

Modulo S • Strade, muri di sostegno, ponti

Unità didattica 2 • Muri di sostegno

TESTO DM 88			NTC (par. 6.5.3.1.1, capitolo 7.11) CIRC. (parr. C6.5, C7)
Par.	Riferimento		
2.10	<b>Pag. 148</b> <b>Muri di sostegno:</b> <b>verifiche di stabilità</b> <b>e calcolo delle pareti</b>	Le verifiche dei muri di sostegno sono svolte nel testo secondo il DM 88 e, coerentemente, con il metodo delle tensioni ammissibili.	Le parti utili allo svolgimento dell'esercizio, comprese le tabelle necessarie, sono riportate nella scheda S.1.
	La scheda S.1 riporta anche le verifiche a ribaltamento, slittamento e schiacciamento del terreno di un muro già calcolato con le vecchie normative, condotte ora secondo le prescrizioni delle NTC, in gran parte parallele a quelle relative alle fondazioni.		

**SCHEDA S.1** Verifiche dei muri di sostegno

NTC (par. 5.3.1.1)

**Normativa**

Per i muri di sostegno, o per altre strutture miste a essi assimilabili, devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*:
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - ribaltamento.

- *SLU di tipo strutturale (STR)*:
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

In ogni caso si deve accertare che sia soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2 + M2 + R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I:

- Approccio 1: Combinazione 1 (A1 + M1 + R1), Combinazione 2 (A2 + M2 + R2);
- Approccio 2: (A1 + M1 + R3).

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

**Tabella 6.2.I** Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (¹)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(¹) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (per esempio i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II/Tabella N.8** Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (SLU)

Parametro	Simbolo	M1	M2
Angolo di attrito	$\varphi$	1	1,25
Coesione drenata	$c'$	1	1,25
Coesione non drenata	$c_u$	1	1,40
Peso specifico	$\gamma$	1	1

**Tabella 6.5.I** Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_r$		
	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	1,0	1,0	1,4
Scorrimento	1,0	1,0	1,1
Resistenza del terreno a valle	1,0	1,0	1,4

**Esempio**

Si eseguano secondo le prescrizioni delle NTC le verifiche agli stati limite di ribaltamento, di scorrimento e di collasso per carico limite del muro già calcolato, con il metodo delle tensioni ammissibili, nel paragrafo 2.10, pag. 147. Si faccia riferimento alla figura S.72. I parametri caratteristici del terreno sono:

- angolo di attrito interno:  $\varphi = 32^\circ$ ;
- peso specifico del terreno:  $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$ .

Con questi parametri si calcolano i valori caratteristici delle spinte:

$$k_a = \text{tg}^2(45 - 32/2) = 0,307$$

$$S_d(t) = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H^2 \cdot k_a = 41,75 \text{ kN}$$

applicata alla quota  $y_1 = H/3 = 4/3 = 1,33 \text{ m}$

$$S_d(q) = q \cdot k_a \cdot H = 10 \cdot 0,307 \cdot 4 = 12,28 \text{ kN}$$

applicata alla quota  $y_2 = H/2 = 4/2 = 2,00 \text{ m}$

I pesi nominali agenti sono:

$$W_1 = 0,30 \cdot 3,60 \cdot 1 \cdot 25 = 27 \text{ kN}$$

$$W_2 = 0,40 \cdot 2,20 \cdot 1 \cdot 25 = 22 \text{ kN}$$

$$W_t = 1,40 \cdot 3,60 \cdot 1 \cdot 17 = 85,68 \text{ kN}$$

$$W_q = 10 \cdot 1 \cdot 1,40 = 14 \text{ kN}$$

Tutti i valori precedenti, caratteristici e nominali, si utilizzano direttamente nelle verifiche con il metodo alle tensioni ammissibili. Procedendo agli stati limite, invece, occorre intervenire sugli stessi valori utilizzando opportuni coefficienti parziali. ▶

