

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. INFRASTRUTTURE NORD

## PROGETTO DEFINITIVO

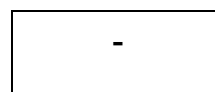
### DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

### RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE LOTTO 1+2

VIABILITA'  
NV20 – NUOVA VIABILITA' DI COLLEGAMENTO ROCCAPALUMBA-LERCARA

Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.80m – Relazione di Calcolo

SCALA:



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

RS3Z    00    D    26    CL    NV2005    012    B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
B	1° agg. a consegna per CSLLP	V. Peisino	Giu. 2020	F. Coppini	Giu. 2020	A. Barreca	Giu. 2020	F. Sacchi Giugno 2020 
A	Emissione esecutiva	V. Peisino	Feb. 2020	F. Coppini	Feb. 2020	A. Barreca	Feb. 2020	

## SOMMARIO

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVA E RIFERIMENTI .....</b>	<b>6</b>
2.1 NORMATIVA .....	6
2.2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	6
2.3 SOFTWARE UTILIZZATO .....	6
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>7</b>
3.1 ACCIAIO PER ARMATURE LENTE.....	7
3.2 CALCESTRUZZO.....	7
3.2.1 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI E FONDAZIONI.....	7
3.2.2 CALCESTRUZZO PER PALI.....	8
<b>4. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>9</b>
<b>5. INQUADRAMENTO SISMICO .....</b>	<b>11</b>
<b>6. ANALISI DI STABILITÀ .....</b>	<b>12</b>
<b>7. MURO DI SOSTEGNO .....</b>	<b>16</b>
7.1 AZIONI DI CALCOLO .....	16
7.1.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA.....	16
7.1.2 PESO DEL TERRENO A MONTE DELL'OPERA .....	16
7.1.3 SPINTA DELLA FRANA .....	16
7.1.4 SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE DELLE OPERE .....	17
7.1.5 INCREMENTO DI SPINTA SULL'OPERA DOVUTO AL SISMA .....	17
7.2 COMBINAZIONI DI CARICO .....	19
7.3 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI SU PALI .....	21

7.3.1	CAPACITÀ PORTANTE A CARICHI ASSIALI DEI PALI DI FONDAZIONE .....	21
7.3.2	CAPACITÀ PORTANTE A CARICHI TRASVERSALI DEI PALI DI FONDAZIONE.....	23
7.3.3	VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE .....	26
7.4	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE .....	27
7.4.1	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER PRESSOFLESSIONE E TAGLIO .....	28
7.4.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	30
7.5	RISULTATI DELLE VERIFICHE .....	30
7.5.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	30
7.5.2	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE ASSIALE DEI PALI DI FONDAZIONE .....	32
7.5.3	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE TRASVERSALE DEI PALI DI FONDAZIONE .....	32
7.5.4	MODELLO DI CALCOLO STRUTTURALE .....	34

**ALLEGATO:**

- Tabulato di calcolo del muro di sostegno

## 1. PREMESSA

La presente relazione espone i criteri di dimensionamento e le verifiche adottate per il calcolo geotecnico e strutturale del muro di sostegno previsto nell'area in frana compresa tra la **pk 1+162.50** e la **pk 1+254.30** relativamente alla progettazione definitiva della "Direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo, Nuovo collegamento Palermo Catatania. Raddoppio tratta Fiumetorto-Lercara diramazione – Lotto 1+2".

Di seguito si riporta uno stralcio planimetrico dell'ubicazione dell'opera oggetto di studio:

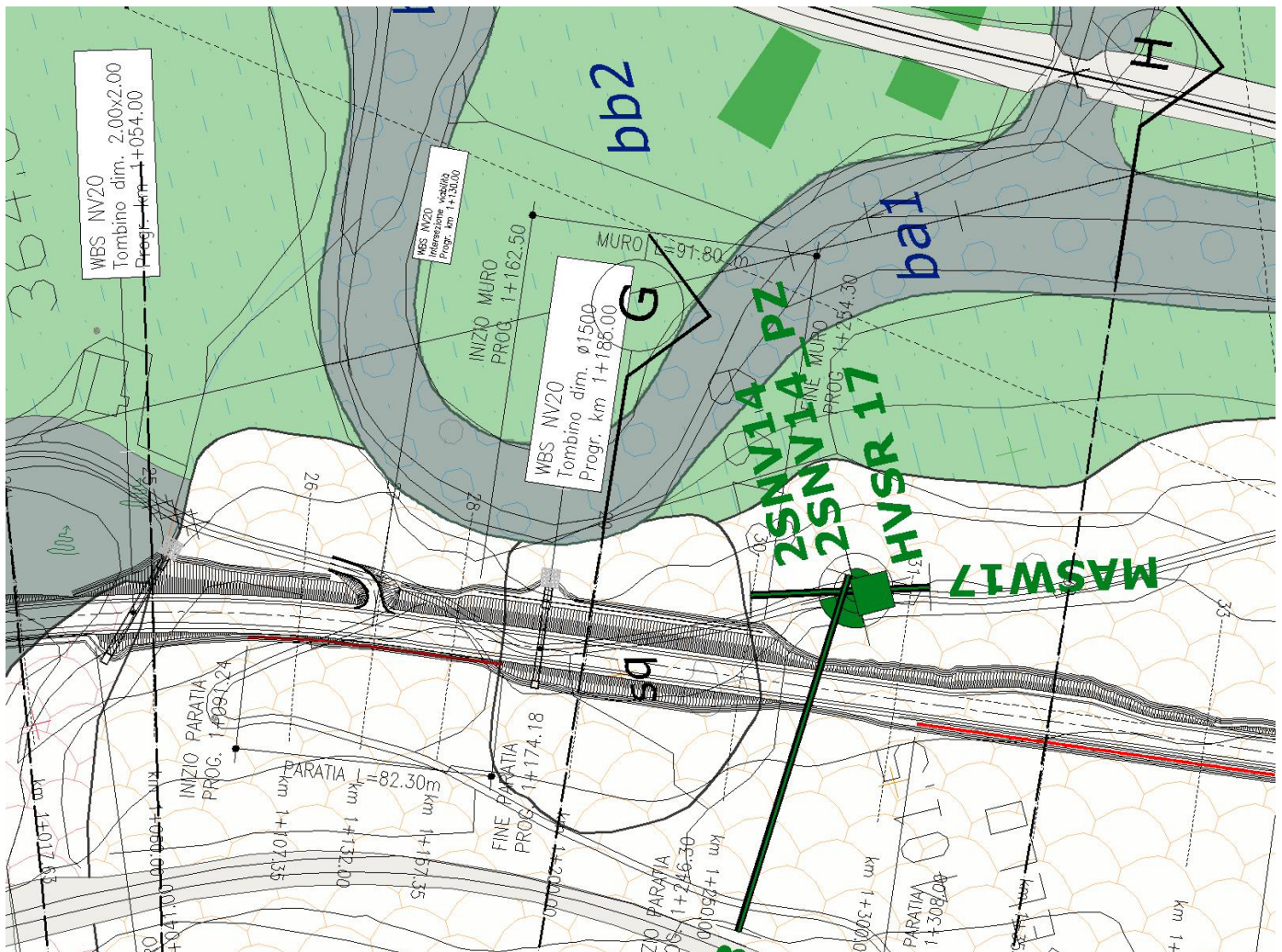


FIGURA 1: STRALCIO PLANIMETRICO DELL'OPERA IN PROGETTO



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE  
LOTTO 1+2

**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	5 di 39

La stabilizzazione/mitigazione della frana a monte è assicurata dalla realizzazione di una rete di drenaggi superficiali e profondi (trincee e paratie drenanti) e da pozzi strutturali drenanti. Per cui il muro di sostegno in progetto ha la funzione di assicurare la verifica di stabilità del pendio del solo tratto a valle del rilevato stradale presente tra la pk 1+162.50 e la pk 1+254.30; infatti l'opera realizzata su fondazioni profonde funge da opera di cucitura delle superficie di scorrimento locale e di sostegno per l'alto rilevato presente.

La relazione si sviluppa dapprima con la descrizione dei materiali e dei terreni interessati dalle opere, successivamente si illustrano le azioni e le combinazioni di calcolo, i criteri di verifica e la modellazione dell'analisi, infine si riportano le risultanze delle calcolazioni.

*Le analisi e le verifiche illustrate nella presente relazione di calcolo fanno riferimento ad un modello di calcolo costruito sugli studi geomorfologici e su dati geognostici ad oggi disponibili rispetto ad una campagna geognostica in itinere e oggetto di integrazione (si è in attesa di ulteriori sondaggi con relative prove di laboratorio, di letture inclinometriche sui nuovi sondaggi e sui sondaggi già eseguiti e attrezzati). Pertanto l'efficacia degli interventi di sostegno dei rilevati stradali previsti in progetto potranno essere oggetto di integrazione e/o ottimizzazione sulla base delle risultanze sia della campagna geognostica in itinere che del monitoraggio post operam in sito. Qualora l'intervento così come previsto dovesse non rispondere alle ipotesi di calcolo effettuate, andrà tarato nuovamente il modello di calcolo con conseguente ricalibratura dell'intervento.*

	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE</b> <b>LOTTO 1+2</b>					
	<b>Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo</b>	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00	CODIFICA D26 CL	DOCUMENTO NV2005 012	REV. B

## 2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

### 2.1 NORMATIVA

- D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione delle “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- RFI – Manuale di progettazione delle opere civili – Documento n° RFI-DTC-SI-PS-MA-IFS-001-C del 21 Dicembre 2018

### 2.2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Per il progetto dell'opera in esame si è fatto riferimento ai seguenti elaborati progettuali:

- RS3Z00D26RHGE0000001B – Relazione stabilità versanti in frana
- RS3Z00D26PZGE0000002B – Planimetria e sezioni geotecniche viabilità - Tav. 2/7
- RS3Z00D26F9GE0000002B – Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 2/7
- RS3Z00D26PZGE0000008B– Interventi di stabilizzazione versanti in frana - Tav. 1/5
- RS3Z00D26BANV2005010B - Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m - Carpenteria - Pianta e sviluppata
- RS3Z00D26BZNV2005017B - Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m - Carpenteria – Sezioni e particolari

### 2.3 SOFTWARE UTILIZZATO

Per il calcolo delle opere in esame sono stati utilizzati:

- software di calcolo di stabilità dei pendii CDDWin (della STS S.r.l. di Catania).
- codici di calcolo interni (codici di calcolo in Excel e Visual Basic messi a punto e testati dallo studio nel corso degli anni).

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

#### 3.1 ACCIAIO PER ARMATURE LENTE

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} \geq 540$  MPa
- tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq 450$  MPa
- allungamento caratteristico  $\geq 7.5$  %
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:  $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

#### 3.2 CALCESTRUZZO

##### 3.2.1 Calcestruzzo per elevazioni e fondazioni

- Classe di resistenza: C28/35
- Resistenza caratteristica cubica a compressione:  $R_{ck} = 35$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:  $f_{ck} = 29.05$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza media cilindrica a compressione:  $f_{cm} = 37.05$  N/mm<sup>2</sup>
- Modulo elastico:  $E_{cm} = 32588$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = 16.46$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza media a trazione semplice:  $f_{ctm} = 2.83$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica a trazione:  $f_{ctk} = 1.98$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = 1.32$  N/mm<sup>2</sup>

*Il calcestruzzo C28/35 è utilizzato per le verifiche strutturali dei muri, mentre per la realizzazione si fa riferimento a quanto riportato nelle tabelle materiali dedicate.*

### 3.2.2 Calcestruzzo per pali

- Classe di resistenza: C25/30
- Resistenza caratteristica cubica a compressione:  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:  $f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione:  $f_{cm} = 32.90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico:  $E_{cm} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice:  $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione:  $f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$

*Il calcestruzzo C25/30 è utilizzato per le verifiche geotecniche e strutturali dei pali, mentre per la realizzazione si fa riferimento a quanto riportato nelle tabelle materiali dedicate.*



#### 4. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

L'opera in esame ricade in prossimità della sezione geologica g-g' di seguito riportata:

Sezione g-g'  
Scala 1:2000

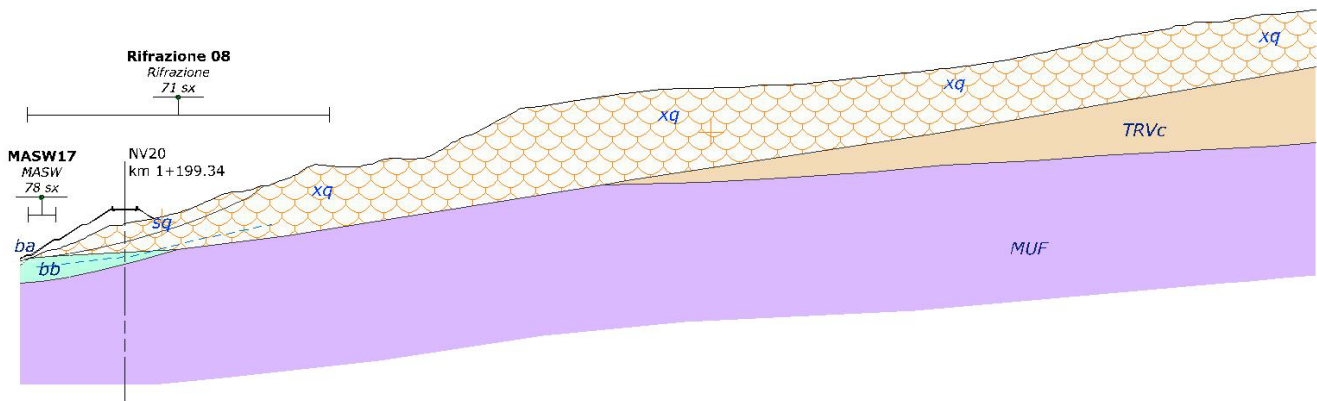


FIGURA 2: SEZIONE GEOLOGICA DI RIFERIMENTO

Come si evince dalla sezione geologica, i tecnici geologi hanno individuato mediante dati storici, risultati di indagini pregresse e recenti e segni sul territorio, la presenza di nicchie di frana prevalentemente di tipo "colamento" che sono state caratterizzate come quiescenti, con spessori dell'ordine di 10÷12 m. A fronte di ciò sono stati previsti lato monte interventi di mitigazione (trincee drenanti superficiali e profonde e pozzi strutturali drenanti) atti ad assicurare la stabilità del versante. Per garantire invece la stabilità nei confronti di potenziali superfici di scorrimento a valle del rilevato stradale compreso tra le pk 1+162.50 e la pk 1+254.30 si prevede la realizzazione di un muro di sottoscarpa su pali che funge sia da opera di cucitura delle superfici di scorrimento locali che di opera di sostegno dell'alto rilevato insistente sulla frana.

