

COMMITTENTE:



DIREZIONE INVESTIMENTI  
DIREZIONE PROGRAMMI INVESTIMENTI  
DIRETTRICE SUD - PROGETTO ADRIATICA

PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA  
S.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE SUD.

PROGETTO ESECUTIVO

RIASSETTO NODO DI BARI

TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A MARE

Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015

Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna

Fabbricato tecnologico e piazzale

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE

SCALA:

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

I A 1 U 0 4 E 7 8 C L N V 0 0 0 0 4 0 1 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	INTEGRA	GIUGNO 2021	G. FICORELLA	GIUGNO 2021	G. DIMAGGIO	GIUGNO 2021	 ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Tecnica UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Dario Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10376
B	Emissione a seguito di ODI	L. LETTIERI	GENNAIO 2022	G. FICORELLA	GENNAIO 2022	G. DIMAGGIO	GENNAIO 2022	

File:IA1U04E78CLNV0000401B.DOC

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
1.1	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
4	MATERIALI .....	6
5	PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	8
6	CRITERI DI VERIFICA .....	9
7	ANALISI DEI CARICHI .....	12
7.1	SOVRACCARICO PERMANENTE.....	12
7.2	SOVRACCARICO ACCIDENTALE.....	12
7.3	SPINTA DELLE TERRE.....	13
7.4	AZIONE SISMICA .....	17
7.4.1	SLV.....	19
7.5	AZIONE DEL VENTO .....	21
8	FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE.....	24
8.1	INPUT GENERALE.....	25
8.2	COMB. GEO .....	27
8.2.1	Caratteristiche di progetto .....	27
8.2.2	Verifiche geotecniche .....	28
8.2.3	Tabulato di calcolo.....	33
8.3	COMB. EQU.....	35
8.3.1	Caratteristiche di progetto .....	35
8.3.2	Verifiche geotecniche .....	36
8.3.3	Tabulato di calcolo.....	37



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	3 di 62

8.4	COMB. SISMA-GEO.....	40
8.4.1	<i>Caratteristiche di progetto</i> .....	40
8.4.2	<i>Verifiche geotecniche</i> .....	42
8.4.3	<i>Tabulato di calcolo</i> .....	48
8.5	VERIFICHE STRUTTURALI.....	51
8.5.1	<i>Verifiche SLU</i> .....	52
8.5.2	<i>Verifiche SLE</i> .....	57

## 1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto del Riassetto del nodo di Bari, si prevede la realizzazione di un Sottovia ferroviario denominato sottovia S. Anna, di una serie di muri ad U, di un impianto di sollevamento e di un fabbricato tecnologico.

### 1.1 Scopo del documento

La presente relazione è relativa al calcolo/verifica dei plinto di fondazione dei pali di illuminazione stradale di altezza pari a 8.00 m (altezza fuori terra), posti lungo la viabilità.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il palo d'illuminazione stradale è previsto con un'altezza di 8.00 m + 0.80 m con sbraccio lungo 2.00 m per il supporto dell'apparecchio illuminante.

Il plinto di fondazione del palo è costituito da un "bicchiere" predisposto per l'alloggio del palo di dimensioni in pianta 0.6 x 0.6 m con altezza di 0.80 m e da una suola di fondazione rettangolare di dimensioni in 1.50 x 1.50 m con altezza di 0.40 m.

La relazione riporta dapprima la descrizione delle opere in oggetto, definisce le norme adottate ed i materiali impiegati, identifica i carichi agenti ed infine riporta le verifiche nelle sezioni maggiormente sollecitate.

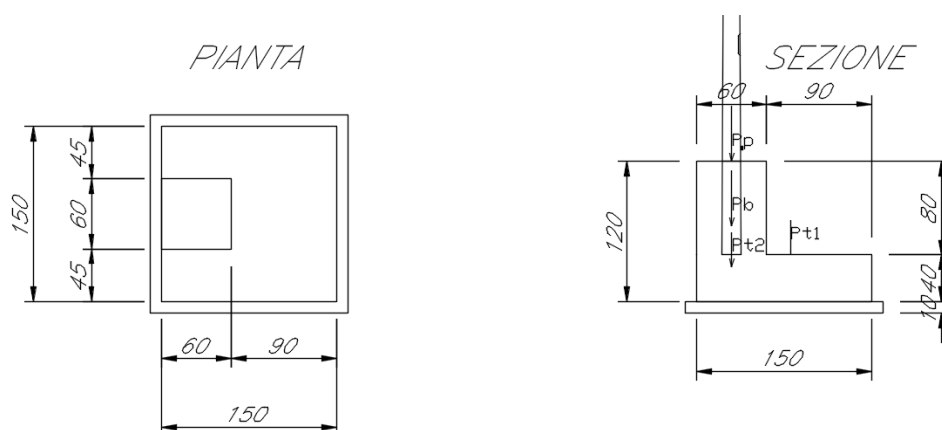


Fig. 1 Pianta e sezione fondazione



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	5 di 62

### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Rif. [1] "Istruzione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari" (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A);
- Rif. [2] - Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- Rif. [3] - Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Rif. [4] - Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 . Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- Rif. [5] - Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 21/10/2003;
- Rif. [6] - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Rif. [7] - UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [8] - UNI EN 206:2014 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- Rif. [9] - UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.
- Rif. [10] RFI DINIC MA CS 00 001 C – Manuale di progettazione corpo stradale – RFI 2004
- Rif. [11] RFI DTC SI SP IFS 001 E – Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – RFI 2021

## 4 MATERIALI

Il progetto sarà realizzato utilizzando i seguenti materiali:

### CALCESTRUZZI

#### Classe di resistenza: MAGRONE

#### C12/15

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	15	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	12.45	$N/mm^2$
Classe di esposizione		X0	

#### Classe di resistenza: ELEVAZIONE

#### C32/40

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	$N/mm^2$
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	$N/mm^2$
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	$N/mm^2$
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	$N/mm^2$
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	$N/mm^2$
Coefficiente di sicurezza situazioni eccezionali:	$\gamma_c =$	1	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica Eccez.:	$f_{cd} =$	28.2	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - Eccez.:	$f_{ctd} =$	2.17	$N/mm^2$
Coefficiente di sicurezza SLE:	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17	$N/mm^2$
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92	$N/mm^2$
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	$N/mm^2$
Classe di esposizione		XS1	
Classe di consistenza slump:		S3-S4	
Contenuto minimo di cemento:		340	$daN/m^3$
Massima dimensione aggregato		25	mm
Massimo rapporto A/C		0.45	
Copriferro		50	mm

**Acciaio per cemento armato**

Acciaio per cemento armato tipo B450C secondo D.M. 14.01.2008, avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	450	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	540	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s =$	2.1E+05	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo SLU:	$f_{sd} =$	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di calcolo SLE:	$\sigma_{y,ad} =$	360	N/mm <sup>2</sup>

Deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t,nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y,nom})_k$	$< 1,35$	
$(f_y/f_{y,nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$ :	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12$ mm	4 $\phi$	
$12 \leq \phi \leq 16$ mm	5 $\phi$	
per $16 < \phi \leq 25$ mm	8 $\phi$	
per $25 < \phi \leq 40$ mm	10 $\phi$	

## 5 PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Lungo il tracciato in esame si rinvencono fundamentalmente depositi lapidei. Procedendo a partire dal p.c. fino alla massima profondità investigata (30.0 m) si riscontra la presenza delle seguenti unità:

- Unità TV - Terreno vegetale: si tratta del primo strato di spessore pari a circa 60÷70 cm, costituito da sabbia con resti vegetali;
- Unità S – Sabbia e Sabbia limosa: sabbia / sabbia limosa con ciottoli calcarei e/o calcarenitici;
- Unità CBA - Calcari di Bari: si tratta di calcari dolomitici bianchi o grigio chiari. L'ammasso si presenta da fratturato a molto fratturato, duro, e caratterizzato talvolta dalla presenza di vuoti generati da dissoluzione carsica, quasi sempre riempiti da materiale residuale di colore rossastro, a granulometria limo – sabbiosa. All'interno di tale unità si intercetta una fascia di alterazione denominata CBAalt.

Unità	Stratigrafia (m da p.c.)	Peso per unità di volume $\gamma_g$ (kN/m <sup>3</sup> )	Angolo di attrito efficace $\phi'$ (°)	Coesione efficace $c'$ (kPa)	$E'$ (MPa)
S	0.0÷2.00	20	35	0	30
CBAalt	>2.0	24	35	10	200

**Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.**

Per il terreno di riempimento si possono considerare i seguenti parametri:

$$c' = 0 \text{ KPa}$$

$$\phi' = 34^\circ$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/mc}$$

Nelle verifiche geotecniche del plinto, considerando che generalmente la fondazione non viene approfondita fino a quota dei calcari, si assumono cautelativamente, per il terreno di fondazione, le seguenti caratteristiche:

$$\phi' = 30^\circ$$

$$c' = 0 \text{ e } \gamma$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/mc}$$



## 6 CRITERI DI VERIFICA

Il calcolo dei plinti viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)

Le analisi sono state effettuate in conformità alla al DM 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

#### Verifiche stabilità geotecnica (COMB2 - SLU GEO e EQU)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico dei muri (GEO-EQU), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti  $\gamma_R$  sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto della spinta attiva è maggiore, e quello della resistenza passiva è minore, dei corrispondenti valori caratteristici. Le azioni di progetto  $E_d$  sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze che producono il cinematiso di collasso ipotizzato, mentre le resistenze di progetto  $R_d$  sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze che vi si oppongono.

*Combinazioni per analisi:*



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
 Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
 ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	11 di 62

	Azioni ( $\gamma_F$ )				Proprietà del terreno ( $\gamma_M$ )		
	Permanenti		Variabili				
	sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli	$\tan \varphi'$	$c'$	$cu$
EQU	1.1	0.90	1.00	0.00	1.25	1.25	1.40
STRU (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40
STRU (Sisma)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (Sisma)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.25	1.25	1.40

## 7 ANALISI DEI CARICHI

### 7.1 Sovraccarico permanente

Si considerano i seguenti carichi:

#### PESI PROPRI

		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO BARICENTRO FONDAZIONE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZIONE VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO					
PARAMENTO RETTO	7.00 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 0.30 m	3.15	2.10
PESO PROPRIO FONDAZIONE	22.50 kN	Braccio = 0.00 m	Braccio = 0.75 m	0.00	16.88
Totale	29.50 kN	Braccio risultante = 0.11 m	0.64 m	3.15	18.98

		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO BARICENTRO FONDAZIONE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZIONE VALLE
PESO PROPRIO DEL PALO					
ELEMENTO VERTICALE	0.91 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 0.30 m	0.41	0.27
ELEMENTO A SBALZO	0.15 kN	Braccio = -0.41 m	Braccio = 1.16 m	-0.06	0.17
CORPO ILLUMINANTE	0.17 kN	Braccio = -1.85 m	Braccio = 2.60 m	-0.31	0.44

#### Peso terreno:

		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO BARICENTRO FONDAZIONE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZIONE VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA					
terreno su sbalzo di monte	20.52 kN	Braccio = -0.30 m	Braccio = -1.05 m	-6.16	-21.55
terreno su sbalzi laterali	8.21 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = -0.30 m	3.69	-2.46

### 7.2 Sovraccarico accidentale

Si considera, a tergo del paramento verticale, un sovraccarico accidentale di 20 kN/mq in fase statica e di 10 kN/mq in fase sismica.

