

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

Departamento de Engenharia de Estruturas

CONCRETO ARMADO: ESCADAS

José Luiz Pinheiro Melges

Libânio Miranda Pinheiro

José Samuel Giongo



Março de 1997

SUMÁRIO

| | |
|---|----|
| 1. GENERALIDADES..... | 04 |
| 1.1 Dimensões..... | 04 |
| 1.2 Tipos..... | 05 |
| 2. AÇÕES..... | 05 |
| 2.1 Peso próprio..... | 05 |
| 2.2 Revestimentos..... | 05 |
| 2.3 Ação variável (ou ação de uso)..... | 06 |
| 2.4 Gradil, mureta ou parede..... | 07 |
| 3. ESCADAS RETANGULARES..... | 08 |
| 3.1 Escadas armadas transversalmente..... | 08 |
| 3.2 Escadas armadas longitudinalmente..... | 09 |
| 3.3 Escadas armadas em cruz..... | 10 |
| 3.4 Escadas com patamar..... | 11 |
| 3.5 Escadas com laje em balanço..... | 12 |
| 3.6 Escadas em viga reta, com degraus em balanço..... | 13 |
| 3.7 Escadas com degraus engastados um a um (escada em "cascata")..... | 14 |
| 4. ESCADAS COM LAJES ORTOGONAIS..... | 16 |
| 4.1 Escadas em L..... | 16 |
| 4.1.1 Escada em L com vigas em todo o contorno externo..... | 16 |
| 4.1.2 Escada em L sem uma viga inclinada..... | 18 |
| 4.2 Escadas em U..... | 20 |
| 4.2.1 Escada em U com vigas em todo o contorno externo..... | 20 |
| 4.2.2 Escada em U sem as vigas inclinadas V2 e V4..... | 22 |
| 4.2.3 Escada em U sem a viga inclinada V3..... | 23 |
| 4.3 Escadas em O..... | 26 |
| 4.3.1 Escada em O com vigas em todo o contorno externo..... | 26 |
| 4.3.2 Escada em O sem as vigas inclinadas V2 e V4 ou V1 e V3..... | 28 |

| | |
|---|----|
| 5. ESCADAS COM LANCES ADJACENTES..... | 29 |
| 5.1 Escada com lances adjacentes, com vigas inclinadas no contorno externo .. | 30 |
| 5.2 Escada com lances adjacentes, sem as vigas inclinadas V2 e V4..... | 32 |
| 5.3 Escada com lances adjacentes, sem a viga V3..... | 33 |
| 6. OUTROS TIPOS DE ESCADA..... | 35 |
| 7. EXEMPLO: ESCADA DE UM EDIFÍCIO PARA ESCRITÓRIOS..... | 36 |
| 7.1 Avaliação da espessura da laje..... | 39 |
| 7.2 Cálculo da espessura média | 40 |
| 7.3 Ações nas lajes..... | 40 |
| 7.4 Reações de apoio..... | 41 |
| 7.5 Vãos referentes aos lances inclinados e aos patamares..... | 42 |
| 7.6 Dimensionamento dos lances (L2 e L4)..... | 42 |
| 7.7 Dimensionamento dos patamares (L1 e L3)..... | 44 |
| 7.8 Dimensionamento das vigas VE1, VE2 e VE3..... | 46 |
| 7.8.1 Viga VE1 (22 cm x 30 cm)..... | 47 |
| 7.8.2 Viga VE2 (22 cm x 30 cm)..... | 48 |
| 7.8.3 Viga VE3 (22 cm x 30 cm)..... | 49 |
| 7.9 Detalhamento..... | 50 |
| 7.9.1 Detalhamento das lajes..... | 50 |
| 7.9.2 Detalhamento da viga VE1..... | 53 |
| 7.9.3 Detalhamento da viga VE2..... | 53 |
| 7.9.4 Detalhamento da viga VE3..... | 54 |
| 7.10 Comprimento das barras..... | 54 |
| 7.11 Quantidade de barras..... | 55 |
| BIBLIOGRAFIA..... | 58 |

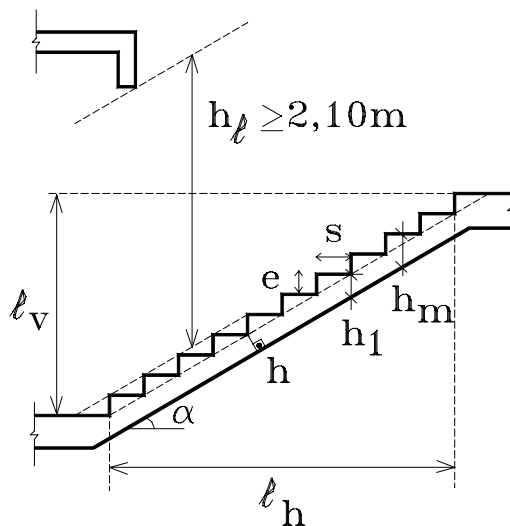
1. GENERALIDADES

Apresenta-se um estudo das escadas usuais de concreto armado. Escadas especiais, com comportamento diferente do trivial, não serão aqui analisadas.

1.1 Dimensões

Recomenda-se, para a obtenção de uma escada confortável, que seja verificada a relação: $s + 2e = 60 \text{ cm a } 64 \text{ cm}$ (Figura 1), onde s representa o valor do "passo" e e representa o valor do "espelho", ou seja, a altura do degrau. Entretanto, alguns códigos de obra especificam valores extremos, como, por exemplo: $s \geq 25 \text{ cm}$ e $e \leq 19 \text{ cm}$. Valores fora destes intervalos só se justificam para escadas com fins especiais, como por exemplo escadas de uso eventual. Impõe-se ainda que a altura livre (h_ℓ) seja no mínimo igual a 2,10 m. Sendo ℓ_v o desnível a vencer com a escada, ℓ_h o seu desenvolvimento horizontal e n o número de degraus, tem-se:

$$e = \frac{\ell_v}{n} \quad ; \quad \ell_h = s(n-1)$$



$$s + 2e = 60 \text{ cm a } 64 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{e}{s}$$

$$h_1 = \frac{h}{\cos \alpha} \quad (h_1 \geq 7 \text{ cm})$$

$$h_m = h_1 + \frac{e}{2}$$

$$n = \frac{\ell_v}{e}$$

Figura 1 - Recomendações para algumas dimensões da escada

Considerando-se $s + 2e = 62 \text{ cm}$ (valor médio entre 60 cm e 64 cm), apresentam-se alguns exemplos:

- escadas interiores apertadas: $s = 25 \text{ cm}$; $e = 18,5 \text{ cm}$
- escadas interiores folgadas: $s = 28 \text{ cm}$; $e = 17,0 \text{ cm}$
- escadas externas: $s = 32 \text{ cm}$; $e = 15,0 \text{ cm}$
- escadas de marinho: $s = 0$; $e = 31,0 \text{ cm}$

Segundo MACHADO (1983), a largura da escada deve ser superior a 80 cm em geral e da ordem de 120 cm em edifícios de apartamentos, de escritórios e também em hotéis.

Já segundo outros projetistas, a largura correntemente adotada para escadas interiores é de 100 cm, sendo que, para escadas de serviço, pode-se ter o mínimo de 70 cm.

1.2 Tipos

Serão estudados os seguintes tipos de escadas:

- retangulares armadas transversalmente, longitudinalmente ou em cruz;
- com patamar;
- com laje em balanço;
- em viga reta, com degraus em balanço;
- com degraus engastados um a um (escada em "cascata");
- com lajes ortogonais;
- com lances adjacentes.

2. AÇÕES

As ações serão consideradas verticais por m^2 de projeção horizontal.

2.1 Peso próprio

O peso próprio é calculado com a espessura média h_m , definida na Figura 2, e com o peso específico do concreto igual a 25 kN/m^3 .

Se a laje for de espessura constante e o enchimento dos degraus for de alvenaria, o peso próprio será calculado somando-se o peso da laje, calculado em função da espessura h_1 , ao peso do enchimento, calculado em função da espessura média $e/2$ (Figura 3).

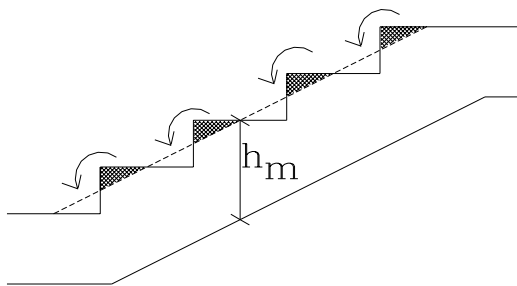


Figura 2 - Laje com degraus de concreto

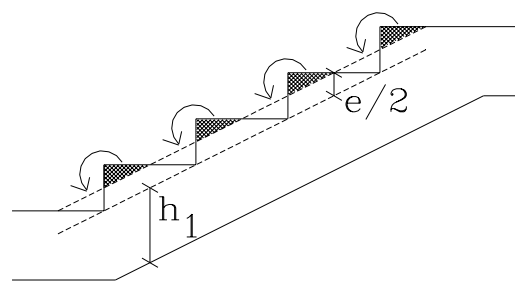


Figura 3 - Laje com degraus de alvenaria

2.2 Revestimentos

Para a força uniformemente distribuída de revestimento inferior (forro), somada à de piso, costumam ser adotados valores no intervalo de $0,8 \text{ kN/m}^2$ a $1,2 \text{ kN/m}^2$. Para o caso de materiais que aumentem consideravelmente o valor da ação, como por exemplo o mármore, aconselha-se utilizar um valor maior.

2.3 Ação variável (ou ação de uso)

Os valores mínimos para as ações de uso, especificados pela NBR 6120 (1980), são os seguintes:

- escadas com acesso público: 3,0 kN/m²;
- escadas sem acesso público: 2,5 kN/m².

Ainda conforme a NBR 6120 (1980), em seu item 2.2.1.7, quando uma escada for constituída de degraus isolados, estes também devem ser calculados para suportar uma força concentrada de 2,5 kN, aplicada na posição mais desfavorável. Como exemplo, para o dimensionamento de uma escada com degraus isolados em balanço, além da verificação utilizando-se ações permanentes (g) e variáveis (q), deve-se verificar o seguinte esquema de carregamento, ilustrado na Figura 4.

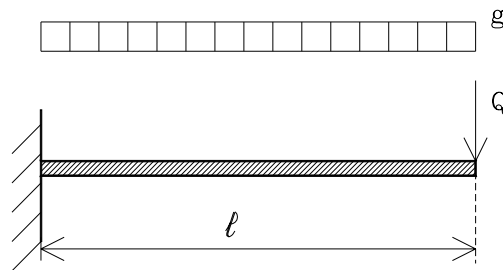


Figura 4 - Degraus isolados em balanço: dimensionamento utilizando-se a força concentrada variável Q

Neste esquema, o termo g representa as ações permanentes linearmente distribuídas e Q representa a força concentrada de 2,5 kN. Portanto, para esta verificação, têm-se os seguintes esforços:

$$\text{Momento fletor: } M = \frac{g \ell^2}{2} + Q \ell \quad ; \quad \text{Força cortante: } V = g \ell + Q$$

No entanto, este carregamento não deve ser considerado na composição das ações aplicadas às vigas que suportam os degraus, as quais devem ser calculadas para a carga indicada anteriormente (3,0 kN/m² ou 2,5 kN/m²), conforme a Figura 5.

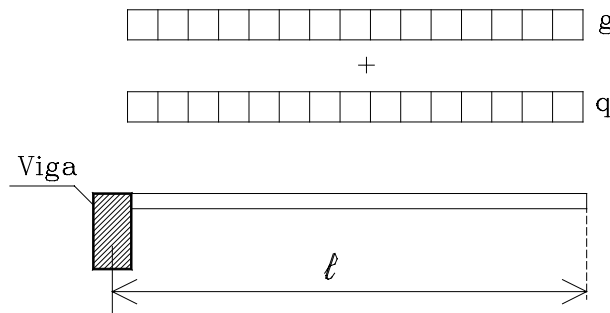


Figura 5 - Ações a serem consideradas no dimensionamento da viga

2.4 Gradil, mureta ou parede

Quando a ação de gradil, mureta ou parede não está aplicada diretamente sobre uma viga de apoio, ela deve ser considerada no cálculo da laje. A rigor esta ação é uma força linearmente distribuída ao longo da borda da laje. No entanto, esta consideração acarreta um trabalho que não se justifica nos casos comuns. Sendo assim, uma simplificação que geralmente conduz a bons resultados consiste em transformar a resultante desta ação em outra uniformemente distribuída, podendo esta ser somada às ações anteriores. O cálculo dos esforços é feito, então, de uma única vez.

a) Gradil

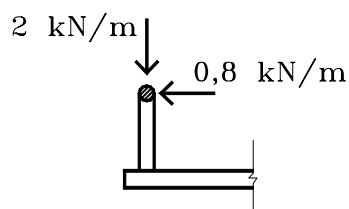
O peso do gradil varia, em geral, no intervalo de 0,3 kN/m a 0,5 kN/m.

b) Mureta ou parede

O valor desta ação depende do material empregado: tijolo maciço, tijolo cerâmico furado ou bloco de concreto. Os valores usuais, incluindo revestimentos, são indicados na tabela 1.

Tabela 1 - Ações para mureta ou parede

| Material | Espessura | Ação (kN/m ²) |
|-------------------|--------------------|---------------------------|
| Tijolo maciço | 1/2 tijolo (15 cm) | 2,7 |
| | 1 tijolo (25 cm) | 4,5 |
| Tijolo furado | 1/2 tijolo (15 cm) | 1,9 |
| | 1 tijolo (25 cm) | 3,2 |
| Bloco de concreto | 10 cm | 1,9 |
| | 15 cm | 2,5 |
| | 20 cm | 3,2 |



Segundo o item 2.2.1.5 da NBR 6120 (1980), ao longo dos parapeitos e balcões devem ser consideradas aplicadas uma carga horizontal de 0,8 kN/m na altura do corrimão e uma carga vertical mínima de 2 kN/m (Figura 6).

Figura 6 - Ações definidas pela NBR 6120 (1980), para parapeitos

3. ESCADAS RETANGULARES

Serão consideradas as escadas armadas transversalmente, longitudinalmente e em cruz, as escadas com patamar e as com laje em balanço, além das escadas com degraus isolados engastados em viga reta e as escadas em cascata.

3.1 Escadas armadas transversalmente

Sendo " ℓ " o vão teórico indicado na Figura 7 e " p " a força total uniformemente distribuída, os esforços máximos, dados por unidade de comprimento, são:

$$\text{Momento fletor: } m = \frac{p \ell^2}{8} \quad ; \quad \text{Força cortante: } v = \frac{p \ell}{2}$$

Em geral, a taxa de armadura de flexão resulta inferior à mínima ($a_{smín}$). No cálculo da armadura mínima recomenda-se usar h_1 :

$$a_{smín} = 0,15\% \, b_w \, h_1, \text{ sendo } h_1 \geq 7 \text{ cm.}$$

Permite-se usar também a espessura h , mostrada na Figura 7, por ela ser pouco inferior a h_1 .

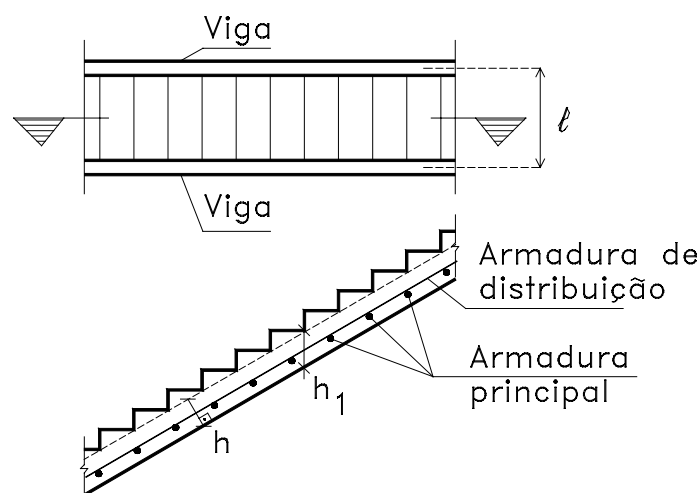


Figura 7- Escada armada transversalmente

Denominando-se a armadura de distribuição de a_{sdistr} , obtém-se:

$$a_{sdistr} \geq \begin{cases} 1/5 \text{ da armadura principal} \\ 0,90 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases}$$

O espaçamento máximo das barras da armadura principal não deve ser superior a 20 cm. Já o espaçamento da armadura de distribuição não deve superar 33 cm.

Este tipo de escada é comumente encontrado em residências, sendo construída entre duas paredes que lhe servem de apoio. Neste caso, não se deve esquecer de considerar, no cálculo da viga-baldrame, a reação da escada na alvenaria.

3.2 Escadas armadas longitudinalmente

O peso próprio é em geral avaliado por m^2 de projeção horizontal. É pouco usual a consideração da força uniformemente distribuída por m^2 de superfície inclinada. Conforme a notação indicada na Figura 8, o momento máximo, dado por unidade de largura, é igual a:

$$m = \frac{p \ell^2}{8} \quad \text{ou} \quad m = \frac{p_i \ell_i^2}{8}$$

ℓ = vão na direção horizontal

p = força vertical uniformemente distribuída

ℓ_i = vão na direção inclinada

p_i = força uniformemente distribuída perpendicular ao vão inclinado

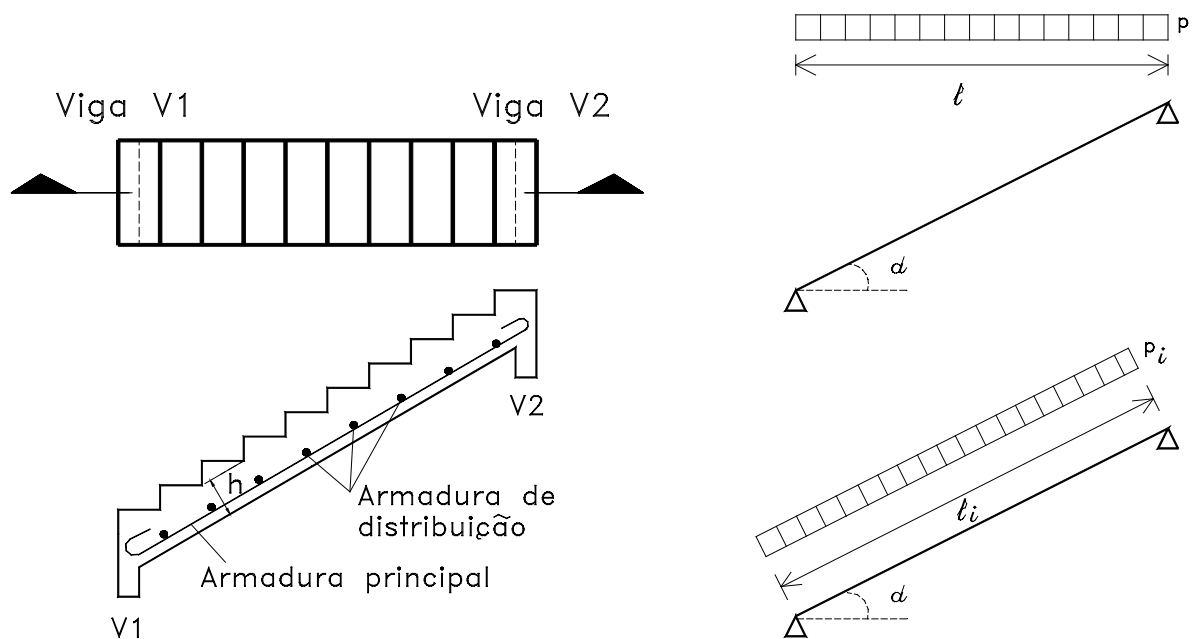


Figura 8 - Escada armada longitudinalmente

O valor da força inclinada uniformemente distribuída (p_i) pode ser obtido da seguinte forma: considera-se largura unitária e calcula-se a força resultante que atua verticalmente (P); projeta-se esta força na direção perpendicular ao vão inclinado (P_i); divide-se essa força (P_i) pelo valor do vão inclinado (ℓ_i), de forma a se obter uma força uniformemente distribuída (p_i), na direção perpendicular ao vão inclinado. O roteiro referente a este cálculo está ilustrado na Figura 9. Com base no procedimento mencionado, têm-se as seguintes expressões:

$$\ell_i = \ell / \cos \alpha$$

$$P = p \ell$$

$$P_i = P \cos \alpha = p \ell \cos \alpha$$

$$p_i = P_i / \ell_i = (p \ell \cos \alpha) / (\ell / \cos \alpha) = p (\cos \alpha)^2$$

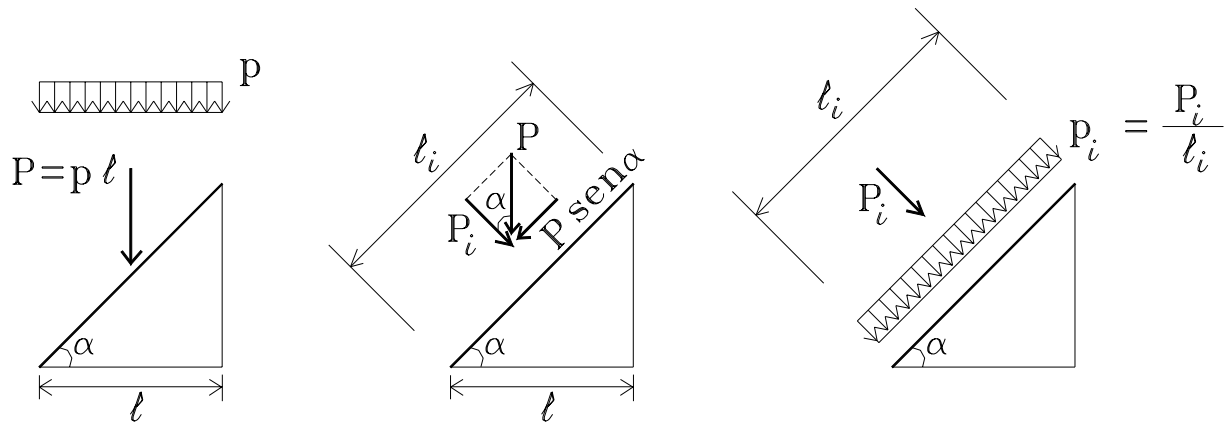


Figura 9 - Roteiro para obtenção do valor de p_i

O esforço cortante (v), por unidade de largura, nas extremidades resulta:

$$v = \frac{p_i \ell_i}{2} = \frac{p (\cos \alpha)^2 \left(\frac{\ell}{\cos \alpha} \right)}{2} = \frac{p \ell \cos \alpha}{2}$$

Supondo as mesmas condições de apoio nas duas extremidades, a força resultante projetada na direção do vão inclinado ($P \sen \alpha$) irá produzir as reações $(p \ell \sen \alpha) / 2$, de tração na extremidade superior e de compressão na extremidade inferior. As tensões produzidas são pequenas e em geral não precisam ser levadas em consideração. As extremidades poderão ser engastadas e, para este caso, deverão ser consideradas as devidas condições estáticas.

Tanto no dimensionamento quanto no cálculo da armadura mínima, utiliza-se a altura h (Figura 8).

3.3 Escadas armadas em cruz

Os esforços são calculados utilizando-se tabelas para ações verticais e considerando-se os vãos medidos na horizontal. Este tipo de escada está ilustrado na Figura 10.

Para o dimensionamento, na direção transversal, pode-se utilizar a altura h_1 no cálculo da armadura mínima. Já na direção longitudinal utiliza-se a altura h .

