
SEGURANÇA E ESTADOS-LIMITES AÇÕES RESISTÊNCIAS

3.1 Segurança e estados-limites¹

3.1.1 Critérios de segurança

Os critérios de segurança adotados na ABNT NBR 6118 baseiam-se na ABNT NBR 8681.

3.1.2 Estados-limites

Para os efeitos da aplicação da ABNT NBR 6118, devem ser considerados:

- estados-limite últimos; e
- estados-limites de serviço.

3.1.3 Estados-limites últimos - ELU

As seguranças das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados-limites últimos:

- estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica definida na ABNT NBR 6118 - 14, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada na ABNT NBR 6118.
- estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- estado-limite último de colapso progressivo;
- estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme ABNT NBR 15200;
- estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421; e
- outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

3.1.4 Estados-limites de serviço - ELS

Estados-limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência, e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.

Em construções especiais pode ser necessário verificar a segurança em relação a outros estados-limites de serviço não definidos na ABNT NBR 6118.

¹ Como apresentados na ABNT NBR 6118 - 10.

3.2 Ações²

3.2.1 Ações a considerar

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.

As ações a considerar classificam-se de acordo com a ABNT NBR 8681 em:

- permanentes;
- variáveis; e
- excepcionais.

3.2.2 Ações permanentes

Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor-limite constante.

As ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

3.2.2.1 Ações permanentes diretas

As ações permanentes diretas são constituídas pelo:

- peso próprio da estrutura;
- pesos dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes; e
- empuxos permanentes.

3.2.2.1.1 Peso próprio

Nas construções correntes admite-se que o peso próprio da estrutura seja avaliado considerando a massa específica do material conforme estabelecido em 1.5.2 (página 1-3).

3.2.2.1.2 Peso dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes

As massas específicas dos materiais de construção correntes podem ser avaliadas com base nos valores indicados na ABNT NBR 6120.

Os pesos das instalações permanentes são considerados com os valores nominais indicados pelos respectivos fornecedores.

3.2.2.1.3 Empuxos permanentes

Consideram-se como permanentes os empuxos de terra e outros materiais granulosos quando forem admitidos não removíveis.

Como representativos devem ser considerados os valores característicos $F_{k,sup}$ ou $F_{k,inf}$ conforme a ABNT NBR 8681.

3.2.2.2 Ações permanentes indiretas

As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por:

- retração do concreto;
- fluência do concreto;
- deslocamentos de apoio;
- imperfeições geométricas; e
- protensão.

3.2.2.2.1 Retração do concreto

A deformação específica de retração do concreto pode ser calculada conforme indicado na ABNT NBR 6118 - Anexo A.

Na grande maioria dos casos, permite-se que a retração seja calculada simplificada através da Tabela 1.3 (página 1-9), por interpolação. Essa Tabela fornece o valor característico

² Como apresentadas na ABNT NBR 6118 - 11.

superior da deformação específica de retração entre os instantes t_0 e t_∞ , $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$, em algumas situações usuais.

Nos casos correntes das obras de concreto armado, em função da restrição à retração do concreto, imposta pela armadura, satisfazendo o mínimo especificado na ABNT NBR 6118, o valor de $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ pode ser adotado igual a -15×10^{-5} .

$$\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0) = -15 \times 10^{-5} = -0,15\text{‰} \quad \text{Equação 3.1}$$

Esse valor admite elementos estruturais de dimensões usuais, entre 10 cm e 100 cm sujeitos a umidade ambiental não inferior a 75%.

O valor característico inferior da retração do concreto é considerado nulo.

Nos elementos estruturais permanentes submetidos a diferentes condições de umidade em faces opostas, admite-se variação linear da retração ao longo da espessura do elemento estrutural entre os dois valores correspondentes a cada uma das faces.

As deformações impostas uniformes nas peças, como aquelas decorrentes de retração, bem como temperatura e fluência do concreto, devem ser verificadas. Os efeitos devidos a essas deformações podem ser minimizados pela criação de juntas de concretagem ou dilatação. A consideração de deformações impostas diferenciais dentro da mesma peça, decorrentes, por exemplo, de partes com espessuras muito diferentes, devem ser sempre verificadas.

3.2.2.2 Fluência do concreto

As deformações decorrentes da fluência do concreto podem ser calculadas conforme indicado na ABNT NBR 6118 - Anexo A.

Nos casos em que a tensão $\sigma_c(t_0)$ não varia significativamente, permite-se que essas deformações sejam calculadas simplificada pela expressão:

$$\varepsilon_c(t_\infty, t_0) = \sigma_c(t_0) \left[\frac{1}{E_{ci}(t_0)} + \frac{\varphi(t_\infty, t_0)}{E_{ci}(28)} \right] \quad \text{Equação 3.2}$$

onde:

$\varepsilon_c(t_\infty, t_0)$ é a deformação específica total do concreto entre os instantes t_0 e t_∞ ;

$\sigma_c(t_0)$ é a tensão no concreto devida ao carregamento aplicado em t_0 ;

$\varphi(t_\infty, t_0)$ é o limite para o qual tende o coeficiente de fluência provocado por carregamento aplicado em t_0 ;

$E_{ci}(t_0)$ é o módulo de elasticidade inicial do concreto no instante t_0 ; e

$E_{ci}(28)$ é o módulo de elasticidade inicial do concreto aos 28 dias.

O valor de $\varphi(t_\infty, t_0)$ pode ser calculado por interpolação da Tabela 1.3 (página 1-9). Essa Tabela fornece o valor característico superior de $\varphi(t_\infty, t_0)$ em algumas situações usuais.

O valor característico inferior de $\varphi(t_\infty, t_0)$ é considerado nulo.

3.2.2.2.3 Deslocamentos de apoio

Os deslocamentos de apoio só devem ser considerados quando gerarem esforços significativos em relação ao conjunto das outras ações, isto é, quando a estrutura for hiperestática e muito rígida.

O deslocamento de cada apoio deve ser avaliado em função das características físicas do material de fundação correspondente. Como representativo desses deslocamentos, devem ser considerados os valores característicos superiores, δ_{ksup} , calculados com avaliação pessimista da rigidez do material de fundação, correspondente, em princípio, ao quantil 5% da respectiva distribuição de probabilidade.

Os valores característicos inferiores podem ser considerados nulos.

O conjunto desses deslocamentos constitui-se em uma única ação, admitindo-se que todos eles sejam majorados pelo mesmo coeficiente de ponderação.

3.2.2.2.4 Imperfeições geométricas

Na verificação do estado-limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos:

- imperfeições globais, como consideradas em 9.5.1 (página 9-9); e
- imperfeições locais, como consideradas em 9.5.2 (página 9-11).

3.2.2.2.5 Protensão

A ação da protensão deve ser considerada em todas as estruturas protendidas, incluindo, além dos elementos protendidos propriamente ditos, aqueles que sofrem a ação indireta da protensão, isto é, de esforços hiperestáticos de protensão.

O valor da força de protensão deve ser calculado considerando a força inicial e as perdas de protensão conforme estabelecido na ABNT NBR 6118 - 9.6.3.

Os esforços solicitantes gerados pela ação dessa protensão podem ser calculados diretamente a partir de excentricidade do cabo na seção transversal do elemento estrutural e da força de protensão ou através de um conjunto de cargas externas equivalentes, ou ainda através da introdução de deformações impostas correspondentes ao pré-alongamento das armaduras.

3.2.3 Ações variáveis

3.2.3.1 Ações variáveis diretas

As ações variáveis diretas são constituídas pelas:

- cargas acidentais previstas para o uso da construção; e
- ação do vento e da chuva.

Todas as ações devem respeitar as prescrições feitas por Normas Brasileiras específicas.

3.2.3.1.1 Cargas acidentais previstas para o uso da construção

As cargas acidentais correspondem normalmente a:

- cargas verticais de uso da construção;
- cargas móveis, considerando o impacto vertical;
- impacto lateral;
- força longitudinal de frenagem ou aceleração; e
- força centrífuga

Essas cargas devem ser dispostas nas posições mais desfavoráveis para o elemento estudado, ressalvadas as simplificações permitidas por Normas Brasileiras específicas.

3.2.3.1.2 Ação do vento

Os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas.

3.2.3.1.3 Ação da água

O nível d'água adotado para cálculo de reservatórios, tanques, decantadores e outros deve ser igual ao máximo possível compatível com o sistema de extravasão, considerando apenas o coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f3} = 1,2$, como considerados em 3.2.6 (página 3-6) e 3.2.7 (página 3-9). Nas estruturas em que a água de chuva possa ficar retida deve ser considerada a presença de uma lâmina de água correspondente ao nível da drenagem efetivamente garantida pela construção.

3.2.3.1.4 Ações variáveis durante a construção

As estruturas em que todas as fases construtivas não tenham sua segurança garantida pela verificação da obra pronta, devem ter incluídas no projeto as verificações das fases construtivas mais significativas e sua influência na fase final.

A verificação de cada uma dessas fases deve ser feita considerando a parte da estrutura já executada e as estruturas provisórias auxiliares com os respectivos pesos próprios. Além disso, devem ser consideradas as cargas acidentais de execução.

3.2.3.2 Ações variáveis indiretas

3.2.3.2.1 Variações uniformes de temperatura

A variação da temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta, é considerada uniforme. Ela depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem.

De maneira genérica podem ser adotados os seguintes valores:

- para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C;
- para elementos estruturais maciços ou ocos, com os espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente para 5°C a 10°C; e
- para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm, admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima indicados.

A escolha de um valor entre esses dois limites pode ser feita considerando 50% da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno, no local da obra.

Em edifícios de vários andares devem ser respeitadas as exigências construtivas prescritas pela ABNT NBR 6118 para que sejam minimizados os efeitos das variações de temperatura sobre a estrutura da construção.

3.2.3.2.2 Variações não uniformes de temperatura

Nos elementos estruturais em que a temperatura possa ter distribuição significativamente diferente da uniforme, devem ser considerados os efeitos dessa distribuição. Na falta de dados mais precisos, pode ser admitida uma variação linear entre os valores de temperatura adotados, desde que a variação de temperatura considerada entre uma face e outra da estrutura não seja inferior a 5°C.

3.2.3.2.3 Ações dinâmicas

Quando a estrutura, pelas suas condições de uso, está sujeita a choques ou vibrações, os respectivos efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações e a possibilidade de fadiga deve ser considerada no dimensionamento dos elementos estruturais de acordo com a ABNT NBR 6118 - 23.

3.2.4 Ações excepcionais

No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas.

3.2.5 Valores das ações

3.2.5.1 Valores característicos

Os valores característicos F_k das ações são estabelecido em função da variabilidade de suas intensidades.

3.2.5.1.1 Ações permanentes

Para as ações permanentes, os valores característicos, F_{gk} , devem ser adotados iguais aos valores médios das respectivas distribuições de probabilidade, sejam valores característicos superiores ou inferiores. Esses valores estão definidos na ABNT NBR 6118 ou em Normas Brasileiras específicas, como a ABNT NBR 6120.

Alguns valores apresentados na ABNT NBR 6120, para peso específico de materiais de construção, correspondem a:

blocos de argamassa	22 kN/m ³
lajotas cerâmicas	18 kN/m ³
tijolos furados	13 kN/m ³
tijolos maciços	18 kN/m ³
argamassa de cal, cimento e areia	19 kN/m ³
argamassa de cimento e areia	21 kN/m ³
concreto simples	24 kN/m ³
concreto armado	25 kN/m ³

3.2.5.1.2 Ações variáveis

Os valores característicos das ações variáveis, F_{qk} , estabelecidos por consenso e indicados em Normas Brasileiras específicas, correspondem a valores que têm de 25% a 35% de

probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, o que significa que o valor característico F_{qk} é o valor com período médio de retorno de 174 a 117 anos, respectivamente. Esses valores estão definidos na ABNT NBR 6118 ou em Normas Brasileiras específicas, como a ABNT NBR 6120.

Alguns valores apresentados na ABNT NBR 6120, para valores mínimos de cargas verticais, correspondem a:

ginásios de esportes	5,0 kN/m ²
lojas	4,0 kN/m ²
restaurantes	3,0 kN/m ²
escritórios	2,0 kN/m ²
forros	0,5 kN/m ²
edifícios residenciais	
dormitório, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5 kN/m ²
despensa, área de serviço e lavanderia	2,0 kN/m ²
escadas	
com acesso ao público	3,0 kN/m ²
sem acesso ao público	2,5 kN/m ²

3.2.5.2 Valores representativos

As ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser:

- valores característicos conforme definido em 3.2.5.1 (página 3-5);
- valores convencionais excepcionais, que são os valores arbitrados para as ações excepcionais;
- valores reduzidos, em função da combinação de ações, tais como:
- verificações de **estados-limites últimos**, quando a ação considerada combina com a ação principal. Os valores reduzidos são determinados a partir dos valores característicos pela expressão $\psi_0 F_k$, que considera muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes, como apresentado em 0; e
- verificações de **estados-limites de serviço**. Estes valores reduzidos são determinados a partir dos valores característicos pelas expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, que estimam valores **freqüentes** e **quase permanentes**, respectivamente, de uma ação que acompanha a ação principal.

3.2.5.3 Valores de cálculo

Os valores de cálculo F_d das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f . De modo simplificado, tem-se:

$$F_d = \sum \gamma_{f,i} \times F_{k,i} \quad \text{Equação 3.3}$$

onde:

- F_d representa o valor de cálculo do conjunto de ações;
- $F_{k,i}$ corresponde aos valores representativos (característicos ou excepcionais) do conjunto de ações permanentes e variáveis; e
- $\gamma_{f,i}$ considera as incertezas dos valores de $F_{k,i}$ ($\gamma_{f,i} > 1,0$ para ações que atuam de modo desfavorável em elementos estruturais e $\gamma_{f,i} < 1,0$ para uma, ou mais, ações variáveis que venham a atuar simultaneamente com outra ação variável considerada principal).

3.2.6 Coeficientes de ponderação das ações

As ações devem ser ponderadas pelo coeficiente γ_f . É considerado que:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} \times \gamma_{f3} \quad \text{Equação 3.4}$$

onde:

- γ_{f1} considera a variabilidade das ações;
- γ_{f2} considera a simultaneidade de atuação das ações; e

γ_{f3} considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações.

3.2.6.1 Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite último - ELU

Os valores-base para verificação são os apresentados na Tabela 3.1 e na Tabela 3.2 para $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ e γ_{f2} , respectivamente.

Para elementos estruturais esbeltos críticos para a segurança da estrutura, como pilares e pilares-parede com espessura inferior a 19 cm e lajes em balanço com espessura inferior a 19 cm, os esforços solicitantes de cálculo devem ser multiplicados pelo coeficiente de ajustamento γ_n , como apresentado em 3.2.6.1.1 e 3.2.6.1.2.

