



COMUNE DI PRATO
SERVIZIO LAVORI PUBBLICI, GRANDI OPERE, ENERGIA E PROTEZIONE CIVILE
U.O. RECUPERO DEL PATRIMONIO STORICO

Restauro del Bastione delle Forche



PROGETTO ESECUTIVO

COMMITENZA: Comune di Prato

ASSESSORE AI LAVORI PUBBLICI: Roberto CAVERNI
SERVIZIO LAVORI PUBBLICI, GRANDI OPERE, ENERGIA E PROTEZIONE CIVILE - Dirigente del servizio: Ing. Lorenzo FRASCONI
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Francesco PROCOPID

PROGETTO: Raggruppamento Temporaneo di Professionisti:

CAPOGRUPPO
S P I R A
INGEGNERIA



SPIRA S.r.l.

Servizi Progettazione Integrata per il Restauro Architettonico

Direttore Tecnico (Art.254 DPR 207/10) :

Ing. Massimo MARRANI - Ordine Ingegneri di Firenze n.1594

www.studiospira.it

PROGETTISTA E COORDINATORE DELLA PROGETTAZIONE

E DIREZIONE DEI LAVORI:

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Prof. Arch. Giuseppe CRUCIANI FABOZZI

Ing. Massimo MARRANI

MANDANTI:

PROGETTISTA E D.O. OPERE STRUTTURALI E DI CONSOLIDAMENTO:

Prof. Ing. Andrea VIGNOLI - Studio Tecnico Associato di Ingegneria

di Prof. Ing. Andrea VIGNOLI e Ing. Claudio CONSORTI

Arch. Alessandro PAGLIAI

Arch. Stefano BALDI

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE:

AFFINAMENTO DEL RILIEVO, GRAFICA ED EDITING:

COLLABORATORI:

Arch. Sara MARRANI, Ing. Silvio SPADI, B. Arch. Christopher EVANS,

P.I. Alessio ALESSI, Dott. Agr. Marco CEI, Arch. Luca UGOLINI,

Ing. Annalisa Cinelli, Ing. Riccardo Regoli

PROGETTO STRUTTURE
Calcoli delle strutture

PST-CAL

Questo progetto è stato realizzato da Spira srl nel rispetto delle regole stabilite dal proprio sistema di gestione qualità conforme ai requisiti ISO 9001/2008 valutato da BUREAU VERITAS Certification e coperto da certificato n°167233

DATA: Settembre 2012

Rev.:

SOMMARIO

A1.1	SCALE DI ACCESSO	1
A1.2	PARAPETTO	12
A1.3	GABBIONATA	18
A1.4	PALO ILLUMINAZIONE.....	31

A1.1 SCALE DI ACCESSO

L'accesso al Bastione delle Forche è costituito da due scale in c.a., una esterna alle mura del Bastione e l'altra interna, collegate fra di loro da un portone di ingresso.

La scala esterna collega il percorso pedonale esistente con il portone di ingresso al Bastione, ed è costituita da un'unica rampa in c.a., che poggia su due pareti laterali; i gradini sono 9 e sono realizzati con calcestruzzo colorato, in modo da superare un dislivello di circa 1,60 m.

La scala interna di accesso al Bastione delle Forche è invece realizzata mediante gradoni in c.a., in modo tale da minimizzare lo scavo; vengono realizzati dei muri di sostegno con sezione trasversale ad L, la cui base costituisce la struttura portante della scala stessa. La scala è composta da due rampe e da un pianerottolo intermedio, per un totale di 20 gradini, in modo da superare un dislivello di 3,30 m.

Il portone di accesso alla scala viene allargato rispetto a quello esistente, sia in larghezza che in altezza; vengono realizzate, perciò, tre cerchiature in acciaio di tipo Cor-Ten, con sezione trasversale di caratteristiche tipo HEB160 sia per i montanti che per l'arco, disposte in modo equidistante nello spessore della parete del Bastione.

La progettazione e la verifica della struttura in oggetto è stata eseguita secondo la normativa vigente, ovvero il D.M. del 14/1/2008 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" e la Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. "*Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le costruzioni*".

Per quanto riguarda la scala esterna, la rampa è stata dimensionata considerandola semplicemente appoggiata sulle pareti laterali.

Per quanto riguarda i muri di sostegno della scala interna, sono stati realizzati mediante elementi in c.a. di sezione trasversale ad L; su tali strutture sono state effettuate le verifiche previste per le opere di sostegno.

Per quanto riguarda le cerchiature dell'entrata, in particolare per l'architrave ad arco ribassato, è stato considerato lo schema di trave semplicemente appoggiata con carico pari al triangolo di muratura sovrastante. Con le sollecitazioni ottenute sono stati dimensionati l'architrave e conseguentemente i montanti.

Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

ANALISI DEI CARICHI

Per il muro di sostegno, per il terreno a monte sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici:

strato	prof. Base strato p.c.	angolo di attrito interno efficace	coesione efficace	peso di volume saturo	coesione non drenata
		ϕ'	c'	γ_{sat}	c_u
	m	°	kPa=kN/m ²	kN/m ³	kPa=kN/m ²
1	6.8	31.7	0	17.5	0
2	1.2	28	10	17.5	65
3	20	33.5	0	17.5	0

Per il dimensionamento del muro di sostegno della scala interna e per il dimensionamento della scala esterna, è stato assunto un sovraccarico variabile pari a 500 kg/m^2 , corrispondente al caso di ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C3).

Nel calcolo delle cerchiature il peso specifico del muro del Bastione è stato assunto pari a 1900 kg/m^3 .

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Il muro di sostegno della scala interna è una struttura ordinaria quindi si assume $V_N \geq 50$ anni.

La costruzione in oggetto è una struttura di "Classe III", così definita:

Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso.

Si ottiene quindi: $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75$ anni.

AZIONE SISMICA

L'analisi del muro di sostegno della scala interna in condizioni sismiche è eseguita mediante un'analisi pseudo-statica: il modello di calcolo comprende l'opera, il terreno e gli eventuali sovraccarichi agenti. L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, il valore del coefficiente sismico orizzontale k_h possono essere valutati mediante le espressioni:

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

con a_{max} , accelerazione orizzontale massima attesa al sito, e g , accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui:

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 del D.M. 14/01/2008;

Il coefficiente β_m assume i valori riportati in Tab. 7.11.II.

Nel caso di muri di sostegno non liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si deve assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma sia applicato a metà altezza del muro.

Nel caso in esame, per il muro di sostegno, si considera lo stato limite SLV (*Stato Limite di salvaguardia della Vita*).

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

Si è assunto un suolo di fondazione appartenente alla categoria C, come riportato nella Relazione Geologica e Geotecnica a firma del Dott. Franco Ceccarini ed una categoria topografica T1.

Per la determinazione dell'azione sismica le coordinate dell'ubicazione dell'opera in oggetto sono latitudine 43,87967 e longitudine 11,10396; con tali valori si ricavano, per lo stato limite SLV, i parametri $a_g=0,164g$, $S_s=1,463$ (terreno tipo C) e $S_T=1$. Nel caso in esame $\beta_m = 0,24$, per cui $k_h = 0,058$.

VERIFICHE DI SICUREZZA PER CARICHI NON SISMICI

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008.

MURO DI SOSTEGNO (SCALA INTERNA):

Per il muro di sostegno della scala interna sono state effettuate le verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento, di scorrimento sul piano di posa, di capacità portante del terreno e resistenza degli elementi strutturali.

Le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). In base al § 6.5.3.1.1 "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 come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tab. 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte."

Le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta il valore di pretensione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valori caratteristico della i -esima azione variabile;

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I.

VERIFICHE MURO DI SOSTEGNO:

I parametri adottati per le verifiche del muro di sostegno sono i seguenti:

CARATTERISTICHE DEL TERRENO

angolo attrito interno terreno	$\phi =$	31.7 °	0.553	rad
peso specifico terreno	$\gamma =$	1750 kg/m ³		
angolo attrito interno terreno (M1)	$\phi_{M1} =$	0.553 rad	31.70 °	
angolo attrito interno terreno (M2)	$\phi_{M2} =$	0.459 rad	26.29 °	
coefficiente di spinta attiva (M1)	$K_{a(M1)} =$	0.311		
coefficiente di spinta attiva (M2)	$K_{a(M2)} =$	0.386		
angolo di attrito terreno-muro	$\delta =$	31.7 °	0.553	rad
sovraccarico sul terrapieno (Cat. C3)	$q =$	500 kg/m ²		

CARATTERISTICHE DEL MURO

peso specifico	$\gamma_{c.a.} =$	2500 kg/m ³
----------------	-------------------	------------------------

gradone [numero dal più alto al più basso]:	altezza parete h_p [m]	spessore parete s_p [m]	altezza base h_b [m]	spessore base s_b [m]	lunghezza l [m]	peso muro [kg/m]	peso muro [kg/m ²]
1	4.05	0.30	0.85	1.60	5.41	6441	1590
2	2.90	0.30	0.92	1.60	3.00	5850	2017
3	2.00	0.30	1.21	1.60	3.00	6330	3165

	M1	M2	M1	M2
gradone [numero dal più alto al più basso]:	spinta attiva terreno (S_a) [kg/m]	spinta attiva terreno (S_a) [kg/m]	spinta sovraccarico (S_q) [kg/m]	spinta sovraccarico (S_q) [kg/m]
1	4465	5540	630	782
2	2289	2841	451	560
3	1089	1351	311	386

• Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU+M2. Tale verifica si effettua rispetto ad uno spigolo teorico inclinato, che segue l'andamento della scala a gradoni.

Il coefficiente di spinta attiva si determina con un valore dell'angolo di attrito del terreno ridotto del coefficiente γ_ϕ :

$$\phi_{M2} = \arctan\left(\frac{\tan \phi_{M1}}{\gamma_\phi}\right) \quad K_{a,M2} = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi_{M2})}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi_{M2} + \delta) \cdot \text{sen}(\phi_{M2} - i)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + i)}}\right]^2}$$

dove:

- β angolo del paramento interno con l'orizzontale, pari a 90°;
- ϕ angolo di attrito interno del terreno, pari a 31.7°;
- δ angolo di attrito terreno-muro, supposto pari a ϕ e quindi 31.7°;
- i angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale, pari a 0°.

Si calcolano il momento ribaltante, M_R , dovuto alla spinta attiva del terreno ed ai sovraccarichi variabili, ed il momento stabilizzante, M_S , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base della gabbionata.

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere $M_S/M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU) - (EQU+M2)

RISPETTO AD UNO SPIGOLO TEORICO INCLINATO

$h_0=$	1.20	m		
$h_1=$	4.75	m		
$b=$	11.41	m		
$k_{M2}=$	0.386			
$\gamma=$	1750	kg/m ³		
$q=$	500	kg/m ²		
$\alpha=$	0.302	rad	17.28	°
$m=(h_1-h_0)/b=$	0.311			
Momento spinta terreno	48177	kgm		
Momento spinta sovraccarico	15615	kgm		
Momento ribaltante totale M_R	63792	kgm		
peso parete muro (effettivo)	24712	kg		
Braccio peso parete muro	1.75	m		
peso base muro (effettivo)	39534	kg		
Braccio peso base muro	0.80	m		
Momento stabilizzante muro longitudinale M_{S1}	74874	kgm		
Momento stabilizzante muro laterale M_{S2}	3499	kgm		
Momento stabilizzante totale M_S	78373	kgm		
$M_S/M_R=$	1.23		>	1

VERIFICATO

• Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Nel caso in esame, la fondazione del muro di sostegno preme contro il muro esistente del Bastione. Attualmente, al posto della scala di progetto, è presente il terreno del terrapieno. La verifica allo scorrimento si effettua mediante un confronto tra la situazione attuale (terreno che spinge sulla muratura del Bastione) e la situazione di progetto, in cui sul muro del Bastione agisce esclusivamente la forza di scorrimento non assorbita dal muro di sostegno di nuova realizzazione. La verifica si ritiene soddisfatta se la forza agente nello stato di progetto risulta inferiore alla forza agente allo stato attuale.

Il coefficiente di spinta attiva è pari a:

$$K_{a,M1} = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi_{M1})}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi_{M1} + \delta) \cdot \text{sen}(\phi_{M1} - i)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + i)}} \right]^2}$$

dove gli angoli sono sopra specificati.

Nella situazione di progetto, si calcolano la forza di scorrimento, F_{scorr} , dovuto alla spinta attiva del terreno ed ai sovraccarichi variabili, ed la forza stabilizzante, F_{stab} , dovuto all'attrito tra terreno e muro, pari a $F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \delta / \gamma_R) / \gamma_R$, e la differenza tra la forza di scorrimento e la forza stabilizzante $F_{scorr} - F_{stab}$.

Nella situazione attuale si calcola la forza di scorrimento dovuta alla spinta attiva del terreno (si trascura, a favore di sicurezza, la spinta dovuta ad eventuali sovraccarichi variabili).

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA A SCORRIMENTO (GEO) - Approccio 2 (A1+M1+R3)

gradone	dal più alto al più basso):	[numero]	STATO DI PROGETTO				Scorrim-Stab F' [kg/m]	Scorrim-Stab tra due gradoni successivi [kg/m]	
			A1+M1 spinta attiva terreno (S _a) [kg/m]	A1+M1 spinta sovraccarico (S _q) [kg/m]	Forza di scorrimento F _{scorr} [kg/m]	A1+M1+R3 Forza stabilizzante F _{stab} [kg/m]			
1			5804	945	6749	3616	3132	VERIFICATO	
2			2976	677	3652	3285	368	VERIFICATO	3500
3			1415	467	1882	3554	0	VERIFICATO	

STATO ATTUALE

Altezza di muro del Bastione con terreno H= 4.65 m
 spinta attiva terreno [A1+M1] S_a= 7651 kg/m

non è stata considerata (a favore di sicurezza) la spinta dovuta ai sovracc. var.