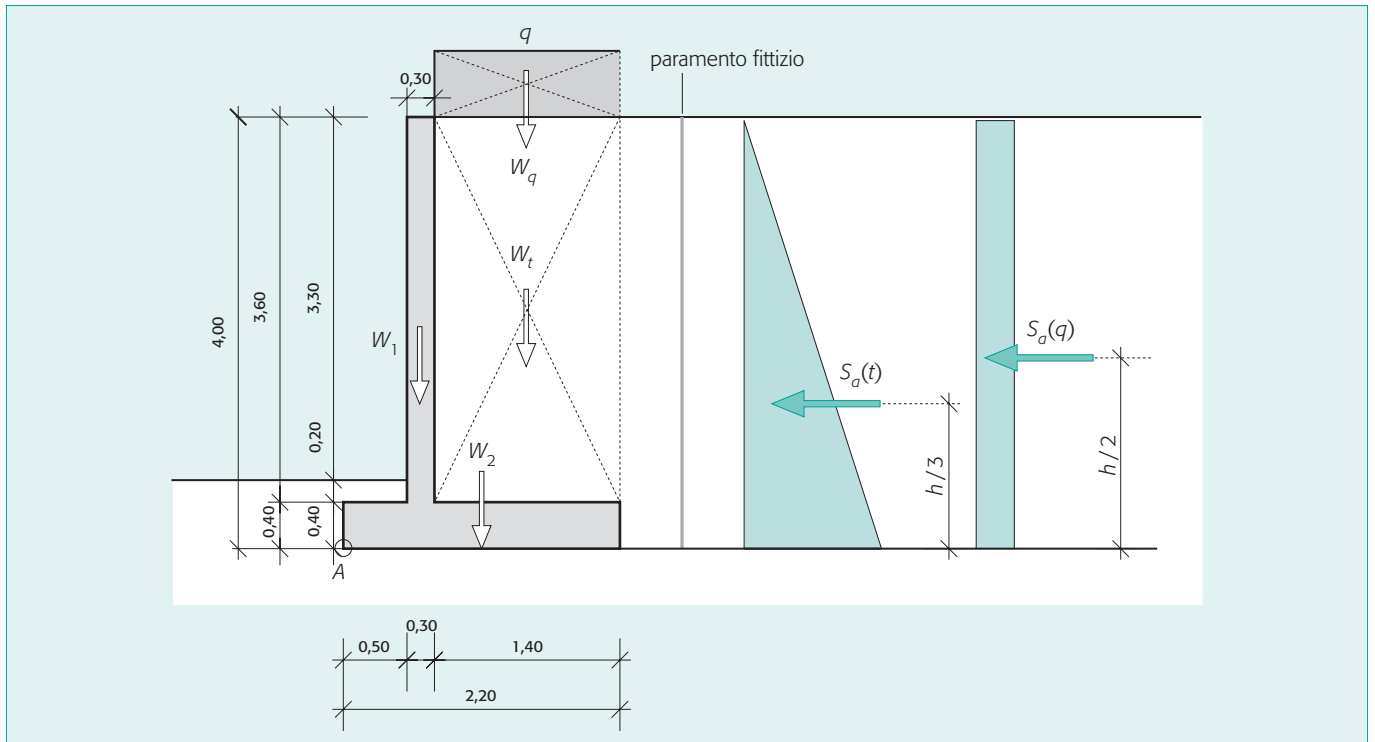


FIGURA S.72

**Verifica allo stato limite di ribaltamento**

Secondo la norma, questo stato limite deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido.

Approccio: EQU + M2 + R2

Calcolo dell'azione  $E_d$  (momento spingente). I valori caratteristici dei parametri geotecnici vanno corretti utilizzando i coefficienti parziali del gruppo (M2) della tabella 6.2.II. Si ha quindi:

- angolo di attrito interno:  $\varphi = 32/1,25 = 25,6^\circ$ ;
- peso specifico del terreno:  $\gamma_t = 17 \cdot 1 = 17 \text{ kN/m}^3$

e, di conseguenza:

$$k_a = \text{tg}^2(45 - 25,6/2) = 0,396$$

$$S(t) = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H^2 \cdot k_a = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 4^2 \cdot 0,396 = 53,85 \text{ kN}$$

$$S(q) = q \cdot k_a \cdot H = 10 \cdot 0,396 \cdot 4 = 15,84 \text{ kN}$$

Applicando ora i coefficienti parziali della tabella 2.6.I, colonna (EQU), si hanno infine le spinte di calcolo:

$$S_d(t) = 1,1 \cdot S(t) = 1,1 \cdot 53,85 = 59,23 \text{ kN}$$

$$S_d(q) = 1,5 \cdot q \cdot k_a \cdot H = 1,5 \cdot 15,84 = 23,76 \text{ kN}$$

e il momento spingente di calcolo:

$$M_{sd} = 59,23 \cdot 1,33 + 23,76 \cdot 2 = 126,29 \text{ kNm}$$

Si ha infine:

$$E_d = M_{sd} = 126,29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Calcolo della resistenza  $R_d$  (momento resistente). Le azioni di calcolo si determinano moltiplicando le azioni nominali per i coefficienti parziali della tabella 2.6.I, colonna (EQU). Quindi:

- i carichi permanenti (favorevoli)  $W_1, W_2$  e  $W_t$  vanno moltiplicati per il coefficiente parziale  $\gamma_{G1} = 0,9$ ;
- il carico variabile  $W_q$  (favorevole) va moltiplicato per il coefficiente parziale  $\gamma_Q = 0$ .

Si ha quindi, riassumendo:

Azioni di calcolo (kN)	Distanze da A (m)	Momenti resistenti (kNm)
$W_{1d} = 27 \cdot 0,9 = 24,30$	0,65	15,80
$W_{2d} = 22 \cdot 0,9 = 19,80$	1,10	21,78
$W_{td} = 85,68 \cdot 0,9 = 77,11$	1,50	115,66
$W_{qd} = 14 \cdot 0 = 0,00$	1,50	0,00
		$M_{Rd} = 153,24$

Ponendo uguale a 1 il coefficiente parziale  $\gamma_{Rd}$  riduttore della resistenza, si ha infine:

$$R_d = \frac{M_{Rd}}{\gamma_{Rd}} = 153,24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La verifica è soddisfatta, essendo:

$$E_d < R_d$$

**Verifica allo stato limite di scorrimento sul piano di posa**

Approccio: A1 + M1 + R3

Calcolo dell'azione  $E_d$  (componente orizzontale delle forze agenti). I valori di calcolo dei parametri geotecnici coincidono con i corrispondenti valori caratteristici, perché tutti i coefficienti parziali del gruppo (M1) della tabella 6.2.II hanno valore unitario. Si ha quindi:

- $\varphi = 32^\circ$ ;
- $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$ ;

e, di conseguenza:

$$S(t) = 41,75 \text{ kN}$$

$$S(q) = 12,28 \text{ kN}$$

Applicando ora i coefficienti parziali della tabella 6.II.1, colonna (A1), si hanno le spinte di calcolo e, infine, la forza orizzontale totale:

$$S_d = 1,3 \cdot 41,75 + 1,5 \cdot 12,28 = 72,69 \text{ kN}$$

Modulo S • Strade, muri di sostegno, ponti

che coincide con l'azione di progetto:

$$E_d = 72,69 \text{ kN}$$

Calcolo della resistenza  $R_d$  (forza di attrito). Ai pesi nominali agenti:

$$\begin{aligned} W_1 &= 27 \text{ kN} \\ W_2 &= 22 \text{ kN} \\ W_t &= 85,68 \text{ kN} \\ W_q &= 14 \text{ kN} \end{aligned}$$

vanno applicati i coefficienti parziali della tabella 2.6.I, colonna (A2), ottenendo i pesi di calcolo:

$$\begin{aligned} W_{1d} &= 27 \cdot 1 = 27 \text{ kN} \\ W_{2d} &= 22 \cdot 1 = 22 \text{ kN} \\ W_{td} &= 85,68 \cdot 1 = 85,68 \text{ kN} \\ W_{qd} &= 14 \cdot 0 = 0 \end{aligned}$$

e il peso totale:

$$W_d = 134,68 \text{ kN}$$

Ponendo:

- $f = \text{tg } \varphi = \text{tg } 32^\circ = 0,62$ ;
- $\gamma_R = 1,1$  (tab. 6.5.I, colonna R3);

si ha:

$$R_d = f \frac{W_d}{\gamma_R} = 0,62 \cdot \frac{134,68}{1,1} = 75,9 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta, essendo:

$$E_d < R_d$$

Verifica allo SLU di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Approccio: A1 + M1 + R3