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0,0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0,0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0,0	1,2	0,9	0,0	0,0

onde
D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 3.1 - Coeficientes $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ - ELU

Ações variáveis atuando simultaneamente		γ_{f2}
		ψ_0
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6

^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Tabela 3.2 - Coeficientes $\gamma_{f2} = \psi_0$ - ELU

Os valores das Tabela 3.1 e Tabela 3.2 podem ser modificados em casos especiais aqui não contemplados, de acordo com a ABNT NBR 8681.

O valor do coeficiente de ponderação, de cargas permanentes de mesma origem, num dado carregamento, deve ser o mesmo ao longo de toda estrutura. A única exceção é o caso da verificação da estabilidade como corpo rígido.

3.2.6.1.1 Pilares com dimensão menor que 19 cm

A seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm.

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo (F_d como obtido em 3.2.7.1) a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n (coeficiente de ajustamento) apresentado na Tabela 3.3. Em qualquer caso não se permite pilar com seção transversal inferior a 360 cm².

Pilares e pilares-parede						
b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde: $\gamma_n = 1,95 - 0,05b$ b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em cm (cm). nota: o coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Tabela 3.3 - Coeficientes γ_n - ELU

3.2.6.1.2 Lajes em balanço com espessura menor que 19 cm

No dimensionamento das lajes em balanço, com altura (espessura) entre 19 cm e 10 cm, os esforços solicitantes de cálculo (F_d como obtido em 3.2.7.1) a serem considerados devem ser multiplicados por um coeficiente adicional γ_n (coeficiente de ajustamento) de acordo com o indicado na Tabela 3.4.

Lajes em balanço										
h (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45
onde: $\gamma_n = 1,95 - 0,05h$ h é a altura (espessura) da laje, expressa em cm (cm). nota: o coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço quando de seu dimensionamento.										

Tabela 3.4 - Coeficientes γ_n - ELU

3.2.6.2 Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite de serviço - ELS

Em geral, o coeficiente de ponderação das ações para estados-limites de serviço é dado pela expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f2}$$

Equação 3.5

onde:

$\gamma_{f2} = 1,0$ para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações freqüentes; e

$\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

Os valores-base de γ_{f2} , para verificação, são os apresentados na Tabela 3.5.

Ações variáveis atuando simultaneamente		γ_{f2}	
		ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,3	0,0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,5	0,3
^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, aplicar o disposto na ABNT NBR 6118 - 23. ^b Edifícios residenciais. ^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.			

Tabela 3.5 - Coeficientes γ_{f2} - ELS

3.2.7 Combinações de ações

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

3.2.7.1 Combinações últimas

Uma combinação última pode ser classificada em:

- normal;
- especial ou de construção; e
- excepcional.

3.2.7.1.1 Combinações últimas normais

Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681.

De modo geral, as combinações últimas usuais de ações deverão considerar:

- o esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado; e
- a perda do equilíbrio como corpo rígido.

3.2.7.1.1.1 Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais

A equação para o cálculo de solicitações considerando o possível esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais de concreto armado pode ser representada por:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk} \quad \text{Equação 3.6}$$

onde:

- F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última.
- F_{gk} representa as ações permanentes diretas:
- peso próprio da estrutura;
 - peso dos elementos construtivos fixos das instalações permanentes; e
 - empuxos permanentes.
- F_{egk} representa as ações permanentes indiretas:
- retração do concreto;
 - fluência do concreto;
 - deslocamentos de apoio;
 - imperfeições geométricas; e
 - protensão.
- F_{q1k} representa a ação variável direta considerada como **principal**.
- F_{qjk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal:
- cargas verticais de uso da construção;
 - cargas móveis, considerando o impacto vertical;
 - impacto lateral;
 - força longitudinal de frenagem ou aceleração;
 - força centrífuga;
 - ação do vento; e
 - ação da água.
- F_{eqk} representa as ações variáveis indiretas:
- variações uniformes de temperatura; e
 - variações não uniformes de temperatura.
- γ_g representa o coeficiente de ponderação para ações permanentes diretas.
- γ_{eg} representa o coeficiente de ponderação para ações permanentes indiretas.
- γ_q representa o coeficiente de ponderação para ações variáveis diretas.
- γ_{eq} representa o coeficiente de ponderação para ações variáveis indiretas.
- ψ_{0j} representa o fator de redução de combinação para ações variáveis diretas.
- ψ_{0e} representa o fator de redução de combinação para ações variáveis indiretas.

Os valores de γ_f (γ_g , γ_{eg} , γ_q e γ_{eq}) e de γ_{f2} (ψ_0) estão apresentados na Tabela 3.6 e na Tabela 3.7.

ELU - Combinações últimas normais Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais Coeficientes de ponderação γ_f							
Permanentes				Variáveis			
Diretas γ_g		Indiretas γ_{eg}		Diretas γ_g		Indiretas γ_{eg}	
D	F	D	F	D	F	D	F
1,4 ^a	1,0	1,2	0,0	1,4	0,0	1,2	0,0
onde D é desfavorável e F é favorável. ^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.							

Tabela 3.6 - Coeficientes γ_f - Combinações últimas normais - ELU

ELU - Combinações últimas normais		γ_{f2}
Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais		ψ_{0i}
Fatores de redução de combinações $\gamma_{f2} = \psi_{0i}$		
Cargas acidentais de edifícios	Edifícios residenciais ^b	0,5
	Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos ^c	0,7
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6
^b Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas. ^c Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas.		

Tabela 3.7 - Coeficientes γ_{f2} - Combinações últimas normais - ELU

No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$.

No caso de **estruturas usuais de edifícios**³ essas combinações que consideram γ_g reduzido ($\gamma_g = 1,0$) **não precisam ser consideradas** (ABNT NBR 6118 - Tabela 11.3).

Exemplo 3.1: Estabelecer as equações de cálculo das ações para a combinação última normal (F_d) de estruturas de edifícios comerciais onde os carregamentos são resultantes de combinações que só levam em consideração as ações permanentes diretas (peso próprio da estrutura, paredes, caixa d'água, etc.) e ações variáveis diretas (cargas acidentais e vento). Considerar o esgotamento da capacidade resistente para:

- carregamentos gerais desfavoráveis; e
- efeito favorável das cargas permanentes.

Solução: Para a combinação última normal, deverão ser usados, para a Equação 3.6, os valores da Tabela 3.6 e Tabela 3.7.

F_{gk} : G_k (valor característico da ação permanente direta)
 $F_{qk,acid}$: Q_k (valor característico da ação variável direta - carga accidental)
 $F_{qk,vento}$: W_k (valor característico da ação variável direta - vento)
 γ_g : 1,4 (combinação normal, ação permanente direta desfavorável)
 1,0 (combinação normal, ação permanente direta favorável)
 γ_q : 1,4 (combinação normal, ação variável direta desfavorável geral)
 0,0 (combinação normal, ação variável direta favorável)
 ψ_{0i} : 0,7 (carga accidental de edifício comercial - desfavorável)
 0,0 (carga accidental de edifício comercial - favorável)
 ψ_{0i} : 0,6 (vento - desfavorável)
 0,0 (vento - favorável)

a) Ação permanente direta desfavorável ($\gamma_g = 1,4$)

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$$

$$F_d = 1,4 G_k \rightarrow F_d = 1,4 G_k \blacktriangleleft$$

$$F_d = 1,4 G_k + 1,4 (Q_k + 0,0 W_k) \rightarrow F_d = 1,4 G_k + 1,4 Q_k \blacktriangleleft$$

³ A ABNT NBR 8118 - 11.8.2.4 não apresenta definição clara do significado "estruturas usuais de edifícios".

$$F_d = 1,4 G_k + 1,4 (Q_k + 0,6 W_k) \rightarrow F_d = 1,4 G_k + 1,4 Q_k + 0,84 W_k \blacktriangleleft$$

$$F_d = 1,4 G_k + 1,4 (W_k + 0,0 Q_k) \rightarrow F_d = 1,4 G_k + 1,4 W_k \blacktriangleleft$$

$$F_d = 1,4 G_k + 1,4 (W_k + 0,7 Q_k) \rightarrow F_d = 1,4 G_k + 1,4 W_k + 0,98 Q_k \blacktriangleleft$$

b) Ação permanente direta favorável ($\gamma_g = 1,0$)

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$$

$$F_d = 1,0 G_k \rightarrow F_d = 1,0 G_k \blacktriangleleft$$

$$F_d = 1,0 G_k + 1,4 (Q_k + 0,0 W_k) \rightarrow F_d = 1,0 G_k + 1,4 Q_k \blacktriangleleft$$

$$F_d = 1,0 G_k + 1,4 (Q_k + 0,6 W_k) \rightarrow F_d = 1,0 G_k + 1,4 Q_k + 0,84 W_k \blacktriangleleft$$

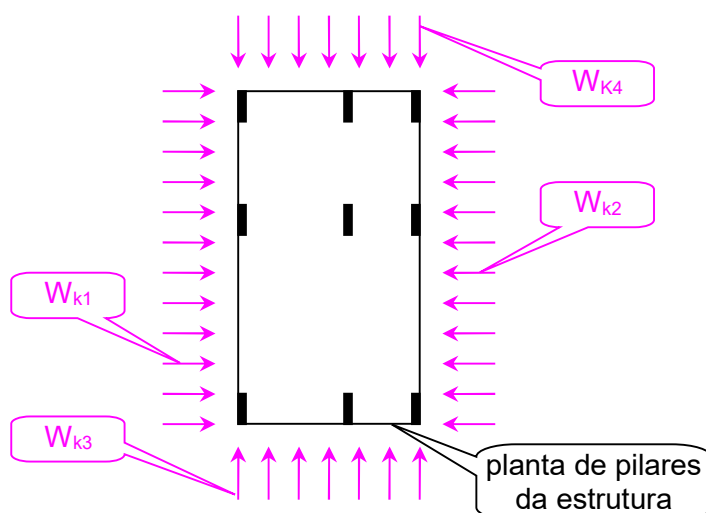
$$F_d = 1,0 G_k + 1,4 (W_k + 0,0 Q_k) \rightarrow F_d = 1,0 G_k + 1,4 W_k \blacktriangleleft$$

$$F_d = 1,0 G_k + 1,4 (W_k + 0,7 Q_k) \rightarrow F_d = 1,0 G_k + 1,4 W_k + 0,98 Q_k \blacktriangleleft$$

c) Observações

➔ Vento

Todas as equações que envolvem o vento (W_k) equivalem a quatro, ou seja o vento tem que ser considerado atuando nas duas direções principais da estrutura (da esquerda para direita, da direita para a esquerda, de baixo para cima e de cima para baixo). Isto vale dizer que haveria 14 combinações possíveis de ações (carregamentos) para o item a e mais 14 combinações para o item b. O total corresponderia a 28 possíveis combinações de ações (carregamentos) para a consideração do estado-limite último - combinação normal.



➔ Estruturas usuais de edifícios

Caso a estrutura venha a ser considerada como “usual”, os efeitos decorrentes das ações permanentes diretas favoráveis ($\gamma_g = 1,0$) não precisam ser considerados. Isto vale dizer que todo o item b poderia ser desconsiderado.

➔ Carregamentos obrigatórios em estruturas

As ações (carregamentos) consideradas neste exemplo (**cargas permanentes**, **cargas acidentais** e **vento**) constituem as ações **obrigatórias** de serem consideradas em todas as estruturas. Para qualquer tipo de estrutura, a ação do vento tem que ser considerada.

3.2.7.1.1.2 Cargas de Fundações

A capacidade de carga⁴ de fundações superficiais (sapatas) ou de fundações profundas (estacas ou tubulões), de modo geral, são definidas por tensões admissíveis (fundações superficiais) ou cargas admissíveis (fundações profundas). Essas tensões ou cargas admissíveis

⁴ A ABNT NBR 6122 estabelece dois modos de verificação de segurança. O cálculo empregando fator de segurança global (tensões e cargas admissíveis) e o cálculo empregando fatores de segurança parciais (estado limite último). O primeiro é quase que o único utilizado.

incluem coeficientes (fatores) de segurança que minoram as resistências dos elementos de fundação. Segundo a Tabela 1 da ABNT NBR 6122, os fatores de segurança globais mínimos correspondem a:

capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
capacidade de carga de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
capacidade de carga de estacas ou tubulões com prova de carga	1,6

Os valores das solicitações correspondentes às reações de apoio a serem suportadas por elementos de fundação, decorrentes das combinações de ações estabelecidas pela Equação 3.6, página 3-9 (estado-limite último), consideram coeficientes de ponderação (majoração) variáveis de acordo com a natureza das ações.

Se as reações de apoio a serem suportadas por elementos de fundação, definidas pela Equação 3.6 do estado-limite último, forem usadas diretamente nos projetos de fundações superficiais ou profundas, baseados no critério das tensões ou cargas admissíveis, haverá um confronto de critérios de segurança, pois:

- o critério do estado-limite último usa coeficientes de segurança diferenciados tanto para as solicitações (ações) como para as resistências dos materiais; e
- o critério das tensões ou cargas admissíveis usa um único coeficiente de segurança global envolvendo tanto as solicitações (ações) com as resistências dos materiais.

Portanto, para que não ocorra confronto entre critérios de segurança, a aplicação do critério das tensões ou cargas admissíveis nas fundações superficiais ou profundas implica na necessidade das solicitações resultantes das combinações de ações atuantes na estrutura serem consideradas **sem coeficientes de ponderação** (majoração).

Por outro lado, a probabilidade de ocorrência simultânea de diferentes ações variáveis (cargas acidentais, vento, temperatura, etc.), representadas pelo coeficiente ψ_0 , deve ser considerada.

Desta forma, a equação para a definição das reações de apoio a serem suportadas por elementos de fundação superficiais ou profundas, que empregam fator de segurança global (tensões ou cargas admissíveis), corresponde a:

$$F_{d,fund} = F_{gk} + F_{egk} + (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \psi_{0e} F_{eqk} \quad \text{Equação 3.7}$$

A Figura 3.1 mostra as solicitações decorrentes das diversas combinações de ações, a serem usadas na verificação da capacidade do terreno de fundação superficial (sapata). A força normal N_z , sendo de compressão, tem o sentido indicado na Figura. Os momentos fletores M_x e M_y , bem como as forças horizontais H_x e H_y dependem das combinações das ações (direção do vento, por exemplo) e podem assumir tanto valores positivos como negativos.