• Verifica delle pressioni sul terreno

La verifica delle pressioni sul terreno è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal muro di sostegno con la pressione limite. Anche in questo caso la verifica si effettua considerando il muro di sostegno globalmente approssimando lo spigolo a gradoni con uno spigolo teorico inclinato, che segue l'andamento della scala.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (GEO) - Approccio 2 (A1+M1+R3)		rispetto al baricentro dell'impronta della base del muro	
a livello globale			
$h_0=$	1.20	m	
$h_1=$	4.75	m	
$b=$	11.41	m	
$k_{M1}=$	0.311		
$\gamma=$	1750	kg/m ³	
$q=$	500	kg/m ²	
$\alpha=$	0.302	rad	17.28 °
$m=(h_1-h_0)/b=$	0.311		
Momento spinta terreno	45880	kgm	
Momento spinta sovraccarico	12583	kgm	
peso parete muro (effettivo)	27458	kg	
Braccio peso parete muro	-0.80	m	
peso base muro (effettivo)	43927	kg	
Braccio peso base muro	0.15	m	
Momento rispetto al baricentro impronta di base	43086	kgm	
Sforzo normale	71385	kg	
eccentricità	0.60	m	
larghezza/6	0.32	m	
	$e>B/6$		
Tensione sull'impronta globale	1.20	kg/cm²	
$d=$	0.35	m	

La tensione massima sul terreno pari a 1,20 kg/cm² risulta essere inferiore alla tensione limite del terreno, pari a 2,53 kg/cm², come riportato nella Relazione Geologica e Geotecnica redatta dal Dott. Franco Ceccarini.

• Verifica di resistenza

La verifica di resistenza ed il dimensionamento della armature del muro di sostegno è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Il calcestruzzo è di classe C28/35.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

gradone	dal più alto al più basso):	[numero	altezza minima base muro [m]	A1+M1		A1+M1			
				spinta attiva terreno (S _a) [kg/m]	braccio spinta terreno [m]	spinta sovraccarico (S _q) [kg/m]	braccio spinta sovraccarico [m]		
	1		0.70	5804	1.12	945	1.68		
	2		0.21	2976	0.90	677	1.35		
	3		0.20	1415	0.60	467	0.90		
gradone	[numero dal più alto al più basso]:	Momento totale alla base della parete M _{soil} [kgm/m]	Momento resistente M _{res} [kgm/m]		Taglio totale				
					Taglio alla base della parete V _{soil} [kg/m]	Taglio resistente V _{res} [kg/m]			
1		8064	9560	1φ16/20+1φ12/20	VERIFICATO	6749	6911	1φ10/20 orizz	VERIFICATO
2		3578	5960	1+1φ12/20	VERIFICATO	3652	6911	1φ10/20 orizz	VERIFICATO
3		1269	5960	1+1φ12/20	VERIFICATO	1882	6911	1φ10/20 orizz	VERIFICATO

SCALA ESTERNA:

Per la scala interna sono state effettuate esclusivamente le verifiche di resistenza della rampa, in quanto le verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento e di scorrimento sul piano di posa non hanno significato a causa della forma stessa della struttura della scala.

La verifica di resistenza ed il dimensionamento della armature della soletta costituente la rampa è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Il calcestruzzo è di classe C28/35.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

SOLETTA - RAMPA			
Considero 1 m di soletta			
Luce soletta	L=	2.75 m	
Spessore soletta	s=	0.20 m	
Spessore medio rivestimento soprastante	sr=	0.20 m	
Carico agli SLU	p=	2150 kg/m	
Momento massimo SLU	M _{max} =	2032 kNm	verificato
Taglio massimo SLU	V _{max} =	2956 kg	verificato
Momento resistente	M _{Rd} =	2769 kNm	
Armatura		1+1φ10/20"	
Taglio resistente	V _{Rd} =	3557 kg	

VERIFICHE DI SICUREZZA IN CONDIZIONI SISMICHE

Sono state effettuate le verifiche per il muro di sostegno con riferimento agli stati limite di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa, collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e resistenza degli elementi strutturali, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁ carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;
- G₂ carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;
- P valore caratteristico dell'azione di pretensione;
- ψ_{2j} coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{kj};
- Q_{kj} valore caratteristico della azione variabile Q_{kj}.

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nel caso in esame, essendo i sovraccarichi variabili agenti appartenenti alla categoria C (Ambienti suscettibili di affollamento), è stato adottato il coefficiente ψ₂ = 0,6 in base alla Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/2008.

MURO DI SOSTEGNO:

L’analisi pseudo-statica si esegue con l’Approccio 1 o con l’Approccio 2.

Nell’Approccio 1, per l’analisi di stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno si utilizza la Combinazione 2. In particolare, le variazioni di spinta prodotte dalle azioni sismiche si calcolano con i coefficienti parziali M2 e le forze di inerzia sul muro in gabbioni si sommano alla spinta, mentre i coefficienti parziali A2 della Combinazione 2 devono essere posti pari a 1.

Nell’Approccio 2, i coefficienti A1 devono essere posti pari a 1. Per le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione, l’Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l’Approccio 1. Per questo Stato limite è, pertanto, preferibile l’impiego dell’Approccio 1.

Nelle verifiche sismiche, i parametri adottati sono i seguenti:

accelerazione max al sito su suolo rigido	a_g [g]	0.164 (SLV)	
fattore di amplificaz max	F_0	2.408 (SLV)	
coefficiente topografico	S_T	1.0 (superficie topografica T1)	
coefficiente stratigrafico	S_S	1.463 (terreno di categoria C)	
accelerazione max al sito	a_{max} [g]	0.240 (formula 7.11.8)	
coefficiente di riduzione	β_m	0.24 (Tab. 7.11.II)	
coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.058 (formula 7.11.6)	
coefficiente combinazione sovraccarico	ψ	0.6 Cat. C	
angolo cuneo di spinta (M2)	ε (M2)	58.15 °	1.015 rad
angolo cuneo di spinta (M1)	ε (M1)	60.85 °	1.062 rad

- Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene effettuata secondo l’unico approccio: E+M2

Analogamente al caso per carichi non sismici, la verifica a ribaltamento si effettua rispetto ad uno spigolo teorico inclinato che segue l’andamento della scala a gradoni.

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Alle spinte del terreno e dei sovraccarichi si sommano le forze inerziali del peso proprio del muro in gabbioni e l’incremento delle spinte del terreno e dei sovraccarichi dovute all’azione sismica.

Le spinte del terreno e dei sovraccarichi sono state determinate in maniera analoga al caso non sismico. L’azione sismica è stata determinata sia come componente orizzontale che come componente verticale.

Il coefficiente parziale per il ribaltamento è stato posto pari a $\gamma_R=1,0$.

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere $M_S/M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU) - (E+M2)			RISPETTO AD UNO SPIGOLO TEORICO INCLINATO		
$h_0=$	1.20	m			
$h_1=$	4.75	m			
$b=$	11.41	m			
$k_{M2}=$	0.386				
$\gamma=$	1750	kg/m ³			
$q=$	500	kg/m ²			
$\alpha=$	0.302	rad	17.28	°	
$m=(h_1-h_0)/b=$	0.311				
Momento spinta terreno	43797	kgm			
Momento spinta sovraccarico	10410	kgm			
Momento azione sismica spinta terreno	15773	kgm			
Momento azione sismica spinta sovraccarico	932	kgm			
Momento azione sismica peso muro	1792	kgm			
Momento ribaltante totale M_R	72704	kgm			
peso parete muro (effettivo)	27458	kg			
Braccio peso parete muro	1.75	m			
peso base muro (effettivo)	43927	kg			
Braccio peso base muro	0.80	m			
Momento stabilizzante muro longitudinale M_{S1}	83193	kgm			
Momento stabilizzante muro laterale M_{S2}	3888	kgm			
Momento stabilizzante totale M_S	87081	kgm			
$M_S/M_R=$	1.20		>	1	VERIFICATO

• Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l’Approccio (E+M2+R1).

Analogamente al caso per carichi non sismici, la verifica a scorrimento si effettua mediante un confronto tra la situazione attuale e la situazione di progetto; e la verifica si ritiene soddisfatta se la forza agente nello stato di progetto risulta inferiore alla forza agente allo stato attuale.

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Nella situazione di progetto, alle spinte del terreno e dei sovraccarichi si sommano le forze inerziali del peso proprio del muro in gabbioni e l’incremento delle spinte del terreno e dei sovraccarichi dovute all’azione sismica.

Nella situazione attuale alla spinta del terreno si somma l’incremento di spinta del terreno dovuto all’azione sismica (a favore di sicurezza si trascurano gli effetti dei sovraccarichi variabili).

Il coefficiente parziale R1 per lo scorrimento è pari a $\gamma_R=1,0$.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

gradone [numero dal più alto al più basso]:	STATO DI PROGETTO										Scorrim-Stab tra due gradoni successivi [kg/m]
	E+M2	E+M2	E+M2	E+M2	E+M2	E+M2	E+M2	E+M2+R1	E+M2+R1	E+M2+R1	
	spinta attiva terreno (S _a) [kg/m]	spinta sovraccarico (S _s) [kg/m]	b [m]	azione sismica terreno [kg/m]	azione sismica sovraccarico [kg/m]	azione sismica peso muro [kg/m]	Forza di scorrimento [kg/m]	F _{stab}	Forza stabilizzante F _{stab} [kg/m]	Scorrim-Stab F' [kg/m]	
1	5540	782	2.52	514	70	371	7276	3182	4094	0	VERIFICATO
2	2841	560	1.80	263	50	337	4051	2890	1160	0	VERIFICATO
3	1351	386	1.24	125	35	365	2261	3128	0	0	VERIFICATO

STATO ATTUALE			non è stata considerata (a favore di sicurezza) la spinta dovuta ai sovraccarichi variabili		
Altezza di muro del Bastione con terreno	H=	4.65	m		
lato superiore cuneo di spinta	b=	2.89	m		
spinta attiva terreno [E+M2]	S _a =	7304	kg/m		
azione sismica (terreno)	S _{act} =	677	kg/m		
Forza di scorrimento totale	S=	7980	kg/m		

• Verifica delle pressioni sul terreno

La verifica delle pressioni sul terreno è stata effettuata secondo l’Approccio (E+M1+R3).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Alle spinte del terreno e dei sovraccarichi si sommano le forze inerziali del peso proprio del muro di sostegno e l’incremento delle spinte del terreno e dei sovraccarichi dovute all’azione sismica.

Il coefficiente parziale R3 per la capacità portante della fondazione è pari a $\gamma_R=1,4$.

La verifica delle pressioni sul terreno si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal muro con la pressione limite.

Anche in questo caso la verifica si effettua considerando il muro di sostegno globalmente approssimando lo spigolo a gradoni con uno spigolo teorico inclinato, che segue l'andamento della scala.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (GEO) - Approccio 2 (E+M1+R3) rispetto al baricentro dell'impronta della base del muro

$h_0=$	1.20	m	
$h_1=$	4.75	m	
$b=$	11.41	m	
$k_{M1}=$	0.311		
$\gamma=$	1750	kg/m ³	
$q=$	500	kg/m ²	
$\alpha=$	0.302	rad	17.28 °
$m=(h_1-h_0)/b=$	0.311		
Momento spinta terreno	35292	kgm	
Momento spinta sovraccarico	8389	kgm	
Momento azione sismica spinta terreno	15773	kgm	
Momento azione sismica spinta sovraccarico	932	kgm	
Momento azione sismica peso muro	1792	kgm	
peso parete muro (effettivo)	27458	kg	
Braccio peso parete muro	-0.80	m	
peso base muro (effettivo)	43927	kg	
Braccio peso base muro	0.15	m	
Momento rispetto al baricentro impronta di base	46801	kgm	
Sforzo normale	71385	kg	
eccentricità	0.66	m	
larghezza/6	0.32	m	
	$e>B/6$		
Tensione sull'impronta globale	1.42	kg/cm²	
$d=$	0.29	m	

La tensione massima sul terreno in condizioni sismiche pari a 1,42 kg/cm² risulta essere inferiore alla tensione limite del terreno, pari a 1,50 kg/cm², come riportato nella Relazione Geologica e Geotecnica redatta dal Dott. Franco Ceccarini.

