

## SS.4 - Variante dell'abitato di Monterotondo Scalo - 2°Stralcio

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. RM190

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**  
Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**  
**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**



Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. D. Carliaccini	Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Arch. N. Kamenicky	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. F. Macchioni
Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. F. Aloe	Geom. C. Vischini
Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. V. De Gori	Dott. Ing. V. Piuino
Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. E. Bartolucci	Geom. M. Manzo	Geom. C. Sugaroni
Dott. Geol. G. Cerquiglini		
Geom. S. Scopetta		
Dott. Ing. L. Sbrenna		
Dott. Ing. M. Briganti Botta		
Dott. Ing. E. Sellari		
Dott. Ing. L. Dinelli		
Dott. Ing. L. Nani		
Dott. Ing. F. Pambianco		
Dott. Agr. F. Berti Nulli		

**IL PROGETTISTA:**  
Elena Bartolucci  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n°A3217

**IL GEOLOGO:**  
Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**Il R.U.P.:**  
Dott. Ing. Achille Devitofranceschi

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**  
Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO DATA



### VIADOTTI VIADOTTO PANTANELLA Relazione di calcolo muri

<b>CODICE PROGETTO</b> PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG. <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">D</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">P</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">R</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">M</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">9</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</div> </div>	<b>NOME FILE</b> T00-VI01-STR-RE09-A  <b>CODICE ELAB.</b> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">V</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">I</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">S</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">R</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">R</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">E</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">9</div> </div>	<b>REVISIONE</b>  <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">A</div>	<b>SCALA:</b>  <div style="text-align: center;">-</div>		
<b>A</b>	Emissione	<i>L. Sbrenna</i>	<i>M. Botta</i>	<i>N. Granieri</i>	
<b>REV.</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>DATA</b>	<b>REDATTO</b>	<b>VERIFICATO</b>	<b>APPROVATO</b>

## INDICE

<b>1.-. PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2.-. NORME DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>3.-. DESCRIZIONE DELLE OPERE .....</b>	<b>6</b>
<b>4.-. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO .....</b>	<b>8</b>
4.1.-. Stratigrafia di calcolo.....	8
<b>5.-. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>9</b>
5.1.-. Calcestruzzo per Fondazioni.....	9
5.2.-. Calcestruzzo per Pali .....	10
5.1.-. Calcestruzzo per Elevazione.....	11
5.2.-. Acciaio per calcestruzzo armato .....	12
<b>6.-. CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....</b>	<b>13</b>
<b>7.-. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA.....</b>	<b>16</b>
7.1.-. Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto .....	16
7.2.-. Criteri di Analisi e Verifica di Muri di Sostegno .....	20
7.3.-. Verifiche di Stabilità Globale .....	21
7.4.-. Prescrizioni generali per le verifiche in fase sismica.....	22
<b>8.-. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI.....</b>	<b>24</b>
8.1.-. Pesi Propri e Carichi permanenti.....	24
8.2.-. Spinte del terreno in fase statica .....	24
8.3.-. Coefficienti sismici .....	26
8.4.-. Spinte del terreno in Fase sismica .....	28
8.5.-. Carichi Accidentali .....	28
8.6.-. Combinazioni di Carico .....	28
<b>9.-. CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE.....</b>	<b>30</b>
9.1.-. Verifiche geotecniche.....	30
9.1.1.-. Verifica allo scorrimento.....	30

9.1.2.-.. Verifica a carico limite .....	32
9.1.3.-.. Verifica a ribaltamento .....	34
9.1.4.-.. Stabilità Globale .....	35
9.1.-.. Criteri di verifica delle palificate di fondazione .....	36
9.1.-.. Criteri di verifica delle palificate di fondazione – carichi trasversali.....	39
9.2.-.. Verifiche strutturali .....	40
9.2.1.-.. VERIFICHE ALLO SLU.....	40
9.2.1.1.-.. Pressoflessione sezioni in c.a.....	40
9.2.1.2.-.. Taglio sezioni in c.a. ....	41
9.2.2.-.. VERIFICA SLE.....	42
9.2.2.1.-.. Verifiche alle tensioni.....	43
9.2.2.2.-.. Verifiche a fessurazione .....	43
<b>10.-.. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO .....</b>	<b>45</b>
<b>11.-.. ANALISI E VERIFICHE MURI .....</b>	<b>46</b>
11.1.-.. Sovrappinta sismica .....	46
11.2.-.. Modello di calcolo .....	49
11.3.-.. Risultati.....	53
11.4.-.. Calcolo sollecitazioni in testa al palo .....	54
11.5.-.. Verifiche strutturali Plinto di fondazione .....	59
11.1.-.. Verifiche strutturali Palo di fondazione .....	62
11.2.-.. Verifiche geotecniche Palo di fondazione.....	72
<b>12.-.. TABULATI DI CALCOLO.....</b>	<b>80</b>
12.1.-.. Muro tipo 1 .....	80
12.2.-.. Muro tipo 2.....	232

## **1.-..PREMESSA**

La presente relazione ha per oggetto dell'intervento S.S.4 variante dell'abitato di Monterotondo scalo – 2° Stralcio.

In particolare, ha per oggetto le verifiche secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) dei muri del viadotto Pantanella.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le disposizioni vigenti in Italia e con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, secondo il DM 17 gennaio 2018.

## **2.-..NORME DI RIFERIMENTO**

- L. n. 64 del 2/2/1974“Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- L. n. 1086 del 5/11/1971“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- UNI EN 206-1:2006 Parte 1: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- EUROCODICE 7: progettazione geotecnica
- Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

### 3.-..DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nel seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche dei muri in esame, ed a seguire alcune immagini rappresentative delle sezioni trasversali di calcolo analizzate:

	Paramento	Pali	Fondazione	
TIPO	H [m]		L [m]	S [m]
1	9.00	D1200	9.60	1.8
2	5.50	D1200	6.00	1.2

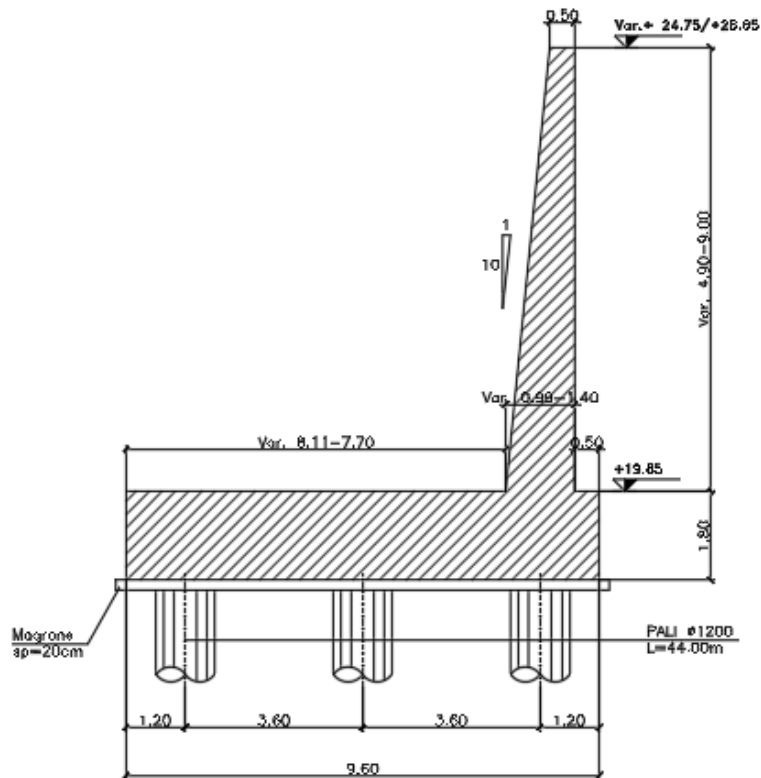
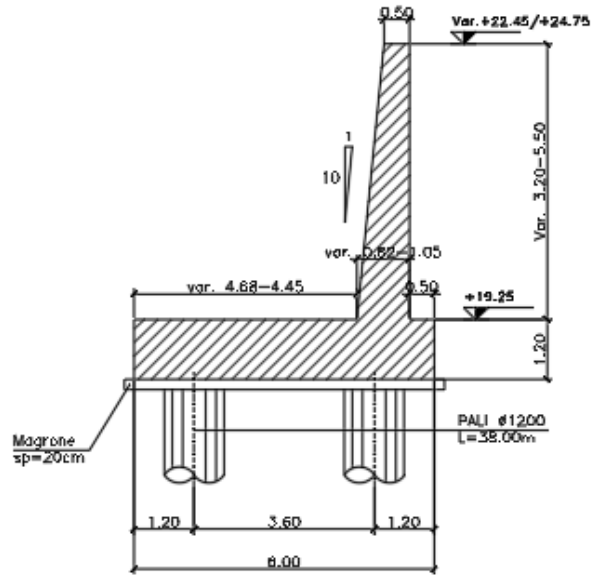


Figura 1. Tipo 1.