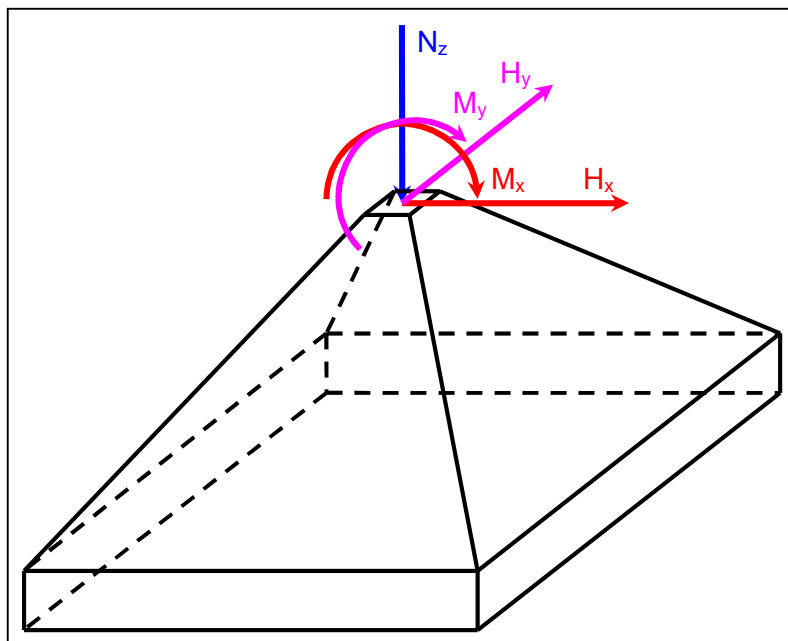


Figura 3.1 - Solicitações em sapatas de concreto armado

Deve-se tomar muito cuidado com a manipulação da Equação 3.6 (página 3-9) e da Equação 3.7. No caso específico da Figura 3.1, a Equação 3.6 deve ser usada para o dimensionamento da sapata de concreto armado, ao passo que a Equação 3.7 seria a usada para a verificação da capacidade do terreno de fundação.

Exemplo 3.2: Estabelecer as equações de cálculo das ações para a serem usadas em projeto de fundação direta ($F_{d,fund}$) de estruturas de edifícios comerciais onde os carregamentos são resultantes de combinações que só levam em consideração as ações permanentes diretas (peso próprio da estrutura, paredes, caixa d'água, etc.) e ações variáveis diretas (cargas acidentais e vento).

Solução: Para o projeto de fundação direta deverão ser usados, para a Equação 3.7, os valores da Tabela 3.7 (página 3-11).

F_{gk} :	G_k (valor característico da ação permanente direta)
$F_{qk,acid}$:	Q_k (valor característico da ação variável direta - carga acidental)
$F_{qk,vento}$:	W_k (valor característico da ação variável direta - vento)
ψ_{0i} :	0,7 (carga acidental de edifício comercial - desfavorável) 0,0 (carga acidental de edifício comercial - favorável)
ψ_{0j} :	0,6 (vento - desfavorável) 0,0 (vento - favorável)

a) Ação para projeto de fundação direta

$$F_{d,fund} = F_{gk} + F_{egk} + (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \psi_{0e} F_{eqk}$$

$$F_d = G_k \rightarrow F_d = G_k \blacktriangleleft$$

$$F_d = G_k + (Q_k + 0,0 W_k) \rightarrow F_d = G_k + Q_k \blacktriangleleft$$

$$F_d = G_k + (Q_k + 0,6 W_k) \rightarrow F_d = G_k + Q_k + 0,6 W_k \blacktriangleleft$$

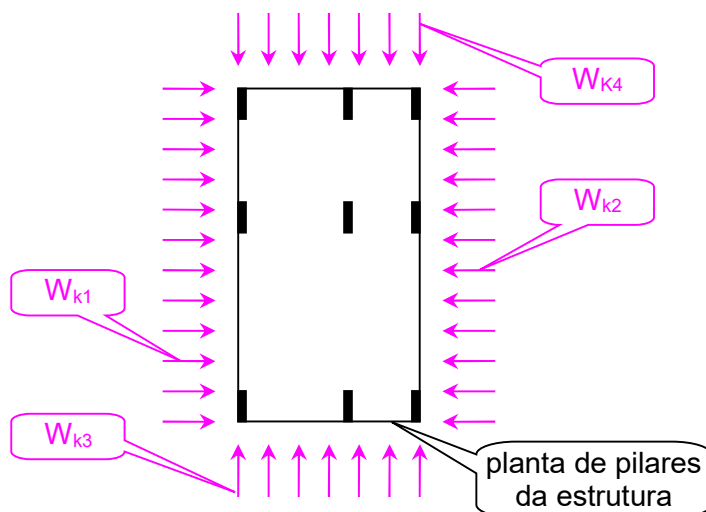
$$F_d = G_k + (W_k + 0,0 Q_k) \rightarrow F_d = G_k + W_k \blacktriangleleft$$

$$F_d = G_k + (W_k + 0,7 Q_k) \rightarrow F_d = G_k + W_k + 0,7 Q_k \blacktriangleleft$$

b) Observações

→ Vento

Todas as equações que envolvem o vento (W_k) equivalem a quatro, ou seja o vento tem que ser considerado atuando nas duas direções principais da estrutura (da esquerda para direita, da direita para a esquerda, de baixo para cima e de cima para baixo). Isto vale dizer que haveria 14 combinações possíveis de ações (carregamentos) para o item a.



→ Verificação da fundação direta

A planilha para fornecimento das ações possíveis de atuarem nos elementos de fundação, para cada um deles (cada pilar), tem o aspecto mostrado a seguir. É importante observar que as 14 combinações de ações, individualmente, têm que ser verificadas. A combinação de valores da tabela, como, por exemplo, valores máximos, não deve ser incluída como outros casos possíveis de combinação de ações.

Sapata (Bloco) nº	N _z	M _x	M _y	H _x	H _y
G _k					
G _k + Q _k					
G _k + Q _k + 0,6 W _{k1}					
G _k + Q _k + 0,6 W _{k2}					
G _k + Q _k + 0,6 W _{k3}					
G _k + Q _k + 0,6 W _{k4}					
G _k + W _{k1}					
G _k + W _{k2}					
G _k + W _{k3}					
G _k + W _{k4}					
G _k + W _{k1} + 0,7 Q _k					
G _k + W _{k2} + 0,7 Q _k					
G _k + W _{k3} + 0,7 Q _k					
G _k + W _{k4} + 0,7 Q _k					

G_k: carga permanente

Q_k: carga accidental

W_k: vento

→ Carregamentos obrigatórios em estruturas

As ações (carregamentos) consideradas neste exemplo (cargas permanentes, cargas accidentais e vento) constituem as ações **obrigatórias** de serem consideradas em todas as estruturas. Para qualquer tipo de estrutura, a ação do vento tem que ser considerada.

Incluindo a definição dos carregamentos nos elementos de fundação, são necessárias 42 combinações de ações para o projeto estrutural de um edifício de concreto armado (28 combinações do Exemplo 3.1, página 3-11, mais 14 deste exemplo). A consideração de ações indiretas (fluência, retração, recalques de apoio, temperatura, etc.) elevaria bem mais este valor.

3.2.7.1.1.3 Perda de equilíbrio como corpo rígido

A equação para a verificação da perda de equilíbrio como corpo rígido pode ser representada por:

$$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$$

$$F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$$

$$F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q (Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}) - \gamma_{qs} Q_{s,min}$$

Equação 3.8

onde:

S(F_{sd}) é o valor de cálculo das solicitações estabilizantes.

S(F_{nd}) é o valor de cálculo das solicitações não estabilizantes.

F_{sd} representa as ações estabilizantes.

F_{nd} representa as ações não estabilizantes.

R_d é o esforço resistente considerado como estabilizante, quando houver.

G_{sk} é o valor característico da ação permanente estabilizante.

G_{nk} é o valor característico da ação permanente instabilizante.

Q_{1k} é o valor característico da ação variável instabilizante considerada como principal.

Q_{jk} é o valor característico da ação variável instabilizante.

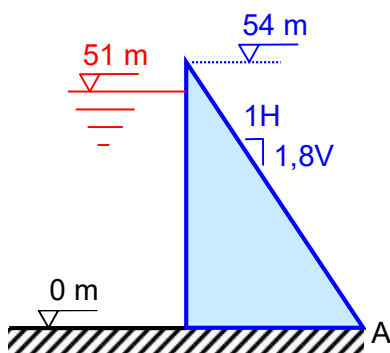
Q_{s,min} é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.

γ_{gs} representa o coeficiente de ponderação para ações permanentes diretas estabilizante (Tabela 3.6, página 3-10 - efeito favorável).

- γ_{gn} representa o coeficiente de ponderação para ações permanentes diretas instabilizante (Tabela 3.6 - efeito desfavorável).
- γ_q representa o coeficiente de ponderação para ações variáveis diretas instabilizante (Tabela 3.6 - efeito desfavorável).
- γ_{qs} representa o coeficiente de ponderação da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante (usar o valor que conduza ao máximo F_{nd}).
- ψ_{0j} representa o fator de redução de combinação para ações variáveis instabilizantes (usar valores que levem em conta a simultaneidade das ações, como apresentados na Tabela 3.7, página 3-11).

Exemplo 3.3: Verificar as condições de segurança quanto ao tombamento da barragem de rejeito abaixo representada. Considerar:

- massa específica do concreto da barragem igual a $2\,200\text{ kg/m}^3$; e
- massa específica do material de rejeito igual $1\,300\text{ kg/m}^3$.



Solução: Deverá ser verificada a condição de perda de equilíbrio como corpo rígido da barragem. Para tal deverão ser calculados o momento estabilizante $[S(F_{sd})]$ e o momento não estabilizantes $[S(F_{nd})]$ em relação ao pé da barragem (ponto A). A barragem será segura se $[S(F_{sd})] \geq [S(F_{nd})]$. Deverão ser usados, para a Equação 3.8, as seguintes notações e os seguintes valores para as ações e coeficientes (Tabela 3.6, página 3-10):

G_{sk} : $G_{pp,bar}$ (peso próprio da barragem - ação característica estabilizante)

Q_{1k} : E_{rej} (empuxo - material de rejeito - ação característica instabilizante)

F_{sd} : $\gamma_{gs} G_{pp,bar}$ (valor de cálculo da ação estabilizante)

F_{nd} : $\gamma_q E_{rej}$ (valor de cálculo da ação instabilizante)

γ_{gs} : 1,0 (coeficiente de ponderação - ação estabilizante - favorável)

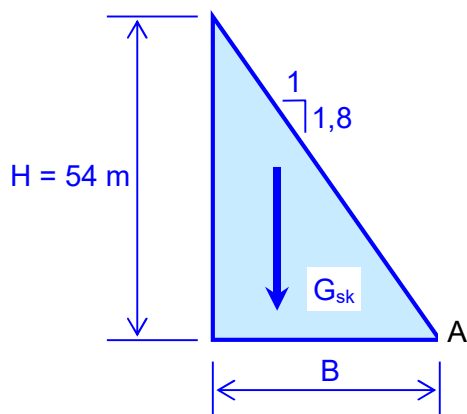
γ_q : 1,4 (coeficiente de ponderação - ação instabilizante - desfavorável)

- a) Massas específicas e pesos específicos do concreto e do material de rejeito (valores característicos)

$$\rho_{conc} = 2\,200\text{ kg/m}^3 = 22\,000\text{ N/m}^3 = 22\text{ kN/m}^3$$

$$\rho_{rej} = 1\,300\text{ kg/m}^3 = 13\,000\text{ N/m}^3 = 13\text{ kN/m}^3$$

- b) Ação permanente estabilizante (peso próprio da barragem)

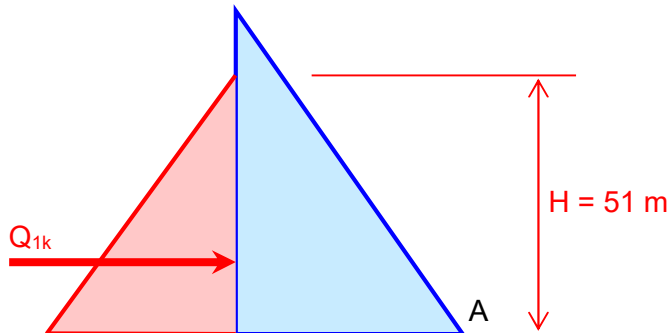


$$B = \frac{54}{1,8} = 30 \text{ m}$$

$$G_{sk} = G_{pp,bar} = \frac{B \times H}{2} \times \rho_{conc} = \frac{30 \times 54}{2} \times 22 = 17\,820,0 \text{ kN/m}$$

$$F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} = 1,0 \times 17\,820,0 = 17\,820,0 \text{ kN/m}$$

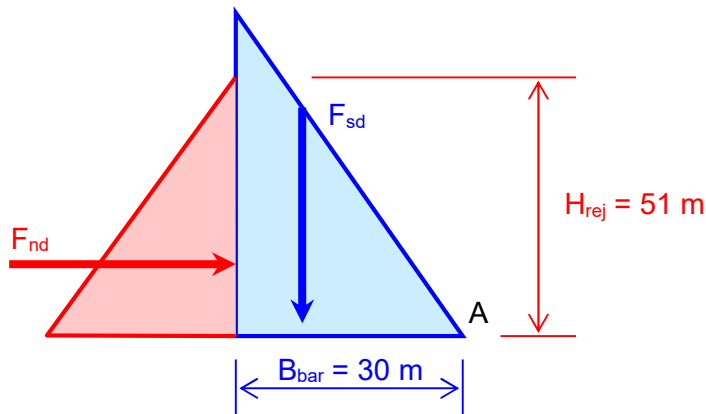
- c) Ação variável não estabilizante (empuxo do material de rejeito)



$$Q_{1k} = E_{rej} = \frac{H^2}{2} \times \rho_{rej} = \frac{51^2}{2} \times 13 = 16\,906,5 \text{ kN/m}$$

$$F_{nd} = \gamma_q Q_{1k} = 1,4 \times 16\,906,5 = 23\,669,1 \text{ kN/m}$$

- d) Solicitações de cálculo (momentos referentes ao pé da barragem - ponto A)



$$S(F_{sd}) = M_{d,pp,bar}^A = F_{sd} \times \frac{2 \times B_{bar}}{3} = 17\,820,0 \times \frac{2 \times 30}{3} = 356\,400,0 \text{ kNm/m}$$

$$S(F_{nd}) = M_{d,emp,rej}^A = F_{nd} \times \frac{H_{rej}}{3} = 23\,669,1 \times \frac{51}{3} = 402\,374,7 \text{ kNm/m}$$