• Verifica di resistenza

La verifica di resistenza ed il dimensionamento della armature del muro di sostegno è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Il calcestruzzo è di classe C28/35.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA RESISTENZA (STR) - Approccio 2 (E+M1+R3) striscia di 1 m, verifica alla base della parete, in corrispondenza dell'altezza libera maggiore

gradone [numero dal più alto al più basso]:	altezza minima base muro [m]	E+M1		E+M1		b [m]
		spinta attiva terreno (S _a) [kg/m]	braccio spinta terreno [m]	spinta sovraccarico (S _q) [kg/m]	braccio spinta sovraccarico [m]	
1	0.70	4465	1.12	630	1.68	2.26
2	0.21	2289	0.90	451	1.35	1.62
3	0.20	1089	0.60	311	0.90	1.12

gradone [numero dal più alto al più basso]:	E+M1		E+M1		E+M1	
	azione sismica terreno [kg/m]	braccio azione sismica terreno [m]	azione sismica sovraccarico [kg/m]	braccio azione sismica sovraccarico [m]	azione sismica peso muro [kg/m]	braccio azione sismica peso muro [m]
1	461	1.68	70	1.68	371	1.68
2	236	1.35	50	1.35	337	1.35
3	112	0.90	35	0.90	365	0.90

gradone [numero dal più alto al più basso]:	Momento totale alla base della parete M _{tot} [kgm/m]		Taglio totale alla base della parete V _{tot} [kg/m]	Taglio resistente V _{res} [kg/m]	
	M _{tot}	M _{res}		V _{res}	V _{res}
1	7551	9560	5996	6911	1φ10/20 orizz VERIFICATO
2	3498	5960	3363	6911	1φ10/20 orizz VERIFICATO
3	1394	5960	1911	6911	1φ10/20 orizz VERIFICATO

VERIFICHE CERCHIATURA:

Per la verifica dell'architrave della cerchiatura dell'apertura dell'accesso alla scala di progetto, a favore di sicurezza si considera agente, come carico uniformemente distribuito, sull'architrave una porzione di muratura sovrastante di altezza pari a quella del triangolo equilatero di base pari alla lunghezza dell'architrave stessa. Il peso specifico della muratura del Bastione è stato assunto pari a 1900 kg/m². La nuova apertura ha una larghezza pari a 2,50 m.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

ANALISI DEI CARICHI																																																											
Larghezza muratura	s=	1.70	m																																																								
Altezza muratura	h=	2.48	m																																																								
Lunghezza muratura	l=	2.86	m																																																								
Peso muratura totale	P=	22880	kg																																																								
Peso muratura a m	P=	8000	kg/m																																																								
supponendo un triangolo equilatero di muratura sovrastante																																																											
considerando un rettangolo con altezza pari a quella del triangolo																																																											
coeff. Combinazione	yG1	yG2	yQ																																																								
	1.3	1.5	1.5																																																								
carico al metro lineare:																																																											
SLU(princ.=Q1)=q1	Y _{G1} G1+Y _{G2} G2+Y _Q (Q1+ψ02 Q2)		10400 kg/m																																																								
SLE(princ.=Q1)=q3	G1+G2+(Q1+ψ02 Q2)		8000 kg/m																																																								
VERIFICA ARCHITRAVE																																																											
luce netta L' =	2.50	m	verifica SLE																																																								
Distanza asse ritto =	0.18	m	f=(5/348)(q _{max} L' ⁴)/(EJ)																																																								
luce di calcolo L=	2.86	m	f _{adm} =luce di calcolo/500																																																								
			f<f _{adm} verificato																																																								
M _{max, SLU} =q _{max} L' ² /8=	10804	kgm																																																									
T _{max, SLU} =q _{max} L'/2=	15110	kg																																																									
W _{pl,tot} =W*c	933	cm ³																																																									
V _{c,Rd} =h*s*f _{yk} /(γ _{m0} 3 ^{0.5})	74957	kg > T _{max,SLU} =	15110 kg verificato																																																								
taglio di calcolo inferiore al 50% di quello resistente, nessuna riduzione su momento resistente																																																											
M _{c,Rd} =M _{pl,Rd} =W _{pl} f _{yk} /γ _{m0}	31544	kgm > M _{max,SLU} =	10804 kgm verificato																																																								
nessuna riduzione momento res.																																																											
<table border="1"> <tr> <td>3 HEB160</td> <td colspan="3">acciaio S355W</td> </tr> <tr> <td>classe I tab.4.2.I e tab 4.2.II</td> <td colspan="3"></td> </tr> <tr> <td>Wx adottato</td> <td>W</td> <td>311</td> <td>cm³ (singolo profilo)</td> </tr> <tr> <td>Jx adottato</td> <td>J</td> <td>2492</td> <td>cm⁴ (singolo profilo)</td> </tr> <tr> <td>alt. anima</td> <td>h</td> <td>16.0</td> <td>cm (singolo profilo)</td> </tr> <tr> <td>sp. anima</td> <td>s</td> <td>0.80</td> <td>cm (singolo profilo)</td> </tr> <tr> <td>base</td> <td>b</td> <td>16.0</td> <td>cm (singolo profilo)</td> </tr> <tr> <td>spess. ali</td> <td>tf</td> <td>1.30</td> <td>cm (singolo profilo)</td> </tr> <tr> <td>peso proprio</td> <td>pprofilo</td> <td>42.60</td> <td>kg/m (singolo profilo)</td> </tr> <tr> <td>Area</td> <td>A</td> <td>54.30</td> <td>cm² (singolo profilo)</td> </tr> <tr> <td>coef. Plas.</td> <td>c</td> <td>1.00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>coef. Sic</td> <td>γ_{m0}</td> <td>1.05</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>f_{yk}</td> <td>3550</td> <td>kg/cm²</td> </tr> <tr> <td>numero profili</td> <td>N</td> <td>3</td> <td></td> </tr> </table>				3 HEB160	acciaio S355W			classe I tab.4.2.I e tab 4.2.II				Wx adottato	W	311	cm ³ (singolo profilo)	Jx adottato	J	2492	cm ⁴ (singolo profilo)	alt. anima	h	16.0	cm (singolo profilo)	sp. anima	s	0.80	cm (singolo profilo)	base	b	16.0	cm (singolo profilo)	spess. ali	tf	1.30	cm (singolo profilo)	peso proprio	pprofilo	42.60	kg/m (singolo profilo)	Area	A	54.30	cm ² (singolo profilo)	coef. Plas.	c	1.00		coef. Sic	γ _{m0}	1.05			f _{yk}	3550	kg/cm ²	numero profili	N	3	
3 HEB160	acciaio S355W																																																										
classe I tab.4.2.I e tab 4.2.II																																																											
Wx adottato	W	311	cm ³ (singolo profilo)																																																								
Jx adottato	J	2492	cm ⁴ (singolo profilo)																																																								
alt. anima	h	16.0	cm (singolo profilo)																																																								
sp. anima	s	0.80	cm (singolo profilo)																																																								
base	b	16.0	cm (singolo profilo)																																																								
spess. ali	tf	1.30	cm (singolo profilo)																																																								
peso proprio	pprofilo	42.60	kg/m (singolo profilo)																																																								
Area	A	54.30	cm ² (singolo profilo)																																																								
coef. Plas.	c	1.00																																																									
coef. Sic	γ _{m0}	1.05																																																									
	f _{yk}	3550	kg/cm ²																																																								
numero profili	N	3																																																									
VERIFICA DEI PIEDRITTI																																																											
Htotale ritto h=	2.55	m	lunghezza totale Lu=L'+2l																																																								
profili per ogni ritto=n=	3		2.86 m																																																								
			peso verticale Pv=Lu*q ²																																																								
			29745 kg																																																								
			peso sismico Ps=Ms*Lu																																																								
			22880 kg																																																								
Per definizione spettro vedi l'allegata relazione A.5.3 "Relazione sulla modellazione sismica"			FORZA SISMICA Fs=Sd(T1)*Ps																																																								
			13202 kg																																																								
Edificio in muratura			Nprofilo,sismico=Ned=Ps/(2n)																																																								
			3813 kg																																																								
C=	0.05		Mprofilo,sismico=M _{Ed} =(Fs/2)*(h/2n)																																																								
H=			2805 kgm																																																								
T1=C*H ^{0.3/4} =	0.000		A profilo singolo profilo =																																																								
T*c	0.306		54.30 cm ²																																																								
Cc=	1.553		W profilo singolo profilo=																																																								
verifica: T1<2.5*Cc* T*c=	1.19	verificato	311 cm ³																																																								
Sd(T1)=	0.577		N _{pl,Rd} =A*f _{yk} /γ _{m0} =																																																								
			183586 kg																																																								
			n=N _{Ed} /N _{pl,Rd} =																																																								
			0.02																																																								
			a=(A-2bt _f)/A=																																																								
			0.23																																																								
			M _{pl,Rd} =W f _{yk} /γ _{m0}																																																								
			10515 kgm																																																								
			M _{N,y,Rd} =M _{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0.5a)																																																								
			11660 kgm																																																								
			limitazione M _{N,y,Rd} ≤M _{pl,y,Rd} =																																																								
			10515 kgm																																																								
			M _{Ed} ≤M _{N,y,Rd} verificato																																																								

A1.2 PARAPETTO

L'opera in oggetto, disposta lungo il perimetro delle mura del Bastione, è costituita da montanti in acciaio Cor-Ten posti ad interasse di 1,50 m, di altezza rispetto al filo pavimento pari a circa 1,05 m e rispetto all'estradosso della fondazione pari a circa 1,35 m. I montanti hanno sezione variabile, da 20×20 mm in sommità a 110×20 mm alla base, mentre il corrimano, sempre in acciaio Cor-Ten ha dimensioni 40×20 mm con spigoli arrotondati. Tra i montanti suddetti sono posti dei montanti verticali non strutturali ad interasse 115 mm ed un elemento di sezione rettangolare a chiusura.

La struttura di fondazione in c.a. è costituita da un cordolo continuo lungo il perimetro del Bastione, di sezione trasversale 50×70 cm, posto internamente rispetto alle mura del Bastione stesso, ad una distanza dai montanti del parapetto pari a 65 cm. In corrispondenza dei montanti in acciaio sono realizzate delle travi di collegamento con il cordolo, aventi sezione trasversale pari a 50×20 cm.

La progettazione e la verifica della struttura in oggetto è stata eseguita secondo la normativa vigente, ovvero secondo il D.M. del 14/1/2008 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" e la Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. "*Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le costruzioni*".

Per la valutazione delle sollecitazioni del parapetto in acciaio Cor-Ten, è stato considerato il montante verticale schematizzato come una mensola incastrata alla base su cui sono stati applicati i carichi relativi alla porzione di parapetto di competenza del singolo montante, ovvero di una zona pari a 1,50 m. Mentre per la valutazione delle sollecitazioni del corrimano in acciaio Cor-Ten è stato considerato come una trave semplicemente appoggiata sui montanti verticali.

Per la valutazione delle sollecitazioni della struttura di fondazione del parapetto, è stata considerata la trave di collegamento e la porzione di cordolo di lunghezza pari all'interasse tra due montanti in acciaio del parapetto, e su tale struttura sono state applicate le azioni in base alle combinazioni specificate secondo le verifiche da effettuare.

Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

ANALISI DEI CARICHI

Il peso specifico delle strutture in c.a. è stato assunto pari a $\gamma_{cls}=2500 \text{ kg/m}^3$.

Il carico variabile orizzontale, applicato in corrispondenza del corrimano, è stato assunto pari a 300 kg/m, corrispondente al caso di ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C3).

Per il terreno sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici: peso specifico pari a 1750 kg/m³, angolo di attrito terreno-fondazione $\delta=31.7^\circ$.

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è una struttura ordinaria quindi si assume $V_N \geq 50$ anni.

La costruzione in oggetto è una struttura di "Classe III", così definita:

Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso

Si ottiene quindi: $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75$ anni .

AZIONE SISMICA

La valutazione dell'azione sismica non è stata effettuata in quanto le masse presenti sono di scarsissima entità e la conseguente azione sismica risulta sicuramente inferiore al valore considerato di carico variabile orizzontale pari a 300 kg/m.

VERIFICHE DI SICUREZZA PER CARICHI NON SISMICI

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008.

AZIONI DI CALCOLO:

Le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta il valore di pretensione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I:

Per quanto riguarda la struttura del parapetto sono state effettuate verifiche di resistenza sia sul montante strutturale che sul corrimano.

Per quanto riguarda il plinto di fondazione sono state effettuate le seguenti verifiche:

- verifica a ribaltamento (EQU)
- verifica a scorrimento (GEO)

Per la verifica a ribaltamento (Stato Limite di Equilibrio come corpo rigido), il momento ribaltante e quello stabilizzante sono stati calcolati sulla base dei carichi agenti moltiplicati per i coefficienti parziali di tipo EQU.

Le verifiche a scorrimento (verifiche di tipo Geotecnico) sono state condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

VERIFICHE:

• Verifiche del parapetto

Per la struttura in acciaio del parapetto sono state effettuate le verifiche di resistenza del montante verticale, in corrispondenza della sezione di base, e del corrimano.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

CARICHI					
Carico lineare (Cat. C3)	q=	300 kg/m			
CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO					
Acciaio Cor-Ten Classe S355W					
Tensione di snervamento	$f_{yk} =$	3550 kg/cm ²			
Coefficiente parziale	$\gamma_M =$	1.05			
Modulo elastico	E=	2100000 kg/cm ²			
CARATTERISTICHE DEL MONTANTE					
Altezza montante	L=	1.35 m			
Interasse montante	$i_{mont} =$	1.50 m			
Dimensione1 base montante	h=	11 cm			
Dimensione2 base montante	b=	2 cm			
Dimensione1 sommità montante	h'=	2 cm			
Dimensione2 sommità montante	b'=	2 cm			
Area della sezione metallica alla base	A=	22.00 cm ²			
Peso proprio del profilo	$p_p =$	10.21 kg/m			
Momento d'inerzia sezione di base	J=	221.83 cm ⁴			
Modulo di resistenza sezione di base	W=	40.33 cm ³			
Raggio d'inerzia sezione di base	$\rho =$	3.18 cm			
VERIFICHE SLU MONTANTE					
Coefficiente SLU carichi permanenti	$\gamma_G =$	1.30			
Coefficiente SLU carichi accidentali	$\gamma_Q =$	1.50			
Momento massimo alla base del montante	$M_{sd} = \gamma_Q * Q * L =$	911 kgm			
Taglio massimo alla base del montante	$T_{sd} = \gamma_Q * Q =$	675 kg			
Sforzo normale dovuto al peso proprio	$N_{sd} = \gamma_G * p_p * L =$	18 kg			
<u>Si effettuano le verifiche in campo elastico:</u>					
Tensione normale dovuta a M	$\sigma_M = M_{sd} / W =$	2259.3 kg/cm ²			
Tensione tangenziale media	$\tau_T = T_{sd} / A =$	30.7 kg/cm ²			
Tensione normale dovuta a N	$\sigma_N = N_{sd} / A =$	0.8 kg/cm ²			
Tensione ideale	$\sigma_{id} = \text{rad}q((\sigma_N + \sigma_M)^2 + 3\tau_T^2) =$	2260.7 kg/cm ²	<	$f_{yk} / \gamma_M =$ 3381.0 kg/cm ²	VERIFICATO
CARATTERISTICHE DEL CORRIMANO					
Dimensione1 corrimano	b=	2 cm			
Dimensione2 corrimano	h=	4 cm			
Luce del corrimano	$i_{mont} =$	1.50 m			
Area della sezione metallica	A=	7.97 cm ²			
Momento d'inerzia	J=	10.54 cm ⁴			
Modulo di resistenza	W=	5.27 cm ³			
VERIFICHE SLU CORRIMANO					
Coefficiente SLU carichi permanenti	$\gamma_G =$	1.30			
Coefficiente SLU carichi accidentali	$\gamma_Q =$	1.50			
Momento massimo	$M_{sd} = \gamma_Q * q * i^2 / 8 =$	127 kgm			
Taglio massimo alla base del montante	$T_{sd} = \gamma_Q * q * i / 2 =$	338 kg			
<u>Si effettuano le verifiche in campo elastico:</u>					
Tensione normale dovuta a M	$\sigma_M = M_{sd} / W =$	1201.3 kg/cm ²			
Tensione tangenziale media	$\tau_T = T_{sd} / A =$	84.4 kg/cm ²			
Tensione ideale	$\sigma_{id} = \text{rad}q(\sigma_M^2 + 3\tau_T^2) =$	1210.2 kg/cm ²	<	$f_{yk} / \gamma_M =$ 3381.0 kg/cm ²	VERIFICATO