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**



**Figura 2. Tipo 2.**

## 4.-..CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

### 4.1.-..Stratigrafia di calcolo

Dalla scheda stratigrafica si desume la stratigrafia di progetto con i relativi parametri caratteristici:

Litotipo	Unità geologica	Unità geotecnica	z da pc	$\gamma$	c'	$\phi'$	cu	Cc	Cs	OCR	E'
			[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[°]	[-]	[-]	[-]	[MPa]
argilla sovraconsolidata	LSA/LAS/SL	Aoc1	0 ÷ 5	19	15	28	75	-	-	5	10
argilla sovraconsolidata		Aoc2	5 ÷ 15	19	15	28	75	0.3	0.06	5	-
argilla normalconsolidata		Anc	15 ÷ (30÷40)	19	0	28	0.22x $\sigma'_v$	0.3	0.04	1.0÷1.3	-
sabbie e ghiaie	GSL	S-Gh	(30÷40) ÷ (40÷50)	18.5	-	35	-	-	-	-	50
argille consistenti plioceniche	AL	Apl	> 40÷50	19.5	30	26	150	0.2	0.04	4	80

La falda è circa 3.0m da p.c..

Mentre per il terreno di rinfiacco si considera il terreno da **Rilevato stradale** avente i seguenti parametri meccanici:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3.$$

$$\phi = 35^\circ$$

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



## 5.-. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito sono riportati per ciascuno materiale, i valori delle resistenze e parametri generali da adottare in sede di calcolo secondo quanto stabilito dalla normativa vigente.

### 5.1.-. Calcestruzzo per Fondazioni

Classe di resistenza:	C25/30		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza SLE:	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		300	daN/m <sup>3</sup>
Rapporto A/C		≤ 0.60	
Massima dimensione aggregato		30	mm
Copriferro		40	mm

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

**5.2.-.Calcestruzzo per Pali**

Classe di resistenza:	<b>C25/30</b>		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		300	daN/m <sup>3</sup>
Rapporto A/C		≤ 0.60	
Massima dimensione aggregato		30	mm
Copriferro		75	mm

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

**5.1.-.Calcestruzzo per Elevazione**

Classe di resistenza:	<b>C32/40</b>		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC4	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		340	daN/m <sup>3</sup>
Rapporto A/C		≤ 0.60	
Massima dimensione aggregato		25	mm
Copriferro		55	mm

## **5.2.-.Acciaio per calcestruzzo armato**

### *Acciaio per cemento armato*

Acciaio per cemento armato tipo B450C secondo D.M. 17.01.2018, 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+06	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>

## 6.-..CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo con le norme vigenti [NTC – 2018 - § 3.2]. Secondo tali norme, l'entità dell'azione sismica è innanzitutto funzione della sismicità dell'area in cui viene costruita l'opera e del periodo di ritorno dell'azione sismica.

L'opera viene progettata in funzione di una vita nominale pari a 50 anni e rientra nella classe d'uso IV. Moltiplicando la vita nominale per il coefficiente di classe d'uso si valuta il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 2.0 = 100 \text{anni}$$

In funzione dello stato limite rispetto al quale viene verificata l'opera si definisce una probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento. Per il progetto dell'opera in esame si farà essenzialmente riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), a cui è associata una  $P_{VR}$  pari al 10% [NTC 2018 – Tabella 3.2.I]. Nota la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è possibile valutare il periodo di ritorno  $T_R$ , come previsto nell'allegato A alle norme tecniche per le costruzioni, secondo la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 949 \text{ anni}$$

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ , dipendente dall'accelerazione massima al sito  $a_g$  in condizioni rocciose e topografia orizzontale; tale parametro è uno dei tre indicatori che caratterizza la pericolosità sismica del sito ed è tanto più alto tanto più è ampio il periodo di ritorno al quale si riferisce.

Nello specifico, la Normativa attribuisce al generico sito una pericolosità sismica mediante la definizione dei seguenti tre parametri:

Direzione Progettazione e

Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nel caso in esame, per la determinazione dei parametri di pericolosità sismica da utilizzare per le Analisi, tenendo conto che l'opera oggetto di verifica nella presente relazione rappresenta una soluzione tipologica adottata in diversi tratti della linea in progetto ove è prevista la realizzazione di muri di sostegno, si è fatto riferimento all' area con la più alta sismicità.

Dall'esito di tutte le indagini sismiche effettuate, è possibile dunque inquadrare ai fini delle analisi il sottosuolo come di **tipo C** dal punto di vista sismico, ovvero *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

Ulteriore parametro utile alla definizione della risposta sismica locale, è come detto, la categoria topografica, da individuare nell'ambito della classificazione di cui alla Tab 3.2.V della normativa vigente di seguito riportata per completezza:

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Per il caso in esame, si può ritenere di riferimento la Categoria **T1**.

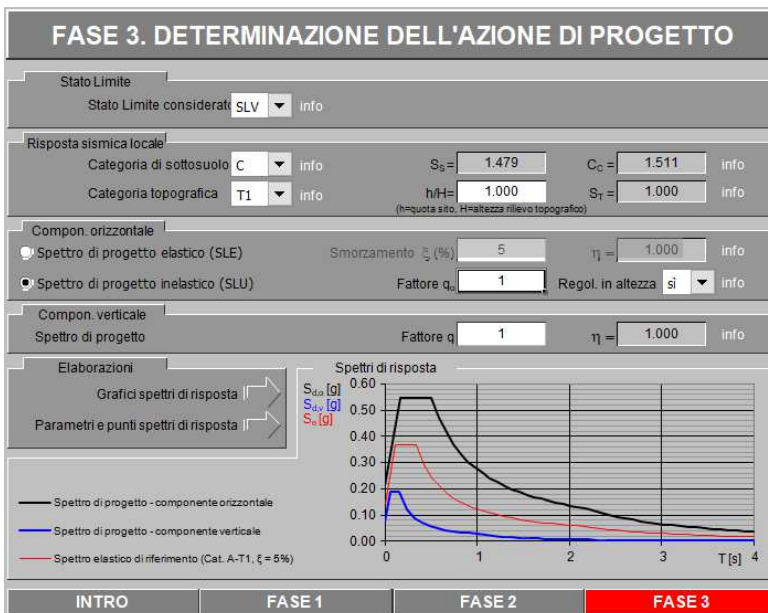


Sulla base delle indicazioni delle NTC2018 si assumono i seguenti valori per determinare l'azione sismica di riferimento nel comune di Monterotondo interessato dall'opera:

- vita nominale:  $VN = 50$  anni (costruzioni con livelli di prestazione ordinari)
- coefficiente d'uso:  $CU = 2$
- periodo di riferimento:  $VR = VN \times CU = 100$  anni:
- stato limite ultimo di salvaguardia della vita, SLV
- probabilità di superamento associata allo stato limite SLV:  $PVR = 10\%$  periodo di ritorno:  $TR = -VR / \ln(1 - PVR) = 949$  anni
- categoria di sottosuolo: C
- categoria topografica: T1

I parametri sismici principali sono riassunti nella seguente (le accelerazioni di riferimento sono riportate all'allegato 2 del DM2008 cui il DM2018 rimanda).

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.057	2.562	0.277
SLD	101	0.068	2.575	0.290
SLV	949	0.143	2.572	0.332
SLC	1950	0.177	2.567	0.341



**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.143 g
$F_o$	2.572
$T_C^*$	0.332 s
$S_s$	1.479
$C_c$	1.511
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

S	1.479
$\eta$	1.000
$T_B$	0.167 s
$T_C$	0.501 s
$T_D$	2.173 s

## 7.-..CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso dei Muri di Sostegno.

### 7.1.-..Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/18, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La normativa distingue inoltre tra **Stati Limite Ultimi** e **Stati Limite di Esercizio**.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:  $R_d \geq E_d$ .

Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni,

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Il coefficiente  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj} = \gamma_{Ej}$ , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione  $R_d \geq E_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le



resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (**Approccio 1**) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

**A1+M1+R1**

**A2+M2+R2**

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

**EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.

**STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

**GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

**UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).

**HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

Relazione di calcolo muri

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_f$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa.

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto come già illustrati al paragrafo precedente:

**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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc.)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

**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.

## 7.2.-..Criteri di Analisi e Verifica di Muri di Sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione  $R_d \geq E_d$  come già descritta al paragrafo precedente sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- **SLU di tipo geotecnica (GEO)**
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
  - ribaltamento;
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- **SLU di tipo strutturale (STR)**
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (**A2+M2+R2**) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 18; in aggiunta a quanto già mostrato in precedenza nel documento, si riporta anche la Tab 6.8.I appena menzionata:

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (**AI+MI+R3**), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I (di seguito riportata).

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Nella verifica a ribaltamento, i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I, si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Come già specificato al paragrafo precedente, trattandosi nel caso specifico di opere soggette ad azioni da traffico ferroviario, in luogo dei coefficienti generici di cui alle Tab 6.2.I, si è fatto riferimento a quelli di cui alle Tab. 5.II.V e 5.II.VII del già citato DM.

Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno; nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro, salvo casi particolari in cui, in relazione a caratteristiche meccaniche dei terreni ed alle modalità costruttive, è possibile portare in conto un'aliquota di tale resistenza, nella misura massima del 50% del valore teorico.

### **7.3.-..Verifiche di Stabilità Globale**

Il DM 18 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei "Fronti di Scavo e rilevati".