I terreni di base dell'area interessati dal potenziale dissesto superficiale in corrispondenza del rilevato è il litotipo ba/bb (Unità geotecnica 1) che consta in depositi alluvionali attuali/recenti con sabbie e sabbie limose ed eterometriche e frequenti intercalazioni di ghiaia.

Di seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici assunti per il litotipo in esame (Unità 1):

- peso dell'unità di volume  $\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata  $c' = 0 \div 10 \text{ kPa}$

**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	10 di 39

- angolo di resistenza a taglio  $\varphi' = 25\div 28^\circ$
- modulo di Young operativo  $E' = 10\div 30 \text{ MPa}$

A profondità superiori a circa 15 m si presenta la “Formazione di Mufara (MUF – Unità geotecnica 4)” che consta in depositi marini di scarpata costituiti da argilliti e argilliti marnose a struttura scagliosa o caotica, con sottili livelli di calcite. Di seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici:

- peso dell’unità di volume  $\gamma = 19\div 21 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata  $c' = 10\div 20 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio  $\varphi' = 20\div 25^\circ$
- angolo di resistenza a taglio residuo  $\varphi'_{\text{res}} = 11\div 15^\circ$
- modulo di Young operativo  $E' = 5\div 100 \text{ MPa}$

Per quanto concerne la quota piezometrica, sulla base dei dati ad oggi disponibili, come riportato nei profili geotecnici di progetto, la falda si suppone cautelativamente posta a circa -3.50 m dal p.c.

Definito pertanto il modello geotecnico di riferimento, si è proceduto dapprima ad una analisi di stabilità del solo versante lato valle del rilevato stradale oggetto di studio, analizzando sia lo stato ante-operam che quello post-operam con tutte le possibili situazioni causa della potenziale mobilitazione della frana. Successivamente, determinati i valori di resistenza necessari al soddisfacimento delle verifiche di equilibrio limite, si è proceduto al calcolo dell’opera di sostegno.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE  
LOTTO 1+2

Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	11 di 39

## 5. INQUADRAMENTO SISMICO

Per la caratterizzazione dell'azione sismica del versante si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine: 37.75579°
- Longitudine: 13.64867°

Le analisi in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i parametri di calcolo sono i seguenti:

- Vita nominale 50 anni;
- Classe d'uso III;
- Categoria di suolo B;
- Categoria Topografica T1;
- Massima accelerazione orizzontale al suolo  $a_g/g = 0.104$ ;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica:  $S_S = 1.200$ ;
- Coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T = 1.000$ .

## 6. ANALISI DI STABILITÀ

Sulla base di quanto assunto nella caratterizzazione geotecnica del litotipo interessato dal potenziale movimento franoso, il range di angolo di attrito è pari a  $\varphi'_{res} = 25 \div 28^\circ$ . Le analisi sono state condotte pertanto con un angolo di attrito “operativo” mediato pari a  $\varphi'_{op} = 26^\circ$ , tenuto conto della attuale quiescenza del versante. L’analisi è stata eseguita modellando il versante in LEM ipotizzando superfici di scorrimento circolari tangenti al piano di separazione tra il substrato e lo spessore in frana ipotizzato in geologia; il criterio di calcolo utilizzato è quello di Jambu ed il software di calcolo di stabilità dei pendii è CDDWin (della STS S.r.l. di Catania).

Di seguito si riporta la superficie critica risultante dalle analisi suddette:

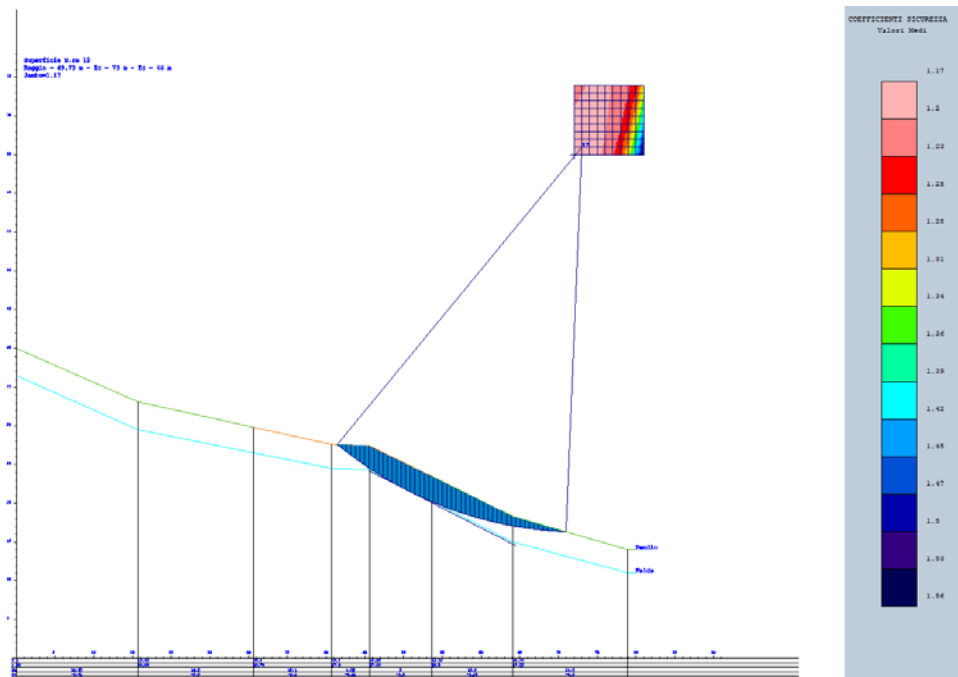


FIGURA 3: ANALISI DI STABILITÀ – ANTE OPERAM: FS = 1.17

La superficie di scorrimento critica risulta essere la superficie n° 12 con valore del fattore di sicurezza pari a FS = 1.17, valore plausibile in quanto maggiore dell’unità che giustifica la quiescenza ad oggi riscontrata.

Individuata la superficie di scorrimento critica e l’angolo di attrito operativo a partire dal quale si può mobilitare la frana, si è proceduto alla verifica in condizione statica e sismica del versante nel rispetto delle prescrizioni di normativa, ovvero:

**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	13 di 39

- Statica (Comb. A2+M2+R1)

coefficiente parziale di sicurezza per le azioni:  $\gamma_F = 1.00$

coefficiente parziale di sicurezza per i materiali:

angolo di attrito  $\gamma_{M, \tan\phi} = 1.25$

coesione drenata  $\gamma_{M, c'} = 1.25$

coesione non drenata  $\gamma_{M, cu} = 1.25$

peso specifico  $\gamma_{M, \gamma} = 1.00$

coefficiente parziale di sicurezza per le resistenze:  $\gamma_R = 1.10$

- Sismica (Comb. A1+M1+R3)

coefficiente parziale di sicurezza per le azioni:

permanenti  $\gamma_F = 1.30$

variabili  $\gamma_F = 1.50$

coefficiente parziale di sicurezza per i materiali:

angolo di attrito  $\gamma_{M, \tan\phi} = 1.00$

coesione drenata  $\gamma_{M, c'} = 1.00$

coesione non drenata  $\gamma_{M, cu} = 1.00$

peso specifico  $\gamma_{M, \gamma} = 1.00$

coefficiente parziale di sicurezza per le resistenze:  $\gamma_R = 1.20$

Le verifiche post-operam sono state condotte tenendo in conto della presenza del rilevato stradale (altezza media di 5 m), dell'eventuale carico distribuito dovuto al traffico veicolare (pari a 20 kPa) e del muro di sottoscarpa su pali.

Il software di calcolo utilizzato per simulare la presenza resistente dell'opera di sostegno consente l'uso di elementi verticali a cui può essere assegnato un dato valore di resistenza tagliente (per ml) che il programma applica come forza resistente nella verifica di stabilità. Pertanto iterando sul valore di taglio fornito dall'elemento verticale si raggiunge il soddisfacimento della verifica di stabilità, come da figura seguente:

**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	14 di 39

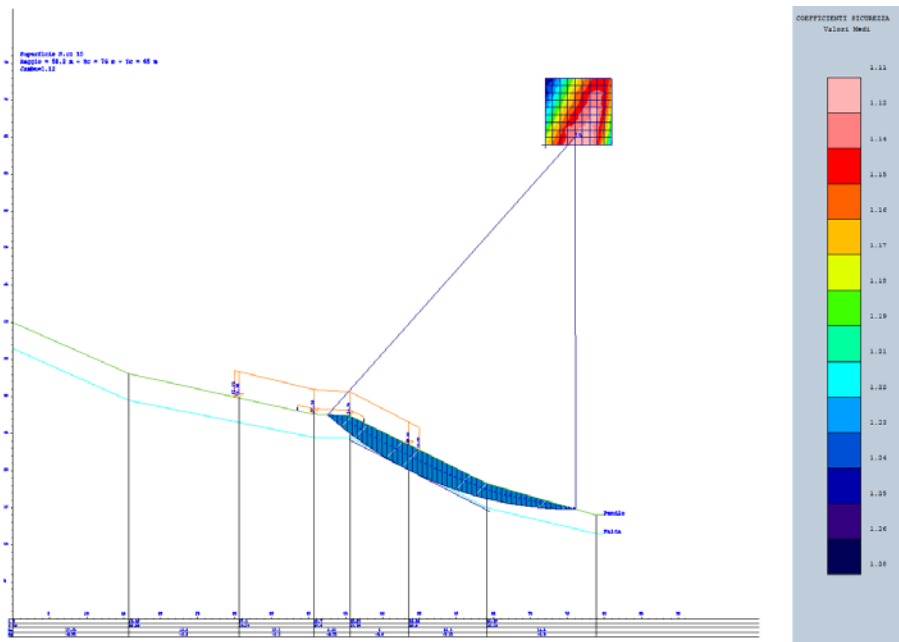


FIGURA 4: ANALISI DI STABILITÀ – POST-OPERAM STATICA: FS = 1.12

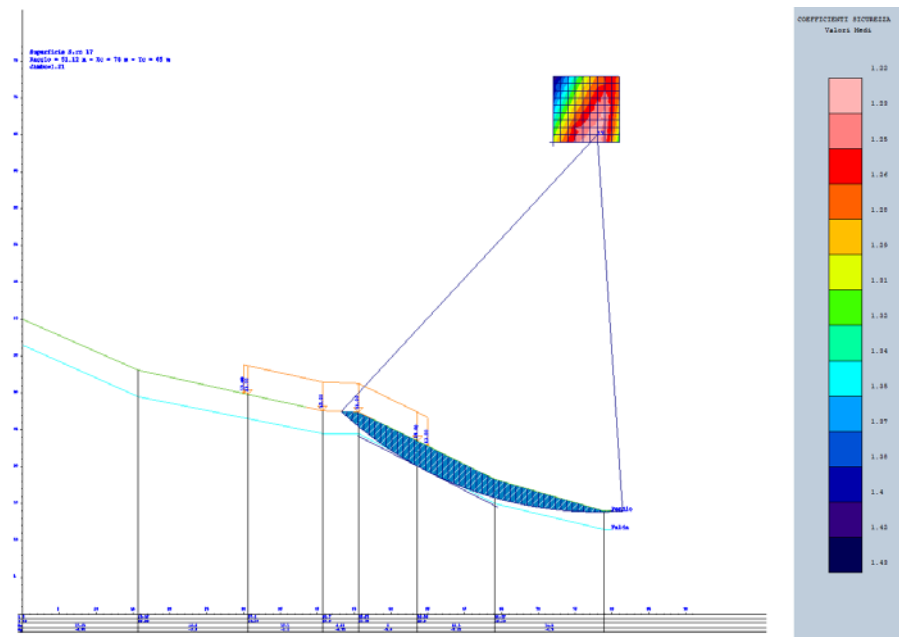


FIGURA 5: ANALISI DI STABILITÀ – POST-OPERAM SISMICA: FS = 1.21



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE  
LOTTO 1+2

**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	15 di 39

Assegnando all'elemento verticale un valore di taglio resistente in statica e sismica pari a  $V_{muro} = 540 \text{ kN/m}$ , la verifica di stabilità globale fornisce un fattore di sicurezza pari a **FS=1.12 (> 1.10)** e **FS=1.21 (> 1.20)** rispettivamente in condizione statica ed in condizione sismica. Al fine di dimensionare l'opera di sostegno in modo da fornire tale capacità resistente, le stesse analisi sono state condotte iterando sull'angolo di resistenza a taglio dell'elemento verticale per raggiungere un fattore di sicurezza unitario e cioè:

- Statica FS = 1 con  $V_{stat} = 390 \text{ kN/m}$
- Sismica FS = 1 con  $V_{sism} = 190 \text{ kN/m}$

Tale azione è già una azione ultima che tiene in conto dell'acclività del pendio, del peso del rilevato e del sovraccarico stradale applicando tutti i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni e per i materiali, per cui (al netto del coefficiente parziale di sicurezza per le resistenze) viene applicata al muro di sottoscarpa come azione esterna.

Dimensionato il muro e quindi i pali di fondazione si calcolerà la massima azione resistente del singolo palo (elemento effettivo di cucitura della superficie di scorrimento critica) e quindi dell'intera palificata per metro lineare di opera. Tale resistenza dovrà risultare maggiore della resistenza richiesta in sede di analisi di stabilità.

Per il calcolo del muro si rimanda al capitolo successivo.

## 7. MURO DI SOSTEGNO

### 7.1 AZIONI DI CALCOLO

Il calcolo dei muri è stato condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti:

- peso proprio della struttura;
- peso del terreno a monte dell'opera;
- spinte del terreno a monte dell'opera;
- spinta dovuta alla frana;
- incremento di spinta sismica del terreno a tergo;
- forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera.

Le azioni suddette vengono di seguito esplicitate.

#### 7.1.1 Peso proprio della struttura

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo pari a  $\gamma_{cl}$  = 25 kN/m<sup>3</sup>.

#### 7.1.2 Peso del terreno a monte dell'opera

Il terreno preso in considerazione è il terreno gravante sulla platea di fondazione a monte, costituito dal materiale di riempimento il cui peso per unità di volume è pari a  $\gamma_t$  = 19 kN/m<sup>3</sup>.

