

COMMITTENTE:



DIREZIONE INVESTIMENTI
PROGRAMMA NODO DI NAPOLI

PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. STRUTTURE

PROGETTO ESECUTIVO

ITINERARIO NAPOLI-BARI
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO
I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA
LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI

VIABILITA' di SOPPRESSIONE PL al KM 143+833 – Via Calabroni

Muri – Relazione di calcolo

SCALA

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA / DISCIPLINA Progr. REV.

IF0L 00 E 09 CL IV0100 002 A

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorezzato/Data
A	Emissione Definitiva	G.Grimaldi 	Sett. 2015	T. Alberini 	Sett. 2015	F.Cerrone 	Sett. 2015	Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma Dott. Ing. ANGELO VITTOZZI n° 420783 ITALFERR S.p.A. U.O. STRUTTURE

INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	6
3. MATERIALI	7
4. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	8
5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	10
6. AZIONI SISMICHE.....	11
7. METODO DI CALCOLO	17
7.1 CONDIZIONI DI SPINTA SUL MURO IN CONDIZIONI STATICHE.....	17
7.2 CONDIZIONI DI SPINTA SUL MURO IN CONDIZIONI SISMICHE.....	19
7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	22
7.4 VERIFICHE STRUTTURALI	22
8. SOFTWARE DI CALCOLO.....	23
9. GEOMETRIA DI CALCOLO	24
10. ANALISI DEI CARICHI	26
10.1 SOVRACCARICO PERMANENTE.....	26
10.2 SOVRACCARICO ACCIDENTALE	26
10.3 AZIONI IN TESTA AL MURO	26
10.4 FORZE INERZIALI.....	27
11. COMBINAZIONI DI CARICO.....	28
12. VERIFICHE	31

12.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI NELLE VERIFICHE.....	31
12.2	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	32
12.3	VERIFICHE STRUTTURALI SLU	44
12.4	VERIFICHE STRUTTURALI SLE	48
	<i>Verifiche a fessurazione</i>	<i>48</i>
	<i>Verifiche tensionali.....</i>	<i>51</i>
12.5	VERIFICA DELLO SBALZO	54

1. PREMESSA

La soppressione del P.L. al km 143+833 in corrispondenza di Via Calabroni viene risolta mediante la realizzazione di un cavalcaferrovia ubicato al km 143+672 della Linea Storica.



Foto - P.L. al km 143+833

Il progetto delle opere d'arte è stato redatto sulla base delle impostazioni ed esigenze espresse dal progetto della viabilità, uniformandosi a quest'ultimo per quanto riguarda ubicazione ed ampiezza del ponte, oltre che, ovviamente, per quanto concerne le rispettive caratteristiche planimetriche ed altimetriche, riservando particolare attenzione ai franchi orizzontali e verticali minimi prescritti dalla normativa vigente.

L'intervento prevede anche la realizzazione di una rotonda in rilevato, Figura 1, per la quale si è reso necessario prevedere un muro di sostegno lato ferrovia esistente anche al fine di garantire durante tutte le lavorazioni il mantenimento in esercizio della strada poderale parallela al sedime ferroviario di accesso alle proprietà private.

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento del muro di sostegno e le verifiche secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.).

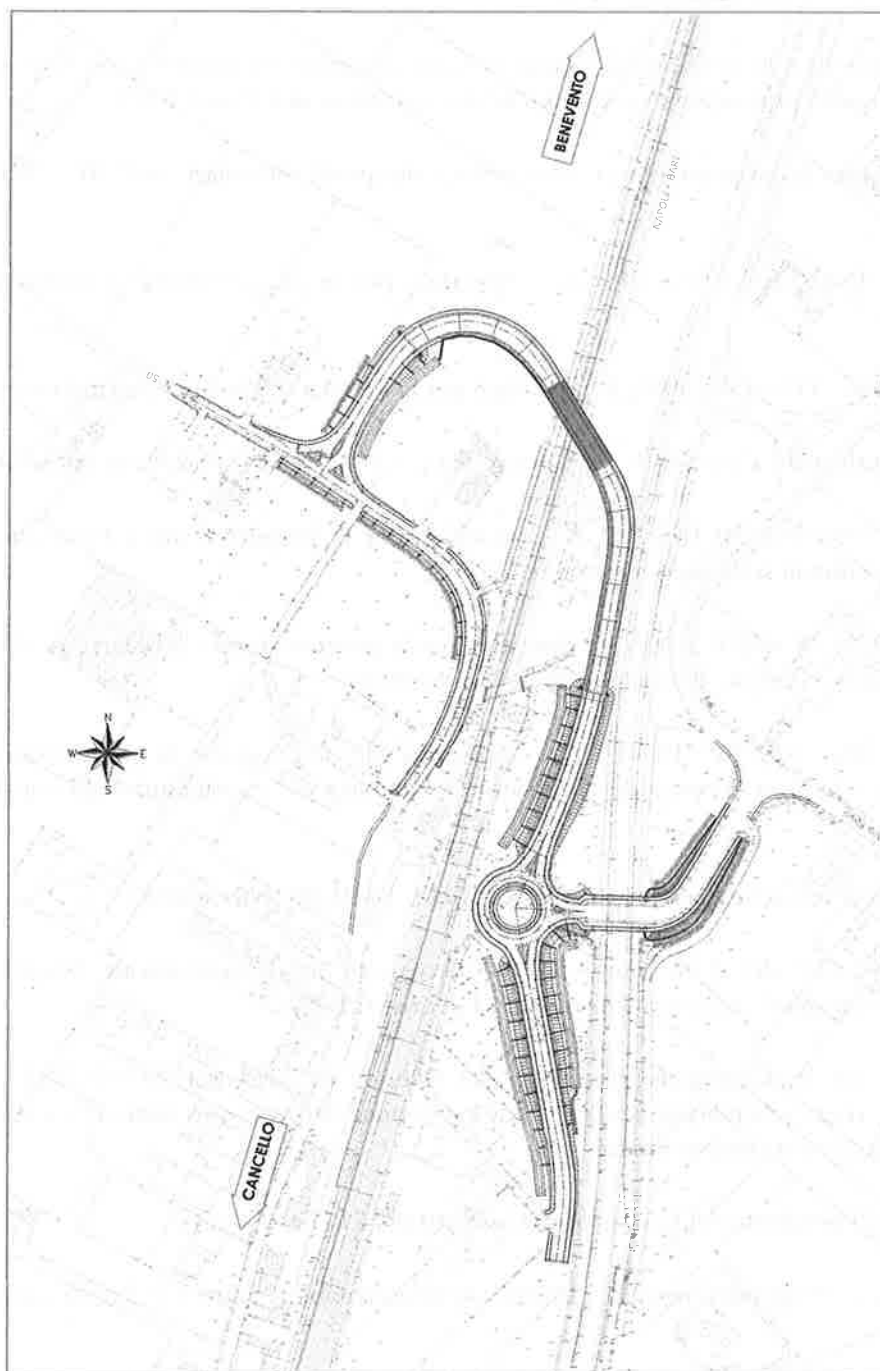


Figura 1 - Planimetria di progetto

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate è conformi alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS:

- “Istruzione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari” (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A);
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprighiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 . Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 21/10/2003;
- Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.

3. MATERIALI

Calcestruzzo C 28 / 35

Resistenza cilindrica caratteristica:

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$,

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_m = 1.5$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice:

$$f_{ctk} = 1.94 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m = 1.29 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico:

$$E_c = 32588 \text{ N/mm}^2$$

Densità di Massa:

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

Coefficiente di Espansione Termica:

$$\alpha = 1.00E-05 \text{ m/}^\circ\text{C}$$

Acciaio da cemento armato normale: B450C

controllato in stabilimento.

tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ dove $\gamma_s = 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità: $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

Qualora la classe di resistenza del calcestruzzo adottata per le analisi di calcolo e per le verifiche dei vari elementi strutturali risulti inferiore a quella indicata nel documento *Tabella Materiali e Note Generali – IF0L 00 E 09 TT IV0100 001* è da ritenere valido quanto indicato in quest'ultimo documento cioè in *Tabella Materiali e Note Generali – IF0L 00 E 09 TT IV0100 001*.

4. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il muro di sostegno si sviluppa per una lunghezza di 86m con un'altezza massima di 4.6m. La fondazione del muro, realizzata attraverso un prescavo di circa 1.3m, ha una lunghezza di 5m e altezza 0.8m. Alla base della fondazione vi è uno strato di magrone di spessore 15cm.