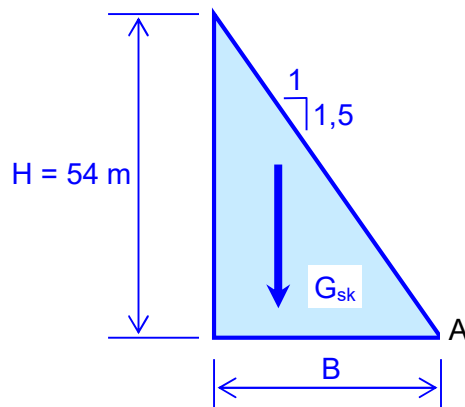
- e) Condição de segurança

$$\underbrace{S(F_{sd})}_{(356\,400,0)} < \underbrace{S(F_{nd})}_{(402\,274,7)} \Rightarrow \text{barragem não segura}$$



- f) Alterando o talude da barragem para 1:1,5

- f.1) Ação permanente estabilizante (peso próprio da barragem)

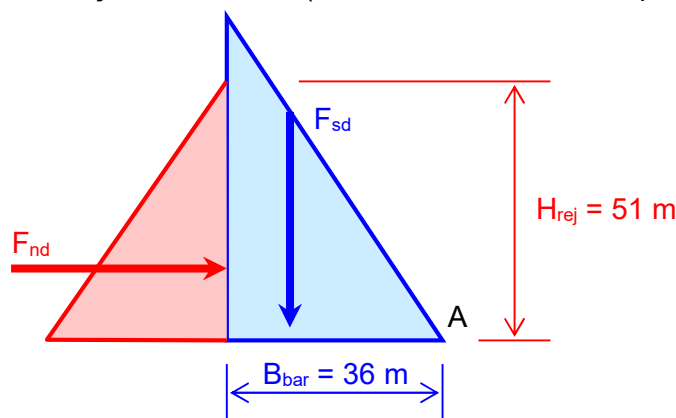


$$B = \frac{54}{1,5} = 36 \text{ m}$$

$$G_{sk} = G_{pp,bar} = \frac{B \times H}{2} \times \rho_{conc} = \frac{36 \times 54}{2} \times 22 = 21384,0 \text{ kN/m}$$

$$F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} = 1,0 \times 21384,0 = 21384,0 \text{ kN/m}$$

f.2) Solicitações de cálculo (momentos referentes ao pé da barragem - ponto A)



$$S(F_{sd}) = M_{d,pp,bar}^A = F_{sd} \times \frac{2 \times B_{bar}}{3} = 21384,0 \times \frac{2 \times 36}{3} = 513216,0 \text{ kNm/m}$$

$$S(F_{nd}) = M_{d,emp,rej}^A = F_{nd} \times \frac{H_{rej}}{3} = 23669,1 \times \frac{51}{3} = 402374,7 \text{ kNm/m}$$

f.3) Condição de segurança

$$\underbrace{S(F_{sd})}_{(513216,0)} > \underbrace{S(F_{nd})}_{(402274,7)} \Rightarrow \text{barragem segura}$$



3.2.7.1.2 Combinações últimas especiais ou de construção

Em cada combinação devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, quando existir, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681.

A equação para o cálculo de solicitações decorrentes de combinações últimas especiais ou de construção é a mesma equação usada para o cálculo de solicitações considerando o possível esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais de concreto armado, ou seja, a Equação 3.6 (página 3-9), reproduzida a seguir.

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$$

Equação 3.6

Os valores de γ_f (γ_g , γ_{eg} , γ_q e γ_{eq}) estão apresentados na Tabela 3.8.

ELU - Combinações últimas especiais ou de construção							
Coeficientes de ponderação γ_f							
Permanentes				Variáveis			
Diretas γ_g		Indiretas γ_{eg}		Diretas γ_g		Indiretas γ_{eg}	
D	F	D	F	D	F	D	F
1,3	1,0	1,2	0,0	1,2	0,0	1,2	0,0
onde							
D é desfavorável e F é favorável.							

Tabela 3.8 - Coeficientes γ_f - Combinações últimas especiais ou de construção - ELU

Os valores de γ_{f2} (ψ_0) estão apresentados na Tabela 3.7 (página 3-11).

Quando F_{q1k} atuar em tempo muito pequeno ou tiver probabilidade de ocorrência muito baixa, ψ_{0j} pode ser substituído por ψ_{2j} (Tabela 3.5, página 3-9).

3.2.7.1.3 Combinações últimas excepcionais

Em cada combinação devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional (F_{q1exc}), quando existir, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681. Nesse caso se enquadram, entre outras, sismo e incêndio.

A equação para o cálculo de solicitações decorrentes de combinações últimas excepcionais pode ser representada por:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk} \quad \text{Equação 3.9}$$

Os valores de γ_f (γ_g , γ_{eg} , γ_q e γ_{eq}) estão apresentados na Tabela 3.9.

ELU - Combinações últimas excepcionais Coeficientes de ponderação γ_f							
Permanentes				Variáveis			
Diretas γ_g		Indiretas γ_{eg}		Diretas γ_g		Indiretas γ_{eq}	
D	F	D	F	D	F	D	F
1,2	1,0	0,0	0,0	1,0	0,0	0,0	0,0
onde D é desfavorável e F é favorável.							

Tabela 3.9 - Coeficientes γ_f - Combinações últimas excepcionais - ELU

Os valores de γ_{f2} (ψ_0) estão apresentados na Tabela 3.7 (página 3-11).

Quando F_{q1exc} atuar em tempo muito pequeno ou tiver probabilidade de ocorrência muito baixa, ψ_{0j} pode ser substituído por ψ_{2j} (Tabela 3.5, página 3-9). Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.

3.2.7.2 Combinações de serviço

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura, podendo ser:

- quase permanentes;
- freqüentes; e
- raras.

3.2.7.2.1 Combinações quase permanentes

São combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas.

Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$.

A equação para o cálculo de solicitações pode ser representada por:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \psi_{2j} F_{qjk} \quad \text{Equação 3.10}$$

onde:

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço.

F_{gik} representa as ações permanentes diretas:

- peso próprio da estrutura;
- peso dos elementos construtivos fixos das instalações permanentes; e
- empuxos permanentes.

F_{qjk} representa as ações variáveis diretas:

- cargas verticais de uso da construção;
- cargas móveis, considerando o impacto vertical;
- impacto lateral;
- força longitudinal de frenagem ou aceleração;
- força centrífuga;
- ação do vento; e
- ação da água.

ψ_{2j} representa o fator de redução de combinação quase permanente para ELS, como apresentados na Tabela 3.5 (página 3-9).

3.2.7.2.2 Combinações freqüentes

São combinações que repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações.

Nas combinações freqüentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$.

A equação para o cálculo de solicitações pode ser representada por:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk} \quad \text{Equação 3.11}$$

onde:

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço.

F_{gik} representa as ações permanentes diretas:

- peso próprio da estrutura;
- peso dos elementos construtivos fixos das instalações permanentes; e
- empuxos permanentes.

F_{q1k} é o valor característico da ação variável principal direta.

F_{qjk} representa as ações variáveis diretas:

- cargas verticais de uso da construção;
- cargas móveis, considerando o impacto vertical;
- impacto lateral;
- força longitudinal de frenagem ou aceleração;
- força centrífuga;
- ação do vento; e
- ação da água.

ψ_1 é o fator de redução de combinação freqüente para ELS, como apresentado na Tabela 3.5 (página 3-9).

ψ_{2j} representa o fator de redução de combinação quase permanente para ELS, como apresentados na Tabela 3.5.

3.2.7.2.3 Combinações raras

São combinações que ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.

Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 F_{qk}$.

A equação para o cálculo de solicitações pode ser representada por:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} F_{qjk} \quad \text{Equação 3.12}$$

onde:

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço.

F_{gik} representa as ações permanentes diretas:

- peso próprio da estrutura;
- peso dos elementos construtivos fixos das instalações permanentes; e

- empuxos permanentes.
- F_{q1k} é o valor característico da ação variável principal direta.
- F_{qjk} representa as ações variáveis diretas:
 - cargas verticais de uso da construção;
 - cargas móveis, considerando o impacto vertical;
 - impacto lateral;
 - força longitudinal de frenação ou aceleração;
 - força centrífuga;
 - ação do vento; e
 - ação da água.
- ψ_{1j} representa o fator de redução de combinação freqüente para ELS, como apresentado na Tabela 3.5 (página 3-9).

Exemplo 3.4: Definir as equações cálculo das ações para as combinações de serviço ($F_{d,ser}$) de estruturas de edifícios residenciais onde os carregamentos são resultantes de combinações que só levam em consideração as ações permanentes diretas (peso próprio da estrutura, paredes, caixa d'água, etc.) e ações variáveis diretas (cargas acidentais e vento).

Solução: Deverá ser usada a Equação 3.10 para a combinação quase permanente, a Equação 3.11 para a combinação freqüente e a Equação 3.12 para a combinação rara. Os valores de ψ_1 e ψ_2 são os constantes da Tabela 3.5 (página 3-9).

- F_{gk} : G_k (valor característico da ação permanente direta)
- $F_{qk,acid}$: Q_k (valor característico da ação variável direta - carga acidental)
- $F_{qk,vento}$: W_k (valor característico da ação variável direta - vento)
- ψ_1 : 0,4 (carga acidental de edifício residencial - desfavorável)
0,0 (carga acidental de edifício residencial - favorável)
- ψ_2 : 0,3 (carga acidental de edifício residencial - desfavorável)
0,0 (carga acidental de edifício residencial - favorável)
- ψ_1 : 0,3 (vento - desfavorável)
0,0 (vento - favorável)
- ψ_2 : 0,0 (vento - desfavorável)
0,0 (vento - favorável)

a) Combinação quase permanente

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$$

$$F_{d,ser} = G_k + 0,3 Q_k + 0,0 W_k \quad \rightarrow \quad F_{d,ser} = G_k + 0,3 Q_k \quad \blacktriangleleft$$

b) Combinação freqüente

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$$

$$F_{d,ser} = G_k + 0,4 Q_k + 0,0 W_k \quad \rightarrow \quad F_{d,ser} = G_k + 0,4 Q_k \quad \blacktriangleleft$$

$$F_{d,ser} = G_k + 0,3 W_k + 0,3 Q_k \quad \rightarrow \quad F_{d,ser} = G_k + 0,3 W_k + 0,3 Q_k \quad \blacktriangleleft$$

c) Combinação rara

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} F_{qjk}$$

$$F_{d,ser} = G_k + Q_k + 0,3 W_k \quad \rightarrow \quad F_{d,ser} = G_k + Q_k + 0,3 W_k \quad \blacktriangleleft$$

$$F_{d,ser} = G_k + W_k + 0,4 Q_k \quad \rightarrow \quad F_{d,ser} = G_k + W_k + 0,4 Q_k \quad \blacktriangleleft$$

d) Observação

Todas as equações que envolvem o vento (W_k) equivalem a quatro, ou seja o vento tem que ser considerado atuando nas duas direções principais da estrutura (da esquerda para direita, da direita para a esquerda, de baixo para cima e de cima para baixo). Isto vale dizer que haveria 5 combinações possíveis de ações (carregamentos) para a combinação freqüente e 8 combinações possíveis para a combinação rara.

3.2.8 Solicitações e tensões de cálculo

As solicitações (esforços), decorrentes das ações atuantes em elementos estruturais, classificam-se em:

- solicitações normais, caracterizadas pelos momentos fletores (M) e forças normais de (N), e
- solicitações de cisalhamento, caracterizadas pelos momentos torçores (T) e forças cortantes (V).

As tensões, também decorrentes das ações, classificam-se em:

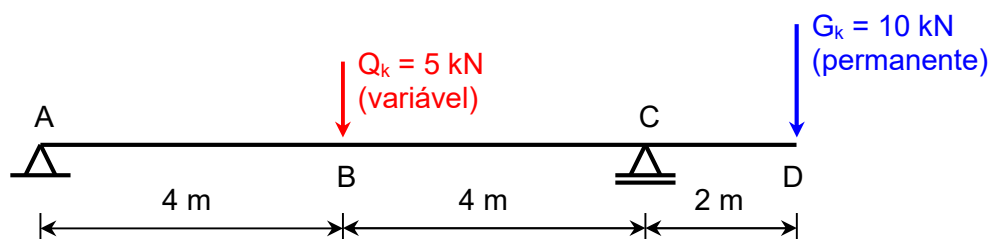
- tensões normais (σ), relacionadas aos momentos fletores (M) e forças normais (N), e
- tensões de cisalhamento (τ), relacionadas aos momentos torçores (T) e forças cortantes (V).

Como as ações a serem consideradas no projeto estrutural correspondem às ações de cálculo (ações combinadas), as solicitações e as tensões deverão, também, ser representadas pelos seus valores de cálculo. Desta, forma, para efeito de dimensionamento e verificação de elementos estruturais os valores das solicitações e tensões a serem considerados são:

- solicitações e tensões normais:
 - M_{Sd} momento fletor solicitante de cálculo;
 - N_{Sd} força normal solicitante de cálculo; e
 - σ_{Sd} tensão normal solicitante de cálculo.
- solicitações e tensões de cisalhamento:
 - T_{Sd} momento torçor solicitante de cálculo;
 - V_{Sd} força cortante solicitante de cálculo; e
 - τ_{Sd} tensão de cisalhamento solicitante de cálculo.

Exemplo 3.5: Determinar, para a viga abaixo indicada, a envoltória do diagrama de momentos fletores solicitantes de cálculo (M_{Sd}), considerando ações diretas, estado-limite último, **combinações últimas normais** e peso próprio desprezível. Admitir:

- estrutura qualquer, onde as combinações das ações que consideram o efeito favorável das cargas permanentes ($\gamma_g = 1,0$) precisam ser consideradas; e
- estrutura usual de edifício onde as combinações das ações que consideram o efeito favorável das cargas permanentes ($\gamma_g = 1,0$) não precisam ser consideradas (ver 3.2.7.1.1.1, página 3-9).