Calcolo dell'azione  $E_d$  (componente verticale delle forze agenti). Ai pesi nominali agenti:

$$\begin{aligned} W_1 &= 27 \text{ kN} \\ W_2 &= 22 \text{ kN} \\ W_t &= 85,68 \text{ kN} \\ W_q &= 14 \text{ kN} \end{aligned}$$

vanno applicati i coefficienti parziali della tabella 2.6.I, colonna (A1), ottenendo i pesi di calcolo:

$$\begin{aligned} W_{1d} &= 27 \cdot 1,3 = 35,1 \text{ kN} \\ W_{2d} &= 22 \cdot 1,3 = 28,6 \text{ kN} \\ W_{td} &= 85,68 \cdot 1,3 = 111,38 \text{ kN} \\ W_{qd} &= 14 \cdot 1,5 = 21,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

e quindi il peso totale:

$$W_d = N_d = 196,08 \text{ kN}$$

Si ha quindi

$$E_d = 196,08 \text{ kN}$$

Il momento di questa forza rispetto al punto A, che coincide con il momento resistente, è dato da:

$$M_R = 35,1 \cdot 0,65 + 28,6 \cdot 1,10 + 111,38 \cdot 1,50 + 21,00 \cdot 1,50 = 252,84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Per trovare l'eccentricità della forza occorre determinare anche il momento spingente  $M_S$ . I valori di calcolo dei parametri geotecnici coincidono con i corrispondenti valori caratteristici, perché tutti i coefficienti parziali del gruppo (M1) della tabella 6.2.II hanno valore unitario. Si ha quindi, come nel caso precedente:

$$\begin{aligned} S(t) &= 41,75 \text{ kN} \\ S(q) &= 12,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tali spinte vanno moltiplicate per i coefficienti parziali della tabella 6.II.1, colonna (A1). Si ha quindi:

$$\begin{aligned} S_d(t) &= 1,3 \cdot 41,75 = 54,27 \text{ kN} \\ S_d(q) &= 1,5 \cdot 12,28 = 18,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

Il momento spingente vale:

$$M_S = 54,27 \cdot 1,33 + 18,42 \cdot 2 = 89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Si ha quindi:

$$\begin{aligned} u &= M_R - \frac{M_S}{N_d} = 252,84 - \frac{89}{196,08} = 0,83 \text{ m} \\ e &= \frac{B}{2} - u = 1,10 - 0,83 = 0,27 \text{ m} \end{aligned}$$

Calcolo dell'azione  $R_d$  (capacità portante del terreno). Data l'eccentricità del carico, è necessario utilizzare la formula di Brinch-Hansen, che si differenzia dalla formula (N.1) di Terzaghi (Modulo N, paragrafo 1.8) solo per l'insieme dei coefficienti correttivi posti tra parentesi. In questo caso la formula diventa:

$$q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N_q(d_q i_q) + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_c(d_c i_c)$$

dove:

- $\gamma = 1,7 \text{ N/m}^3$  è il peso specifico del terreno;
- $D = 0,60 \text{ m}$  è la profondità del piano di posa della fondazione;
- $B = 2,20 \text{ m}$  è la larghezza della fondazione;
- $N_c$  e  $N_q$  sono coefficienti che si ricavano dalla tabella N.7 in funzione dell'angolo di attrito  $\varphi$  (si ha, interpolando:  $N_c = 20,79$ ,  $N_q = 23,18$ );
- i coefficienti  $d$  e  $i$  tengono conto, rispettivamente, della profondità della fondazione e dell'inclinazione del carico e sono ricavati da formule semiempiriche (1).