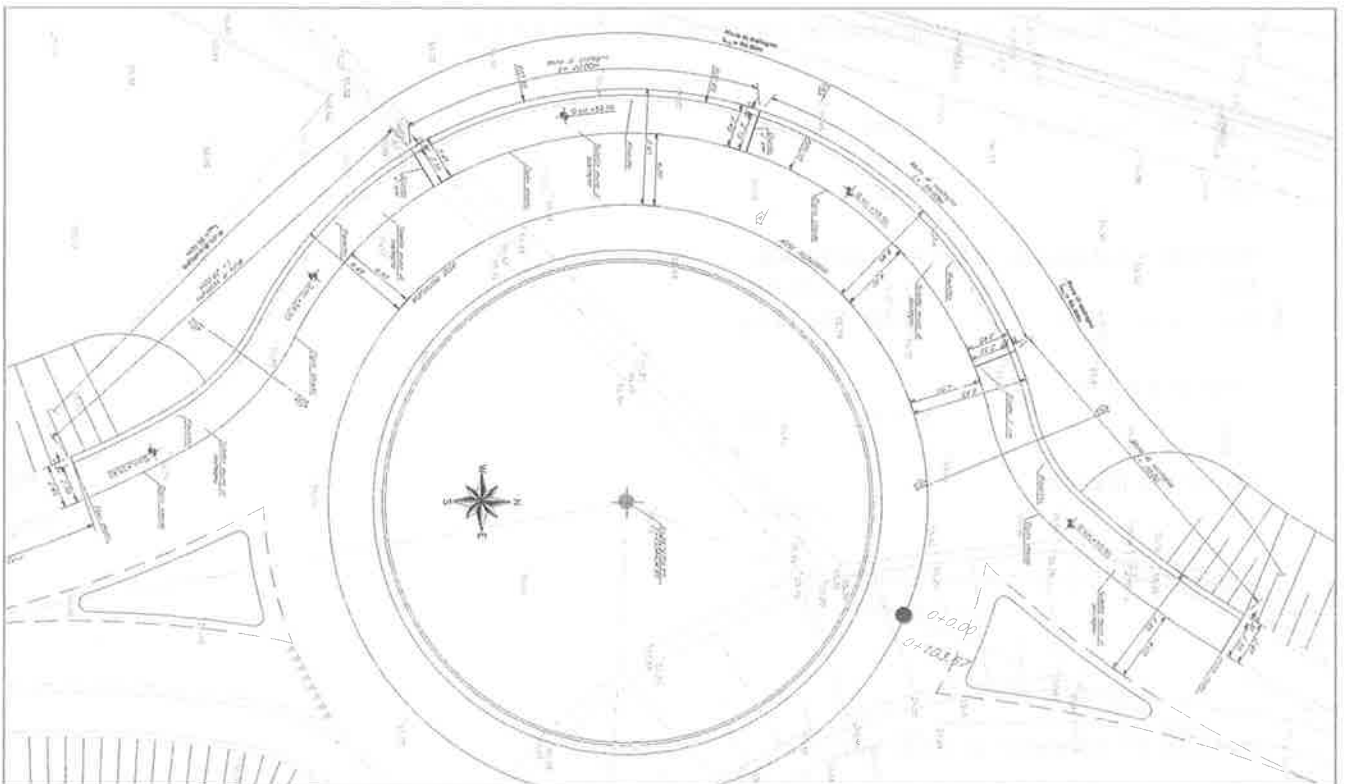


Figura 2 - Stralcio planimetrico con inquadramento dell'opera

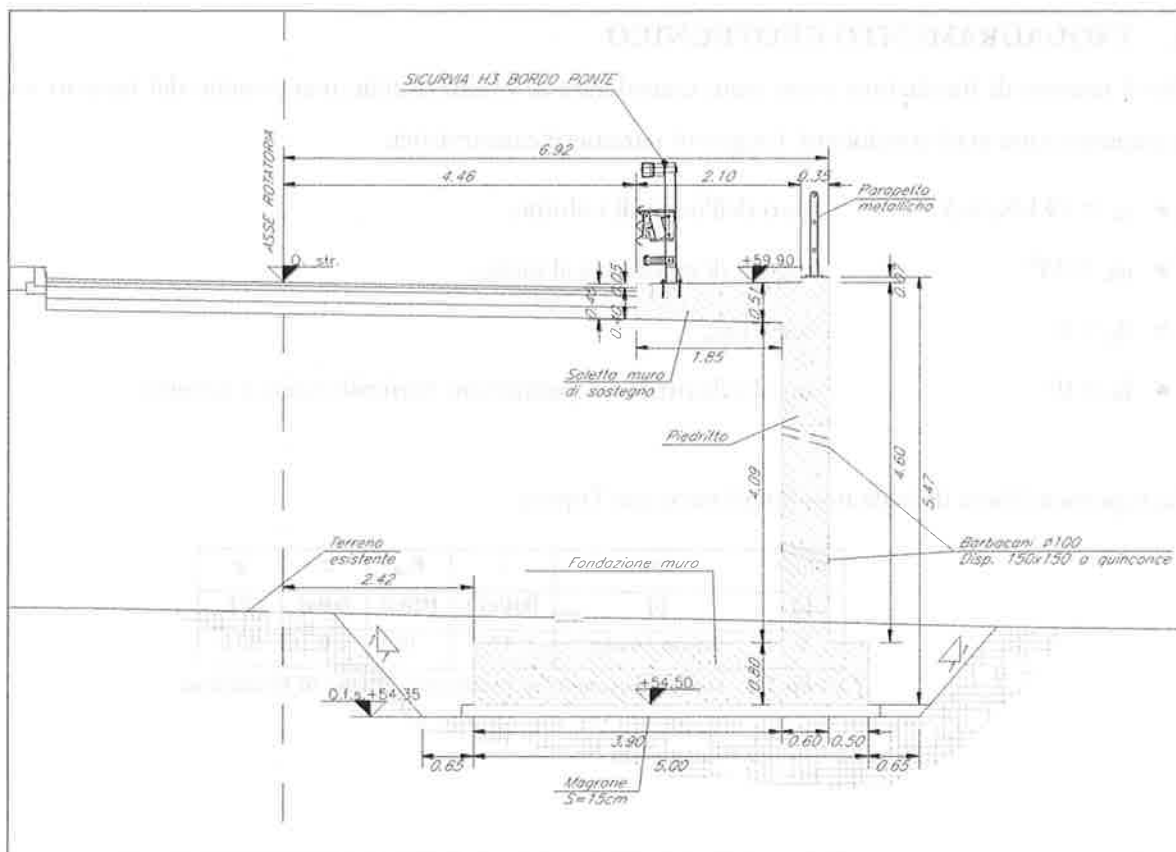


Figura 3 - Sezione trasversale muro

5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per il terreno di fondazione sono state considerate le caratteristiche meccaniche del terreno in posto; per il terrapieno sono stati considerati i seguenti parametri caratteristici:

- $\gamma_k = 19 \text{ kN/m}^3$ peso dell'unità di volume;
- $\varphi_k = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c_k = 0$ coesione;
- $\delta_k = 0^\circ$ angolo di attrito tra paramento verticale muro e terreno.

La superficie libera di falda non interferisce con l'opera

unità	tipo	γ	E_{op}	c'	φ
[-]	[-]	[kN/m ³]	[MPa]	[kPa]	[°]
2	Sabbie limose	17	15	0	30.0

Tabella 5.1: sintesi parametri di resistenza terreno di fondazione

6. AZIONI SISMICHE

In condizioni sismiche, il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

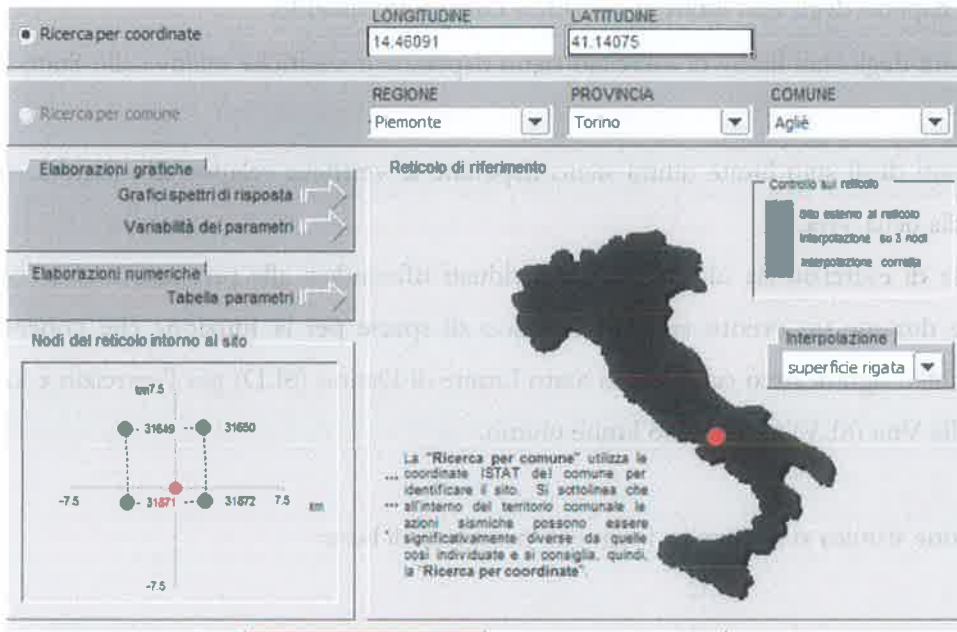
Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica si assumono i seguenti parametri di base:

Categoria di suolo:	C
Categoria topografica:	T1
Vita nominale:	VN = 75 anni; (tab 2.4.1);
Classe d'uso :	III;
Coeff. d'uso:	cu =1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	VR = VN x cu = 112.5anni

I parametri che definiscono l'azione sismica, calcolati mediante il documento excel Spettri-NTC.ver.1.0.3.xls fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, vengono di seguito riportati:

Individuazione della pericolosità sismica del sito



LONGITUDINE: 14.46091 **LATITUDINE**: 41.14075

REGIONE: Piemonte **PROVINCIA**: Torino **COMUNE**: Agliè

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Scelta della strategia di progettazione

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U : 1.5 info

Valori di progetto

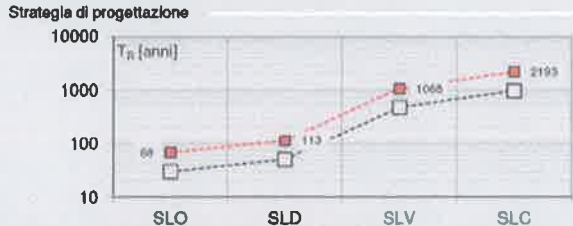
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 112.5 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

Determinazione dell'azione di progetto SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** Info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** Info $S_c = 1.376$ $C_c = 1.382$ Info
 Categoria topografica: **T1** Info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ Info
(In quota sito, h: altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento $S_d = 5$ $\eta = 1.000$ Info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore $q_b = 1.5$ Regol. in altezza: **si** Info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore $q = 1$ $\eta = 1.000$ Info