Solução: Deverão ser usados, para a Equação 3.6 (página 3-9), os seguintes valores para as ações e coeficientes (Tabela 3.6, página 3-10 e Tabela 3.7, página 3-11):

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$$

$F_{gk} = G_k = 10 \text{ kN}$ (valor característico - ação permanente direta)

$F_{q1k} = Q_k = 5 \text{ kN}$ (valor característico - ação variável direta principal)

$\gamma_g = 1,4$ (combinação normal - ação permanente direta desfavorável)

$\gamma_g = 1,0$ (combinação normal - ação permanente direta favorável)

$\gamma_q = 1,4$ (combinação normal - ação variável direta desfavorável)

$\gamma_q = 0,0$ (combinação normal - ação variável direta favorável)

Para o caso a, deverão ser consideradas as seguintes combinações:

$$F_d = 1,4 G_k + 0,0 Q_k \text{ (permanente desfavorável + variável favorável)}$$

$$F_d = 1,4 G_k + 1,4 Q_k \text{ (permanente desfavorável + variável desfavorável)}$$

$$F_d = 1,0 G_k + 0,0 Q_k \text{ (permanente favorável + variável favorável)}$$

$$F_d = 1,0 G_k + 1,4 Q_k \text{ (permanente favorável + variável desfavorável)}$$

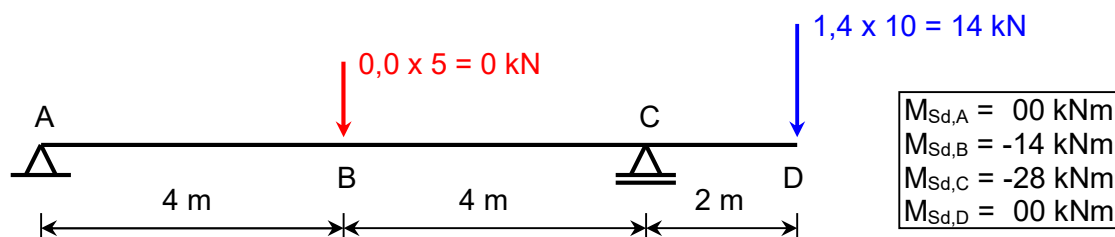
Para o caso b, deverão ser consideradas as seguintes combinações:

$$F_d = 1,4 G_k + 0,0 Q_k \text{ (permanente desfavorável + variável favorável)}$$

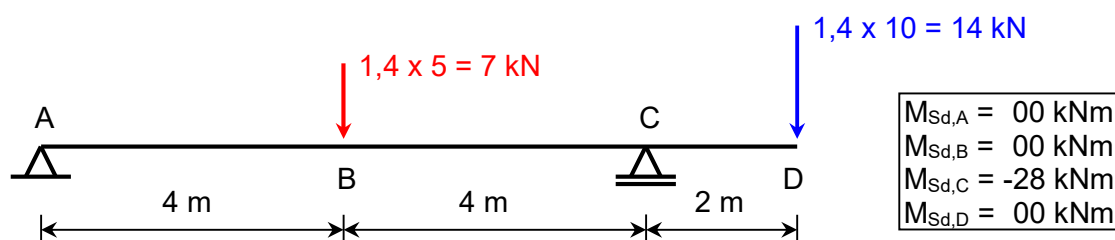
$$F_d = 1,4 G_k + 1,4 Q_k \text{ (permanente desfavorável + variável desfavorável)}$$

a) Consideração do efeito favorável da ação permanente

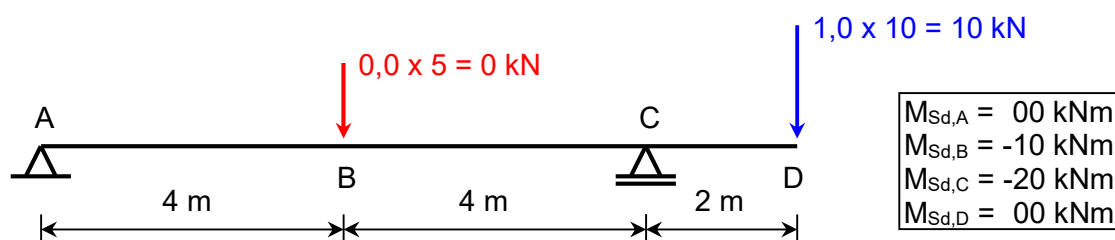
a.1) $F_d = 1,4 G_k + 0,0 Q_k$



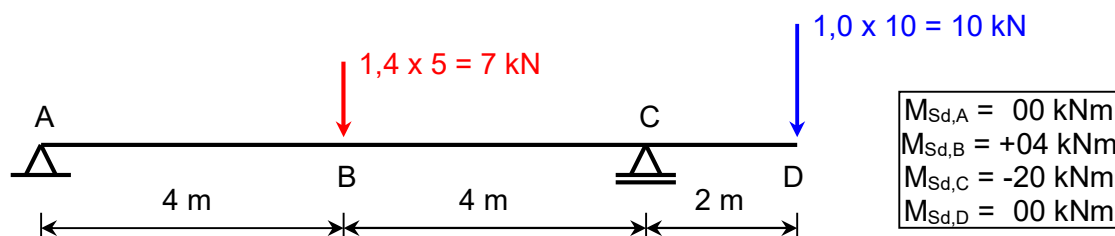
a.2) $F_d = 1,4 G_k + 1,4 Q_k$



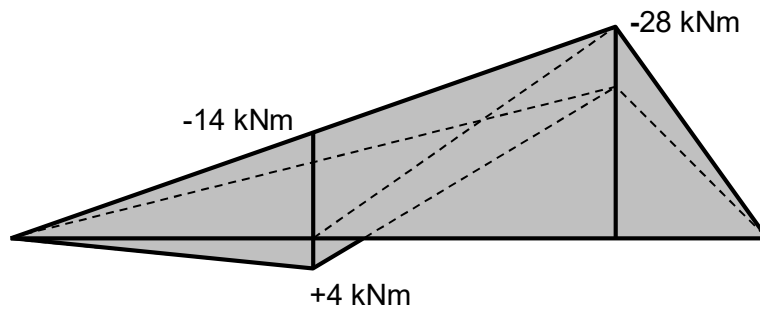
a.3) $F_d = 1,0 G_k + 0,0 Q_k$



a.4) $F_d = 1,0 G_k + 1,4 Q_k$

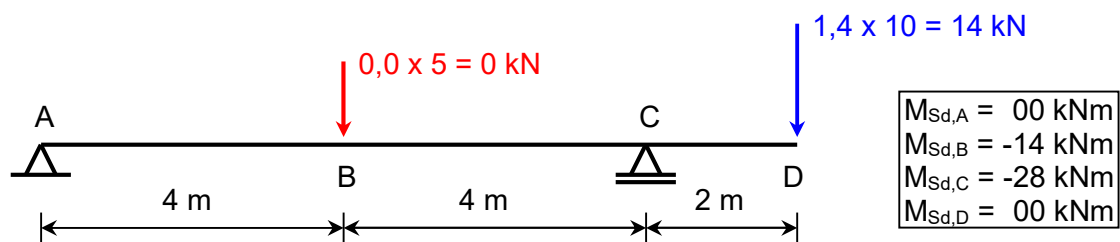


a.5) envoltória M_{Sd}

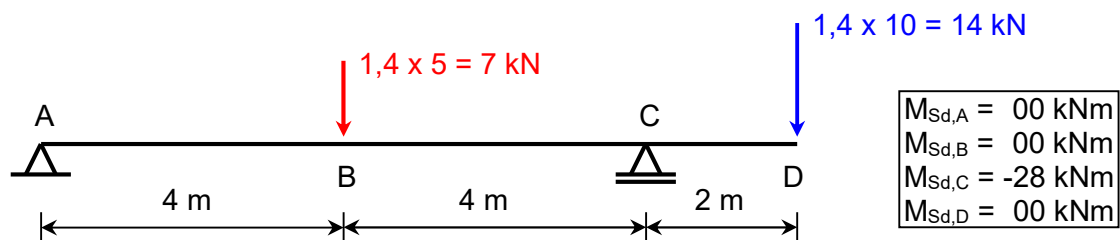


b) Não consideração do efeito favorável da ação permanente

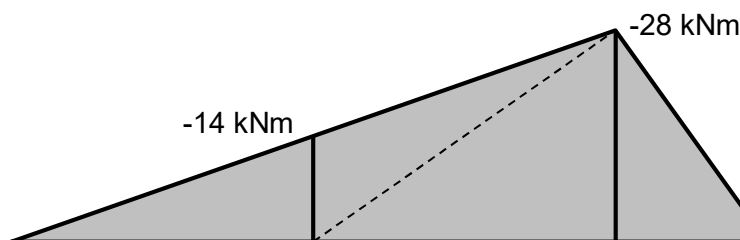
b.1) $F_d = 1,4 G_k + 0,0 Q_k$



b.2) $F_d = 1,4 G_k + 1,4 Q_k$



b.3) envoltória M_{Sd}



c) Observações

Deve ser observado que a consideração ou não do efeito favorável da carga permanente define a existência ou não de momentos positivos atuando na viga. A envoltória M_{Sd} mostrada no item a.5 mostra um momento positivo máximo de 4 kNm, enquanto que a envoltória M_{Sd} mostrada no item b.3 não apresenta momentos positivos.

Em princípio, deve-se acreditar que o efeito favorável da carga permanente deva ser sempre considerado nas combinações de ações, e que a envoltória apresentada no item a.5 é a única correta.

Na realidade a opção mostrada em 3.2.7.1.1.1 (página 3-9), onde a ABNT NBR 6118 estabelece:

"No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas"

não pode ser usada isoladamente. A ABNT NBR 6118 estabelece, também:

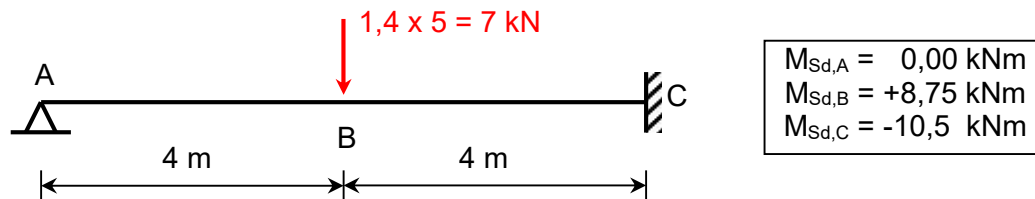
"14.6.6 Estruturas usuais de edifícios - Aproximações permitidas

14.6.6.1 Vigas contínuas

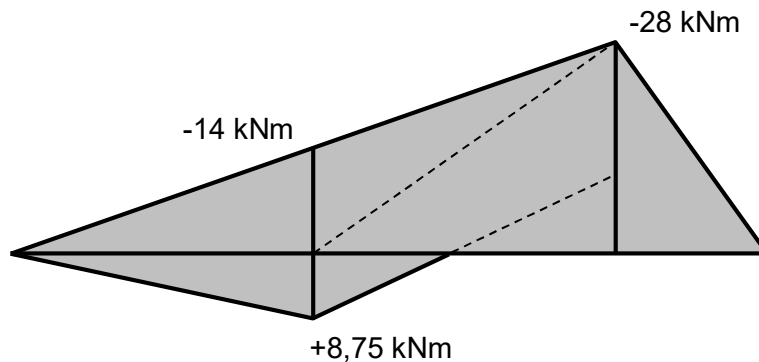
Pode ser utilizado o modelo clássico de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares, para o estudo das cargas verticais, observando-se a necessidade das seguintes correções adicionais:

a) não podem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;

Portanto, ao diagrama (envoltória) apresentado no item b.3, deve-se acrescentar o diagrama de momentos fletores para o seguinte carregamento:



Desta forma, embora o efeito favorável da ação permanente não tenha sido considerado nas combinações últimas, a envoltória M_{Sd} apresenta momentos positivos, como mostrado no diagrama seguinte.



3.3 Resistências⁵

3.3.1 Valores característicos

Os valores característicos f_k das resistências são os que, num lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança.

Usualmente é de interesse a resistência característica inferior $f_{k,inf.}$, cujo valor é menor que a resistência média f_m , embora por vezes haja interesse na resistência característica superior $f_{k,sup.}$, cujo valor é maior que f_m .

Para ABNT NBR 6118, a resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material (Figura 3.2).

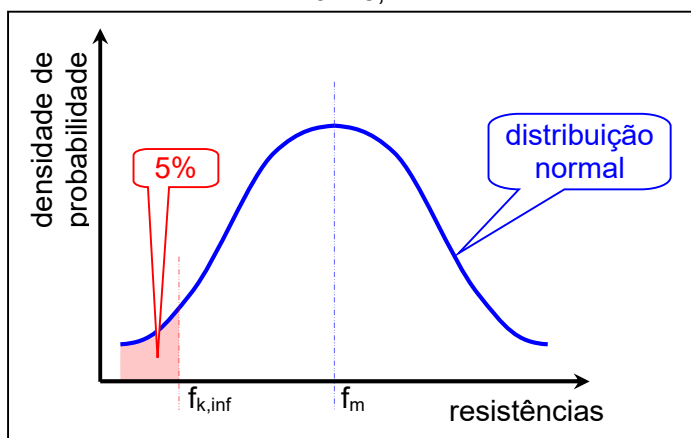


Figura 3.2 - Valor característico de resistência

⁵ Como apresentadas na ABNT NBR 6118 - 12.

3.3.1.1 Resistência característica do concreto

O concreto, quer preparado no canteiro quer pré-misturado, deverá apresentar uma resistência característica f_{ck} , compatível com a adotada no projeto. Conforme mostrado na Tabela 1.1 (página 1-3), ao se definir a classe do concreto, fica estabelecido o valor da sua resistência característica (por exemplo, para o concreto classe C25, o valor de f_{ck} corresponde a 25 MPa).

A especificação pura e simples da classe não é suficiente para a caracterização do concreto. A ABNT NBR 6118 exige, também, que seja fixado um valor máximo para a relação água/cimento, conforme mostrado na Tabela 2.2 (página 2-5).

Outras características do concreto, tais como dimensão máxima do agregado graúdo, *slump*, etc. podem também ser requeridas. Em casos específicos, o consumo mínimo de cimento por metro cúbico de concreto pode vir a ser solicitado.

Outro fator importante que deve ser estabelecido pelo profissional responsável pelo projeto é a data em que o concreto deverá ser solicitado estruturalmente. Etapas construtivas, tais como, retirada de cimbramento, manuseio de pré-moldados, e outras, definem valores da resistência característica do tipo $f_{ck,14}$, $f_{ck,90}$, $f_{ck,180}$, onde o número posterior à vírgula corresponde à data em que o concreto deverá ser solicitado estruturalmente. A não indicação da data significa que o concreto foi dosado para atingir sua resistência característica aos 28 dias ($f_{ck} = f_{ck,28}$).

3.3.1.2 Resistência característica do aço

Conforme mostrado na Tabela 1.3 (página 1-9), ao se definir a categoria do aço, fica estabelecido o valor da sua resistência característica (por exemplo, para o aço CA-25, o valor de f_{yk} corresponde a 250 MPa).

3.3.2 Valores de cálculo

3.3.2.1 Resistência de cálculo

A resistência de cálculo f_d é dada pela expressão:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

Equação 3.13

onde:

- f_d resistência de cálculo;
- f_k resistência característica; e
- γ_m coeficiente de ponderação (minoração) da resistência.