PIASTRA DI FONDAZIONE			
CARATTERISTICHE PIASTRA DI BASE			
Dimensione1 piastra di base	b=	30 cm	
Dimensione2 piastra di base	h=	40 cm	
Spessore piastra di base	s=	2 cm	
VERIFICHE SLU PIASTRA DI BASE			
Coefficiente SLU carichi permanenti	$\gamma_G =$	1.30	
Coefficiente SLU carichi accidentali	$\gamma_Q =$	1.50	
Momento massimo alla base del montante	$M_{sd} =$	911 kgm	
Taglio massimo alla base del montante	$T_{sd} =$	675 kg	
Sforzo normale dovuto al peso proprio	$N_{sd} =$	18 kg	
CALCOLO DELLE TENSIONI NORMALI MASSIME			
Sezione 30x40 cm armata con 2+2 barre M16 (Ares=157 mm ²) L'area resistente di un M16 è pari a 157 mm ² , quindi per il calcolo delle tensioni sono state inserite barre M14 la cui area è uguale a 154 mm ²			
compressione massima	$\sigma_{c,max} =$	19.64 kg/cm ²	
trazione massima	$\sigma_{t,max} =$	924.2 kg/cm ²	
VERIFICA DELLA TENSIONE DI CONTATTO CON IL CALCESTRUZZO			
Compressione massima	$\sigma_{c,max} =$	19.64 kg/cm ²	
CLS C25/30			
resistenza cubica	$R_{ck} =$	300 kg/cm ²	
resistenza cilindrica	$f_{ck} =$	250 kg/cm ²	
coefficiente parziale	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza a compressione del cls	$f_{cd} =$	141.7 kg/cm ²	VERIFICATO
VERIFICA DELLA PIASTRA IN ZONA COMPRESSA			
Acciaio Cor-Ten Classe S355W			
resistenza acciaio piastra	$f_{yk} =$	3550 kg/cm ²	
coefficiente parziale	$\gamma_c =$	1.05	
Resistenza della piastra	$f_{yd} =$	3381 kg/cm ²	
Sforzo compressione	N =	98 kg	
dist zona compressa	d =	5 cm	
momento max	M = N d/2 =	246 kgcm	
spessore piastra	t =	2.0 cm	
largh sez resistente	b =	1.0 cm	
W sez resistente	W = (bt ²)/6 =	0.67 cm ³	
Tensione massima	$\sigma_{max} = M/W =$	368 kg/cm ²	VERIFICATO
VERIFICA DELLA PIASTRA IN ZONA TESA			
Area resistente tirafondo	$A_{res} =$	1.57 cm ²	
sforzo normale tirafondo	$N_T =$	1451 kg	
dist tirafondo-piattabanda	d =	14 cm	
momento max	M = Nd =	20314 kgcm	
spessore piastra	t =	2.0 cm	
largh sez resistente	b =	15.0 cm	
W sez resistente	W = (bt ²)/6 =	10.00 cm ³	
Tensione massima	$\sigma_{max} = M/W =$	2031 kg/cm ²	VERIFICATO
VERIFICA A SFILAMENTO TIRAFONDO			
N trazione tirafondo	$N_T = \sigma_s A_{res} =$	1451 kg	
HILTI HIT-RE 500 con HAS			
Profondità nominale di ancoraggio	$h_{nom} =$	125 mm	
Profondità di ancoraggio	$h_{act} =$	125 mm	
Resistenza di progetto allo sfilamento	$N_{Rd,c}^0 =$	34.7 kN	
Influenza della profondità di ancoraggio	$f_f =$	1.00	
Resistenza cubica cls	$R_{ck} =$	30 N/mm ²	
Influenza della resistenza del cls	$f_{b,N} =$	1.05	
Interasse ancoranti	s =	200 mm	
Influenza dell'interasse tra gli ancoranti	$f_{A,N} =$	0.90	
Distanza dal bordo	c =	250 mm	
Influenza della distanza dal bordo	$f_{R,N} =$	1.00	
Influenza della temperatura del materiale di base	$f_{temp} =$	1.00	
Resistenza allo sfilamento	$N_{Rd,c} =$	3279 kg	VERIFICATO
VERIFICA TIRAFONDI			
classe 8.8			
$A_{res} =$		157 mm ²	
$f_{td} =$		800 N/mm ²	
$\gamma_{M2} =$		1.25	
N trazione tirafondo	$N_T = \sigma_s A_{res} =$	1451 kg	
$N_T = \sigma_s A_{res} =$		14.5 kN	
Trazione resistente tirafondo	$F_{t,Rd} =$	90.4 kN	VERIFICATO
Taglio tirafondo	$T_T = T/n_{tir} =$	168.8 kg	
$T_T = T/n_{tir} =$		1.69 kN	
Taglio resistente tirafondo	$F_{v,Rd} =$	60.3 kN	VERIFICATO
VERIFICA		0.14 <	1 VERIFICATO

• Verifiche della fondazione

Per la struttura di fondazione del parapetto è stato adottato un calcestruzzo di classe C25/30 e sono state utilizzati i seguenti parametri:

Altezza del cordolo	H=	0.70 m
Base del cordolo	B=	0.50 m
Lunghezza del cordolo	L=	1.50 m
Altezza trave di collegamento	h=	0.20 m
Base trave di collegamento	b=	0.50 m
Lunghezza trave di collegamento	l=	0.65 m
Peso specifico cls	γ_{cls} =	2500 kg/m ³
Altezza palo	h_{palo} =	1.35 m
Carico lineare (Cat. C3)	q_{palo} =	300 kg/m

Verifica al ribaltamento:

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l’unico approccio: EQU

Si calcolano il momento ribaltante, M_R , dovuto all’azione del carico variabile orizzontale, ed il momento stabilizzante, M_S , dovuto ai pesi propri ed ai permanenti portati, rispetto allo spigolo esterno della fondazione.

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere $M_S/M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU)		
Coefficiente EQU carichi permanenti	γ_{G1} =	0.90 (favorevoli)
Coefficiente EQU carichi accidentali	γ_Q =	1.50 (sfavorevoli)
Forza ribaltante	$F_R = \gamma_Q \cdot q_{mont} \cdot L =$	675 kg
Braccio forza ribaltante	$b_{FR} = h + h_{mont} =$	1.55 m
Peso cordolo	$P_C = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{cls} \cdot V_{cordolo} =$	1181 kg
Braccio peso cordolo	$b_C = B/2 + l =$	0.90 m
Peso trave di collegamento	$P_T = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{cls} \cdot V_{trave} =$	146 kg
Braccio trave di collegamento	$b_T = l/2 =$	0.33 m
Momento ribaltante	$M_R = F_R \cdot b_{FR} =$	1046 kgm
Momento stabilizzante	$M_S = \text{somme}(P_i \cdot b_i) =$	1111 kgm
FATTORE DI SICUREZZA	$FS = M_{STAB}/M_{RIB} =$	1.06 > 1

Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l’Approccio 2 (A1+M1+R3).

Si calcolano la forza di scorrimento, F_{scorr} , dovuta all’azione del carico variabile orizzontale, ed la forza stabilizzante, F_{stab} , dovuta all’attrito tra terreno e muro, pari a

$$F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \delta / \gamma_\phi) / \gamma_R$$

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere $F_{stab}/F_{scorr} \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA A SCORRIMENTO (GEO) - Approccio 2 (A1+M1+R3)			
Coefficiente A1 carichi permanenti	$\gamma_{G1} =$	1.00 (favorevoli)	
Coefficiente A1 carichi accidentali	$\gamma_Q =$	1.50 (sfavorevoli)	
Coefficiente R3 scorrimento	$\gamma_R =$	1.10	
Angolo di attrito terreno-cls	$\delta =$	31.7 °	
Peso cordolo	$P_C = \gamma_{G1} * \gamma_{cls} * V_{cordolo} =$	1313 kg	
Peso trave di collegamento	$P_T = \gamma_{G1} * \gamma_{cls} * V_{trave} =$	163 kg	
Forza di scorrimento	$F_{scorr} = \gamma_Q * q_{palo} * L =$	675 kg	VERIFICATO
Forza resistente	$F_{RES} = P_{tot} * \tan \delta / \gamma_R =$	828 kg	
FATTORE DI SICUREZZA	$FS = F_{RES} / F_{scorr} =$	1.23 >	1

Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), essendo le verifiche agli SLU finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), non si utilizza il coefficiente γ_R e si procede quindi come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1 (A1+M1+R1).

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE (STR) - Approccio 2 (A1+M1+R3)			
Coefficiente A1 carichi permanenti	$\gamma_{G1} =$	1.00 (favorevoli)	
	$\gamma_{G1} =$	1.30 (sfavorevoli)	
Coefficiente A1 carichi accidentali	$\gamma_Q =$	0.00 (favorevoli)	
	$\gamma_Q =$	1.50 (sfavorevoli)	
Forza carichi accidentali	$F_A = \gamma_Q * q_{mont} * L =$	675 kg	
Braccio forza ribaltante	$b_A = h + h_{mont} =$	1.55 m	
Momento della forza carichi accidentali	$M_A = F_A * b_A =$	1046 kgm	
Volume totale	$V =$	0.590 mc	
Baricentro vs cordolo con "peso"=volume	$d_G =$	0.31 m	
Peso cordolo	$P_C = \gamma_{G1} * \gamma_{cls} * V_{cordolo} =$	1313 kg	
Braccio peso cordolo	$b_C = d_G - B/2 =$	0.06 m	
Momento del peso del cordolo	$M_C = P_C * b_C =$	-83 kgm	
Peso trave di collegamento	$P_T = \gamma_{G1} * \gamma_{cls} * V_{trave} =$	211 kg	
Braccio peso trave collegamento	$b_T = (B+l) - d_G - l/2 =$	0.51 m	
Momento del peso della trave di collegamento	$M_T = P_T * b_T =$	108 kgm	
Momento rispetto baricentro in pianta	$M =$	1071 kgm	
Compressione alla base	$N = \text{somme } P =$	1524 kg	
Considero la trave 50x20 cm armata con 4+4f12			
Momento resistente	$M_{Rd} =$	2590 kgm	VERIFICATO

A1.3 GABBIONATA

Tale opera è resa necessaria a causa del parziale crollo del muro di contenimento del terrapieno sul lato ovest, per garantire la stabilità del piano di calpestio del Bastione.

L'opera in oggetto è costituita da quattro strati di gabbioni di uguale dimensione più uno di dimensioni diverse, per un'altezza complessiva pari a circa 4,5 m; i gabbioni dei quattro strati uguali hanno dimensioni 2 m × 1 m × 1 m (Lunghezza × Larghezza × Altezza), mentre i gabbioni dello strato diverso hanno dimensioni 2 m × 1 m × 0,5 m (Lunghezza × Larghezza × Altezza).

Ad un'estremità della gabbionata, in corrispondenza della zona in cui il muro di contenimento esistente presenta un aumento di sezione trasversale, si prevede la realizzazione di una gabbionata estesa per tutta l'altezza ma con una larghezza tale da creare continuità tra il muro esistente e la gabbionata di nuova realizzazione.

All'altra estremità, in corrispondenza delle mura esterne del Bastione, si prevede di realizzare una gabbionata di altezza inferiore, a causa della presenza del gradone delle mura esterne stesse.

Si prevede di riempire i gabbioni con pietrame di tipo non gelivo, non friabile, non dilavabile e di buona durezza, con un peso specifico non inferiore ai 2500 kg/m³; il peso specifico della gabbionata è stato assunto pari al 70% di quello del materiale di riempimento, e quindi risulta essere pari a 1750 kg/m³.

Per il terreno a monte è stato considerato un peso specifico di 1750 kg/m³, un angolo di attrito interno pari a 31.7° e assenza di falda, in accordo a quanto riportato nella Relazione Geologica e Geotecnica redatta dal Dott. Geol. Franco Ceccarini.

È stato inoltre assunto un carico uniformemente distribuito sul terreno a monte pari a 500 kg/m², corrispondente al caso di ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C3).

La progettazione e la verifica della struttura in oggetto è stata eseguita secondo la normativa vigente, ovvero il D.M. del 14/1/2008 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" e la Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. "*Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le costruzioni*".

Per la valutazione delle sollecitazioni della gabbionata di altezza maggiore, è stata considerata una porzione di un metro di lunghezza e su tale porzione sono state applicate le azioni in base alle combinazioni specificate secondo le verifiche da effettuare. Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

ANALISI DEI CARICHI

Il carico sulle strutture viene determinato sulla base della seguente analisi dei carichi, redatta secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 e dalla Circolare 02/02/2009.

Per il terreno a monte della struttura sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici: peso specifico pari a 1750 kg/m³, angolo di attrito interno $\phi=31.7^\circ$, angolo di attrito terreno-gabbionata $\delta=31.7^\circ$, coesione $c=0$ kPa. Il sovraccarico variabile è stato assunto pari a 500 kg/m², corrispondente al caso di ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C3).