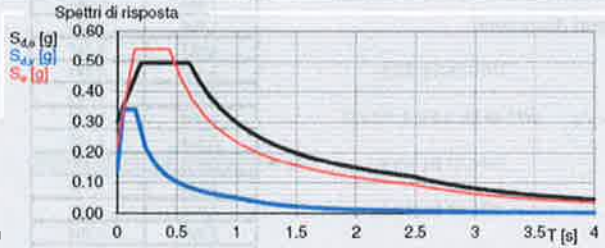
Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta →
 Parametri e punti spettri di risposta →

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta



$S_{dA} [g]$
 $S_{dV} [g]$
 $S_e [g]$

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Periodo [s]	Spettro di progetto - componente orizzontale [g]	Spettro di progetto - componente verticale [g]	Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$) [g]
0.1	0.35	0.35	0.35
0.2	0.55	0.35	0.35
0.3	0.55	0.25	0.35
0.4	0.55	0.20	0.35
0.5	0.50	0.18	0.35
1.0	0.30	0.12	0.30
1.5	0.20	0.08	0.25
2.0	0.15	0.06	0.20
2.5	0.12	0.05	0.15
3.0	0.10	0.04	0.12
3.5	0.08	0.03	0.10
4.0	0.07	0.02	0.08

Parametro	Valore
Stato Limite considerato	SLV
Categoria di sottosuolo	C
Categoria topografica	T1
Smorzamento S_d	5
Fattore q_b	1.5
Regol. in altezza	si
Fattore q	1

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.218 g
F_a	2.477
T_B	0.495 s
S_B	1.376
C_B	1.382
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.376
η	0.667
T_B	0.200 s
T_C	0.601 s
T_D	2.473 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_B \cdot T_B^2 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Punti dello spettro di risposta

	T (s)	S_a (g)
	0.000	0.300
$T_B \leftarrow$	0.200	0.496
$T_C \leftarrow$	0.601	0.496
	0.690	0.432
	0.779	0.382
	0.868	0.343
	0.957	0.311
	1.047	0.285
	1.136	0.262
	1.225	0.243
	1.314	0.227
	1.403	0.212
	1.492	0.200
	1.582	0.188
	1.671	0.178
	1.760	0.169
	1.849	0.161
	1.938	0.154
	2.027	0.147
	2.117	0.141
	2.206	0.135
	2.295	0.130
	2.384	0.125
$T_D \leftarrow$	2.473	0.120
	2.566	0.114
	2.619	0.107
	2.691	0.102
	2.764	0.096
	2.837	0.092

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.138 g
S_{gv}	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.563
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1.35 \cdot F_a \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Punti dello spettro di risposta

	T (s)	S_a (g)
	0.000	0.138
$T_B \leftarrow$	0.050	0.341
$T_C \leftarrow$	0.150	0.341
	0.235	0.218
	0.320	0.160
	0.405	0.126
	0.490	0.104
	0.575	0.089
	0.660	0.078
	0.745	0.069
	0.830	0.062
	0.915	0.056
$T_D \leftarrow$	1.000	0.051
	1.094	0.043
	1.188	0.036
	1.281	0.031
	1.375	0.027
	1.469	0.024
	1.563	0.021
	1.656	0.019
	1.750	0.017
	1.844	0.015
	1.938	0.014
	2.031	0.012
	2.125	0.011
	2.219	0.010
	2.313	0.010
	2.408	0.009
	2.500	0.008

Determinazione dell'azione di progetto SLD

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
A_{ov}	0,090 g
F_v	2,440
T_c	0,346 s
S_a	1,500
C_c	1,491
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,172 s
T_C	0,516 s
T_D	1,961 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_1 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{1/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/\gamma \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot \eta / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,135
T_B ←	0,172	0,390
T_C ←	0,516	0,390
	0,584	0,291
	0,653	0,260
	0,722	0,236
	0,791	0,215
	0,860	0,198
	0,928	0,183
	0,997	0,171
	1,066	0,160
	1,135	0,150
	1,204	0,141
	1,272	0,134
	1,341	0,127
	1,410	0,121
	1,479	0,115
	1,548	0,110
	1,617	0,105
	1,685	0,101
	1,754	0,097
	1,823	0,093
	1,892	0,090
T_D ←	1,961	0,087
	2,059	0,079
	2,155	0,072
	2,252	0,066
	2,349	0,060
	2,446	0,056
	2,543	0,052

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
A_{ov}	0,037 g
S_a	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,989
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/\gamma \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_T}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,037
T_B ←	0,050	0,089
T_C ←	0,150	0,089
	0,235	0,057
	0,320	0,042
	0,405	0,033
	0,490	0,027
	0,575	0,023
	0,660	0,020
	0,745	0,018
	0,830	0,016
	0,915	0,015
T_D ←	1,000	0,013
	1,094	0,011
	1,188	0,009
	1,281	0,008
	1,375	0,007
	1,469	0,006
	1,563	0,005
	1,656	0,005
	1,750	0,004
	1,844	0,004
	1,938	0,004
	2,031	0,003
	2,125	0,003
	2,219	0,003
	2,313	0,003
	2,406	0,002
	2,500	0,002
	2,594	0,002

In base alle accelerazioni massime attese sul sito in esame si valutano, alla luce dei parametri valutati sopra nella condizione di SLV, i coefficienti di intensità sismica da utilizzarsi nelle analisi pseudo statiche, con le espressioni che seguono; la Tabella 5.1 ne riporta una sintesi.

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

essendo

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

S_s	S_T	a_g	a_{\max}	β_m	k_h	k_v
[]	[]	[g]	[g]	[]	[]	[]
1.376	1	0.218	0.2999	0.31	0.09299	0.0465

Tabella 6.1: sintesi parametri sismici

7. METODO DI CALCOLO

L'analisi strutturale del muro di sostegno a fondazione diretta è stata condotta attraverso modelli di calcolo a mensola con incastro nella platea di fondazione (analisi del paramento) e con incastro nel paramento (analisi della fondazione lato valle e lato monte). Vista la geometria dell'opera a prevalente sviluppo longitudinale e le condizioni al contorno, le analisi e verifiche sono state effettuate prendendo in considerazione una porzione di muro corrispondente ad una larghezza unitaria.

Si riporta inoltre di seguito una breve sintesi della procedura proposta per il calcolo delle spinte orizzontali agenti sulla parete dell'opera di sostegno e delle azioni verticali agenti sulla suola di fondazione.

7.1 Condizioni di spinta sul muro in condizioni statiche

Considerato un terrapieno con peso per unità di volume γ , sovraccarico uniforme su terrapieno q , condizioni drenate ed assenza di falda, si assume in genere la distribuzione di pressioni riportata nella Figura 7.1. Alla generica quota z dal piano campagna risulta:

$$\sigma_a = \gamma k_a z + q k_a - 2c' \sqrt{k_a} \quad (0.1)$$

$$\sigma_p = \gamma k_p z + q k_p - 2c' \sqrt{k_p} \quad (0.2)$$

Il problema si riconduce quindi al calcolo dei coefficienti di spinta attiva k_a o passiva k_p .

Con riferimento allo schema di Figura 7.2, in condizioni statiche il coefficiente di spinta attiva e quello di spinta passiva sono valutati attraverso le espressioni di Muller-Breslau (1924):

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (0.3)$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi)}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (0.4)$$

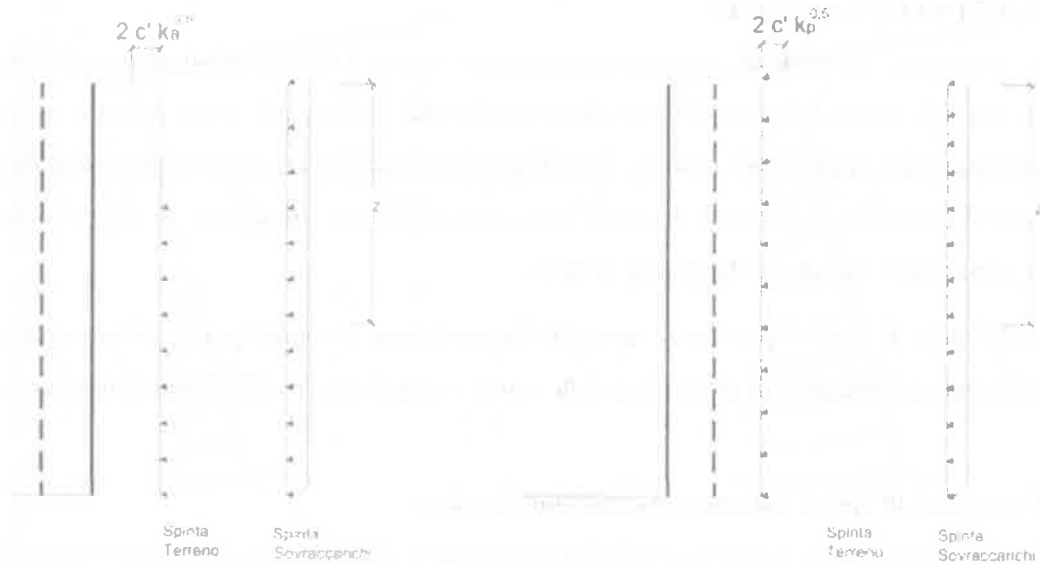


Figura 7.1: spinte orizzontali in condizioni statiche

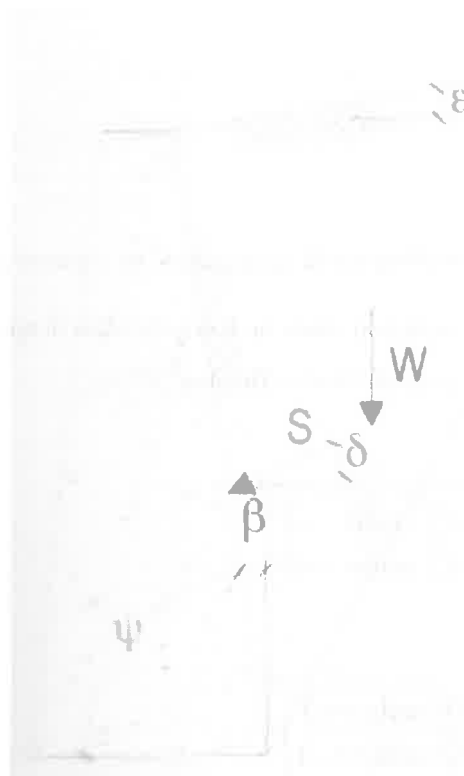


Figura 7.2: parametri geometrici per la valutazione dei coefficienti di spinta

Il coefficiente di spinta passiva ove necessario può essere valutato con l'espressione di Caquot-Kerisel (1948) attraverso la quale si tiene in conto l'effetto sulla spinta della creazione in rottura passiva di superfici di scorrimento non piane. Non considerare tale effetto significherebbe sovrastimare considerevolmente la pressione passiva.