Il punto 6.8 del DM 18 e relativa circolare applicativa, tratta l'argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 "Verifiche di Sicurezza (SLU)" viene prescritto quanto di seguito:

*Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)*

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale "R2" da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

**Tabella 6.8.I** – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

#### **7.4.-.Prescrizioni generali per le verifiche in fase sismica**

Nell'ambito delle progettazione delle opere geotecniche soggette alle azioni Sismiche, il § 7.11 .1 del DM 18 specifica che le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 7 dello Stesso DM, oppure con i  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

Ciascuna combinazione di verifica in fase sismica, assume pertanto la seguente espressione generale: **1+1+R**

Riguardo i valori dei coefficienti parziali da applicare alle resistenze (**R**), per il caso dei muri di sostegno, la Tab. 7.11.III del già citato DM ( di seguito riportata per completezza), definisce per ciascuna verifica di stabilità locale il relativo valore da considerare per la fase sismica:

**Tab. 7.11.III** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

La Verifica di Stabilità Globale del complesso opera-terreno, v'è invece effettuata tenendo conto delle prescrizioni del § 7.11.4 del già citato DM riferito al caso dei "Fronti di scavo e rilevati", ove viene specificato che il valore del fattore  $R = \gamma_R$  sulla resistenza in fase sismica va assunto pari ad 1.2.

## **8.-..ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI**

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri di valutazione delle azioni sollecitanti le opere di sostegno e relative combinazioni di calcolo adottate.

### **8.1.-..Pesi Propri e Carichi permanenti**

I pesi propri relativi alla struttura ed al terreno eventualmente gravante sulla fondazione nonché della piattaforma ferroviaria, sono valutati tenendo conto dei pesi dell'unità di volume specifici  $\gamma$  come di seguito definiti:

Calcestruzzo strutturale costituente il muro :  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

Rilevato:  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

Terreno in sito: come da caratterizzazione geotecnica di cui al precedente § 4

### **8.2.-..Spinte del terreno in fase statica**

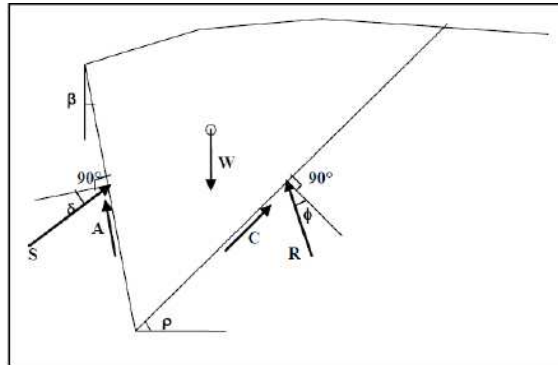
Le spinte esercitate dal terrapieno e dagli eventuali carichi presenti su di esso sono state valutate con il metodo di Culmann.

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente.



Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**



Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea. I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio del terreno tenendo conto anche dell'eventuale presenza della falda ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Il metodo, per come è stato descritto, non permette di ricavare il diagramma delle pressioni agente sulla parete (e quindi le sollecitazioni lungo la parete) e inoltre risulta di difficile determinazione il punto di applicazione della spinta.

MANDATARIA

**Sintagma**

MANDANTE



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**



**ICARIA**  
società di ingegneri

25 di 25

Nell'ambito dello specifico Software utilizzato, il procedimento è stato implementato suddividendo l'altezza della parete in tanti tratti di ampiezza  $dz$ , al fine di ricavare l'andamento delle pressioni lungo l'altezza del muro; in corrispondenza di ogni ordinata  $z_i$  si trova il cuneo di rottura e la spinta  $S_i$  ottenendo la distribuzione della spinta  $S(z)$  lungo l'altezza della parete.

Nota la distribuzione delle spinte lungo l'altezza della parete, la pressione ad una generica profondità  $z$ , rispetto alla sommità della parete, è espressa da:

$$\sigma(z) = \frac{dS}{dz}$$

Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Inoltre dal diagramma delle pressioni è facile ricavare l'andamento delle sollecitazioni lungo la parete, con gli usuali metodi della scienza delle costruzioni.

Per l'attrito paramento – terreno si utilizza il valore  $\delta = 2/3 \varphi'$  mentre per quanto riguarda l'attrito fondazione muro – terreno, in funzione dell'angolo d'attrito del terreno, si sono assunti i seguenti valori:

per  $\varphi < 30^\circ$   $\delta = \text{tg } \varphi'$ ;

per  $\varphi > 35^\circ$   $\delta = 0.85 \text{ tg } \varphi'$ ;

per  $30^\circ \leq \varphi \leq 35^\circ$   $\delta$  si ricava per interpolazione lineare

### 8.3.-..Coefficienti sismici

Il § 7.11.3.5.2 del DM 18, precisa che l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche, può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici o i metodi degli spostamenti. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

espressioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

dove

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

$\beta_s$ : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, che assume i valori specificati di seguito:

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nelle analisi eseguite con il metodo pseudostatico, i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali, nelle verifiche allo stato limite ultimo, per muri su pali, si è assunto  $\beta_s = 1$  (NTC 7.11.6.2.1)

#### **8.4.-..Spinte del terreno in Fase sismica**

In condizioni sismiche si adotta la formulazione di Culmann come già illustrata al paragrafo precedente, inserendo nell'equazione risolutiva anche la forza di inerzia del cuneo di spinta.

#### **8.5.-..Carichi Accidentali**

Le opere di sostegno oggetto di dimensionamento, sia nel caso di muri di sostegno che di sottoscarpa, sono soggette, con effetti più o meno gravosi a seconda della distanza del binario dall'opera, alle azioni accidentali da traffico ferroviario.

I carichi variabili associati al passaggio dei veicoli, vengono schematizzati, ai fini del calcolo, con dei carichi uniformi  $q_{vk} = 20$  kPa

#### **8.6.-..Combinazioni di Carico**

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 17/01/2018, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi e di esercizio in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

- combinazione fondamentale (SLU)
- combinazione di esercizio (SLE)
- combinazione sismica (SLV): il coefficiente di combinazione per il carico variabile  $Q_1$  è pari a 0

Ai fini della scelta dei coefficienti parziali da applicare alle azioni ( $\gamma$ ), la norma definisce inoltre, per il caso specifico delle opere di sostegno, due possibili approcci progettuali ovvero:

Ai fini della scelta dei coefficienti parziali da applicare alle azioni ( $\gamma$ ), la norma definisce inoltre, per il caso specifico delle opere di sostegno, due possibili approcci progettuali ovvero:

**Approccio 1:**

Fase Statica: A1+M1+R1 (STR – Combinazione per le verifiche strutturali)

A2+M2+R1 (GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche)

Fase Sismica: 1+M1+R1 (EQK-STR – Combinazione per le verifiche strutturali in fase sismica)

1+M2+R1 (EQK-GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche in fase sismica)

**Approccio 2:**

Fase Statica: A1+M1+R3 (STR / GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche)

Fase Sismica: 1+M1+R3 (EQK- STR/GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche in fase sismica)

essendo:

Nel caso in esame si opererà utilizzando l'APPROCCIO 2.

Per un riepilogo delle Combinazioni di Calcolo considerate nelle analisi si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

## 9.-..CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE

Nel seguente paragrafo si riporta una descrizione riguardante procedure e criteri di calcolo adottati per l'effettuazione di tutte le verifiche prescritte dalla normative vigente.

### 9.1.-..Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche sono quelle che coinvolgono la resistenza del terreno nell'ambito di quelle prescritte dalla normativa e come già illustrate al paragrafo precedente.

#### 9.1.1.-..Verifica allo scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro, sia minore di tutte le forze resistenti lungo la stessa direzione.

La verifica a scorrimento risulta in particolare soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento (**Fr**) fattorizzata secondo un opportuno coefficiente parziale  $\gamma_r$  stabilito dalla normativa e la risultante delle forze mobilitanti (**Fs**) risulti non inferiore all'unità:

$$(F_r / \gamma_r) / F_s \geq 1$$

ovvero che il rapporto  $F_r/F_s$  risulti non inferiore di  $\gamma_r$ , fissato dalla normativa pari ad 1,1 per verifiche in fase statica e pari ad 1,0, per le verifiche in fase sismica.

Le forze che intervengono nella **Fs** sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione.

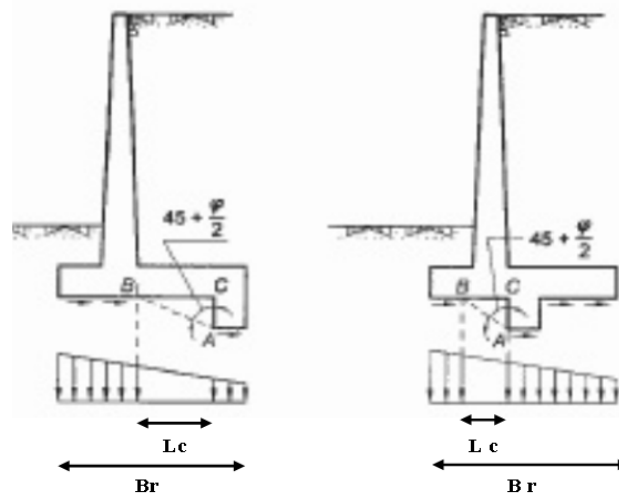
Detta **N** la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con **Br** la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

In casi particolari specificati dalla normativa, come già descritto al paragrafo precedente, è possibile eventualmente tener conto della resistenza passiva  $S_p$  del terreno a valle del muro.

Come già ampiamente illustrato al paragrafo precedente, la valutazione delle azioni resistenti e di quelle mobilitanti, dovrà tener conto dei coefficienti  $A$  ed  $M$  fissati dalla normativa per la combinazioni di verifica specifica.