3.3.2.2 Coeficientes de ponderação das resistências

As resistências devem ser ponderadas (minoradas) pelo coeficiente γ_m . É considerado que:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \times \gamma_{m2} \times \gamma_{m3}$$

Equação 3.14

onde:

- γ_{m1} considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;
- γ_{m2} considera a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura; e
- γ_{m3} considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

3.3.2.3 Resistência de cálculo do concreto

3.3.2.3.1 Estado-limite último - ELU

3.3.2.3.1.1 Verificação do concreto em data igual ou superior a 28 dias

Quando a verificação da resistência do concreto se faz em data j igual ou superior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Equação 3.15

onde:

- f_{cd} resistência de cálculo do concreto;
- f_{ck} resistência característica do concreto; e
- γ_c coeficiente de ponderação (minoração) da resistência do concreto.

Nesse caso, o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito aos 28 dias, de forma a confirmar o valor de f_{ck} adotado no projeto.

Os valores de γ_c para verificação no estado-limite último estão indicados na Tabela 3.10.

Combinações	γ_c
Normais	1,4
Especiais ou de construção	1,2
Excepcionais	1,2

Tabela 3.10 - Valores de γ_c

Para a execução de elementos estruturais nos quais estejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, más condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem deficiente por concentração de armadura), o coeficiente γ_c deve ser multiplicado por 1,1.

Para elementos estruturais pré-moldados e pré-fabricados deve ser consultada a ABNT NBR 9062.

Admite-se, no caso de testemunhos extraídos da estrutura, dividir o valor de γ_c por 1,1.

3.3.2.3.1.2 Verificação do concreto em data inferior a 28 dias

Quando a verificação da resistência do concreto se faz em data j inferior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Equação 3.16}$$

onde:

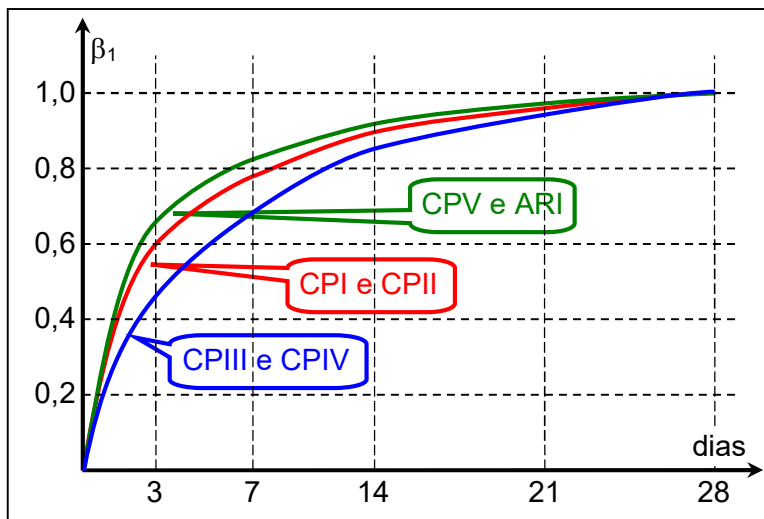
- f_{cd} resistência de cálculo do concreto;
- f_{ck} resistência característica do concreto aos 28 dias;
- f_{ckj} resistência característica do concreto aos j dias ($j < 28$ dias);
- β_1 fator que leva em conta o tipo de cimento e a data da verificação da resistência do concreto; e
- γ_c coeficiente de ponderação (minoração) da resistência do concreto.

Para valores de β_1 , a ABNT NBR 6118 - 12.3.3 estabelece:

$$\begin{aligned} \beta_1 &= e^{\left[0,38 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right]} \quad \langle \text{para concreto de cimento CPIII e CPIV} \rangle \\ \beta_1 &= e^{\left[0,25 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right]} \quad \langle \text{para concreto de cimento CPI e CPII} \rangle \\ \beta_1 &= e^{\left[0,20 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right]} \quad \langle \text{para concreto decimento CPV - ARI} \rangle \end{aligned} \quad \text{Equação 3.17}$$

Na Equação 3.17, t corresponde a idade efetiva do concreto, em dias. Alguns valores de β_1

estão na Tabela 3.11 e os aspectos das curvas β_1 estão mostrados na Figura 3.3.



β_1			
Dias	CPIII CPIV	CPI CPII	CPV ARI
3	0,46	0,60	0,66
7	0,68	0,78	0,82
14	0,85	0,90	0,92
21	0,94	0,96	0,97
28	1,00	1,00	1,00

Tabela 3.11 - Valores de β_1

Figura 3.3 - Curvas β_1

A verificação deve ser feita aos t dias, para as cargas aplicadas até essa data. Ainda deve ser feita a verificação para a totalidade das cargas aplicadas aos 28 dias.

O controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito em duas etapas: aos t dias e aos 28 dias, de forma a confirmar os valores de f_{ckj} e f_{ck} adotados no projeto.

3.3.2.3.2 Estado-limite de serviço - ELS

Os limites estabelecidos para os estados-limites de serviço não necessitam de minoração, de tal forma que: $\gamma_m = \gamma_c = 1,0$. Portanto, para estados-limites de serviço, têm-se:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,0} = f_{ck}$$

Equação 3.18

Exemplo 3.6: Definir o valor de f_{cd} para o concreto classe C25. Considerar combinação de ações normais para estado-limite último, cimento CPIV e concreto solicitado aos 10 e 28 dias. Considerar, também, o estado-limite de serviço.

Solução: A fixação da classe do concreto automaticamente define o valor da resistência característica f_{ck} , conforme mostrado na Tabela 1.1 (página 1-3). A obtenção do valor da resistência de cálculo f_{cd} aos 28 dias é feita pela Equação 3.15, com valores de γ_c obtidos da Tabela 3.10. Para a determinação do valor da resistência de cálculo f_{cd} aos 10 dias deverão ser usadas a Equação 3.16 e Equação 3.17. Para estado-limite de serviço, usar a Equação 3.18.

- a) Valor de f_{cd} aos 28 dias para o concreto classe C25 - ELU

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2,5}{1,4} = 1,79 \text{ kN/cm}^2 \blacktriangleleft$$

- b) Valor de f_{cd} aos 28 dias para o concreto classe C25 - ELS

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,0$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2,5}{1,0} = 2,50 \text{ kN/cm}^2 \blacktriangleleft$$

- c) Valor de f_{cd} aos 10 dias para o concreto classe C25, cimento CPIV - ELU

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$t = 10 \text{ dias}$$

$$\text{cimento} = \text{CPIV}$$

$$\beta_1 = e^{\left[0,38\left(1-\sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right]} = e^{\left[0,38\left(1-\sqrt{\frac{28}{10}}\right)\right]} = 0,774$$

$$f_{cd,10} = \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,774 \times \frac{2,5}{1,4} = 1,38 \text{ kN/cm}^2 \blacktriangleleft$$

d) Valor de f_{cd} aos 10 dias para o concreto classe C25, cimento CPIV - ELS

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,0$$

$$t = 10 \text{ dias}$$

cimento = CPIV

$$\beta_1 = e^{\left[0,38\left(1-\sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right]} = e^{\left[0,38\left(1-\sqrt{\frac{28}{10}}\right)\right]} = 0,774$$

$$f_{cd,10} = \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,774 \times \frac{2,5}{1,0} = 1,94 \text{ kN/cm}^2 \blacktriangleleft$$

3.3.2.4 Resistência de cálculo do aço

3.3.2.4.1 Estado-limite último - ELU

O valor da resistência de cálculo f_{yd} é definido pela expressão:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Equação 3.19

onde:

f_{yd} resistência de cálculo do aço;

f_{yk} resistência característica do aço; e

γ_s coeficiente de ponderação (minoração) da resistência do aço.

Os valores de γ_s para verificação no estado-limite último estão indicados na Tabela 3.12.

Combinações	γ_s
Normais	1,15
Especiais ou de construção	1,15
Excepcionais	1,00

Tabela 3.12 - Valores de γ_s

Admite-se, nas obras de pequena importância, o emprego do CA-25 sem a realização do controle de qualidade estabelecido na ABNT NBR 7480, desde que o coeficiente de ponderação para o aço seja multiplicado por 1,1.

3.3.2.4.2 Estado-limite de serviço - ELS

Os limites estabelecidos para os estados-limites de serviço não necessitam de minoração, de tal forma que: $\gamma_m = \gamma_s = 1,0$. Portanto, para estados-limites de serviço, têm-se:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,0} = f_{yk}$$

Equação 3.20

Exemplo 3.7: Definir o valor de f_{yd} para o aço CA-50. Considerar combinação de ações normais para o estado-limite último e estado-limite de serviço.

Solução: A fixação da categoria do aço automaticamente define o valor da resistência característica f_{yk} , conforme mostrado na Tabela 1.4 (página 1-9). A obtenção do valor da resistência de cálculo f_{yd} é feita pela Equação 3.19, com valor de γ_s obtido da Tabela 3.12. Para estado-limite de serviço, usar a Equação 3.20.

a) Valor de f_{yk} para o aço CA-50 – ELU

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} = 43,5 \text{ kN/cm}^2 \blacktriangleleft$$

b) Valor de f_{yk} para o aço CA-50 – ELS

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,0$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,0} = 50,0 \text{ kN/cm}^2 \blacktriangleleft$$

3.3.3 Esforços resistentes de cálculo

Os esforços resistentes de cálculo decorrem da distribuição de tensões (resistentes) atuantes numa dada seção do elemento estrutural. Desta forma, assim como para as solicitações e tensões de cálculo, os esforços e as tensões resistências de cálculo a serem consideradas são:

- esforços e tensões normais:
 - M_{Rd} momento fletor resistente de cálculo;
 - N_{Rd} força normal resistente de cálculo; e
 - σ_{Rd} tensão normal resistente de cálculo.
- esforços e tensões de cisalhamento:
 - T_{Rd} momento torçor resistente de cálculo;
 - V_{Rd} força cortante resistente de cálculo; e
 - τ_{Rd} tensão de cisalhamento resistente de cálculo.

3.4 Verificação da segurança⁶

Na verificação da segurança das estruturas de concreto devem ser atendidas:

- as condições construtivas; e
- as condições analíticas de segurança.

3.4.1 Condições construtivas de segurança

Para as condições construtivas de segurança devem ser atendidas as exigências estabelecidas:

- nos critérios de detalhamento constantes na ABNT NBR 6118 - 18 e ABNT NBR 6118 - 20;
- nas normas de controle dos materiais, especialmente a ABNT NBR 12655; e
- no controle de execução da obra, conforme ABNT NBR 14931 e Normas Brasileiras específicas.

3.4.2 Condições analíticas de segurança

As condições analíticas de segurança estabelecem que as resistências não podem ser menores que as solicitações e devem ser verificadas em relação a todos os estados-limites e todos os carregamentos especificados para o tipo de construção considerada, ou seja deve ser respeitada a condição

$$R_d \geq S_d$$

Equação 3.21

onde:

- R_d esforços resistentes de cálculo; e
- S_d solicitação de cálculo.

Para a verificação do estado-limite último de perda de equilíbrio como corpo rígido, R_d e S_d devem assumir os valores de cálculo das ações estabilizantes e desestabilizantes respectivamente.

Uma condição analítica de segurança pode ser representada no trecho Δl de uma viga de concreto armado, mostrada na Figura 3.4.

⁶ Como apresentadas na ABNT NBR 6118 - 12.5

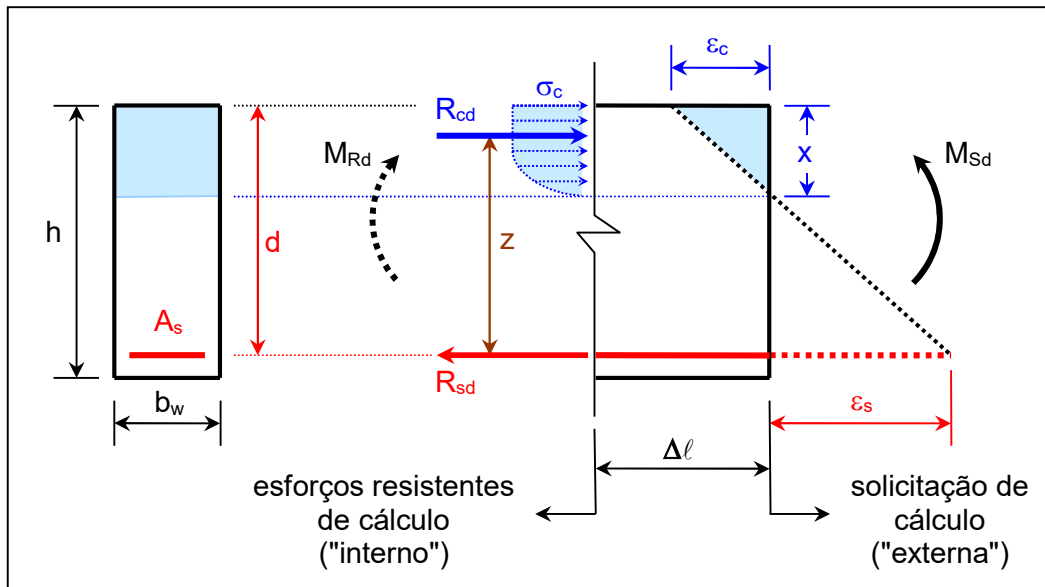


Figura 3.4 - Solicitações e resistências em viga de concreto armado

Na Figura 3.4, as dimensões, áreas, deformações, tensões, esforços e solicitações correspondem a:

- M_{Sd} solicitação de cálculo obtida da envoltória M_{Sd} (ações características - permanentes, variáveis, dinâmicas ou excepcionais - ponderadas pelos coeficientes γ_f e combinadas entre si definem a envoltória M_{Sd} , como mostrado no Exemplo 3.5, página 3-22);
- M_{Rd} esforço resistente de cálculo, binário dado pelo produto $R_{cd} z$ ou $R_{sd} z$;
- ϵ_c encurtamento (deformação) do concreto provocado pelo momento fletor solicitante de cálculo M_{Sd} ;
- ϵ_s alongamento (deformação) da armadura provocado pelo momento fletor solicitante de cálculo M_{Sd} ;
- σ_c tensão de compressão atuante na região de concreto comprimido decorrente do encurtamento (deformação) ϵ_c ;
- x posição da linha neutra (distância compreendida entre a fibra de concreto mais comprimida e a linha neutra);
- z braço de alavanca (distância entre os esforços resistentes de cálculo R_{cd} e R_{sd});
- d altura útil da viga (distância compreendida entre a fibra de concreto mais comprimida e o centro de gravidade da seção geométrica da armadura tracionada);
- b_w largura da viga;
- h altura da viga;
- A_s área da seção transversal da armadura tracionada;
- R_{cd} esforço resistente de cálculo, atuante na região de concreto comprimido, igual a $\int \sigma_c dA$;
- R_{sd} esforço resistente de cálculo, atuante na armadura tracionada, igual a $\sigma_s A_s$ (σ_s obtido do diagrama tensão-deformação do aço, através ϵ_s).