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è una struttura ordinaria quindi si assume $V_N \geq 50$ anni.

La costruzione in oggetto è una struttura di "Classe III", così definita:

Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso.

Si ottiene quindi: $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75$ anni .

AZIONE SISMICA

L'analisi della gabbionata in condizioni sismiche è stata eseguita mediante un'analisi pseudo-statica: il modello di calcolo comprende l'opera, il terreno e gli eventuali sovraccarichi agenti. L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

con a_{max} , accelerazione orizzontale massima attesa al sito, e g , accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui:

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 del D.M. 14/01/2008;

Il coefficiente β_m assume i valori riportati in Tab. 7.11.II.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica.

Nel caso in esame è stato considerato lo stato limite SLV (*Stato Limite di salvaguardia della Vita*).

Si è assunto un suolo di fondazione appartenente alla categoria C, come riportato nella Relazione Geologica e Geotecnica a firma del Dott. Franco Ceccarini, ed una categoria topografica T1

Per la determinazione dell'azione sismica le coordinate dell'ubicazione dell'opera in oggetto sono latitudine 43,87967 e longitudine 11,10396; con tali valori si ricavano, per lo stato limite SLV, i parametri $a_g=0,164g$, $S_S=1,463$ (terreno tipo C) e $S_T=1$. Nel caso in esame $\beta_m = 0,24$, per cui $k_h = 0,058$ e $k_v = \pm 0,029$.

VERIFICHE DI SICUREZZA PER CARICHI NON SISMICI

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008.

AZIONI DI CALCOLO:

Sono state effettuate le verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento, di scorrimento sul piano di posa, di capacità portante del terreno e delle tensioni interne.

Le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). In base al § 6.5.3.1.1 "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 come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tab. 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte."

Le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta il valore di pretensione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valori caratteristico della i -esima azione variabile;

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I.

VERIFICHE:

In tutte le verifiche riportate di seguito è stata considerata l'interazione fra la gabbionata ed il terreno a monte, mediante un angolo di attrito $\delta=31.7^\circ$, assunto pari all'angolo di attrito interno del terreno. I parametri adottati per le verifiche sono i seguenti:

CARATTERISTICHE DELLA GABBIONATA								
peso specifico materiale di riempimento		$\gamma_s =$	2500 kg/m ³					
porosità		$n =$	0.30					
peso specifico gabbioni		$\gamma_g =$	1750 kg/m ³					
gradone	dal basso verso l'alto:	[numero]	altezza h [m]	base b [m]	distanza baricentro gradone da punto di ribaltamento e _o [m]	distanza baricentro gradone da baricentro dell'impronta di base e _g [m]	distanza baricentro gradone da baricentro del gradone sottostante e _{gs} [m]	peso [kg/m]
	1		1.00	2.00	1.00	0.00	0.00	3500
	2		1.00	2.00	1.00	0.00	0.00	3500
	3		1.00	2.00	1.00	0.00	0.00	3500
	4		1.00	2.00	1.00	0.00	0.00	3500
	5		0.50	2.00	1.00	0.00	0.00	1750
angolo del paramento interno con l'orizzontale		$\beta =$	90.0 °			1.571	rad	
angolo di attrito terreno-muro		$\delta =$	31.7 °			0.553	rad	
angolo inclinazione terrapieno		$i =$	0.0 °			0.000	rad	
sovraccarico sul terrapieno		$q =$	50 kg/m ²					
CARATTERISTICHE DEL TERRENO								
angolo attrito interno terreno		$\phi =$	31.7 °			0.553	rad	
peso specifico terreno		$\gamma =$	1750 kg/m ³					
angolo attrito interno terreno (M1)		$\phi_{M1} =$	0.553 rad			31.70 °		
angolo attrito interno terreno (M2)		$\phi_{M2} =$	0.459 rad			26.29 °		
coefficiente di spinta attiva (M1)		$k_{a(M1)} =$	0.280					
coefficiente di spinta attiva (M2)		$k_{a(M2)} =$	0.339					

• Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU+M2

Il coefficiente di spinta attiva si determina con un valore dell'angolo di attrito del terreno ridotto del coefficiente γ_ϕ :

$$\phi_{M2} = \arctan\left(\frac{\tan \phi_{M1}}{\gamma_\phi}\right) \quad K_{a,M2} = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi_{M2})}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi_{M2} + \delta) \cdot \text{sen}(\phi_{M2} - i)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + i)}}\right]^2}$$

dove:

β angolo del paramento interno con l'orizzontale, pari a 90°;

ϕ angolo di attrito interno del terreno, pari a 31.7°;

δ angolo di attrito terreno-muro, supposto pari a ϕ e quindi 31.7°;

i angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale, pari a 0°.

Si calcolano il momento ribaltante, M_R , dovuto alla spinta attiva del terreno ed ai sovraccarichi variabili, ed il momento stabilizzante, M_S , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base della gabbionata.

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere $M_S/M_R \geq 1$

Il peso dei gabbioni, γ_g , si ricava a partire dal peso del materiale di riempimento, γ_s , e dal valore della porosità, n , mediante la relazione $\gamma_g = \gamma_s \cdot (1 - n)$. Nel caso in esame si ipotizza

il materiale di riempimento con peso specifico $\gamma_s = 2500 \text{ kg/m}^3$ e con porosità $n = 0,30$; per cui il peso specifico della gabbionata risulta essere $\gamma_g = 1750 \text{ kg/m}^3$. Per il riempimento della gabbionata deve essere utilizzato pietrame non gelivo, non friabile, non dilavabile e di buona durezza, avente una pezzatura variabile tra 1 e 2 volte la dimensione della maglia. Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU) - (EQU+M2)						
Forza	Componente orizzontale [kg/m]	Componente verticale [kg/m]	Braccio forze orizzontali [m]	Braccio forze verticali [m]	Momento ribaltante M _R [kgm/m]	Momento stabilizzante M _S [kgm/m]
spinta attiva terreno (S _a)	5922	2394	1.50	2.00	8883	4788
spinta sovraccarico (S _q)	1025	0	2.25	2.00	2307	0
gradone n.1	-	3150	-	1.00	-	3150
gradone n.2	-	3150	-	1.00	-	3150
gradone n.3	-	3150	-	1.00	-	3150
gradone n.4	-	3150	-	1.00	-	3150
gradone n.5	-	1575	-	1.00	-	1575
					11191	18963
FS=M _S /M _R =	1.69	>	1	verificato		

• Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Il coefficiente di spinta attiva è pari a:

$$K_{a,M1} = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi_{M1})}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi_{M1} + \delta) \cdot \text{sen}(\phi_{M1} - i)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + i)}} \right]^2}$$

dove gli angoli sono sopra specificati.

Si calcolano la forza di scorrimento, F_{scorr} , dovuto alla spinta attiva del terreno ed ai sovraccarichi variabili, ed la forza stabilizzante, F_{stab} , dovuto all'attrito tra terreno e muro, pari a $F_{stab} = (\gamma_{G,F} \cdot P \cdot \tan \delta / \gamma_{\phi}) / \gamma_R$.

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere $F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA A SCORRIMENTO (STR) - Approccio 2 (A1+M1+R3)			
Forza	Forza di scorrimento [kg/m]	F _{scorr}	Forza stabilizzante F _{stab} [kg/m]
spinta attiva terreno (S _a)	5488		1464
spinta sovraccarico (S _q)	804		0
gradone n.1	-		1965
gradone n.2	-		1965
gradone n.3	-		1965
gradone n.4	-		1965
gradone n.5	-		983
	6292		10307
FS=F _{stab} /F _{scorr} =	1.64	>	1
			verificato

• Verifica delle pressioni sul terreno

La verifica delle pressioni sul terreno è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal muro in gabbioni con la pressione limite. Nel caso in cui la base del muro in gabbioni non si conserva piana, si ipotizza una distribuzione costante sul tratto di fondazione di larghezza $2u$, dove $u = B/2 - e$, essendo B la larghezza della fondazione ed e l'eccentricità del carico pari a $e = M/N$. In questo caso la pressione massima di contatto sul terreno risulta essere pari a:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{2u} = \frac{N}{B - 2e}$$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO (GEO) - Approccio 2 (A1+M1+R3)			
Forze e momenti agenti sulla sezione di base (positivi i momenti generati dalle spinte orizzontali)			
Intera gabbionata		gradoni 1+2+3+4+5	
peso porzione di gabbionata [kg/m]		15750	
spinta terreno S_t [kg/m]		4961	
componente orizzontale spinta terreno [kg/m]		5488	
componente verticale spinta terreno [kg/m]		2607	
spinta sovraccarico S_q [kg/m]		630	
componente orizzontale spinta sovraccarico [kg/m]		804	
componente verticale spinta sovraccarico [kg/m]		0	
braccio componente orizzontale spinta terreno [m]		1.50	
braccio componente verticale spinta terreno [m]		1.00	
braccio componente orizzontale spinta sovraccarico [m]		2.25	
braccio componente verticale spinta sovraccarico [m]		1.00	
momento delle forze orizzontali [kgm/m]		10041	
momento delle forze verticali [kgm/m]		-2607	
Sollecitazioni massime			
	Intera gabbionata	sforzo normale	momento
	gradoni 1+2+3+4+5	N [kg/m]	M [kgm/m]
		18357	7433
eccentricità		$e=M/N=$	0.40 m > B/6= 0.33
tensione massima sul terreno		$\sigma_{t,max}=$	1.54 kg/cm ²

La tensione massima sul terreno pari a 1,54 kg/cm² risulta essere inferiore alla tensione limite del terreno, pari a 2,96 kg/cm².

• Verifica delle pressioni interne

La verifica delle pressioni interne è stata effettuata secondo la Combinazione (A1+M1+R1), essendo il raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, una verifica di tipo strutturale; per tale motivo, anche nel caso in cui si fosse utilizzato l'Approccio 2, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto, per cui le verifiche si riducono alla verifica secondo la Combinazione suddetta.

Occorre determinare le tensioni normali agenti tra i diversi strati di gabbioni e confrontarle con la resistenza a compressione dei gabbioni. Inoltre per scongiurare che si verifichi lo scivolamento di una parte del muro in gabbioni rispetto alla parte sottostante, è necessario calcolare anche le tensioni tangenziali tra uno strato e l'altro e confrontarle con la resistenza a taglio dei gabbioni. La resistenza a compressione dei gabbioni è sostanzialmente legata a quella del materiale di riempimento ed all'azione di confinamento della rete metallica a doppia torsione, mentre la resistenza a taglio è la somma della resistenza di attrito del materiale di riempimento e della resistenza a trazione della rete metallica.

Nei muri a gabbioni non è applicabile l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane a causa della loro flessibilità; pertanto le tensioni normali prodotte dallo sforzo normale e dal momento flettente si ricavano considerando una distribuzione fittizia costante della tensione normale sul tratto di larghezza $2u$ pari a $B-2e$.

La tensione normale massima va confrontata con quella ammissibile dei gabbioni, che è fornita dalla seguente formula dimensionale:

$$\sigma_{amm} = 5 \cdot \gamma_g - 3 \quad [kg/cm^2]$$

in cui γ_g è il peso dei gabbioni in t/m³.

La tensione tangenziale media deve essere inferiore alla tensione tangenziale ammissibile dei gabbioni:

$$\tau_{amm} = N \cdot \tan \varphi^* / B + c_g \quad [kg/cm^2]$$

in cui:

$$\varphi^* = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ$$

$$c_g = 0,03 \cdot P_u - 0,05 \quad [kg/cm^2]$$

dove γ_g è il peso dei gabbioni in t/m^3 e P_u è il peso della rete metallica per metro cubo di gabbioni in kg/m^3 (c_g rappresenta la coesione equivalente dovuta alla presenza della rete metallica).

Prove sperimentali hanno permesso di determinare la coesione efficace che la rete metallica conferisce all'insieme e che dipende dal contenuto di rete per unità di volume. Considerando il solo contributo dovuto alla rete di base (non considerando l'ulteriore contributo dovuto al diaframma ed al coperchio) è possibile determinare il valore della coesione equivalente di un gabbione, c_g , mediante la relazione empirica suddetta. Nel caso in esame sono stati considerati gabbioni di maglia 8×10 cm, con diametro del filo di 2,7 mm e $P_u = 7,66 \text{ kg/m}^3$; per cui risulta $c_g = 0,18 \text{ kg/cm}^2$.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA DELLE TENSIONI INTERNE (STR) - Combinazione (A1+M1+R1)				
Forze e momenti agenti (positivi i momenti generati dalle spinte orizzontali)				
	Porzione di gabbionata costituita dai gradoni:			
	5	4+5	3+4+5	2+3+4+5
peso porzione di gabbionata [kg/m]	1750	5250	8750	12250
spinta terreno S_1 [kg/m]	61	551	1531	3001
componente orizzontale spinta terreno [kg/m]	68	610	1694	3320
componente verticale spinta terreno [kg/m]	32	290	805	1577
spinta sovraccarico S_2 [kg/m]	70	210	350	490
componente orizzontale spinta sovraccarico [kg/m]	89	268	447	625
componente verticale spinta sovraccarico [kg/m]	0	0	0	0
braccio componente orizzontale spinta terreno [m]	0.17	0.50	0.83	1.17
braccio componente verticale spinta terreno [m]	1.00	1.00	1.00	1.00
braccio componente orizzontale spinta sovraccarico [m]	0.25	0.75	1.25	1.75
braccio componente verticale spinta sovraccarico [m]	1.00	1.00	1.00	1.00
momento delle forze orizzontali [kgm/m]	34	506	1970	4967
momento delle forze verticali [kgm/m]	-32	-290	-805	-1577

Tensioni massime e verifiche									
Porzione di gabbionata costituita dai gradoni:	sforzo normale N [kg/m]	momento M [kgm/m]	taglio [kg/m]	T	tensione tangenziale massima	tensione tangenziale limite	tensione normale massima	tensione normale limite	verificato
					τ_{max} [kg/cm ²]	τ_{lim} [kg/cm ²]	σ_{max} [kg/cm ²]	σ_{lim} [kg/cm ²]	
5	1782	1	157		0.01	0.24	0.09	5.75	verificato
4+5	5540	216	878		0.04	0.37	0.29	5.75	verificato
3+4+5	9555	1165	2140		0.11	0.50	0.54	5.75	verificato
2+3+4+5	13827	3390	3945		0.20	0.64	0.92	5.75	verificato

Parametri per le verifiche			
angolo attrito gabbionata	$\phi =$	33.8 °	0.589 rad
coesione equivalente gabbionata	$c_g =$	0.180	

VERIFICHE DI SICUREZZA IN CONDIZIONI SISMICHE

Sono state effettuate le verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa, collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e collasso per carico limite all'interfaccia fra due strati adiacenti della gabbionata, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁ carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;
- G₂ carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;
- P valore caratteristico dell'azione di pretensione;
- Ψ_{2j} coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{kj} ;
- Q_{kj} valore caratteristico della azione variabile Q_{kj} .