Nel caso di fondazione con dente, è possibile in linea generale tener conto della resistenza passiva sviluppata lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, secondo quanto riportato negli schemi delle figure seguenti:



Il procedimento utilizzato dal Software fa riferimento in particolare alle teorie di Lancellotta-Calavera, per i cui dettagli si rimanda alla letteratura tecnica; nella fattispecie, la procedura di calcolo implementata, prevede la definizione dello schema geometrico del cuneo di rottura, attraverso un procedimento iterativo volto a determinare il coefficiente di sicurezza a scorrimento minimo.

In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o

trapezoidale.

Detta pertanto **N** la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, **Q** l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, **Sp** la resistenza passiva, **Lc** l'ampiezza del cuneo e indicando con  **$\delta_f$**  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  **$c_a$**  l'adesione terreno-fondazione e con  **$B_r$**  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come:

$$Fr = (N - Q) \cdot \operatorname{tg}(\delta_f) + Sp + c_a \cdot Lr$$

con  $Lr = Br - Lc$

Per quanto riguarda l'attrito fondazione muro – terreno considerato ai fini delle verifiche di scorrimento sul piano di posa della fondazione, si è assunto quanto segue:

per  $\phi < 30^\circ$   $\mu = \operatorname{tg} \phi'$ ;

per  $\phi > 35^\circ$   $\mu = 0.85 \operatorname{tg} \phi'$ ;

per  $30^\circ \leq \phi \leq 35^\circ$   $\mu$  si ricava per interpolazione lineare

Infine l'adesione  **$c_a$**  terra-opera è stata assunta pari al valore di coesione del terreno di fondazione.

### 9.1.2.-..Verifica a carico limite

Per la valutazione del carico limite delle fondazioni dirette si utilizza il criterio di Brinch-Hansen di cui nel seguito si riporta la relativa trattazione teorica:

Dette:

- c Coesione
- $c_a$  Adesione lungo la base della fondazione ( $c_a \leq c$ )
- V Azione tagliante
- $\phi$  Angolo d'attrito
- $\delta$  Angolo di attrito terreno fondazione
- $\gamma$  Peso specifico del terreno
- $K_p$  Coefficiente di spinta passiva espresso da  $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$
- B Larghezza della fondazione
- L Lunghezza della fondazione



Direzione Progettazione e

Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

- D Profondità del piano di posa della fondazione
- $\eta$  inclinazione piano posa della fondazione
- P Pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione
- $q_{ult}$  Carico ultimo della fondazione

Risulta:

**Caso generale**

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

**Caso di terreno puramente coesivo  $\phi = 0$**

$$q_{ult} = 5.14 \cdot c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui  $d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$  sono i fattori di profondità,  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  sono i fattori di forma,  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono i fattori di inclinazione del carico,  $b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa e  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$  sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  sono espressi come:

$$N_q = K p e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

Fattori di forma

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_c = 0.2 \frac{B}{L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$
	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi$
	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

Fattori di profondità

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

Fattori inclinazione del carico

Indicando con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla

base e con  $A_f$  l'area efficace della fondazione ottenuta come  $A_f = B' \times L'$  ( $B'$  e  $L'$  sono legate alle dimensioni effettive della fondazione  $B$ ,  $L$  e all'eccentricità del carico  $e_B$ ,  $e_L$  dalle relazioni  $B' = B - 2e_B$   $L' = L - 2e_L$ ) con  $\eta$  l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ( $\eta=0$  per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$	
$i_c = \frac{1}{2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	
	$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$	
	Per $\eta = 0$	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$
	Per $\eta > 0$	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ)H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$

Fattori inclinazione del piano di posa della fondazione

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_q = e^{-2\eta \tan \phi}$ $b_\gamma = e^{-2.7\eta \tan \phi}$

Fattori di inclinazione del terreno

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ $g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^\circ$

Si precisa infine che, in relazione alle specifiche di normativa di cui al paragrafo precedente, ai fini delle verifiche, al valore di  $q_{ult}$  determinato con i criteri di cui sopra, va applicato un coefficiente parziale di sicurezza  $R$  pari ad **1.4** per le verifiche in fase statica ovvero pari ad **1.2** per le verifiche in fase sismica, ovvero, equivalentemente, i coefficienti di sicurezza  $q_{ult}/q_d$ , dovranno risultare non inferiori ai predetti valori nelle due fasi di verifica citate.

### 9.1.3.-. Verifica a ribaltamento

La verifica al ribaltamento dell'opera di sostegno, prevede la valutazione del coefficiente di

sicurezza nei confronti del meccanismo di rotazione dell'opera rispetto al vertice esterno della fondazione.

Nella fattispecie, detti:

$M_{rib}$  : momento delle azioni ribaltanti;

$M_{sta}$  : momento delle azioni stabilizzanti

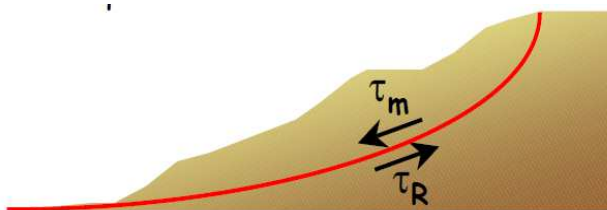
occorrerà verificare quanto segue:

$$M_{sta} / R \geq M_{rib}$$

Con R pari ad 1.15 per le verifiche statiche e 1.00 per le verifiche in fase sismica. ovvero, equivalentemente, il rapporto  $M_{sta} / M_{rib}$  dovrà risultare non inferiore ai predetti valori nelle due fasi di verifica citate.

#### **9.1.4.-..Stabilità Globale**

Nel presente paragrafo sono illustrati i Criteri generali adottati per l'effettuazione delle Verifiche di Stabilità Globale prescritte dalla normativa. In generale, ciascuno metodo va alla ricerca del potenziali superfici di scivolamento, generalmente di forma circolare, in qualche caso anche di forma diversa, rispetto a cui effettuare un equilibrio alla rotazione (o roto-traslazione) della potenziale massa di terreno coinvolta nel possibile movimento e quindi alla determinazione di un coefficiente di sicurezza coefficiente di sicurezza disponibile, espresso in via generale tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie, ovvero:



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$

Si procede generalmente suddividendo la massa di terreno coinvolta nella verifica in una serie di conci di dimensione b, interessati da azioni taglianti e normali sulle superfici di delimitazione dello stesso come di seguito rappresentato.

Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di **Bishop**, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.

Le verifiche sono state effettuate rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica, come già illustrate precedentemente; riguardo quest'ultimo aspetto, si segnala, come già ampiamente illustrato in precedenza, che la norma impone di fattorizzare con un coefficiente parziale  $R$  le resistenze, che assume valore 1.1 per le verifiche statiche ed 1.2 per le verifiche in fase sismica, ovvero, equivalentemente, che il valore di  $F_s$  come precedentemente definito, risulti non inferiore ai predetti valori.

### ***9.1.-..Criteri di verifica delle palificate di fondazione***

Le verifiche geotecniche delle spalle dell'opera constano del dimensionamento geotecnico della palificata di fondazione, in termini di diametro, lunghezza, numero e disposizione dei pali di fondazione.

In particolare si esegue la seguente procedura di calcolo:

calcolo della quintupla di azioni ( $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$ ,  $M_x$  ed  $M_y$ ) ad intradosso zattera di fondazione, risultanti dalle combinazioni di carico su descritte;

calcolo dei carichi assiali su ciascun palo;

dimensionamento dei pali di fondazione ai fini del soddisfacimento delle verifiche di capacità portante degli stessi.

Le opere in oggetto presentano una fondazione indiretta costituita da una platea di fondazione su pali trivellati, il cui valore di progetto  $R_d$  della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella tabella successiva:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

\* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (NTC § 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (NTC § 6.4.3.7.1).

In dettaglio:

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo,  $R_{c,k}$ , o a trazione,  $R_{t,k}$ , è dedotto dai corrispondenti valori  $R_{c,m}$  o  $R_{t,m}$ , ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero  $n$  di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.1]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.2]$$

**Direzione Progettazione e**  
**Realizzazione Lavori**

**Relazione di calcolo muri**

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti  $\xi$  in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

(c) Se il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  è dedotto dal valore  $R_{c,m}$  ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione  $\xi$  riportati

**MANDATARIA**



**MANDANTE**



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**



**ICARIA**  
società di ingegneri

nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad [6.4.5]$$

Tab. 6.4.V - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	$\geq 2$	$\geq 5$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 20$
$\xi_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

### 9.1.-..Criteri di verifica delle palificate di fondazione – carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto  $R_{tr,d}$  della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1 delle NTC, applicando il coefficiente parziale  $\gamma_T$  della Tab. 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica  $R_{tr,k}$  sia valutata a partire dalla resistenza  $R_{tr,m}$  misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo la retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento e di possibili riduzioni per effetto di gruppo.