O cálculo das vigas horizontais não apresenta novidades.

Nas vigas inclinadas, as ações são admitidas verticais por metro de projeção horizontal e os vãos são medidos na horizontal.

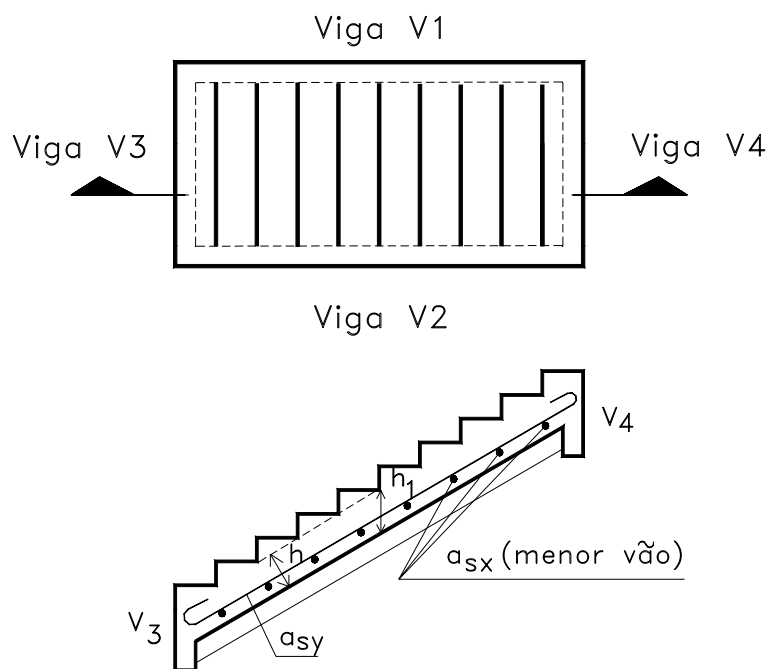


Figura 10 - Escada armada em cruz

3.4 Escadas com patamar

Para este tipo de escada, são possíveis várias disposições conforme mostra a Figura 11. O cálculo consiste em se considerar a laje como simplesmente apoiada, lembrando que a ação atuante no patamar em geral é diferente daquela atuante na escada propriamente dita.

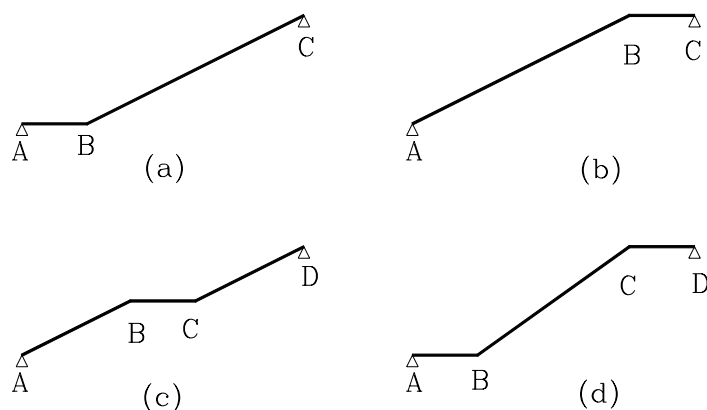


Figura 11 - Tipos de patamares (MANCINI, 1971)

Nos casos (a) e (b), dependendo das condições de extremidade, o funcionamento real da estrutura pode ser melhor interpretado com o cálculo detalhado a seguir. Considera-se o comportamento estático da estrutura representado na Figura 12.

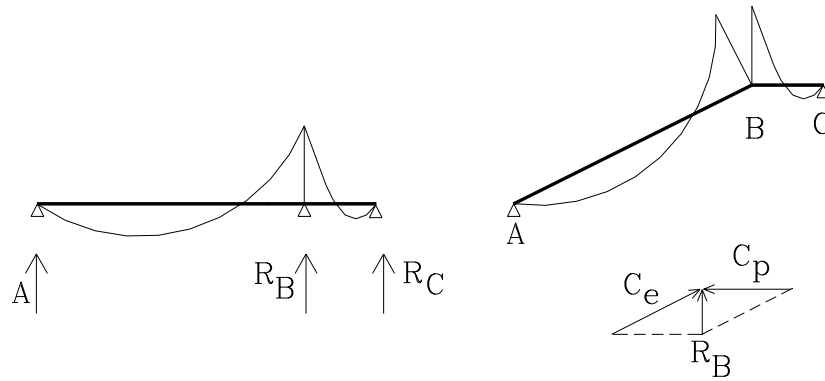


Figura 12 - Comportamento estático (MANCINI, 1971)

A reação R_B pode ser dada pela composição das compressões C_e e C_p , que ocorrem na escada e no patamar, respectivamente. Essas compressões podem ocorrer em função das condições de apoio, nas extremidades da escada. Já os casos (c) e (d) não são passíveis deste tratamento, por se tratarem de estruturas deformáveis.

Considerando-se o cálculo mencionado (escada simplesmente apoiada), deve-se tomar muito cuidado no detalhamento da armadura positiva. A armadura mostrada na Figura 13a tenderá a se retificar, saltando para fora da massa de concreto que, nessa região, tem apenas a espessura do cobrimento. Para que isso não aconteça, tem-se o detalhamento correto ilustrado na Figura 13b.

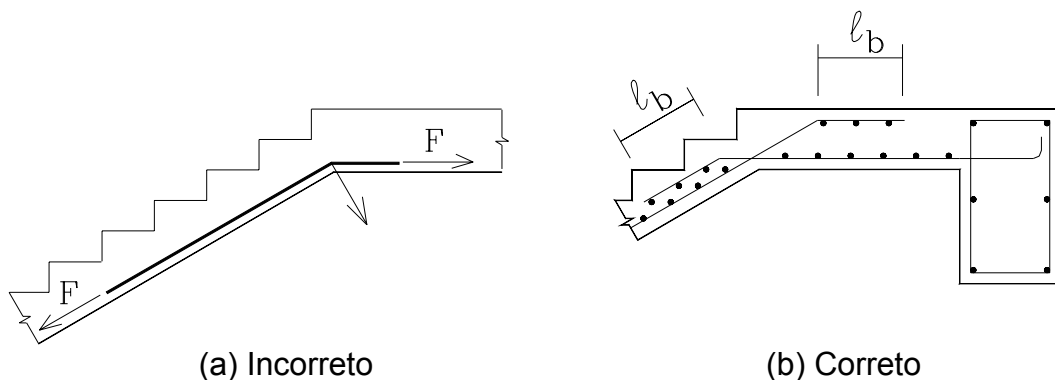


Figura 13 - Detalhamento da armadura

3.5 Escadas com laje em balanço

Neste tipo de escada, uma de suas extremidades é engastada e a outra é livre. Na Figura 14, o engastamento da escada se faz na viga lateral V.

O cálculo da laje é bastante simples, sendo armada em uma única direção, com barras principais superiores (armadura negativa).

No dimensionamento da viga, deve-se considerar o cálculo à flexão e à torção. Este último esforço deverá ser absorvido por pilares ou por vigas ortogonais.

Na Figura 15, os espelhos dos degraus trabalham como vigas engastadas na viga lateral, recebendo as ações verticais provenientes dos degraus, dadas por unidade de projeção horizontal. Já os elementos horizontais (passos) são dimensionados como lajes, geralmente utilizando-se uma armadura construtiva.

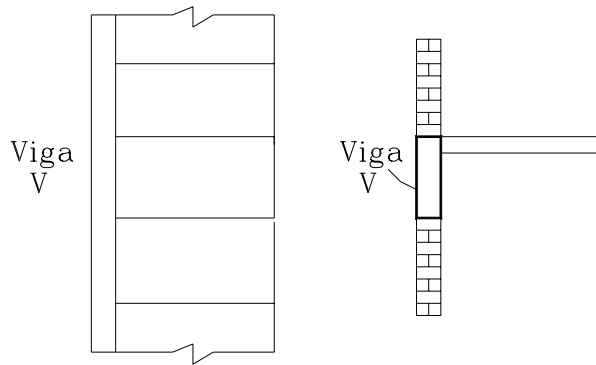


Figura 14 - Laje em balanço, engastada em viga lateral (MANCINI, 1971)

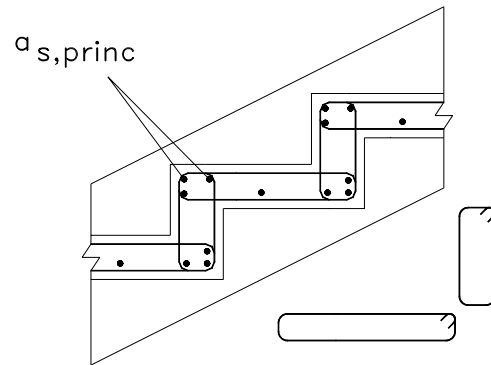


Figura 15 - Laje em balanço, com espelhos trabalhando como vigas

3.6 Escadas em viga reta, com degraus em balanço

Os degraus são isolados e se engastam em vigas, que podem ocupar posição central ou lateral (Figura 16).

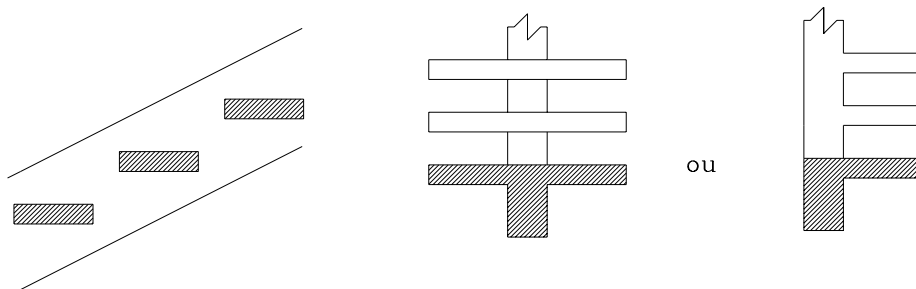


Figura 16 - Escada em viga reta, com degraus em balanço

Mesmo no caso da viga ocupar posição central, deve-se considerar a possibilidade de carregamento assimétrico ocasionando torção na viga, com ações variáveis (q e Q) atuando só de um lado (ver item 2.3).

Os degraus são armados como pequenas vigas, sendo interessante, devido à sua pequena largura, a utilização de estribos. Detalhes típicos são mostrados na Figura 17.

Para estes casos, a prática demonstra que é interessante adotar dimensões mais robustas que as mínimas estaticamente determinadas. A leveza deste tipo de escada pode ser responsável por problemas de vibração na estrutura.

Os degraus podem também ser engastados em uma coluna, que, neste caso, estará sujeita a flexão composta.

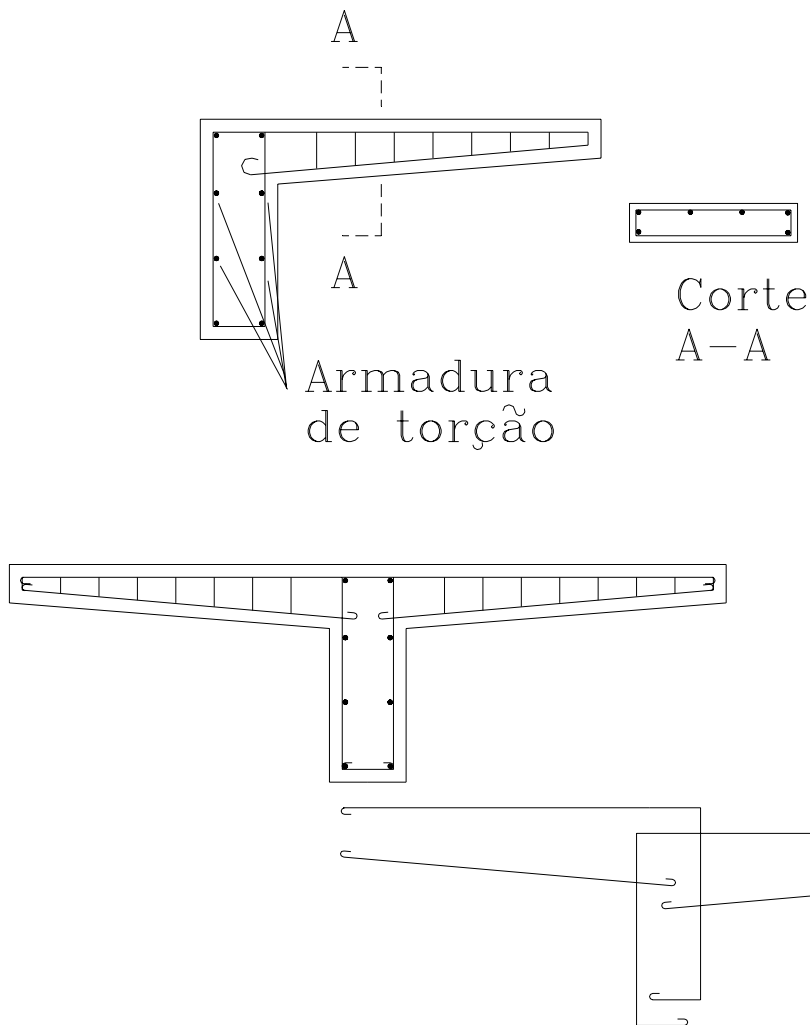


Figura 17 - Detalhes típicos

3.7 Escadas com degraus engastados um a um (escada em "cascata")

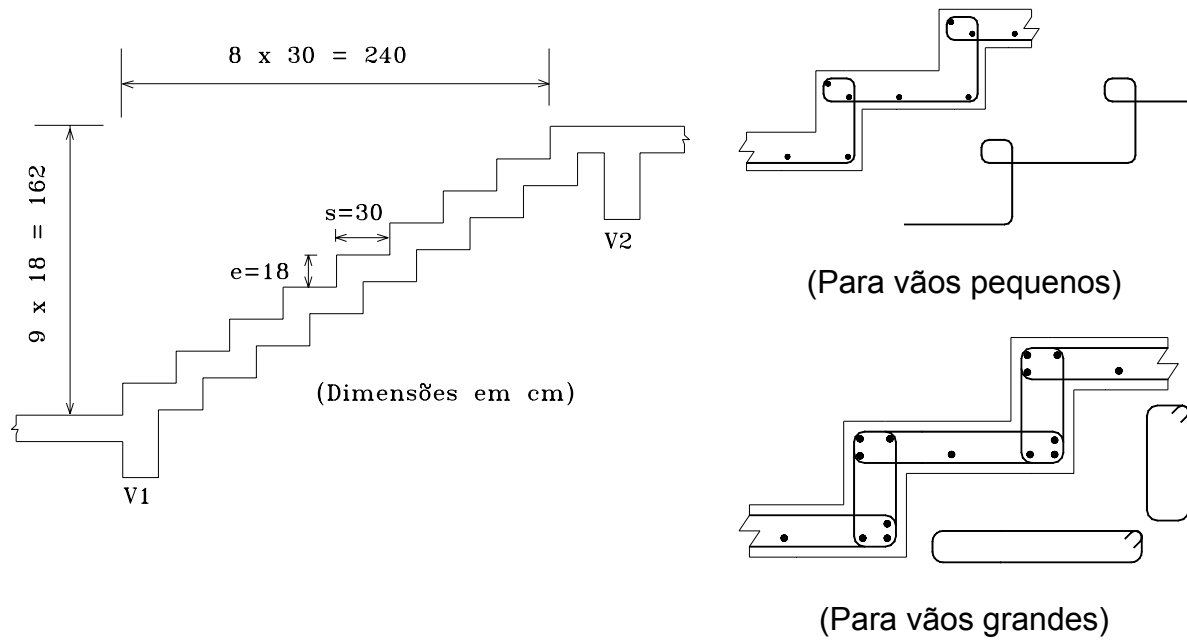
Se a escada for armada transversalmente, ou seja, caso se possa contar com pelo menos uma viga lateral, recai-se no tipo ilustrado na Figura 15 do item 3.5.

Caso a escada seja armada longitudinalmente, segundo MACHADO (1983), ela deverá ser calculada como sendo uma viga de eixo não reto. Os elementos verticais poderão estar flexo-comprimidos ou flexo-tracionados. Já os elementos horizontais são solicitados por momento fletor e por força cortante, para o caso de estruturas isostáticas com reações verticais. Tem-se este exemplo ilustrado na Figura 18.

Segundo outros projetistas, pode-se considerar os degraus engastados um no outro, ao longo das arestas, resistindo aos momentos de cálculo.

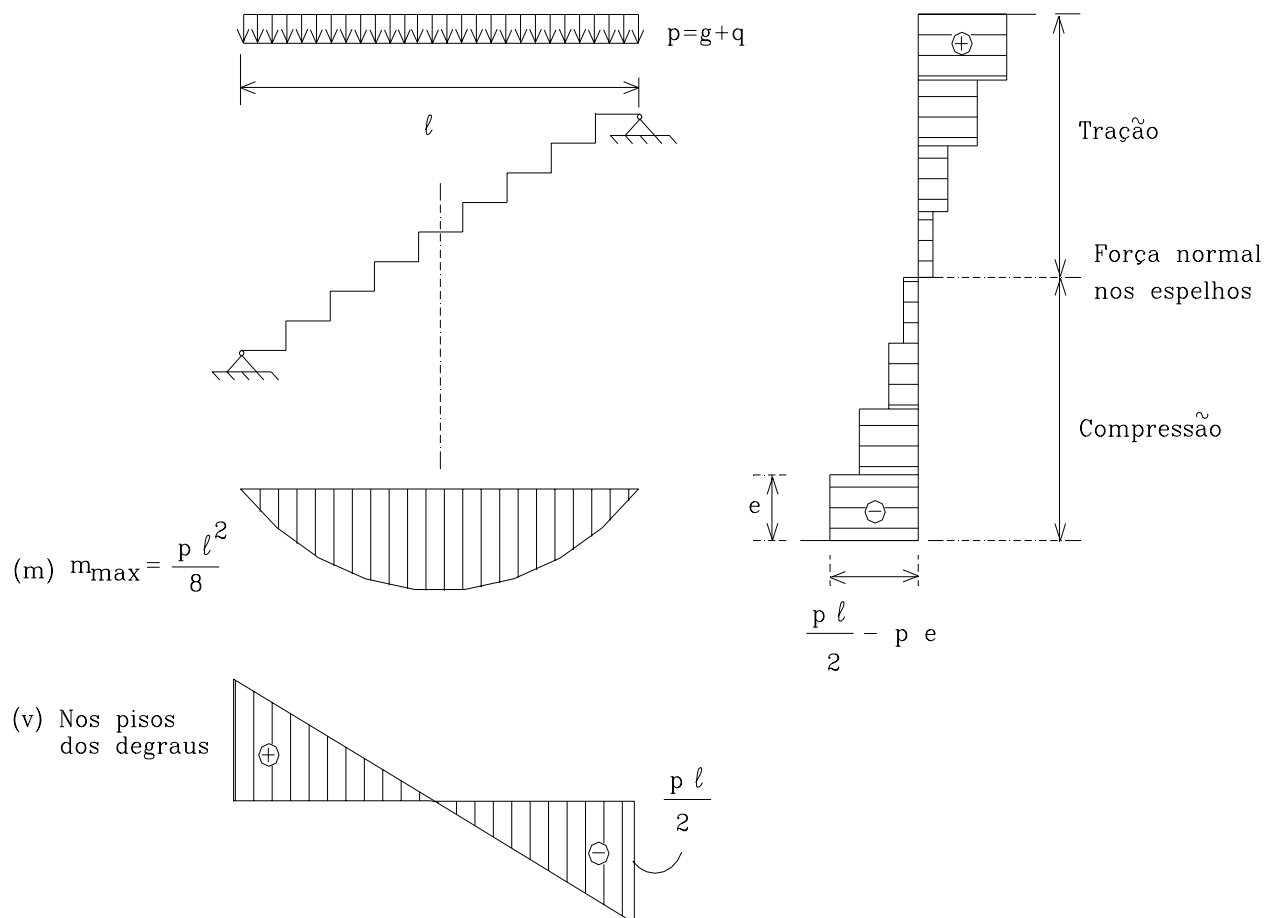
Neste caso, devido ao grande número de cantos vivos, recomenda-se dispor de uma armadura na face superior (Figura 19).

As armaduras indicadas na Figura 19 podem ser substituídas pelas barras indicadas na Figura 18b, referente a vãos grandes.



a) Esquema geral

b) Detalhamento típico



c) Esquema estático e diagrama dos esforços

Figura 18 - Exemplo de escada em cascata (MACHADO, 1983)

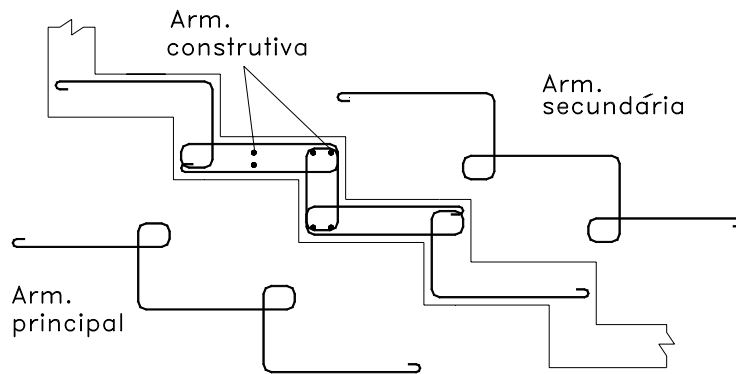


Figura 19 - Esquema para escada em cascata

4. ESCADAS COM LAJES ORTOGONAIS

Podem ser em L, em U ou em O. Apresenta-se processo de cálculo simplificado, que pode ser utilizado nos casos comuns.

4.1 Escadas em L

Este tipo de escada está ilustrado na Figura 20. Podem ter ou não vigas ao longo do contorno externo.

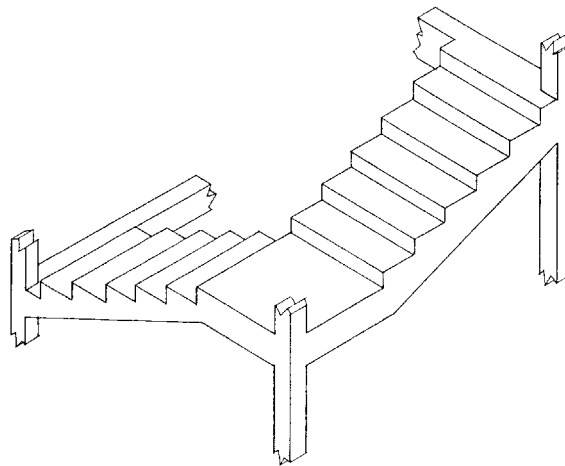


Figura 20 - Escada em L

4.1.1 Escada em L com vigas em todo o contorno externo

Uma escada em L com vigas em todo o contorno externo encontra-se esquematizada na Figura 21a. As reações de apoio podem ser calculadas pelo processo das áreas, conforme indicado na Figura 21b.

O processo simplificado ora sugerido para cálculo dos momentos fletores consiste em dividir a escada conforme o esquema indicado na Figura 22. As lajes L1 e L2 são consideradas apoiadas em três bordas, com a quarta borda livre. As ações são admitidas uniformemente distribuídas nas lajes.

Os momentos fletores podem ser obtidos, por exemplo, nas tabelas indicadas por PINHEIRO (1993), utilizando-se, para este caso, a tabela referente à laje tipo 7. O detalhamento típico das armaduras encontra-se na Figura 23.