### 7.3 Spinta delle terre

#### *Metodo di Coulomb*

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione

$$S = (1/2) \gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove  $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno,  $\alpha$  rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ( $\alpha = 90^\circ$  per parete verticale),  $\delta$  è l'angolo d'attrito terreno-parete,  $\beta$  è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete  $\delta$  rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ( $1/3 H$  rispetto alla base della parete). L'espressione di  $K_a$  perde di significato per  $\beta > \phi$ . Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme  $Q$  l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q) K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH) K_a$$



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
 Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	14 di 62

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a  $1/2H$ .

Nel caso di terreno dotato di coesione  $c$  l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità  $z$ , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine  $\gamma z K_a$ , si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione  $\sigma_a$  risulta negativa per valori di  $z$  minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza  $h_c$  è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad  $h_c$  non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

### Metodo di Mononobe Okabe

Il metodo di Mononobe-Okabe adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb: un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno in condizioni sismiche. Viene messo in conto, come nella teoria di Coulomb, l'esistenza dell'attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di Mononobe-Okabe dalla seguente relazione

$$S = 1/2(1 \pm k_v)\gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da:

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi - \theta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta - \theta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta - \theta)\sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

L'angolo  $\theta$  è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	15 di 62

dove  $k_h$  e  $k_v$  rappresentano in coefficiente di intensità sismica orizzontale e verticale.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme  $Q$  l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q)K_a$$

$$S = (1/2\gamma H^2 + QH)K_a$$

Al carico  $Q$  corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a  $1/2H$ .

Nel caso di terreno dotato di coesione  $c$  l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità  $z$ , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine  $\gamma z K_a$ , si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione  $\sigma_a$  risulta negativa per valori di  $z$  minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza  $h_c$  è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad  $h_c$  non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

### ***Spinta in presenza di sisma***

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
 Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
 ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	16 di 62

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(kh/(1\pm kv))$  essendo kh il coefficiente sismico orizzontale e kv il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di kh.

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))^*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))^*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.





**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
 Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	17 di 62

Per i valori delle spinte calcolati per le singole combinazioni di carico si rimanda ai relativi paragrafi.

#### 7.4 Azione sismica

La normativa DM 14 gennaio 2008 prevede la determinazione dell'azione sismica in funzione della posizione geografica del sito individuata dalla longitudine e latitudine.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
16.852

LATITUDINE  
41.11854

Ricerca per comune

REGIONE  
Puglia

PROVINCIA  
Bari

COMUNE  
Bari

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**

**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info  
Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

### Valori di progetto

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

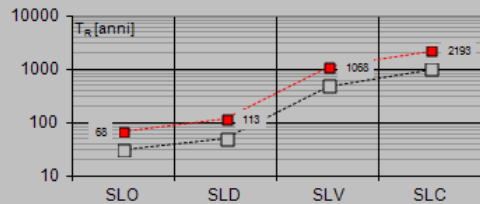
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

### Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

### Strategia di progettazione



### LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie    -.-.-■-.-.- Strategia scelta

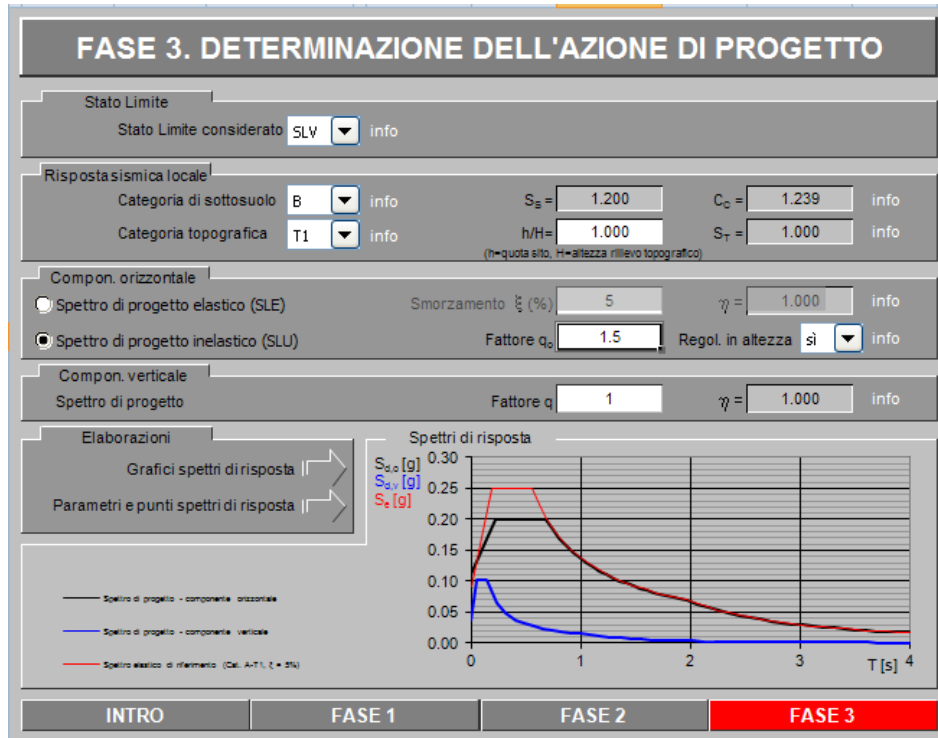
INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

7.4.1 SLV



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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_n$	0.093 g
$F_0$	2.698
$T_C$	0.552 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.239
$S_T$	1.000
$q$	1.500

**Parametri dipendenti**

$S$	1.200
$\gamma$	0.667
$T_B$	0.228 s
$T_C$	0.684 s
$T_D$	1.972 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

$$\eta = \sqrt{10/(S+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

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

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

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

**Espressioni dello spettro di risposta** (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_r \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_r \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_s(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $\eta/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.111
$T_B$ ←	0.228	0.200
$T_C$ ←	0.684	0.200
	0.745	0.184
	0.807	0.170
	0.868	0.158
	0.929	0.148
	0.991	0.138
	1.052	0.130
	1.113	0.123
	1.175	0.117
	1.236	0.111
	1.297	0.106
	1.359	0.101
	1.420	0.097
	1.481	0.093
	1.542	0.089
	1.604	0.086
	1.665	0.082
	1.726	0.079
	1.788	0.077
	1.849	0.074
	1.910	0.072
$T_D$ ←	1.972	0.070
	2.068	0.063
	2.165	0.058
	2.261	0.053
	2.358	0.049
	2.454	0.045
	2.551	0.042
	2.648	0.039
	2.744	0.036
	2.841	0.034
	2.937	0.031
	3.034	0.029
	3.131	0.028
	3.227	0.026
	3.324	0.024
	3.420	0.023
	3.517	0.022
	3.614	0.021
	3.710	0.020
	3.807	0.019
	3.903	0.019
	4.000	0.019



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	21 di 62

L'accelerazione massima di progetto, valutata in conformità alla normativa vigente vale:

#### Azione sismica SLV

$$a_g = 0.093 \text{ g}$$

$$S = 1.20$$

Categoria del suolo B

$$a_{max} = S \cdot a_g = 0.112 \text{ g}$$

$$\beta_m = 0.18$$

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g = 0.020$$

$$k_v = 0.5 \cdot a_{max} / g = 0.010$$

#### 7.5 Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3.3 – NTC2008. Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito posto in zona 3, con altezza sul livello del mare pari a 8 m.

##### *Pressione del vento*

La pressione del vento, considerata come azione statica agente normalmente alle superfici, è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

$q_b$  - Pressione cinetica di riferimento

$c_e$  - Coefficiente di esposizione

$c_p$  - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)

$c_d$  - Coefficiente dinamico che si assume unitario.

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

$v_b$  - Velocità di riferimento del vento;

$\rho$  – Densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

**Tabella 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$**

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

$$V_b = V_{b,0} \quad \text{per} \quad a_s \leq a_0 \quad \Rightarrow \quad V_b = 27 \text{ m/s}$$

$$q_b = 0.456 \text{ kN/m}^2$$

#### Coefficiente di esposizione

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Altezza massima fuori terra  $Z = 8.0 \text{ m}$

ZONA 3

Classe di rugosità del terreno **B**

Categoria di esposizione del sito **III**

Coefficiente di topografia  $c_t = 1.0$

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

$k_r$	$c_t$	$z$	$z_0$	$c_e$
0.2	1	8	0.1	2.00

Coefficiente dinamico:

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso è assunto cautelativamente pari ad 1

$$C_d = 1.00$$

Coefficiente di forma (o aerodinamico):

Il Coefficiente di forma ( $C_p$ ) per corpi cilindrici a sezione circolare di diametro  $d$  ed altezza  $h$  vale:

$$c_p = \begin{cases} 1,2 & \text{per } d\sqrt{q} \leq 2,2 \\ (1,783 - 0,263d\sqrt{q}) & \text{per } 2,2 < d\sqrt{q} < 4,2 \\ 0,7 & \text{per } 4,2 \leq d\sqrt{q} \end{cases}$$

$$\text{In cui } q = q_b * c_e = 456 * 2.00 = 912 \text{ N/m}^2$$

Il diametro del palo è 163 mm alla base e 60 mm in testa. Si considera quindi un diametro medio pari a 117 mm.

Ricadiamo quindi nel secondo caso per cui:

$$C_p = 0.85$$

$$\text{Pressione del vento ( } p = q_b C_e C_p C_d \text{ )} = 775 \text{ N/m}^2$$

L'azione di insieme esercitata dal vento va valutata con riferimento alla superficie proiettata sul piano ortogonale alla direzione del vento. Pertanto si considera un'altezza di esposizione comprensiva anche della proiezione dello sbraccio, per un'altezza totale di 8.80m.

Azione orizzontale dovuta al vento:

$$H = 775 \text{ N/mq} * 0.117\text{m} * 8.8\text{m} = 798 \text{ N} = 0.80 \text{ kN}$$

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	24 di 62

Momento dovuto al vento ad estradosso fondazione:

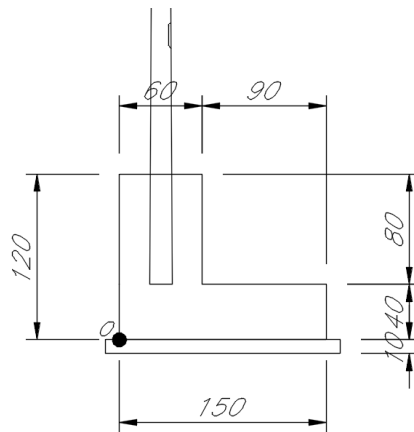
$$M = 800 \text{ N} \cdot 5.2 \text{ m} = 4160 \text{ Nm} = 4.2 \text{ kNm}$$

All'intradosso della fondazione il momento agente é dato da:

$$M_i = 800 \text{ N} \cdot 5.6 \text{ m} = 4480 \text{ Nm} = 4.5 \text{ kNm}$$

## 8 FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE

Si verifica la sezione di altezza indicata nella figura seguente.