#### 7.1.3 Spinta della frana

Dall'analisi di stabilità condotta sul versante a valle del rilevato stradale in esame, riportata al capitolo precedente, è stata determinata una azione ultima (al netto del coefficiente parziale di sicurezza per le resistenze) pari a:

- Statica:  $V_{stat}$  = 390 kN/m
- Sismica:  $V_{sism}$  = 190 kN/m



	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE</b> <b>LOTTO 1+2</b>					
	<b>Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo</b>	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00	CODIFICA D26 CL	DOCUMENTO NV2005 012	REV. B

Tale azione rappresenta la spinta della frana sull'opera con uno spessore di dissesto pari a circa 4 m e, supposto che questa si distribuisca come carico triangolare, applicata a circa 2/3 dal piano campagna. Poiché il muro di sostegno presenta un piano di posa della fondazione di circa 2.50 m, l'azione agente si considera applicata a quota intradosso fondazione.

#### 7.1.4 Spinta statica del terreno a monte delle opere

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno dipendono dallo spostamento relativo che lo stesso può subire; per il muro in progetto, avendo previsto una platea su pali, si può considerare che le deformazioni del terreno siano impedito dalla struttura che non cede in nessun punto, per cui la pressione esercitata è una spinta a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

Dove  $K_0$  rappresenta il coefficiente di spinta a riposo di Coulomb che vale:

$$K_0 = 1 - \tan^2 \varphi$$

dove  $\varphi$  è l'angolo di attrito interno del terreno.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-muro  $\delta$  rispetto alla normale al muro. Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della parete).

In sede di calcolo, per il terreno di rinterro a tergo del muro si considera un materiale da rilevato con le seguenti caratteristiche geotecniche:

- peso dell'unità di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata  $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio  $\varphi' = 35^\circ$
- modulo di Young  $E = 30 \text{ MPa}$

#### 7.1.5 Incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sull'opera dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il D. Min. Infrastrutture 17/01/2018 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe – Okabe, basato sull'equilibrio

limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a,$$

dove, se  $\beta \leq \phi - \vartheta$ :

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\phi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2},$$

altrimenti, se  $\beta > \phi - \vartheta$ :

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)}.$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

- $\beta$  = angolo tra intradosso parete e la verticale;
- $\vartheta$  = angolo definito come:  $\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$ ;
- $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$ , coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- $k_v = 0.5 \cdot k_h$  = coefficiente di intensità sismica verticale;
- $a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità;
- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito che nel caso di opere su fondazione indiretta (assunte non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno), assume valore unitario.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE  
LOTTO 1+2

**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	19 di 39

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di  $0.5 \cdot H$  rispetto alla base della platea.

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa:

$$F_{i,h} = k_h \cdot W$$

$$F_{i,v} = k_v \cdot W$$

## 7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dal D. Min. 17/01/2018.

In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

– combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q,3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

– combinazione rara (SLE irreversibile):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– combinazione frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Per quanto concerne il dimensionamento e le verifiche delle opere, la normativa prevede l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali ( $\gamma$ ) da applicare sia alle azioni che ai materiali, scelti nell'ambito della combinazione A1+M1+R3.

Per R3 si intende il set di coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze relativi alla tipologia di verifica da condurre.

**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	20 di 39

Le verifiche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni (A) e sui parametri geotecnici (M) ed adottando per le resistenze gli stessi valori assunti in condizione statica (R3).

I coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, dei parametri geotecnici e delle resistenze sono riportati di seguito:

**Tabella 1** Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2$ <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Tabella 2** Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 3** Coefficienti parziali di sicurezza per resistenze – Fondazioni su 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 <sup>(1)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>(1)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

### 7.3 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI SU PALI

Determinate le sollecitazioni ultime risultanti ad intradosso platea, si procede al calcolo delle massime sollecitazioni sui singoli pali della palificata di fondazione per il dimensionamento strutturale e geotecnico della stessa. Tale valutazione viene condotta sulla base della teoria elastica di Matlock & Reese, sotto le seguenti ipotesi di calcolo:

- platea rigida;
- vincolo di incastro tra pali e platea;
- palificata costituita da pali verticali;
- interazione fra i pali trascurabile;
- rotazione della platea e della testa dei pali impedita.

#### 7.3.1 Capacità portante a carichi assiali dei pali di fondazione

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con la combinazione A1+M1+R3 della Norme Tecniche in cui oltre ad applicare i coefficienti parziali di sicurezza già riportati al paragrafo precedente, è necessario applicare anche il fattore di correlazione  $\xi$ , funzione del numero di verticali indagate secondo la seguente tabella:

**Tabella 4** Fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione delle verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 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

In sede di calcolo, vista la numerosità delle indagini è stato cautelativamente assunto un fattore di correlazione  $\xi = 1.70$ .

Pertanto in ciascuna combinazione di calcolo prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

in cui

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left( \frac{Q_s}{R^s_i} + \frac{Q_b}{R^b_i} \right) - W_k + \frac{S_w}{R_w}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	22 di 39

$$Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b$$

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s$$

- D = diametro del palo
- L = lunghezza del palo
- $q_b$  = pressione limite alla base del palo
- $\tau_s$  = pressione laterale lungo il palo
- $R_i$  e  $\xi$  = coefficienti di abbattimento delle resistenze
- $W_k$  = peso caratteristico del palo
- $S_w$  = spinta idraulica sulla porzione di palo immerso
- $R_w$  = coefficiente di abbattimento del contributo della spinta idraulica.

Il terreno interessato alle opere fondazionali è di tipo incoerente la cui resistenza laterale lungo il fusto del palo e la resistenza alla punta vengono calcolate con le espressioni di seguito descritte:

$$q_b = \sigma'_{v0} \cdot N_q$$

$$\tau_s = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta$$

dove:

$\sigma'_{v0}$  = tensione litostatica efficace;

K = (0.50÷0.80) coefficiente di spinta;

$\delta$  = (0.50÷1)  $\varphi'$ ;

$\varphi'$  = angolo di attrito interno;

$N_q$  = fattore di capacità portante, valutato secondo le indicazioni di Berezantzev, diseguito riportate:

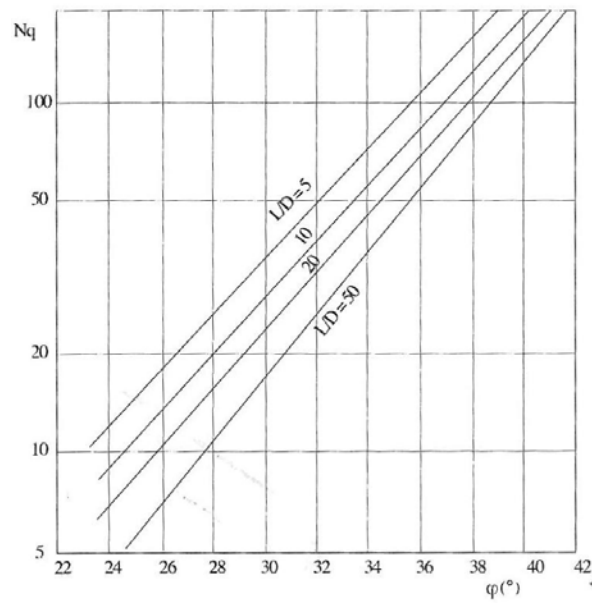


FIGURA 6: VALORI DEL FATTORE  $N_q$  PROPOSTI DA BEREZANTZEV

In sede di verifica sono state fatte le seguenti assunzioni:

- coefficiente di Berezantzev pari a  $N_q = 12$ ;
- coefficiente di spinta  $K = 0.60$ ;
- angolo di attrito terra/muro  $\delta = 0.70 \varphi'$ ;
- le calcolazioni della resistenza laterale sono state condotte limitandone il valore massimo a  $\tau_{s,max} = 200$  kPa;
- le calcolazioni della resistenza alla punta sono state condotte limitandone il valore massimo a  $q_{b,max} = 4$  MPa.

### 7.3.2 Capacità portante a carichi trasversali dei pali di fondazione

In presenza di forze orizzontali agenti su un palo è necessario che esso venga dimensionato a carico limite sotto queste azioni. Lo stato tenso-deformativo del complesso palo-terreno si presenta come problema tridimensionale, per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative.

La teoria che verrà presentata è quella sviluppata da Broms, che assume:

- terreno omogeneo;
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;

**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	24 di 39

- forma del palo influente.

Quest'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione ( $M_p$ ) del palo, a partire dalla quale si forma una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

Nello studio seguente si fa riferimento a pali soggetti a carichi orizzontali con rotazione impedita in testa, in quanto la presenza di una struttura rigida in sommità palo (platea) consente l'ipotesi dell'esistenza di un vincolo di incastro.

Per un terreno incoerente, come quello interessato dai pali di fondazione in progetto, si assume che la resistenza opposta dal terreno  $p$  alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

dove

$k_p$  = coefficiente di spinta passiva;

$z$  = profondità dal piano campagna;

$\gamma$  = peso specifico del terreno (in falda si considera il peso specifico efficace  $\gamma'$ ).

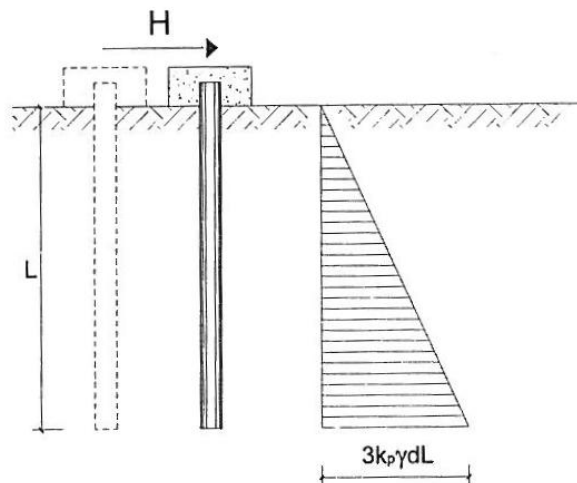


FIGURA 7: RESISTENZA LIMITE DEI TERRENI INCOERENTI



Come si evince dall’espressione precedente, la pressione orizzontale risulta tre volte maggiore della spinta passiva; ciò si giustifica tenendo in considerazione il fatto che il fenomeno di rottura in questo caso è di tipo tridimensionale, per cui esso comprende anche le azioni tangenziali che si sviluppano sulla superficie laterale del palo.

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati di seguito:

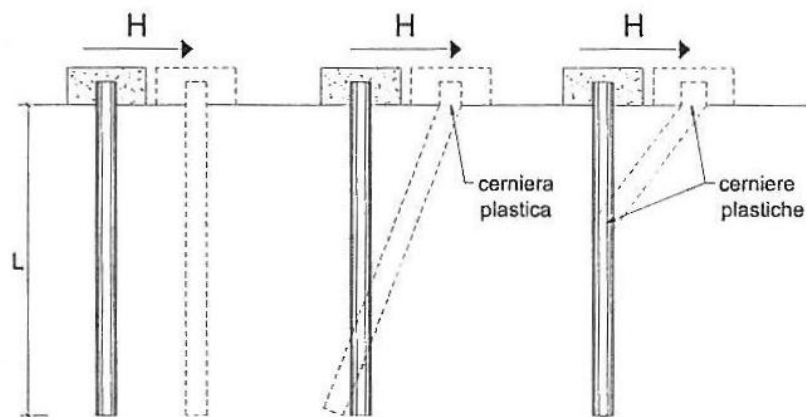


FIGURA 8: MECCANISMI DI ROTTURA PER PALI VINCOLATI IN TESTA

Il meccanismo di **“palo corto”** corrisponde alla condizione in cui non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione; il carico limite orizzontale corrispondente a tale caso si determina facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio e vale:

$$H_1 = 1.5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Il meccanismo di **“palo intermedio”** corrisponde alla condizione in cui si raggiunge il momento di plasticizzazione all’attacco palo-fondazione; il carico limite orizzontale corrispondente a tale caso si determina facendo ricorso ad equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica all’attacco palo-fondazione e risulta:

$$H_2 = 0.5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{My}{L}$$

Infine il meccanismo **“palo lungo”** corrisponde alla condizione in cui si raggiunge il momento di plasticizzazione dapprima all’attacco palo-fondazione e successivamente in una sezione lungo il fusto del palo stesso; il carico limite orizzontale

corrispondente a tale caso si determina facendo ricorso ad equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di cerniere plastiche nelle 2 sezioni che hanno raggiunto il momento di plasticizzazione e risulta:

$$H_3 = k_P \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3.676 \cdot \frac{My}{k_P \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

L'azione ultima resistente del terreno a carichi trasversali risulta pertanto pari a:

$$R_{tr,d} = \frac{\min(H_1, H_2, H_3)}{\gamma_T \cdot \xi}$$

dove il fattore di correlazione  $\xi$  relativo al numero n di verticali di indagini, è analogo a quanto assunto per la capacità del palo a carichi verticali, mentre per il coefficiente parziale di sicurezza delle resistenze  $\gamma_T$  è determinato secondo la combinazione A1+M1+R3 in cui:

**Tabella 5** Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a SLU di pali soggetti a carichi trasversali

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

### 7.3.3 Verifiche strutturali dei pali di fondazione

Per le verifiche strutturali dei pali di fondazione, si procede con la determinazione dell'andamento delle sollecitazioni di taglio e di momento del palo, per assegnati carichi trasversali ( $V_p$ ,  $M_p$ ) applicati in testa risolvendo la seguente equazione differenziale:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} - E_s \cdot y = 0$$

Nell'espressione precedente, i simboli hanno i seguenti significati:

- $E_p$  = modulo di Young del palo
- $I_p$  = momento di inerzia del palo
- $E_s$  = modulo di reazione orizzontale secante medio del terreno
- $y$  = spostamento orizzontale.

L'equazione viene risolta in campo lineare mediante la teoria di Matlock & Reese (1960), che ha alla base le seguenti ipotesi:

- pali interamente immersi in un terreno omogeneo

- pali caricati in testa da una forza orizzontale ( $V_p$ ) ed un momento flettente ( $M_p$ ).

Sotto tali ipotesi sono ricavate le espressioni generali di seguito riportate:

- $M = (V_p \cdot T) \cdot A_m + M_p \cdot B_m$  momento flettente

- $V = V_p \cdot A_v + \frac{M_p}{T} \cdot B_v$  taglio

con il seguente significato dei simboli:

- $T = \left( \frac{E_p \cdot I_p}{E_s} \right)^{0,25}$

- A e B = coefficienti adimensionali funzione della flessibilità relativa, rappresentata dai rapporti  $\frac{L_p}{T}$  e  $\frac{z}{T}$ , essendo  $L_p$  la lunghezza del palo e z la profondità generica riferita alla testa palo.