La distribuzione delle pressioni è da prassi considerata triangolare, mentre quella dei sovraccarichi è considerata costante con la profondità (rettangolare), per cui il punto di applicazione della spinta delle terre è posto a 1/3 dell'altezza del muro, mentre quella dei sovraccarichi è da considerarsi a metà dell'altezza del muro.

7.2 Condizioni di spinta sul muro in condizioni sismiche

L'analisi delle spinte sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è eseguita attraverso metodi pseudo-statici. Nell'ipotesi di muro libero di muoversi in testa il metodo più appropriato è quello di Mononobe-Okabe il quale rappresenta un'estensione del criterio di Coulomb in cui il cuneo di rottura si muove come un corpo rigido soggetto ad accelerazioni verticali ed orizzontali. Tali accelerazioni sono espresse in funzione di opportuni coefficienti di intensità sismica k_v e k_h , menzionati anche dalle norme vigenti. Nel metodo considerato le condizioni di equilibrio limite sono espresse ancora da coefficienti di spinta attiva e passiva definiti a partire dalla geometria del sistema e dalle condizioni sismiche di calcolo.

Con riferimento allo schema di Figura 7.3, considerando un terreno in assenza di falda, si definisce:

$$\theta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (0.5)$$

ed i coefficienti di spinta sono definiti da:

$$\text{per } \varepsilon \leq \phi' - \theta$$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (0.6)$$

$$\text{per } \varepsilon \geq \phi' - \theta$$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta)} \quad (0.7)$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \Theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi \cdot \text{sen}(\varphi + \varepsilon - \Theta)}{\text{sen}(\psi + \Theta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (0.8)$$

La spinta del terreno in condizioni sismiche vale perciò:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_a H^2 \quad (0.9)$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_p H^2 \quad (0.10)$$

con inclinazione del piano di rottura valutabile attraverso l'espressione:

$$\alpha = \phi - \theta + \arctan \left[\sqrt{\frac{P \cdot (P+Q) \cdot (1+Q \cdot R) - P}{1+R \cdot (P+Q)}} \right] \quad (0.11)$$

essendo:

$$P = \tan(\phi - \theta - \varepsilon)$$

$$Q = \cotan(\phi - \theta - \beta) \quad (0.12)$$

$$R = \tan(\theta + \beta + \delta)$$

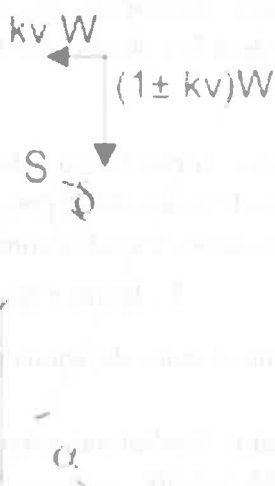


Figura 7.3: azioni sismiche pseudo-statiche

Nel caso di terreno con presenza di falda e permeabilità inferiore a $5 \times 10^{-4} \text{m/sec}$ si trascurano gli effetti idrodinamici dell'acqua maggiorando l'angolo θ secondo l'espressione:

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \quad (0.13)$$

e la spinta agente sulla parete si definisce solo a mezzo di effetti statici:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma' (1 + k_v) k_a H^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (0.14)$$

Nel caso di valori maggiori di permeabilità va considerato anche l'effetto dinamico valutabile con l'espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{2} k_h \gamma_w H^2 \quad (0.15)$$

azione applicata ad un'altezza pari ad 0.4H dalla base del muro.

7.3 Verifiche geotecniche

Sono state condotte, in accordo con la normativa vigente le seguenti verifiche globali di carattere geotecnico:

- verifica al ribaltamento, eseguita con riferimento allo spigolo anteriore della platea di fondazione, confrontando il momento stabilizzante M_s dovuto alle forze verticali con il momento ribaltante M_r provocato dalle forze orizzontali
- verifica allo scorrimento, eseguita controllando che la somma delle forze orizzontali sia sufficientemente minore della forza di attrito che si può esplicare per effetto dei carichi verticali N al contatto tra platea di fondazione e terreno. Il coefficiente di attrito f è assunto pari a:

$$f = tg(\delta) = tg(\phi)$$

trascurando il contributo stabilizzante dovuto alla spinta passiva del terreno anteriore.

- verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno utilizzando l'espressione della portanza unitaria limite secondo la teoria di Meyerhoff.

7.4 Verifiche strutturali

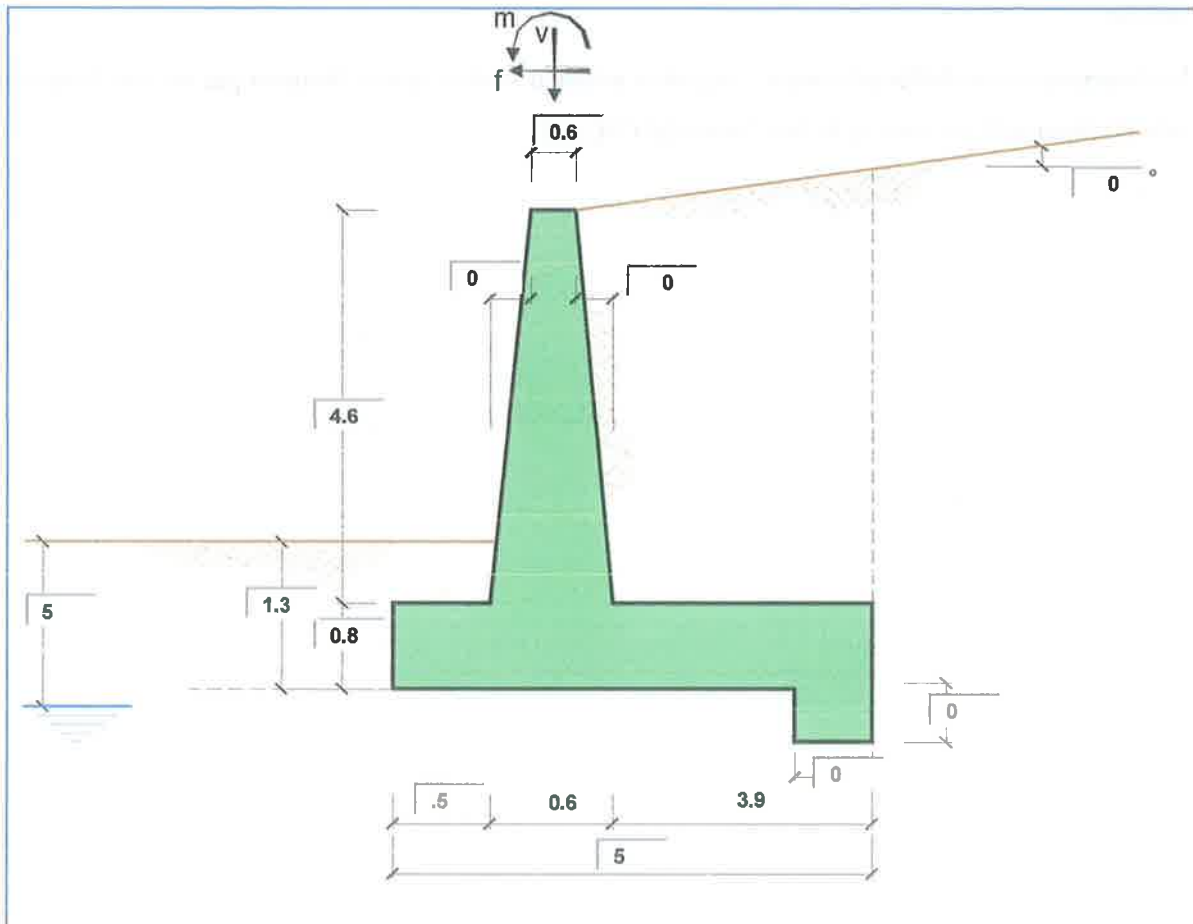
Sono state condotte, infine, le verifiche locali degli elementi che costituiscono l'opera di sostegno, valutando in corrispondenza delle sezioni caratteristiche le sollecitazioni esterne e i corrispondenti stati tensionali. Le sezioni di riferimento sono indicate nei report di calcolo. Le azioni sul paramento sono valutate considerando quest'ultimo incastrato nella soletta di fondazione. Le azioni sulla soletta di fondo (monte e valle) sono valutate col metodo del trapezio delle tensioni considerando questa incastrata al paramento.

8. SOFTWARE DI CALCOLO

Le verifiche geotecniche e strutturali dell'opera di sostegno sono state eseguite mediante apposito foglio di calcolo.

La determinazione dell'accelerazione massima attesa al suolo è stata effettuata per mezzo di apposito foglio di calcolo (Spettri-NTCver.1.0.3) distribuito dal CSLLPP.