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Nel caso in esame, essendo i sovraccarichi variabili agenti appartenenti alla categoria C (Ambienti suscettibili di affollamento), è stato adottato il coefficiente $\psi_2 = 0,6$ in base alla Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/2008.

VERIFICHE

L’analisi pseudo-statica si esegue con l’Approccio 1 o con l’Approccio 2.

Nell’Approccio 2, i coefficienti A1 devono essere posti pari a 1. Per le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione, l’Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l’Approccio 1. Per questo Stato limite è, pertanto, preferibile l’impiego dell’Approccio 1.

Nelle verifiche sismiche, i parametri adottati sono i seguenti:

accelerazione max al sito su suolo rigido	a_g [g]	0.164 (SLV)	
fattore di amplificaz max	F_0	2.408 (SLV)	
coefficiente topografico	S_T	1.0 (superficie topografica T1)	
coefficiente stratigrafico	S_S	1.463 (terreno di categoria C)	
accelerazione max al sito	a_{max} [g]	0.240 (formula 7.11.8)	
coefficiente di riduzione	β_m	0.24 (Tab. 7.11.II)	
coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.058 (formula 7.11.6)	
coefficiente sismico verticale	k_v	0.029 (formula 7.11.7)	
coefficiente combinazione sovraccarico	ψ	0.6 Cat. C	
angolo cuneo di spinta	α [°]	58.15 (M2)	60.85 (M1)
lato superiore cuneo di spinta	b [m]	2.80	2.51

- Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene effettuata secondo l’unico approccio: E+M2

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Alle spinte del terreno e dei sovraccarichi si sommano le forze inerziali del peso proprio del muro in gabbioni e l’incremento delle spinte del terreno e dei sovraccarichi dovute all’azione sismica.

Le spinte del terreno e dei sovraccarichi sono state determinate in maniera analoga al caso non sismico. L’azione sismica è stata determinata sia come componente orizzontale che come componente verticale.

Il coefficiente parziale per il ribaltamento è stato posto pari a $\gamma_R=1,0$.

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere $M_S/M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU) - (E+M2)		[-k _v]				
Forza	Componente orizzontale [kg/m]	Componente verticale [kg/m]	Braccio forze orizzontali [m]	Braccio forze verticali [m]	Momento ribaltante M _R [kgm/m]	Momento stabilizzante M _S [kgm/m]
spinta attiva terreno (S _a)	5384	2660	1.50	2.00	8076	5320
spinta sovraccarico (S _q)	410	203	2.25	2.00	923	405
gradone n.1	-	3500	-	1.00	-	3500
gradone n.2	-	3500	-	1.00	-	3500
gradone n.3	-	3500	-	1.00	-	3500
gradone n.4	-	3500	-	1.00	-	3500
gradone n.5	-	1750	-	1.00	-	1750
azione sismica (terreno)	634	-317	1.50	2.00	951	-634
azione sismica (sovraccarico)	78	-39	2.25	2.00	175	-78
azione sismica (gradone n.1)	202	-	0.50	-	101	-
azione sismica (gradone n.2)	202	-	1.00	-	202	-
azione sismica (gradone n.3)	202	-	1.50	-	302	-
azione sismica (gradone n.4)	202	-	2.00	-	403	-
azione sismica (gradone n.5)	101	-	2.25	-	227	-
					11359	20764
FS=M _S /M _R =	1.83	>	1	verificato		

VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU) - (E+M2)		[+k _v]				
Forza	Componente orizzontale [kg/m]	Componente verticale [kg/m]	Braccio forze orizzontali [m]	Braccio forze verticali [m]	Momento ribaltante M _R [kgm/m]	Momento stabilizzante M _S [kgm/m]
spinta attiva terreno (S _a)	5384	2660	1.50	2.00	8076	5320
spinta sovraccarico (S _q)	410	203	2.25	2.00	923	405
gradone n.1	-	3500	-	1.00	-	3500
gradone n.2	-	3500	-	1.00	-	3500
gradone n.3	-	3500	-	1.00	-	3500
gradone n.4	-	3500	-	1.00	-	3500
gradone n.5	-	1750	-	1.00	-	1750
azione sismica (terreno)	634	317	1.50	2.00	951	634
azione sismica (sovraccarico)	78	39	2.25	2.00	175	78
azione sismica (gradone n.1)	202	-	0.50	-	101	-
azione sismica (gradone n.2)	202	-	1.00	-	202	-
azione sismica (gradone n.3)	202	-	1.50	-	302	-
azione sismica (gradone n.4)	202	-	2.00	-	403	-
azione sismica (gradone n.5)	101	-	2.25	-	227	-
					11359	22187
FS=M _S /M _R =	1.95	>	1	verificato		

• Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio (E+M2+R1).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Alle spinte del terreno e dei sovraccarichi si sommano le forze inerziali del peso proprio del muro in gabbioni e l'incremento delle spinte del terreno e dei sovraccarichi dovute all'azione sismica.

Il coefficiente parziale R1 per lo scorrimento è pari a $\gamma_R=1,0$.

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere $F_{stab}/F_{scorr} \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA A SCORRIMENTO (STR) - (E+M2+R1) [-k _v]			
Forza	Forza di scorrimento [kg/m]	F _{scorr}	Forza stabilizzante F _{stab} [kg/m]
spinta attiva terreno (S _a)	5384		1314
spinta sovraccarico (S _q)	410		100
gradone n.1	-		1729
gradone n.2	-		1729
gradone n.3	-		1729
gradone n.4	-		1729
gradone n.5	-		865
azione sismica (terreno)	634		-157
azione sismica (sovraccarico)	78		-19
azione sismica (gradone n.1)	202		-
azione sismica (gradone n.2)	202		-
azione sismica (gradone n.3)	202		-
azione sismica (gradone n.4)	202		-
azione sismica (gradone n.5)	101		-
	7413		9021
FS=F _{stab} /F _{scorr} =	1.22	>	1 verificato

VERIFICA A SCORRIMENTO (STR) - (E+M2+R1) [+k _v]			
Forza	Forza di scorrimento [kg/m]	F _{scorr}	Forza stabilizzante F _{stab} [kg/m]
spinta attiva terreno (S _a)	5384		1314
spinta sovraccarico (S _q)	410		100
gradone n.1	-		1729
gradone n.2	-		1729
gradone n.3	-		1729
gradone n.4	-		1729
gradone n.5	-		865
azione sismica (terreno)	634		157
azione sismica (sovraccarico)	78		19
azione sismica (gradone n.1)	202		-
azione sismica (gradone n.2)	202		-
azione sismica (gradone n.3)	202		-
azione sismica (gradone n.4)	202		-
azione sismica (gradone n.5)	101		-
	7413		9372
FS=F _{stab} /F _{scorr} =	1.26	>	1 verificato

• Verifica delle pressioni sul terreno

La verifica delle pressioni sul terreno è stata effettuata secondo l'Approccio (E+M1+R3).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Alle spinte del terreno e dei sovraccarichi si sommano le forze inerziali del peso proprio del muro in gabbioni e l'incremento delle spinte del terreno e dei sovraccarichi dovute all'azione sismica.

Il coefficiente parziale R3 per la capacità portante della fondazione è pari a $\gamma_R=1,4$.

La verifica delle pressioni sul terreno si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal muro in gabbioni con la pressione limite.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO (GEO) - (E+M1+R3) [-k _v]					
Forze e momenti agenti sulla sezione di base (positivi i momenti generati dalle spinte orizzontali)					
Intera gabbionata		gradoni 1+2+3+4+5			
peso gabbionata [kg/m]		15750			
braccio peso gabbionata [m]		0			
spinta terreno S _g [kg/m]		4961			
componente orizzontale spinta terreno [kg/m]		4221			
componente verticale spinta terreno [kg/m]		2607			
braccio componente orizzontale spinta terreno [m]		1.50			
braccio componente verticale spinta terreno [m]		1.00			
spinta sovraccarico S _s [kg/m]		378			
componente orizzontale spinta sovraccarico [kg/m]		322			
componente verticale spinta sovraccarico [kg/m]		199			
braccio componente orizzontale spinta sovraccarico [m]		2.25			
braccio componente verticale spinta sovraccarico [m]		1.00			
azione sismica (peso) [kg/m]		907			
braccio azione sismica peso [m]		2.25			
azione sismica orizz (spinta terreno) [kg/m]		569			
azione sismica vert (spinta terreno) [kg/m]		-285			
braccio comp. orizz. azione sismica (spinta terreno) [m]		1.50			
braccio comp. vert. azione sismica (spinta terreno) [m]		1.00			
azione sismica orizz. (spinta sovraccarico) [kg/m]		78			
azione sismica vert. (spinta sovraccarico) [kg/m]		-39			
braccio comp. orizz. azione sismica (spinta sovracc.) [kg/m]		2.25			
braccio comp. vert. azione sismica (spinta sovracc.) [kg/m]		1.00			
momento delle forze orizzontali [kgm/m]		10125			
momento delle forze verticali [kgm/m]		-2482			
Solicitazioni massime					
	Intera gabbionata	sforzo normale	momento		
	gradoni 1+2+3+4+5	N [kg/m]	M [kgm/m]		
		18232	7642		
eccentricità		e=M/N=	0.42	m	> B/6= 0.33
tensione massima sul terreno		σ _{t,max} =	1.57	kg/cm ²	

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO (GEO) - (E+M1+R3) [+k _v]					
Forze e momenti agenti sulla sezione di base (positivi i momenti generati dalle spinte orizzontali)					
Intera gabbionata		gradoni 1+2+3+4+5			
peso gabbionata [kg/m]		15750			
braccio peso gabbionata [m]		0			
spinta terreno S _g [kg/m]		4961			
componente orizzontale spinta terreno [kg/m]		4221			
componente verticale spinta terreno [kg/m]		2607			
braccio componente orizzontale spinta terreno [m]		1.50			
braccio componente verticale spinta terreno [m]		1.00			
spinta sovraccarico S _s [kg/m]		378			
componente orizzontale spinta sovraccarico [kg/m]		322			
componente verticale spinta sovraccarico [kg/m]		199			
braccio componente orizzontale spinta sovraccarico [m]		2.25			
braccio componente verticale spinta sovraccarico [m]		1.00			
azione sismica (peso) [kg/m]		907			
braccio azione sismica peso [m]		2.25			
azione sismica orizz (spinta terreno) [kg/m]		569			
azione sismica vert (spinta terreno) [kg/m]		285			
braccio comp. orizz. azione sismica (spinta terreno) [m]		1.50			
braccio comp. vert. azione sismica (spinta terreno) [m]		1.00			
azione sismica orizz. (spinta sovraccarico) [kg/m]		78			
azione sismica vert. (spinta sovraccarico) [kg/m]		39			
braccio comp. orizz. azione sismica (spinta sovracc.) [kg/m]		2.25			
braccio comp. vert. azione sismica (spinta sovracc.) [kg/m]		1.00			
momento delle forze orizzontali [kgm/m]		10125			
momento delle forze verticali [kgm/m]		-3129			
Solicitazioni massime					
	Intera gabbionata	sforzo normale	momento		
	gradoni 1+2+3+4+5	N [kg/m]	M [kgm/m]		
		18879	6996		
eccentricità		e=M/N=	0.37	m	> B/6= 0.33
tensione massima sul terreno		σ _{t,max} =	1.50	kg/cm ²	

La tensione massima sul terreno in condizioni sismiche pari a 1,57 kg/cm² risulta essere inferiore alla tensione limite del terreno, pari a 1,79 kg/cm².

• Verifica delle pressioni interne

La verifica delle pressioni interne è stata effettuata secondo la Combinazione (E+M1+R1), essendo il raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, una verifica di tipo strutturale.

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Alle spinte del terreno e dei sovraccarichi si sommano le forze inerziali del peso proprio del muro in gabbioni e l’incremento delle spinte del terreno e dei sovraccarichi dovute all’azione sismica.

Il coefficiente parziale R1 per lo scorrimento è pari a $\gamma_R=1,0$.