Na Figura 3.4, confrontando os valores de M_{Sd} e M_{Rd} , conclui-se:

- $M_{Rd} \gg M_{Sd}$
O trecho $\Delta \ell$ é seguro ($R_d > S_d$), com excesso de materiais. A seção transversal da viga não é econômica.
- $M_{Rd} > M_{Sd}$
O trecho $\Delta \ell$ é seguro ($R_d > S_d$), com sobra de materiais. A seção transversal da viga estará mais próxima da econômica quanto menor for a sobra de material.

- $M_{Rd} = M_{Sd}$

O trecho $\Delta \ell$ atinge o limite de segurança ($R_d = S_d$), com uso adequado de materiais. A seção transversal da viga mais econômica será aquela em que o balanço dos materiais (concreto e aço) atingir o menor custo.

- $M_{Rd} < M_{Sd}$

O trecho $\Delta \ell$ não é seguro ($R_d < S_d$), com falta de materiais. A seção transversal da viga tem que ser redimensionada.

O redimensionamento da seção transversal do trecho $\Delta \ell$ da viga pode ser feito alterando, de forma isolada ou combinada, os valores d , b_w ou A_s . A alteração das resistências do concreto ou do aço, embora possa ser feita, não constitui prática comum nos projetos de estrutura de concreto armado.

3.4.3 Esforços resistentes de cálculo

Os valores de cálculo dos esforços resistentes são determinados a partir dos valores de cálculo das resistências dos materiais adotados no projeto, ou das tensões resistentes de cálculo, como definido em 3.3.2.1 (página 3-26).

3.4.4 Esforços solicitantes de cálculo

As solicitações de cálculo são calculadas para a combinação de ações consideradas, de acordo com a análise estrutural, como apresentada na ABNT NBR 6118 - 14.

3.5 Simbologia específica

3.5.1 Símbolos base

b	menor dimensão da seção transversal de pilar ou pilar-pareder
b_w	largura da alma de viga
d	altura útil de viga
f_{cd}	resistência à compressão do concreto de cálculo
f_{ck}	resistência à compressão do concreto característica
f_{ckj}	resistência à compressão do concreto característica aos j dias
f_d	resistência de cálculo
f_k	resistência característica
$f_{k,inf}$	resistência característica inferior
$f_{k,sup}$	resistência característica superior
f_m	resistência média
f_{yd}	resistência ao escoamento do aço de cálculo
f_{yk}	resistência ao escoamento do aço característica
g_k	valor característico da ação permanente
h	altura de viga espessura de laje
ℓ	vão
q_k	valor característico da ação variável
t	tempo
t_0	início de contagem de tempo
t_∞	final da contagem de tempo
x	altura da linha neutra
z	braço de alavanca
A_s	área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
B	base
B_{bar}	base da barragem
D	efeito desfavorável das ações
$E_{ci}(t_0)$	módulo de elasticidade inicial do concreto no instante t_0

$E_{ci}(28)$	módulo de elasticidade inicial do concreto aos 28 dias
E_{rej}	ação variável instabilizante - empuxo do devido ao material de rejeito
ELS	estado-limite de serviço
ELU	estado-limite último
F	ações efeito favorável das ações
F_d	valor de cálculo das ações
$F_{d,fund}$	valor de cálculo das ações a serem considerados em projetos de fundações, quando nesses projetos será usado o método das tensões ou cargas admissíveis
$F_{d,ser}$	valor de cálculo das ações para combinações de serviço
F_{gik}	valor característico das ações permanentes diretas
F_{gk}	valor característico das ações permanentes diretas
F_k	valor característico das ações
$F_{k,i}$	valor característico das ações
$F_{k,inf}$	valor inferior característico das ações
$F_{k,sup}$	valor superior característico das ações
F_{nd}	valor de cálculo das ações não estabilizantes
F_{qjk}	valor característico das ações variáveis diretas
F_{qk}	valor característico das ações variáveis
$F_{qk,acid}$	valor característico de ação variável direta - carga acidental
$F_{qk,vento}$	valor característico de ação variável direta - carga do vento
F_{q1}	valor da ação variável direta principal
F_{q1exc}	valor característico da ação variável transitória excepcional
F_{q1k}	valor característico da ação variável direta principal
F_{sd}	valor de cálculo das ações estabilizantes
F_{egk}	valor característico das ações permanentes indiretas
F_{eqk}	valor característico das ações variáveis indiretas
G	representa as cargas variáveis em geral
G_k	valor característico da ação permanente direta
G_{nk}	valor característico da ação permanente instabilizante
$G_{pp,bar}$	ação permanente estabilizante - peso próprio da barragem
G_{sk}	valor característico da ação permanente estabilizante
H	altura horizontal
H_{rej}	altura do material de rejeito
H_x	força horizontal na direção x
H_y	força horizontal na direção y
M	momento fletor
$M_{d,emp,rej}$	momento desestabilizante devido ao empuxo do material de rejeito
$M_{d,pp,bar}$	momento estabilizante devido ao peso próprio da barragem
M_x	momento fletor na direção x
M_y	momento fletor na direção y
M_{Rd}	momento fletor resistente de cálculo
M_{Sd}	momento fletor solicitante de cálculo
N	força normal
N_z	força normal na direção z
N_{Rd}	força normal resistente de cálculo
N_{Sd}	força normal solicitante de cálculo
P	força

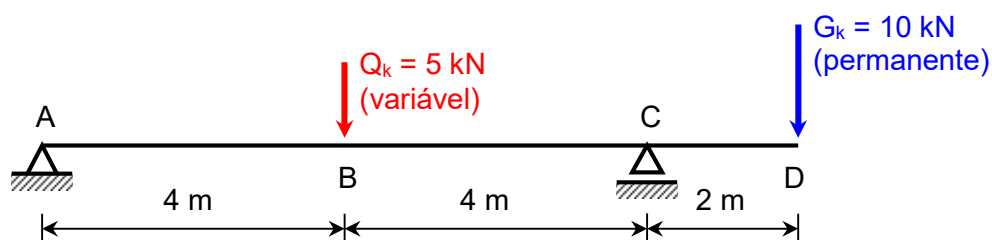
Q_{jk}	valor característico da ação variável instabilizante
Q_k	valor característico de ação variável direta - carga acidental
$Q_{s,min}$	valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante
Q_{1k}	valor característico da ação variável instabilizante considerada como principal
R_{cd}	esforço resistente de cálculo atuante na região de concreto comprimido
R_d	esforço resistente de cálculo esforço resistente considerado como estabilizante
R_{sd}	esforço resistente de cálculo atuante na armadura tracionada
S_d	solicitação de cálculo
$S(F_{nd})$	valor de cálculo das solicitações não estabilizantes
$S(F_{sd})$	valor de cálculo das solicitações estabilizantes
T	momento torçor representa os efeitos de temperatura
T_{Rd}	momento torçor resistente de cálculo
T_{Sd}	momento torçor solicitante de cálculo
V	força cortante Vertical
V_{Rd}	força cortante resistente de cálculo
V_{Sd}	força cortante solicitante de cálculo
W_k	valor característico de ação variável direta devida ao vento
β_1	coeficiente referente à resistência do concreto a j dias
$\delta_{k,sup}$	deslocamento de apoio (valor característico superior)
ε_c	deformação específica do concreto
$\varepsilon_c(t_\infty, t_0)$	deformação específica total do concreto entre os instantes t_0 e t_∞
$\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$	deformação específica do concreto devida à retração entre os instantes t_0 e t_∞
ε_s	deformação específica do aço à tração
γ_c	coeficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_f	coeficiente de ponderação das ações
$\gamma_{f,i}$	coeficiente de ponderação das ações
γ_{f1}	parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f que considera a variabilidade das ações
γ_{f2}	parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f que considera a simultaneidade de atuação das ações
γ_{f3}	parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações
γ_g	coeficiente de ponderação para ações permanentes diretas
γ_{gn}	coeficiente de ponderação para ações permanentes diretas instabilizantes
γ_{gs}	coeficiente de ponderação para ações permanentes diretas estabilizantes
γ_m	coeficiente de ponderação das resistências
γ_{m1}	parte do coeficiente de ponderação das resistências γ_m que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos
γ_{m2}	parte do coeficiente de ponderação das resistências γ_m que considera a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura
γ_{m3}	parte do coeficiente de ponderação das resistências γ_m que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências

γ_n	coeficiente de ajustamento (multiplicador de γ_f) que considera o aumento de probabilidade de ocorrência de desvios relativos e falhas na construção (aplicado a pilares, pilares-parede e lajes com espessura inferior a 19 cm)
γ_q	coeficiente de ponderação para as ações variáveis diretas coeficiente de ponderação para ações variáveis diretas instabilizantes
γ_{qs}	coeficiente de ponderação da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante
γ_s	coeficiente de ponderação da resistência do aço
γ_{eg}	coeficiente de ponderação para ações permanentes indiretas
γ_{eq}	coeficiente de ponderação para ações variáveis indiretas
$\varphi(t_\infty, t_0)$	limite para o qual tende o coeficiente de fluência provocado por carregamento aplicado em t_0
ρ_{conc}	massa específica do concreto
ρ_{rej}	massa específica do material de rejeito
σ	tensão normal
σ_c	tensão à compressão no concreto
$\sigma_c(t_0)$	tensão no concreto devida ao carregamento aplicado em t_0
σ_{Sd}	tensão normal solicitante de cálculo
σ_{Rd}	tensão normal resistente de cálculo
τ	tensão de cisalhamento
τ_{Sd}	tensão de cisalhamento solicitante de cálculo
τ_{Rd}	tensão de cisalhamento resistente de cálculo
ψ_0	fator de redução de combinação para ações variáveis - ELU
ψ_{0j}	fator de redução de combinação para ações variáveis diretas - ELU fator de redução de combinação para ações variáveis diretas instabilizantes
ψ_{0e}	fator de redução de combinação para ações variáveis indiretas - ELU
ψ_1	fator de redução de combinação freqüente - ELS
ψ_{1j}	fator de redução de combinação freqüente - ELS
ψ_2	fator de redução de combinação quase permanente - ELS
ψ_{2j}	fator de redução de combinação quase permanente - ELS
$\Delta \ell$	trecho de viga

3.6 Exercícios

Ex. 3.1: Determinar, para a viga abaixo indicada, a envoltória do diagrama das forças cortantes solicitantes de cálculo (V_{Sd}), considerando ações diretas, estado-limite último, combinações últimas normais e peso próprio desprezível. Admitir:

- estrutura qualquer, onde as combinações das ações que consideram o efeito favorável das cargas permanentes ($\gamma_g = 1,0$) precisam ser consideradas; e
- estrutura usual de edifício onde as combinações das ações que consideram o efeito favorável das cargas permanentes ($\gamma_g = 1,0$) não precisam ser consideradas.

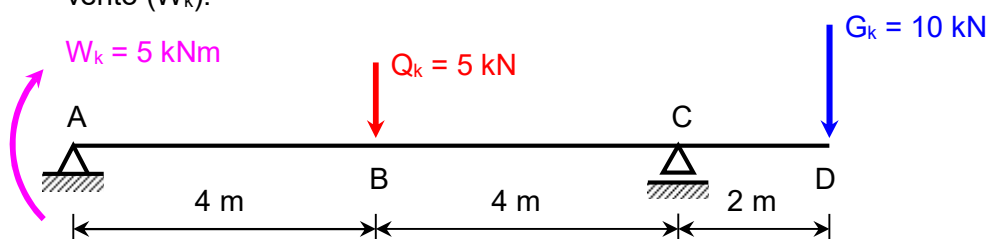


Ex. 3.2: Determinar, para a viga abaixo indicada, a envoltória do diagrama de momentos fletores solicitantes de cálculo (M_{sd}), considerando

- combinação última normal;
- combinação última especial (Q_k corresponde ao carregamento especial);
- combinação última excepcional (Q_k corresponde ao carregamento excepcional);
- combinação quase permanente de serviço;
- combinação freqüente de serviço; e
- combinação rara de serviço.

A viga, cujo peso próprio pode ser desprezado, é parte de uma estrutura usual de edifício residencial, cujas ações (cargas) são provenientes de:

- peso de elementos construtivos (G_k);
- carga acidental (Q_k); e
- vento (W_k).

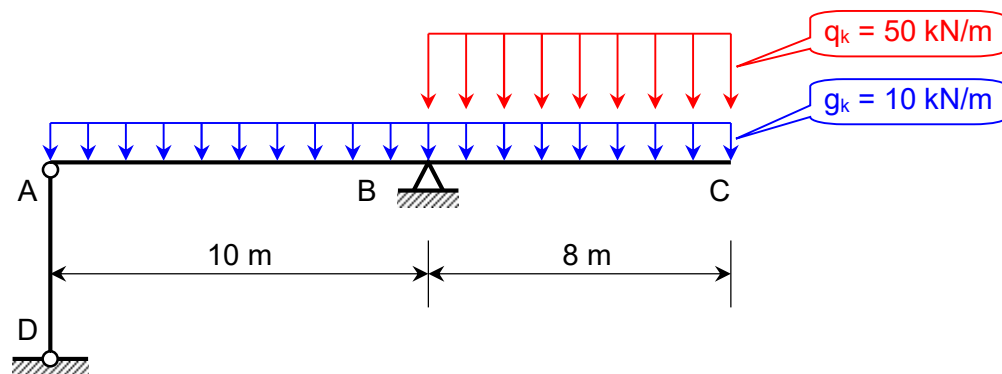


Ex. 3.3: Determinar as solicitações de cálculo (N_{sd}) atuantes na barra AD. A estrutura é de um edifício residencial, cujas ações (cargas) são provenientes de:

- peso próprio da viga AC mais elementos construtivos (g_k);
- carga acidental (q_k).

Considerar:

- estado-limite último, combinações últimas normais, e
- estado-limite de serviço, combinação quase permanente.