## 8.1 INPUT GENERALE

Di seguito si riportano i dati geometrici della fondazione e i valori caratteristici dei parametri geotecnici, validi per tutte le combinazioni prese in esame.

Si assimila la fondazione a un tratto di muri con paramento lungo 0.6m per calcolare le sollecitazioni allo spiccato con le quali poi verificare la fondazione 1.50x1.50.

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

PESO SPECIFICO CLS	25.00	kN/m <sup>3</sup>
SBALZO PLINTO VALLE	0.00	m
SBALZO PLINTO MONTE	0.90	m
SPESSORE TESTA MURO	0.60	m
ALTEZZA ELEVAZIONE MURO	0.80	m
ALTEZZA DEL TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00	m
SPESSORE PLINTO A VALLE	0.40	m
SPESSORE PLINTO A MONTE	0.40	m
ANGOLO PARAMENTO DI MONTE DEL MURO	0.00	°
ANGOLO PARAMENTO DI VALLE DEL MURO	0.00	°
INCLINAZIONE TERRAPIENO CON ORIZZONTALE	0.00	°
LARGHEZZA MURO ANALIZZATO	0.60	m
LUNGHEZZA MURO PER ANALISI CAPACITA' PORTANTE	1.50	m
INCLINAZIONE BASE PLINTO CON ORIZZONTALE	0.00	°
ALTEZZA SPERONE (MONTE)	0.00	m
SPESSORE SPERONE	0.00	m
INCLINAZIONE PIANO SCORRIMENTO	0.00	rad
	gradi	0.00
ALTEZZA SPERONE (Valle)	0.00	m
ALTEZZA BARRIERA ANTIRUMORE	0.00	m
LUNGHEZZA LONGITUDINALE PER RIPARTIZIONE PALI	0.00	m
INTERASSE TRASVERSALE PALI	0.00	m
NUMERO PALI TRASVERSALI	0.00	m
incremento sezione dovuto inclinazione paramento monte	0.00	
incremento sezione dovuto inclinazione paramento vallo	0.00	
SPESSORE MURO ALLO SPICCATO	0.60	m
ALTEZZA TOTALE DEL MURO	1.20	m
INCREMENTO ALTEZZA DEL TERRENO	0.00	m
LARGHEZZA TOTALE DEL PLINTO	1.50	m

**CARATTERISTICHE GEOTECNICHE (valori caratteristici)**

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	10.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	34.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	30.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) CONDIZIONI STATICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	20.00 kN/m <sup>2</sup>
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.80 kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (estradosso)	4.20 kNm
COPPIA DOVUTA AL VENTO (intradosso)	4.50 kNm

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI SISMICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	10.00 kN/m <sup>2</sup>
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.80 kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (estradosso)	4.20 kNm
COPPIA DOVUTA AL VENTO (intradosso)	4.50 kNm

## 8.2 Comb. GEO

### 8.2.1 Caratteristiche di progetto

CARICHI	A2+M2+R2 GEO	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.3
VARIABILI	0	1.3

PARAMETRO	M2
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1.25
COESIONE DRENATA	1.25
COESIONE NON DRENATA	1.4
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R2
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1
SCORRIMENTO	1
RESISTENZA TERRENO A VALLE	1

### AZIONI ESTERNE (VALORI DI PROGETTO COMB. GEO)

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	26.00 kN/m <sup>2</sup>
FORZA ORIZZONTALE VENTO	1.04 kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (estradosso)	5.46 kNm
COPPIA DOVUTA AL VENTO (intradosso)	5.85 kNm

### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	0.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	8.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	28.35 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	24.79 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	18.90 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	16.53 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.53 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.317

20/12/16

## 8.2.2 Verifiche geotecniche

### Verifica di scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \text{tg} \delta + C \cdot A$$

Il coefficiente di sicurezza è dato da:

$$FS = R / H_{ris}$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$H_{ris}$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno + spinta del sovraccarico accidentale

C = adesione

A = area di base della fondazione

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	COND. STATICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante	82.86 kN
$H_{ris}$ forza orizzontale risultante	14.50 kN
<b>COEFF. SICUREZZA SCORRIMENTO</b>	<b>1.70</b>

Dove  $V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO PROPRIO DEL MURO

PARAMENTO RETTO	7.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	22.50 kN
<b>Totale</b>	<b>29.50 kN</b>

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO DEL TERRENO SULLA  
SOVRASTRUTTURA

20.52 kN	↓
8.21 kN	↓

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
SOVRACCARICO "Q" SUL  
TERRAPIENO

23.40 kN	↓
----------	---

PESO PROPRIO DEL PALO

ELEMENTO VERTICALE	0.91 kN
ELEMENTO A SBALZO	0.15 kN
CORPO ILLUMINANTE	0.17 kN

$H_{ris}$  è data dalla somma delle componenti orizzontali dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo più l'indicazione dell'azione del vento dalla tabella azioni esterne):

COMPONENTI SPINTA

STs orizz.=	4.10 kN
-------------	---------

COMPONENTI DELLA SPINTA SOVRACCARICO

SQs orizz.=	9.36 kN
-------------	---------

FORZA ORIZZONTALE VENTO

1.04 kN



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
 Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
 ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	30 di 62

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento resistente  $M_R$  ed il momento sollecitante  $M_S$ :

$$M_R = W \cdot b_w$$

$$M_S = F \cdot b_f$$

$$FS = M_S / M_R$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO	COND. STATICHE
Momento stabilizzante risultante	68.44 kNm
Momento ribaltante risultante	13.10 kNm
<b>COEFF. SICUREZZA RIBALTAMENTO</b>	<b>5.22</b>

Il momento stabilizzante  $M_s$  è dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	31 di 62

		<b>RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE</b>
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO			
PARAMENTO RETTO	7.00 kN	Braccio = 0.30 m	2.10
PESO PROPRIO FONDAZIONE	22.50 kN	Braccio = 0.75 m	16.88
Totale	29.50 kN	0.64 m	18.98
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA			
	20.52 kN	Braccio = 1.05 m	21.55
	8.21 kN	Braccio = 0.30 m	2.46
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO			
	23.40 kN	Braccio = 1.05 m	24.57
PESO PROPRIO DEL PALO			
ELEMENTO VERTICALE	0.91 kN	Braccio = 0.30 m	0.27
ELEMENTO A SBALZO	0.15 kN	Braccio = 1.16 m	0.17
CORPO ILLUMINANTE	0.17 kN	Braccio = 2.60 m	0.44

Il momento ribaltante  $M_r$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo più azione del vento indicata nella tabella azioni esterne):

		<b>RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZIONE VALLE</b>
<b><u>CALCOLO SPINTE AGENTI</u></b>			
<b><u>ALL'INTRADOSSO PLINTO</u></b>			
COMPONENTI SPINTA			
STs orizz.=	4.10 kN	Braccio = 0.40 m	1.64
COMPONENTI DELLA SPINTA SOVRACCARICO			
SQs orizz.=	9.36 kN	Braccio = 0.60 m	5.61
COPPIA DOVUTA AL VENTO (intradosso)			5.85 kNm

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	32 di 62

**Verifica al carico limite**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

Capacità portante		
Carico verticale (kN)	N =	82.86
Momento flettente nel senso della larghezza (kNm)	M <sub>B</sub> =	6.81
Momento flettente nel senso della lunghezza (kNm)	M <sub>L</sub> =	0.00
Carico orizzontale (kN)	H =	8.06
Larghezza della fondazione (m)	B =	1.50
Lunghezza della fondazione (m)	L =	1.50
Profondità della fondazione da p.c (m)	D =	0.40
Peso naturale del terreno (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>n</sub> =	19.00
Eccentricità (m)	e1 =	0.12
	e2 =	0.00
Dimensioni equivalenti (m)	B' =	1.26
	L' =	1.50
Inclinazione fondazione	α =	0.00
	α (rad) =	0.00
Pendenza p.c	ω =	0.00
	ω (rad) =	0.00
Angolo di attrito terreno della fondazione	φ' ° =	24.79
	φ' (rad) =	0.43
	k <sub>p</sub> =	2.44
Coesione (kPa)	c' =	8.00
	m =	1.99
Fattore capacità portante	N <sub>γ</sub> =	10.56
	s <sub>γ</sub> =	1.00
Fattori correttivi di forma	i <sub>γ</sub> =	0.81
	b <sub>γ</sub> =	1.00
	g <sub>γ</sub> =	1.00
Fattore capacità portante	c' =	8.00
	N <sub>c</sub> =	20.42
	s <sub>c</sub> =	1.01
	d <sub>c</sub> =	1.11
Fattori correttivi di forma	i <sub>c</sub> =	0.85
	b <sub>c</sub> =	1.00
	g <sub>c</sub> =	1.00
Fattore capacità portante	N <sub>q</sub> =	10.43
Contributo sovraccarico	q' =	7.60
	s <sub>q</sub> =	1.00
	d <sub>q</sub> =	1.10
Fattori correttivi di forma	i <sub>q</sub> =	0.87
	b <sub>q</sub> =	1.00
	g <sub>q</sub> =	1.00
Tensione sul terreno (kPa)	q <sub>es</sub> =	43.92
Portanza limite (kPa)	q <sub>lim</sub> =	333.03
q <sub>lim</sub> / q <sub>es</sub>		7.58



### 8.2.3 Tabulato di calcolo

#### PESI PROPRI

		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO BARICENTR O FONDAZION	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO</b>					
PARAMENTO RETTO	7.00 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 0.30 m	3.15	2.10
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	0.00 kN	Braccio = 0.15 m	Braccio = 0.60 m	0.00	0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio = 0.75 m	Braccio = 0.00 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	22.50 kN	Braccio = 0.00 m	Braccio = 0.75 m	0.00	16.88
Totale	29.50 kN	Braccio risultante = 0.11 m	0.64 m	3.15	18.98
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA</b>					
	20.52 kN	Braccio = -0.30 m	Braccio = 1.05 m	-6.16	21.55
	8.21 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 0.30 m	3.69	2.46
<b>TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO</b>					
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio = -0.45 m	Braccio = 1.20 m	0.00	0.00
	0.00 kN	Braccio = 0.75 m	Braccio = 0.00 m	0.00	0.00
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>					
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO	23.40 kN	Braccio = -0.30 m	Braccio = 1.05 m	-7.02	24.57
	0.00 kN	Braccio = -0.30 m	Braccio = 1.05 m	0.00	0.00
<b>PESO PROPRIO DEL PALO</b>					
ELEMENTO VERTICALE	0.91 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 0.30 m	0.41	0.27
ELEMENTO A SBALZO	0.15 kN	Braccio = -0.41 m	Braccio = 1.16 m	-0.06	0.17
CORPO ILLUMINANTE	0.17 kN	Braccio = -1.85 m	Braccio = 2.60 m	-0.31	0.44