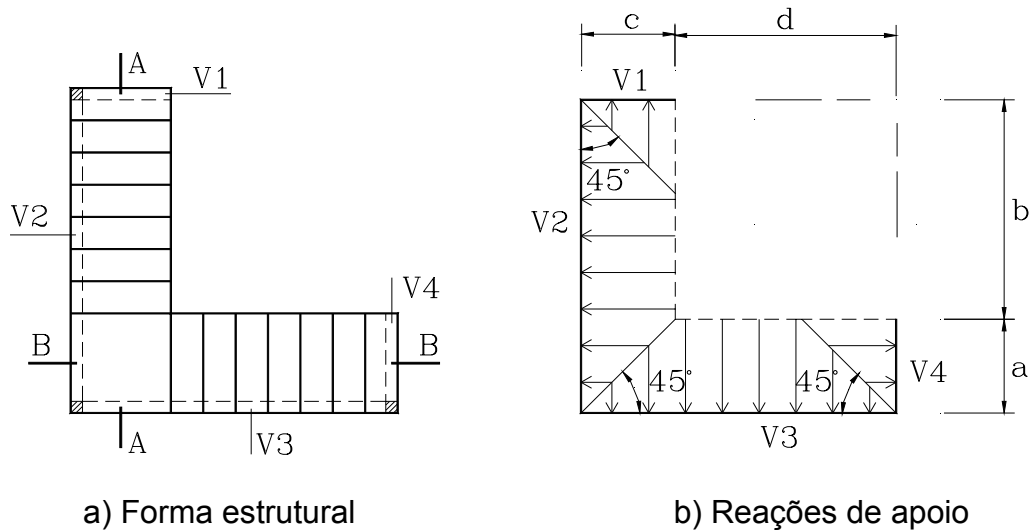


Figura 21 - Escada em L com vigas no contorno externo: forma estrutural e esquema das reações de apoio

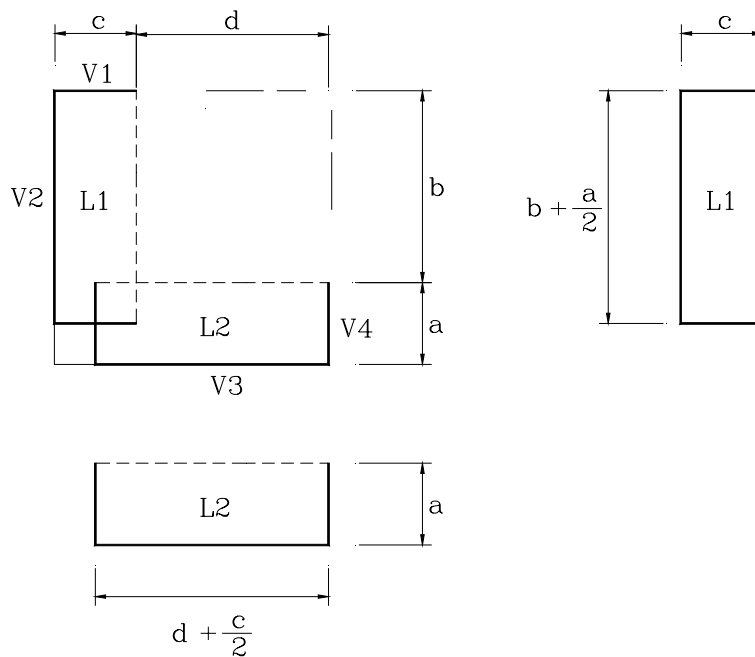


Figura 22 - Esquema para cálculo dos momentos fletores

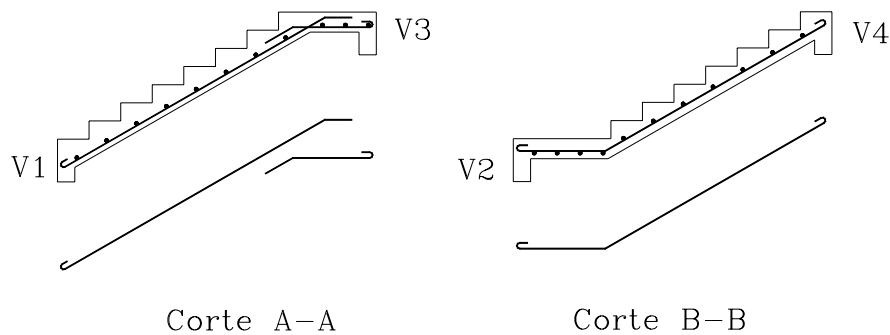


Figura 23 - Detalhe típico das armaduras

4.1.2 Escada em L sem uma viga inclinada

Uma escada em L, sem uma das vigas inclinadas, encontra-se indicada na Figura 24a. A Figura 24b indica a distribuição das reações de apoio, segundo o processo das áreas.

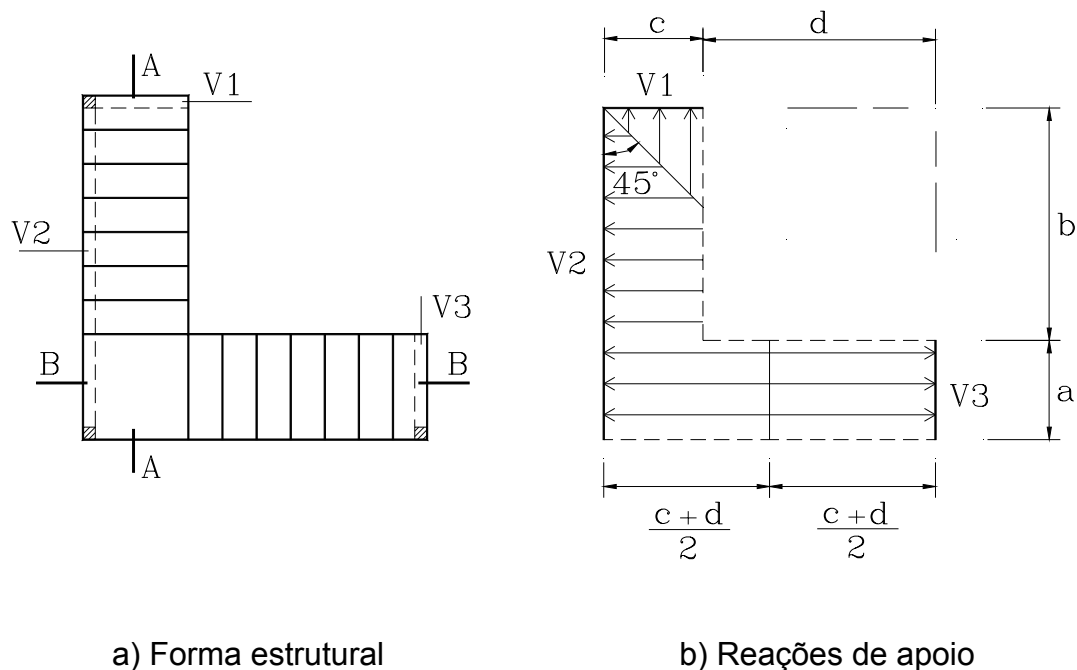


Figura 24 - Escada em L sem uma viga inclinada:
forma estrutural e esquema das reações de apoio

O cálculo dos momentos fletores encontra-se esquematizado na Figura 25a. Considera-se que a laje L1 esteja apoiada nas vigas V1 e V2 e na laje L2. Já a laje L2 é considerada apoiada nas vigas V2 e V3. A reação de apoio da laje L1 na L2, obtida pelo processo das áreas, é considerada uniformemente distribuída na L2. Esta reação resulta no valor indicado a seguir, que é somado à ação que atua diretamente na laje L2:

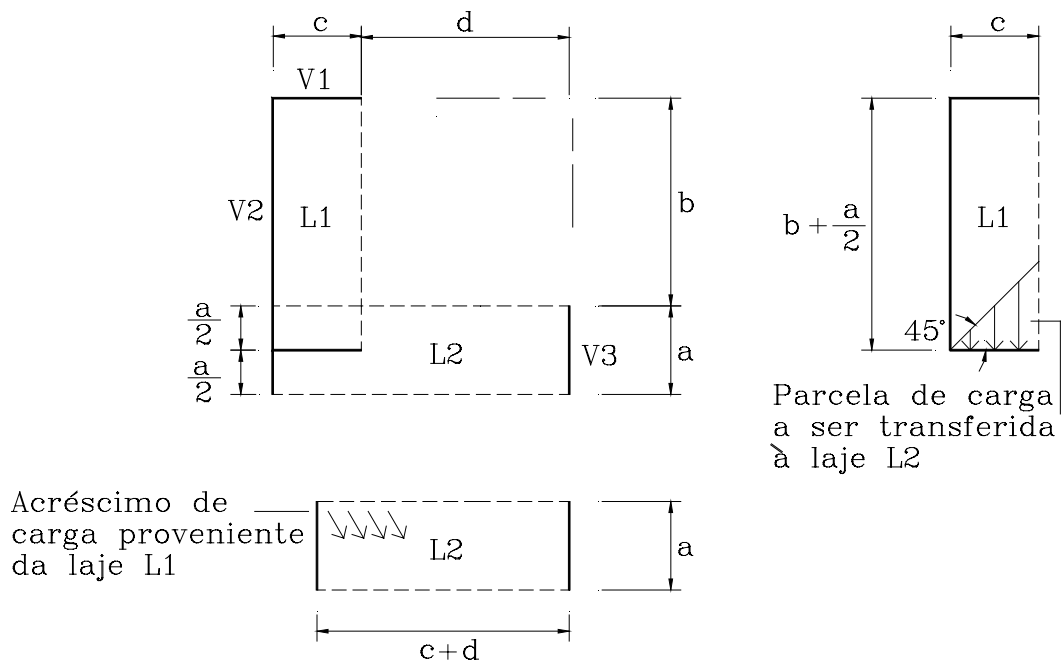
$$\frac{p \cdot c^2}{2} \cdot \frac{1}{a(c+d)}$$

Para obtenção dos momentos fletores na laje L1, como já foi visto, podem-se utilizar tabelas, considerando-se carregamento uniformemente distribuído, três bordas apoiadas e a outra livre. Já a laje L2 é considerada biapoiada, com:

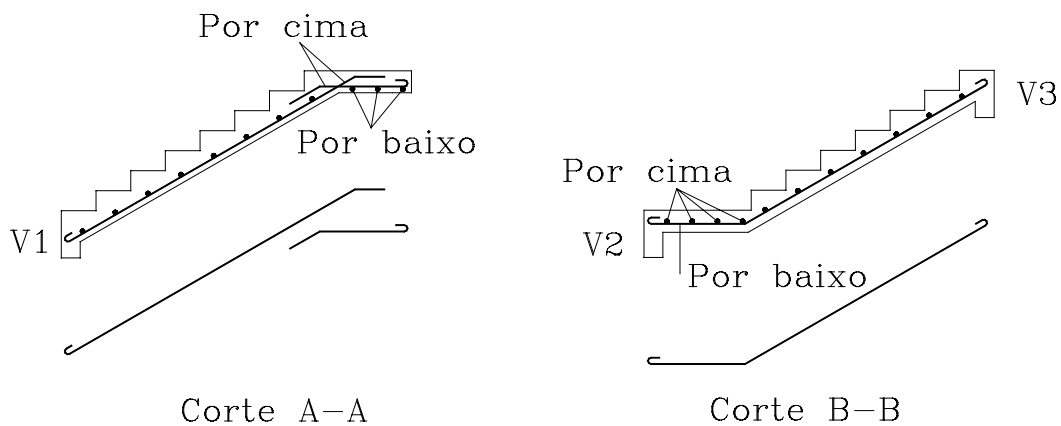
$$m = \frac{p^* \ell^2}{8}, \text{ onde } \ell, \text{ no caso, é igual ao comprimento } (c + d).$$

O termo p^* representa a ação total que atua na laje L2, sendo esta constituída pela soma da ação que atua diretamente na laje à reação proveniente da laje L1.

O detalhamento das armaduras está ilustrado na Figura 25b, recomendando-se posicionar as barras longitudinais da laje L2 por baixo das relativas à laje L1.



a) Escada em L, sem uma viga inclinada



b) Detalhe das armaduras

Figura 25 - Esquema para cálculo dos momentos fletores e detalhe das armaduras

4.2 Escadas em U

Este tipo de escada está ilustrado na Figura 26. Pode ter ou não vigas ao longo do contorno externo.

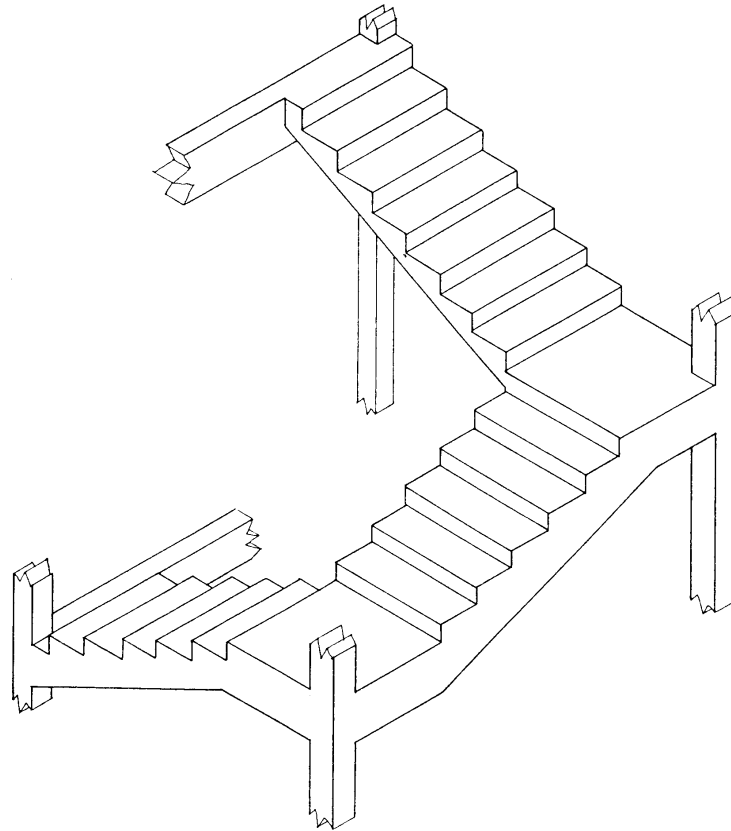
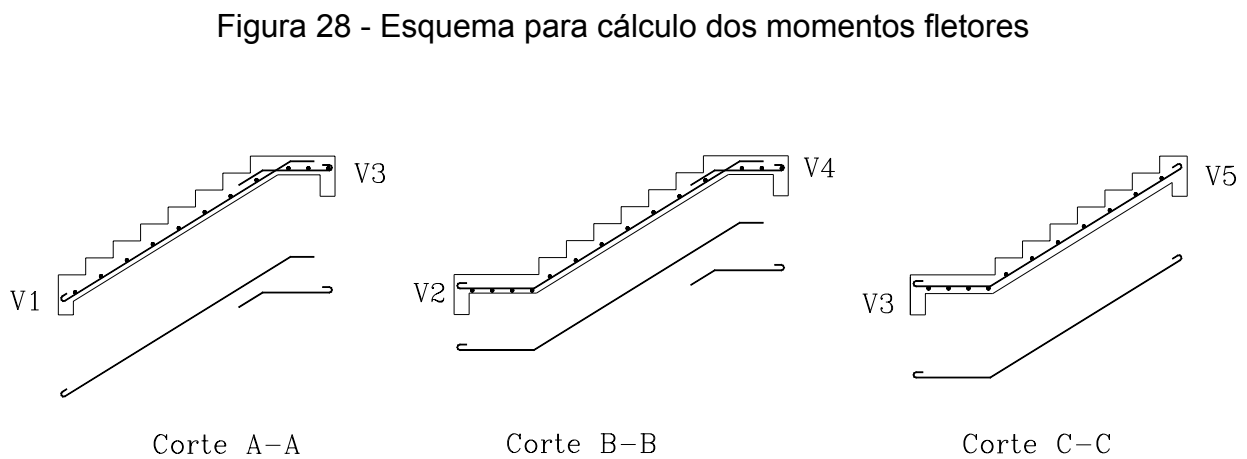
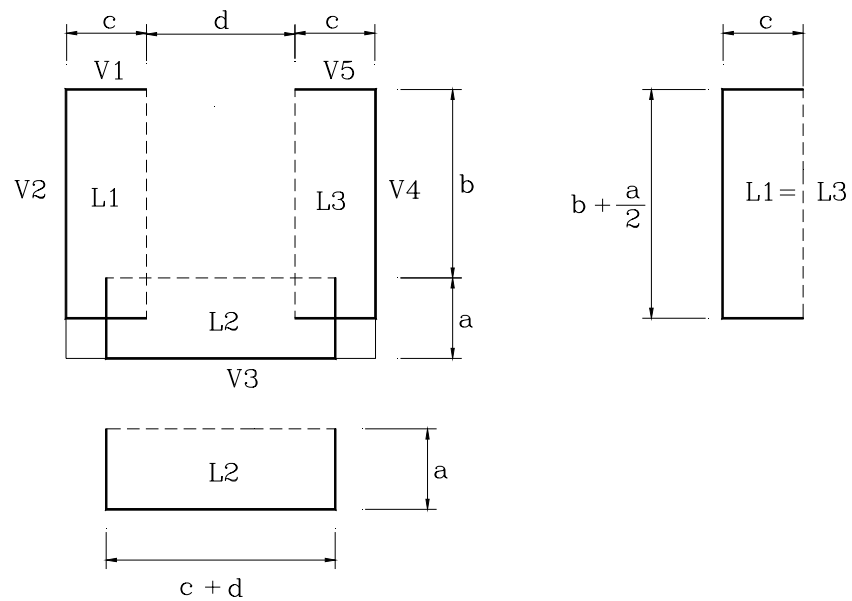
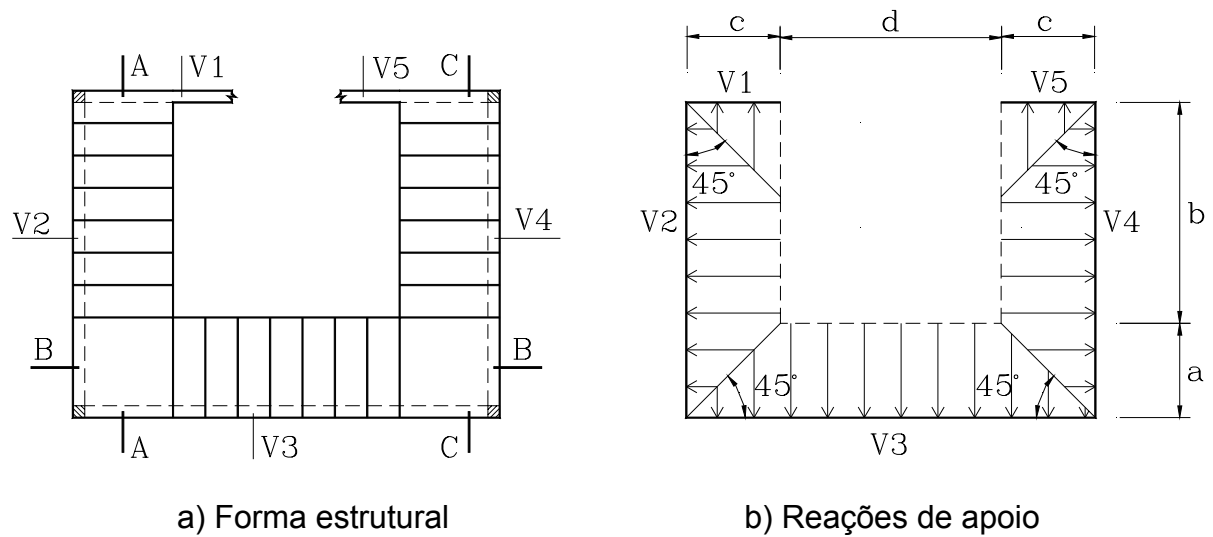


Figura 26 - Escada em U

4.2.1 Escada em U com vigas em todo o contorno externo

Uma escada em U com vigas em todo o contorno externo encontra-se esquematizada na Figura 27a. As reações de apoio podem ser calculadas pelo processo das áreas, conforme indicado na Figura 27b.

O processo simplificado ora sugerido para cálculo dos momentos fletores consiste em dividir a escada conforme o esquema indicado na Figura 28. As lajes L1, L2 e L3 são consideradas apoiadas em três bordas, com a quarta borda livre. As ações são admitidas uniformemente distribuídas nas lajes. Conforme já visto no item 4.1.1, os momentos fletores podem ser obtidos através de tabelas. O detalhamento típico das armaduras encontra-se na Figura 29.



4.2.2 Escada em U sem as vigas inclinadas V2 e V4

Uma escada em U, sem as vigas inclinadas V2 e V4, encontra-se indicada na Figura 30a. A Figura 30b indica a distribuição das reações de apoio, segundo o processo das áreas.

O cálculo dos momentos fletores encontra-se esquematizado na Figura 31a.

Considera-se a laje L1 apoiada nas vigas V1 e V3. Já a laje L2 é considerada apoiada na viga V3 e nas lajes L1 e L3. Por fim, a laje L3 apoia-se nas vigas V3 e V5.

As reações de apoio da laje L2 nas lajes L1 e L3, obtidas pelo processo das áreas, são consideradas uniformemente distribuídas nas lajes L1 e L3. Portanto essas reações devem ser somadas às ações que atuam diretamente nas lajes L1 e L3.

Os momentos fletores que atuam na laje L2 podem ser calculados utilizando-se tabelas e considerando-se carregamento uniformemente distribuído, três bordas apoiadas e a outra livre. Já as lajes L1 e L3 são consideradas biapoiadas, com:

$$m = \frac{p^* \ell^2}{8}, \text{ onde } \ell, \text{ no caso, é igual ao comprimento } (a + b).$$

O termo p^* representa a ação total que atua em cada laje, sendo esta constituída pela soma da ação que atua diretamente em cada laje à reação proveniente da laje L2.

O detalhamento das armaduras está ilustrado na Figura 31b, com as armaduras longitudinais das lajes L1 e L3 passando por baixo das relativas à laje L2.