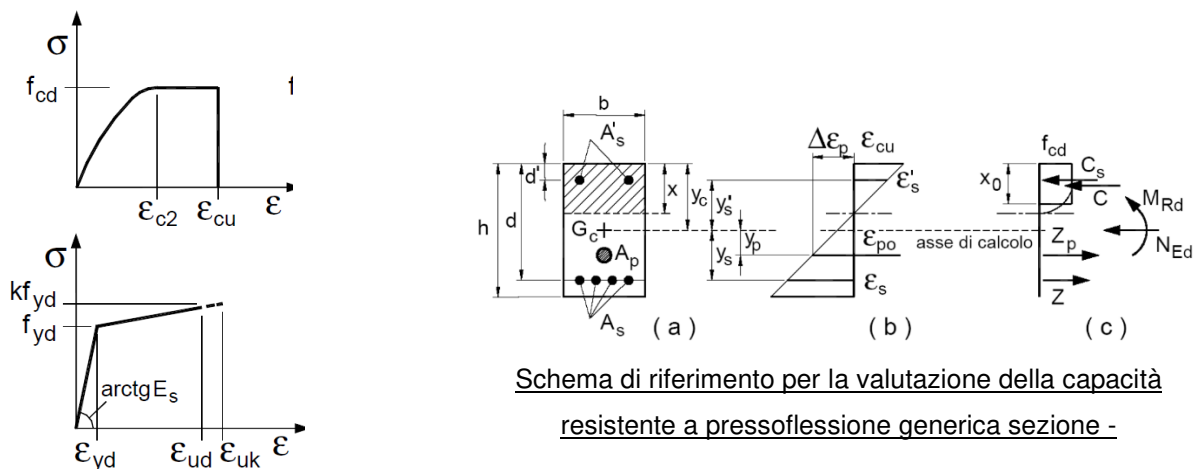
## 9.2.-..Verifiche strutturali

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 17.01.18.

### 9.2.1.-..VERIFICHE ALLO SLU

#### 9.2.1.1.-.. Pressoflessione sezioni in c.a.

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione in c.a., viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.3.4.2 del DM 18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



#### Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio

La verifica consiste nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.



### 9.2.1.2.-.. Taglio sezioni in c.a.

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  degli elementi strutturali in c.a., può essere valutata secondo le formulazioni fornite al § 4.1.2.3.5 del DM 17.01.18, riferite sia al caso di “elementi privi di armatura a taglio” sia al caso di “elementi armati a taglio”. Per il caso di una membratura priva di armatura specifica, risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$  ;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$  ;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- $d$  = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$  mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  è il minimo tra la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  e la resistenza a taglio compressione  $V_{Rcd}$ , che assumono nell'ordine le seguenti espressioni:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha ; \quad V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:  $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$

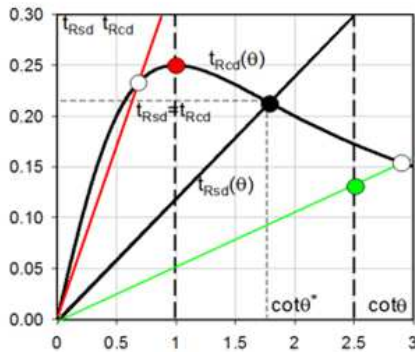
Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.3.5.2 del DM 17.01.18 considerando ai fini delle verifiche, un angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.  $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$   $45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$ .

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle ( $\theta$ ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato :

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$



- Se la  $\cot \theta^*$  è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la  $\cot \theta^*$  è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rsd})$  coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una  $\cot \theta = 2,5$ .
- Se la  $\cot \theta^*$  è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd})$  coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una  $\cot \theta = 1,0$ .

(  $\theta^*$  angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

Dove:

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

$f'_{cd}$  = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$f_{cd}$  = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$$\omega_{sw} : \text{Percentuale meccanica di armatura trasversale. } \omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

**9.2.2.-..VERIFICA SLE**

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato.

### 9.2.2.1.-.. Verifiche alle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

#### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_{c,max}$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{cd} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{cd} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

#### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima,  $\sigma_{s,max}$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

### 9.2.2.2.-.. Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

**Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Direzione Progettazione e

Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
--	--	------------------	----------------	---	-------------	------------

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Si adotterà pertanto:

- Condizioni ambientali ordinarie per gli elementi di fondazione
- Condizioni ambientali aggressive per gli elementi in elevazione

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 7/19.

## **10.-...ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO**

Tutte le Analisi e Verifiche espone nel presente documento sono state effettuate con l'Ausilio dei seguenti Software di calcolo:

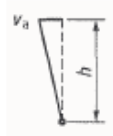
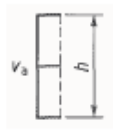

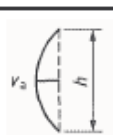
•“ MAX - ver 15” (Analisi e Calcolo Muri di Sostegno) prodotto e distribuito dalla Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)

## 11.-..ANALISI E VERIFICHE MURI

### 11.1.-..Sovrappinta sismica

Per il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno, occorre tenere presente che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta, come si evince dalla seguente tabella desunta dall'EC7 - Parte 1 - Annesso C (C.3 "Movements to mobilise limit earth pressures):

Table C.1 — Ratios  $v_a/h$

Kind of wall movement	$v_a/h$ loose soil %	$v_a/h$ dense soil %
a) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b) 	0,2	0,05 to 0,1
c) 	0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
where: $v_a$ is the wall motion to mobilise active earth pressure $h$ is the height of the wall		

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità

dell'azione sismica e dalla rigidità del sistema pali-terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera e potrà essere valutata caso per caso. Cautelativamente, la valutazione degli spostamenti, da effettuarsi calcolando le spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche, sarà riferita alla base dell'opera (i.e. alla sommità della palificata) e il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b) della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati (rilevati stradali e ferroviari). L'altezza  $h$  rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce la spinta del terreno, comprensiva dello spessore della fondazione.

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, non ricorressero le condizioni di spinta attiva, si procederà al calcolo delle spinte considerando la somma della spinta statica a riposo e dell'incremento di spinta sismica valutata con la teoria di Wood, secondo le indicazioni contenute nell'EC8 – Parte 5 – Annesso E (E.9 "Force due to earth pressure for rigid structures"):

$$\Delta S_s = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante è applicata ad un'altezza pari ad  $H/2$ .

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, ricorressero le condizioni di spinta attiva, si confermerà la correttezza dell'ipotesi di calcolo delle spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche.

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche si farà in generale riferimento alla formulazione di Muller – Breslau:

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

$\phi$  = angolo di attrito interno del terreno

$\alpha$  = inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale

$\beta$  = inclinazione del pendio di monte rispetto al piano orizzontale

$\delta$  = angolo di attrito terra-muro

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche si farà riferimento alla formulazione di Mononobe-Okabe:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \vartheta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\cos(\delta + \alpha + \vartheta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad \text{se } \beta \leq \phi - \theta$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \vartheta)} \quad \text{se } \beta > \phi - \theta$$

dove  $\theta$  = angolo sismico, definito secondo la seguente espressione (in assenza di falda) in funzione dei coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ :

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

Le forze di inerzia agenti sulla massa della struttura e del terreno presente sulla sua fondazione saranno valutate applicando l'accelerazione massima al suolo  $a_g$ .

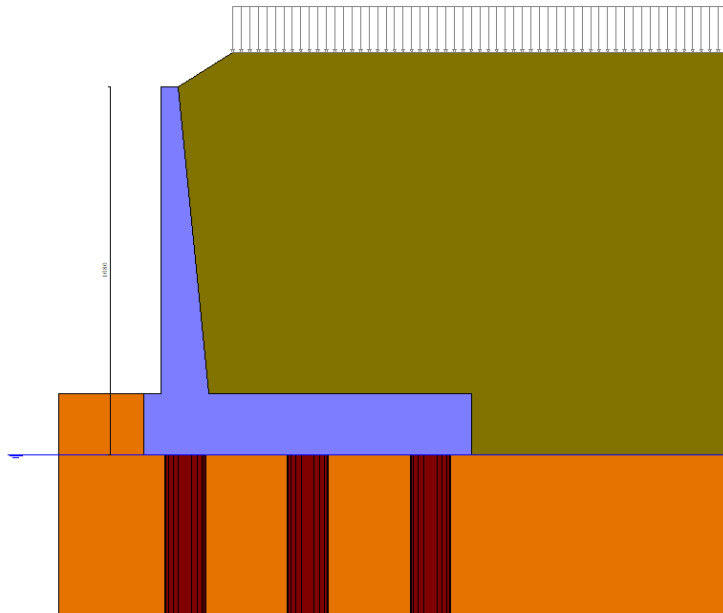
Avendo valutato preliminarmente l'entità dello spostamento della struttura in fase sismica, e ricorrendo le condizioni sopra descritte (EC7 - Parte 1 - Annesso C), si giudica accettabile l'ipotesi iniziale di Spinta Attiva.



*Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori*

**Relazione di calcolo muri**

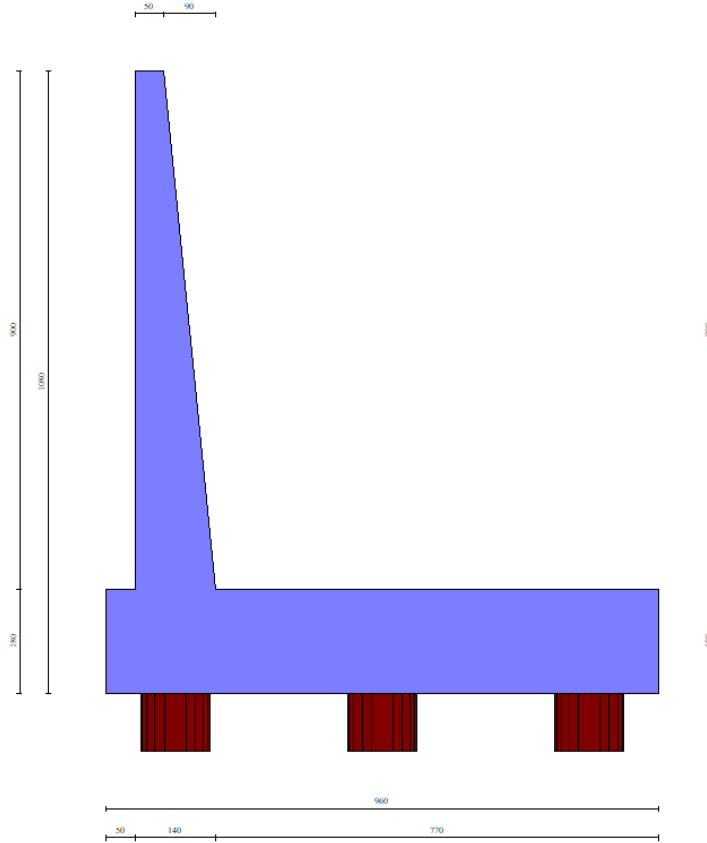
**11.2.-..Modello di calcolo**



Modello di calcolo muro 1

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**



Geometria muro 1

MANDATARIA

**Sintagma**

MANDANTE



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**

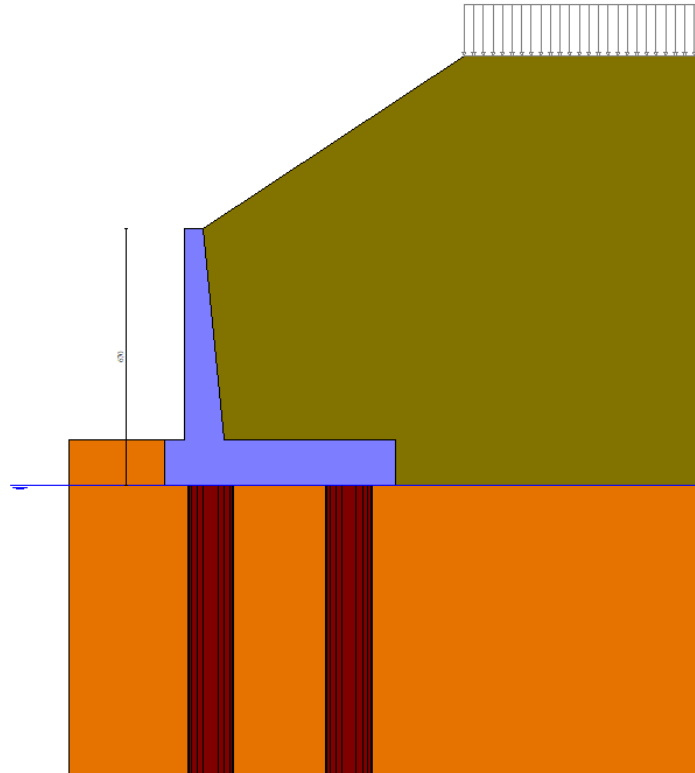


**ICARIA**  
società di ingegneri

50 di 50

*Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori*

**Relazione di calcolo muri**



Modello di calcolo muro 2

**MANDATARIA**



**MANDANTE**



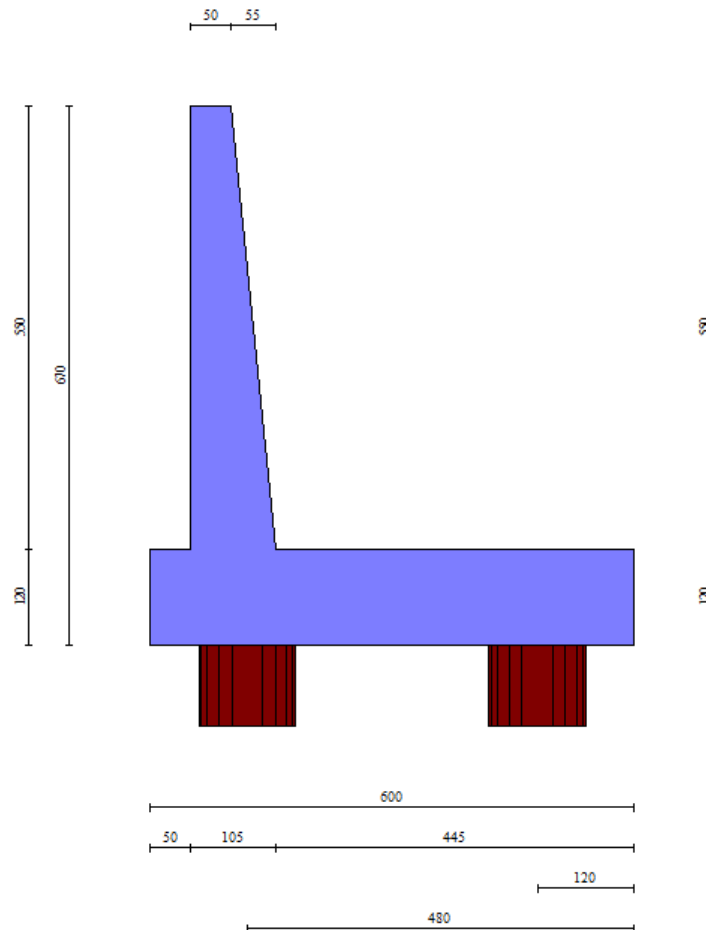
**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**



**ICARIA**  
società di ingegneri

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**



Geometria muro 2

\*Si fa notare, come specificato al paragrafo seguente, che le sollecitazioni a testa palo non dipendono dalla lunghezza dei pali o dal terreno di fondazione. Pertanto nei modelli di calcolo si è riportato un terreno di fondazione omogeneo e fittizio, in quanto il dimensionamento dei pali di fondazione verrà effettuato a partire dagli scarichi ottenuti e confrontandoli con le curve di portanza, riportate nei paragrafi precedenti, costruite tenendo conto dell'effettiva situazione stratigrafica in fondazione.

MANDATARIA

**Sintagma**

MANDANTE



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**



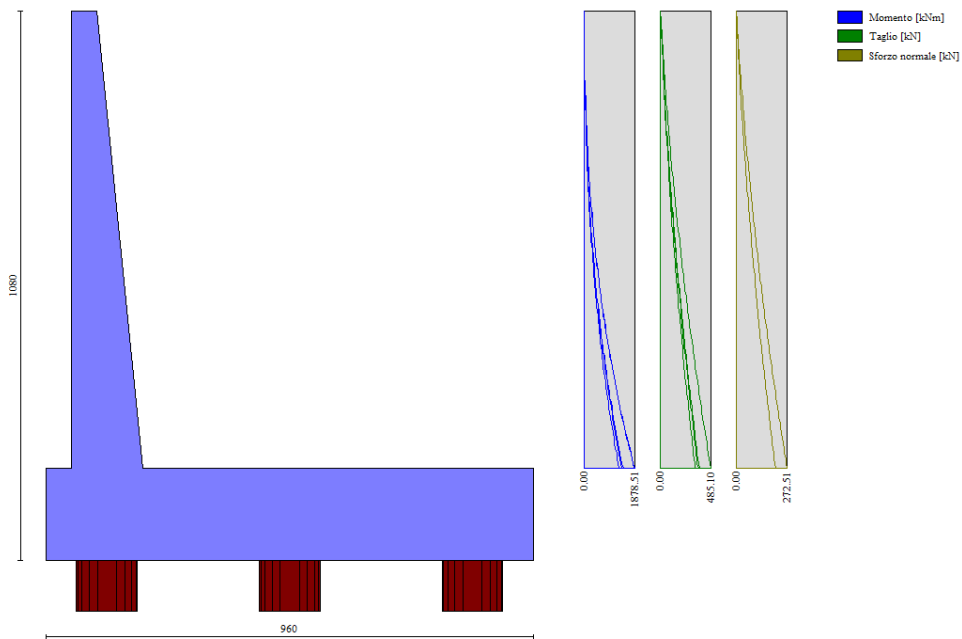
**ICARIA**  
società di ingegneri

52 di 52

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

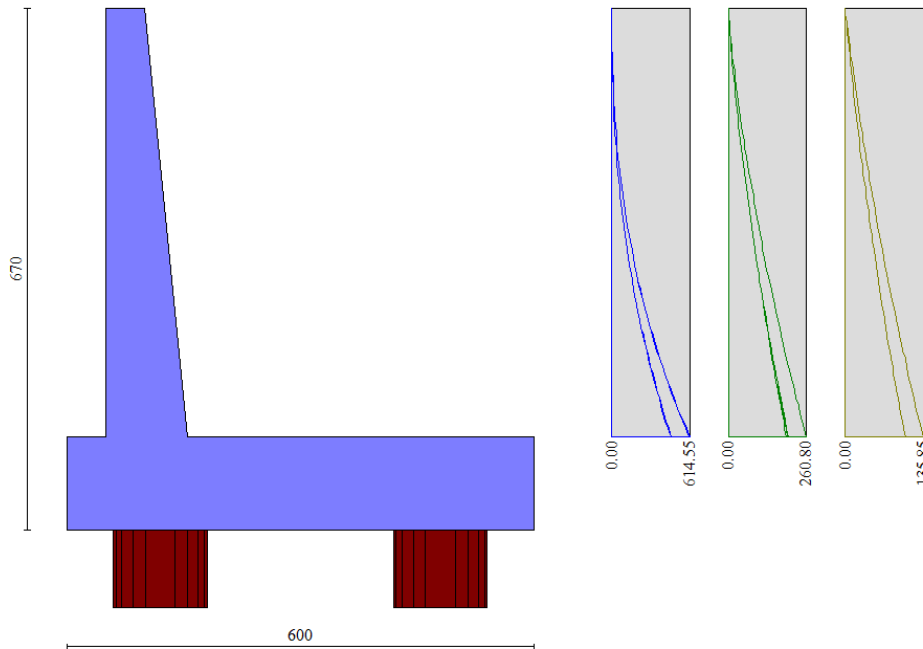
**11.3.-..Risultati**



Inviluppo sollecitazioni sul muro 1

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**



*Inviluppo sollecitazioni sul muro 2*

**11.4.-.Calcolo sollecitazioni in testa al palo**

Le sollecitazioni provenienti dal muro vengono ripartite sui pali restituendo le sollecitazioni nei pali in termini di Taglio, Momento e sforzo normale. Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidità. La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incastrati o incernierati a tale piastra. Nel caso in esame i pali sono considerati incernierati in testa.

Lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

$$N_i = \frac{N_{Ed}}{n} \pm \frac{(M_{Ed})d_i}{\sum_i d_i^2}$$

Si fa notare, quindi, che le sollecitazioni a testa palo non dipendono dalla lunghezza dei pali o dal terreno di fondazione. Le azioni derivanti da questo modello sono quindi confrontate con le curve di capacità portante dei pali di fondazione.

MANDATARIA



MANDANTE



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**



**ICARIA**  
società di ingegneri


Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

Mentre le azioni di taglio sono suddivise equamente tra i pali:  $V_i = V_{Ed}/n$ .


In definitiva gli scarichi a testa palo sono pari a:

Muro 1

 **Dettagli risultati pali**

Scarichi in testa						
		Portanza	Cedimenti e Armatura	Costanti palo		
	n°	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Np	
•	1	3263.1968	0.0000	-821.4032	3	
	2	4276.7078	0.0000	-821.4032	3	
	3	4568.3897	0.0000	-821.4032	3	

<< Comb. n° 2/8 - STR (A1-M1-R3) >>

 **Dettagli risultati pali**

Scarichi in testa						
		Portanza	Cedimenti e Armatura	Costanti palo		
	n°	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Np	
•	1	1297.9174	0.0000	-1183.1953	3	
	2	3733.7495	0.0000	-1183.1953	3	
	3	4561.3359	0.0000	-1183.1953	3	

<< Comb. n° 1/4 - STR (A1-M1-R3) H + V >>

MANDATARIA

 Sintagma

MANDANTE

 GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP




**ICARIA**  
società di ingegneri

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori


**Relazione di calcolo muri**

Muro 2

 Dettagli risultati pali

Scarichi in testa		Portanza	Cedimenti e Armatura	Costanti palo		
n°	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Np		
1	1207.2879	0.0000	-918.6647	3		
2	3540.4420	0.0000	-918.6647	3		

<< Comb. n° 2/8 - STR (A1-M1-R3) >>

 Dettagli risultati pali

Scarichi in testa		Portanza	Cedimenti e Armatura	Costanti palo		
n°	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Np		
1	687.0851	0.0000	-1054.1780	3		
2	3309.5972	0.0000	-1054.1780	3		

<< Comb. n° 1/4 - STR (A1-M1-R3) H + V >>

Simbologia adottata

- Cmb Indice/Tipo combinazione
- Ip Indice palo
- N Sforzo normale, espresso in [kN]
- M Momento, espresso in [kNm]
- T Taglio, espresso in [kN]

MANDATARIA



MANDANTE



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**

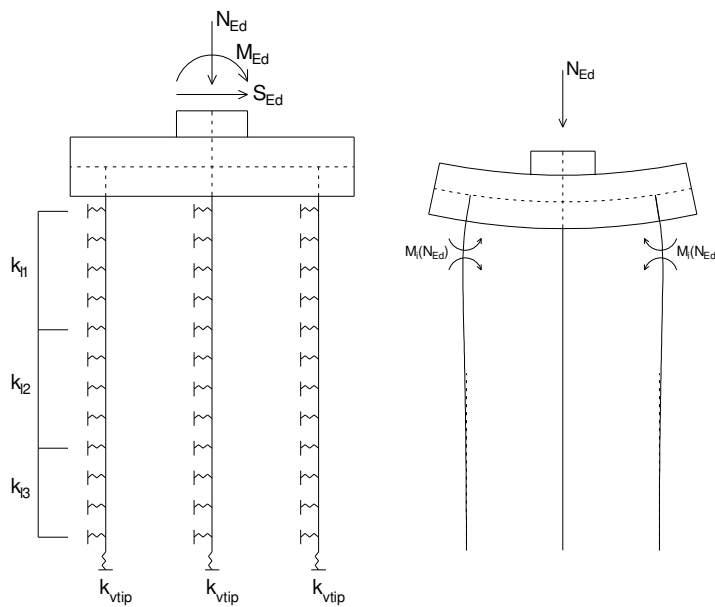


**ICARIA**  
società di ingegneri



Per la valutazione del momento flettente a testa palo si è utilizzata la teoria di Matlock e Reese per la quale il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente  $\alpha$  (espresso in metri) “coefficiente di Matlock e Reese”:

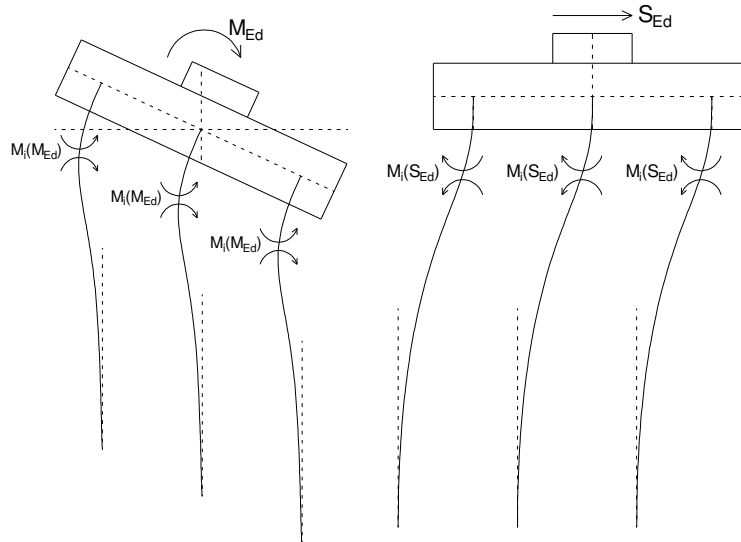
$$M_i(V_{Ed}) = \alpha \frac{V_{Ed}}{n}$$



**Figura 3 – Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)**

*Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori*

**Relazione di calcolo muri**



**Figura 4 – Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto**

Il coefficiente  $\alpha$  dipende principalmente dalle caratteristiche di rigidezza relative palo-terreno e, generalmente, fornisce un valore del momento sollecitante conservativo. Fissato il diametro del palo,  $\alpha$  dipende quindi dalla rigidezza del terreno.

Nel caso in esame: **PALI D1200 :  $\alpha=2.7$**

### **11.5.-.Verifiche strutturali Plinto di fondazione**

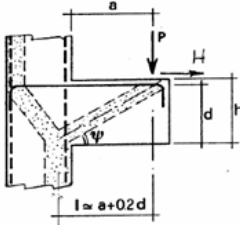
Per il plinto di fondazione, si è utilizzato un modello tirante-puntone per l'analisi e la verifica dello zoccolo anteriore al muro frontale:

Muro 1:

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

**VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.**



**P,H : Carichi Esterni di Progetto (P<sub>Ed</sub>,H<sub>Ed</sub>)**

**Pr : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica**

$$P_R = P_{R_s} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = \text{ctg} \psi \geq l(0,9d)$$

**Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa**

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{R_s}$$

**CONDIZIONI DI VERIFICA**

- 1  $P_R \geq P_{Ed}$
- 2  $\geq P_{R_s}$

**Dati di progetto**

b(m)=	1.20	m	dimensione trasversale verifica
P <sub>Ed</sub> (KN)=	4568.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H <sub>Ed</sub> (KN)=	1184.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m)=	0.10	m	distanza P da incastro
h(m)=	1.80	m	spessore mensola
δ(m)=	0.12	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m)=	1.68	m	altezza utile
l(m)=	0.44	m	a+0,2d
λ =	0.29		λ=ctgψ≥l(0,9d)