Sostituendo, si ha:

$$\begin{aligned} q_{lim} &= 17 \cdot 0,60 \cdot 23,18 \cdot 1,17 \cdot 0,66 + \\ &+ 0,5 \cdot 17 \cdot 3 \cdot 20,79 \cdot 0,40 = 182,57 + 212 = 349,57 \text{ N/m} \end{aligned}$$

che si immagina distribuito su una larghezza efficace della fondazione pari a

$$B - 2e = 2,20 - 2 \cdot 0,27 = 1,66 \text{ m}$$

Si ha quindi:

$$Q_{lim} = 349,57 \cdot 1,66 = 580 \text{ kN}$$

Il coefficiente parziale  $\gamma_R = 1,4$  riduttore della resistenza si ricava dalla tabella 6.5.I, colonna (R3). Si ottiene infine:

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{580}{1,4} = 414,28 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta, essendo:

$$E_d < R_d$$

(1) Calcolo dei coefficienti di profondità  $d$

$$\begin{aligned} D/B &= 0,60/2,20 = 0,273 \\ d_q &= 1 + 2 \text{tg } 32^\circ (1 - \text{sen } 32^\circ) \cdot 0,273 = 1,17 \\ d_c &= 1 \end{aligned}$$

Calcolo dei coefficienti di inclinazione  $i$

Componente orizzontale del carico:

$$S = 54,27 + 18,42 = 72,69 \text{ kN}$$

Componente verticale del carico:

$$\begin{aligned} N &= 196,08 \text{ kN} \\ S/N &= 72,69/196,08 = 0,37 \\ i_q &= (1 - 0,5 \cdot 0,37)^2 = 0,66 \\ i_c &= (1 - 0,7 \cdot 0,37)^2 = 0,40 \end{aligned}$$

Modulo S • Strade, muri di sostegno, ponti

TESTO DM 88		NTC (par. 6.5.3.1.1, capitolo 7.11) CIRC. (parr. C6.5, C7)																		
Par.	Riferimento																			
2.12	<b>Pag. 156</b> <b>Progettazione sismica dei muri di sostegno</b>	<p>Coefficiente sismico orizzontale</p> $k_h = (S \cdot a_g)/(g \cdot r)$ <p>con <math>r = 2</math> per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno. Altrimenti, e in ogni caso per terreni coerenti saturi, <math>r = 1</math>.</p>	<p>Formula (7.11.6):</p> $k_h = \beta_m (S_s S_T) a_g/g$ <p>con <math>\beta_m</math> (coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito) ricavabile dalla tabella 7.11.II.</p> <p><b>Tabella 7.11.II</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Categoria del sottosuolo</th> </tr> <tr> <th>A</th> <th>B, C, D, E</th> </tr> <tr> <th></th> <th><math>\beta_m</math></th> <th><math>\beta_m</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>0,2 &lt; a_g(g) \leq 0,4</math></td> <td>0,31</td> <td>0,31</td> </tr> <tr> <td><math>0,1 &lt; a_g(g) \leq 0,2</math></td> <td>0,29</td> <td>0,24</td> </tr> <tr> <td><math>a_g(g) \leq 0,1</math></td> <td>0,20</td> <td>0,18</td> </tr> </tbody> </table> <p>Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente <math>\beta_m</math> assume valore unitario.</p>		Categoria del sottosuolo		A	B, C, D, E		$\beta_m$	$\beta_m$	$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31	$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24	$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18
	Categoria del sottosuolo																			
	A	B, C, D, E																		
	$\beta_m$	$\beta_m$																		
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31																		
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24																		
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18																		

Si riporta uno schema degli approcci progettuali per le verifiche non sismiche e sismiche dei muri di sostegno.	SLU	Approccio	Tipo di verifica	Combinazione	Coefficiente di resistenza $\gamma_R$
	Ribaltamento (EQU)	1 o 2	Non sismica	EQU + M2 + R2	1,0
			Sismica	EQU (*) + M2 + R2	1,0
	Scorrimento (GEO)	2	Non sismica	A1 + M1 + R3	1,1
			Sismica	A1 (*) + M1 + R3	1,1
	Capacità portante (GEO)	2	Non sismica	A1 + M1 + R3	1,4
Sismica			A1 (*) + M1 + R3	1,4	
(*) Assumere coefficienti parziali tutti unitari!					