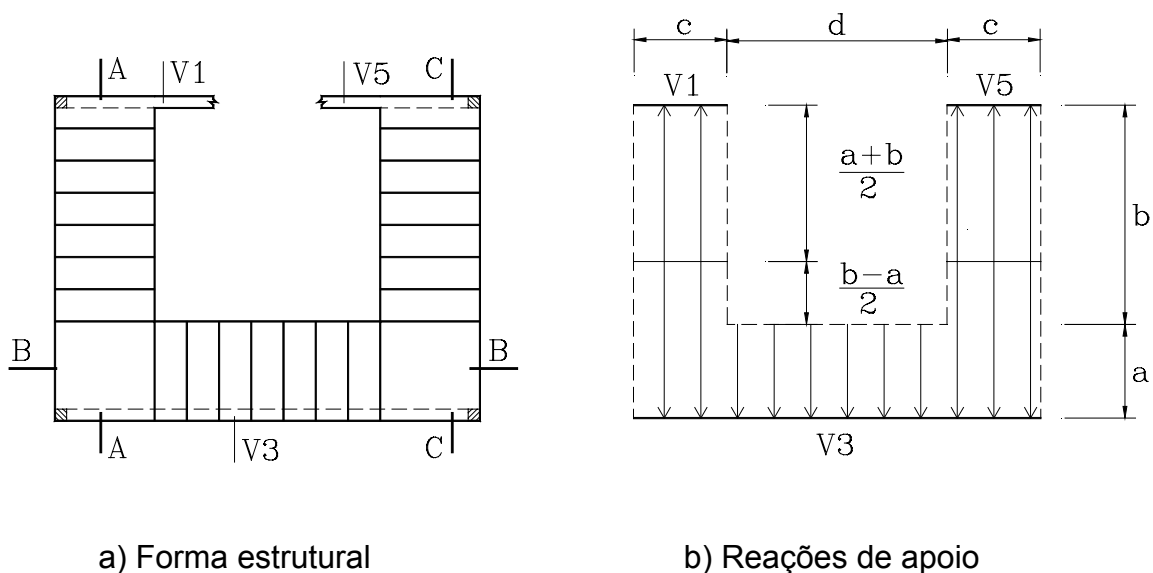
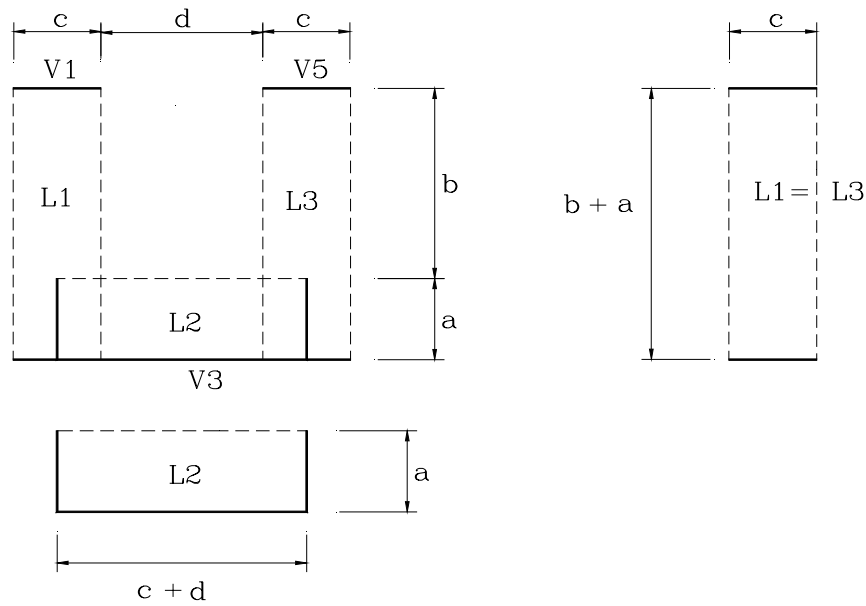
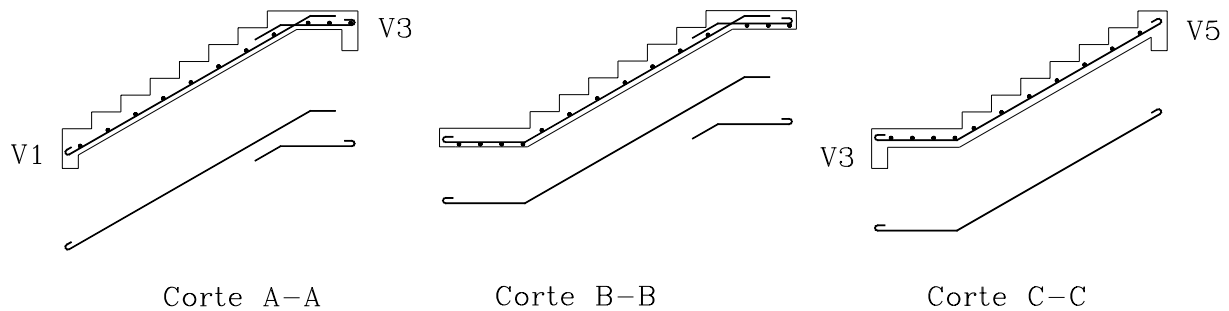


Figura 30 - Escada em U sem vigas inclinadas V2 e V4:
forma estrutural e esquema das reações de apoio



a) Escada em U, sem as vigas inclinadas V2 e V4



b) Detalhe das armaduras

Figura 31 - Esquema para cálculo dos momentos fletores e detalhe das armaduras

4.2.3 Escada em U sem a viga inclinada V3

Uma escada em U, sem a viga inclinada V3, encontra-se indicada na Figura 32a. A Figura 32b indica a distribuição das reações de apoio, segundo o processo das áreas. O cálculo dos momentos fletores encontra-se esquematizado na Figura 33a. Considera-se a laje L1 apoiada nas vigas V1 e V2 e na laje L2. Já a laje L2 é considerada apoiada nas vigas V2 e V4. Por fim, a laje L3 apoia-se na laje L2 e nas vigas V4 e V5.

As reações de apoio das lajes L1 e L3, obtidas pelo processo das áreas, são consideradas uniformemente distribuídas na laje L2.

Portanto essas reações devem ser somadas à ação que atua diretamente na laje L2. Os momentos fletores que atuam nas lajes L1 e L3 podem ser calculados utilizando-se tabelas e considerando-se carregamento uniformemente distribuído, três bordas apoiadas e a outra livre.

Já a laje L2 é considerada biapoiada, com:

$$m = \frac{p^* \ell^2}{8}, \text{ onde } \ell, \text{ no caso, é igual ao comprimento } (2c + d).$$

O termo p^* representa a ação total que atua na laje L2, sendo esta constituída pela soma da ação que atua diretamente na laje às reações provenientes das lajes L1 e L3. O detalhamento das armaduras está mostrado na Figura 33b. Recomenda-se que as barras da armadura longitudinal da laje L2 passem por baixo daquelas correspondentes às lajes L1 e L3.

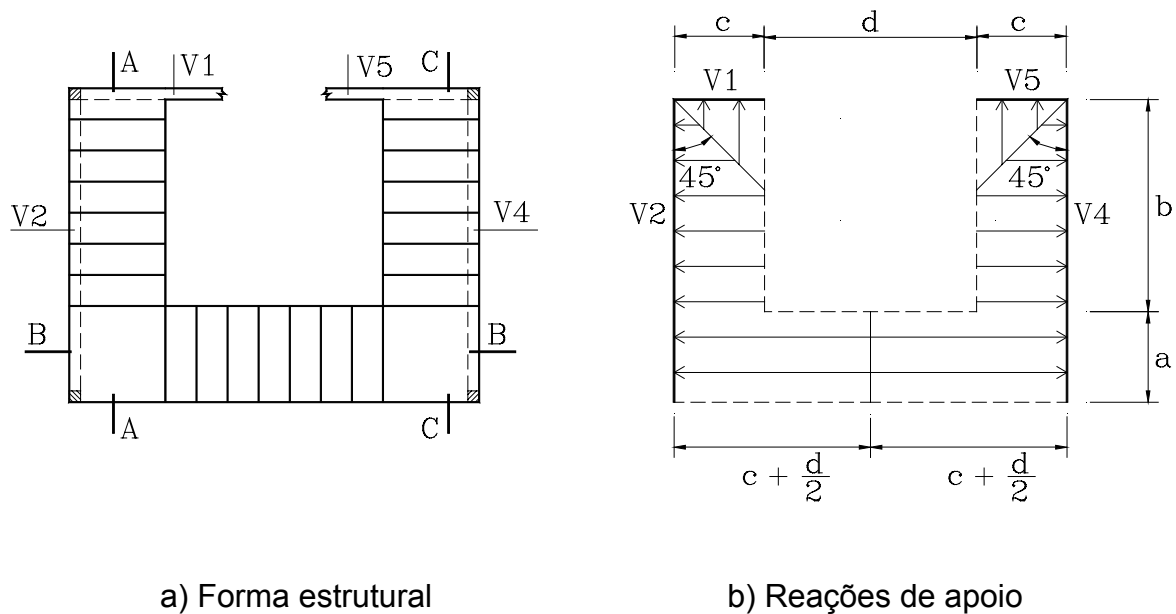
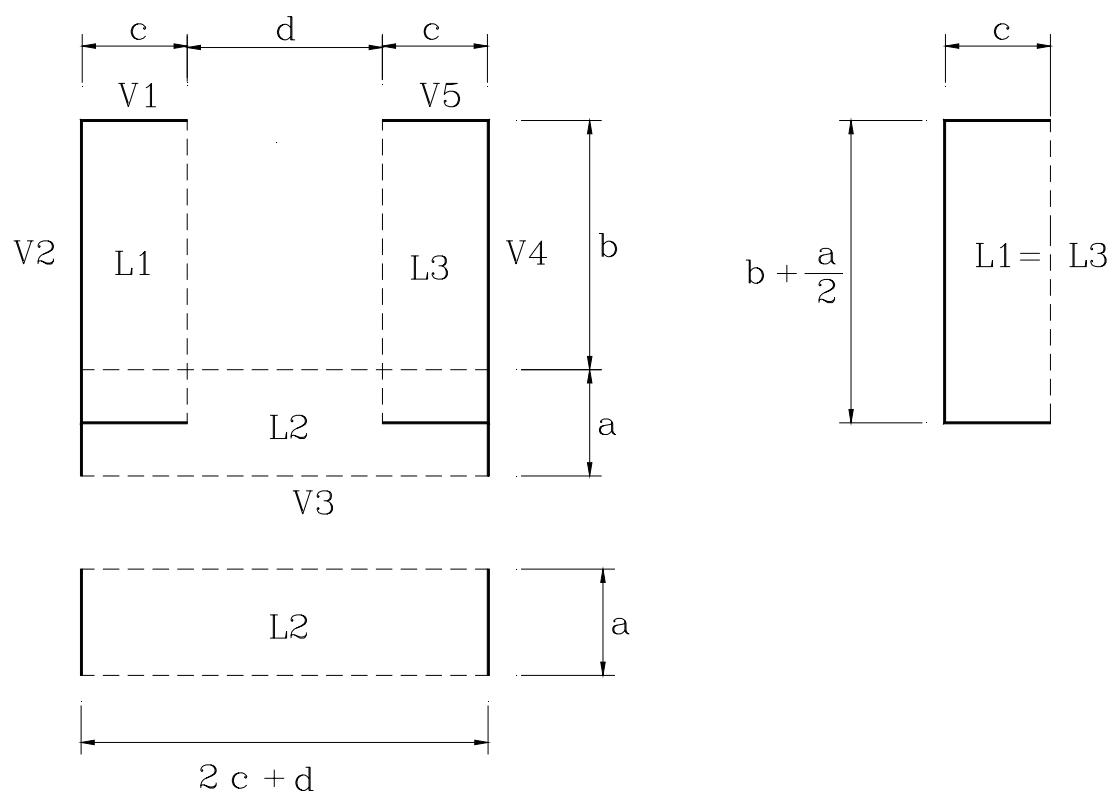
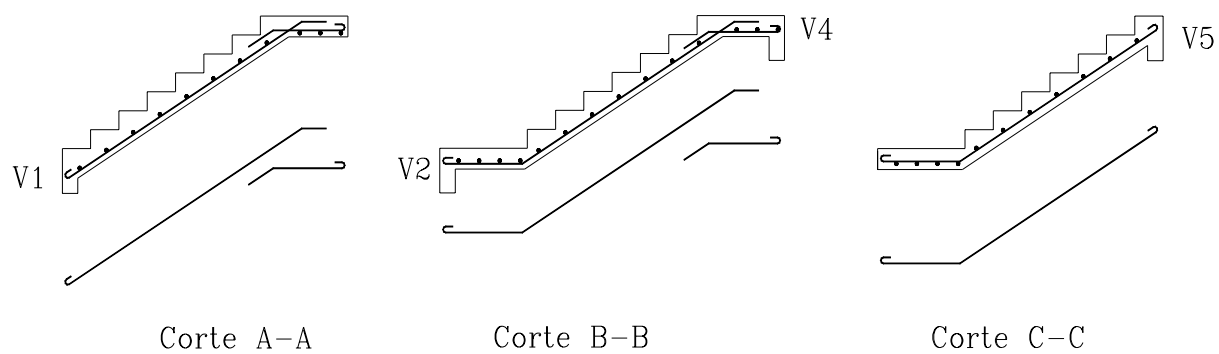


Figura 32 - Escada em U sem a viga inclinada V3: forma estrutural e esquema das reações de apoio



a) Escada em U, sem a viga inclinada V3



b) Detalhe das armaduras

Figura 33 - Esquema para cálculo dos momentos fletores e detalhe das armaduras

4.3 Escadas em O

Este tipo de escada está ilustrado na Figura 34. Pode ter ou não vigas ao longo do contorno externo

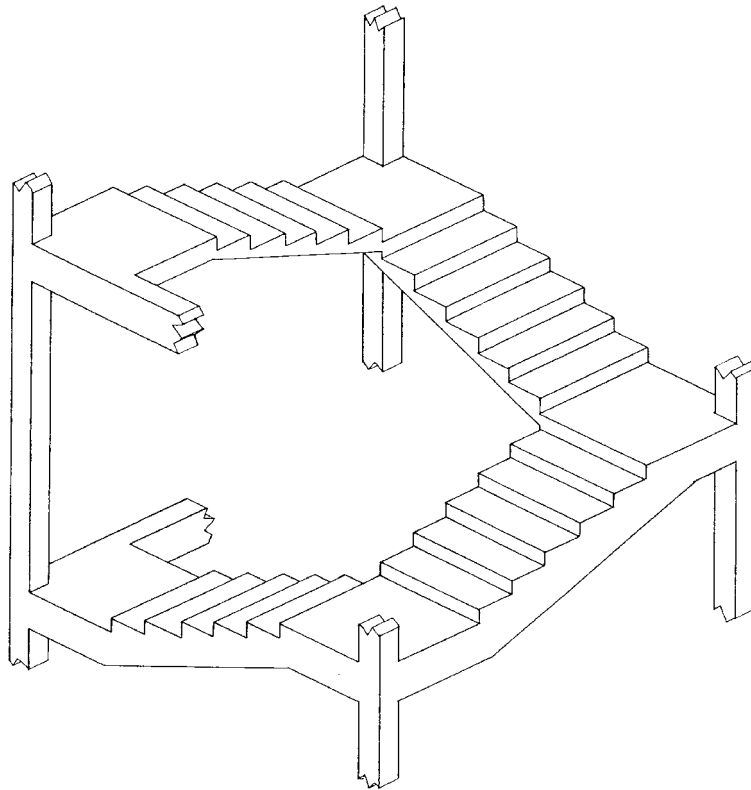


Figura 34 - Escada em O

4.3.1 Escada em O com vigas em todo o contorno externo

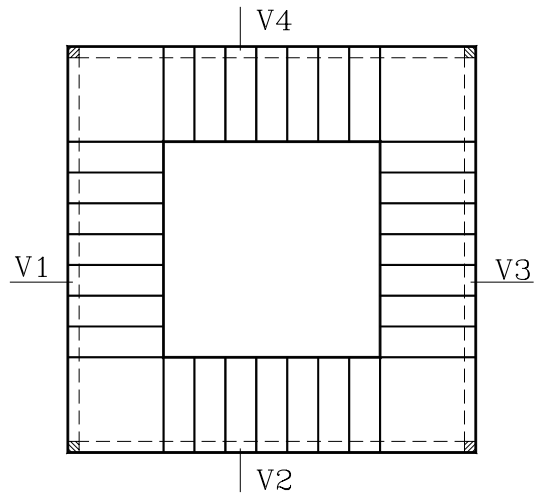
Uma escada em O com vigas em todo o contorno externo encontra-se esquematizada na Figura 35a.

As reações de apoio podem ser calculadas pelo processo das áreas, conforme indicado na Figura 35b.

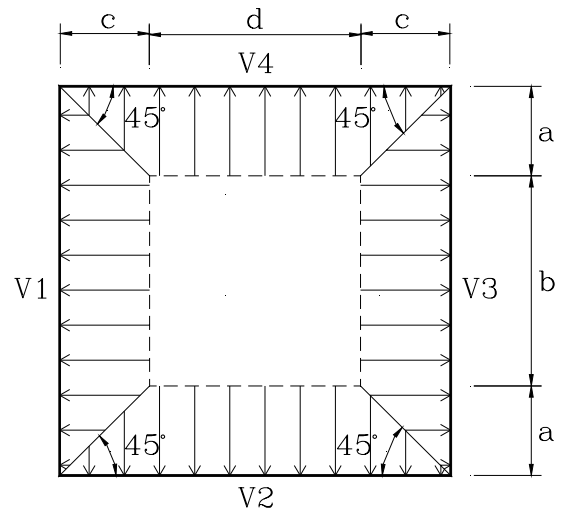
O processo simplificado ora sugerido para cálculo dos momentos fletores consiste em dividir a escada conforme o esquema indicado na Figura 36.

As lajes L1, L2, L3 e L4 são consideradas apoiadas em três bordas, com a quarta borda livre. As ações são admitidas uniformemente distribuídas nas lajes. Os momentos fletores podem ser obtidos mediante o uso de tabelas, considerando-se carregamento uniformemente distribuído, três bordas apoiadas e uma livre.

O detalhamento típico das armaduras é análogo ao mostrado para escada em U, corte BB (Figura 29). Deve-se, sempre que possível, passar a armadura perpendicular à uma borda livre por cima da armadura que tenha extremidades ancoradas em vigas.



a) Forma estrutural



b) Reações de apoio

Figura 35 - Escada em O com vigas no contorno externo:
forma estrutural e esquema das reações de apoio

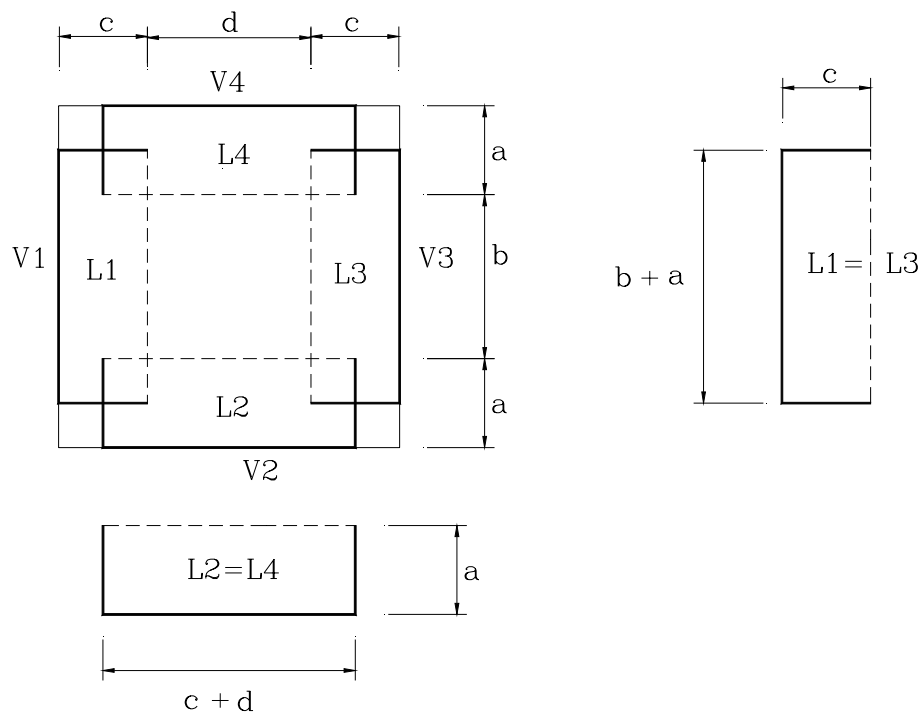


Figura 36 - Escada em O com vigas no contorno externo:
esquema para cálculo dos momentos fletores

4.3.2 Escada em O sem as vigas inclinadas V2 e V4 ou V1 e V3

Uma escada em O, sem as vigas inclinadas V2 e V4, encontra-se indicada na Figura 37a. A Figura 37b indica a distribuição das reações de apoio segundo o processo das áreas.

O cálculo dos momentos fletores encontra-se esquematizado na Figura 38a.

Consideram-se as lajes L2 e L4 apoiadas nas vigas V1 e V3. Já a laje L1 é considerada apoiada na viga V1 e nas lajes L2 e L4. Por fim, a laje L3 apoia-se na viga V3 e nas lajes L2 e L4.

As reações de apoio das lajes L1 e L3, obtidas pelo processo das áreas, são consideradas uniformemente distribuídas nas lajes L2 e L4.

Portanto as reações provenientes das lajes L1 e L3 devem ser somadas às ações que atuam diretamente nas lajes L2 e L4.

Os momentos fletores que atuam nas lajes L1 e L3 podem ser calculados mediante o uso de tabelas, considerando-se carregamento uniformemente distribuído, três bordas apoiadas e a outra livre. Já as lajes L2 e L4 são consideradas biapoiadas, com:

$$m = \frac{p^* \ell^2}{8}, \text{ onde } \ell, \text{ no caso, é igual ao comprimento } (2c + d).$$

O termo p^* representa a ação total que atua na laje, sendo esta constituída pela soma da ação que atua diretamente em cada laje às reações provenientes das lajes L1 e L3.