FORZA ORIZZONTALE VENTO	1.04 kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (estradosso)	5.46 kNm
COPPIA DOVUTA AL VENTO (intradosso)	5.85 kNm

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	34 di 62

**CALCOLO SPINTE AGENTI**  
**ALL'ESTRADOSSO PLINTO**

CONDIZIONI STATICHE

FORZE ORIZZONTALI AGENTI SUL TESTA MURO

$F_{ORIZ} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 0.80 m	Braccio =	m	0.00	0.00
$F_{VERT.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00
$F_{ORIZ} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 0.80 m	Braccio =	m	0.00	0.00

COMPONENTI SPINTA

$ST_s = 1.93 \text{ kN}$					
$ST_s \text{ orizz.} = 1.82 \text{ kN}$	Braccio = 0.27 m	Braccio =	m	0.49	0.00
$ST_s \text{ vert.} = 0.62 \text{ kN}$	Braccio = -0.15 m	Braccio =	m	-0.09	0.00

COMPONENTI DELLA SPINTA SOVRACCARICO

$SQ_s = 6.59 \text{ kN}$					
$SQ_s \text{ orizz.} = 6.24 \text{ kN}$	Braccio = 0.40 m	Braccio =	m	2.49	0.00
$SQ_s \text{ vert.} = 2.14 \text{ kN}$	Braccio = -0.15 m	Braccio =	m	-0.32	0.00

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SQ_s = 0.00 \text{ kN}$					
$SQ_s \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 0.40 m	Braccio =	m	0.00	0.00
$SQ_s \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = -0.15 m	Braccio =	m	0.00	0.00

**CALCOLO SPINTE AGENTI**  
**ALL'INTRADOSSO PLINTO**

CONDIZIONI STATICHE

FORZE ORIZZONTALI AGENTI SUL TESTA MURO

$F_{ORIZ} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 1.20 m	Braccio =	1.20 m	0.00	0.00
$F_{VERT.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio =	m	Braccio =	0.30 m	0.00
$F_{ORIZ} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 1.20 m	Braccio =	1.20 m	0.00	0.00

COMPONENTI SPINTA

$ST_s = 4.34 \text{ kN}$					
$ST_s \text{ orizz.} = 4.10 \text{ kN}$	Braccio = 0.40 m	Braccio =	0.40 m	1.64	1.64
$ST_s \text{ vert.} = 1.40 \text{ kN}$	Braccio = -0.15 m	Braccio =	1.50 m	-0.21	2.11

COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_p = 0.00 \text{ kN}$					
$ST_p \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00

COMPONENTI DELLA SPINTA SOVRACCARICO

$SQ_s = 9.89 \text{ kN}$					
$SQ_s \text{ orizz.} = 9.36 \text{ kN}$	Braccio = 0.60 m	Braccio =	0.60 m	5.61	5.61
$SQ_s \text{ vert.} = 3.20 \text{ kN}$	Braccio = -0.15 m	Braccio =	1.50 m	-0.48	4.80

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SP_s = 0.00 \text{ kN}$					
$SP_s \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 0.60 m	Braccio =	0.60 m	0.00	0.00
$SP_s \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = -0.15 m	Braccio =	1.50 m	0.00	0.00

### 8.3 COMB. EQU

#### 8.3.1 Caratteristiche di progetto

CARICHI	EQU	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	0.9	1.1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.5
VARIABILI	0	1.5

PARAMETRO	M2
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1.25
COESIONE DRENATA	1.25
COESIONE NON DRENATA	1.4
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1
SCORRIMENTO	1
RESISTENZA TERRENO A VALLE	1

#### AZIONI ESTERNE (VALORI DI PROGETTO COMB. EQU)

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	30.00 kN/m <sup>2</sup>
FORZA ORIZZONTALE VENTO	1.20 kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (estradosso)	6.30 kNm
COPPIA DOVUTA AL VENTO (intradosso)	6.75 kNm

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.90 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	0.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	8.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	28.35 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	24.79 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	18.90 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	16.53 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.53 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.317

### 8.3.2 Verifiche geotecniche

VERIFICA AL RIBALTAMENTO	COND.STATICHE
Momento stabilizzante risultante	70.00 kN
Momento ribaltante risultante	15.03 kN
<b>COEFF. SICUREZZA RIBALTAMENTO</b>	<b>4.66</b>

Il momento stabilizzante  $M_s$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

(Nota: in quanto carichi favorevoli i pesi propri sono moltiplicati\*0.9)

		RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO</b>			
PARAMENTO RETTO	6.30 kN m	Braccio = 0.30 m	1.89
PESO PROPRIO FONDAZIONE	20.25 kN m	Braccio = 0.75 m	15.19
<b>Totale</b>	<b>26.55 kN m</b>	<b>0.64 m</b>	<b>17.08</b>
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA</b>			
	20.31 kN m	Braccio = 1.05 m	21.33
	8.13 kN m	Braccio = 0.30 m	2.44
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>			
	27.00 kN m	Braccio = 1.05 m	28.35
<b>PESO PROPRIO DEL PALO</b>			
ELEMENTO VERTICALE	0.82 kN	Braccio = 0.30 m	0.25
ELEMENTO A SBALZO	0.14 kN	Braccio = 1.16 m	0.16
CORPO ILLUMINANTE	0.15 kN	Braccio = 2.60 m	0.40

Il momento ribaltante  $M_r$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo più azione del vento indicata nella tabella azioni esterne):

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	37 di 62

	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO</b>		
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE		
STs orizz.= 4.51 kN Braccio = 0.40 m		1.80
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO		
SQs orizz.= 10.79 kN Braccio = 0.60 m		6.48
COPPIA DOVUTA AL VENTO (intradosso)		
		6.75 kNm

### 8.3.3 Tabulato di calcolo

<b>PESI PROPRI</b>		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO BARICENTR O FONDAZION	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO					
PARAMENTO RETTO	6.30 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 0.30 m	2.84	1.89
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	0.00 kN	Braccio = 0.15 m	Braccio = 0.60 m	0.00	0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio = 0.75 m	Braccio = 0.00 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	20.25 kN	Braccio = 0.00 m	Braccio = 0.75 m	0.00	15.19
Totale	26.55 kN	Braccio risultante = 0.11 m	0.64 m	2.84	17.08
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA					
	20.31 kN	Braccio = -0.30 m	Braccio = 1.05 m	-6.09	21.33
	8.13 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 0.30 m	3.66	2.44
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE					
	0.00 kN	Braccio = -0.45 m	Braccio = 1.20 m	0.00	0.00
	0.00 kN	Braccio = 0.75 m	Braccio = 0.00 m	0.00	0.00
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO					
	27.00 kN	Braccio = -0.30 m	Braccio = 1.05 m	-8.10	28.35
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO					
	0.00 kN	Braccio = -0.30 m	Braccio = 1.05 m	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	38 di 62

PESO PROPRIO DEL PALO

ELEMENTO VERTICALE	0.82 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 0.30 m	0.37	0.25
ELEMENTO A SBALZO	0.14 kN	Braccio = -0.41 m	Braccio = 1.16 m	-0.06	0.16
CORPO ILLUMINANTE	0.15 kN	Braccio = -1.85 m	Braccio = 2.60 m	-0.28	0.40

**CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO**

CONDIZIONI STATICHE

FORZE ORIZZONTALI AGENTI SUL TESTA MURO

$F_{ORIZ} = 0.00$ kN	Braccio = 0.80 m	Braccio = m	0.00	0.00
$F_{VERT.} = 0.00$ kN	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00
$F_{ORIZ} = 0.00$ kN	Braccio = 0.80 m	Braccio = m	0.00	0.00

COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_s = 2.12$ kN				
$ST_s$ orizz. = 2.01 kN	Braccio = 0.27 m	Braccio = m	0.53	0.00
$ST_s$ vert. = 0.69 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = m	-0.10	0.00

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

$SQ_s = 7.61$ kN				
$SQ_s$ orizz. = 7.20 kN	Braccio = 0.40 m	Braccio = m	2.88	0.00
$SQ_s$ vert. = 2.46 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = m	-0.37	0.00

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SQ_s = 0.00$ kN				
$SQ_s$ orizz. = 0.00 kN	Braccio = 0.40 m	Braccio = m	0.00	0.00
$SQ_s$ vert. = 0.00 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = m	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	39 di 62

**CALCOLO SPINTE AGENTI**  
**ALL'INTRADOSSO PLINTO**

CONDIZIONI STATICHE

FORZE ORIZZONTALI AGENTI SUL TESTA MURO

$F_{\text{ORIZ}} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 1.20 m	Braccio = 1.20 m	0.00	0.00
$F_{\text{VERT.}} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = m	Braccio = 0.30 m	0.00	0.00
$F_{\text{ORIZ}} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 1.20 m	Braccio = 1.20 m	0.00	0.00

COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_s = 4.77 \text{ kN}$				
$ST_s \text{ orizz.} = 4.51 \text{ kN}$	Braccio = 0.40 m	Braccio = 0.40 m	1.80	1.80
$ST_s \text{ vert.} = 1.54 \text{ kN}$	Braccio = -0.15 m	Braccio = 1.50 m	-0.23	2.32

COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_p = 0.00 \text{ kN}$				
$ST_p \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" TERRAPIENO

$SQ_s = 11.41 \text{ kN}$				
$SQ_s \text{ orizz.} = 10.79 \text{ kN}$	Braccio = 0.60 m	Braccio = 0.60 m	6.48	6.48
$SQ_s \text{ vert.} = 3.70 \text{ kN}$	Braccio = -0.15 m	Braccio = 1.50 m	-0.55	5.54

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SP_s = 0.00 \text{ kN}$				
$SP_s \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 0.60 m	Braccio = 0.60 m	0.00	0.00
$SP_s \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = -0.15 m	Braccio = 1.50 m	0.00	0.00

## 8.4 Comb. SISMA-GEO

### 8.4.1 Caratteristiche di progetto

CARICHI	SISMA GEO	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M2
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1.25
COESIONE DRENATA	1.25
COESIONE NON DRENATA	1.4
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1
SCORRIMENTO	1
RESISTENZA TERRENO A VALLE	1

#### AZIONI ESTERNE (CARICHI DI PROGETTO COMB. SISMA-GEO)

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	10.00 kN/m <sup>2</sup>
FORZA VERTICALE AGENTE SUL PARAMENTO	0.00 kN
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.80 kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (estradosso)	4.20 kNm
COPPIA DOVUTA AL VENTO (intradosso)	4.50 kNm

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	0.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	8.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	28.35 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	24.79 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	0.00 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	16.53 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.53 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.356



### CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA	1.00
<i>Coefficienti parziali sui parametri di resistenza</i>	
$\gamma_{\phi} =$	1.00
$\gamma_{cu} =$	1.00
$\gamma_c =$	1.00
$\gamma_{\gamma} =$	1.00
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto	0.540
Angolo di attrito ridotto	28.35°
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	1.20
ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO ( $a_p/g$ )	0.09
COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE $\beta_m$	0.18
ACCELERAZIONE RIDOTTA ( $a_p^*/g$ )	0.02
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	1.00
COEFF. DI INTENSITA' SISMICA	0.020
ACCELERAZIONE MASSIMA ( $a_{max}^*/g$ )	0.020
COEFFICIENTE RIDUTTIVO	1.00
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO	0.020
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Muller-Breslau)	0.317
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Mononobe-Okabe)	0.330
INCREMENTO DI SPINTA SISMICA	0.013
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	0.010
COEFFICIENTE DI SICUREZZA SCORRIMENTO	1.00
COEFFICIENTE DI SICUREZZA RIBALTAMENTO	1.00

#### 8.4.2 Verifiche geotecniche

##### Verifica di scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \text{tg} \delta + C \cdot A$$

Il coefficiente di sicurezza è dato da:

$$FS = R / H_{ris}$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$H_{ris}$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno + spinta del sovraccarico accidentale

C = adesione

A = area di base della fondazione

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	SISMA
$V_{ris}$ forza verticale risultante	69.05 kN
$H_{ris}$ forza orizzontale risultante	11.37 kN
<b>COEFF. SICUREZZA SCORRIMENTO</b>	<b>1.80</b>

Dove  $V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
 Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

**RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	43 di 62

FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO

PARAMENTO RETTO	7.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	22.50 kN
<b>Totale</b>	<b>29.50 kN</b>

FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA

20.52 kN  
8.21 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

9.00 kN

CONDIZIONI SISMICHE

INERZIA DELLA STRUTTURA

PARAMENTO RETTO (S <sub>v</sub> )	0.07 kN
FONDAZIONE (S <sub>v</sub> )	0.23 kN

INERZIA DEL TERRAPIENO

SULLA FONDAZIONE (S <sub>v</sub> )	0.21 kN
	0.08 kN

PESO PROPRIO DEL PALO

ELEMENTO VERTICALE	0.91 kN
ELEMENTO A SBALZO	0.15 kN
CORPO ILLUMINANTE	0.17 kN

$H_{ris}$  è data dalla somma delle componenti orizzontali dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo più azione del vento indicata nella tabella azioni esterne):

COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATIC

$ST_s$  orizz.= 4.87 kN

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO

$SQ_s$  = 4.27 kN

COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA

$ST_d$  orizz.= 0.18 kN

INERZIA DELLA STRUTTURA

PARAMENTO RETTO	0.14 kN
FONDAZIONE	0.45 kN

INERZIA DEL TERRAPIENO

SULLA FONDAZIONE	0.16 kN
SULLO SBALZO DI MONTE	0.41 kN
	0.08 kN

FORZA ORIZZONTALE VENTO

0.80 kN



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	44 di 62

### *Verifica al ribaltamento*

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante F, mentre la forza stabilizzante W è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento resistente  $M_R$  ed il momento sollecitante  $M_S$ :

$$M_R = W \cdot b_w$$

$$M_S = F \cdot b_f$$

$$FS = M_S / M_R$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO	COND. SISMICHE
Momento stabilizzante risultante	54.05 kNm
Momento ribaltante risultante	9.87 kNm
<b>COEFF. SICUREZZA RIBALTAMENTO</b>	<b>5.48</b>

Dove  $M_{stab}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

		RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZIONE VALLE
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO</b>			
PARAMENTO RETTO	7.00 kN	Braccio = 0.30 m	2.10
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	0.00 kN	Braccio = 0.60 m	0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio = 0.00 m	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	22.50 kN	Braccio = 0.75 m	16.88
Totale	29.50 kN	0.64 m	18.98
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA</b>			
	20.52 kN	Braccio = 1.05 m	21.55
	8.21 kN	Braccio = 0.30 m	2.46
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>			
	9.00 kN	Braccio = 1.05 m	9.45
<b>CONDIZIONI SISMICHE</b>			
<b>INERZIA DELLA STRUTTURA</b>			
PARAMENTO RETTO (S <sub>v</sub> )	0.07 kN	Braccio = 0.30 m	0.02
FONDAZIONE (S <sub>v</sub> )	0.23 kN	Braccio = 0.75 m	0.17
<b>INERZIA DEL TERRAPIENO</b>			
SULLA FONDAZIONE (S <sub>v</sub> )	0.21 kN	Braccio = 0.60 m	0.12
SULLO SBALZO DI MONTE	0.41 kN	Braccio = 0.80 m	0.33
	0.08 kN	Braccio = 1.05 m	0.09
<b>PESO PROPRIO DEL PALO</b>			
ELEMENTO VERTICALE	0.91 kN	Braccio = 0.30 m	0.27
ELEMENTO A SBALZO	0.15 kN	Braccio = 1.16 m	0.17
CORPO ILLUMINANTE	0.17 kN	Braccio = 2.60 m	0.44

Mentre  $M_{rib}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo più azione del vento indicata nella tabella azioni esterne):

	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZIONE VALLE
<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</b>		
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE		
STs orizz.= 4.87 kN	Braccio = 0.40 m	1.95
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"		
SQs orizz.= 4.27 kN	Braccio = 0.60 m	2.56
CONDIZIONI SISMICHE		
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA		
STd orizz.= 0.18 kN	Braccio = 0.60 m	0.11
INERZIA DELLA STRUTTURA		
PARAMENTO RETTO 0.14 kN	Braccio = 0.80 m	0.11
FONDAZIONE 0.45 kN	Braccio = 0.20 m	0.09
INERZIA DEL TERRAPIENO		
SULLA FONDAZIONE 0.16 kN	Braccio = 0.80 m	0.13
SULLO SBALZO DI MONTE 0.41 kN	Braccio = 0.80 m	0.33
0.08 kN	Braccio = 1.05 m	0.09
PESO PROPRIO DEL PALO		
ELEMENTO VERTICALE 91.00 kN	Braccio = 0.30 m	27.30
ELEMENTO A SBALZO 15.00 kN	Braccio = 1.16 m	17.40
CORPO ILLUMINANTE 16.40 kN	Braccio = 2.60 m	42.64

COPPIA DOVUTA AL VENTO (intradosso)

4.50 kNm

**Verifica al carico limite**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

Capacità portante		
Carico verticale (kN)	N =	69.05
Momento flettente nel senso della larghezza (kNm)	M <sub>B</sub> =	5.23
Momento flettente nel senso della lunghezza (kNm)	M <sub>L</sub> =	0.00
Carico orizzontale (kN)	H =	5.01
Larghezza della fondazione (m)	B =	1.50
Lunghezza della fondazione (m)	L =	1.50
Profondità della fondazione da p.c (m)	D =	0.40
Peso naturale del terreno (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>n</sub> =	19.00
Eccentricità (m)	e1 =	0.10
	e2 =	0.00
Dimensioni equivalenti (m)	B' =	1.29
	L' =	1.50
Inclinazione fondazione	α =	0.00
	α (rad) =	0.00
Pendenza p.c	ω =	0.00
	ω (rad) =	0.00
Angolo di attrito terreno della fondazione	φ' =	24.79
	φ' (rad) =	0.43
	k <sub>p</sub> =	2.44
Coesione (kPa)	c' =	8.00
	m =	1.99
Fattore capacità portante	N <sub>γ</sub> =	10.56
	s <sub>γ</sub> =	1.00
Fattori correttivi di forma	i <sub>γ</sub> =	0.86
	b <sub>γ</sub> =	1.00
	g <sub>γ</sub> =	1.00
Fattore capacità portante	c' =	8.00
	N <sub>c</sub> =	20.42
	s <sub>c</sub> =	1.01
	d <sub>c</sub> =	1.11
Fattori correttivi di forma	i <sub>c</sub> =	0.90
	b <sub>c</sub> =	1.00
	g <sub>c</sub> =	1.00
Fattore capacità portante	N <sub>q</sub> =	10.43
Contributo sovraccarico	q' =	7.60
	s <sub>q</sub> =	1.00
	d <sub>q</sub> =	1.10
Fattori correttivi di forma	i <sub>q</sub> =	0.91
	b <sub>q</sub> =	1.00
	g <sub>q</sub> =	1.00
<b>Tensione sul terreno (kPa)</b>	<b>q<sub>es</sub> =</b>	<b>35.67</b>
<b>Portanza limite (kPa)</b>	<b>q<sub>lim</sub> =</b>	<b>353.60</b>
<b>q<sub>lim</sub> / q<sub>es</sub></b>		<b>9.91</b>

### 8.4.3 Tabulato di calcolo

#### PESI PROPRI

		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO BARICENTR O FONDAZION	MOMENTO SPIGOLO FONDAZIONE VALLE
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO</b>					
PARAMENTO RETTO	7.00 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 0.30 m	3.15	2.10
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	0.00 kN	Braccio = 0.15 m	Braccio = 0.60 m	0.00	0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio = 0.75 m	Braccio = 0.00 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	22.50 kN	Braccio = 0.00 m	Braccio = 0.75 m	0.00	16.88
<b>Totale</b>	<b>29.50 kN</b>	<b>Braccio risultante = 0.11 m</b>	<b>0.64 m</b>	<b>3.15</b>	<b>18.98</b>
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA</b>					
	20.52 kN	Braccio = -0.30 m	Braccio = 1.05 m	-6.16	21.55
	8.21 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 0.30 m	3.69	2.46
<b>TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE</b>					
	0.00 kN	Braccio = -0.45 m	Braccio = 1.20 m	0.00	0.00
	0.00 kN	Braccio = 0.75 m	Braccio = 0.00 m	0.00	0.00
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>					
	9.00 kN	Braccio = -0.30 m	Braccio = 1.05 m	-2.70	9.45
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO</b>					
	0.00 kN	Braccio = -0.30 m	Braccio = 1.05 m	0.00	0.00
<b>PESO PROPRIO DEL PALO</b>					
ELEMENTO VERTICALE	0.91 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 0.30 m	0.41	0.27
ELEMENTO A SBALZO	0.15 kN	Braccio = -0.41 m	Braccio = 1.16 m	-0.06	0.17
CORPO ILLUMINANTE	0.17 kN	Braccio = -1.85 m	Braccio = 2.60 m	-0.31	0.44



RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	49 di 62

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'ESTRADOSSO PLINTO**

CONDIZIONI STATICHE

FORZE ORIZZONTALI AGENTI SUL TESTA MURO

$F_{ORIZ} = 0.00$ kN	Braccio = 0.80 m	Braccio = m	0.00	0.00
$F_{VERT} = 0.00$ kN	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00
$F_{ORIZ} = 0.00$ kN	Braccio = 0.80 m	Braccio = m	0.00	0.00

COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$STs = 2.16$ kN				
$STs$ orizz. = 2.16 kN	Braccio = 0.27 m	Braccio = m	0.58	0.00
$STs$ vert. = 0.00 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = m	0.00	0.00

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

$SQs = 2.85$ kN				
$SQs$ orizz. = 2.85 kN	Braccio = 0.40 m	Braccio = m	1.14	0.00
$SQs$ vert. = 0.00 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = m	0.00	0.00

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SQs = 0.00$ kN				
$SQs$ orizz. = 0.00 kN	Braccio = 0.40 m	Braccio = m	0.00	0.00
$SQs$ vert. = 0.00 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = m	0.00	0.00

CONDIZIONI SISMICHE

COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE

$STd = 0.08$ kN				
$STd$ orizz. = 0.08 kN	Braccio = 0.40 m	Braccio = m	0.03	0.00
$STd$ vert. = 0.00 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = m	0.00	0.00

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SPd = 0.00$ kN				
$SPd$ orizz. = 0.00 kN	Braccio = 0.40 m	Braccio = m	0.00	0.00
$SPd$ vert. = 0.00 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = m	0.00	0.00

INERZIA DELLA STRUTTURA

PARAMENTO RETTO	0.14 kN	Braccio = 0.40 m	Braccio = m	0.06	0.00
PARAMENTO RETTO (Sisma verticale)	0.07 kN	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	0.00 kN	Braccio = 0.27 m	Braccio = m	0.00	0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.00 kN	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio = 0.27 m	Braccio = m	0.00	0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00
INERZIA DEL TERRAPIENO				0.00	0.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	0.16 kN	Braccio = 0.53 m	Braccio = m	0.09	0.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO (Sv)	0.08 kN	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00
SULLO SBALZO DI MONTE	0.41 kN	Braccio = 0.40 m	Braccio = m	0.16	0.00
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	0.21 kN	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio = 0.80 m	Braccio = m	0.00	0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO (Sv)	0.00 kN	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	50 di 62

CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'INTRADOSSO PLINTO

CONDIZIONI STATICHE

FORZE ORIZZONTALI AGENTI SUL TESTA MURO

F <sub>ORIZZ.</sub> = 0.00 kN	Braccio = 1.20 m	Braccio = 1.20 m	0.00	0.00
F <sub>VERT.</sub> = 0.00 kN	Braccio = m	Braccio = 0.30 m	0.00	0.00
F <sub>ORIZZ.</sub> = 0.00 kN	Braccio = 1.20 m	Braccio = 1.20 m	0.00	0.00

COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

ST <sub>s</sub> = 4.87 kN				
ST <sub>s</sub> orizz. = 4.87 kN	Braccio = 0.40 m	Braccio = 0.40 m	1.95	1.95
ST <sub>s</sub> vert. = 0.00 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = 1.50 m	0.00	0.00

COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE

ST <sub>p</sub> = 0.00 kN				
ST <sub>p</sub> orizz. = 0.00 kN	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"

SQ <sub>s</sub> = 4.27 kN				
SQ <sub>s</sub> orizz. = 4.27 kN	Braccio = 0.60 m	Braccio = 0.60 m	2.56	2.56
SQ <sub>s</sub> vert. = 0.00 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = 1.50 m	0.00	0.00

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

SP <sub>s</sub> = 0.00 kN				
SP <sub>s</sub> orizz. = 0.00 kN	Braccio = 0.60 m	Braccio = 0.60 m	0.00	0.00
SP <sub>s</sub> vert. = 0.00 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = 1.50 m	0.00	0.00

CONDIZIONI SISMICHE

COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA

ST <sub>d</sub> = 0.18 kN				
ST <sub>d</sub> orizz. = 0.18 kN	Braccio = 0.60 m	Braccio = 0.60 m	0.11	0.11
ST <sub>d</sub> vert. = 0.00 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = 1.50 m	0.00	0.00

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

ST <sub>d</sub> = 0.00 kN				
ST <sub>d</sub> orizz. = 0.00 kN	Braccio = 0.60 m	Braccio = 0.60 m	0.00	0.00
ST <sub>d</sub> vert. = 0.00 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = 1.50 m	0.00	0.00

COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE

ST <sub>p</sub> = 0.00 kN				
ST <sub>p</sub> orizz. = 0.00 kN	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00

INERZIA DELLA STRUTTURA

PARAMENTO RETTO	0.14 kN	Braccio = 0.80 m	Braccio = 0.80 m	0.11	0.11
PARAMENTO RETTO (Sv)	0.07 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 0.30 m	0.03	0.02
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE MONTE	0.00 kN	Braccio = 0.67 m	Braccio = 0.67 m	0.00	0.00
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.00 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = 0.60 m	0.00	0.00
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio = 0.67 m	Braccio = 0.67 m	0.00	0.00
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN	Braccio = 0.75 m	Braccio = 0.00 m	0.00	0.00
FONDAZIONE	0.45 kN	Braccio = 0.20 m	Braccio = 0.20 m	0.09	0.09
FONDAZIONE (Sv)	0.23 kN	Braccio = 0.00 m	Braccio = 0.75 m	0.00	0.17

INERZIA DEL TERRAPIENO

SULLA FONDAZIONE	0.16 kN	Braccio = 0.93 m	Braccio = 0.80 m	0.15	0.13
SULLA FONDAZIONE (Sv)	0.21 kN	Braccio = -0.15 m	Braccio = 0.60 m	-0.03	0.12
SULLO SBALZO DI MONTE	0.41 kN	Braccio = 0.80 m	Braccio = 0.80 m	0.33	0.33
	0.08 kN	Braccio = 0.30 m	Braccio = 1.05 m	0.02	0.09

TRIANGOLO MONTE DOVUTO

INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio = 1.20 m	Braccio = 1.20 m	0.00	0.00
-----------------------------	---------	------------------	------------------	------	------

TRIANGOLO MONTE DOVUTO

INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	(Sv) 0.00 kN	Braccio = 0.45 m	Braccio = 1.20 m	0.00	0.00
-----------------------------	--------------	------------------	------------------	------	------



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	51 di 62

## 8.5 Verifiche strutturali

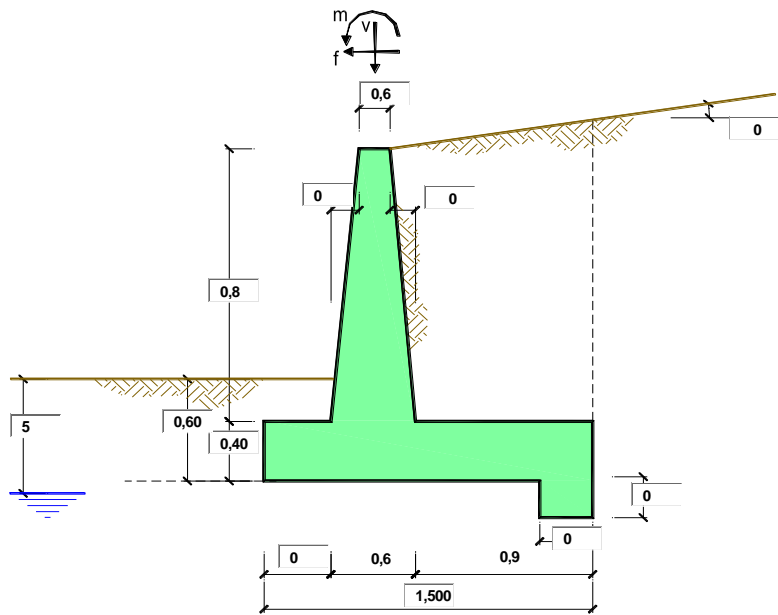
La fondazione oggetto della verifica è armata secondo i minimi di normativa, ossia con un armatura minima costituita da  $\phi 14/20$  superiori ed inferiori nelle due direzioni e si dispongono 4 cavallotti  $\phi 10$ .

Elemento strutturale	
bicchiere	per lato $4\phi 10$ esterni e interni
fondazione	$\phi 14/20$ sup. $\phi 14/20$ inf.

Tuttavia, seppur ampiamente soddisfatte, si riportano comunque le verifiche strutturali della fondazione.

Per tali verifiche, è stato utilizzato il foglio di calcolo “*Muri\_diretta*” della “*DEI - Tipografia del genio civile*”, considerando come sezioni di verifica quelle in corrispondenza della mensola di base.

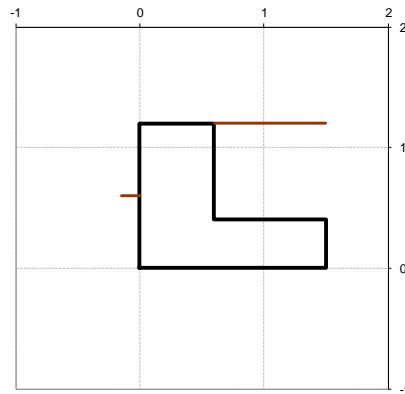
### 8.5.1 Verifiche SLU



OPERA [Blocco fondazione palina](#)

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
SLE (DM88)				<input type="radio"/>
altro				<input type="radio"/>



Peso Specifico del Calcestruzzo  $\gamma_{cls} = 25,00$  (kN/m<sup>3</sup>)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,10
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,10
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	1,10
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	$c_k$	$\gamma_c$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1,00	1,00	1,40	2,00	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
 Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
 ILLUMINAZIONE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
**IA1U 04 E 78 CL NV 00 00 401 B 53 di 62**

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
<b>Dati Geotecnici</b>							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	34,00	34,00	28,35	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20,00	20,00	20,00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	0,00	0,00	0,00	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c_1'$	0,00	0,00	0,00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi_1'$	30,00	30,00	24,79	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	30,00	30,00	30,00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	20,00	20,00	20,00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	16,00			
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	200			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0,093	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_S$	1,2	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0,18	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,020088	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0100	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE	STR/GEO	EQU
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,283	0,356
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,293	0,368
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,294	0,368
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3,000	2,444
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,965	2,413
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,965	2,412

		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	16,00	17,60
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			20,80	
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,82	0,74
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,22	0,24
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	20,00	30,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0,54	0,81
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	2,80	4,20
	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi_1$		0,75	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0,00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	10,00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,54	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	2,80	

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	54 di 62

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI**

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C32/40"/>		
Rck	40	(MPa)	
fck	32	(MPa)	
fcm	40	(MPa)	
Ec	33346	(MPa)	
$\alpha_{cc}$	0,85		
$\gamma_C$	1,50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	18,13	(MPa)	
$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3,02	(MPa)	

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f <sub>yk</sub>	=	450	(MPa)
$\gamma_S$	=	1,15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E$	=	391,30	(MPa)
E <sub>s</sub>	=	210000	(MPa)
$\epsilon_{ys}$	=	0,19%	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

$\sigma_c$	12,25	Mpa
$\sigma_t$	260	Mpa

condizioni sismiche

$\sigma_c$	12,25	Mpa
$\sigma_t$	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w2"/>	0,3	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0,2	mm