Unità didattica 3 • Ponti

TESTO DM 4 maggio 1990, <i>Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali</i> CM 34233 del 25 febbraio 1991, <i>Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali</i> DM 2005		NTC (par. 5.1) CIRC. (capitolo C5)	
Par.	Riferimento		
3.6	<b>Pag. 190</b> <b>Carichi mobili <math>q_i</math></b>	<p>Per il calcolo degli elementi strutturali si devono considerare i seguenti schemi di <b>carichi mobili</b>.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>q_{1,a}</math>: carico dovuto a un mezzo convenzionale a tre assi da 600 kN, con ingombro di 15 m x 3,5 m</li> <li><math>q_{1,b}</math>: carico uniforme ripartito linearmente di 30 kN/m, disposto lungo l'asse di una corsia di ingombro (3,5 m); se la lunghezza del ponte lo consente, il carico <math>q_{1,b}</math> va combinato nel modo più sfavorevole con il carico <math>q_{1,a}</math></li> <li><math>q_{1,c}</math>: carico isolato da 100 kN, con impronta quadrata di 0,3 m di lato</li> <li><math>q_{1,d}</math>: carico isolato da 10 kN, con impronta quadrata di 0,7 m di lato</li> <li><math>q_{1,e}</math>: carico uniforme arealmente ripartito di 4 kN/m<sup>2</sup></li> </ul>	<p><b>Par. 5.1.3.3.3</b></p> <p>Le <b>azioni variabili del traffico</b>, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:</p> <p><b>SC 1:</b> è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.</p> <p><b>SC 2:</b> è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m e altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.</p> <p><b>SC 3:</b> è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.</p> <p><b>SC 4:</b> è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.</p> <p><b>SC 5:</b> costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>.</p>

Modulo S • Strade, muri di sostegno, ponti

TESTO

DM 4 maggio 1990, *Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali*  
 CM 34233 del 25 febbraio 1991, *Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali*  
 DM 2005

NTC (par. 5.1)  
 CIRC. (capitolo C5)

Par.	Riferimento
------	-------------

Sono stati evidenziati gli schemi relativi ai carichi variabili da traffico competenti al calcolo dei ponti di terza categoria (passerelle pedonali).

Si segnala, in proposito, che la circolare esplicativa contiene un intero paragrafo (C5.1.4.9) dedicato ai ponti di terza categoria.

«Per i ponti di terza categoria si deve considerare lo schema di carico 4 (*folla compatta*) applicato su tutta la parte sfavorevole della superficie d'influenza.

L'intensità del carico, comprensiva degli effetti dinamici, è di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Tuttavia, quando si possa escludere la presenza di folla compatta, come accade per ponti in zone scarsamente abitate, l'intensità del carico può essere ridotta, previa adeguata giustificazione, a

$$(C5.1.2) \quad 2,50 \text{ kN/m}^2 \leq q_{f,r} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \leq 5,00 \text{ kN/m}^2$$

dove  $L$  è la lunghezza della stesa di carico in m.

Qualora sia necessario considerare la presenza di un veicolo sul ponte per operazioni di manutenzione o di soccorso, si può considerare lo schema di carico costituito da due assi di peso  $Q_{sv1} = 40 \text{ kN}$  e  $Q_{sv2} = 80 \text{ kN}$ , comprensivi degli effetti dinamici, con carreggiata di 1,3 m e interasse 3,0 m. L'impronta di ciascuna ruota può essere considerata quadrata di lato 20 cm. A questo schema può essere associata una forza orizzontale di frenamento pari al 60% del carico verticale.