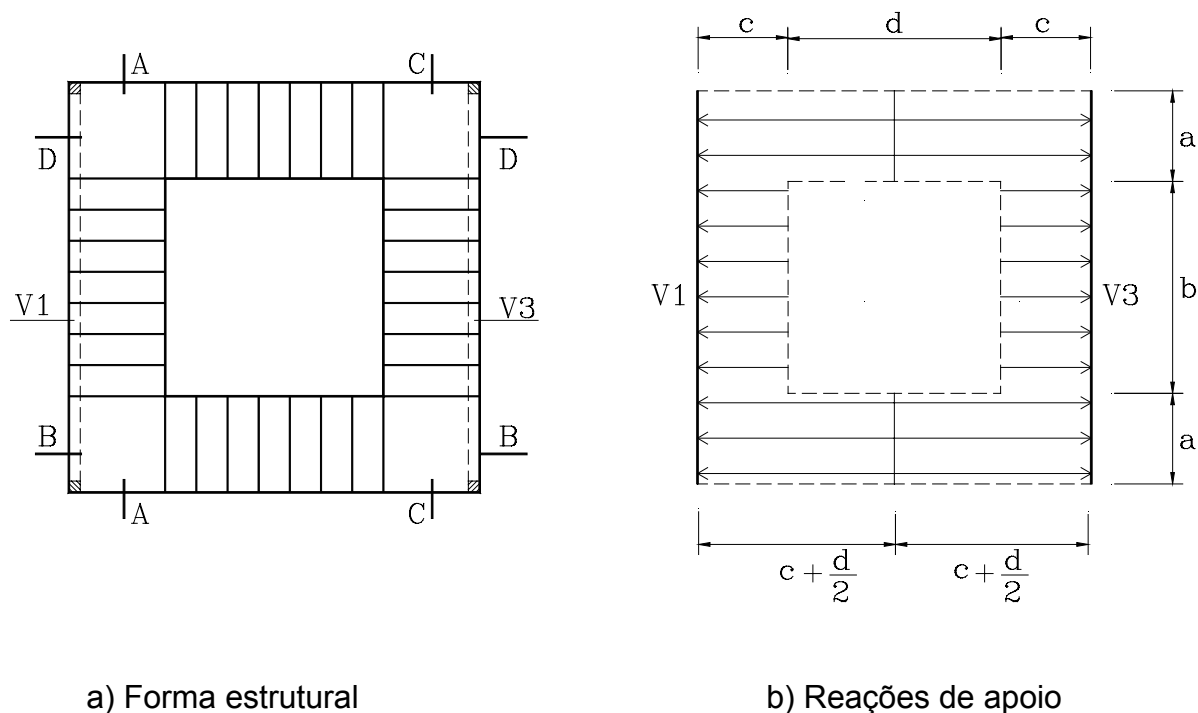
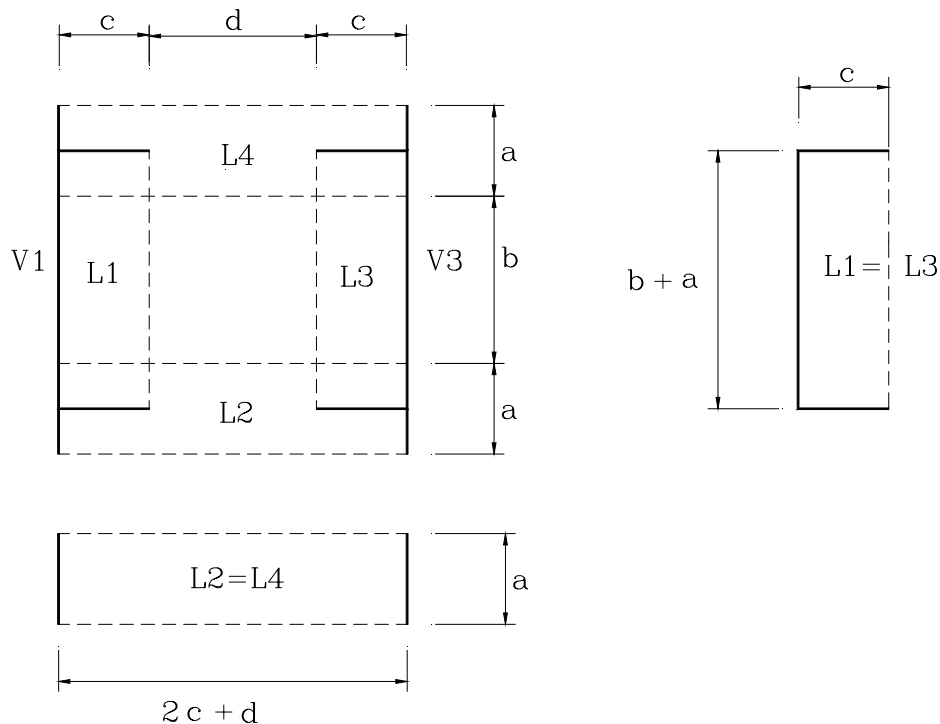
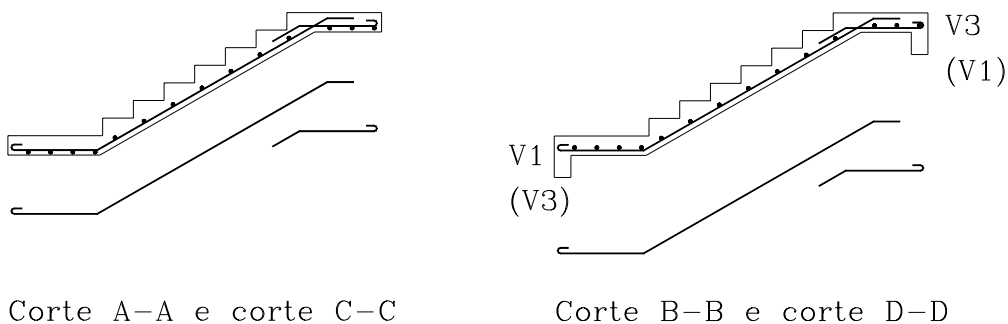


Figura 37 - Escada em O sem vigas inclinadas V2 e V4:
forma estrutural e esquema das reações de apoio

O detalhamento das armaduras está mostrado na Figura 38b. Recomenda-se que a armadura longitudinal das lajes L2 e L4 passe por baixo daquelas correspondentes às lajes L1 e L3.



a) Escada em O, sem as vigas inclinadas V2 e V4



b) Detalhe das armaduras

Figura 38 - Esquema para cálculo dos momentos fletores e detalhe das armaduras

5. ESCADAS COM LANCES ADJACENTES.

Este tipo de escada está ilustrado na Figura 39. Podem ter ou não vigas ao longo do contorno externo. Nas figuras utilizadas para representar este tipo de escada, a linha tracejada que acompanha internamente os lances da escada representa a faixa de sobreposição de um lance em outro.

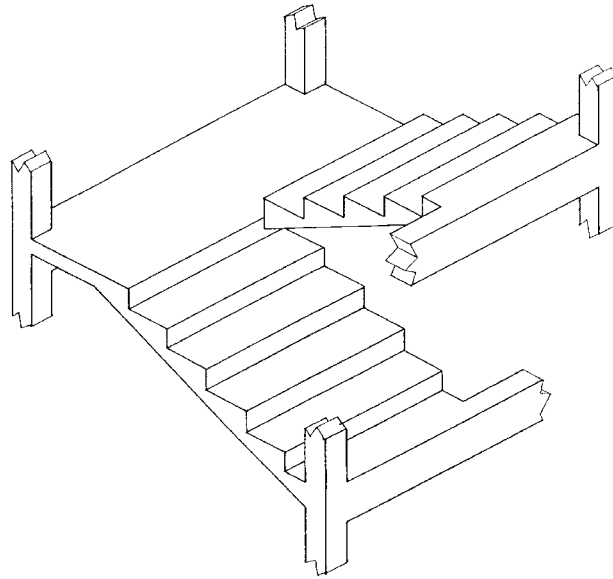


Figura 39 - Escada com lances adjacentes

5.1 Escada com lances adjacentes, com vigas inclinadas no contorno externo

Uma escada com lances adjacentes, com vigas em todo o contorno externo, encontra-se esquematizada na Figura 40a. As reações de apoio podem ser calculadas pelo processo das áreas, conforme indicado na Figura 40b. O processo simplificado ora sugerido para cálculo dos momentos fletores consiste em dividir a escada conforme o esquema indicado na Figura 41a. As lajes L1, L2 e L3 são consideradas apoiadas em três bordas, com a quarta borda livre.

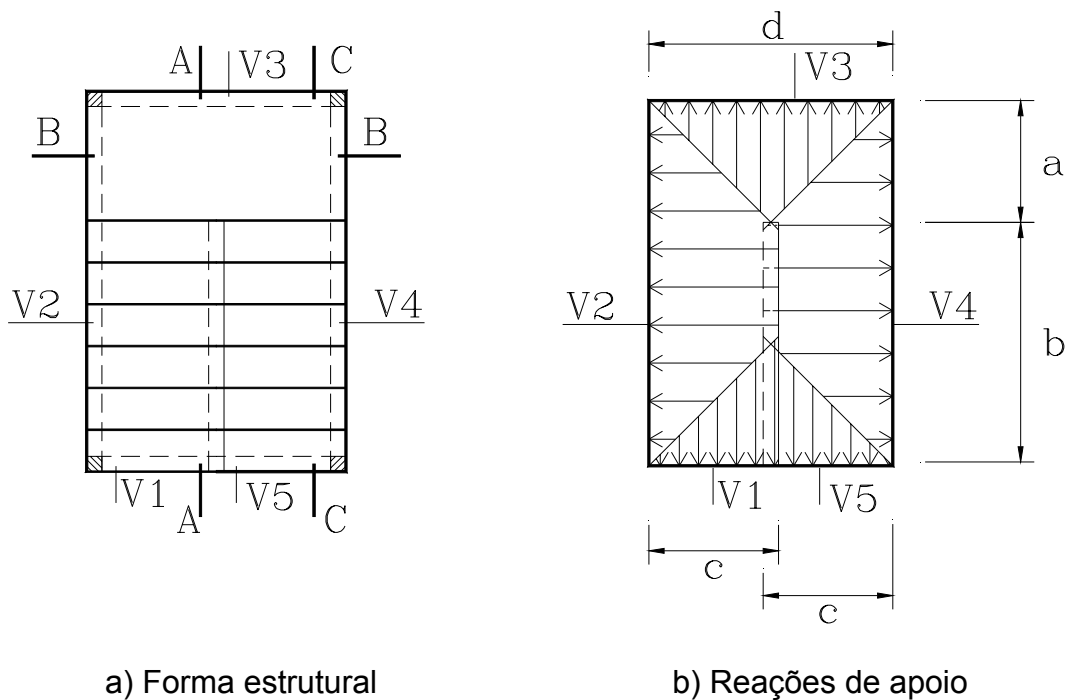
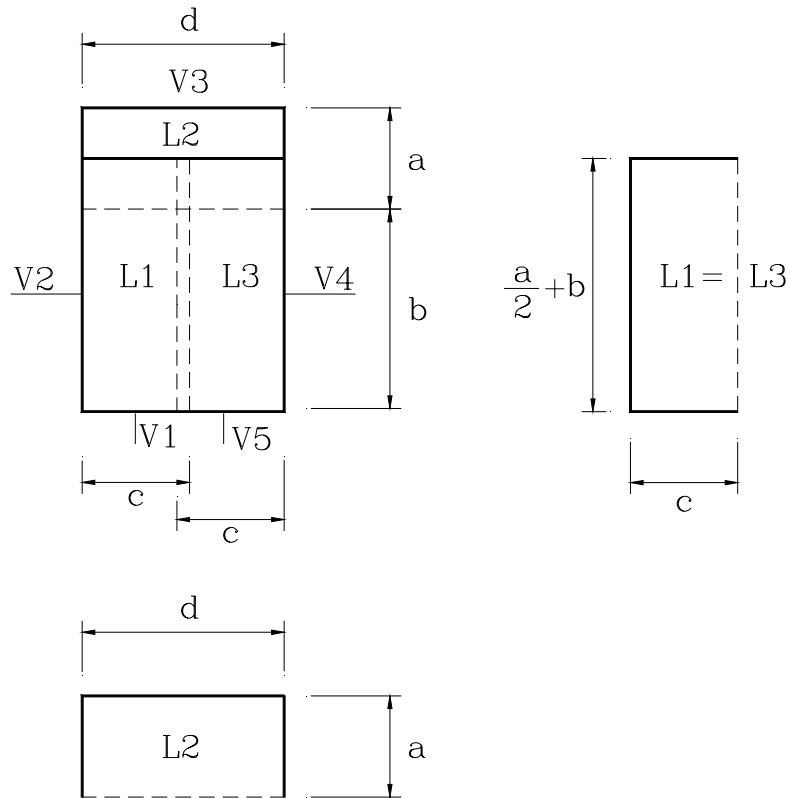
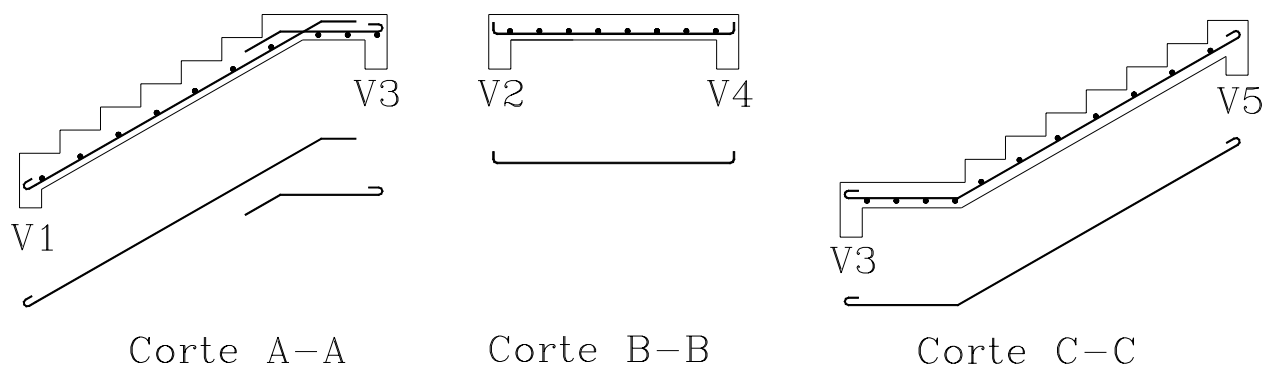


Figura 40 - Escada com lances adjacentes, com vigas no contorno externo: forma estrutural e esquema das reações de apoio

Os momentos fletores podem ser obtidos mediante o uso de tabelas, considerando-se carregamento uniformemente distribuído e considerando-se três bordas apoiadas e a outra livre. O detalhamento típico das armaduras encontra-se na Figura 41b.



a) Esquema para cálculo de momentos fletores

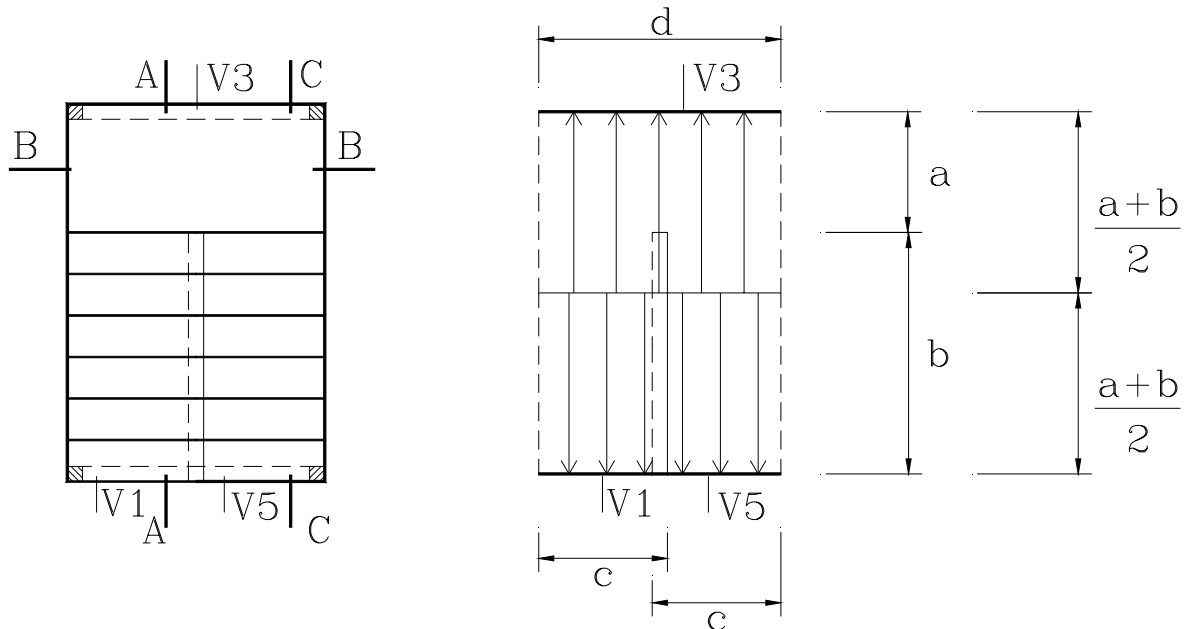


b) Detalhe típico das armaduras

Figura 41 - Escada com lances adjacentes com vigas no contorno externo: esquema de cálculo e detalhe das armaduras.

5.2 Escada com lances adjacentes, sem as vigas inclinadas V2 e V4

Uma escada com lances adjacentes, sem as vigas inclinadas V2 e V4, encontra-se indicada na Figura 42a. A Figura 42b indica a distribuição das reações de apoio segundo o processo das áreas.



a) Forma estrutural

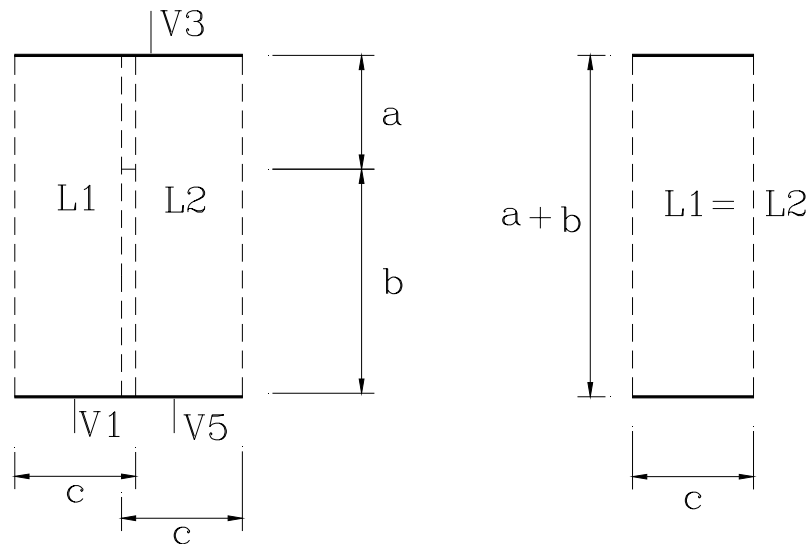
b) Reações de apoio

Figura 42 - Escada com lances adjacentes, sem as vigas inclinadas V2 e V4: forma estrutural e esquema das reações de apoio

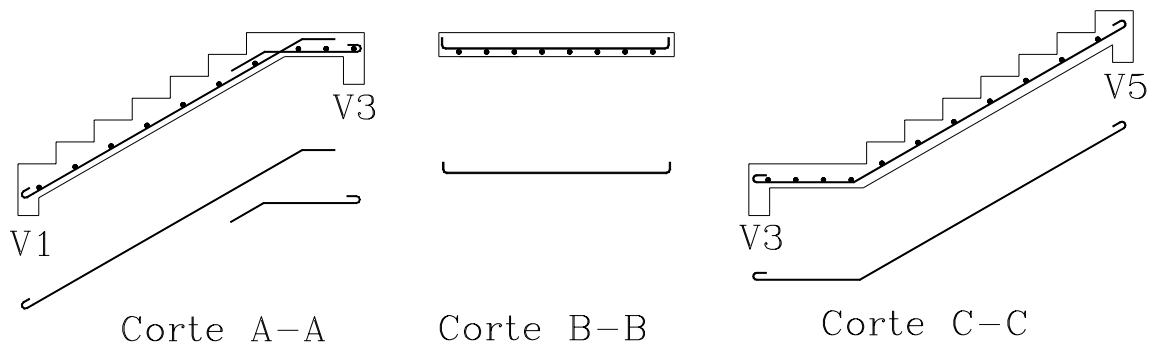
O cálculo dos momentos fletores encontra-se esquematizado na Figura 43a. Considera-se a laje L1 como estando apoiada nas vigas V1 e V3. Já a laje L2 é considerada apoiada nas vigas V3 e V5. Os momentos fletores que atuam nas lajes L1 e L2 são calculados considerando-as biapoiadas:

$$m = \frac{p \ell^2}{8}$$

O termo p representa a ação total que atua nas lajes L1 e L2. Com relação à Figura 43a, o termo ℓ representa o maior vão ($a+b$). O detalhamento das armaduras está ilustrado na Figura 43b.



a) Escada com lances adjacentes, sem as vigas inclinadas V2 e V4



b) Detalhe das armaduras

Figura 43 - Esquema para cálculo dos momentos fletores e detalhe das armaduras

5.3 Escada com lances adjacentes, sem a viga V3

Uma escada com lances adjacentes, sem a viga V3, encontra-se indicada na Figura 44a. A Figura 44b indica a distribuição das reações de apoio segundo o processo das áreas.

O cálculo dos momentos fletores encontra-se esquematizado na Figura 45a. Considera-se a laje L1 apoiada nas vigas V1 e V2 e na laje L2. Já a laje L2 é considerada apoiada nas vigas V2 e V4.

Por fim, a laje L3 apoia-se nas vigas V4 e V5 e na laje L2. As reações de apoio das lajes L1 e L3, na laje L2, obtidas pelo processo das áreas, são consideradas uniformemente distribuídas na laje L2. Portanto estas reações devem ser somadas às ações que atuam diretamente na laje L2.

Os momentos fletores que atuam nas lajes L1 e L3 podem ser calculados utilizando-se tabelas e considerando-se carregamento uniformemente distribuído, três bordas apoiadas e a outra livre. Já a laje L2 é considerada biapoiada, com:

$$m = \frac{p^* \ell^2}{8}, \text{ onde } \ell, \text{ no caso, é igual ao comprimento (d).}$$

O termo p^* representa a ação total que atua na laje, sendo esta constituída pela soma da ação que atua diretamente na laje L2 às reações provenientes das lajes L1 e L3. O detalhamento das armaduras está mostrado na Figura 45b. Recomenda-se que a armadura longitudinal da laje L2 passe por baixo daquela correspondente às lajes L1 e L3.