Per quanto concerne lo sforzo normale, è valutato l'andamento lungo il fusto del palo mediante la risoluzioni dell'equilibrio in direzione assiale per ciascun concio in cui questo è stato suddiviso, secondo la seguente espressione:

$$N(z) = Q_{Sd} - Q_{Sd}(z) + W_p$$

Mediante le espressioni di Matlock & Reese appena descritte, sono valutate le sollecitazioni di taglio e di momento lungo i fusti dei pali di fondazione, per ciascuna combinazione di carico definita e per le combinazioni più gravose sono condotte le relative verifiche strutturali.

#### 7.4 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali di verifica adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione ed a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio per la fessurazione.

#### 7.4.1 Verifica agli stati limite ultimi per pressoflessione e taglio

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

Le verifiche flessionali allo SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge  $\sigma$ - $\epsilon$  del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con  $\epsilon_{c2}=0,2\%$  ed  $\epsilon_{cu}=0,35\%$ .

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico.

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta facendo riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ , resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \vartheta$ , valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \vartheta + \tan \vartheta}$ , valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  con d in mm
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- $A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$
- $N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
- $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $k_1 = 0,15$
- $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- $v = 0,5$  per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \leq \cot \vartheta \leq 2,5$
- $A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- $s$  è il passo delle staffe
- $f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $\nu_1 = \nu$  è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- $\alpha_{cw}$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

## 7.4.2 Verifica agli stati limite di esercizio

Per lo stato limite di fessurazione, in conseguenza alla classe di esposizione per gli elementi posti controterra, occorre verificare che l'ampiezza delle fessure  $w_k$  sia al di sotto del valore limite fissato pari a 0.2 mm per gli elementi con armature lente.

## 7.5 RISULTATI DELLE VERIFICHE

### 7.5.1 Descrizione dell'opera

Il muro di sottoscarpa previsto in progetto si sviluppa per circa 91.8 m tra la pk 1+162.50 e la pk 1+254.30, con altezza massima del paramento verticale pari a circa 6.60 m in corrispondenza della sezione n° 29:

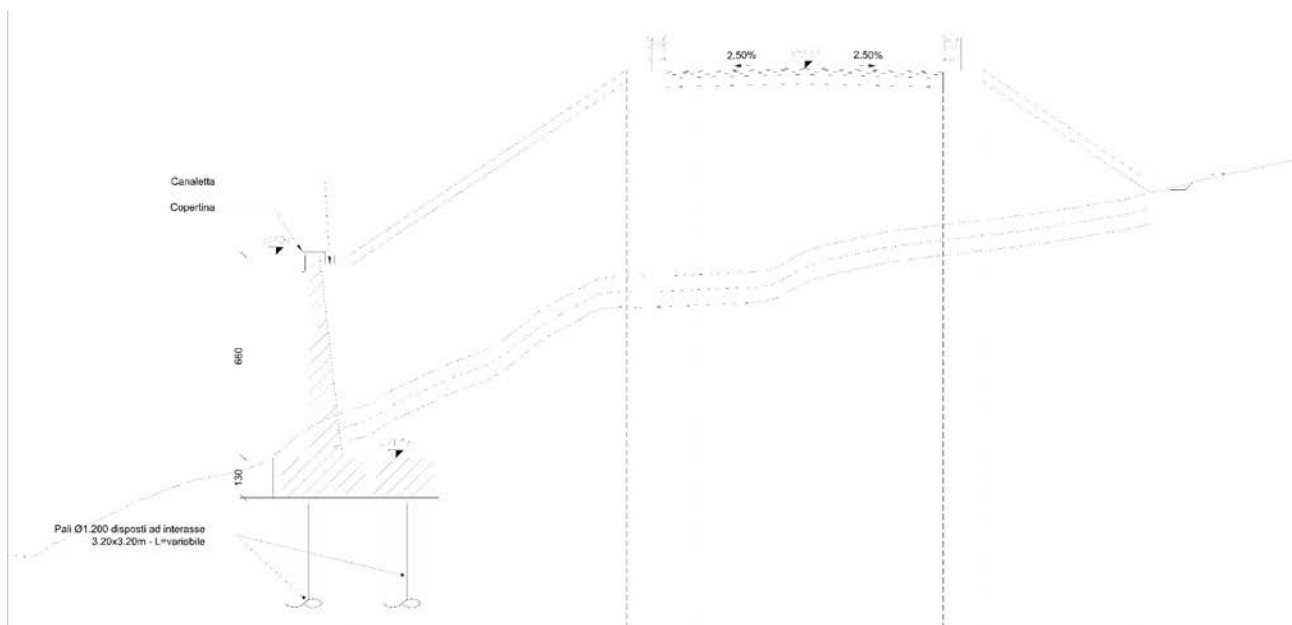


FIGURA 9: SEZIONE STRADALE N° 29

Il muro consta di una fondazione di dimensione trasversale 5.20x1.30 m poggiante su una doppia fila di pali  $\varnothing 1200$ , disposti ad interasse 3.20x3.20 m e lunghezza variabile in base all'altezza del muro. L'elevazione presenta uno spessore in testa di 30 cm e paramento interno inclinato con pendenza 1/10:

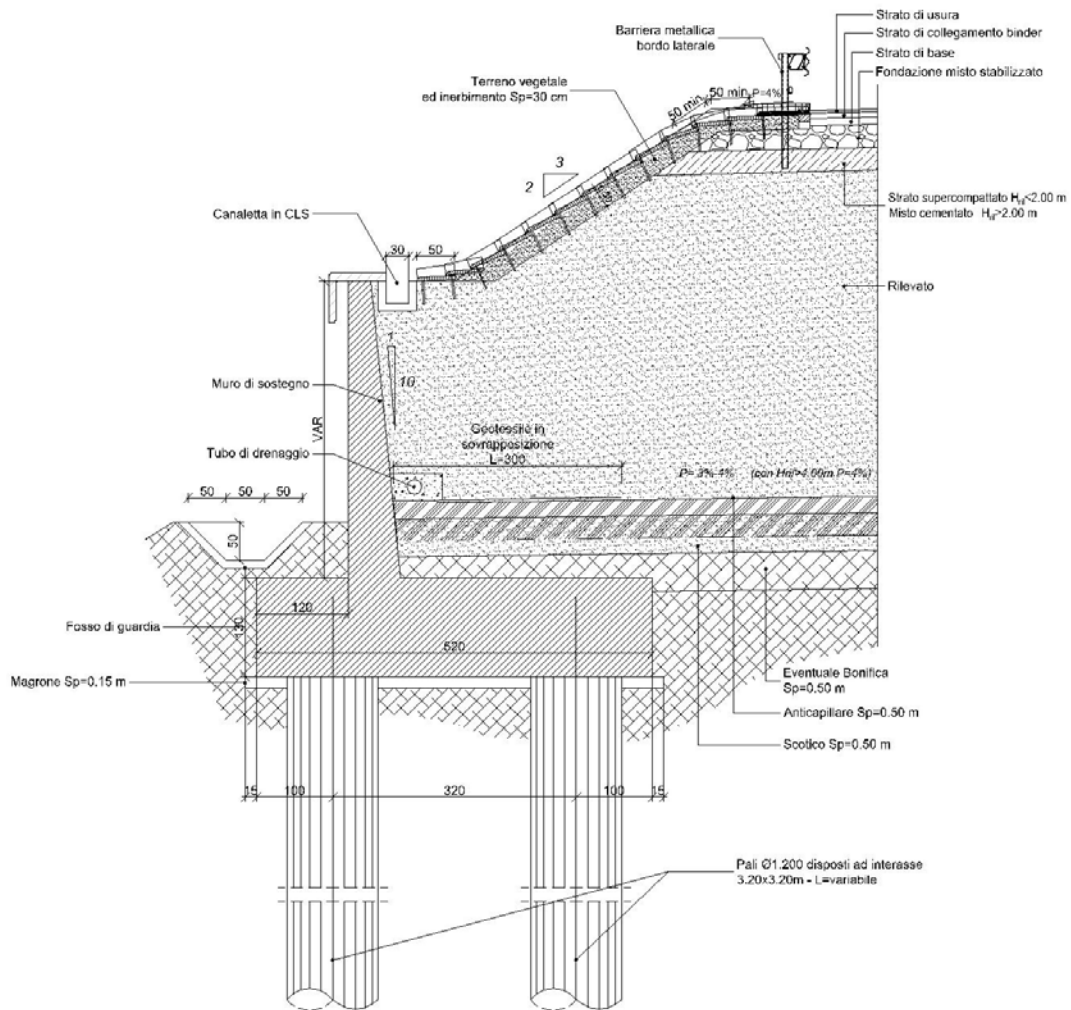


FIGURA 10: SEZIONE TIPO

Il dimensionamento è stato condotto per tutte le sezioni riscontrate e per brevità di trattazione si riporta quella più significativa ovvero il muro di altezza pari a 6.60 m.

In allegato alla relazione si riporta il tabulato di calcolo del muro di sottoscampa mentre nei paragrafi successivi si riportano i risultati ed i commenti alle analisi.

### 7.5.2 Verifica della capacità portante assiale dei pali di fondazione

A partire da quanto espresso nel capitolo sui criteri di dimensionamento dei pali di fondazione, è stato condotto il calcolo della palificata considerando la seguente stratigrafia di calcolo da piano campagna (falda a -3.50 m):

- **Strato di dissesto da 0÷4 m (è stato trascurato il contributo di resistenza laterale lungo il fusto del palo)**

peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
coesione drenata	$c' = 0 \text{ kPa}$
angolo di resistenza a taglio residuo	$\varphi'_{op} = 26^\circ$

- **Unità geotecnica 1 da 4÷15 m**

peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
coesione drenata	$c' = 0 \text{ kPa}$
angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 28^\circ$

- **Unità geotecnica 4 > 15 m**

peso dell'unità di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
coesione drenata	$c' = 10 \text{ kPa}$
angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 25^\circ$

La combinazione più gravosa risulta essere quella statica n° 1 in cui la massima azione assiale sui pali risulta pari a  $Q_{Ed} = 3151.15 \text{ kN}$ . In sede progettuale è stata assegnata una lunghezza dei pali  $L_p = 30 \text{ m}$  la cui capacità portante risulta pari a  $Q_{Rd} = 3246.87 \text{ kN}$ , maggiore di quella agente con un fattore di sicurezza  $FS = 1.03 > 1$  (già fattorizzato).

Per i dettagli di calcolo si rimanda al tabulato di calcolo allegato alla presente relazione.

### 7.5.3 Verifica della capacità portante trasversale dei pali di fondazione

Il calcolo è stato condotto secondo la teoria di Broms espressa e risulta:



**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	33 di 39

**Tabella 6** Calcolo del carico limite orizzontale

**OPERA:** MURO PK 1+200

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

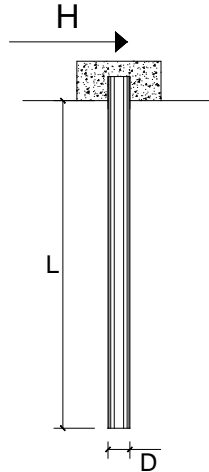
$M_y$  = momento di plasticizzazione della sezione

$F_s$  = coefficiente di sicurezza

$\varphi'$  = angolo di attrito del terreno

$k_p$  = coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$ )

$\gamma$  = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda  $\gamma = \gamma'$ )



Palo corto: 
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

**DATI DI INPUT:**

L =	30.00	(m)
D =	1.20	(m)
$M_y$ =	4284.28	(kN m)
$F_s$ =	2.21	(-)
$\varphi'$ =	26.00	(°)
$k_p$ =	2.56	(-)
$\gamma$ =	19.00	(kN/m <sup>3</sup> )

Fattori di correlazione per resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 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

Resistenze Caratteristiche (R)	R1	R2	R3
Resistenza laterale:	1.00	1.60	1.30

Valore scelto di  $\xi$  = 1.70

Valore scelto di R = 1.30

Palo corto:

$H1 = 78829.75$  (kN)       $H1/F_s = 35669.57$  (kN)

Palo intermedio:

$H2 = 26419.39$  (kN)       $H2/F_s = 11954.48$  (kN)

Palo lungo:

$H3 = 2437.55$  (kN)       $H3/F_s = 1102.97$  (kN)

$H = \min(H1, H2, H3) = 1102.97$  (kN)      palo lungo

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE</b> <b>LOTTO 1+2</b>					
	<b>Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo</b>	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00	CODIFICA D26 CL	DOCUMENTO NV2005 012	REV. B

Prevedendo il sommità al palo la disposizione di una armatura longitudinale pari a circa 250 cmq (da cui il momento di plasticizzazione pari a 4284.28 kNm) si ottiene un taglio resistente ultimo (per “palo lungo”) pari a  $H_{Rd} = 1102.97$  kN.

Il massimo taglio agente, come si evince dai tabulati di calcolo, si determina in combinazione sismica con valore pari a  $H_{Ed} = 1096.67$  kN, inferiore ad  $H_{Rd}$  per cui la verifica a capacità portante a acrico trasversale risulta soddisfatta.

Volendo infine verificare che tale opere assicuri la stabilità del versante a valle del rilevato stradale, tale azione di taglio resistente  $H_{Rd}$  viene ricondotta a metro lineare di struttura e confrontata con l’azione resistente richiesta dall’analisi di stabilità. Considerando infatti la presenza di un doppio palo  $\varnothing 1200$  disposto ad interasse longitudinale di 3.20 m, risulta una azione resistente di circa 690 kN/m maggiore dell’azione richiesta dall’analisi di stabilità pari a  $V_{muro} = 540$  kN/m. Pertanto anche la verifica di stabilità del versante risulta soddisfatta.

#### 7.5.4 Modello di calcolo strutturale

Le verifiche strutturali delle singole membrature del muro sono state condotte mediante un modello piano, facendo riferimento alla maggiore sezione dell’opera e riconducendo i carichi agenti sull’opera per metro lineare di struttura.

Le verifiche sono state condotte sui seguenti elementi strutturali:

- **Paramento:** viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e le azioni di spinta della frana; il muro viene suddiviso in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie.
- **Platea di fondazione:** il calcolo della platea di fondazione viene effettuata facendo riferimento alle azioni trasmesse dai pali di fondazione, per ciascuna combinazione di carico definita. La platea a monte viene modellata longitudinalmente come una mensola incastrata al paramento caricata con un carico uniformemente distribuito dovuto al peso del terreno, della platea e all’eventuale sovraccarico a monte e con le forze verticali concentrate dovute alle reazioni dei singoli pali. La mensola di valle invece viene modellata mediante un modello Struct&Ties.
- **Palo di fondazione:** il palo viene suddiviso in 20 conci e a partire dall’andamento delle sollecitazioni lungo il fusto del palo, secondo la teoria di Matlock&Reese descritta in precedenza, si procede alla verifica strutturale per ciascun concio in modo definire l’armatura necessaria da disporre lungo il fusto del palo.

