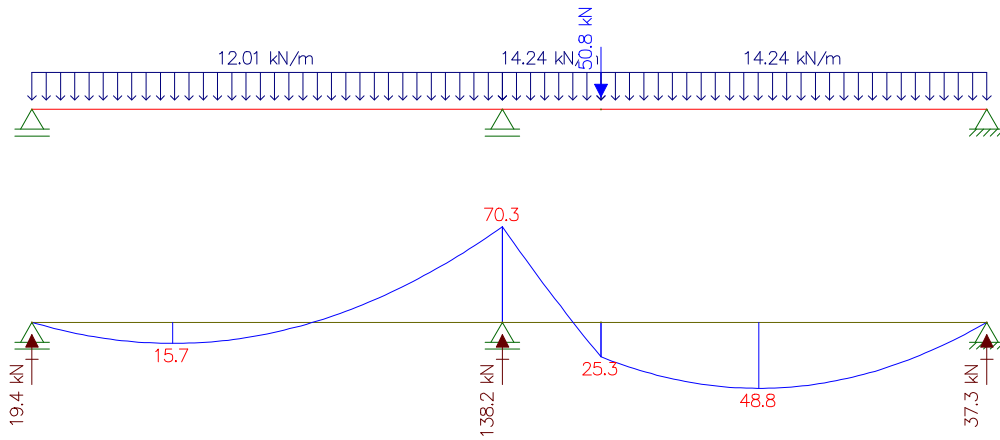


● Cobertura

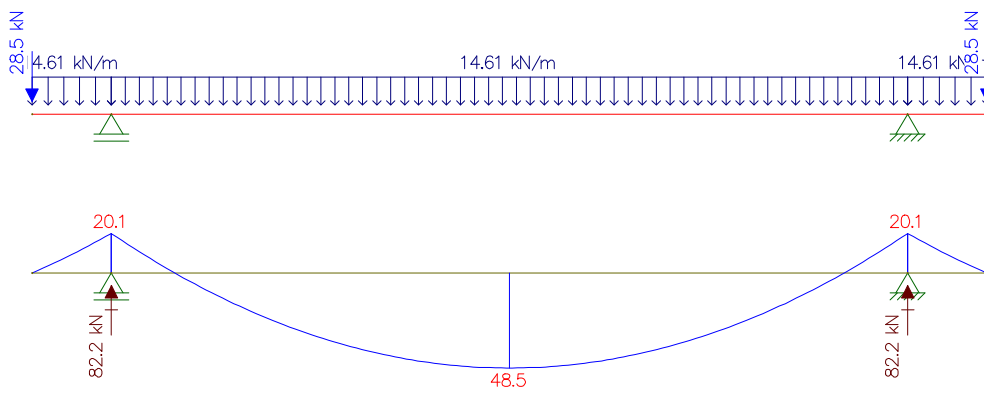
○ Viga 1_1



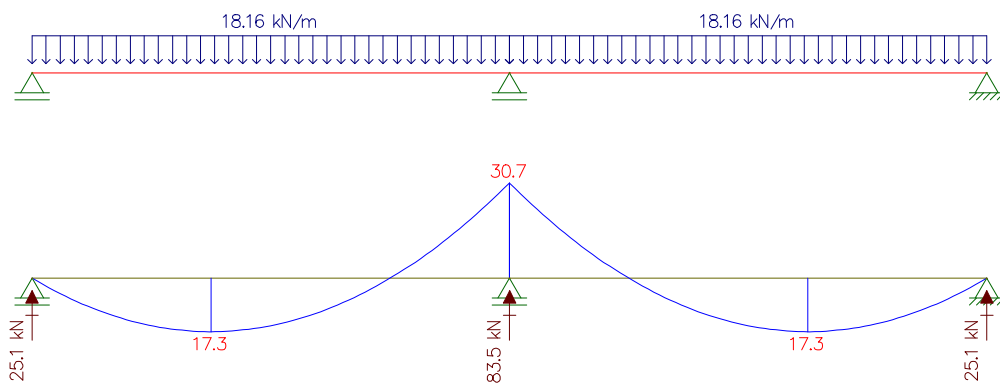
o Viga 1_2



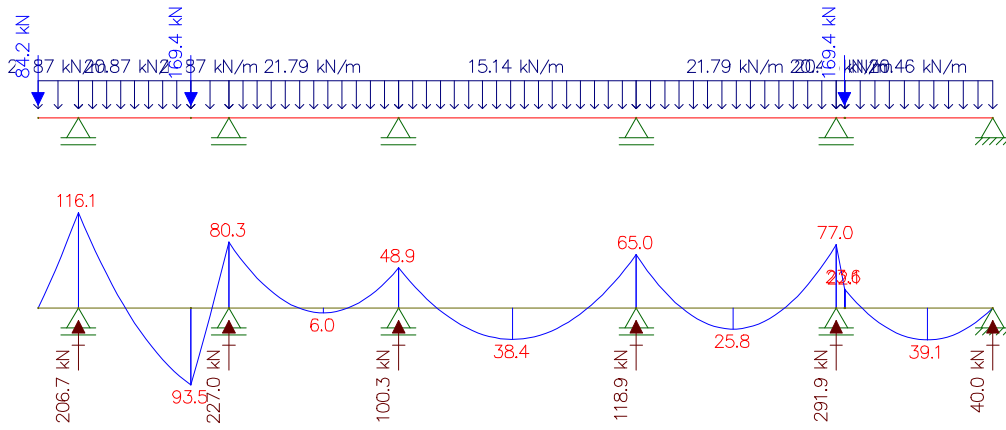
o Viga 2



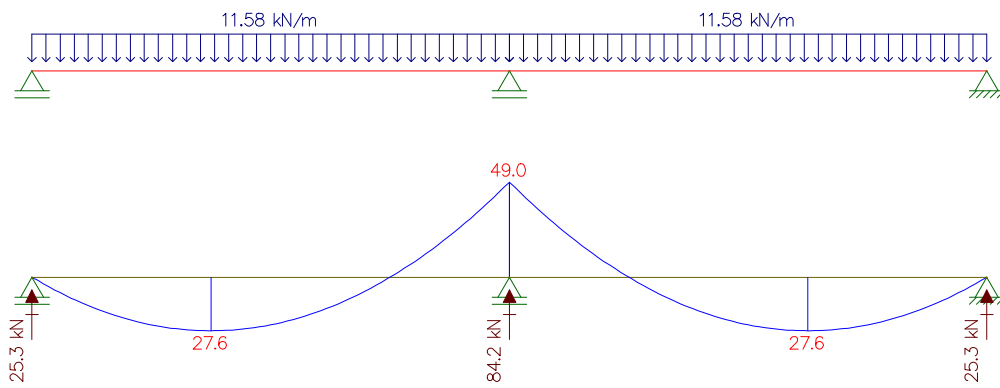
o Viga 3