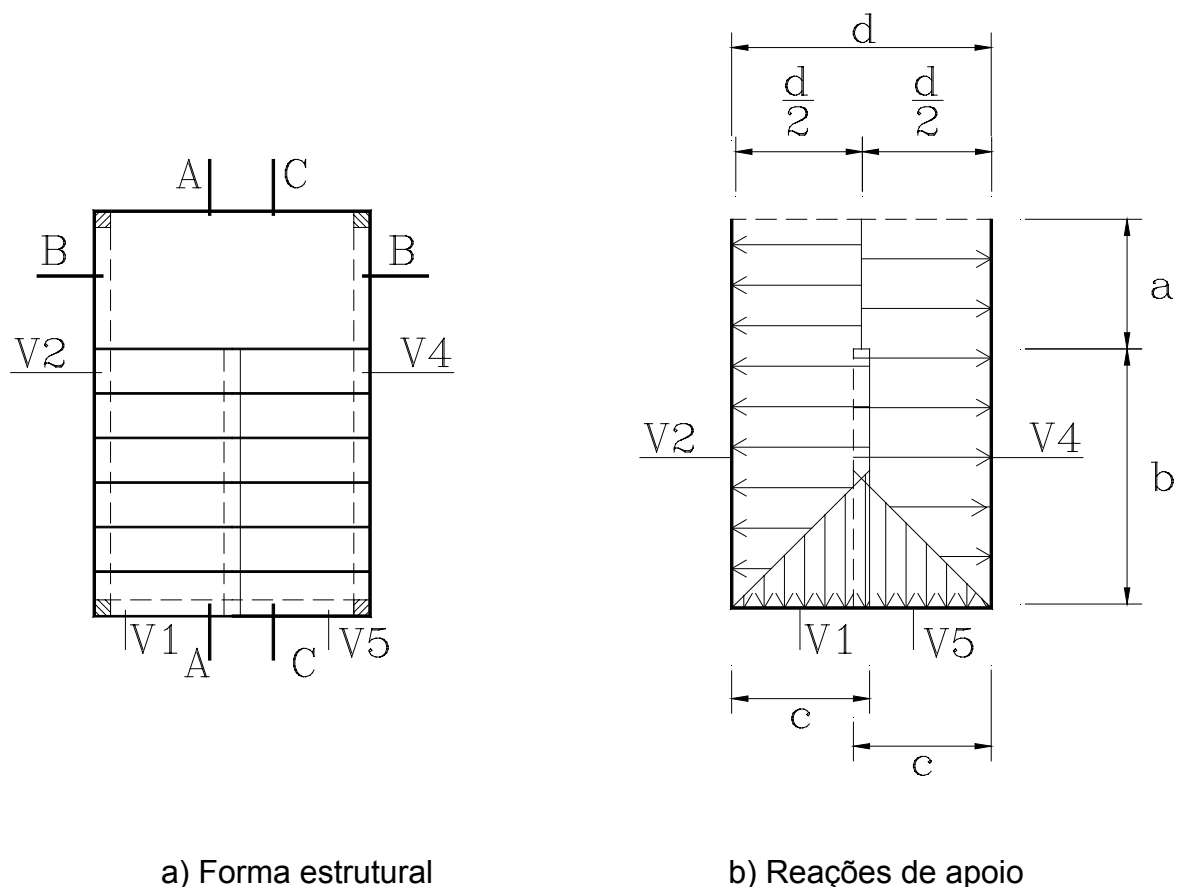
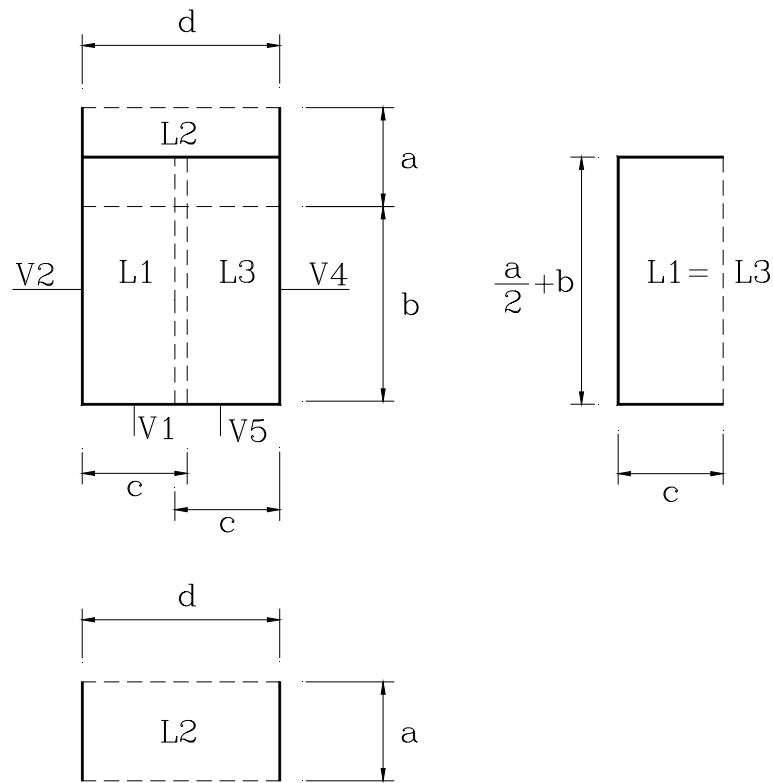
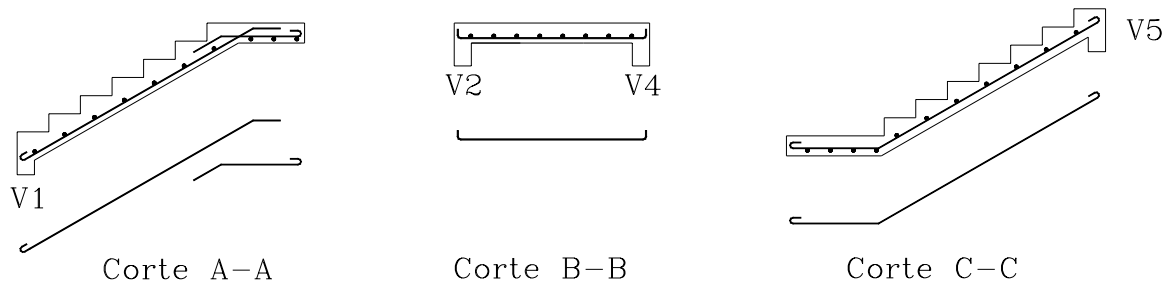


Figura 44 - Escada com lances adjacentes, sem a viga V3:
forma estrutural e esquema das reações de apoio



a) Escada com lances adjacentes, sem a viga V3



b) Detalhe das armaduras

Figura 45 - Esquema para cálculo dos momentos fletores e detalhe das armaduras

6. OUTROS TIPOS DE ESCADA

Para escadas diferentes das aqui apresentadas, devem ser consultados trabalhos específicos. Por exemplo, para escadas helicoidais, tem-se o trabalho de AZAMBUJA (1962); para escadas autoportantes sem apoio no patamar tem-se o trabalho de KNIJNIK; TAVARES (1977); para escadas em espiral com apoio no centro, tem-se o trabalho de RUTEMBERG (1975).

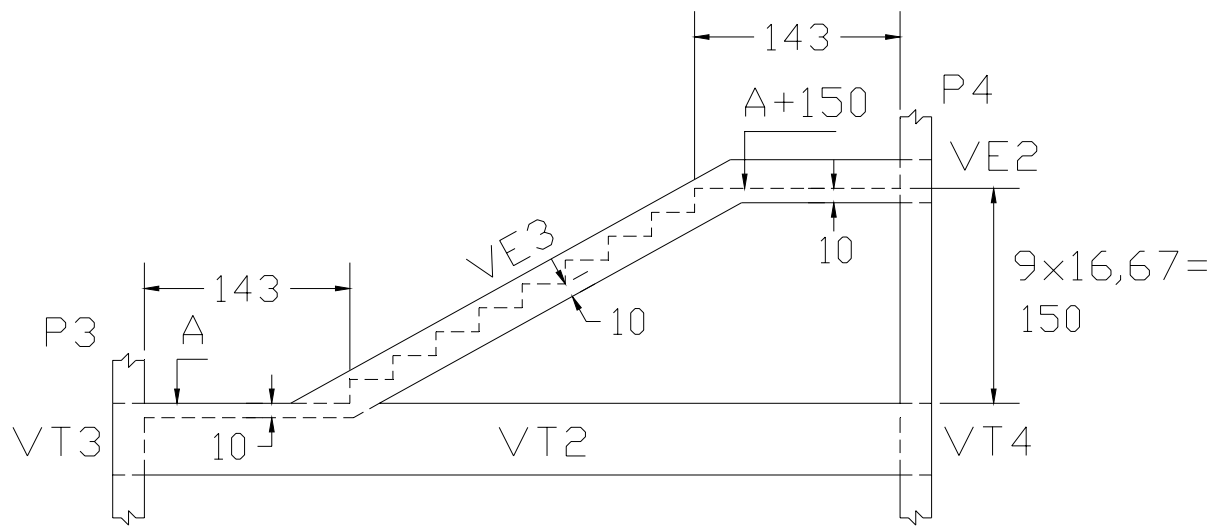


Figura 47 - Vista A-A (dimensões em cm)

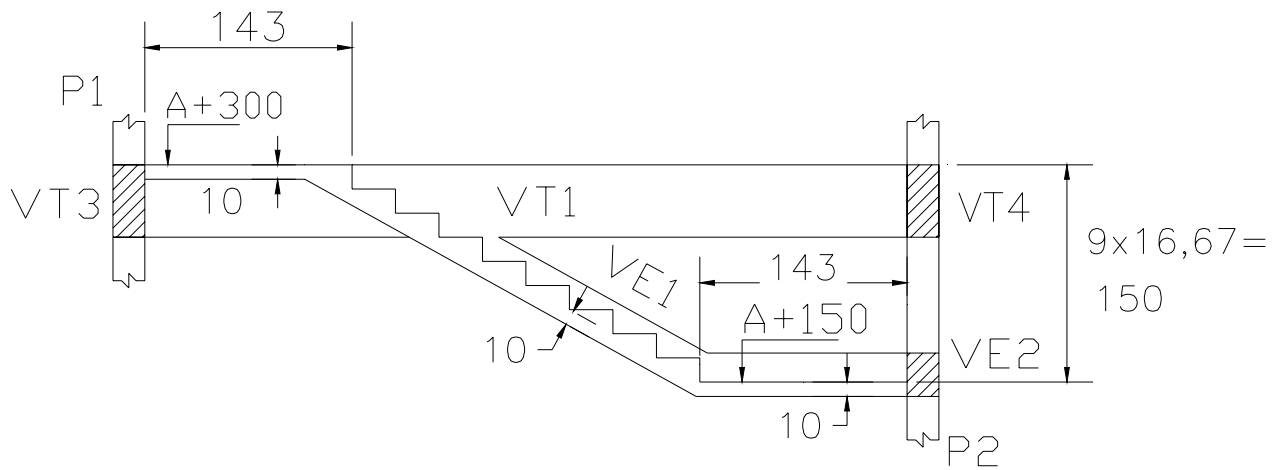


Figura 48 - Corte B-B (dimensões em cm)

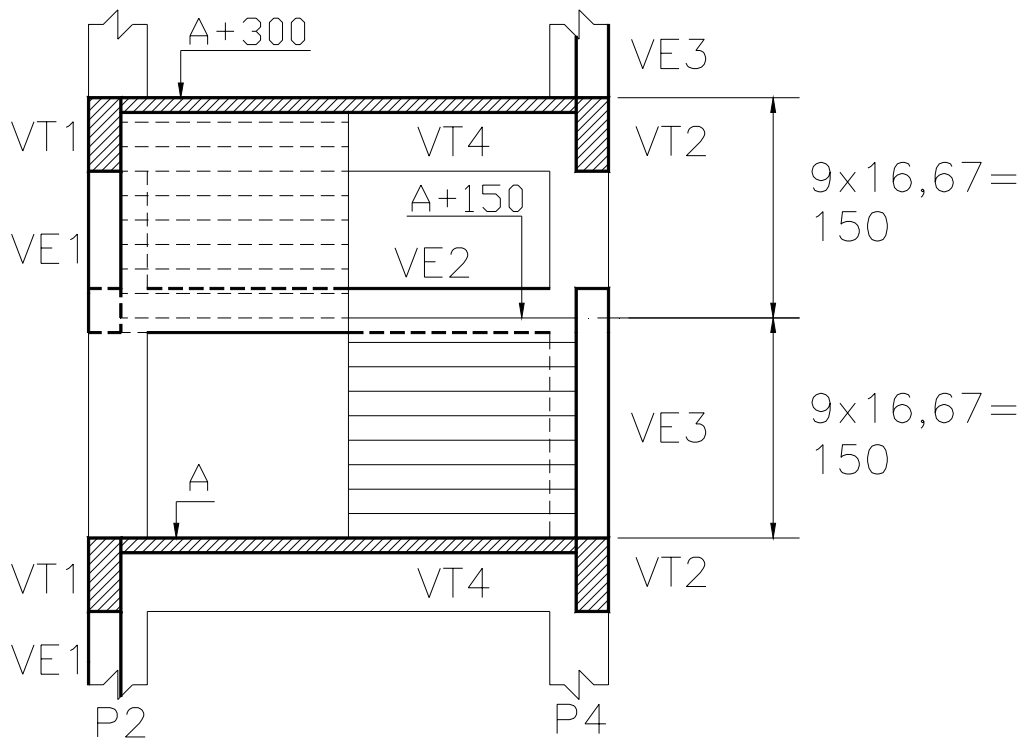


Figura 49 - Corte C-C (dimensões em cm)

Considera-se que a viga inclinada VE3 esteja apoiada na viga VT2 do pavimento tipo e no pilar P4. Já a viga inclinada VE1 é considerada apoiada na viga VT1 do pavimento tipo e no pilar P2. Os vãos das vigas inclinadas foram obtidos considerando-se a distância horizontal entre os pontos de intersecção dos eixos longitudinais das vigas e dos pilares (Figura 50).

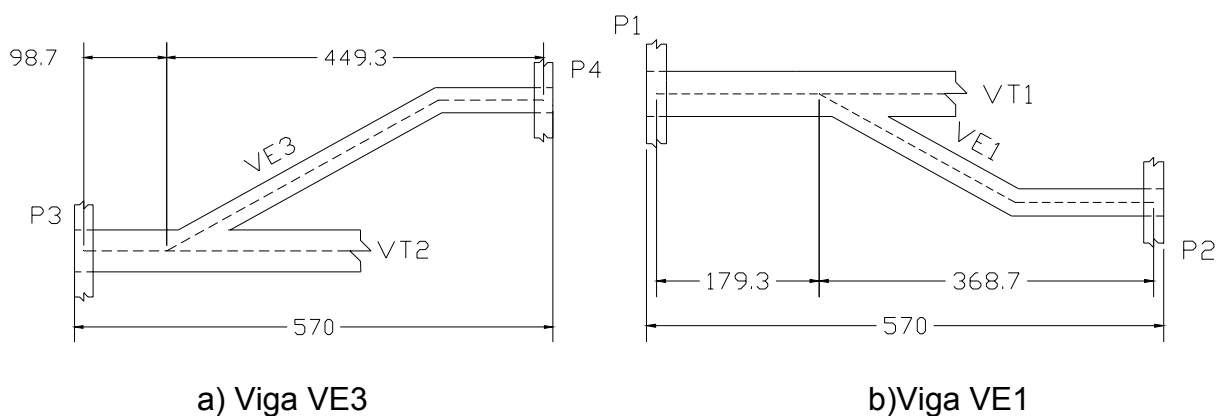


Figura 50 - Vãos das vigas inclinadas

Para melhor visualizar o esquema das ligações entre as vigas e os pilares, tem-se a Figura 51.

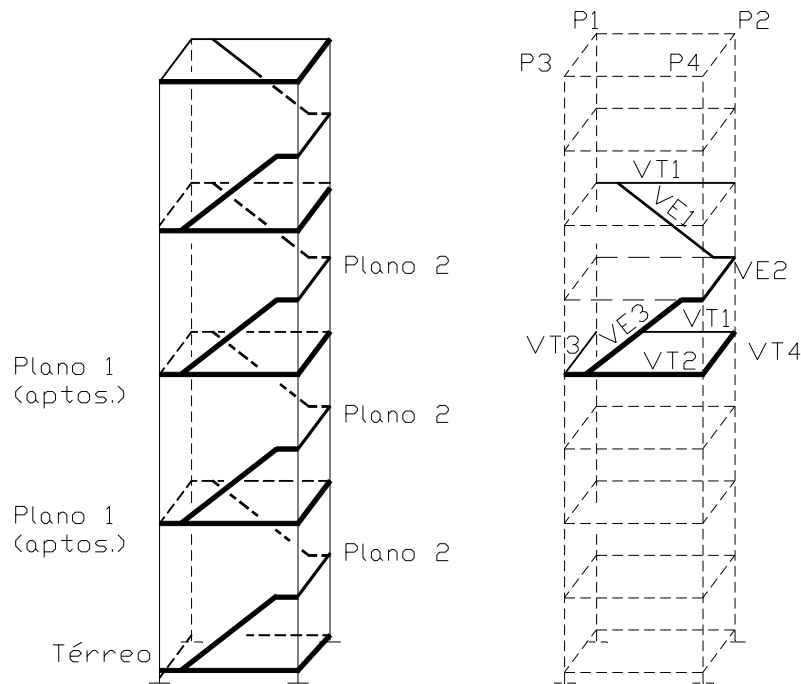


Figura 51 - Esquema das ligações entre vigas e pilares (sem escala)

7.1 Avaliação da espessura da laje

Para avaliar a espessura da laje e , em função desse valor, adotar o efetivo, pode-se associar a abertura da escada a uma laje maciça, de lados com as mesmas dimensões (de centro a centro das vigas) e de condições de vinculação idênticas. Assim, para uma abertura retangular de 5,48 m x 3,32 m, tem-se uma laje de lados iguais a esses valores e simplesmente apoiada no seu contorno (Figura 52).

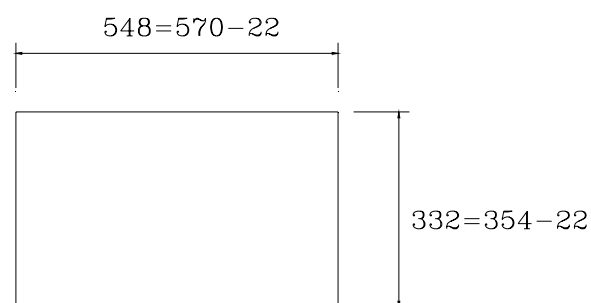


Figura 52 - Abertura da escada associada a uma laje maciça (dimensões em cm)

Segundo a NBR 6118 (1982) e utilizando-se a tabela 2.1a, dada por PINHEIRO(1993):

$$d \geq \ell / (\psi_2 \psi_3) \quad \text{onde:} \quad d = \text{altura útil da laje}$$

$$\ell = \ell_x = \text{menor vão}$$

Para o aço CA 50A, tem-se: $\psi_3 = 25$
 $\lambda = 5,48 / 3,32 = 1,65$ (tabela 2.1a) $\psi_2 = 1,24$

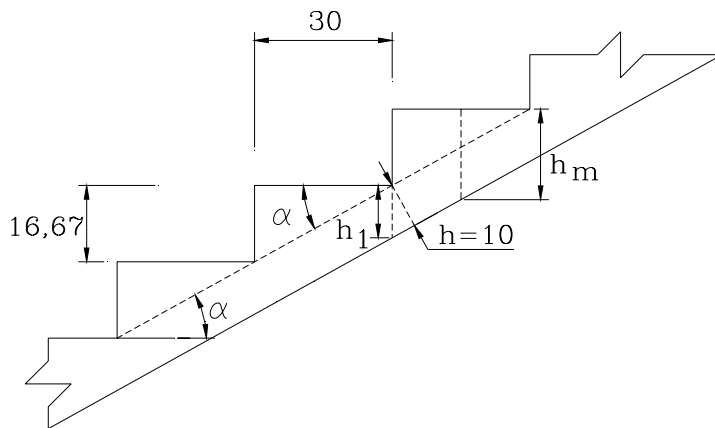
$$d \geq 332 / (1,24 \cdot 25) = 10,71 \text{ cm} \Rightarrow \text{Adota-se: } h = 10 \text{ cm}$$

7.2 Cálculo da espessura média

Têm-se que a largura (s) e a altura (e) dos degraus são iguais a 30 cm e 16,67 cm, respectivamente. Portanto:

$s + 2e = 63 \text{ cm}$, o que satisfaz à condição de conforto.

As espessuras h , h_1 e h_m estão ilustradas na Figura 53.



$$\tan \alpha = 16,67 / 30 = 0,556$$

$$= 29,06^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,874$$

$$h_1 = h / \cos \alpha = 10 / 0,874 = 11,44 \text{ cm}$$

$$h_m = h_1 + e / 2$$

$$h_m = 11,44 + 16,67 / 2 = 19,78 \text{ cm}$$

Figura 53 - Definição de algumas espessuras da escada (dimensões em cm)

7.3 Ações nas lajes

a) Peso próprio

O peso próprio é calculado utilizando-se a espessura média (h_m) para os lances inclinados e a espessura da laje (h) para os patamares. Considera-se o peso específico do concreto igual a 25 kN/m^3 . Portanto:

$$p_p = \frac{\gamma_c (h_m \cdot A_\ell + h \cdot 2 A_p)}{A_t}$$

$$A = \text{área dos lances} = 2,40 \cdot 3,10 = 7,44 \text{ m}^2$$

$$A_p = \text{área do patamar} = 1,43 \cdot 3,10 = 4,43 \text{ m}^2$$

$$A_t = \text{área total do espaço a ser ocupado pela escada} = 5,26 \cdot 3,10 = 16,31 \text{ m}^2$$

$$p_p = \frac{25 (0,1978 \cdot 7,44 + 0,10 \cdot 2 \cdot 4,43)}{16,31} = 3,62 \text{ kN/m}^2$$

b) Piso e revestimento

Adotou-se um valor médio igual a 1,0 kN/m².

c) Mureta de meio tijolo furado

A ação proveniente da mureta deverá ser considerada em dobro, uma vez que esta ação está presente nos dois lances da escada.

$$\text{Peso próprio das muretas (p}_{pm}) = (p_m \cdot A_m \cdot 2) / A_t$$

p_m = peso de parede de ½ tijolo furado = 1,90 kN/m²

A_m = área de mureta presente em um lance de escada = 1,1 . 2,40 = 2,64 m²

A_t = área total do espaço a ser ocupado pela escada = 5,26 . 3,10 = 16,31 m²

$$\text{Peso próprio das muretas (p}_{pm}): (1,90 \cdot 2,64 \cdot 2) / 16,31 = 0,62 \text{ kN/m}^2$$

d) Ação variável

NBR 6120 (1980), para escadas com acesso público: 3,0 kN/m².

e) Resumo das ações (tabela 2)

Tabela 2 - Resumo das ações (kN/m²)

| | |
|------------------------|-------------|
| Peso próprio | 3,62 |
| Piso + revestimento | 1,00 |
| Mureta (tijolo furado) | 0,62 |
| Ação variável | 3,00 |
| Total: | 8,24 |

$$\text{Portanto: } g + q = 5,24 + 3,00 = 8,24 \text{ kN/m}^2$$

7.4 Reações de apoio

As reações de apoio serão obtidas utilizando-se a notação indicada na Figura 54 e a tabela 2.3b, de PINHEIRO (1993). As reações de apoio (v) são determinadas pela expressão:

$$v = \frac{v(g+q)\ell}{10} ; \quad v = \text{coeficiente (tabela 2.3.b)}$$

$$\ell = \text{menor vão da laje } \ell_x = 332 \text{ cm}$$

Com relação à notação utilizada, observa-se que a reação v_x refere-se aos lados da laje que são perpendiculares ao eixo x .

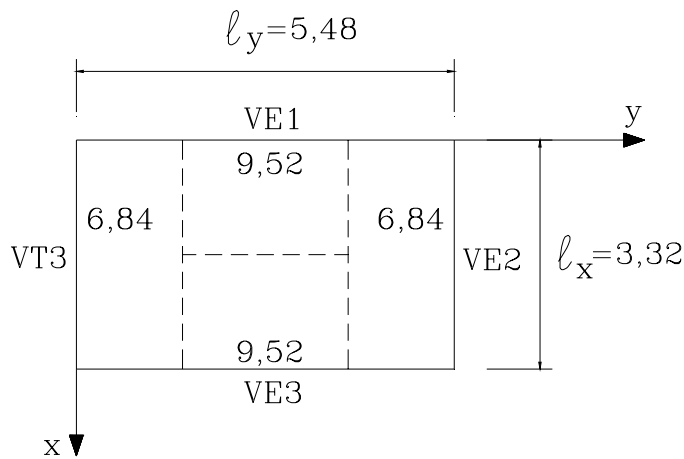


Figura 54 - Reações da laje
(unidades kN/m e m)

Cálculos:

Laje tipo 1

$$\lambda = 5,48 / 3,32 = 1,65$$

$$v_x = 3,48$$

$$v_x = (3,48 \cdot 8,24 \cdot 3,32) / 10$$

$$v_x = 9,52 \text{ kN/m}$$

$$v_y = 2,50$$

$$v_y = (2,50 \cdot 8,24 \cdot 3,32) / 10$$

$$v_y = 6,84 \text{ kN/m}$$

7.5 Vãos referentes aos lances inclinados e aos patamares

Na Figura 55 estão mostrados os vãos teóricos dos lances e dos patamares, que serão calculados separadamente.