Di seguito si riportano le tabelle di sintesi delle verifiche strutturali, mentre per i dettagli di calcolo si rimanda al tabulato allegato alla relazione.

**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	35 di 39

**Tabella 7 Verifica a presso-flessione e taglio del paramento verticale**
**Tabella di verifica a pressoflessione**

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	$N_{Ed}$ (kN/m)	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$\mu_{Ed}$	$\omega_{Ed}$	$A_{s_{nec}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s_{min}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s_{prog}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	23.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.87	15.71	6.60
1.00	36.60	30.20	-12.92	3.98	0.00	0.00	0.14	4.95	15.71	5.94
2.00	43.20	36.80	-29.33	17.75	0.01	0.01	0.81	6.03	15.71	5.28
3.00	49.80	43.40	-49.23	44.01	0.02	0.02	1.92	7.11	15.71	4.62
4.00	56.40	50.00	-72.62	85.49	0.02	0.03	3.45	8.19	15.71	3.96
5.00	63.00	56.60	-99.48	144.90	0.03	0.03	5.37	9.27	15.71	3.30
6.00	69.60	63.20	-129.84	224.96	0.04	0.04	7.69	10.35	31.42	2.64
7.00	76.20	69.80	-163.68	328.39	0.05	0.05	10.40	11.43	31.42	1.98
8.00	82.80	76.40	-201.01	457.90	0.05	0.06	13.50	12.51	31.42	1.32
9.00	89.40	83.00	-241.83	616.22	0.06	0.07	17.01	13.60	31.42	0.66
10.00	96.00	89.60	-286.13	806.06	0.07	0.07	20.92	14.68	31.42	0.00

**Legenda**
 $N_{Ed}$  = Sforzo normale ultimo

 $M_{Ed}$  = Momento flettente ultimo

 $A_{s_{nec}}$  = Area di armatura tesa necessaria

 $A_{s_{prog}}$  = Area di armatura tesa di progetto

 $\mu_{Ed}$  = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa

 $\omega_{Ed}$  = Percentuale meccanica di armatura

 $A_{s_{min}}$  = Area di armatura tesa minima

 $\theta$  = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

**Tabella di verifica a taglio**

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	$V_{Ed}$ (kN/m)	$V_{Rd}$ (kN/m)	$V_{Rcd}$ (kN/m)	$A_{sw}/s_{min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sw}/s_{nec}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sw}/s_{prog}$ (cm <sup>2</sup> /m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	23.60	0.00	145.99	1748.23	5.75	0.00	6.41	6.60
1.00	36.60	30.20	12.76	162.50	2237.14	5.75	0.00	6.41	5.94
2.00	43.20	36.80	29.64	177.56	2726.05	5.75	0.00	6.41	5.28
3.00	49.80	43.40	50.63	191.55	3214.96	5.75	0.00	6.41	4.62
4.00	56.40	50.00	75.74	204.69	3703.87	5.75	0.00	6.41	3.96
5.00	63.00	56.60	104.97	217.15	4192.78	5.75	0.00	6.41	3.30
6.00	69.60	63.20	138.32	288.58	4681.69	5.75	0.00	6.41	2.64
7.00	76.20	69.80	175.79	302.95	5170.60	5.75	0.00	6.41	1.98
8.00	82.80	76.40	217.37	316.81	5659.51	5.75	0.00	6.41	1.32
9.00	89.40	83.00	263.07	330.20	6148.42	5.75	0.00	6.41	0.66
10.00	96.00	89.60	312.88	343.19	6637.33	5.75	0.00	6.41	0.00

**Legenda:**
 $V_{Ed}$  = Sforzo di taglio ultimo

 $V_{Rd}$  = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

 $V_{Rcd}$  = Resistenza della sezione bielle compressa

 $A_{sw}/s_{nec}$  = Area di armatura a taglio necessaria

 $A_{sw}/s_{min}$  = Area di armatura a taglio minima

 $A_{sw}/s_{prog}$  = Area di armatura a taglio di progetto

Come si evince, disponendo armatura longitudinale sul lembo teso pari a 1+1Ø20/20 (31.42 cm<sup>2</sup>) ed armatura trasversale costituita da spilli Ø14/40x60 (6.41 cm<sup>2</sup>), le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

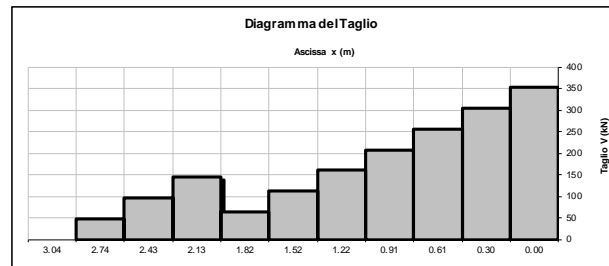
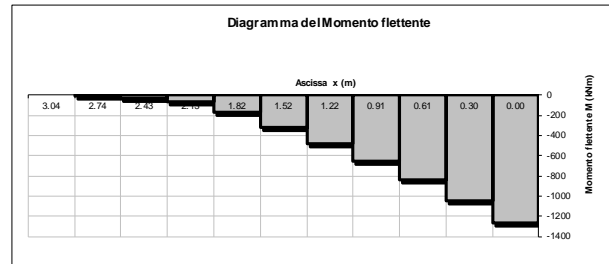
**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	36 di 39

**Tabella 8 Verifica a flessione e taglio della fondazione**

**Diagrammi delle sollecitazioni**

x (m)	Mtot (kNm/m)	Vtot (kN/m)
0.00	-1264.10	742.01
0.30	-1045.82	694.01
0.61	-842.14	646.01
0.91	-653.05	598.01
1.22	-478.55	550.01
1.52	-318.64	502.01
1.82	-173.33	454.00
2.13	-65.67	144.00
2.43	-29.18	96.00
2.74	-7.30	48.00
3.04	0.00	0.00



Mmax = -1264.10 kNm/m (lato superiore platea di monte)  
Vmax = 742.01 kN/m

**PLATEA LATO MONTE**

**Verifiche a Presso-flessione**

Descriz.	HP (m)	c (m)	M <sub>Ed</sub> (kNm/m)	μ <sub>Ed</sub>	ω <sub>Ed</sub>	AS <sub>long,nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	AS <sub>long,min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	AS <sub>long,prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	AS <sub>trav,prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
Mmax-	1.30	0.070	1264.10	0.0431	0.0450	27.40	20.15	32.67	10.05

**Verifica a Taglio**

Tensione media di compressione nella sezione  $\sigma_{cp} = 0.00$  MPa  
 $k = 1.398$   
 Area delle armature longitudinale  $AS_l = 3267.26$  mm<sup>2</sup>/m  
 Rapporto geometrico di armatura longitudinale  $\rho_l = 0.0026$   
 Resistenza unitaria a Taglio di calcolo di riferimento  $v_{min} = 0.31$  MPa

Descriz.	HP (m)	c (m)	V <sub>Ed</sub> (kN/m)	V <sub>Rd</sub> (kN/m)	V <sub>Rcd</sub> (kN/m)	cotθ (1-2,5)	ASw/S <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	ASw/S <sub>nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	ASw/S <sub>prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
Vmax	1.30	0.040	742.01	414.48	4392.36	2	9.58	8.36	10.60

HP = Spessore della fondazione

c = Copriferro

M<sub>Ed</sub> = Momento ultimo agente

V<sub>Ed</sub> = Taglio ultimo agente

V<sub>Rd</sub> = Res. a taglio della sezione priva di armatura

V<sub>Rcd</sub> = Max taglio senza rottura delle bielle compresse

μ<sub>Ed</sub> = Momento agente sulla platea, adimensionalizzato

AS<sub>long,min</sub> = Area armatura longitudinale minima di normativa

AS<sub>long,nec</sub> = Area armatura longitudinale necessaria

AS<sub>long,prog</sub> = Area armatura longitudinale di progetto

AS<sub>trav,prog</sub> = Area armatura trasversale di progetto

ASw<sub>min</sub> = Area armatura a taglio minima di normativa

ASw<sub>nec</sub> = Area armatura a taglio necessaria

ASw<sub>prog</sub> = Area armatura a taglio di progetto

Come si evince, disponendo sul lembo inferiore una armatura longitudinale minima di normativa pari a 1+1Ø24/20 (22.62 cm<sup>2</sup>), sul lembo superiore armatura pari a 1Ø24/20 +1Ø16/20 (32.67 cm<sup>2</sup>) ed armatura trasversale costituita da spilli Ø18/40x60 (10.60 cm<sup>2</sup>) le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	37 di 39

**Tabella 9 Verifica a flessione dei pali di fondazione**

Azioni in testa palo

N° Comb.	Tipo	Descr.	N° palo	Vp (kN)	Mp (kNm)	Qp2 (kN)
2	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	2	0.00	1096.67	-3341.20

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

N° Concio	$z_{m,con}$ (m)	$N_{Ed}$ (kN)	Med (kNm)	$M_{Rd}$ (kNm)	$A_{S,nec}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{S,prog}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{Rd}$ (kNm)	$FS_M$
0	0.00	838.39	-772.57	801.71	63.42	254.85	3838.34	4.97
1	0.75	795.98	448.52	464.09	43.93	254.85	3853.31	8.59
2	2.25	709.08	1007.56	1012.40	72.23	254.85	3868.16	3.84
3	3.75	612.80	1133.59	1166.87	78.46	127.42	1993.77	1.76
4	5.25	507.14	1019.74	1039.17	68.47	127.42	2035.04	2.00
5	6.75	392.09	796.15	838.04	54.01	127.42	2075.44	2.61
6	8.25	267.67	562.09	563.15	35.93	127.42	2115.05	3.76
7	9.75	133.86	354.44	591.93	33.93	127.42	2173.14	6.13
8	11.25	0.00	188.03	661.42	33.93	127.42	2205.24	11.73
9	12.75	0.00	73.22	661.42	33.93	75.40	1371.03	18.73
10	14.25	0.00	4.78	661.42	33.93	75.40	1371.03	286.97
11	15.75	0.00	-25.68	661.42	33.93	75.40	1371.03	53.38
12	17.25	0.00	-23.18	661.42	33.93	75.40	1371.03	59.14
13	18.75	0.00	-20.68	661.42	33.93	75.40	1371.03	66.30
14	20.25	0.00	-18.18	661.42	33.93	75.40	1371.03	75.43
15	21.75	0.00	-15.67	661.42	33.93	75.40	1371.03	87.47
16	23.25	0.00	-13.17	661.42	33.93	75.40	1371.03	104.09
17	24.75	0.00	-10.67	661.42	33.93	75.40	1371.03	128.51
18	26.25	0.00	-8.17	661.42	33.93	75.40	1371.03	167.89
19	27.75	0.00	-5.66	661.42	33.93	75.40	1371.03	242.07
20	29.25	0.00	-3.16	661.42	33.93	75.40	1371.03	433.71

Legenda:

 $z_{m,con}$  = profondità media del concio

 $N_{Ed}$  = Sforzo normale ultimo agente sul palo

 $M_{Ed}$  = Momento polare ultimo agente sul palo

 $M_{Rd}$  = Momento resistente del palo

 $A_{S,nec}$  = Area di armatura longitudinale necessaria

In sede di progettazione è stata prevista una armatura pari a 24+24Ø26 (254.82 cm<sup>2</sup>) nel tratto sommitale di 3 m, pari a 24Ø26 (127.42 cm<sup>2</sup>) nel tratto centrale fino 12 m da testa palo e pari a 24Ø20 (75.40 cm<sup>2</sup>) nella parte restante del palo.

Di seguito si riporta una tabella di verifica a taglio del palo in esame:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
 NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
 RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE  
 LOTTO 1+2

Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	38 di 39

Tabella 10 Verifica a taglio dei pali di fondazione

N°	Tipo	Descr.	N° palo	Vp (kN)	Qp2 (kN)
2	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	2	0.00	-3341.20

N° Concio	$z_{m,conc}$ (m)	$N_{Ed,max}$ (kN)	$V_{Ed,p}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)	$V_{Rcd}$ (kN)	$Asw/s_{nec}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$Asw/s_{disp}$ (cm <sup>2</sup> /m)
0	0.00	838.39	1096.67	669.58	2155.09	18.349	22.619
1	0.75	795.98	567.91	669.58	2155.09	12.728	22.619
2	2.25	709.08	206.23	669.56	2155.09	12.728	11.310
3	3.75	612.80	-13.36	669.54	2155.09	12.728	11.310
4	5.25	507.14	-122.28	669.53	2155.09	12.728	11.310
5	6.75	392.09	-155.08	669.51	2155.09	12.728	11.310
6	8.25	267.67	-151.10	669.48	2155.09	12.728	11.310
7	9.75	133.86	-125.41	669.46	2155.09	12.728	11.310
8	11.25	0.00	-92.26	669.44	5387.73	12.728	11.310
9	12.75	0.00	-60.66	669.44	5387.73	12.728	11.310
10	14.25	0.00	-35.04	669.44	5387.73	12.728	11.310
11	15.75	0.00	-20.68	669.44	5387.73	12.728	11.310
12	17.25	0.00	-18.66	669.44	5387.73	12.728	11.310
13	18.75	0.00	-16.65	669.44	5387.73	12.728	11.310
14	20.25	0.00	-14.63	669.44	5387.73	12.728	11.310
15	21.75	0.00	-12.62	669.44	5387.73	12.728	11.310
16	23.25	0.00	-10.61	669.44	5387.73	12.728	11.310
17	24.75	0.00	-8.59	669.44	5387.73	12.728	11.310
18	26.25	0.00	-6.58	669.44	5387.73	12.728	11.310
19	27.75	0.00	-4.56	669.44	5387.73	12.728	11.310
20	29.25	0.00	-2.55	669.44	5387.73	12.728	11.310

**Legenda:**

$z_m$  = profondità media del concio

$N_{Ed,max}$  = Sforzo normale massimo sul palo

$V_{Ed,p}$  = Taglio polare sul palo

$V_{Rd}$  = Res. a taglio della sezione priva di armatura

$V_{Rcd}$  = Max taglio senza rottura delle bielle compresse

$Asw/s_{nec}$  = Area armatura a taglio necessaria (staffe)

$Asw/s_{disp}$  = Area armatura a taglio disposta (staffe)

In sede di progettazione è stata disposta una armatura lungo il palo pari a  $Asw_{prog} = 22.62\text{cm}^2$  (spirale  $\emptyset 12/10$ ) per il primo metro di palo per poi disporre lungo tutto il resto del fusto  $Asw_{prog} = 11.31\text{cm}^2$  (spirale  $\emptyset 12/20$ ).