La tensione normale massima va confrontata con quella ammissibile dei gabbioni e la tensione tangenziale media deve essere inferiore alla tensione tangenziale ammissibile dei gabbioni.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA DELLE TENSIONI INTERNE (STR) - (E+M1+R1) [-k.]				
Forze e momenti agenti (positivi i momenti generati dalle spinte orizzontali)				
	Porzione di gabbionata costituita dai gradoni:			
	5	4+5	3+4+5	2+3+4+5
peso porzione di gabbionata [kg/m]	1750	5250	8750	12250
braccio peso porzione di gabbionata [m]	0	0	0	0
spinta terreno S_0 [kg/m]	61	551	1531	3001
componente orizzontale spinta terreno [kg/m]	52	469	1303	2554
componente verticale spinta terreno [kg/m]	32	290	805	1577
braccio componente orizzontale spinta terreno [m]	0.17	0.50	0.83	1.17
braccio componente verticale spinta terreno [m]	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta sovraccarico S_1 [kg/m]	42	126	210	294
componente orizzontale spinta sovraccarico [kg/m]	36	107	179	250
componente verticale spinta sovraccarico [kg/m]	22	66	110	154
braccio componente orizzontale spinta sovraccarico [m]	0.25	0.75	1.25	1.75
braccio componente verticale spinta sovraccarico [m]	1.00	1.00	1.00	1.00
azione sismica (peso) [kg/m]	101	302	504	705
braccio azione sismica peso [m]	0.25	0.75	1.25	1.75
azione sismica orizz (spinta terreno) [kg/m]	23	203	565	1107
azione sismica vert (spinta terreno) [kg/m]	-11	-102	-282	-553
braccio comp. orizz. azione sismica (spinta terreno) [m]	0.17	0.50	0.83	1.17
braccio comp. vert. azione sismica (spinta terreno) [m]	1.00	1.00	1.00	1.00
azione sismica orizz. (spinta sovraccarico) [kg/m]	9	26	43	60
azione sismica vert. (spinta sovraccarico) [kg/m]	-4	-13	-22	-30
braccio comp. orizz. azione sismica (spinta sovracc.) [kg/m]	0.25	0.75	1.25	1.75
braccio comp. vert. azione sismica (spinta sovracc.) [kg/m]	1.00	1.00	1.00	1.00
momento delle forze orizzontali [kgm/m]	49	663	2463	6048
momento delle forze verticali [kgm/m]	-39	-241	-611	-1148

Tensioni massime e verifiche								
Porzione di gabbionata costituita dai gradoni:	sforzo normale N [kg/m]	momento M [kgm/m]	taglio [kg/m]	T	tensione tangenziale massima τ_{max} [kg/cm ²]	tensione tangenziale limite τ_{lim} [kg/cm ²]	tensione normale massima σ_{max} [kg/cm ²]	tensione normale limite σ_{lim} [kg/cm ²]
5	1789	10	220		0.01	0.24	0.09	5.75
4+5	5491	421	1108	0.589	0.06	0.36	0.30	5.75
3+4+5	9361	1852	2593		0.13	0.49	0.58	5.75
2+3+4+5	13398	4900	4676		0.23	0.63	1.06	5.75

Parametri per le verifiche			
angolo attrito gabbionata	$\phi^* =$	33.8 °	
coesione equivalente gabbionata	$c_g^* =$	0.180 kg/cm ²	

VERIFICA DELLE TENSIONI INTERNE (STR) - (E+M1+R1) [+k_d]				
Forze e momenti agenti (positivi i momenti generati dalle spinte orizzontali)				
	Porzione di gabbionata costituita dai gradoni:			
	5	4+5	3+4+5	2+3+4+5
peso porzione di gabbionata [kg/m]	1750	5250	8750	12250
braccio peso porzione di gabbionata [m]	0	0	0	0
spinta terreno S ₀ [kg/m]	61	551	1531	3001
componente orizzontale spinta terreno [kg/m]	52	469	1303	2554
componente verticale spinta terreno [kg/m]	32	290	805	1577
braccio componente orizzontale spinta terreno [m]	0.17	0.50	0.83	1.17
braccio componente verticale spinta terreno [m]	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta sovraccarico S _q [kg/m]	42	126	210	294
componente orizzontale spinta sovraccarico [kg/m]	36	107	179	250
componente verticale spinta sovraccarico [kg/m]	22	66	110	154
braccio componente orizzontale spinta sovraccarico [m]	0.25	0.75	1.25	1.75
braccio componente verticale spinta sovraccarico [m]	1.00	1.00	1.00	1.00
azione sismica (peso) [kg/m]	101	302	504	705
braccio azione sismica peso [m]	0.25	0.75	1.25	1.75
azione sismica orizz (spinta terreno) [kg/m]	23	203	565	1107
azione sismica vert (spinta terreno) [kg/m]	11	102	282	553
braccio comp. orizz. azione sismica (spinta terreno) [m]	0.17	0.50	0.83	1.17
braccio comp. vert. azione sismica (spinta terreno) [m]	1.00	1.00	1.00	1.00
azione sismica orizz. (spinta sovraccarico) [kg/m]	9	26	43	60
azione sismica vert. (spinta sovraccarico) [kg/m]	4	13	22	30
braccio comp. orizz. azione sismica (spinta sovracc.) [kg/m]	0.25	0.75	1.25	1.75
braccio comp. vert. azione sismica (spinta sovracc.) [kg/m]	1.00	1.00	1.00	1.00
momento delle forze orizzontali [kgm/m]	49	663	2463	6048
momento delle forze verticali [kgm/m]	-70	-470	-1219	-2315

Tensioni massime e verifiche									
Porzione di gabbionata costituita dai gradoni:	sforzo normale N [kg/m]	momento M [kgm/m]	taglio [kg/m]	T	tensione tangenziale massima	tensione tangenziale limite	tensione normale massima	tensione normale limite	verificato
					τ _{max} [kg/cm ²]	τ _{lim} [kg/cm ²]	σ _{max} [kg/cm ²]	σ _{lim} [kg/cm ²]	
5	1820	-21	220		0.01	0.24	0.09	5.75	verificato
4+5	5720	192	1108		0.06	0.37	0.30	5.75	verificato
3+4+5	9969	1244	2593		0.13	0.51	0.57	5.75	verificato
2+3+4+5	14565	3733	4676		0.23	0.67	0.98	5.75	verificato

Parametri per le verifiche			
angolo attrito gabbionata	φ* =	33.8 °	0.589 rad
coesione equivalente gabbionata	c _e =	0.180 kg/cm ²	

A1.4 PALO ILLUMINAZIONE

L'opera in oggetto è costituita da un palo in acciaio di sezione tubolare variabile, di altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 6,00 m; la sezione trasversale alla base ha diametro esterno pari a circa 12,80 cm. In sommità il palo presenta tre fari, disposti tra di loro a circa 120°, ognuno di peso pari a circa 15 kg. La struttura di fondazione è un plinto in c.a. di forma parallelepipedica, a base quadrata di lato 0,95 m ed altezza pari a 1,00 m.

Tale struttura è stata dimensionata secondo quanto stabilito dal D.M. 14/01/2008 "*Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni*" e dalla Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. "*Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni*"; per il calcolo dell'azione del vento è stato fatto riferimento alla CNR-DT 207/2008 "*Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*".

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni è quello di una mensola, di lunghezza pari a 6,00 m. Il plinto di fondazione è stato dimensionato con le massime sollecitazioni derivanti dal palo sovrastante. Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

ANALISI DEI CARICHI

- **Azione del vento**

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

Per determinare l'entità delle due azioni suddette si è fatto riferimento alle norme CNR-DT 207/2008 "*Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*". In particolare, il calcolo è stato effettuato secondo i punti seguenti:

- valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento (par. 3.2 della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo (par. 3.3.3 e G.7/Allegato G della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo (par. 3.3.4 e G.10/Allegato G della norma di riferimento).

Valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento

Il primo passo è stato quello di determinare la velocità base di riferimento (v_b) in funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare del sito di costruzione. In particolare, il sito ricade in zona 3 ed ha un'altitudine di 62 m s.l.m.

Successivamente, è stata definita la velocità di riferimento di progetto per un tempo di ritorno di 50 anni ed è stata determinata la categoria di esposizione del sito.

Infine, sono stati valutati il coefficiente di topografia e il coefficiente di esposizione, tramite i quali è stato possibile determinare la pressione cinetica di picco.

Si riporta di seguito il dettaglio di tali calcoli:

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO		
Altitudine del sito	$a_s =$	62 m
Altezza massima della costruzione	$z =$	14.20 m
Lunghezza del palo	$L =$	6.00 m
Zona	Toscana	Zona 3
Velocità base di riferimento s.l.m.	$v_{b,0} =$	27 m/s
Parametro Tab. 3.I	$a_0 =$	500 m
Parametro Tab. 3.I	$k_a =$	0.37
Coefficiente di altitudine	$c_a =$	1.00
Velocità base di riferimento ($T_R=50$ anni)	$v_b = c_a * v_{b,0} =$	27 m/s
Classe di rugosità del terreno (Tab. 3.III)	C	
Distanza dalla costa	> 30 km	
Categoria di esposizione del sito (Fig. 3.3)	III	
Coefficiente Tab. 3.II	$k_r =$	0.20
Coefficiente Tab. 3.II	$z_0 =$	0.10 m
Coefficiente Tab. 3.II	$z_{min} =$	5 m
Coefficiente di topografia	$c_t =$	1
Coefficiente di esposizione	$c_e =$	2.37
Pressione cinetica di picco	$q_p = (1/2) * \rho * v_b^2 * c_e =$	1079.85 N/m² 107.98 kg/m²

NOTA: a favore di sicurezza l'altezza massima della costruzione è stata valutata a partire dalla quota del terreno alla base del Bastione.

Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.3 della norma di riferimento):

$$F_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_{FX}$$

in cui:

q_p è la pressione cinetica di picco del vento;

\bar{z} è l'altezza di riferimento associata al coefficiente di forza;

L è la lunghezza di riferimento su cui agisce la pressione del vento;

c_{FX} è il coefficiente di forza secondo la direzione X.

L'area di riferimento L^2 è stata assunta pari alla proiezione sul piano verticale dell'apparecchio di illuminazione posto sulla sommità del palo.

Il coefficiente di forza è stato valutato in via approssimata in maniera analoga al caso delle insegne (par. G.7 dell'Allegato G alla norma di riferimento). Di conseguenza, si è assunto un coefficiente di forza pari a 1,8.

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO SUL FARO		
<i>In corrispondenza del faro l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale.</i>		
<i>Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.7</i>		
Coefficiente di forza	$c_f =$	1.8
Larghezza del faro	$b =$	0.20 m
Spessore del faro	$s =$	0.45 m
Area di riferimento	$A = b * s =$	0.0900 m ²
Forza puntuale del vento	$F_x = 2 * q_p * c_f * A =$	349.87 N 34.99 kg

Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

La forza distribuita esercitata dal vento lungo lo sviluppo del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.4 della norma di riferimento):

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fx}$$

in cui:

q_p è la pressione cinetica di picco del vento;

z è la quota sul suolo;

l è la dimensione di riferimento associata al coefficiente di forza;

c_{fx} è il coefficiente di forza.

Per la valutazione del coefficiente di forza e della dimensione di riferimento ad esso associata si è fatto riferimento al caso di elementi strutturali allungati a sezione circolare (par. G.10 dell’Allegato G alla norma di riferimento).

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

DETERMINAZIONE DELL’AZIONE DEL VENTO LUNGO LO SVILUPPO DEL PALO			
<i>Lungo lo sviluppo del palo l’azione del vento può essere schematizzata come una forza per unità di lunghezza.</i>			
<i>Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.10.6</i>			
Diametro del palo	d=	12.80	cm
Dimensione di riferimento	l=d=	12.80	cm
Coefficiente di profilo medio del vento	c_m =	0.99	
Velocità media del vento	$v_m=c_m \cdot v_b$ =	27	m/s
Viscosità cinematica dell’aria	ν =	0.000015	m ² /s
Numero di Reynolds	$Re=l \cdot v_m / \nu$ =	228365	
Scabrezza della superficie (Tab. G.XVII)	k=	0.20	mm (acciaio galvanizzato)
Parametro	k/d=	0.0016	
Coefficiente di forza ideale (curva A)	$c_{fxo,A}$ =	0.8696	
Coefficiente di forza ideale (curva B)	$c_{fxo,B}$ =	0.7627	
Coefficiente di forza ideale (Fig. G.51)	$c_{fxo}=c_{fxo,B}$ =	0.7627	
Snellezza effettiva (Tab. G.XIX)	λ =	46.9	
Coefficiente di snellezza (Formule G.23)	ψ_λ =	0.8677	
Coefficiente di forza	$c_{fx}=c_{fxo} \cdot \psi_\lambda$ =	0.6618	
Forza del vento per unità di lunghezza	$f_x=q_p \cdot c_{fx} \cdot l$ =	91.48	N/m
		9.15	kg/m

NOTA: per il calcolo della velocità media del vento e del numero di Reynolds si è fatto riferimento rispettivamente ai paragrafi 3.2.5 e 3.3.7 della norma di riferimento.

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è una struttura ordinaria quindi si assume $V_N \geq 50$ anni.

La costruzione in oggetto è una struttura di “Classe III”, così definita:

Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d’uso C_U è definito, al variare della classe d’uso.

Si ottiene quindi: $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75$ anni .

AZIONE SISMICA

L'azione sismica sul palo di illuminazione è stata considerata mediante l'applicazione di una forza statica equivalente alla forza indotta dall'azione sismica, in sommità del palo.

Il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame, T_1 , è stato valutato utilizzando la seguente formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 è pari a 0,050 nel caso in esame.

L'entità della forza si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la sua distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare in sommità del palo è pari a:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

dove $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, W è il peso complessivo della struttura, λ è un coefficiente pari a 1 nel caso in esame, e g è l'accelerazione di gravità.

Nel caso in esame è stato considerato lo stato limite SLV (*Stato Limite di salvaguardia della Vita*).

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

Si è assunto un suolo di fondazione appartenente alla categoria C, come riportato nella Relazione Geologica e Geotecnica a firma del Dott. Franco Ceccarini, e dato che il palo dell'illuminazione si trova in zona pianeggiante, ricade nella categoria T1.

Per la determinazione dell'azione sismica le coordinate dell'ubicazione dell'opera in oggetto sono latitudine 43,87967 e longitudine 11,10396; con tali valori si ricavano, per lo stato limite SLV, i seguenti parametri:

$C_1 =$	0.05
$H =$	6.00 m
$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} =$	0.192
$T_c^* =$	0.306
$C_c =$	1.553
verifica: $T_1 < 2.5 \cdot C_c \cdot T_c^* =$	1.19 verificato
$S_d(T_1) =$	0.577
$W =$	93.00 kg
$\lambda =$	1.0
$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g =$	53.7 kg

VERIFICHE DI SICUREZZA PER CARICHI NON SISMICI

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008.