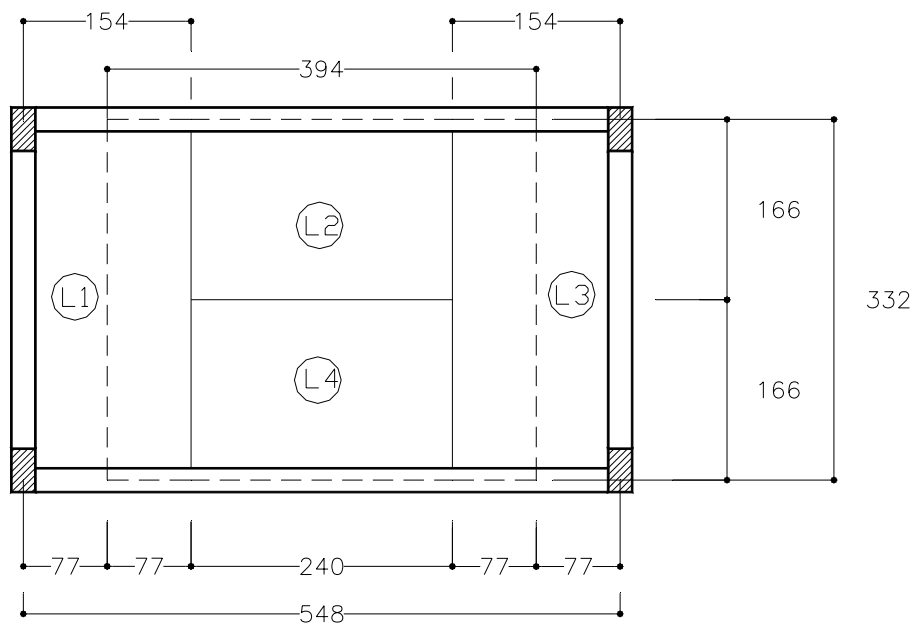


Figura 55 - Esquema dos vãos referentes aos lances e aos patamares
(dimensões em cm)

7.6 Dimensionamento dos lances (L2 e L4)

O cálculo dos momentos fletores e o dimensionamento das lajes à flexão serão feitos utilizando-se, respectivamente, as tabelas 2.5d (laje tipo 7) e 1.1, dadas em PINHEIRO (1993).

a) Momentos fletores

O cálculo será feito considerando-se o esquema dado na Figura 56. Os momentos serão obtidos através da seguinte expressão:

$$m = \frac{\mu (g + q) \ell^2}{100} ; \quad \mu = \text{coeficiente (tabela 2.5d)}$$

$\ell = 1,66 \text{ m}$ (menor vão entre ℓ_a e ℓ_b - Figura 56)

$\ell_a = 1,66 \text{ m}$ (lado perpendicular à borda livre)

$\ell_b = 3,94 \text{ m}$ (lado paralelo à borda livre)

$\lambda = \ell_a / \ell_b = 0,421$

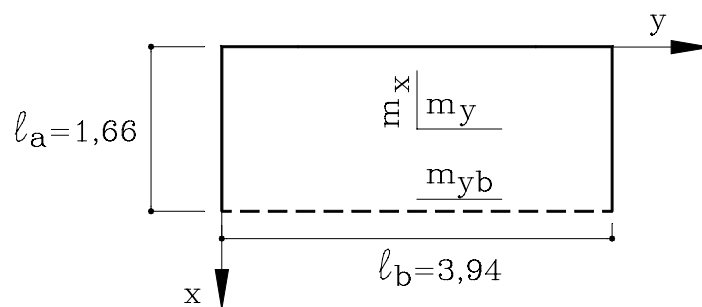


Figura 56 - Notação para cálculo de momentos fletores (dimensões em m)

Como este valor não está presente na tabela, faz-se uma interpolação. Esta interpolação, para cada um dos coeficientes, está ilustrada na tabela 3.

Tabela 3 - Valores interpolados (lances)

| γ | μ_x | μ_y | μ_{yb} |
|--------------|--------------|---------------|---------------|
| 0,40 | 9,94 | 15,31 | 25,94 |
| 0,421 | 9,595 | 14,956 | 25,313 |
| 0,45 | 9,13 | 14,48 | 24,47 |

$$m_x = (9,595 \cdot 8,24 \cdot 1,66^2) / 100 = 2,179 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = (14,956 \cdot 8,24 \cdot 1,66^2) / 100 = 3,396 \text{ kN.m/m}$$

$$m_{yb} = (25,313 \cdot 8,24 \cdot 1,66^2) / 100 = 5,748 \text{ kN.m/m}$$

Com relação à convenção utilizada, considera-se que os momentos fletores calculados são dados por unidade de largura e atuam em um plano de ação indicado pelo índice. Por exemplo, m_x é o momento fletor, dado por unidade de largura, com plano de ação paralelo ao eixo x.

b) Cálculo das armaduras

Para este exemplo, o cálculo da armadura mínima foi feito considerando-se a espessura h na direção longitudinal ao lance e a espessura h_1 na direção transversal. Para aço CA 50 e CA 60, tem-se:

- direção longitudinal: $a_{smin} = 0,15\% \cdot b_w \cdot h = (0,15/100) \cdot 100 \cdot 10 = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- direção transversal: $a_{smin} = 0,15\% \cdot b_w \cdot h_1 = (0,15/100) \cdot 100 \cdot 11,44 = 1,72 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Em lajes armadas em duas direções, o espaçamento entre as barras (s) não deve superar 20 cm e o diâmetro das barras não deve ser superior a $0,1 h$.

Portanto: $s \leq 20 \text{ cm}$
 $\phi \leq 0,1 h = 0,1 \cdot 10 = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$

Adotando-se a altura útil (d) como sendo igual a 9 cm, o cálculo das armaduras está indicado na tabela 4. A disposição das armaduras paralelas ao eixo y está ilustrada na Figura 57.

Tabela 4 - Dimensionamento dos lances (L2 e L4)

| | m_k kN.cm/m | m_d kN.cm/m | k_c | k_s | a_s cm ² /m | a_{smin} cm ² /m | ϕ mm | s cm | a_{sef} cm ² /m | Obs. |
|----------|------------------|------------------|-------|-------|-----------------------------|----------------------------------|--------------|-----------|---------------------------------|------|
| m_x | 217,9 | 305,1 | 26,6 | 0,023 | 0,78 | 1,72 | 6,3 | 18 | 1,75 | |
| m_y | 339,6 | 475,4 | 17,0 | 0,024 | 1,27 | 1,50 | 6,3 | 20 | 1,58 | |
| m_{yb} | 574,8 | 804,7 | 10,1 | 0,024 | 2,15 | 1,50 | 6,3 | 15 | 2,10 | -2% |

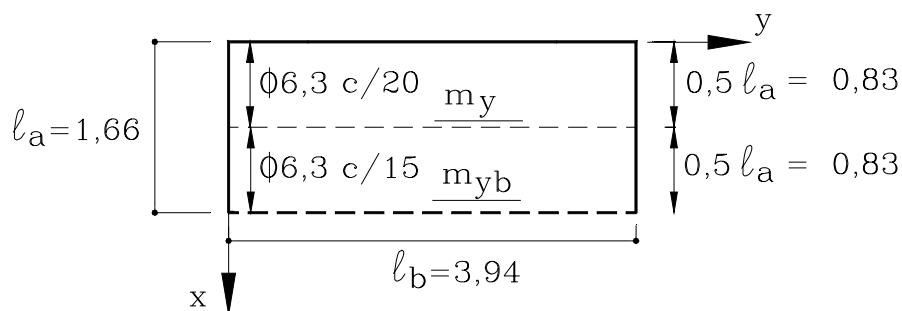


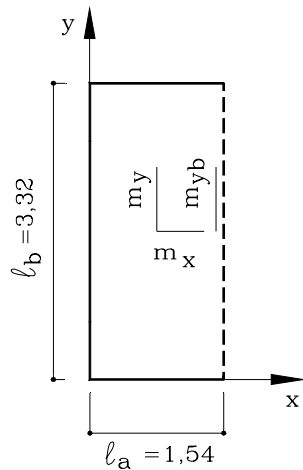
Figura 57 - Armaduras paralelas ao eixo y (lances)

7.7 Dimensionamento dos patamares (L1 e L3)

O cálculo e dimensionamento dos patamares é feito de forma análoga ao já visto no item anterior.

a) Momentos fletores

O esquema referente ao cálculo dos momentos fletores está mostrado na Figura 58.



Cálculos iniciais:

$$p = 8,24 \text{ kN/m}^2$$

$$l_a = 1,54$$

$$l_b = 3,32$$

$$\gamma = l_a / l_b = 0,464$$

Figura 58 - Esquema dos momentos fletores no patamar (dimensões em m)

Como o valor de γ não está presente na tabela, faz-se uma interpolação. Esta interpolação, para cada um dos coeficientes, está ilustrada na tabela 5.

Tabela 5 - Valores interpolados (patamares)

| γ | μ_x | μ_y | μ_{yb} |
|--------------|--------------|---------------|---------------|
| 0,45 | 9,13 | 14,48 | 24,47 |
| 0,464 | 8,906 | 14,247 | 24,063 |
| 0,50 | 8,32 | 13,64 | 23,00 |

Portanto:

$$m_x = (8,906 \cdot 8,24 \cdot 1,54^2) / 100 = 1,740 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = (14,247 \cdot 8,24 \cdot 1,54^2) / 100 = 2,784 \text{ kN.m/m}$$

$$m_{yb} = (24,063 \cdot 8,24 \cdot 1,54^2) / 100 = 4,702 \text{ kN.m/m}$$

b) Cálculo das armaduras

Para o patamar, utiliza-se a espessura h para o cálculo da armadura mínima. Para aço CA 50 e CA 60, tem-se:

$$a_{smin} = 0,15\% \cdot b_w \cdot h = (0,15 / 100) \cdot 100 \cdot 10 = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Analogamente ao item anterior, tem-se ainda que:

$$s \leq 20 \text{ cm} ; \phi \leq 0,1 h = 0,1 \cdot 10 = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Adotando-se a altura útil (d) como sendo igual a 9 cm, o cálculo das armaduras está indicado na tabela 6 (PINHEIRO, 1993, tabela 1.1). A disposição das armaduras paralelas ao eixo y está ilustrada na Figura 59.

Tabela 6 - Dimensionamento dos patamares (L1 e L3)

| | m_k kN.cm/m | m_d kN.cm/m | k_c | k_s | a_s cm ² /m | a_{smin} cm ² /m | ϕ mm | s cm | a_{sef} cm ² /m | Obs. |
|----------|------------------|------------------|-------|--------|-----------------------------|----------------------------------|--------------|-----------|---------------------------------|--------|
| m_x | 174,0 | 243,7 | 33,2 | 0,023 | 0,62 | 1,50 | 6,3 | 20 | 1,58 | |
| m_y | 278,4 | 389,8 | 20,8 | 0,0236 | 1,02 | 1,50 | 6,3 | 20 | 1,58 | |
| m_{yb} | 470,2 | 658,3 | 12,3 | 0,024 | 1,76 | 1,50 | 6,3 | 18 | 1,75 | - 0,6% |

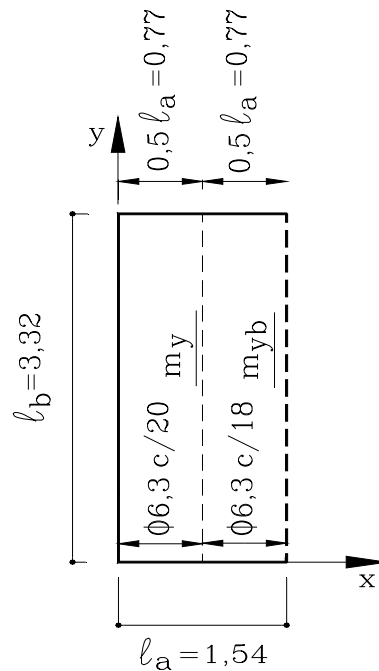


Figura 59 - Armaduras paralelas ao eixo y (patamares)

7.8 Dimensionamento das vigas VE1, VE2 e VE3

Nas vigas inclinadas, as ações são verticais, dadas por metro de projeção horizontal, e os vãos são horizontais. Com relação à parede, será calculada a força resultante dada em função da área de parede e, a seguir, essa força será dividida pelo vão teórico da viga, de forma a se obter uma força linearmente distribuída. Para a parede localizada sobre as vigas, considerou-se a espessura de 1 tijolo, com ação igual a 3,2 kN/m². A altura útil das vigas foi considerada como sendo igual a 27 cm. Serão calculados, a seguir, alguns parâmetros comuns relacionados às vigas aqui analisadas.

a) Armadura longitudinal mínima

$$A_{smin} = 0,15\% \cdot b_w \cdot h = (0,15/100) \cdot 22 \cdot 30 = 0,99 \text{ cm}^2$$

b) Cálculo da força cortante última V_{du}

Este valor indica o limite que a força cortante solicitante não poderá ultrapassar, em hipótese nenhuma. O coeficiente 0,1 altera a unidade de f_{cd} de MPa para kN/cm².

$$V_{du} = \tau_{wu} \cdot b_w \cdot d \quad \text{onde:} \quad \tau_{wu} = 0,30 \cdot f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 0,30 \cdot 20 / 1,4 = 4,29 < 4,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 4,29 \text{ MPa}$$

$$V_{du} = 0,1 \cdot 4,29 \cdot 22 \cdot 27 = 255 \text{ kN}$$

c) Cálculo de $V_{d,\min}$

Toda vez que a força cortante solicitante for menor que $V_{d,\min}$, pode-se armar a viga com uma armadura transversal mínima. O coeficiente 0,1 altera as unidades de f_{cd} e f_{yd} de MPa para kN/cm^2 . Apesar do aço utilizado para estribos (ϕ 5mm) ser do tipo CA 60, a NBR 6118 (1982) limita o valor da tensão na armadura transversal em 435 MPa.

$$V_{d,\min} = \frac{1}{1,15} \left[\rho_{w\min} \cdot f_{yd} + 0,15 \sqrt{f_{ck}} \right] \cdot 0,1 \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{d,\min} = \frac{1}{1,15} \left[\frac{0,14}{100} \cdot 435 + 0,15 \sqrt{20} \right] \cdot 0,1 \cdot 22 \cdot 27 = 66 \text{ kN}$$

d) Armadura transversal mínima

$a_{sw\min} / n = 0,14 \cdot b_w / n = 0,14 \cdot 22 / 2 = 1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$
 (n = número de ramos do estribo, geralmente igual a 2)
 Adotar ϕ 5 c/ 13 ($1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Obs.: o espaçamento máximo entre os estribos (s) e o diâmetro das barras (ϕ_{est}), segundo a NBR 6118 (1982), deve obedecer a :

$$5 \text{ mm} < \phi_{est} < b_w / 12$$

$$s \leq 0,5 d \text{ e } 30 \text{ cm} \rightarrow s \leq 13,5 \text{ cm}$$

7.8.1 Viga VE1 (22 cm x 30 cm)

O esquema da viga VE1 está mostrado na Figura 60.

a) Ações

- Peso próprio = $0,22 \cdot 0,30 \cdot 25 = 1,65 \text{ kN/m}$
- Reação de apoio da laje $v_x = 9,52 \text{ kN/m}$
- Área de parede = $0,80 \cdot [(2,818 + 1,378) / 2] = 1,678 \text{ m}^2$
- Força concentrada de parede de 1 tijolo furado = $1,678 \cdot 3,2 = 5,371 \text{ kN}$
- Vão = 3,687 m
- Força de parede linearmente distribuída = $5,371 / 3,687 = 1,457 \text{ kN/m}$

$$\text{Ação total} = 1,65 + 9,52 + 1,457 = 12,627 \text{ kN/m}$$

b) Esforços de cálculo

$$\text{Momento fletor } M_d = 1,4 \cdot p \cdot \ell^2 / 8 = 1,4 \cdot 12,627 \cdot 3,687^2 / 8 = 30,04 \text{ kN.m}$$

$$\text{Força cortante } V_d = 1,4 \cdot p \cdot \ell / 2 = 1,4 \cdot 12,627 \cdot 3,687 / 2 = 32,59 \text{ kN}$$

c) Armadura longitudinal

Dados: $M_d = 3\,004 \text{ kN.cm}$, C20, CA 50A

$k_C = 5,3$; $k_S = 0,025$ → $A_S = 2,78 \text{ cm}^2$ (superior à armadura mínima)

Adota-se, como armadura longitudinal: 4 ϕ 10 ($3,20 \text{ cm}^2$)

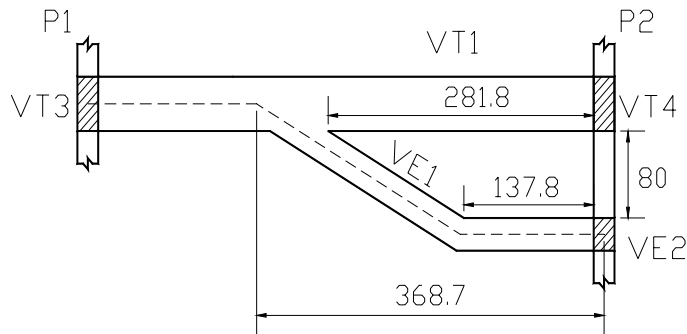


Figura 60 - Viga VE1 (dimensões em cm)

d) Verificação do cisalhamento

$$V_d = 32,59 \text{ kN} < V_{du} = 255 \text{ kN}$$

$$V_d = 32,59 \text{ kN} < V_{dmin} = 66 \text{ kN}$$

Utilizar armadura mínima:

$$\phi 5 \text{ c/ } 13 (1,54 \text{ cm}^2/\text{m})$$

7.8.2 Viga VE2 (22 cm x 30 cm)

O esquema da viga VE2 está mostrado na Figura 61.

a) Ações

Peso próprio = $0,22 \cdot 0,30 \cdot 25 = 1,65 \text{ kN/m}$

Reação de apoio da laje $v_y = 6,84 \text{ kN/m}$

Área de parede = $0,80 \cdot 2,74 = 2,192 \text{ m}^2$

Força concentrada de parede de 1 tijolo furado = $2,192 \cdot 3,2 = 7,014 \text{ kN}$

Vão = 3,14 m

Força de parede linearmente distribuída = $7,014 / 3,14 = 2,234 \text{ kN/m}$

$$\text{Ação total} = 1,65 + 6,84 + 2,234 = 10,724 \text{ kN/m}$$

b) Esforços de cálculo

Momento fletor $M_d = 1,4 \cdot p \cdot \ell^2 / 8 = 1,4 \cdot 10,724 \cdot 3,14^2 / 8 = 18,50 \text{ kN.m}$

Força cortante $V_d = 1,4 \cdot p \cdot \ell / 2 = 1,4 \cdot 10,724 \cdot 3,14 / 2 = 23,57 \text{ kN}$

c) Armadura longitudinal

Dados: $M_d = 1\,850 \text{ kN.cm}$, C20, CA 50A

$k_C = 8,7$; $k_S = 0,024$ → $A_S = 1,64 \text{ cm}^2$ (superior à armadura mínima)

Adota-se, como armadura longitudinal: 2 ϕ 10 ($1,60 \text{ cm}^2$; dif. = -2,4%)

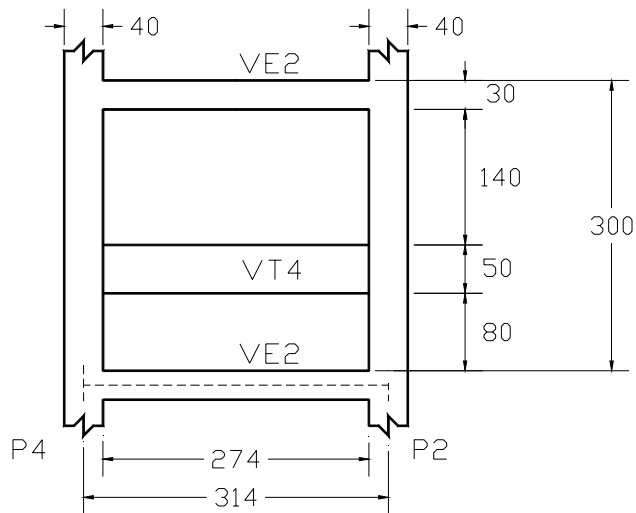


Figura 61 - Esquema para a viga VE2
(unidades em cm)

d) Verificação do cisalhamento

$$V_d = 23,57 \text{ kN} < V_{du} = 255 \text{ kN}$$

$$V_d = 23,57 \text{ kN} < V_{dmin} = 66 \text{ kN}$$

Utilizar armadura mínima:

$$\phi 5 \text{ c/ } 13 (1,54 \text{ cm}^2/\text{m})$$

7.8.3 Viga VE3 (22 cm x 30 cm)

O esquema da viga VE3 está mostrado na Figura 62.

a) Ações

$$\text{Peso próprio} = 0,22 \cdot 0,30 \cdot 25 = 1,65 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação de apoio da laje } v_x = 9,52 \text{ kN/m}$$

$$\text{Área de parede} = 0,80 \cdot 1,182 + (2,50 + 0,80) \cdot 3,06 / 2 = 5,995 \text{ m}^2$$

$$\text{Força concentrada de parede de 1 tijolo furado} = 5,995 \cdot 3,2 = 19,183 \text{ kN}$$

$$\text{Vão} = 4,493 \text{ m}$$

$$\text{Força de parede linearmente distribuída} = 19,183 / 4,493 = 4,269 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ação total} = 1,65 + 9,52 + 4,269 = 15,439 \text{ kN/m}$$

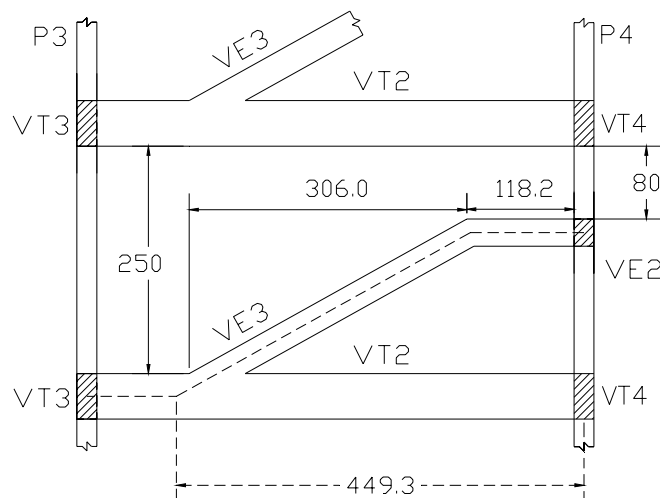


Figura 62 - Viga VE3 (dimensões em cm)

b) Esforços de cálculo

Momento fletor :

$$M_d = 1,4 \cdot p \cdot \ell^2 / 8$$

$$M_d = 1,4 \cdot 15,439 \cdot 4,493^2 / 8$$

$$M_d = 54,54 \text{ kN.m}$$

Força cortante:

$$V_d = 1,4 \cdot p \cdot \ell / 2$$

$$V_d = 1,4 \cdot 15,439 \cdot 4,493 / 2$$

$$V_d = 48,55 \text{ kN}$$

c) Armadura longitudinal

Dados: $M_d = 5\,454 \text{ kN.cm}$, C20, CA 50A
 $k_C = 2,941$; $k_S = 0,0275 \rightarrow A_S = 5,56 \text{ cm}^2$ (superior à armadura mínima)
 Adota-se, como armadura: 3 ϕ 16 (6 cm^2)

d) Verificação do cisalhamento

$V_d = 48,55 \text{ kN} < V_{du} = 255 \text{ kN}$
 $V_d = 48,55 \text{ kN} < V_{dmin} = 66 \text{ kN}$
 Utilizar armadura mínima: ϕ 5 c/ 13 ($1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$)

7.9 Detalhamento

Apresentam-se os detalhamentos das lajes e das vigas da escada.

7.9.1 Detalhamento das lajes

Em vista da necessidade de se procurar facilitar a construção da escada, foi feita uma compatibilização entre o detalhamento dos lances e dos patamares.

Os detalhamentos referentes aos lances e aos patamares estão ilustrados nas figuras 63, 64 e 65.

Para o detalhamento da armação em lajes com dois espaçamentos diferentes, procedeu-se da seguinte forma: até a metade da laje utilizou-se um espaçamento; para a metade restante, utilizou-se o outro.