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 8,10 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c<sub>min</sub> = 3,50 (cm)

Interfero tra I e II strato

i<sub>I-II</sub> = 5,00 (cm)

**Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

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

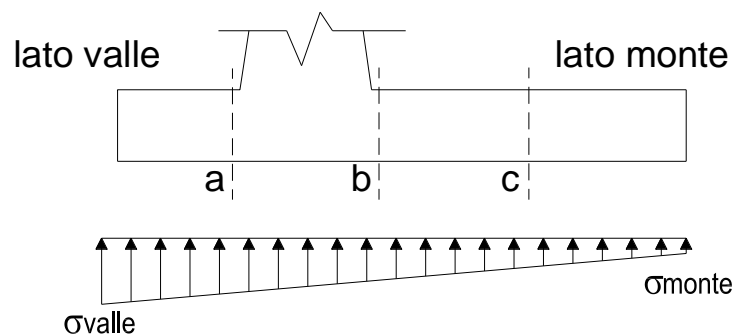
$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

A = 1.0\*B = 1,50 (m<sup>2</sup>)

W<sub>gg</sub> = 1.0\*B<sup>2</sup>/6 = 0,38 (m<sup>3</sup>)

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	60,94	13,75	77,29	3,96
	87,94	5,65	73,69	43,56
sisma+	57,22	8,63	61,17	15,12
	66,22	5,93	59,97	28,32
sisma-	56,02	8,30	59,48	15,20
	65,02	5,60	58,28	28,40

**sezioni di verifica**



**RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	55 di 62

**Mensola Lato Valle**

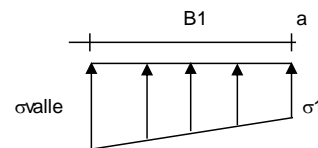
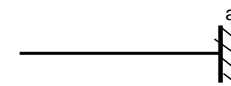
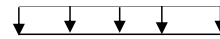
Peso Proprio. PP = 10,00 (kN/m)

$$Ma = \sigma_1 \cdot B1^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B1^2/3 - PP \cdot B1^2/2 \cdot (1 \pm kv)$$

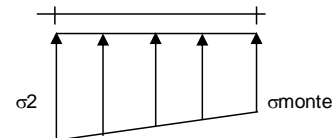
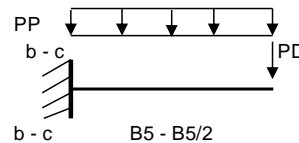
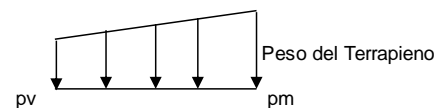
$$Va = \sigma_1 \cdot B1 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B1/2 - PP \cdot B1 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma	Va
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	77,29	77,29	0,00	0,00
	73,69	73,69	0,00	0,00
sisma+	61,17	61,17	0,00	0,00
	59,97	59,97	0,00	0,00
sisma-	59,48	59,48	0,00	0,00
	58,28	58,28	0,00	0,00

Peso Proprio



Stv+Stq



**Mensola Lato Monte**

PP = 10,00 (kN/m<sup>2</sup>)

PD = 0,00 (kN/m)

peso proprio soletta fondazione

peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	36,80	66,80	46,80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	36,80	66,80	46,80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	36,80	66,80	46,80	(kN/m <sup>2</sup> )

$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B5^2/2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B5^2/6 - (pm - pvb) \cdot (1 \pm kv) \cdot B5^2/3 + (Stv + Sqv) \cdot B5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + Msp + Sp \cdot H2/2$$

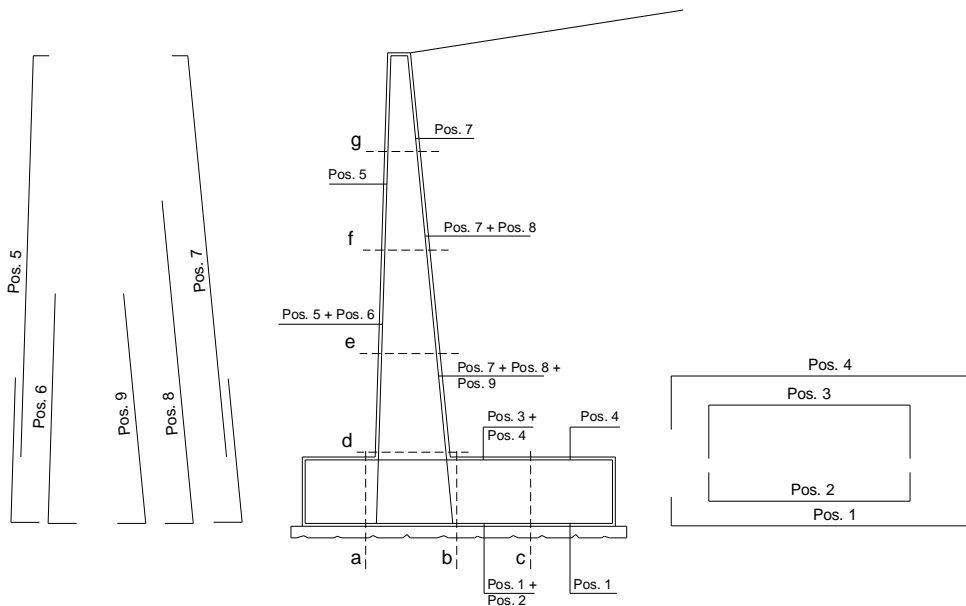
$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5/2)^2/2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5/2)^2/6 - (pm - pvc) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5/2)^2/3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5/2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + Msp + Sp \cdot H2/2$$

$$Vb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B5/2 - (pm - pvb) \cdot (1 \pm kv) \cdot B5/2 - (Stv + Sqv) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$Vc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5/2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5/2)/2 - (pm - pvc) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5/2)/2 - (Stv + Sqv) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	Mb	Vb	$\sigma_{2c}$	Mc	Vc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	3,96	47,96	-11,41	-18,75	25,96	-3,59	-14,33
	43,56	61,64	-11,02	-21,78	52,60	-3,06	-12,92
sisma+	15,12	42,75	-9,29	-16,50	28,94	-2,79	-11,36
	28,32	47,31	-9,20	-17,60	37,82	-2,62	-10,93
sisma-	15,20	41,77	-9,02	-16,06	28,49	-2,70	-11,02
	28,40	46,33	-8,85	-16,97	37,37	-2,51	-10,50

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

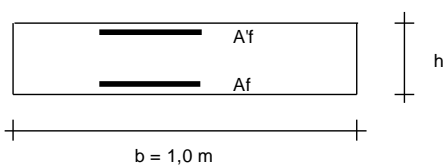


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	7,0	14		5	2,0	14	
2	0,0	14	□	6	0,0	14	□
3	0,0	14	□	7	2,0	14	
4	7,0	14		8	0,0	14	□
				9	0,0	14	□

Calcola

**VERIFICHE**



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	0,00	0,00	0,40	10,78	10,78	141,67
b - b	-11,41	0,00	0,40	10,78	10,78	141,67
c - c	-3,59	0,00	0,40	10,78	10,78	141,67

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)
a - a	0,00	0,40	151,66	10	20	20	21,8	551,46
b - b	21,78	0,40	151,66	10	20	20	21,8	551,46
c - c	14,33	0,40	151,66	10	20	20	21,8	551,46

Armatura a taglio non necessaria  
Armatura a taglio non necessaria  
Armatura a taglio non necessaria



### 8.5.2 Verifiche SLE

#### VERIFICA A FESSURAZIONE

##### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

###### Reazione del terreno

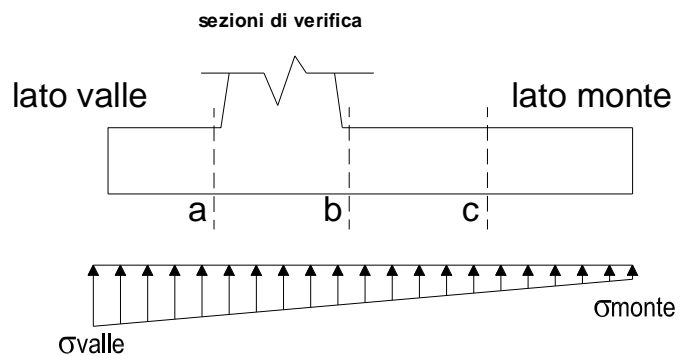
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1,50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,38 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	56,62	8,74	61,04	14,45
	70,12	4,69	59,24	34,25
Q.P.	56,62	5,68	52,90	22,59
	56,62	5,68	52,90	22,59

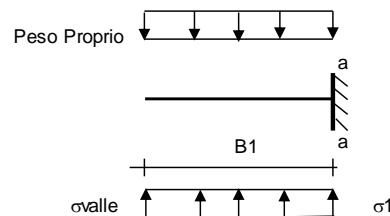


##### Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 10,00 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	61,04	61,04	0,00
	59,24	59,24	0,00
Q.P.	52,90	52,90	0,00
	52,90	52,90	0,00



##### Mensola Lato Monte

PP = 10,00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione

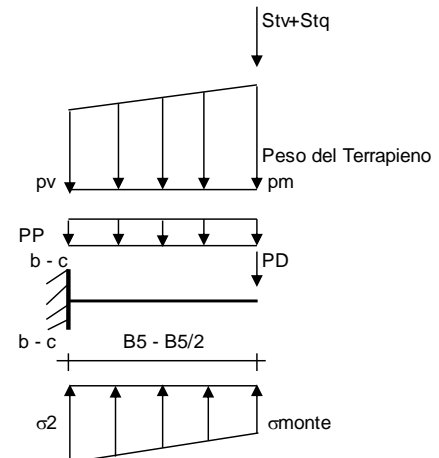
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	= 32,00	47,00	32,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	= 32,00	47,00	32,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	= 32,00	47,00	32,00	(kN/m <sup>2</sup> )