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE  
LOTTO 1+2

**Muro (pk 1+162.50-1+254.30) L=91.8m – Relazione  
di Calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26 CL	NV2005 012	B	39 di 39

**ALLEGATO**

**CALCOLO MURO DI SOSTEGNO IN C.A.**

**LAVORO:** MURO Pk 1+162.50 - Pk 1+254.30  
**OPERA:** H=6.60m

**DATI GEOMETRICI:**

Tipologia di fondazione:	Indiretta su pali		
Lunghezza platea:	Lpl =	5.20 m	
Spessore platea:	Hpl =	1.30 m	
Altezza paramento muro:	Hm =	6.60 m	
Spessore superiore paramento muro:	SMS =	0.30 m	
Spessore inferiore paramento muro:	SMI =	0.96 m	
Inclinazione interna paramento muro:	$\beta =$	5.711 ° (>=0)	
Inclinazione esterna paramento muro:	$\alpha =$	0.000 ° (>=0)	
Inclinazione terreno a monte:	$i =$	0.000 ° (>=0)	
Lunghezza terreno su platea a monte:	LTI =	3.04 m	
Altezza terreno a valle da estradosso platea:	Hv =	1.00 m	
Sbalzo platea inferiore:	SPI =	1.20 m	
Lunghezza terreno superiore:	LTS =	3.70 m	
Sbalzo platea superiore:	SPS =	1.20 m	
Altezza tot. terreno dietro platea:	Htot =	7.90 m	
Altezza di scavo dal p.c.:	D =	2.50 m	
Diametro del palo:	Dp =	1.20 m	
Classe di resistenza del palo:	Rck =	C25/30	
Modulo di Young del palo:	Ep =	30500 Mpa	
Numero di pali in direzione X:	N° pali =	2	
Lunghezza tratto non reagente:	Lnr =	0.00 m	
Interasse trasversale:	ltrasv =	3.20 m	
Interasse longitudinale:	llong =	3.20 m	
Distanza bordo fondazione e asse palo:	s =	1.00 m	

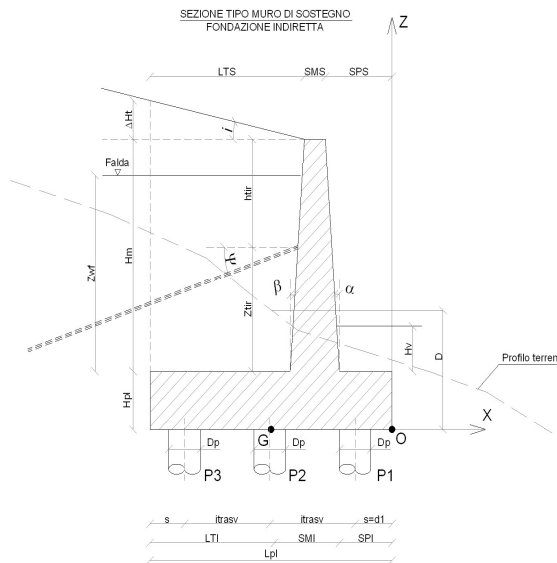
**INPUT DI CALCOLO**

**Terreno a tergo del paramento muro**

Peso specifico del terreno:	$\gamma_t =$	19.00 kN/m <sup>3</sup>
Coesione terreno:	$c_t =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito interno:	$\phi' =$	35.00 °
Rapporto $\delta/\phi'$ :	$\delta/\phi' =$	0.700
Angolo di attrito terra-muro:	$\delta =$	24.500 °
Posizione della falda da intradosso platea:	zmf =	-1.00 m
Sottospinta idraulica:	ADM =	0 (1= si, 0= no)
Peso specifico cls:	$\gamma_{cls} =$	25 kN/m <sup>3</sup>
Fattore riduttivo peso specifico cls:		1.000
Strato da trascurare nelle analisi di calcolo:		

**Dati di carico**

Sovraccarico a monte:	qm =	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Percentuale sovraccarico su platea:	SSP =	0 (0-100%)
Sovraccarico a valle:	qv =	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Volume di terreno a monte:	VTM =	20.00 m <sup>3</sup>
Valore 1ª azione sul paramento muro:	Tir 1 =	390.00 kN/m
Inclinazione della 1ª azione:	$\psi_1 =$	0.000 °
Pos. 1ª azione da estradosso platea:	ztr 1 =	-1.30 m
Pos. 1a azione da testa paramento muro:	htir 1 =	7.90 m
Valore 2ª azione sul paramento muro:	Tir 2 =	0.00 kN/m
Inclinazione della 2ª azione:	$\psi_2 =$	0.000 °
Pos. 2ª azione da estradosso platea:	ztr 2 =	0.00 m
Pos. 2a azione da testa paramento muro:	htir 2 =	0.00 m



**Dati sismici**

Categoria di suolo:	B, C, D, E	
Acc. orizz. attesa/acc. di gravità:	$a_g/g =$	0.1040
Coefficiente di amplificazione stratigrafica:	$S_s =$	1.2000
Coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T =$	1.0000
Acc. orizz. max attesa/acc. di gravità:	$a_{max}/g =$	0.1248
Coefficiente di riduzione dell'azione sismica:	$\beta_m =$	1.00
Coefficiente sismico orizzontale:	kh =	0.1248
Considerare sisma verticale?		Si
Coefficiente sismico verticale:	kv =	0.0624
Angolo $\vartheta (+)$ :	$\vartheta_A =$	6.700 °
Angolo $\vartheta (-)$ :	$\vartheta_B =$	7.582 °
Acc. orizz. su terreno sopra platea (1=si;0=no):	Aot =	1
Regime di spinta (0 = Riposo; 1 = Attivo):		0

**Coefficienti di spinta**

Coefficiente di spinta a riposo:	$K_0 =$	0.426
Coefficiente di spinta attiva:	$K_a =$	0.288
Coefficiente di spinta passiva:	$K_p =$	3.130
Considerare spinta passiva a valle?		No
<b>Coefficiente di spinta utilizzato</b>	<b>K =</b>	<b>0.426</b>

Fattore di riduzione della spinta passiva: 50 %  
 Considerare coesione per spinta passiva? No

Coefficiente di spinta attiva sismico (caso A)	$K'_{a,A} =$	0.368
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso B)	$K'_{a,B} =$	0.380
Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso A)	$\Delta K_A =$	0.103 (= (1-kv)*K'a,A - Ka)
Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso B)	$\Delta K_B =$	0.069 (= (1+kv)*K'a,B - Ka)



Coefficients parziali	Statica		Sismica		Fessurazione	
	A1+M1+R3.	EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z -	Freq.	Q. Perm.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Capacità portante	1.40	1.40	1.20	1.20	1.00	1.00
Scorrimento	1.10	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Ribaltamento	1.15	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza laterale a compr. palo	1.15	1.00	1.15	1.15	1.00	1.00
Resistenza alla punta palo	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
Resistenza laterale a trazione palo	1.25	1.00	1.25	1.25	1.00	1.00
Azioni permanenti favorevoli	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: frenamento	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: carico distribuito	1.50	1.50	1.00	1.00	0.40	0.00

**Combinazioni di calcolo**

Tipo	Descrizione	qv (1=Si;0=No)	qm (1=Si;0=No)	Svio (1=Si;0=No)
1	A1+M1+R3.	1	0	0
2	SISMA X+ Z+	1	0	0
3	SISMA X+ Z -	1	0	0
4	Freq.	1	0	0
5	Q. Perm.	1	0	0

**SOLLECITAZIONI RISULTANTI**

Combinazioni	Descrizione	PIEDE PARAMENTO			INTRADOSSO PLATEA		
		Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m	Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m
1	A1+M1+R3.	312.88	-286.13	806.06	684.96	-912.89	146.78
2	SISMA X+ Z+	224.95	-199.38	621.72	685.42	-782.13	544.66
3	SISMA X+ Z -	212.72	-212.35	581.37	665.15	-871.78	434.30
4	Freq.	259.51	-255.05	688.63	608.49	-868.36	61.18
5	Q. Perm.	259.51	-255.05	688.63	408.49	-868.36	61.18

**RIASSUNTO DEI RISULTATI DI CALCOLO**

Combinazioni	Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,sch (D)	Fs,sch (U)	Lpmin (m)
1	A1+M1+R3.	-	-	-	-	29.00
2	SISMA X+ Z+	-	-	-	-	28.50
3	SISMA X+ Z -	-	-	-	-	28.00
4	Freq.	-	-	-	-	19.50
5	Q. Perm.	-	-	-	-	17.00

**Legenda:**

Fs,scorr = Fattore di sicurezza allo scorrimento  
 Fs,rib = Fattore di sicurezza al ribaltamento  
 Fs,sch (D) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Drenate  
 Fs,sch (U) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Non Drenate  
 Lpmin = Lunghezza minima di progetto dei di fondazione

**DETTAGLI DI CALCOLO COMBINAZIONE: 1**

**Dati geometrici:**

Coeff. di spinta:  $K_s = 0.426$   
 Peso di volume terreno:  $P_t = 19.0 \text{ kN/m}^3$   
 Peso di volume calcestruzzo:  $P_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$   
 Inclinazione spinta su paramento muro:  $\text{ism} = 30.211^\circ$   
 Angolo di attrito terreno di base:  $\phi_t = 26.0^\circ$   
 Angolo di attrito platea-terreno:  $\delta_t = 26.0^\circ$   
 Coesione non drenata:  $c_u = 0.00 \text{ kPa}$

**Dati di carico:**

Acc sismica orizzontale:  $A_{so} = 0.00 \text{ g}$   
 Acc sismica vert. (+ verso alto):  $A_{sv} = 0.00 \text{ g}$   
 Incremento sismico spinta:  $\Delta K_S = 0.00$   
 Acc.orizz.su terreno sopra platea:  $A_{ot} = 1 \text{ (1= si, 0= no)}$   
 Sovraccarico variabile a monte:  $Q_{sm} = 0 \text{ kPa}$   
 Percentuale sovr. su platea:  $SSP = 0 \text{ (0-100\%)}$   
 Carico terreno a monte:  $Q_{tm} = 44.00 \text{ kPa}$   
 Sovraccarico variabile a valle:  $Q_{sv} = 0.00 \text{ kPa}$   
 Livello acqua falda da estr. platea:  $h_{wf} = -2.30 \text{ m}$   
 Press. idrostatica dietro paramento muro:  $ADM = 0 \text{ (1= si, 0= no)}$

**Sollecitazioni sul paramento**

SEZIONE	Z da MS (m)	Z da PS (m)	S (cm)	Xg (m)	qh (kPa)	qv (kPa)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
0	0.00	6.60	30.00	0.15	16.21	-16.94	0.00	0.00	0.00
1	0.66	5.94	36.60	0.18	22.45	-22.22	-12.92	12.76	3.98
2	1.32	5.28	43.20	0.22	28.69	-27.51	-29.33	29.64	17.75
3	1.98	4.62	49.80	0.25	34.93	-32.79	-49.23	50.63	44.01
4	2.64	3.96	56.40	0.28	41.17	-38.07	-72.62	75.74	85.49
5	3.30	3.30	63.00	0.32	47.41	-43.35	-99.48	104.97	144.90
6	3.96	2.64	69.60	0.35	53.64	-48.64	-129.84	138.32	224.96
7	4.62	1.98	76.20	0.38	59.88	-53.92	-163.68	175.79	328.39

8	5.28	1.32	82.80	0.41	66.12	-59.20	-201.01	217.37	457.90
9	5.94	0.66	89.40	0.45	72.36	-64.48	-241.83	263.07	616.22
10	6.60	0.00	96.00	0.48	78.60	-69.77	-286.13	312.88	806.06

**Legenda:**

Z da PS quota sezione da estradosso platea  
 Z da MS quota sezione da estradosso muro  
 S = spessore sezione  
 Xg = distanza baricentro sezione da filo esterno platea  
 qh = carico distribuito orizzontale dietro muro (+ verso valle)  
 qv = carico distribuito verticale dietro muro (+ verso l'alto)  
 Nk = sforzo normale caratt. (compressione negativa)  
 Vk = sforzo di taglio caratt.  
 Mk = momento flettente caratt. (positivo per trazione a monte)

**Sollecitazioni da cls muro (pesi ed inerzie)**

COMPONENTE	AREA (m <sup>2</sup> )	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Paramento rett.	1.98	1.35	4.60	0.00	-49.50	-66.83	0.00	61.88
Paramento triang.m	2.18	1.72	3.50	0.00	-54.45	-93.65	0.00	47.92
Paramento triang.v	0.00	1.20	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Platea	6.76	2.60	0.65	0.00	-169.00	-439.40	0.00	0.00

**Sollecitazioni da terrapieno (pesi ed inerzie)**

COMPONENTE	AREA (m <sup>2</sup> )	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Terrapieno monte 1	20.06	3.68	4.60	0.00	-381.22	-1402.87	0.00	-411.71
Terrapieno monte 2	2.18	1.94	5.70	0.00	-41.38	-80.28	0.00	27.31
Terrapieno valle	1.20	0.60	1.80	0.00	-22.80	-13.68	0.00	45.60

**Sollecitazioni esterne (spinte, sovraccarichi e forze)**

CARICO	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Peso sovracc. su platea a monte	3.35	7.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso sovracc. su platea a valle	0.60	1.30	0.00	-22.80	-13.68	0.00	45.60
Spinta sovr. monte	5.20	3.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno su muro	5.20	2.63	294.96	-171.74	0.00	-116.34	330.19
Incremento sismico spinta terr.	5.20	3.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni di svio	1.35	7.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta dell'acqua	5.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sottospinta idraulica	2.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 1° tirante	1.20	0.00	390.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 2° tirante	1.20	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno a valle su platea	0.00	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Sollecitazioni risultanti ad estradosso zattera di fondazione**

CONTRIBUTO	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Muro	0.00	-272.95	-599.88	0.00	109.79
Terrapieno	0.00	-445.40	-1496.84	0.00	-338.80
Sollecitazioni esterne	684.96	-194.54	-13.68	-116.34	375.79
TOTALE:	684.96	-912.89	-2110.39	-116.34	146.78

**Legenda:**

X, Z = coordinate delle forze applicate sul muro  
 Fx, Fz = componenti forze applicate sul muro  
 Mstab, Mrib = momento stabilizzante, ribaltante  
 Mg = momento totale riferito a baricentro platea e intradosso platea