Segundo a NBR 6118 (1982), qualquer barra da armadura, inclusive de distribuição, de montagem e estribos, deve ter cobrimento de concreto pelo menos igual ao seu diâmetro, mas não inferior a 0,5 cm e 1,5 cm, respectivamente, para lajes e para vigas no interior de edifícios.

Para as barras de laje que estivessem ancoradas em vigas, considerou-se o valor do cobrimento utilizado para armaduras das vigas.

Visando proteger as bordas livres dos lances, optou-se pela utilização de um gancho em forma de U, com comprimento de um de seus ramos igual a duas vezes a espessura da laje. Essa armadura foi disposta perpendicular ao plano médio da laje.

Para fornecer às lajes um melhor comportamento estrutural, pode-se observar que a armadura perpendicular à borda livre foi disposta por cima da armadura disposta paralelamente à borda livre.

Figura 63 - Esquema geral da armação entre lances e patamares (dimensões em cm)

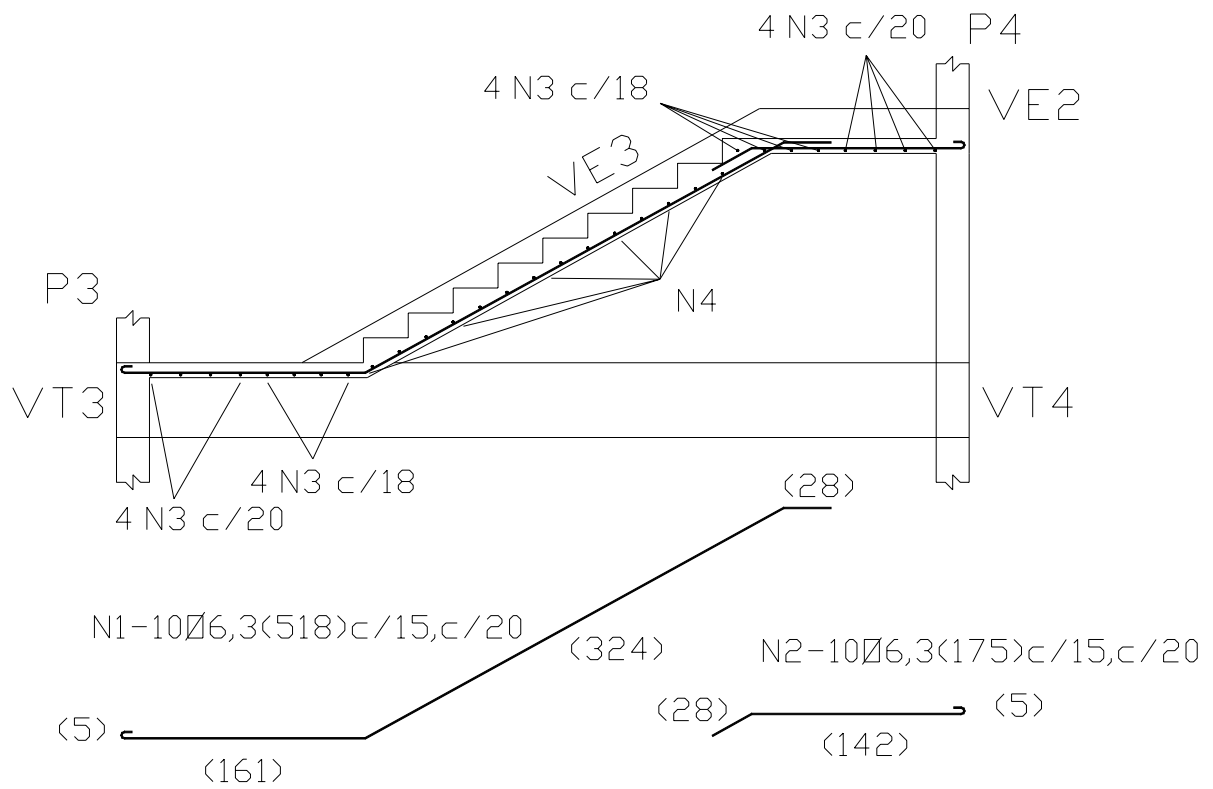


Figura 64 - Corte D-D (dimensões em cm)

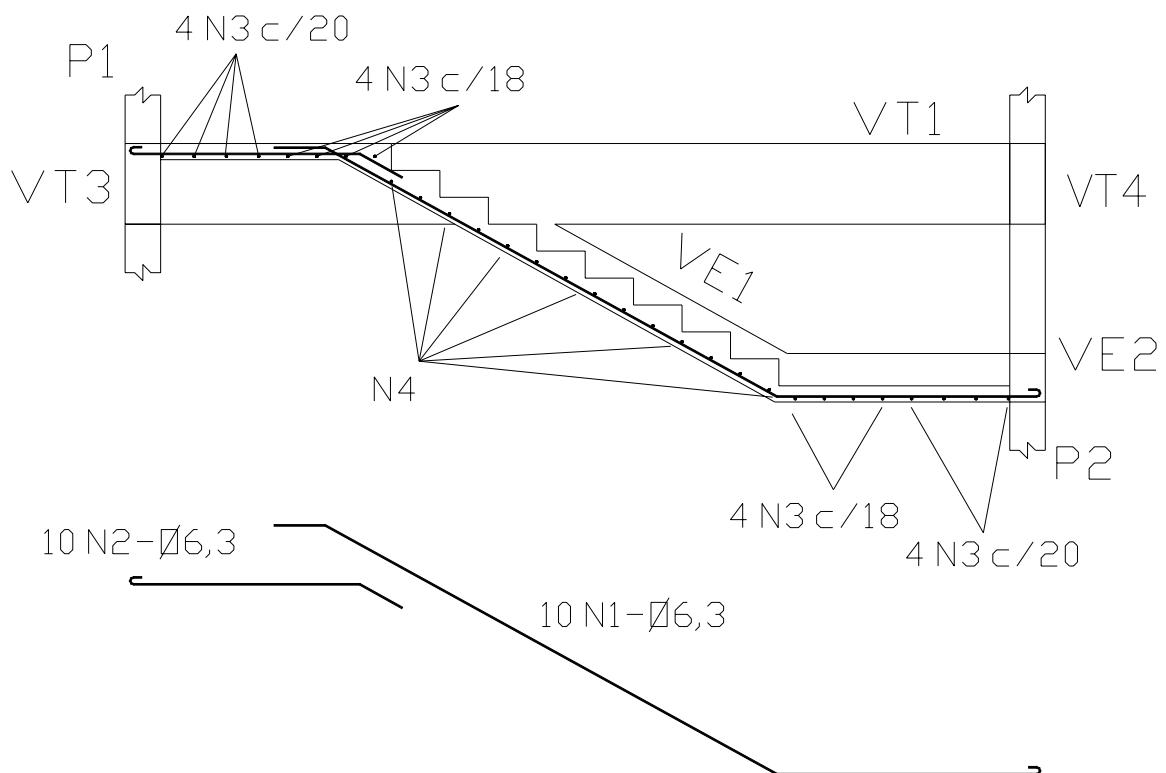


Figura 65 - Corte B-B (dimensões em cm)

7.9.2 Detalhamento da Viga VE1

Este detalhamento é apresentado na Figura 66.

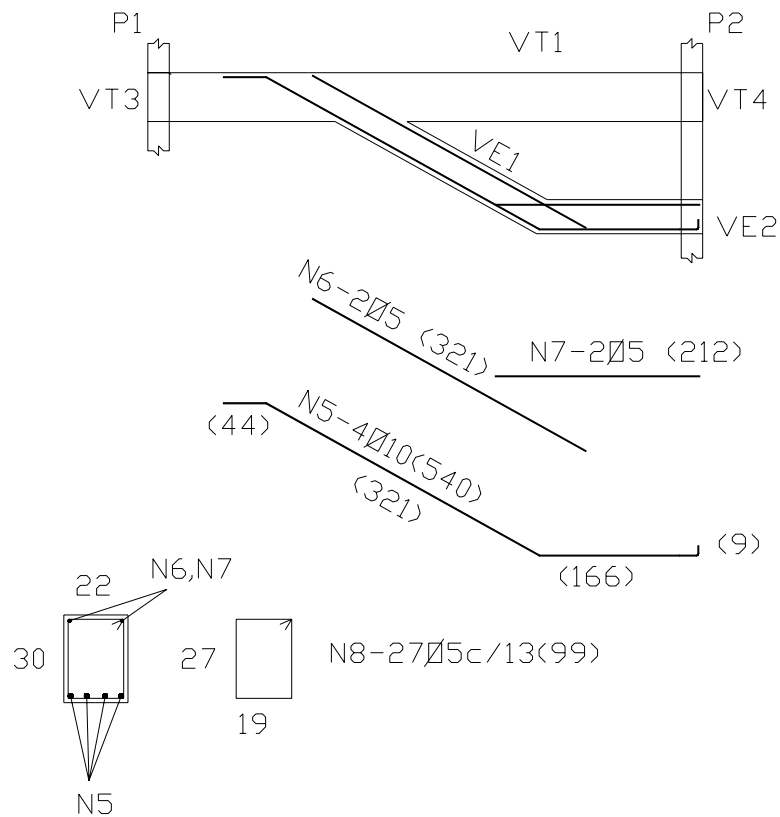


Figura 66 - Detalhamento da viga VE1

7.9.3 Detalhamento da Viga VE2

Este detalhamento é apresentado na Figura 67

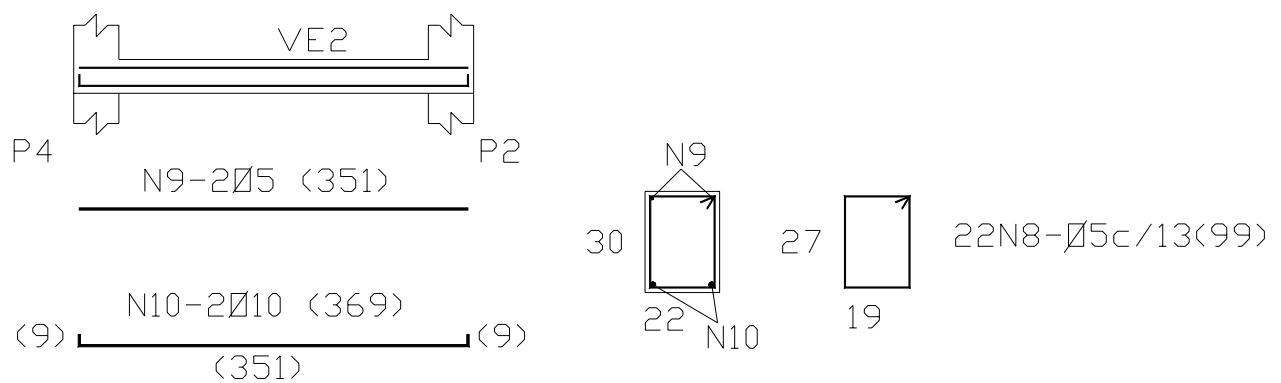


Figura 67 - Detalhamento da viga VE2

7.9.4 Detalhamento da Viga VE3

Este detalhamento é apresentado na Figura 68.

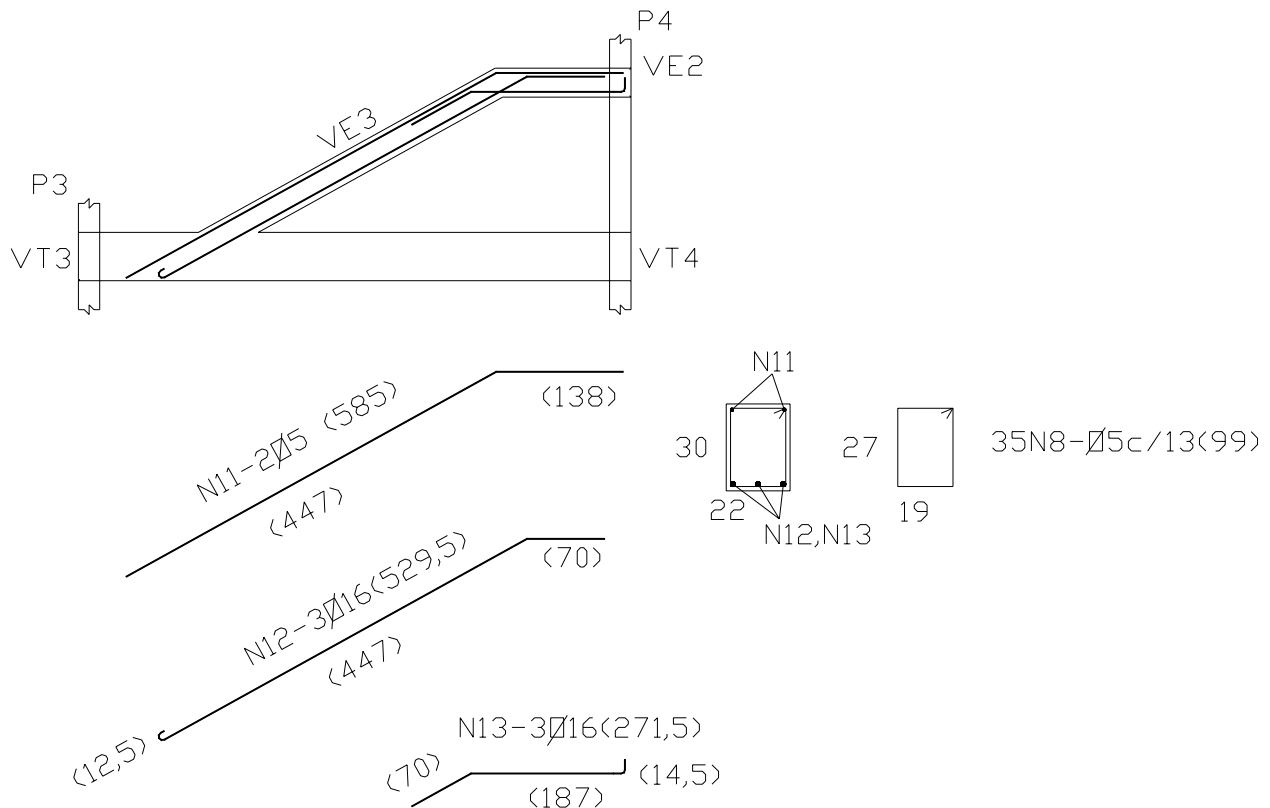


Figura 68 - Detalhamento da viga VE3

7.10 Comprimento das barras

O cálculo do comprimento total das barras foi realizado com o auxílio de tabelas presentes em PINHEIRO (1993). Estes cálculos estão resumidos na tabela 7. Como exemplo, ilustra-se o cálculo feito para a barra N1.

Barra N1 (ϕ 6,3 mm; CA-50A; C20):

- acréscimo de comprimento relativo a um gancho tipo A (à esquerda), tabela 1.7a (PINHEIRO, 1993): $\Delta \ell / 2 = 10 / 2 = 5$ cm;
- comprimento mínimo de ancoragem (à direita), tabela 1.5c (PINHEIRO, 1993), sem gancho, zona de boa aderência: $\ell_b = 28$ cm;
- comprimento dos trechos retilíneos (sem considerar o comprimento de ancoragem): $161 \text{ cm} + 324 \text{ cm} = 485$ cm.

Portanto, o comprimento total da barra será igual a 518 cm.

Tabela 7 - Comprimento das barras

| Barra | ϕ (mm) | Extremidade esquerda (cm) | Trechos retos (cm) | Extremidade direita (cm) | Comprimento (cm) |
|-------|----------------|---------------------------------|--------------------------|--------------------------------|---------------------|
| N1 | 6,3 | 5 (gancho A) | 161 + 324 | 28 (ancoragem) | 518 |
| N2 | 6,3 | 28 (ancoragem) | 142 | 5 (gancho A) | 175 |
| N3 | 6,3 | 6 (gancho C) | 351 | 6 (gancho C) | 363 |
| N4 | 6,3 | 6 (gancho C) | 175 | 8 + 20 (gancho U) | 209 |
| N5 | 10 | 44 (ancoragem) | 321 + 166 | 9 (gancho C) | 540 |
| N6 | 5 | - | 321 | - | 321 |
| N7 | 5 | - | 212 | - | 212 |
| N8 | 5 | 3,5 (gancho B) | 92 | 3,5 (gancho B) | 99 |
| N9 | 5 | - | 351 | - | 351 |
| N10 | 10 | 9 (gancho C) | 351 | 9 (gancho C) | 369 |
| N11 | 5 | - | 447 + 138 | - | 585 |
| N12 | 16 | 12,5 (gancho A) | 447 | 70 (ancoragem) | 529,5 |
| N13 | 16 | 70 (ancoragem) | 187 | 14,5 (gancho C) | 271,5 |

7.11 Quantidade de barras

Serão agora calculadas as quantidades de cada barra.

a) Barra N1: Laje L2 = $(77,5/20 + 1) + (77,5/15) = 4,875 + 5,1 \approx 5 + 5 = 10$ barras
 Laje L4 = 10 barras
 Total: 20 barras

b) Barra N2 (análogo à barra N1): 20 barras

c) Barra N3: Laje L1 = $(71,5/20 + 1) + (71,5/18) = 4,57 + 3,97 \approx 4 + 4 = 8$ barras
 Laje L3 = 8 barras
 Total: 16 barras

d) Barra N4: Laje L2 = $(240/18 + 1) = 13,33 + 1 = 14,33 \approx 14$ barras
 Laje L4 = 14 barras
 Total: 28 barras

e) Barra N5 (viga V1): 4 barras

f) Barra N6 (viga V1): 2 barras

g) Barra N7 (viga V1): 2 barras

h) Barra N8 (estribos das vigas):

Os estribos, nos trechos inclinados das vigas VE1 e VE3, são dispostos perpendicularmente aos eixos longitudinais dessas vigas. A quantidade de estribos é calculada em função do comprimento do eixo longitudinal, de face a face de pilares e/ou vigas, conforme ilustram as figuras 69 e 70.

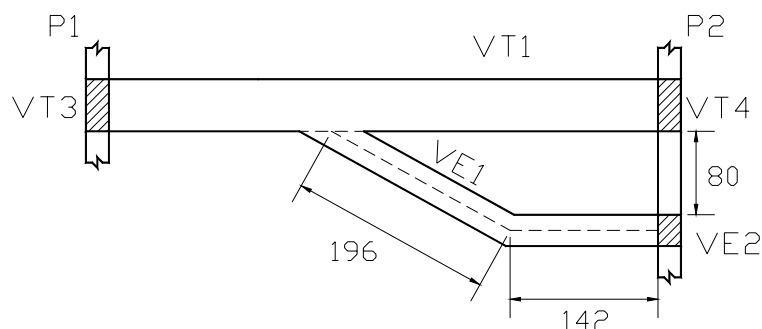


Figura 69 - Estribos para viga VE1

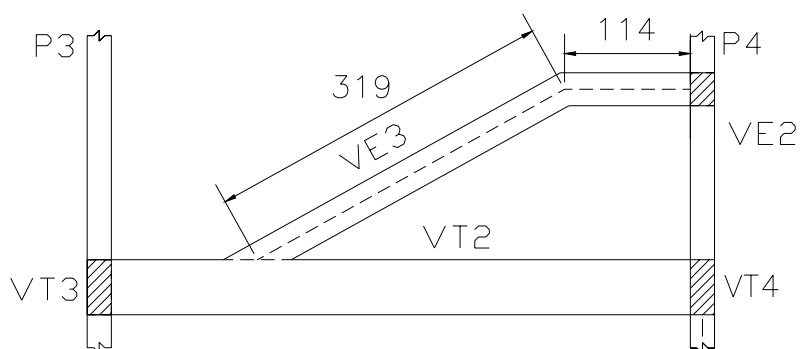


Figura 70 - Estribos para viga VE3

- Viga VE1: comprimento: $142 + 196 = 338$ cm
número de barras = $338/13 + 1 = 27$.
- Viga VE2: comprimento: 274 cm;
número de barras = $274/13 + 1 = 22,07 \approx 22$.
- Viga VE3: comprimento: $319 + 114 = 433$ cm;
número de barras = $433/13 + 1 = 34,30 \approx 35$.

Total de barras N8 na escada = $27 + 22 + 35 = 84$ barras

- i) Barra N9 (viga V2): 2 barras
- j) Barra N10 (viga V2) 2 barras
- k) Barra N11(viga V3): 2 barras
- l) Barra N12 (viga VE3): 3 barras
- m) Barra N13 (viga VE3): 3 barras

A tabela 8 refere-se à lista de barras e a tabela 9 indica o resumo relativo a cada bitola. O tipo de aço adotado foi o CA 50A. Apenas para as barras com bitolas iguais a 5 mm é que foi utilizado o aço CA60.

Tabela 8 - Lista de barras

| Barra | Bitola (mm) | Quantidade | Comprimento unitário (m) | Comprimento total (m) |
|-------|-------------|------------|--------------------------|-----------------------|
| N1 | 6,3 | 20 | 5,18 | 103,60 |
| N2 | 6,3 | 20 | 1,75 | 35,00 |
| N3 | 6,3 | 16 | 3,63 | 58,08 |
| N4 | 6,3 | 28 | 2,09 | 58,52 |
| N5 | 10 | 4 | 5,40 | 21,60 |
| N6 | 5 | 2 | 3,21 | 6,42 |
| N7 | 5 | 2 | 2,12 | 4,24 |
| N8 | 5 | 84 | 0,99 | 83,16 |
| N9 | 5 | 2 | 3,51 | 7,02 |
| N10 | 10 | 2 | 3,69 | 7,38 |
| N11 | 5 | 2 | 5,85 | 11,70 |
| N12 | 16 | 3 | 5,295 | 15,89 |
| N13 | 16 | 3 | 2,715 | 8,15 |

Tabela 9 - Resumo (aço CA 50A e CA 60)

| Bitola (mm) | Massa linear (kg/m) | Comprimento total (m) | Massa total (kg) | Massa total + 10% (kg) |
|-------------|---------------------|-----------------------|------------------|------------------------|
| 5 | 0,16 | 112,54 | 18 | 20 |
| 6,3 | 0,25 | 255,20 | 64 | 70 |
| 10 | 0,63 | 28,98 | 18 | 20 |
| 16 | 1,60 | 24,03 | 38 | 42 |
| Total: | | | | 152 |

BIBLIOGRAFIA

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. São Paulo. 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). *NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro. 76p.
- AZAMBUJA, P. (1962). Peças helicoidais biengastadas. *Revista Estrutura*, n.46, p.67-83.
- GUERRIN, A.; LAVAU, R.C. (1971). *Traité de béton armé*. 4.ed. Paris, Dunod. tome 4.
- KNIJNIK, A.; TAVARES, J.J.A. (1977). Escada autoportante sem apoio no patamar. *Revista Estrutura*, n.81, p.109-121.
- MACHADO, C.P. (1983). *Escadas*. (Notas de aula). São Paulo. FTDE.
- MANCINI, E. (1971) *Escadas*. (Notas de aula). São Carlos, EESC-USP.
- PINHEIRO, L. M. (1984). *Escadas*. (Notas de aula). Campinas, Faculdade de Ciências Tecnológicas da Pontifícia Universidade Católica de Campinas.
- PINHEIRO, L. M. (1993). *Concreto armado: tabelas e ábacos*. ed.rev. São Carlos, EESC-USP.
- ROCHA, A.M. (1974). *Novo curso prático de concreto armado*. 14.ed. Rio de Janeiro, Editora Científica. v.3
- RUTEMBERG, A. (1975). Analysis of spiral stairs supported on a central column. *Build. Sci.*, v.10, p.37-42.