9. GEOMETRIA DI CALCOLO



Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 002	A	25 di 59

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.60	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.60	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.90	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Dati Geotecnici

		valori caratteristici		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ' 35.00	29.26	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ' 19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ 0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$ 0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$ 30.00	24.79	24.79
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$ 17.00	17.00	17.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd 20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs 10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E 15000		

Dati Sismici

Accelerazione sismica	a_g/g	0.218	(-)
Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.376	(-)
Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.09299008	(-)
Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0465	(-)
Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no		

		SLE	STR/GEO	EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.271	0.343	0.343
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.321	0.400	0.400
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.326	0.406	0.406
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	3.000	2.444	2.444
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	2.842	2.300	2.300
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	2.826	2.285	2.285

10. ANALISI DEI CARICHI

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	φ_p	11.00	11.00	12.10
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	φ	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	φ_p	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.00	26.00	30.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	22.22	28.89	33.33
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Coefficienti di combinazione		condizione frequente ψ_1	1.00	condizione quasi permanente ψ_2	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	φ_s	10.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	φ	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	φ_s	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0.00		

10.1 Sovraccarico permanente

Nelle analisi svolte si considera un riempimento a tergo del muro per il quale si assumono i seguenti parametri geotecnici caratteristici in condizioni drenate:

- $\gamma_k = 19 \text{ kN/m}^3$ peso dell'unità di volume;
- $\varphi_k = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c_k = 0$ coesione;
- $\delta_k = 0^\circ$ angolo di attrito tra paramento verticale muro e terreno.

Nel caso in esame si considerano come carichi permanenti a monte dell'opera il sovraccarico dovuto al pacchetto stradale ($\gamma=22 \text{ kN/m}^3$): $q_p = 22 \cdot 0.5 = 11 \text{ kN/m}^2$

10.2 Sovraccarico accidentale

Nelle analisi svolte si considera la presenza di azioni variabili pari a 20 kPa, in condizioni statiche e pari a 10 kPa in condizioni sismiche.

10.3 Azioni in testa al muro

In condizioni statiche si considera una forza orizzontale in testa pari a 22 kN/m dovuta alla forza causata da collisione accidentale sugli elementi di sicurezza, pari a 100 KN secondo par.3.6.3.3.2 NTC08. La barriera

stradale dista dall'asse del muro di 2.25m, pertanto la forza di collisione si distribuisce a 45° lungo 4.5m, da cui $f = 100 / 4.5 = 22.22kN/m$

10.4 Forze inerziali

In condizioni sismiche le forze d'inerzia orizzontali e verticali su paramento, soletta di fondazione e terreno di riempimento su soletta di monte sono valutate attraverso le espressioni:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

dove W è il peso delle masse oscillanti applicato nei rispettivi baricentri ed i parametri di intensità sismica sono definiti in accordo al paragrafo 6.

11. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme riportate nel §2.

Per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - ribaltamento;

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 2} \quad \Rightarrow \quad (A2+M2+R2)$$

- SLU di tipo strutturale (STR)

— raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 1} \quad \Rightarrow \quad (A1+M1+R1)$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \quad \Rightarrow \quad \gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \sum i \psi 0i \cdot Qki$$

$$\text{GEO-EQU)} \quad \Rightarrow \quad \gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \sum i \psi 0i \cdot Qki$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + Qk1 + \sum i\psi 0i \cdot Qki$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi 11 \cdot Qk1 + \sum i\psi 2i \cdot Qki$$

$$\text{Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi 21 \cdot Qk1 + \sum i\psi 2i \cdot Qki$$

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è definita nella tabella 5.2.VI:

$$\text{Combinazione sismica+M1+R1)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2 + \sum i\psi 2i \cdot Qki$$

$$\text{Combinazione sismica+M2+R2)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2 + \sum i\psi 2i \cdot Qki$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G1+G2 + \sum i\psi 2i \cdot Qki$$

Muri – Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 002	A	30 di 59

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25	1.00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50

12. VERIFICHE

12.1 Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche

Calcestruzzo

classe cls

Rck	35 (MPa)
fck	28 (MPa)
fcm	36 (MPa)
Ec	32308 (MPa)
α_{cc}	0.85
γ_c	1.50

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 15.87 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ (MPa)}$$

Tensioni limite SLE

combinazione caratteristica (rara)

σ_c	16.8	Mpa
σ_t	360	Mpa

combinazione quasi permanente

σ_c	12.6	Mpa
σ_t	360	Mpa

Acciaio

tipo di acciaio

$$f_{yk} = 450 \text{ (MPa)}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 210000 \text{ (MPa)}$$

$$\epsilon_{ys} = 0.19\%$$

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$$c = 5.00 \text{ (cm)}$$

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$$c_{min} = 3.50 \text{ (cm)}$$

12.2 Verifiche geotecniche

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	☐
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	☐
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	☐

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.33	2.34	1.19
Sismico	1.19	2.94	1.16

Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 002	A	33 di 59

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	69.00	69.00	62.10
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	100.00	100.00	90.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	169.00	169.00	152.10

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	340.86	340.86	306.77
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	42.90	42.90	47.19
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	383.76	383.76	353.96

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	78	101.4	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	39		

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	55.20	55.20	49.68
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	250.00	250.00	225.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	305.20	305.20	274.68

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	1039.62	1039.62	935.66
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	130.85	130.85	143.93
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	1170.47	1170.47	1079.59

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	237.9	309.27	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	118.95		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		15.72	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		7.86	

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		35.69	
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		17.84	

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		19.89	
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		3.72	
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00	
MPs h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		23.61	

Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 002	A	34 di 59

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv^*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv^*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	2.57
MPs3 v=	$kv^*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$kv^*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	11.62
MPs5 v=	$kv^*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	14.19

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	98.26
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	98.26

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv^*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	48.34
MPts2 v=	$kv^*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv^*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	48.34

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5*\gamma*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	75.07	95.14	104.65
Sq perm =	$q*(H2+H3+H4+Hd)*ka$	(kN/m)	16.10	20.40	22.44
Sq acc =	$q*(H2+H3+H4+Hd)*ka$	(kN/m)	29.27	48.22	55.64

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St*cos\delta$	(kN/m)	75.07	95.14	104.65
Sqh perm =	$Sq perm*cos\delta$	(kN/m)	16.10	20.40	22.44
Sqh acc =	$Sq acc*cos\delta$	(kN/m)	29.27	48.22	55.64

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St*sen\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq perm*sen\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq acc*sen\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2}*g1*Hd2*\frac{1}{2}*\gamma1*Hd^2*kp+(2*c1*kp^{0.5}+\gamma1*kp*H2)*Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
------	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth*((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	135.13	171.25	188.38
MSt2 =	$Stv*B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh perm*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	43.46	55.08	60.59
MSq1 acc =	$Sqh acc*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	79.02	130.19	150.22
MSq2 perm =	$Sqv perm*B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv acc*B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma1*Hd^3*kp/3+(2*c1*kp^{0.5}+\gamma1*kp*H2)*Hd^2/2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f)* (H3 + H2)$	(kNm/m)	120.00	156.00	180.00
Mfext3 =	$(vp+v)*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 552.76 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 192.65 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \phi_1' \quad 0.46 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.33 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{\text{fext}3} \quad 1354.27 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{\text{fext}1} + M_{\text{fext}2} + M_{Sp} \quad 579.19 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad 2.34 \quad > \quad 1$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + S_q_v (+ Sovr\ acc)$		552.76	654.16	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		192.65	192.65	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		963.14	1272.41	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		418.76	362.99	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0N_q'iq + 0,5\gamma_1B^*N_\gamma'i_\gamma$$

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	14.40		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	26.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.76	0.55	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.48	3.89	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	10.43		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	20.42		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	10.56		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

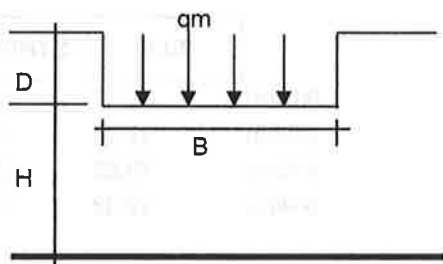
$i_q = (1 - T / (N + B^*c'cotg\phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.42	0.50	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.36	0.36	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^*c'cotg\phi))^{m+1}$		0.28	0.28	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	188.36	208.24	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1.19	>	1
		Nmax	1.24	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	552.76	(kN/m)
M	268.04	(kNm/m)
e=M/N	0.48	(m)
B*	4.03	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.30	(m)
D/B*	0.32	(m)
Hs/B*	2.48	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 137.15 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.947 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.76 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 26.49 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	75.07	95.14	95.14
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	17.97	20.79	20.79
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	19.06	23.75	23.75
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	17.33	21.60	21.60
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	75.07	95.14	95.14
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.97	20.79	20.79
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	19.06	23.75	23.75
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.33	21.60	21.60
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	135.13	171.25	171.25
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	32.34	37.43	37.43
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	98.26	122.44	122.44
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 578.46 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 212.69 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.46 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.26 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1475.67 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 390.47 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 3.78 \quad > \quad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		578.46	617.46	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		212.69		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		1085.20	1204.15	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		360.95	339.50	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	14.40		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovaccarico stabilizzante	26.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.62	0.55	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.75	3.90	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	10.43		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	20.42		(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1)^* \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	10.56		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.40	0.43	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.34	0.37	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \phi'))^{m+1}$		0.25	0.25	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	180.55	191.52	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1.17	>	1
		Nmax	1.21	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	75.07	95.14	95.14
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	11.10	12.08	12.08
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	19.38	24.11	24.11
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	17.62	21.92	21.92

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	75.07	95.14	95.14
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	11.10	12.08	12.08
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	19.38	24.11	24.11
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.62	21.92	21.92

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
------	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	135.13	171.25	171.25
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	19.98	21.75	21.75
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	99.88	124.29	124.29
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} = 527.06 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} = 204.66 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' = 0.46 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T = 1.19 > 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} = 1475.67 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} = 501.69 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r = 2.94 > 1$$

Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 002	A	43 di 59

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + \varphi_p + \varphi_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	527.06	566.06	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + \varphi_p + \varphi_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	204.66		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	973.98	1092.93	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	343.67	322.22	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	14.40		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovaccarico stabilizzante	26.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.65	0.57	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.70	3.86	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	10.43		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	20.42		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	10.56		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.37	0.41	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.31	0.34	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$		0.23	0.23	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	165.79	177.74	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.16	>	1
		Nmax	1.21	>	