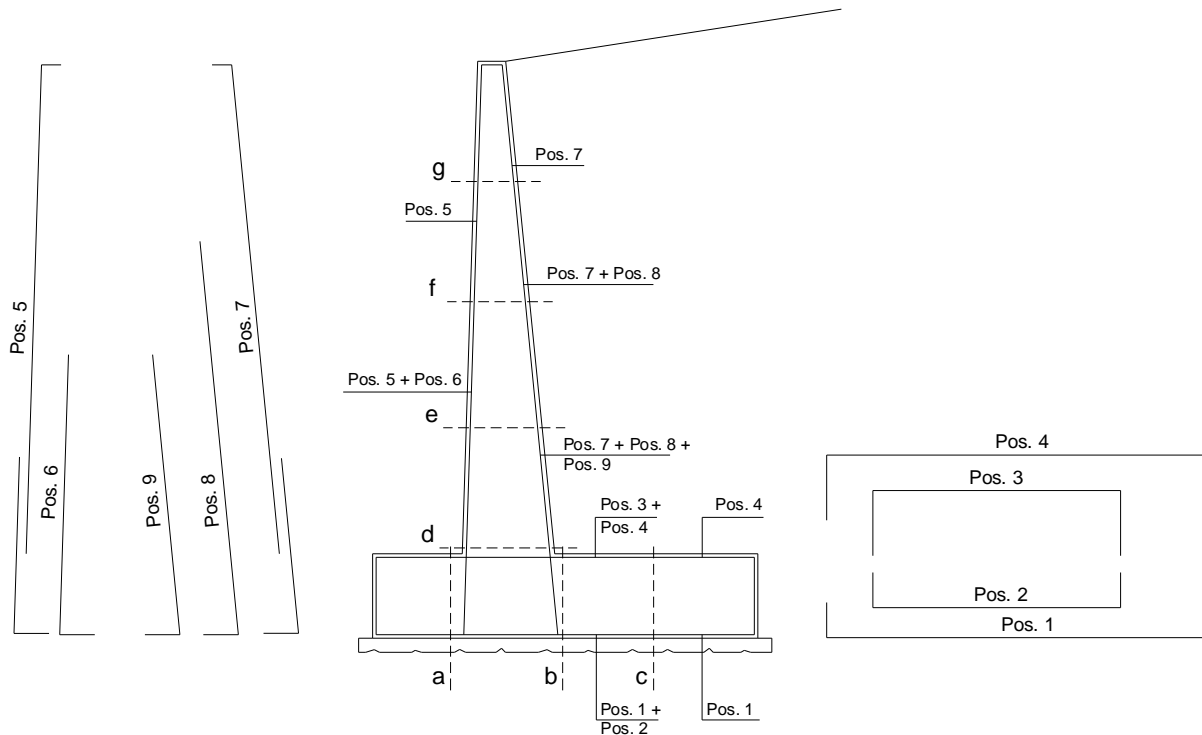
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	14,45	42,41	-7,38	28,43	-2,32
	34,25	49,25	-7,19	41,75	-2,05
Q.P.	22,59	40,78	-5,40	31,69	-1,66
	22,59	40,78	-5,40	31,69	-1,66



**SCHEMA DELLE ARMATURE**

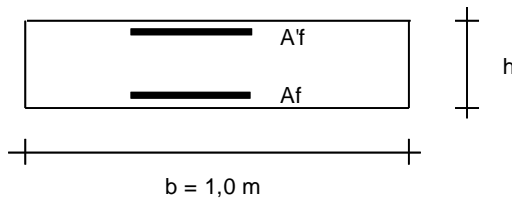


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	7,0	14		5	2,0	14	
2	0,0	14	<input type="checkbox"/>	6	0,0	14	<input type="checkbox"/>
3	0,0	14	<input type="checkbox"/>	7	2,0	14	
4	7,0	14		8	0,0	14	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	14	<input type="checkbox"/>

Calcola

**VERIFICHE**



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

**condizione Frequente**

Sez.	M	N	h	A'f	A'f	σ <sub>c</sub>	σ'f	w <sub>k</sub>	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	0,00	0,00	0,40	10,78	10,78	0,00	0,00	0,000	0,300
b - b	-7,38	0,00	0,40	10,78	10,78	0,58	23,69	0,033	0,300
c - c	-2,32	0,00	0,40	10,78	10,78	0,18	7,44	0,010	0,300



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
 Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
 ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	59 di 62

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

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	0,00	0,00	0,40	10,78	10,78	0,00	0,00	0,000	0,200
b - b	-5,40	0,00	0,40	10,78	10,78	0,43	17,34	0,024	0,200
c - c	-1,66	0,00	0,40	10,78	10,78	0,13	5,32	0,007	0,200

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

**VERIFICHE TENSIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

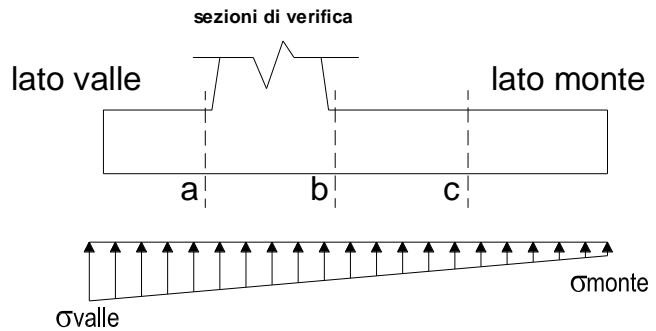
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1,50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,38 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	56,62	9,75	63,76	11,74
	74,62	4,35	61,36	38,14
sisma+	57,22	8,63	61,17	15,12
	66,22	5,93	59,97	28,32
sisma-	56,02	8,30	59,48	15,20
	65,02	5,60	58,28	28,40

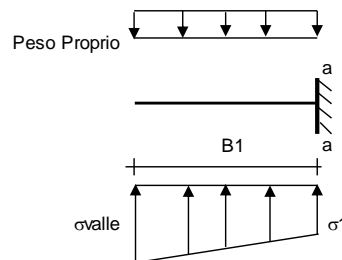


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 10,00 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	63,76	63,76	0,00
	61,36	61,36	0,00
sisma+	61,17	61,17	0,00
	59,97	59,97	0,00
sisma-	59,48	59,48	0,00
	58,28	58,28	0,00



**Mensola Lato Monte**

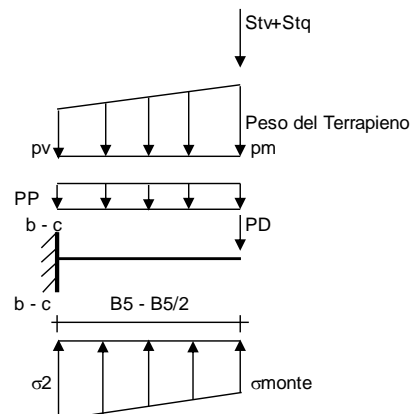
PP = 10,00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	32,00	52,00	42,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	32,00	52,00	42,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	32,00	52,00	42,00	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

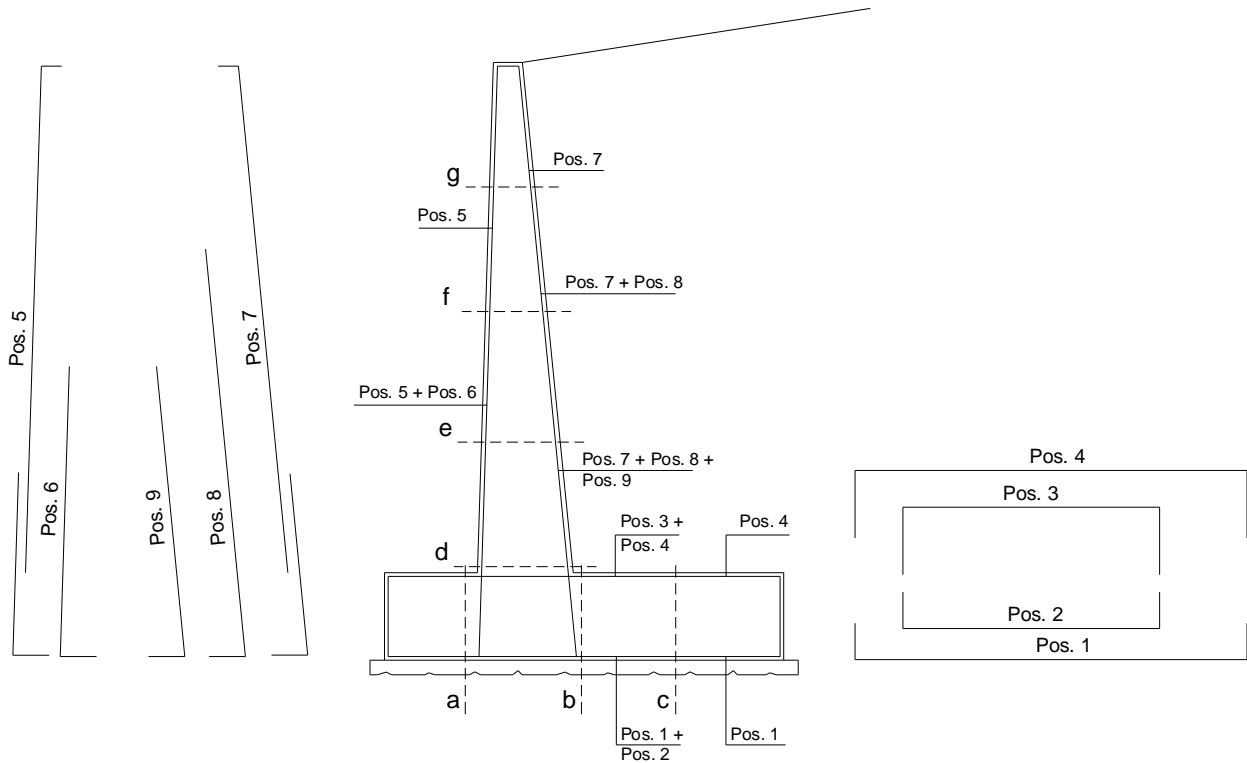
caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2b$	Mb	$\sigma_2c$	Mc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	11,74	42,95	-8,04	27,34	-2,54
	38,14	52,07	-7,78	45,10	-2,18
sisma+	15,12	42,75	-7,33	28,94	-2,30
	28,32	47,31	-7,24	37,82	-2,13
sisma-	15,20	41,77	-7,09	28,49	-2,22
	28,40	46,33	-6,92	37,37	-2,03



RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	61 di 62

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

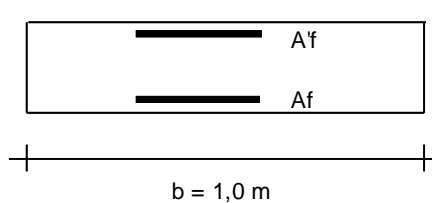


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	7,0	14	<input type="checkbox"/>	5	2,0	14	<input type="checkbox"/>
2	0,0	14	<input type="checkbox"/>	6	0,0	14	<input type="checkbox"/>
3	0,0	14	<input type="checkbox"/>	7	2,0	14	<input type="checkbox"/>
4	7,0	14	<input type="checkbox"/>	8	0,0	14	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	14	<input type="checkbox"/>

Calcola

**VERIFICHE**



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

**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	0,00	0,00	0,40	10,78	10,78	0,00	0,00
b - b	-8,04	0,00	0,40	10,78	10,78	0,63	25,80
c - c	-2,54	0,00	0,40	10,78	10,78	0,20	8,14



**RIASSETTO NODO DI BARI**  
**TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI**  
**CENTRALE E BARI TORRE A MARE**  
 Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015  
**Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PALI DI  
 ILLUMINAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 CL	NV 00 00 401	B	62 di 62

**Condizione Sismica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	0,00	0,00	0,40	10,78	10,78	0,00	0,00
b - b	-7,33	0,00	0,40	10,78	10,78	0,58	23,50
c - c	-2,30	0,00	0,40	10,78	10,78	0,18	7,37

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