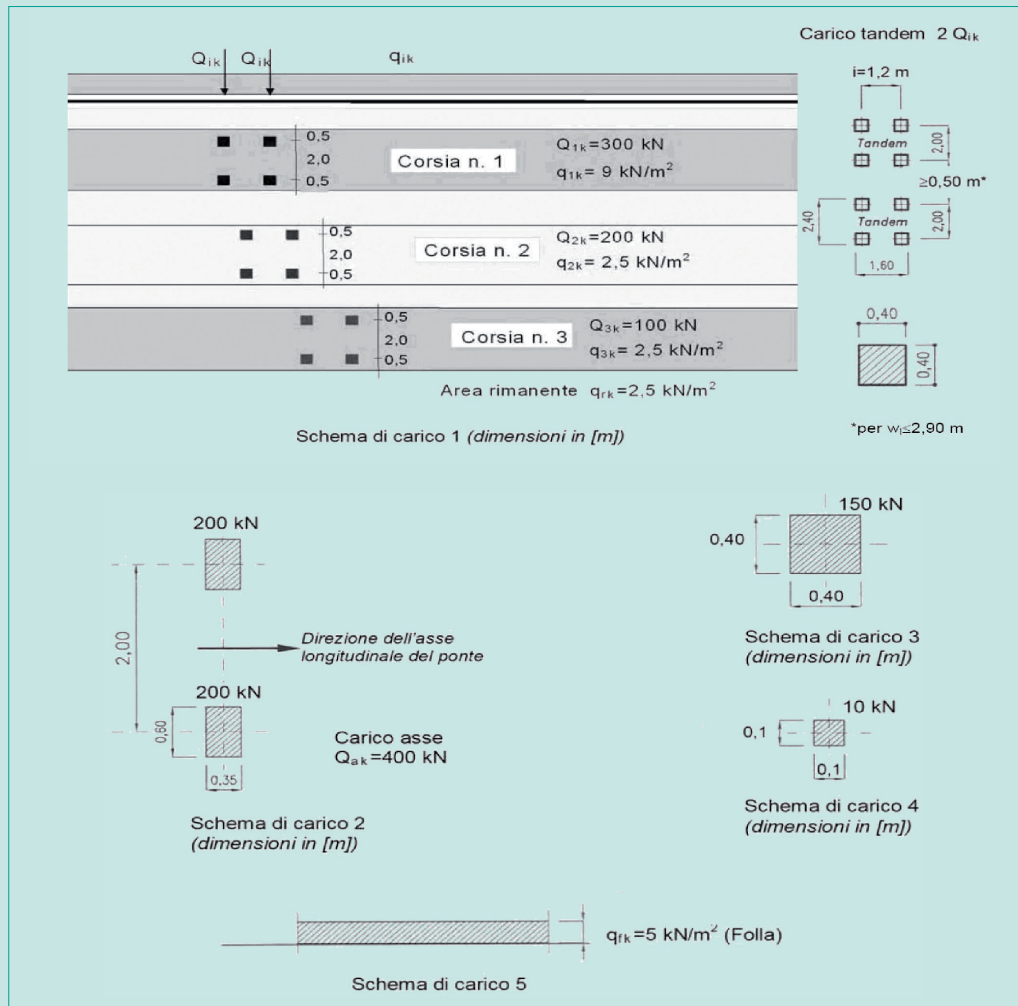


FIGURA C5.1.2 Schemi di carico 1-5. Dimensioni in [m].

**Pag. 192**  
**Incremento dinamico dei carichi mobili q<sub>2</sub>**

Incremento dinamico:  
 $q_2 = (\phi - 1) q_1$   
 dove  $\phi$  è il coefficiente dinamico.

**Par. 5.1.3.4** *Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali: q<sub>2</sub>.*  
 I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.  
 In casi particolari, come per esempio, in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale q<sub>2</sub>, da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.

Modulo S • Strade, muri di sostegno, ponti

TESTO		
DM 4 maggio 1990, <i>Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali</i>		
CM 34233 del 25 febbraio 1991, <i>Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali</i>		
DM 2005		NTC (par. 5.1) CIRC. (capitolo C5)
Par.	Riferimento	
	Si noti come cambi il significato del carico $q_2$ : da incremento dinamico da considerare in aggiunta a qualsiasi schema di carico diventa <i>incremento addizionale</i> da considerare solo in situazioni particolari. Questo, perché gli SC proposti dalle NTC sono già comprensivi degli effetti dinamici.	
3.10	Pag. 201 Esempio 2	Nella scheda S.2 lo stesso esempio si è svolto secondo le prescrizioni delle NTC.
		Combinando agli effetti delle azioni variabili con quelli dei carichi permanenti strutturali e non strutturali, moltiplicati per gli appropriati coefficienti parziali, si ottengono le sollecitazioni di progetto e si può passare alle verifiche di sicurezza. Queste ultime saranno coerentemente svolte agli stati limite, facendo riferimento ai procedimenti specifici per le costruzioni nei diversi materiali (Volume B).

**SCHEDA S.2** *Combinazioni dell'azione variabile da traffico sui traversi di una passerella pedonale*

NTC (par. 5.1)  
CIRC. (capitolo C5)

Si determini la combinazione più gravosa di carico mobile per il tavolato dell'impalcato di una passerella pedonale (Figura S.131). È necessaria la seguente tabella.