12.3 Verifiche strutturali SLU

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

$f_{ck} = 28$
 $\gamma_c = 1.50$
 $f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c} = 15.87$ (MPa)

Copriferro

$c = 5.00$ (cm)

Interferro tra I e II strato

$\bar{l}_{c-II} = 5.00$ (cm)

Acciaio

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.30$ (MPa)

$E_s = 210000$ (MPa)

$\epsilon_{ys} = 0.19\%$

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

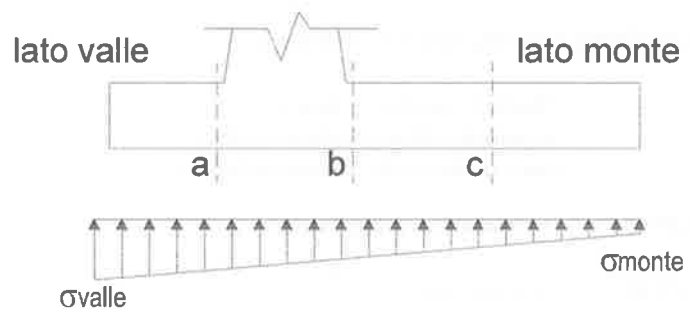
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.70 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.22 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	186.16	24.35	88.99	48.91
	186.16	24.35	88.99	48.91
sisma+	183.83	43.61	103.98	32.19
	183.83	43.61	103.98	32.19
sisma-	166.52	37.07	92.19	31.16
	166.52	37.07	92.19	31.16



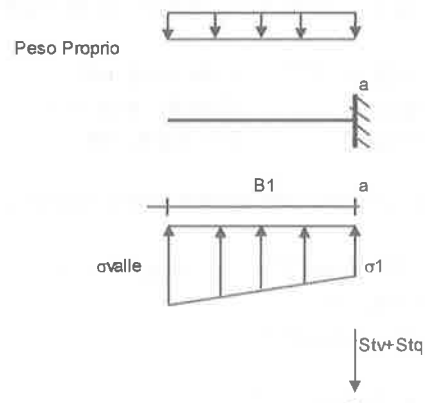
Mensola Lato Valle

Peso Proprio, $PP = 7.50$ (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	88.99	86.02	1.61	16.00
	88.99	86.02	1.61	16.00
sisma+	103.98	98.66	1.89	20.82
	103.98	98.66	1.89	20.82
sisma-	92.19	87.67	1.67	18.22
	92.19	87.67	1.66	18.22

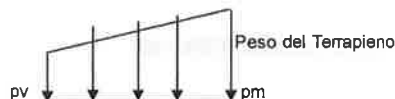


Muri - Relazione di calcolo

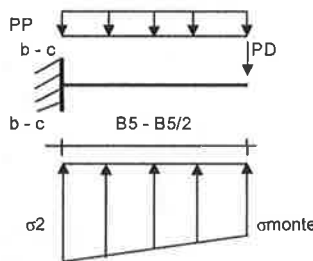
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IF0L 00 E 09 CL IV0100 002 A 45 di 59

Mensola Lato Monte

PP = 7.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente



Nmin N max stat N max sism
pm = 67.23 67.23 67.23 (kN/m²)
pvb = 67.23 67.23 67.23 (kN/m²)
pvc = 67.23 67.23 67.23 (kN/m²)



$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) * (1 \pm kv)) * B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) * B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) * (1 \pm kv) * B^2 / 3 + (Stv + Sqv) * B^2 - PD * (1 \pm kv) * (B^2 - Bd / 2) - PD * kh * (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp * H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) * (1 \pm kv)) * (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) * (B/2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) * (1 \pm kv) * (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) * (B/2) - PD * (1 \pm kv) * (B/2 - Bd/2) - PD * kh * (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp * H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) * (1 \pm kv)) * B + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) * B / 2 - (pm - p_{vb}) * (1 \pm kv) * B / 2 - (Stv + Sqv) - PD * (1 \pm kv)$$

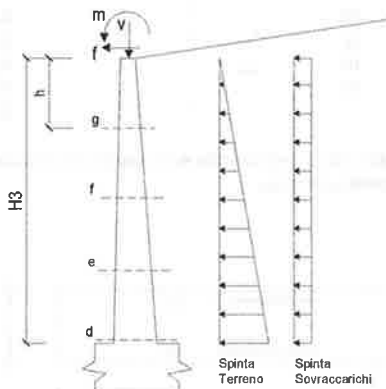
$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) * (1 \pm kv)) * (B/2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) * (B/2) / 2 - (pm - p_{vc}) * (1 \pm kv) * (B/2) / 2 - (Stv + Sqv) - PD * (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	48.91	81.57	-36.15	-20.89	65.24	-12.33	-19.42
	48.91	81.57	-36.15	-20.89	65.24	-12.33	-19.42
sisma+	32.19	90.69	-64.17	-36.89	61.44	-21.94	-34.53
	32.19	90.69	-64.17	-36.89	61.44	-21.94	-34.53
sisma-	31.16	80.89	-56.92	-33.51	56.02	-19.24	-30.43
	31.16	80.89	-56.92	-33.51	56.02	-19.24	-30.43

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a, \text{orizz}} * \gamma * (1 \pm kv) * h^2 * h / 3$
 $M_t \text{ sism} = \frac{1}{2} * \gamma * (K_{a, \text{orizz}} * (1 \pm kv) - K_{a, \text{orizz}}) * h^2 * h / 2 \quad \text{o } h^3 / 3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a, \text{orizz}} * q * h^2$
 $M_{\text{ext}} = m + f * h$
 $M_{\text{inerzia}} = \sum P_m * b_i * kh$
 $N_{\text{ext}} = v$
 $N_{pp+inerzia} = \sum P_m * (1 \pm kv)$
 $V_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a, \text{orizz}} * \gamma * (1 \pm kv) * h^2$
 $V_t \text{ sism} = \frac{1}{2} * \gamma * (K_{a, \text{orizz}} * (1 \pm kv) - K_{a, \text{orizz}}) * h^2$
 $V_q = K_{a, \text{orizz}} * q * h$
 $V_{\text{ext}} = f$
 $V_{\text{inerzia}} = \sum P_m * kh$

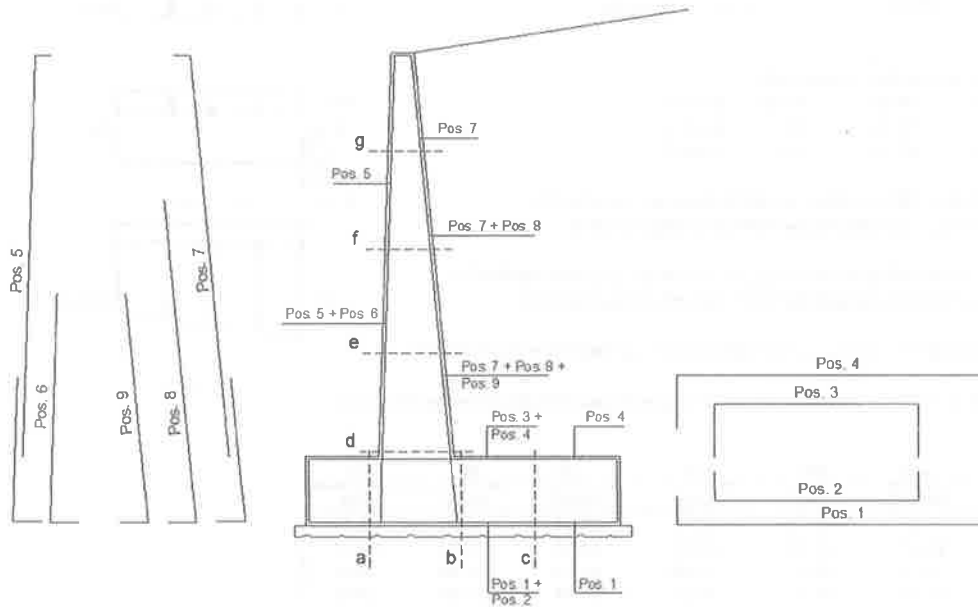


condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.40	15.42	16.88	0.00	32.30	0.00	18.00	18.00
e-e	1.80	6.51	9.50	0.00	16.00	0.00	13.50	13.50
f-f	1.20	1.93	4.22	0.00	6.15	0.00	9.00	9.00
g-g	0.60	0.24	1.06	0.00	1.30	0.00	4.50	4.50

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.40	19.28	14.07	0.00	33.35
e-e	1.80	10.84	10.55	0.00	21.40
f-f	1.20	4.82	7.03	0.00	11.85
g-g	0.60	1.20	3.52	0.00	4.72

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

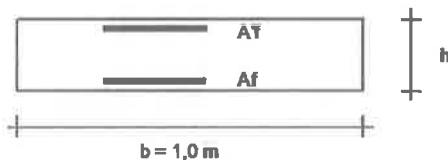
pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5.0	16		5	5.0	16	
2	0.0	0	L	6	0.0	0	L
3	5.0	16	L	7	5.0	16	L
4	5.0	16		8	0.0	0	L
				9	0.0	0	L

Calcola

(NOTA BENE):

La spunta "il strato" significa che il ferro indicato viene messo internamente alla sezione come secondo strato, altrimenti, quanto inserito, è considerato affiancato a quello principale.