**VERIFICA DEL PARAMENTO**

Combinazione di verifica: 1

**Parametri di resistenza**

Resistenza caratt. cls: Rck = 35 MPa fctm = 2.83 MPa  
 Resistenza a compressione di calcolo cls: fcd = 16.46 MPa f'cd = 8.23 MPa  
 Resistenza a trazione di calcolo cls: fctd = 1.32 MPa  
 Tens. snervamento di calcolo armat. long.: fyd1 = 391.30 MPa cotθ = 2 (1÷2,5)  
 Tens. snervamento di calcolo staffe: fyd2 = 391.30 MPa  
 Distanza asse armatura da filo muro: c = 6.40 cm

**Tabella di verifica a pressoflessione**

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N <sub>Ed</sub> (kN/m)	M <sub>Ed</sub> (kNm/m)	μ <sub>Ed</sub>	ω <sub>Ed</sub>	A <sub>s,rec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s,prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	23.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.87	15.71	6.60
1.00	36.60	30.20	-12.92	3.98	0.00	0.00	0.14	4.95	15.71	5.94
2.00	43.20	36.80	-29.33	17.75	0.01	0.01	0.81	6.03	15.71	5.28
3.00	49.80	43.40	-49.23	44.01	0.02	0.02	1.92	7.11	15.71	4.62
4.00	56.40	50.00	-72.62	85.49	0.02	0.03	3.45	8.19	15.71	3.96
5.00	63.00	56.60	-99.48	144.90	0.03	0.03	5.37	9.27	15.71	3.30
6.00	69.60	63.20	-129.84	224.96	0.04	0.04	7.69	10.35	31.42	2.64
7.00	76.20	69.80	-163.68	328.39	0.05	0.05	10.40	11.43	31.42	1.98
8.00	82.80	76.40	-201.01	457.90	0.05	0.06	13.50	12.51	31.42	1.32
9.00	89.40	83.00	-241.83	616.22	0.06	0.07	17.01	13.60	31.42	0.66
10.00	96.00	89.60	-286.13	806.06	0.07	0.07	20.92	14.68	31.42	0.00

**Legenda**

N<sub>Ed</sub> = Sforzo normale ultimo  
 M<sub>Ed</sub> = Momento flettente ultimo  
 A<sub>s,rec</sub> = Area di armatura tesa necessaria  
 μ<sub>Ed</sub> = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa  
 ω<sub>Ed</sub> = Percentuale meccanica di armatura  
 A<sub>s,min</sub> = Area di armatura tesa minima

$A_s$  prog = Area di armatura tesa di progetto

$\theta$  = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

**Tabella di verifica a taglio**

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	$V_{Ed}$ (kN/m)	$V_{Rd}$ (kN/m)	$V_{Rcd}$ (kN/m)	$Asw/s_{min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$Asw/s_{nec}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$Asw/s_{prog}$ (cm <sup>2</sup> /m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	23.60	0.00	145.99	1748.23	5.75	0.00	6.41	6.60
1.00	36.60	30.20	12.76	162.50	2237.14	5.75	0.00	6.41	5.94
2.00	43.20	36.80	29.64	177.56	2726.05	5.75	0.00	6.41	5.28
3.00	49.80	43.40	50.63	191.55	3214.96	5.75	0.00	6.41	4.62
4.00	56.40	50.00	75.74	204.69	3703.87	5.75	0.00	6.41	3.96
5.00	63.00	56.60	104.97	217.15	4192.78	5.75	0.00	6.41	3.30
6.00	69.60	63.20	138.32	288.58	4681.69	5.75	0.00	6.41	2.64
7.00	76.20	69.80	175.79	302.95	5170.60	5.75	0.00	6.41	1.98
8.00	82.80	76.40	217.37	316.81	5659.51	5.75	0.00	6.41	1.32
9.00	89.40	83.00	263.07	330.20	6148.42	5.75	0.00	6.41	0.66
10.00	96.00	89.60	312.88	343.19	6637.33	5.75	0.00	6.41	0.00

**Legenda:**

$V_{Ed}$  = Sforzo di taglio ultimo

$V_{Rd}$  = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

$V_{Rcd}$  = Resistenza della sezione bielle compressa

$Asw/s_{nec}$  = Area di armatura a taglio necessaria

$Asw/s_{min}$  = Area di armatura a taglio minima

$Asw/s_{prog}$  = Area di armatura a taglio di progetto

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

Combinazione di verifica: 4

**Caratteristiche materiali: paramento**

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls:

$R_{ck}$  = 35.00 MPa

Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls:

$f_{ck}$  = 29.05 MPa

Valore medio della resistenza cilindrica a compressione

$f_{cm}$  = 37.05 MPa

Valore medio della resistenza a trazione del cls:

$f_{ctm}$  = 2.83 MPa

Valore medio del modulo secante

$E_{cm}$  = 32588 MPa

Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione

$E_s$  = 200000 MPa

**Coefficienti per il calcolo della fessurazione**

Fattore dipendente dalla durata del carico

$k_1$  = 0.60

Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre

$k_1$  = 0.80

Coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni

$k_2$  = 0.50

Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure

$k_3$  = 3.40

Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure

$k_4$  = 0.43

**Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq 0.3$ mm	ap. fessure	$\leq 0.4$ mm
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq 0.2$ mm	ap. fessure	$\leq 0.3$ mm
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq 0.2$ mm	ap. fessure	$\leq 0.3$ mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq 0.2$ mm
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq 0.2$ mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq 0.2$ mm

Apertura massima teorica delle fessure all'estradosso

$w_{k,s}$  = 0.20 mm

Apertura massima teorica delle fessure all'intradosso

$w_{k,i}$  = 0.20 mm

**Tabella di calcolo della fessurazione paramento muro**

Elemento	Sez.	Sollecitazioni			Caratteristiche geometriche			Armatura tesa		
		$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$M_{fess}$ [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	(c+ $\psi$ /2) [cm]	$\phi$ [mm]
Paramento	0	0.00	0.00	46.91	100.00	30.00	22.60	15.71	7.40	20.00
Paramento	1	-12.61	3.87	67.54	100.00	36.60	29.20	15.71	7.40	20.00
Paramento	2	-28.09	16.81	95.45	100.00	43.20	35.80	15.71	7.40	20.00
Paramento	3	-46.43	40.84	128.18	100.00	49.80	42.40	15.71	7.40	20.00
Paramento	4	-67.64	77.97	165.79	100.00	56.40	49.00	15.71	7.40	20.00
Paramento	5	-91.72	130.22	208.35	100.00	63.00	55.60	15.71	7.40	20.00
Paramento	6	-118.65	199.60	268.63	100.00	69.60	62.20	31.42	7.40	20.00
Paramento	7	-148.46	288.11	323.44	100.00	76.20	68.80	31.42	7.40	20.00
Paramento	8	-181.12	397.78	383.51	100.00	82.80	75.40	31.42	7.40	20.00
Paramento	9	-216.66	530.62	448.93	100.00	89.40	82.00	31.42	7.40	20.00
Paramento	10	-255.05	688.63	519.77	100.00	96.00	88.60	31.42	7.40	20.00

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	(c+ $\psi$ /2) [cm]	x [cm]	$A_{c,eff}$ [cm <sup>2</sup> ]	$s_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$s_{sr}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$r_f$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ % <sub>l<sub>00</sub></sub>	$s_{fm}$ [mm]	$w_k$ [mm]
Paramento	0	3.93	7.40	8.19	1850.00	0.00	150.77	0.01	0.00	425.59	0.00
Paramento	1	3.93	7.40	13.31	1850.00	5.51	161.67	0.01	0.00	425.59	0.01
Paramento	2	3.93	7.40	13.29	1850.00	24.48	180.13	0.01	0.00	425.59	0.03
Paramento	3	3.93	7.40	14.11	1850.00	53.36	198.09	0.01	0.00	425.59	0.07
Paramento	4	3.93	7.40	15.07	1850.00	90.46	215.50	0.01	0.00	425.59	0.12
Paramento	5	3.93	7.40	16.03	1850.00	134.87	232.36	0.01	0.00	425.59	0.17
Paramento	6	7.85	7.40	22.13	1850.00	97.00	136.36	0.02	0.00	225.38	0.07
Paramento	7	7.85	7.40	23.43	1850.00	126.83	144.94	0.02	0.00	225.38	0.09
Paramento	8	7.85	7.40	24.69	1850.00	159.86	153.22	0.02	0.00	225.38	0.11
Paramento	9	7.85	7.40	25.90	1850.00	196.05	161.22	0.02	0.00	225.38	0.13
Paramento	10	7.85	7.40	27.08	1850.00	235.32	168.94	0.02	0.00	225.38	0.16

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI**

**Dati di input della fondazione**

Diametro del palo	Dp =	1.20 m
Modulo di Young del palo	Ep =	30500 MPa
Momento di inerzia del palo	Ip =	1.02E-01 m <sup>4</sup>
Numero di pali in direzione X	N° pali =	2 (1-6)
Lunghezza tratto non reagente	Lnr =	0.00 m
Matlock&Reese?		Si
Larghezza della platea	Bplatea =	5.20 m
Interasse trasversale	ltrasv =	3.20 m
Interasse longitudinale	llong =	3.20 m
Numero di strati di base	ns =	3
Profondità della falda dal p.p.	Zw =	1.00 m
Distanza bordo platea e asse palo	s =	1.00 m
Altezza di scavo dal p.c.	D =	2.50 m

**Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici**

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	ZI (m)	ZF (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	γsat (kN/m <sup>3</sup> )	φ' (°)	c' (kN/m <sup>2</sup> )	cu (kN/m <sup>2</sup> )	ks (kN/m <sup>3</sup> )	Es (kN/m <sup>2</sup> )
1	Strato in dissesto	Sabbie sciolte	Drenate	0.00	4.00	19.00	20.00	26.00	0.00	0.00	-	30000
2	Unità 1	Sabbie med. ad	Drenate	4.00	15.00	19.00	21.00	28.00	0.00	0.00	-	30000
3	Unità 4	Argilla/Limo	Drenate	15.00	50.00	20.00	21.00	25.00	10.00	0.00	-	30000

**Legenda:**

ZI = Profondità iniziale strato dal p.c.

ZF = Profondità finale strato dal p.c.

γ = peso specifico strato

γsat = peso specifico strato

φ' = Angolo di attrito efficace

cu = Coesione non drenata

c' = Coesione drenata

α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

Es = Modulo di reazione orizzontale del terreno

ks = Coefficiente direzione orizzontale del terreno

**Criterio di calcolo della resistenza laterale del palo**

**Condizioni drenate:**

Azione tangenziale lungo il fusto del palo:

1 .Metodo di Reese&O'Neill (1988): τ = βσ'v0 con

2 .Metodo classico: τ = c<sub>c</sub> + βσ'v0 con

per depositi sabbiosi e/o ghiaiosi

per qualsiasi litotipo

Criterio da utilizzare in sede di progettazione del palo:

2

c<sub>c</sub>/c' = 0.00 (0.20÷0.60)

K/K<sub>0</sub> = 0.60 (0.70÷1.00)

β/β' = 0.70 (0.50÷1.00)

Limite superiore della resistenza a taglio drenata:

βσ'v0 = 200 kPa

**Criterio di calcolo della resistenza alla punta del palo**

Tensione litostatica alla punta:

σ<sub>v0</sub> = 621.25 kN/m<sup>2</sup>

Coesione non drenata alla punta:

cu = 0.00 kPa

Coesione efficace alla punta:

c' = 10.00 kPa

Angolo di attrito alla punta:

φ' = 25.00 °

Diametro palo:

Dp = 1.20 m

Tipo di strato di base:

Drenato

**Strato di base in condizioni drenate**

**Metodo di calcolo:**

1 .Metodo di Berezantzev: qkb = Nq σ'v0

2 .Metodo di Reese&O'Neill: qkb = α<sub>N</sub> N<sub>SPT</sub>

3 .Metodo di Meyerhof-Vesic: qkb = c Nc + η σ<sub>v0</sub> (Nq - 1)

per terreni prevalentemente sabbiosi-ghiaiosi

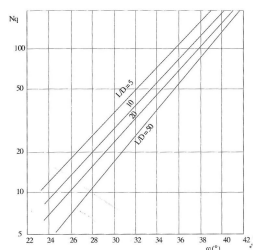
noti i risultati delle prove penetrometriche SPT

per qualsiasi litotipo

Criterio da utilizzare in sede di progettazione del palo:

1

**Metodo di Berezantzev:**



Fattore di capacità portante:

Nq = 12.00

Pressione di base:

qkb = 4.00 MPa

**Condizioni di calcolo**

Trascurare la resistenza alla punta?

No

Trascurare la resistenza laterale?

No

**Fattori di corr. ξ per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate**

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Valore scelto di ξ =

1.70

**Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche con i fattori  $\xi$**

Resistenze Caratteristiche (R)	Approccio 1			Fessurazione			
	A1+M1+R3.	GEO	EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z-	Freq.	Q. Perm.
Resistenza laterale:	1.96	2.47	1.70	1.96	1.96	1.70	1.70
Resistenza alla punta:	2.30	2.89	1.70	2.30	2.30	1.70	1.70
Resistenza laterale in trazione:	2.13	2.72	1.70	2.13	2.13	1.70	1.70
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.00	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00

**Tabella riassuntiva azioni in testa palo**

N°	Combinazioni		Vp (kN)	Mp (kNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)	Qp3 (kN)	Qp4 (kN)	Qp5 (kN)	Qp6 (kN)
	Tipo	Descr.								
1	A1+M1+R3.	Statica	1095.93	-772.05	-3151.51	230.26	0.00	0.00	0.00	0.00
2	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	1096.67	-772.57	-3341.20	838.39	0.00	0.00	0.00	0.00
3	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	1064.23	-749.72	-3328.60	538.91	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Freq.	Fessurazione - Frequente	973.58	-685.86	-2822.28	43.51	0.00	0.00	0.00	0.00
5	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	653.58	-460.43	-2371.41	-407.35	0.00	0.00	0.00	0.00

**Tabella di calcolo lunghezza pali**

N°	Combinazioni		Lp,max	Lp1 (m)	Lp2 (m)	Lp3 (m)	Lp4 (m)	Lp5 (m)	Lp6 (m)
	Tipo	Descr.							
1	A1+M1+R3.	Statica	29.00	29.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	28.50	28.50	12.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	28.00	28.00	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Freq.	Fessurazione - Frequente	19.50	19.50	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	17.00	17.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00