**Tabella 5.1.V** *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

Carichi			EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,35	1,35	1,15

**Effetti dell'azione variabile SC4**

Il carico isolato di 10 kN è ripartito su una superficie quadrata di lato 0,10 m in corrispondenza dell'estradosso del tavolato. Visto lo spessore generalmente modesto di questo elemento (6 ÷ 12 cm) si può trascurare – a favore della sicurezza – la diffusione verticale del carico. Si ottiene quindi il carico lineare:

$$q = \frac{10}{0,10} = 100 \text{ kN/m}$$

uniformemente distribuito sulla lunghezza di 0,10 m.

Il carico di progetto si ottiene amplificando questo carico caratteristico mediante il coefficiente parziale  $\gamma_Q = 1,35$  (tab. 5.1.V). Si ha:

$$q_d = 1,35 \cdot 100 = 135 \text{ kN/m}$$

da disporre sull'elemento nelle posizioni più sfavorevoli.

Il momento diventa massimo (nella sezione di mezzzeria) quando il carico  $q_d$  si trova in posizione centrata (fig. S.131a). Si ha ( $Y_A = 135 \cdot 0,10/2 = 6,75 \text{ kN}$ ):

$$M_{max} = 6,75 \cdot 0,65 - 135 \cdot \frac{0,10^2}{8} \cong 4,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Il taglio diventa massimo (su uno dei due appoggi) quando il carico  $q_d$  è il più possibile eccentrico verso l'appoggio stesso (fig. S.131b). Si ha:

$$V_{max} = \frac{135 \cdot 0,10 \cdot 1,25}{1,30} = 12,98 \text{ kN}$$

**Effetti dell'azione variabile SC5 (folla compatta)**

L'azione è costituita dal carico uniformemente distribuito:

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

Il carico di progetto si ottiene amplificando questo carico nominale mediante il coefficiente parziale  $\gamma_Q = 1,35$  (tab. 5.1.V). Si ha il carico areale:

$$1,35 \cdot 5 = 6,75 \text{ kN/m}^2$$

e il carico lineare:

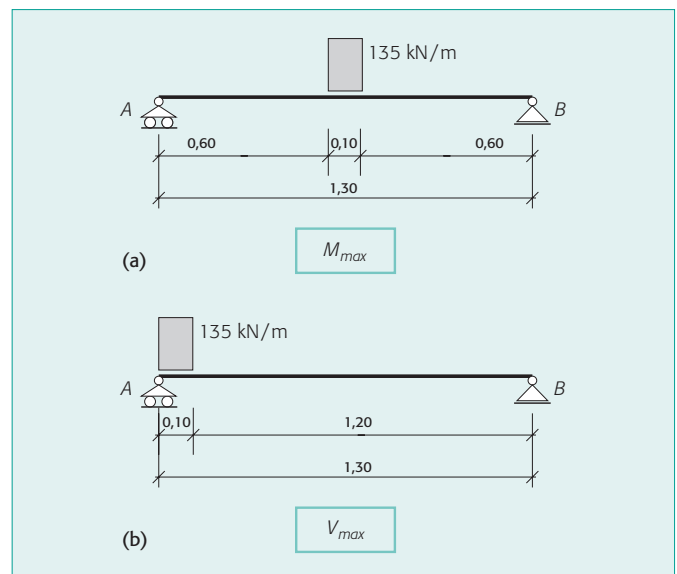
$$q_d = 1 \cdot 6,75 = 6,75 \text{ kN/m}$$

Infine:

$$M_{max} = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{6,75 \cdot 1,30^2}{8} = 1,42 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{in mezzzeria}$$

$$V_{max} = \frac{q_d l}{2} = \frac{6,75 \cdot 1,30}{2} = 4,39 \text{ kN} \quad \text{sugli appoggi}$$

Si possono svolgere con lo stesso procedimento gli esercizi del paragrafo 3.10 (passerella in legno), 3.11, esempio 1 (passerella in acciaio), 3.12 (passerella in calcestruzzo armato).



**FIGURA S.131** Posizioni dell'azione variabile SC4 che provocano le massime CS sulla trave appoggiata.