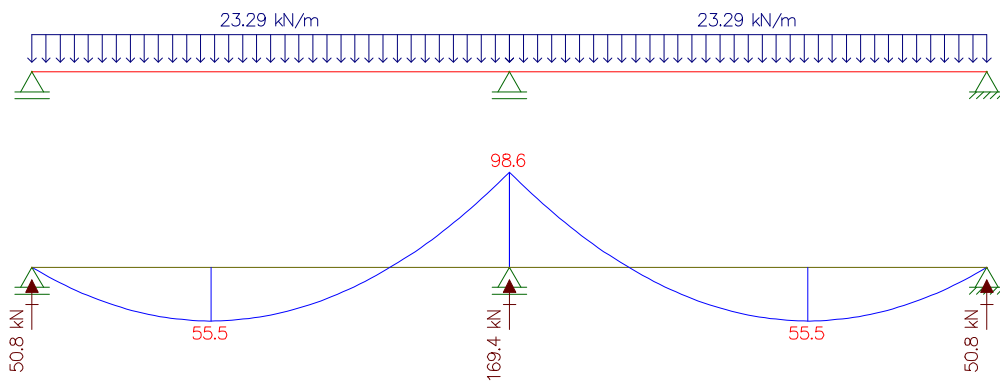
o Viga 4



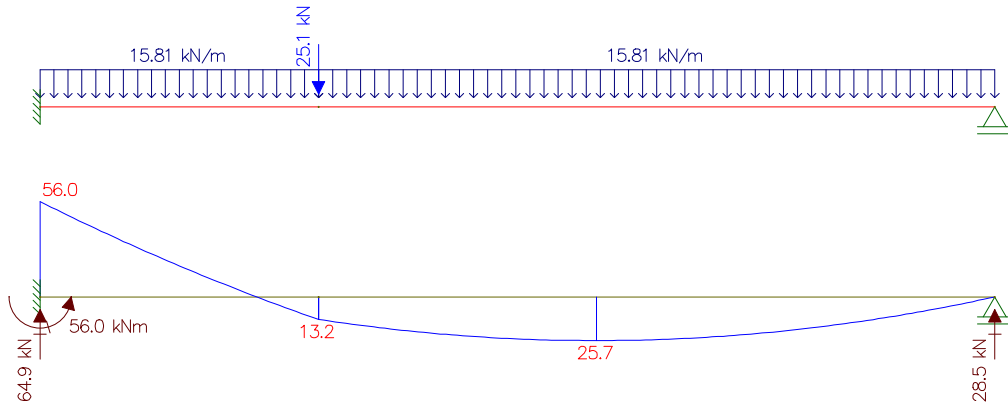
o Viga 8



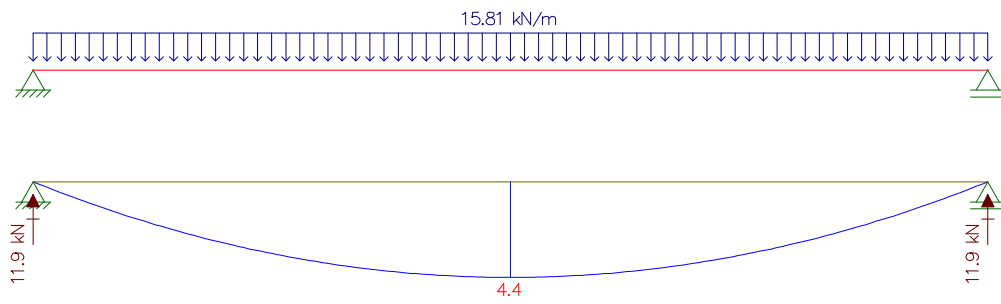
o Viga 9



○ Viga 10_1



○ Viga10_2



Anexo XIII – Tabela de Dimensionamento da Escada

Anexo XIV – Seções para Dimensionamento das Lajes