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	At	Mu	Mu/Med
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	1.89	0.00	0.30	10.05	20.11	94.23	49.75
b - b	-64.17	0.00	0.30	20.11	10.05	173.78	2.71
c - c	-21.94	0.00	0.30	10.05	10.05	93.97	4.28
d - d	32.30	18.00	0.30	10.05	10.05	95.86	2.97
e - e	16.00	13.50	0.30	10.05	10.05	95.38	5.96
f - f	6.18	9.42	0.30	10.05	10.05	94.96	15.35
g - g	1.32	4.71	0.30	10.05	10.05	94.46	71.75

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 002	A	47 di 59

Sez.	V_{Ed}	h	V_{rd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	20.82	0.30	127.38
b - b	36.89	0.30	160.49
c - c	34.53	0.30	127.38
d - d	33.35	0.30	129.63
e - e	21.40	0.30	129.07
f - f	11.85	0.30	128.56
g - g	4.77	0.30	127.97

Non è necessaria armatura a taglio.

12.4 Verifiche strutturali SLE

Verifiche a fessurazione

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

$$f_{ctm} = 0.48 \cdot R_{ck}^{1/2} = 2.77 \text{ (MPa)}$$

$$\text{coefficiente omogeneizzazione acciaio } n = 15$$

$$\text{Copriferro (distanza asse armatura-bordo)} \\ c = 5.00 \text{ (cm)}$$

$$\text{Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)} \\ c_{min} = 3.50 \text{ (cm)}$$

$$\text{Valore limite di apertura delle fessure} \\ \text{Frequente} = 0.3 \text{ mm}$$

$$E_s = 210000 \text{ (MPa)}$$

$$E_c = 32308 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha_e = 6.50$$

$$\text{Interfero tra I e II strato} \\ i_{I-II} = 5.00 \text{ (cm)}$$

$$\text{Quasi permanente} = 0.2 \text{ mm}$$

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

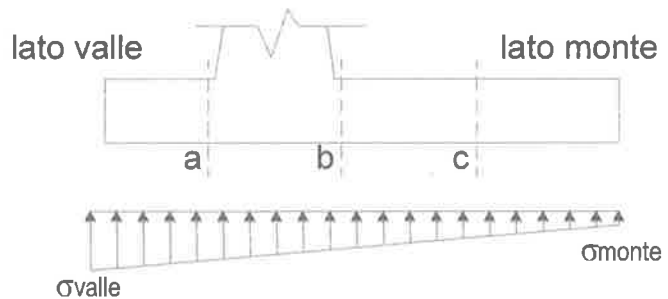
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.70 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.22 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	175.18	17.09	78.95	50.81
	175.18	17.09	78.95	50.81
Q.P.	175.18	17.09	78.95	50.81
	175.18	17.09	78.95	50.81

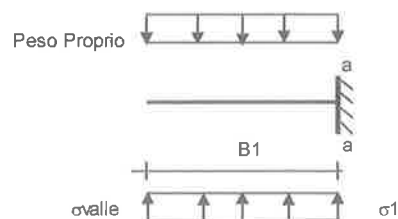


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. } PP = 7.50 \text{ (kN/m)}$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	78.95	76.87	1.42
	78.95	76.87	1.42
Q.P.	78.95	76.87	1.42
	78.95	76.87	1.42



Mensola Lato Monte

Stw-Stq

Mensola Lato Monte

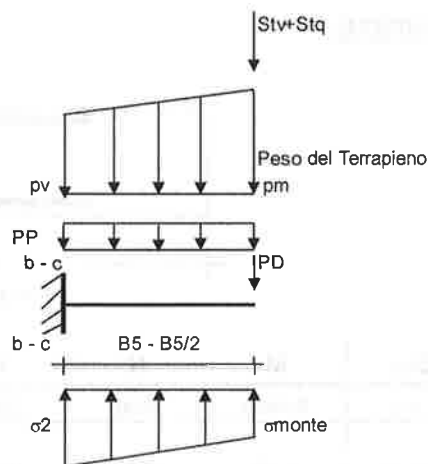
PP = 7.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

Nmin N max Freq N max QP
pm = 62.24 62.24 62.24 (kN/m²)
pvb = 62.24 62.24 62.24 (kN/m²)
pvc = 62.24 62.24 62.24 (kN/m²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (pvb + PP)) * B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) * B^2 / 6 - (pm - pvb) * B^2 / 3 + (Stv + Sqv) * B^2 - PD * (B^2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp * H^2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (pvc + PP)) * (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) * (B/2)^2 / 6 - (pm - pvc) * (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) * (B/2) - PD * (B/2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp * H^2 / 2$$

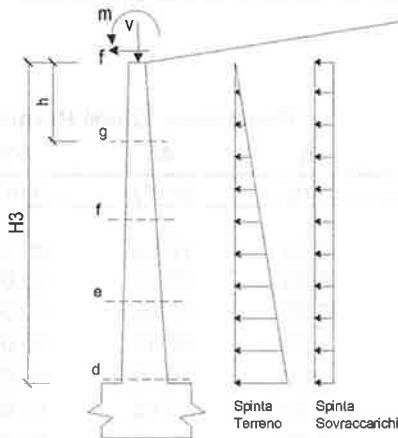
caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	50.81	73.74	-27.31	62.28	-9.14
	50.81	73.74	-27.31	62.28	-9.14
Q.P.	50.81	73.74	-27.31	62.28	-9.14
	50.81	73.74	-27.31	62.28	-9.14



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} * \gamma * h^2 * h / 3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} * q * h^2$
 $M_{ext} = m + f * h$
 $N_{ext} = v$



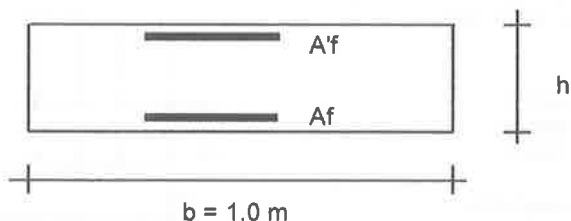
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.40	11.86	12.99	0.00	24.85	0.00	18.00	18.00
e-e	1.80	5.00	7.31	0.00	12.31	0.00	13.50	13.50
f-f	1.20	1.48	3.25	0.00	4.73	0.00	9.00	9.00
g-g	0.60	0.19	0.81	0.00	1.00	0.00	4.50	4.50

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.40	11.86	12.99	0.00	24.85	0.00	18.00	18.00
e-e	1.80	5.00	7.31	0.00	12.31	0.00	13.50	13.50
f-f	1.20	1.48	3.25	0.00	4.73	0.00	9.00	9.00
g-g	0.60	0.19	0.81	0.00	1.00	0.00	4.50	4.50

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

Condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	W _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	1.42	0.00	0.30	10.05	20.11	0.15	6.33	0.006	0.300
b - b	-27.31	0.00	0.30	20.11	10.05	2.40	62.59	0.042	0.300
c - c	-9.14	0.00	0.30	10.05	10.05	1.05	40.61	0.041	0.300
d - d	24.85	18.00	0.30	20.11	10.05	2.85	101.37	0.071	0.300
e - e	12.31	13.50	0.30	20.11	10.05	1.41	47.92	0.033	0.300
f - f	4.73	9.00	0.30	10.05	10.05	0.54	16.54	0.016	0.300
g - g	1.00	4.50	0.30	10.05	10.05	0.11	2.29	0.002	0.300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	W _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	1.42	0.00	0.30	10.05	20.11	0.15	6.33	0.006	0.200
b - b	-27.31	0.00	0.30	20.11	10.05	2.40	62.59	0.042	0.200
c - c	-9.14	0.00	0.30	10.05	10.05	1.05	40.61	0.041	0.200
d - d	24.85	18.00	0.30	20.11	10.05	2.85	101.37	0.071	0.200
e - e	12.31	13.50	0.30	20.11	10.05	1.41	47.92	0.033	0.200
f - f	4.73	9.00	0.30	10.05	10.05	0.54	16.54	0.016	0.200
g - g	1.00	4.50	0.30	10.05	10.05	0.11	2.29	0.002	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifiche tensionali

VERIFICHE TENSIONI DI ESERCIZIO

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

Calcestruzzo

Rck = 35 (MPa)

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

combinazione caratteristica (rara)

σ_c = 16.8 Mpa
 σ_f = 360 Mpa

combinazione quasi permanente

σ_c = 12.6 Mpa
 σ_f = 360 Mpa

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

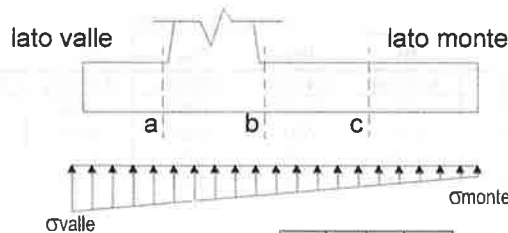
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.70 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.22 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Rara	175.18	17.09	78.95	50.81
	175.18	17.09	78.95	50.81

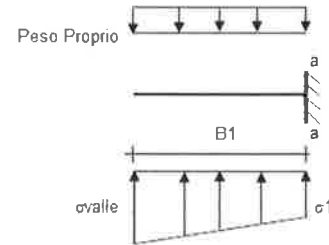


Mensola Lato Valle

Peso Proprio, PP = 7.50 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm k_v)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	78.95	76.87	1.42
	78.95	76.87	1.42



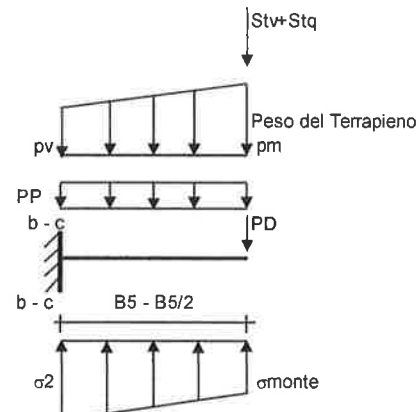
Mensola Lato Monte

PP = 7.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism
pm	62.24	62.24	62.24 (kN/m ²)
pvb	62.24	62.24	62.24 (kN/m ²)
pvc	62.24	62.24	62.24 (kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm k_v)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm k_v) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm k_v) \cdot (B^2 / 2 - B \cdot d / 2) - PD \cdot k_h \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm k_v)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm k_v) \cdot (B/2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B/2) - PD \cdot (1 \pm k_v) \cdot (B/2 - B \cdot d / 2) - PD \cdot k_h \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$



caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
Rara	50.81	73.74	-27.31	62.28	-9.14
	50.81	73.74	-27.31	62.28	-9.14