AZIONI DI CALCOLO:

Le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta il valore di pretensione;
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;
- Q_{ki} rappresenta il valori caratteristico della i -esima azione variabile;
- γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I:

Per quanto riguarda il plinto di fondazione sono state effettuate le seguenti verifiche:

- verifica a ribaltamento (EQU)
- verifica a scorrimento (GEO)
- verifica di capacità portante del terreno (GEO)

Per la verifica a ribaltamento (Stato Limite di Equilibrio come corpo rigido), il momento ribaltante e quello stabilizzante sono stati calcolati sulla base dei carichi agenti moltiplicati per i coefficienti parziali di tipo EQU:

Le verifiche a scorrimento e di capacità portante (verifiche di tipo Geotecnico) sono state condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

VERIFICHE:

Per la struttura di fondazione del palo, sono state utilizzati i seguenti parametri:

Altezza del plinto	h=	100 cm
Base del plinto	b=	95 cm
Peso specifico cls	γ_{cls} =	2500 kg/m ³
Peso del palo	$N_p = \rho_p \cdot L$ =	63 kg
Peso del faro	N_{faro} =	45 kg
Altezza palo	L=	6.00 m

• **Verifica al ribaltamento**

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU

Si calcolano il momento ribaltante, M_R , dovuto all'azione del vento, ed il momento stabilizzante, M_S , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione. Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere $M_S / M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU)			
Coefficiente EQU carichi permanenti	$\gamma_G =$	0.90 (favorevoli)	
Coefficiente EQU carichi accidentali	$\gamma_Q =$	1.50 (sfavorevoli)	
Momento massimo dovuto a fx	$M_f = \gamma_Q \cdot f_x \cdot L^2 / 2 =$	246.99 kgm	
Momento massimo dovuto a Fx	$M_F = \gamma_Q \cdot F_x \cdot L =$	314.88 kgm	
Taglio massimo dovuto a fx	$T_f = \gamma_Q \cdot f_x \cdot L =$	82.33 kg	
Taglio massimo dovuto a Fx	$T_F = \gamma_Q \cdot F_x =$	52.48 kg	
Peso del palo	$N_p = \gamma_G \cdot p_p \cdot L =$	56.7 kg	
Peso del faro	$N_{faro} = \gamma_G \cdot N_{faro} =$	40.5 kg	
Peso del plinto	$P = \gamma_G \cdot \gamma_{cls} \cdot V_{plinto} =$	2030.63 kg	
Momento alla base del palo	$M_{sd} = M_f + M_F =$	561.87 kgm	
Taglio alla base del palo	$T_{sd} = T_f + T_F =$	134.81 kg	
Compressione alla base del palo	$N_{sd} = N_p + N_{faro} =$	97.20 kg	
Momento stabilizzante	$M_s = (N_{sd} + P) \cdot b / 2 =$	1010.72 kgm	VERIFICATO
Momento ribaltante	$M_R = M_{sd} + T_{sd} \cdot h =$	696.68 kgm	

• Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l’Approccio 2 (A1+M1+R3).

Si calcolano la forza di scorrimento, F_{scorr} , dovuta all’azione del vento, ed la forza stabilizzante, F_{stab} , dovuta all’attrito tra terreno e muro, pari a $F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \delta / \gamma_\phi) / \gamma_R$.

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere $F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA A SCORRIMENTO (GEO) - Approccio 2 (A1+M1+R3)			
Coefficiente A1 carichi permanenti	$\gamma_G =$	1.00 (favorevoli)	
Coefficiente A1 carichi accidentali	$\gamma_Q =$	1.50 (sfavorevoli)	
Coefficiente R3 scorrimento	$\gamma_R =$	1.10	
Taglio massimo dovuto a fx	$T_f = \gamma_Q \cdot f_x \cdot L =$	82.33 kg	
Taglio massimo dovuto a Fx	$T_F = \gamma_Q \cdot F_x =$	52.48 kg	
Peso del palo	$N_p = \gamma_G \cdot p_p \cdot L =$	63.0 kg	
Peso del faro	$N_{faro} =$	45.0 kg	
Peso del plinto	$P = \gamma_G \cdot \gamma_{cls} \cdot V_{plinto} =$	2256.25 kg	
Angolo di attrito terreno-cls	$\delta =$	31.7 °	
Forza resistente	$F_R = (N_p + N_{faro} + P) \cdot \tan \delta / \gamma_R =$	1327 kg	VERIFICATO
Forza di scorrimento	$F_S = T_f + T_F =$	135 kg	

• Verifica della capacità portante

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l’Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA DELLE TENSIONI SUL TERRENO (GEO) - Approccio 2 (A1+M1+R3)			
Coefficiente A1 carichi permanenti	$\gamma_G =$	1.00 (favorevoli)	
Coefficiente A1 carichi accidentali	$\gamma_Q =$	1.50 (sfavorevoli)	
Coefficiente R3 capacità portante	$\gamma_R =$	2.30	
Momento massimo dovuto a fx	$M_f = \gamma_Q * f_x * L^2 / 2 =$	246.99 kgm	
Momento massimo dovuto a Fx	$M_f = \gamma_Q * F_x * L =$	314.88 kgm	
Taglio massimo dovuto a fx	$T_f = \gamma_Q * f_x * L =$	82.33 kg	
Taglio massimo dovuto a Fx	$T_f = \gamma_Q * F_x =$	52.48 kg	
Peso del palo	$N_p = \gamma_G * p_p * L =$	63.0 kg	
Peso del faro	$N_{faro} =$	45.0 kg	
Peso del plinto	$P = \gamma_G * \gamma_{cls} * V_{plinto} =$	2256.25 kg	
Momento alla base del plinto	$M_{pl} = M_f + M_f + (T_f + T_f) * h =$	696.68 kgm	
Compressione alla base del plinto	$N_{pl} = N_p + N_{faro} + P =$	2364.25 kg	
Eccentricità	$e = M_{pl} / N_{pl} =$	0.295 m	
Tensione di compressione massima	$\sigma_{max} =$	0.35 kg/cm ²	VERIFICATO

La tensione massima, pari a 0,35 kg/cm² risulta inferiore alla tensione limite di progetto pari a 4,58 kg/cm², riportata nella Relazione Geologica e Geotecnica a firma del Dott. Franco Ceccarini.

• Verifica di resistenza

La verifica di resistenza ed il dimensionamento delle armature è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Il calcestruzzo è di classe C25/30.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE (STR) - Approccio 2 (A1+M1+R3)			
Coefficiente A1 carichi permanenti	$\gamma_{G1} =$	1.00 (favorevoli)	
	$\gamma_{G1} =$	1.30 (sfavorevoli)	
Coefficiente A1 carichi accidentali	$\gamma_Q =$	0.00 (favorevoli)	
	$\gamma_Q =$	1.50 (sfavorevoli)	
Momento massimo dovuto a fx	$M_f = \gamma_Q * f_x * L^2 / 2 =$	247 kgm	
Momento massimo dovuto a Fx	$M_f = \gamma_Q * F_x * L =$	315 kgm	
Taglio massimo dovuto a fx	$T_f = \gamma_Q * f_x * L =$	82 kg	
Taglio massimo dovuto a Fx	$T_f = \gamma_Q * F_x =$	52 kg	
Altezza parete	$h' =$	80 cm	
Momento alla base della parete	$M_{pl} = M_f + M_f + (T_f + T_f) * h' =$	670 kgm	
Taglio alla base della parete	$T_{Ed} = T_f + T_f =$	135 kg	
Considero la trave 95x20 cm armata con 5+5f12			
Momento resistente	$M_{Rd} =$	3570 kgm	VERIFICATO
Staffe f10/15			
Taglio resistente	$T_{Rd} =$	5529 kgm	VERIFICATO

VERIFICHE DI SICUREZZA IN CONDIZIONI SISMICHE

Sono state effettuate le verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa e capacità portante, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁ carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;
- G₂ carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;
- P valore caratteristico dell'azione di pretensione;
- ψ_{2j} coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{kj};
- Q_{kj} valore caratteristico della azione variabile Q_{kj}.

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nel caso in esame, essendo le azioni variabili dovute al vento, è stato adottato il coefficiente ψ₂ = 0,0 in base alla Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/2008.

VERIFICHE

Per quanto riguarda la struttura di fondazione del palo, la verifica a scorrimento sul piano di fondazione è stata effettuata con l'Approccio 1, in quanto l'Approccio 2 conduce a risultati meno conservativi. I coefficienti parziali A2 sono stati posti pari ad uno. Tutte le altre verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate con l'Approccio 2, ponendo i coefficienti A1 pari ad uno.

Si riportano di seguito i parametri usati nelle verifiche:

Altezza del plinto	h=	100 cm
Base del plinto	b=	95 cm
Peso specifico cls	γ _{cls} =	2500 kg/m ³
Peso del palo	N _p =ρ _p *L=	63 kg
Peso del faro	N _{faro} =	45 kg
Altezza palo	L=	6.00 m

• **Verifica al ribaltamento**

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU
 I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano il momento ribaltante, M_R, dovuto all'azione sismica, ed il momento stabilizzante, M_S, dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione.

Il coefficiente parziale per il ribaltamento è stato posto pari a γ_R=1,0.

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere M_S/M_R ≥ 1

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

<u>VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU)</u>		
Momento massimo dovuto a F _h	M _F =F _h *L=	373.90 kgm
Taglio massimo dovuto a F _h	T _F =F _h =	62.32 kg
Peso del palo	N _p =ρ _p *L=	63 kg
Peso del faro	N _{faro} =	45.0 kg
Peso del plinto	P=γ _{cls} *V _{plinto} =	2256.25 kg
Momento alla base del palo	M _{Sd} =M _F =	373.90 kgm
Taglio alla base del palo	T _{Sd} =T _F =	62.32 kg
Compressione alla base del palo	N _{Sd} =N _p +N _{faro} =	108.00 kg
Momento stabilizzante	M _S =(N _{Sd} +P)*b/2=	1123.02 kgm
Momento ribaltante	M _R =M _{Sd} +T _{Sd} *h=	436.21 kgm

VERIFICATO

• Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l’Approccio (E+M2+R1).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano la forza di scorrimento, F_{scorr} , dovuta all’azione sismica, ed la forza stabilizzante, F_{stab} , dovuta all’attrito tra terreno e muro, pari a $F_{stab} = (\gamma_{G_{1,F}} \cdot P \cdot \tan \delta / \gamma_{\phi}) / \gamma_R$.

Il coefficiente parziale R1 per lo scorrimento è pari a $\gamma_R=1,0$.

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere $F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA A SCORRIMENTO (GEO) - Approccio 1 - Combinazione 2 (E+M2+R2)		
Coefficiente M2	$\gamma_{\psi} =$	1.25
Coefficiente R2 scorrimento	$\gamma_R =$	1.10
Taglio massimo dovuto a F_h	$T_F = F_h =$	62.32 kg
Peso del palo	$N_p = \rho_p \cdot L =$	63 kg
Peso del faro	$N_{faro} =$	45.00 kg
Peso del plinto	$P = \gamma_{cls} \cdot V_{plinto} =$	2256.25 kg
Angolo di attrito terreno-cls	$\delta =$	31.7 °
Forza resistente	$F_R = [(N_p + N_{faro} + P) \cdot (\tan \delta / \gamma_{\phi})] / \gamma_R =$	1061.96 kg
Forza di scorrimento	$F_S = T_F + T_F =$	62.32 kg

VERIFICATO

• Verifica della capacità portante

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l’Approccio 2 (E+M1+R3).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Il coefficiente parziale R3 per la capacità portante della fondazione è pari a $\gamma_R=2,3$.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA DELLE TENSIONI SUL TERRENO (GEO) - Approccio 2 (E+M1+R3)		
Momento massimo dovuto a F_h	$M_F = F_h \cdot L =$	373.90 kgm
Taglio massimo dovuto a F_h	$T_F = F_h =$	62.32 kg
Peso del palo	$N_p = \rho_p \cdot L =$	63 kg
Peso del faro	$N_{faro} =$	45.00 kg
Peso del plinto	$P = \gamma_{cls} \cdot V_{plinto} =$	2256.25 kg
Momento alla base del plinto	$M_{pl} = M_F + T_F \cdot h =$	436.21 kgm
Compressione alla base del plinto	$N_{pl} = N_p + N_{faro} + P =$	2364.25 kg
Eccentricità	$e = M_{pl} / N_{pl} =$	0.185 m
Tensione di compressione massima	$\sigma_{max} =$	0.35 kg/cm ²

VERIFICATO

La tensione massima, pari a 0,35 kg/cm² risulta inferiore alla tensione limite di progetto, pari a 2,99 kg/cm², riportata nella Relazione Geologica e Geotecnica a firma del Dott. Franco Ceccarini.

• Verifica di resistenza

La verifica di resistenza ed il dimensionamento delle armature è stata effettuata secondo l’Approccio 2 (E+M1+R3). Il calcestruzzo è di classe C25/30.

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

<u>DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE (STR) - Approccio 2 (E+M1+R3)</u>			
Momento massimo dovuto a F_h	$M_F = F_h * L =$	374 kgm	
Taglio massimo dovuto a F_h	$T_F = F_h =$	62 kg	
Altezza parete	$h' =$	80 cm	
Momento alla base del plinto	$M_{pl} = M_F + T_F * h' =$	424 kgm	
Taglio alla base della parete	$T_{Ed} = T_F =$	62 kg	
Considero la trave 95x20 cm armata con 5+5f12			
Momento resistente	$M_{Rd} =$	3570 kgm	VERIFICATO
Staffe f10/15			
Taglio resistente	$T_{Rd} =$	5529 kgm	VERIFICATO