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)   
c(m) = 1.00

**Caratteristiche Materiali**

f <sub>cd</sub> =	14.1	MPa	Calcestruzzo
f <sub>yd</sub> =	391.0	MPa	Acciaio

**Caratteristiche Armature di Progetto**

<b>Registro tipo</b>	<b>R1</b>						
n° R1 =	1	φ1(mm) =	22.0	p1(cm) =	10.0	θ1° =	0.0
A <sub>φ</sub> i (mm <sup>2</sup> ) =	380.13	nb tot 1 =	12.0	A <sub>φ</sub> TOT (mm <sup>2</sup> ) =	4561.59	A <sub>φ</sub> CAL(mm <sup>2</sup> ) =	4561.59
<b>Registro tipo</b>	<b>R2</b>						
n° R2 =	1	φ2(mm) =	22.0	p2(cm) =	10.0	θ2° =	0.0
A <sub>φ</sub> i (mm <sup>2</sup> ) =	380.13	nb tot 2 =	12.0	A <sub>φ</sub> TOT (mm <sup>2</sup> ) =	4561.59	A <sub>φ</sub> CAL(mm <sup>2</sup> ) =	4561.59
<b>Registro tipo</b>	<b>R3</b>						
n° R3 =	0	φ3(mm) =	24.0	p3(cm) =	10.0	θ3° =	0.0
A <sub>φ</sub> i (mm <sup>2</sup> ) =	452.39	nb tot 3 =	0.0	A <sub>φ</sub> TOT (mm <sup>2</sup> ) =	0.00	A <sub>φ</sub> CAL(mm <sup>2</sup> ) =	0.00

**Verifiche di resistenza**

Ψ=	1.290	rad	=	73.91	°
P <sub>RS</sub> =	8264.5	KN		PRs>PEd- Verifica Soddisfatta	
P <sub>RC</sub> =	10497.4	KN		PRc>PRs - Verifica Soddisfatta	

MANDATARIA



MANDANTE



GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP



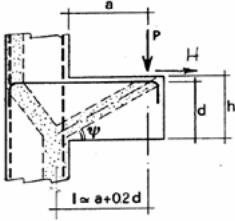
ICARIA  
società di ingegneri

Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

**Muro 2:**

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTO.



**P,H : Carichi Esterni di Progetto (P<sub>Ed</sub>,H<sub>Ed</sub>)**

**Pr : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica**

$$P_R = P_{Rk} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = \text{ctg} \psi \geq 1 / (0,9d)$$

**Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa**

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rk}$$

**CONDIZIONI DI VERIFICA**

- 1  $P_R \geq P_{Ed}$
- 2  $\geq P_{Rs}$

**Dati di progetto**

b(m)=	1.20	m	dimensione trasversale verifica
P <sub>Ed</sub> (KN)=	3541.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H <sub>Ed</sub> (KN)=	919.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m)=	0.10	m	distanza P da incastro
h(m)=	1.80	m	spessore mensola
δ(m)=	0.12	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m)=	1.68	m	altezza utile
l(m)=	0.44	m	a=0,2d
λ =	0.29		λ=ctgψ≥1/(0,9d)

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)   
c(m) = 1.00

**Caratteristiche Materiali**

f <sub>cd</sub> =	14.1	MPa	Calcestruzzo
f <sub>yd</sub> =	391.0	MPa	Acciaio

**Caratteristiche Armature di Progetto**

<b>Registro tipo</b>	<b>R1</b>						
n° R1=	1	φ1(mm) =	22.0	p1(cm) =	10.0	θ1° =	0.0
A <sub>φ i</sub> (mm²) =	380.13	nb tot 1=	12.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm²) =	4561.59	A <sub>φ CAL</sub> (mm²) =	4561.59
<b>Registro tipo</b>	<b>R2</b>						
n° R2=	1	φ2(mm) =	22.0	p2(cm) =	10.0	θ2° =	0.0
A <sub>φ i</sub> (mm²) =	380.13	nb tot 2=	12.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm²) =	4561.59	A <sub>φ CAL</sub> (mm²) =	4561.59
<b>Registro tipo</b>	<b>R3</b>						
n° R3=	0	φ3(mm) =	24.0	p3(cm) =	10.0	θ3° =	0.0
A <sub>φ i</sub> (mm²) =	452.39	nb tot 3=	0.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm²) =	0.00	A <sub>φ CAL</sub> (mm²) =	0.00

**Verifiche di resistenza**

Ψ =  rad =  °

P<sub>Rs</sub> =  KN

P<sub>Rc</sub> =  KN

MANDATARIA



MANDANTE



Direzione Progettazione e

Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

### 11.1.-..Verifiche strutturali Palo di fondazione

Muro 1:

Ned SLU/SLV = 4561 kN

Med SLU/SLV = 1184 kN\*2.7 = 3197 kN\*m

Ned SLE rara = 3592 kN

Med SLE rara = 630 kN\*2.7 = 1701 kN\*m

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :		1.00	
Coeff. Aderenza differito β1*β2 :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:		360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare  
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

**MANDATARIA**



**MANDANTE**



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**



**ICARIA**  
società di ingegneri

62 di 62

Direzione Progettazione e

Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza  
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.0	32	26
2	0.0	0.0	44.5	32	26

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe: 12 mm  
Passo staffe: 20.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	4568.00	2220.00	822.00
2	2528.00	2220.00	822.00
3	4561.00	3197.00	1184.00
4	940.00	3197.00	1184.00
5	0.00	1.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2590.00	1701.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

**MANDATARIA**



**MANDANTE**



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**



**ICARIA**  
società di ingegneri

**Direzione Progettazione e**

**Realizzazione Lavori**

**Relazione di calcolo muri**

1	2549.00	1701.00 (894.12)	0.00 (0.00)
---	---------	------------------	-------------

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2425.00	1518.00 (913.36)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 7.5 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	4568.00	2220.00	4567.97	5471.58	2.46	339.8(33.9)
2	S	2528.00	2220.00	2527.88	5295.98	2.39	339.8(33.9)
3	S	4561.00	3197.00	4560.85	5471.19	1.71	339.8(33.9)
4	S	940.00	3197.00	940.01	5072.26	1.59	339.8(33.9)
5	S	0.00	1.00	0.00	4892.93	999.00	339.8(33.9)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00287	0.0	50.0	-0.00345	0.0	-50.0

**MANDATARIA**



**MANDANTE**



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**



**ICARIA**  
società di ingegneri



**Direzione Progettazione e**

**Realizzazione Lavori**

**Relazione di calcolo muri**

2	0.00350	0.0	60.0	0.00279	0.0	50.0	-0.00434	0.0	-50.0
3	0.00350	0.0	60.0	0.00287	0.0	50.0	-0.00346	0.0	-50.0
4	0.00350	0.0	60.0	0.00271	0.0	50.0	-0.00520	0.0	-50.0
5	0.00350	0.0	60.0	0.00265	0.0	50.0	-0.00583	0.0	-50.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c      Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d          Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid.        Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000063221	-0.000293283	----	----
2	0.000000000	0.000071235	-0.000774076	----	----
3	0.000000000	0.000063246	-0.000294764	----	----
4	0.000000000	0.000079070	-0.001244219	----	----
5	0.000000000	0.000084790	-0.001587411	----	----

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:                    12 mm  
Passo staffe:                    20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver                    S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved                    Taglio di progetto [kN] =  $V_y$  ortogonale all'asse neutro  
Vcd                    Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd                    Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z                    Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
                          Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
                          I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
bw                    Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
                          E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg                    Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw                    Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast                    Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff                    Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
                          Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
                          L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
                          ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	822.00	2463.53	1548.62	91.8  74.1	109.0	2.500	1.250	11.3	21.4(0.0)
2	S	822.00	2362.64	1597.98	92.1  76.4	109.4	2.500	1.158	11.0	21.4(0.0)
3	S	1184.00	2463.85	1548.78	91.8  74.1	109.0	2.500	1.250	16.3	21.4(0.0)
4	S	1184.00	2210.59	1640.80	92.4  78.5	109.0	2.500	1.059	15.4	21.4(0.0)
5	S	0.00	3059.05	668.32	92.9  79.9	108.1	1.000	1.000	0.0	21.4(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver                    S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max                Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max      Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min                Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]

**MANDATARIA**



**MANDANTE**



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**



**ICARIA**  
società di ingegneri

**Direzione Progettazione e**

**Realizzazione Lavori**

**Relazione di calcolo muri**

		Xs min, Ys min      Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O) Ac eff.                Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre As eff.                Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure								
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	
1	S	9.52	0.0	0.0	-109.2	0.0	-50.0	1151	63.7	

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.51	0.0	0.0	-110.3	0.0	-50.0	1195	63.7

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

		La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ in almeno una combinazione Ver.                    Esito della verifica e1                      Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata e2                      Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff k1                      = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2] kt                      = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2] k2                      = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2] k3                      = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali k4                      = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali Ø                        Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2] Cf                        Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa e sm - e cm            Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC] sr max                Massima distanza tra le fessure [mm] wk                      Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi Mx fess.                Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm] My fess.                Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]										
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00067	0	0.834	26.0	87	0.00036 (0.00033)	434	0.156 (0.40)	894.12	0.00	

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.52	0.0	0.0	-94.3	0.0	-50.0	1151	63.7

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00057	0	0.835	26.0	87	0.00035 (0.00028)	429	0.149 (0.30)	913.36	0.00

Direzione Progettazione e

Realizzazione Lavori

**Relazione di calcolo muri**

Muro 2:

Ned SLU/SLV = 3309kN

Med SLU/SLV = 1054kN\*2.7 =2846 kN\*m

Ned SLE rara = 931kN

Med SLE rara =704 kN\*2.7 = 1901kN\*m

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

**CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO**

Forma del Dominio: Circolare  
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

**DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre

**MANDATARIA**



**MANDANTE**



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**



**ICARIA**  
società di ingegneri