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2$$

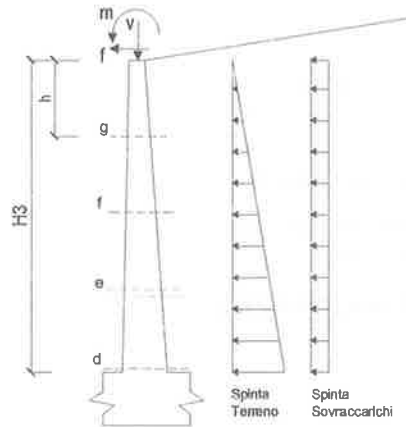
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con si:})$$

$$N_{ext} = v$$

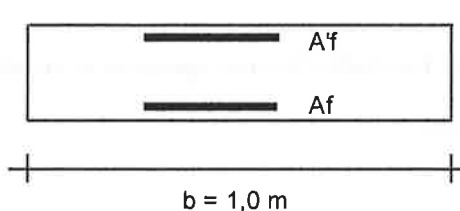
$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.40	11.86	12.99	0.00	24.85	0.00	18.00	18.00
e-e	1.80	5.00	7.31	0.00	12.31	0.00	13.50	13.50
f-f	1.20	1.48	3.25	0.00	4.73	0.00	9.00	9.00
g-g	0.60	0.19	0.81	0.00	1.00	0.00	4.50	4.50

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

Combinazione Caratteristica (RARA)

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	1.42	0.00	0.30	10.05	20.11	0.15	6.33
b - b	-27.31	0.00	0.30	20.11	10.05	2.40	62.59
c - c	-9.14	0.00	0.30	10.05	10.05	1.05	40.61
d - d	24.85	18.00	0.30	10.05	10.05	2.85	101.37
e - e	12.31	13.50	0.30	10.05	10.05	1.41	47.92
f - f	4.73	9.00	0.30	10.05	10.05	0.54	16.54
g - g	1.00	4.50	0.30	10.05	10.05	0.11	2.29

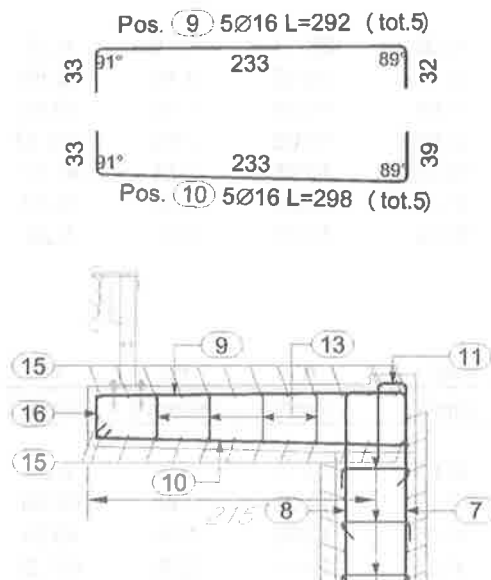
Combinazione Quasi Permanente.

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	1.42	0.00	0.30	10.05	20.11	0.15	6.33
b - b	-27.31	0.00	0.30	20.11	10.05	2.40	62.59
c - c	-9.14	0.00	0.30	10.05	10.05	1.05	40.61
d - d	24.85	18.00	0.30	10.05	10.05	2.85	101.37
e - e	12.31	13.50	0.30	10.05	10.05	1.41	47.92
f - f	4.73	9.00	0.30	10.05	10.05	0.54	16.54
g - g	1.00	4.50	0.30	10.05	10.05	0.11	2.29

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

12.5 Verifica dello sbalzo

Sul muro è presente uno sbalzo di luce 2.15m. Lo sbalzo ha uno spessore in corrispondenza dell'attacco con il muro pari a 0.51 cm ed è armato con $\Phi 16/20$.



La verifica viene eseguita con uno schema schema semplificato a mensola.

I carichi considerati son il peso proprio ($\gamma = 25\text{kN/m}^3$), il carico permanente del guard rail (1.5kN/m) ed un carico variabile dovuto alla folla pari a 5kN/m .

Peso proprio

$$M_{pp} = pL L/2 = (25 \cdot 1 \cdot 0.51) \cdot 2.15^2 / 2 = 29.46 \text{ kNm}$$

$$V_{pp} = pL = 25 \cdot 1 \cdot 0.51 \cdot 2.15 = 27.41 \text{ kN}$$

Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 002	A	55 di 59

Permanente (Guard rail)

$$M_P = PL = 1.5 \cdot 1 \cdot 2.15 = 3.23 \text{ kNm}$$

$$V_P = 1.5 \text{ kN}$$

Variabile - folla

$$M_q = qLL/2 = 5 \cdot 2.15^2/2 = 11.56 \text{ kNm}$$

$$V_q = 5 \cdot 2.15 = 10.75 \text{ kN}$$

SLU - Stato limite ultimo

$$M_{SLU} = 1.35 \cdot M_{pp} + 1.5 \cdot M_P + 1.5 \cdot M_q = 1.35 \cdot 29.46 + 1.5 \cdot 3.23 + 1.5 \cdot 11.56 = 62 \text{ kNm}$$

$$V_{SLU} = 1.35 \cdot 27.41 + 1.5 \cdot 1.5 + 1.5 \cdot 10.75 = 55.37$$

SLE

$$M_{SLE} = 29.46 + 3.23 + 11.56 = 44.25 \text{ kN}$$

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Tipologia sezione:

Normativa di riferimento:

Percorso sollecitazione:

Condizioni Ambientali:

Riferimento Sforzi assegnati:

Riferimento alla sismicità:

Posizione sezione nell'asta:

Stati Limite Ultimi

Sezione generica

N.T.C.

A Sforzo Norm. costante

Poco aggressive

Assi x,y principali d'inerzia

Zona non sismica

In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C32/40

Resis. compr. di calcolo fcd : 188.10 daN/cm²

Resis. compr. ridotta fcd' : 94.05 daN/cm²

Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020

Def.unit. ultima ecu : 0.0035

Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo

Modulo Elastico Normale Ec : 336430 daN/cm²

Coeff. di Poisson : 0.20

Resis. media a trazione fctm : 31.00 daN/cm²

Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0

Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):

Sc Limite : 192.00 daN/cm²

Apert.Fess.Limite : Non prevista

Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 192.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.400 mm
 Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 144.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. β1*β2 : 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. β1*β2 : 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1
 Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-50.00	0.00
2	-50.00	51.00
3	50.00	51.00
4	50.00	0.00

DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	-44.00	6.00	16
2	-44.00	45.00	16
3	44.00	45.00	16
4	44.00	6.00	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø, mm
1	1	4	3	16
2	2	3	3	16

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 002	A	57 di 59

Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	6200	0	10	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	0	4425	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	0	4425	0

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	0	4425	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 20.4 cm
Copriferro netto minimo staffe: 4.4 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e
(N, Mx, My)

Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	N	0	6200	0	0	18112	0	2.921

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.01411	-50.0	51.0	-0.00133	-44.0	45.0	-0.03275	-44.0	6.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000805517	-0.037581380	0.097	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. (§ B.6.6.2 Istruz.DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess.	Apertura fessure in mm. Calcolo secondo §4.1.2.2.4.6 NTC.

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	19.6	-50.0	51.0	-1062	-44.0	6.0	1491	305	0.166	0.110

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	19.6	-50.0	51.0	-1062	-44.0	6.0	1491	305	0.166	0.110

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	19.6	-50.0	51.0	-1062	-44.0	6.0	1491	305	0.166	0.110

Verifica a taglio

Materiale			
CALCESTRUZZO classe di resistenza		C32/40	
Resistenza a compressione			
	resistenza cubica Rck	40	N/mm ²
	resistenza cilindrica fck = 0.83Rck	33.2	N/mm ²
Resistenze di calcolo a compressione del cls			
	fcd = $\alpha_{cc} fck / \gamma_c$	18.81	N/mm ²
	coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata α_{cc}	0.85	
	coeff. parziale di sicurezza relativo al cls γ_c	1.5	
ACCIAIO		B450C	
	f_{yd} = f_{yk} / γ_s	391.30	N/mm ²
	resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio f_{yk}	450.00	N/mm ²
	coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio γ_s	1.15	
Carpenteria sezione rettangolare			
Larghezza membratura resistente a taglio	bw	100	cm
Altezza trave	H=a	51	cm
Copriferro (all'asse della barra)	c'	6	cm
Altezza utile	d	45	cm
Verifica (4.1.2.1.3.1)			
taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo	VEd	55.37	kN
resistenza di calcolo a trazione	$k=1+(200/d)^{0.5} \leq 2$	1.667	
	$v_{min} = 0.035k^{3/2} fck^{1/2}$	0.434	
area dell'armatura longitudinale	A _{sl}	10.0	cm ²
rapporto geometrico di armatura longitudinale [≤0.02]	$\rho_l = A_{sl} / (bw * d)$	0.00222	
forza assiale di compressione	NEd	0	kN
tensione media di compressione nella sezione [≤0.2fcd]	$\sigma_{cp} = NEd / A_c$	0	N/mm ²
	$v_{min} + 0.15\sigma_{cp}$	0.43	N/mm ²
a	$0.18k (100 \rho_l fck)^{1/3} / \gamma_c$	0.39	N/mm ²
b	$0.15\sigma_{cp}$	0	N/mm ²
a+b		0.39	N/mm ²
	$VRd = [a+b]bw*d$	175.21	kN
	$VRd, min = [v_{min} + 0.15\sigma_{cp}] bw d$	195.26	kN
resistenza a taglio	VRd	195.26	kN
misura sicurezza	$F = VRd / VEd$	3.53	>1
ARMATURA A TAGLIO NON NECESSARIA			