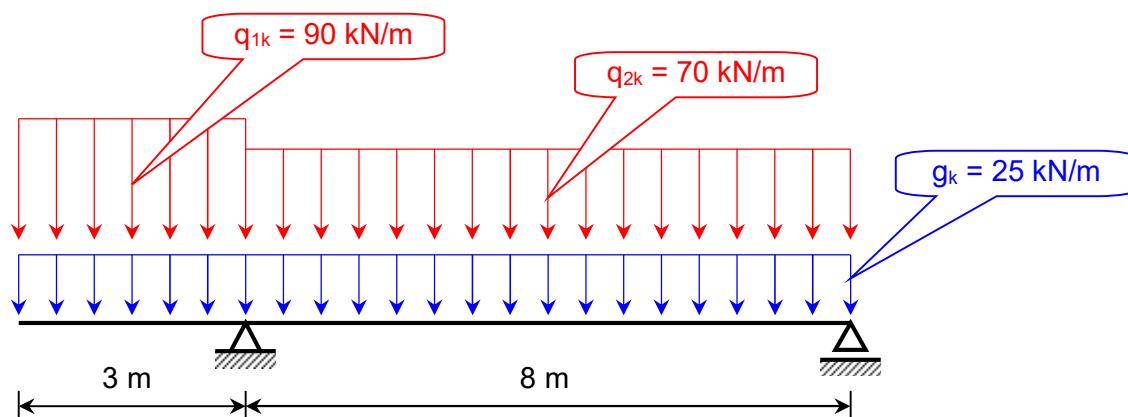


Ex. 3.4: Determinar, para a viga abaixo indicada, a envoltória do diagrama de momentos fletores solicitantes de cálculo (M_{sd}) e a envoltória do diagrama das forças cortantes solicitantes de cálculo (V_{sd}). O carregamento g_k (carga permanente) corresponde a uma ação permanente direta e os carregamentos q_{1k} e q_{2k} (cargas acidentais de mesma natureza⁷) correspondem a ações variáveis diretas independentes, ou seja, podem atuar simultaneamente ou não.

Considerar:

- estado-limite último, combinações últimas normais, e
- estrutura de edifício onde as combinações das ações que consideram o efeito favorável das cargas permanentes ($\gamma_g = 1,0$) precisam ser consideradas.

⁷ As cargas q_{1k} e q_{2k} são de mesma natureza. Isto vale dizer que ambas representam a ação variável direta considerada como **principal** (ambas correspondem ao índice 1 da Equação 3.6 (página 3-9), dependendo qual delas esteja sendo considerada). Mesmo que as cargas possam atuar simultaneamente, não se implica o fator ψ_0 pois as cargas são de mesma natureza.



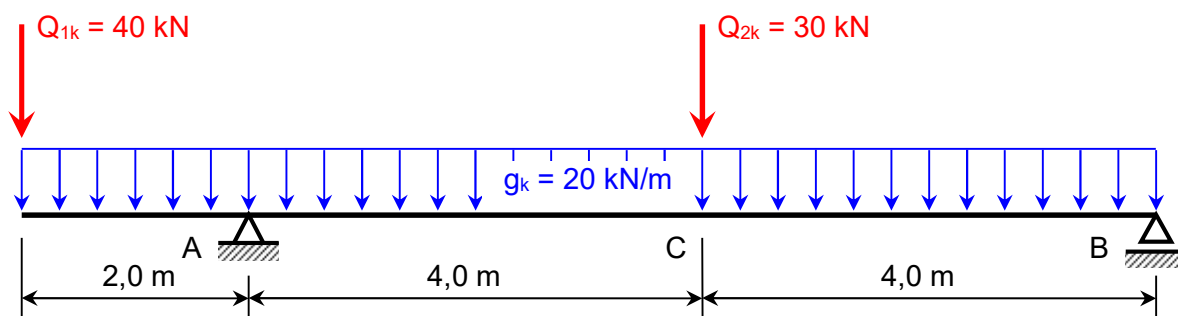
Ex. 3.5: Deseja-se dimensionar a viga de concreto armado abaixo indicada. Para tanto, é necessário determinar os momentos fletores solicitantes de cálculo (M_{sd}) nas seções A (apoio do balanço) e C (meio do vão AB). Levando-se em consideração os coeficientes de ponderação das ações estabelecidos na ABNT NBR-6118, por meio de uma combinação de carregamentos, determine a envoltória de solicitações e avalie os momentos fletores solicitantes de cálculo nas seções A e C.

Considerar:

- estado-limite último, combinações últimas normais;
 - ações permanentes diretas desfavoráveis: $\gamma_g = 1,4$
 - ações variáveis diretas desfavoráveis: $\gamma_q = 1,4$
 - ações variáveis diretas favoráveis: $\gamma_q = 0,0$
- cargas variáveis diretas⁸ Q_{1k} e Q_{2k} correspondendo a cargas acidentais de mesma natureza (não considera ψ_0), independentes, podendo atuar simultaneamente ou não; e
- carga permanente direta g_k atuando simultaneamente ao longo de toda viga.

Obs:

- não considerar ação permanente direta favorável ($\gamma_g = 1,0$); e
- apresentar a envoltória de modo esquemático, destacando, apenas, os valores exatos dos momentos fletores em A e C.



Ex. 3.6: Determinar, para a viga abaixo indicada, os máximos momentos solicitantes de cálculo (positivo e negativo) na seção do meio do vão AB, considerando as possíveis combinações de cálculo, os coeficientes de ponderação, e os fatores de redução de combinações de ações segundo a ABNT NBR 6118.

A viga está submetida a uma ação permanente direta uniformemente distribuída g_k igual a 20 kN/m e a duas ações variáveis diretas, quais sejam, Q_k igual a 180 kN e W_k igual a 300 kNm. As ações variáveis, por serem de diferentes naturezas (independentes), atuam simultaneamente ou não.

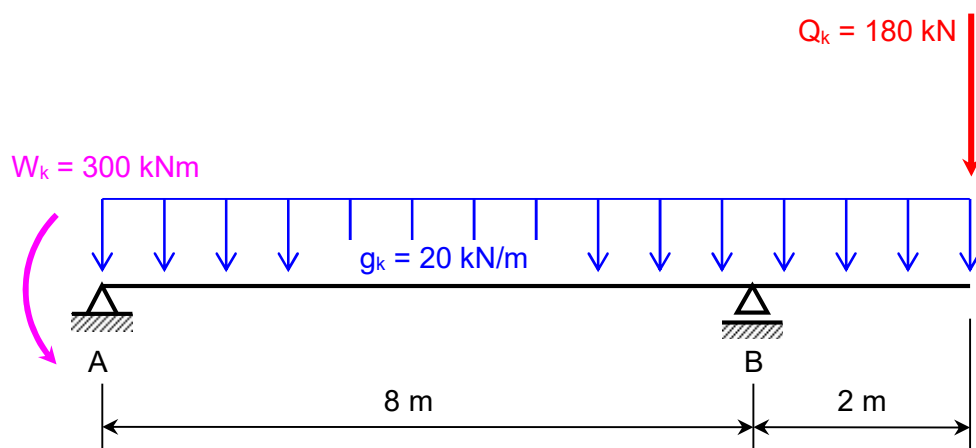
A viga, é parte de uma estrutura cujas ações (cargas) são provenientes de:

⁸ Para as cargas Q_{1k} e Q_{2k} valem as observações (rodapé) apresentadas para as cargas q_{1k} e q_{2k} do Ex. 3.4.

- peso de elementos construtivos, inclusive peso próprio da viga (g_k);
- carga acidental (Q_k); e
- vento (W_k).

Considerar:

- combinações normais,
- coeficientes de ponderação de ações (γ_f):
 - ações permanentes diretas favoráveis: $\gamma_g = 1,0$
 - ações permanentes diretas desfavoráveis: $\gamma_g = 1,4$
 - ações variáveis diretas favoráveis: $\gamma_q = 0,0$
 - ações variáveis diretas desfavoráveis: $\gamma_q = 1,4$
- fatores de redução de combinações de ações (ψ_0):
 - carga acidental (Q_k): $\psi_0 = 0,70$
 - vento (W_k): $\psi_0 = 0,60$



Ex. 3.7: Determinar, para a viga abaixo indicada, os máximos momentos solicitantes de cálculo (positivo e negativo) na seção do meio do vão AB, considerando as possíveis combinações de cálculo, os coeficientes de ponderação, e os fatores de redução de combinações de ações segundo a ABNT NBR 6118.

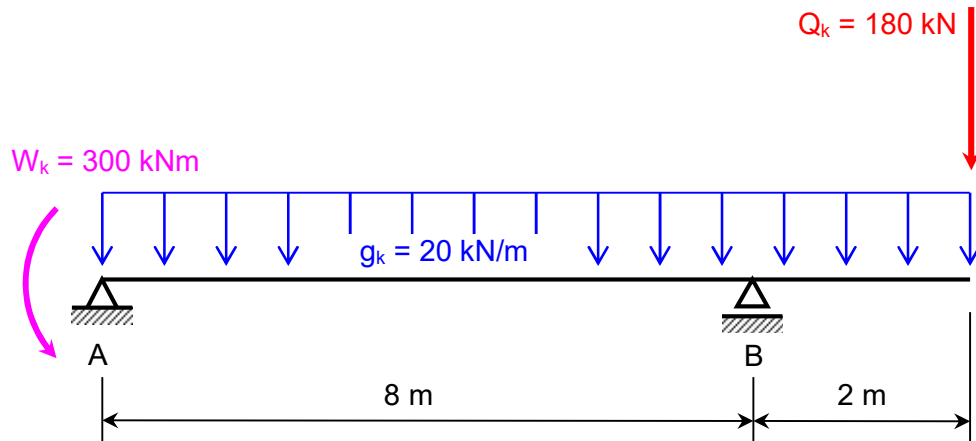
A viga está submetida a uma ação permanente direta uniformemente distribuída g_k igual a 20 kN/m e a duas ações variáveis diretas, quais sejam, Q_k igual a 180 kN e W_k igual a 300 kNm. As ações variáveis, por serem de diferentes naturezas (independentes), atuam simultaneamente ou não.

A viga, é parte de uma estrutura cujas ações (cargas) são provenientes de:

- peso de elementos construtivos, inclusive peso próprio da viga (g_k);
- carga acidental (Q_k); e
- vento (W_k).

Considerar:

- combinações normais,
- coeficientes de ponderação de ações (γ_f):
 - ações permanentes diretas favoráveis: $\gamma_g = 1,0$
 - ações permanentes diretas desfavoráveis: $\gamma_g = 1,4$
 - ações variáveis diretas favoráveis: $\gamma_q = 0,0$
 - ações variáveis diretas desfavoráveis: $\gamma_q = 1,4$
- fatores de redução de combinações de ações (ψ_0):
 - carga acidental (Q_k): $\psi_0 = 0,70$
 - vento (W_k): $\psi_0 = 0,60$

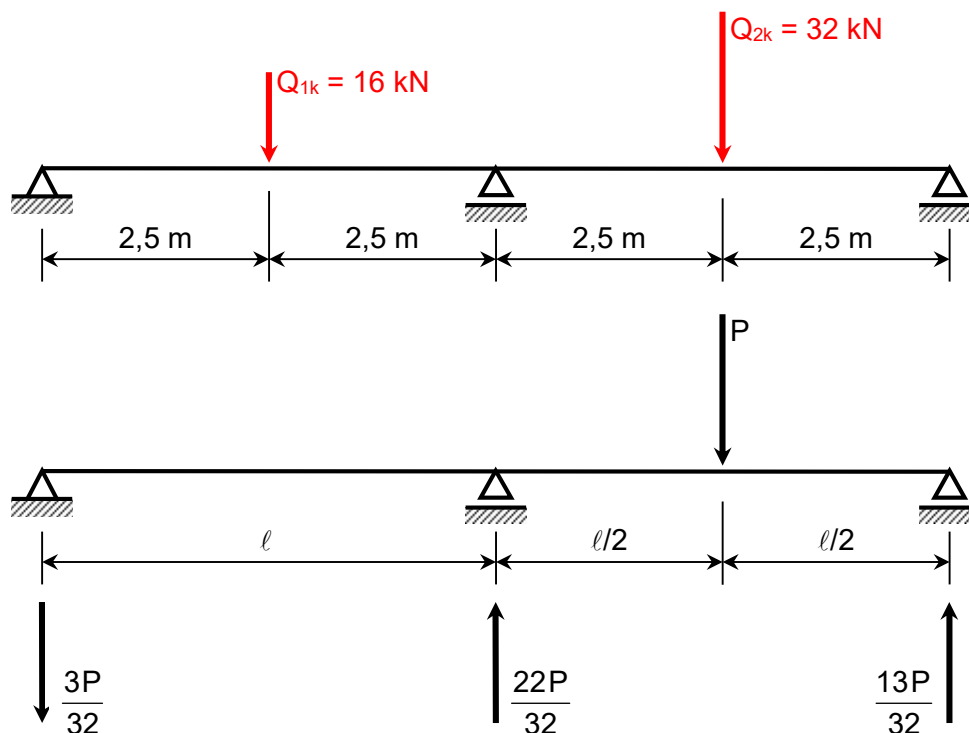


Ex. 3.8: Determinar, para a viga abaixo indicada, a envoltória do diagrama de momentos fletores solicitantes de cálculo (M_{Sd}) e do diagrama de forças cortantes solicitantes de cálculo (V_{Sd}), admitindo:

- ações diretas;
- estado-limite último;
- combinações normais, ($\gamma_g = 1,4$ e $\gamma_q = 1,4$); e
- peso próprio desprezível.

Considerar:

- cargas Q_{1k} e Q_{2k} como acidentais⁹ (valores característicos) de mesma natureza (não considera ψ_0); e
- cargas Q_{1k} e Q_{2k} como independentes (atuam simultaneamente ou não);



Ex. 3.9: Certa ponte de concreto armado deve ser projetada para suportar as passagens eventuais, simultâneas ou não, de dois veículos de carga, tal como ilustrado na figura. Sabe-se que as rodas dos veículos transmitem à estrutura cargas concentradas de 75 kN cada uma (valor característico). Para a posição indicada na figura, determine, no estado-limite último, as reações de apoio máxima e mínima (valores de cálculo) sobre o apoio correspondente à viga V01

⁹ Para as cargas Q_{1k} e Q_{2k} valem as observações (rodapé) apresentadas para as cargas q_{1k} e q_{2k} do Ex. 3.4.

(apoio A). Considere as combinações de carregamento exigidas para a situação e os coeficientes de ponderação recomendados pela ABNT NBR 6118, tanto no sentido favorável quanto no sentido desfavorável das ações atuantes.

Considerar:

- carga permanente uniformemente distribuída: 40 kN/m (valor característico); e
- coeficientes de ponderação para as ações da ABNT NBR-6118, combinações normais:
 - ações permanentes diretas favoráveis: $\gamma_g = 1,0$
 - ações permanentes diretas desfavoráveis: $\gamma_g = 1,3$
 - ações variáveis diretas favoráveis: $\gamma_q = 0,0$
 - ações variáveis diretas desfavoráveis: $\gamma_q = 1,4$

Obs:

- os pesos próprios das partes da estrutura estão incluídos nos carregamentos.