**Tabella di calcolo della resistenza laterale del palo**

N° Concio	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{v0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	cu (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$\beta$	$\tau_{ks}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta Q_{ks}$ (kN)
1	1.50	0.75	1	19.00	61.75	0.00	0.00	0.20	12.18	0.00
2	3.00	2.25	2	11.00	78.25	0.00	0.00	0.21	16.72	94.54
3	4.50	3.75	2	11.00	94.75	0.00	0.00	0.21	20.24	114.47
4	6.00	5.25	2	11.00	111.25	0.00	0.00	0.21	23.77	134.41
5	7.50	6.75	2	11.00	127.75	0.00	0.00	0.21	27.29	154.34
6	9.00	8.25	2	11.00	144.25	0.00	0.00	0.21	30.82	174.28
7	10.50	9.75	2	11.00	160.75	0.00	0.00	0.21	34.34	194.21
8	12.00	11.25	2	11.00	177.25	0.00	0.00	0.21	37.87	214.15
9	13.50	12.75	3	11.00	193.75	0.00	0.00	0.19	36.65	207.27
10	15.00	14.25	3	11.00	210.25	0.00	0.00	0.19	39.77	224.92
11	16.50	15.75	3	11.00	226.75	0.00	0.00	0.19	42.90	242.57
12	18.00	17.25	3	11.00	243.25	0.00	0.00	0.19	46.02	260.22
13	19.50	18.75	3	11.00	259.75	0.00	0.00	0.19	49.14	277.88
14	21.00	20.25	3	11.00	276.25	0.00	0.00	0.19	52.26	295.53
15	22.50	21.75	3	11.00	292.75	0.00	0.00	0.19	55.38	313.18
16	24.00	23.25	3	11.00	309.25	0.00	0.00	0.19	58.50	330.83
17	25.50	24.75	3	11.00	325.75	0.00	0.00	0.19	61.63	348.48
18	27.00	26.25	3	11.00	342.25	0.00	0.00	0.19	64.75	366.13
19	28.50	27.75	3	11.00	358.75	0.00	0.00	0.19	67.87	383.78
20	30.00	29.25	3	11.00	375.25	0.00	0.00	0.19	70.99	401.44

Qs = 4732.64

**Legenda:**

zfin conc = profondità finale del concio dal piano di posa  
 zm conc = profondità media del concio dal piano di posa  
 $\gamma'$  = peso specifico efficace dello strato  
 $\sigma'_{v0}$  = tensione litostatica efficace a quota zm  
 cu = Coesione non drenata

$\alpha$  = Parametro di calcolo per terreni coesivi  
 $\beta$  = Parametro di calcolo per terreni incoerenti  
 $\tau_{ks}$  = Azione tangenziale resistente caratterizzata sul palo  
 $\Delta Q_{ks}$  = Resistenza laterale caratteristica del concio

**Calcolo della capacità portante del palo**

Resistenza laterale caratteristica: **Q<sub>k,s</sub> = 4732.64 kN**  
 Resistenza alla punta caratteristica: **Q<sub>k,b</sub> = 4523.89 kN**  
 Peso caratteristico del palo: **W<sub>p,k</sub> = -848.23 kN**

Combinazione più gravosa: **1 A1+M1+R3.**  
 Lunghezza palo di progetto: **L<sub>p</sub> = 30.00 m**  
 Carico resistente ultimo a compr.: **Q<sub>Rd,comp</sub> = -3246.87 kN**  
 Carico resistente ultimo a traz.: **Q<sub>Rd,traz</sub> = 3372.24 kN**

**VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEL PALO**

**Geometria della sezione**

Diametro sezione **D<sub>p</sub> = 120 cm**  
 Copriferro **c = 8.50 cm**  
 Area minima armatura longitudinale **A<sub>s,long,min</sub> = 33.929 cm<sup>2</sup>/m**

**Materiali**

Resistenza caratteristica cls **R<sub>ck</sub> = 30 MPa**  
 Tensione caratteristica di snervamento acciaio **f<sub>cd</sub> = 17 MPa**  
**f<sub>yk</sub> = 450 MPa**  
**f<sub>yd</sub> = 391.3 MPa**

**Tabella di verifica a pressoflessione Palo 2 - Combinazione 2**

**Azioni in testa palo**

N° Comb.	Tipo	Descr.	N° palo	Vp (kN)	Mp (kNm)	Qp2 (kN)
2	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	2	0.00	1096.67	-3341.20

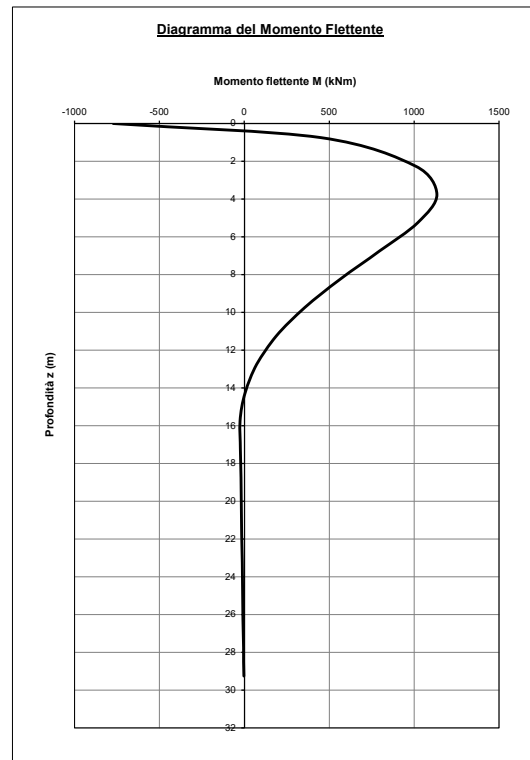
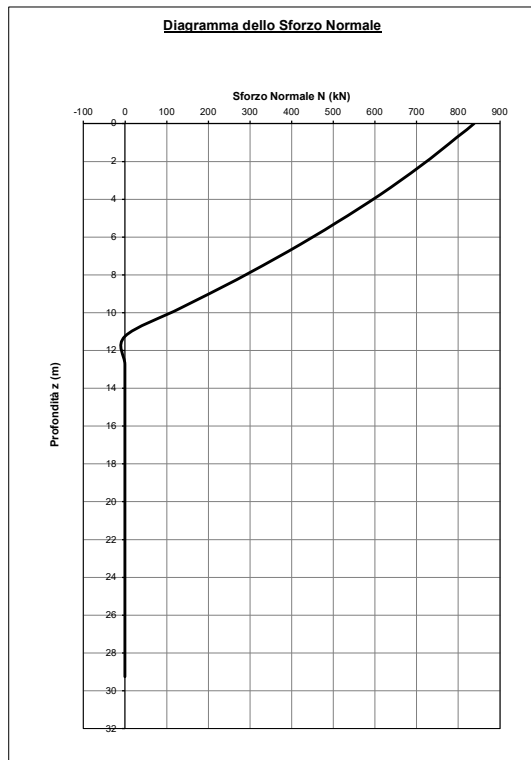
Sollecitazioni lungo il fusto del palo

N° Concio	$z_{m,con}$ (m)	$N_{Ed}$ (kN)	Med (kNm)	$M_{Rd}$ (kNm)	$A_{s,nec}$ (cm <sup>2</sup> )
0	0.00	838.39	-772.57	801.71	63.42
1	0.75	795.98	448.52	464.09	43.93
2	2.25	709.08	1007.56	1012.40	72.23
3	3.75	612.80	1133.59	1166.87	78.46
4	5.25	507.14	1019.74	1039.17	68.47
5	6.75	392.09	796.15	838.04	54.01
6	8.25	267.67	562.09	563.15	35.93
7	9.75	133.86	354.44	591.93	33.93
8	11.25	0.00	188.03	661.42	33.93
9	12.75	0.00	73.22	661.42	33.93
10	14.25	0.00	4.78	661.42	33.93
11	15.75	0.00	-25.68	661.42	33.93
12	17.25	0.00	-23.18	661.42	33.93
13	18.75	0.00	-20.68	661.42	33.93
14	20.25	0.00	-18.18	661.42	33.93
15	21.75	0.00	-15.67	661.42	33.93
16	23.25	0.00	-13.17	661.42	33.93
17	24.75	0.00	-10.67	661.42	33.93
18	26.25	0.00	-8.17	661.42	33.93
19	27.75	0.00	-5.66	661.42	33.93
20	29.25	0.00	-3.16	661.42	33.93

$A_{s,prog}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{Rd}$ (kNm)	$FS_M$
254.85	3838.34	4.97
254.85	3853.31	8.59
254.85	3868.16	3.84
127.42	1993.77	1.76
127.42	2035.04	2.00
127.42	2075.44	2.61
127.42	2115.05	3.76
127.42	2173.14	6.13
127.42	2205.24	11.73
75.40	1371.03	18.73
75.40	1371.03	286.97
75.40	1371.03	53.38
75.40	1371.03	59.14
75.40	1371.03	66.30
75.40	1371.03	75.43
75.40	1371.03	87.47
75.40	1371.03	104.09
75.40	1371.03	128.51
75.40	1371.03	167.89
75.40	1371.03	242.07
75.40	1371.03	433.71

Legenda:

- $z_{m,con}$  = profondità media del concio
- $N_{Ed}$  = Sforzo normale ultimo agente sul palo
- $M_{Ed}$  = Momento polare ultimo agente sul palo
- $M_{Rd}$  = Momento resistente del palo
- $A_{s,nec}$  = Area di armatura longitudinale necessaria



VERIFICA A TAGLIO DEL PALO

Geometria della sezione

Diametro sezione	$D_p =$	120 cm
Copriferro di calcolo	$c =$	6.60 cm
Area minima staffe	$A_{s,st,min} =$	12.728 cm <sup>2</sup> /m
Angolo tra bielle compresse di calcestruzzo e asse long.	$\cot \theta =$	2 (1÷2,5)

Materiali

Resistenza caratteristica del cls di fondazione	$R_{ck} =$	30 MPa
	$f_{cd} =$	16.6 MPa
Resistenza caratteristica dell'acciaio	$f_{yk} =$	450 MPa
	$f_{yd} =$	391.3 MPa

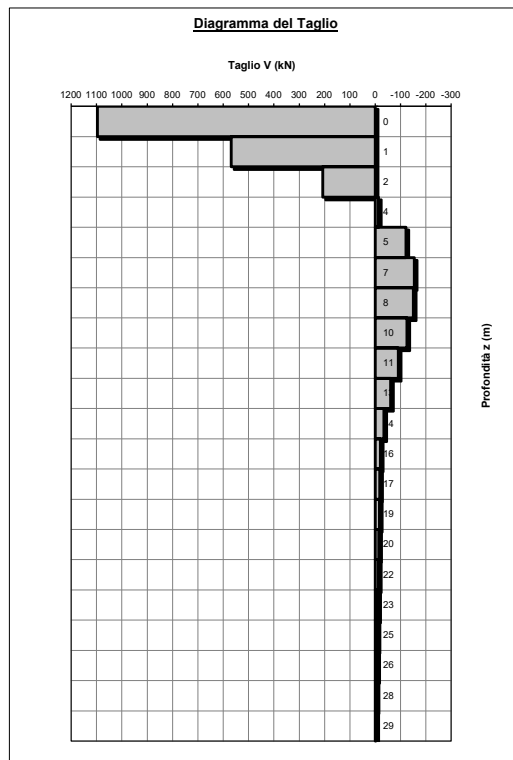
Tabella di verifica a Taglio Palo 2 - Combinazione 2

N°	Tipo	Descr.	N° palo	$V_p$ (kN)	$Q_{p2}$ (kN)
2	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	2	0.00	-3341.20

N° Concio	$z_{m,conc}$ (m)	$N_{Ed,max}$ (kN)	$V_{Ed,p}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)	$V_{Rcd}$ (kN)	$Asw/s_{nec}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$Asw/s_{disp}$ (cm <sup>2</sup> /m)
0	0.00	838.39	1096.67	669.58	2155.09	18.349	22.619
1	0.75	795.98	567.91	669.58	2155.09	12.728	22.619
2	2.25	709.08	206.23	669.56	2155.09	12.728	11.310
3	3.75	612.80	-13.36	669.54	2155.09	12.728	11.310
4	5.25	507.14	-122.28	669.53	2155.09	12.728	11.310
5	6.75	392.09	-155.08	669.51	2155.09	12.728	11.310
6	8.25	267.67	-151.10	669.48	2155.09	12.728	11.310
7	9.75	133.86	-125.41	669.46	2155.09	12.728	11.310
8	11.25	0.00	-92.26	669.44	5387.73	12.728	11.310
9	12.75	0.00	-60.66	669.44	5387.73	12.728	11.310
10	14.25	0.00	-35.04	669.44	5387.73	12.728	11.310
11	15.75	0.00	-20.68	669.44	5387.73	12.728	11.310
12	17.25	0.00	-18.66	669.44	5387.73	12.728	11.310
13	18.75	0.00	-16.65	669.44	5387.73	12.728	11.310
14	20.25	0.00	-14.63	669.44	5387.73	12.728	11.310
15	21.75	0.00	-12.62	669.44	5387.73	12.728	11.310
16	23.25	0.00	-10.61	669.44	5387.73	12.728	11.310
17	24.75	0.00	-8.59	669.44	5387.73	12.728	11.310
18	26.25	0.00	-6.58	669.44	5387.73	12.728	11.310
19	27.75	0.00	-4.56	669.44	5387.73	12.728	11.310
20	29.25	0.00	-2.55	669.44	5387.73	12.728	11.310

**Legenda:**

- $z_m$  = profondità media del concio
- $N_{Ed,max}$  = Sforzo normale massimo sul palo
- $V_{Ed,p}$  = Taglio polare sul palo
- $V_{Rd}$  = Res. a taglio della sezione priva di armatura
- $V_{Rcd}$  = Max taglio senza rottura delle bielle compresse
- $Asw/s_{nec}$  = Area armatura a taglio necessaria (staffe)
- $Asw/s_{disp}$  = Area armatura a taglio disposta (staffe)



**VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE SU PALI - LEMBO INFERIORE**

Combinazione di verifica: 5

**Sollecitazioni sulla platea**

Lunghezza della platea a monte LTI = 3.04 m  
 Lunghezza mensola a valle SPI = 1.20 m  
 Interasse longitudinale along = 3.20 m

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica del cls di fondazione Rck = 35 MPa  
 fcd = 19.37 MPa  
 Resistenza caratteristica dell'acciaio fyk = 450 MPa  
 fyd = 391.30 MPa

**Azioni trasmesse dai pali**

Sollecitazione palo P1 P1 = -2371.41 kN  
 Sollecitazione palo P2 P2 = -407.35 kN

**Larghezze collaboranti per ciascun palo**

Angolo di diffusione delle azioni sulla platea  $\alpha = 45^\circ$   
 Larghezza collaborante palo P1 b1 = 3.20 m  
 Larghezza collaborante palo P2 b2 = 3.20 m

**Azioni trasmesse dai pali per metro lineare di platea**

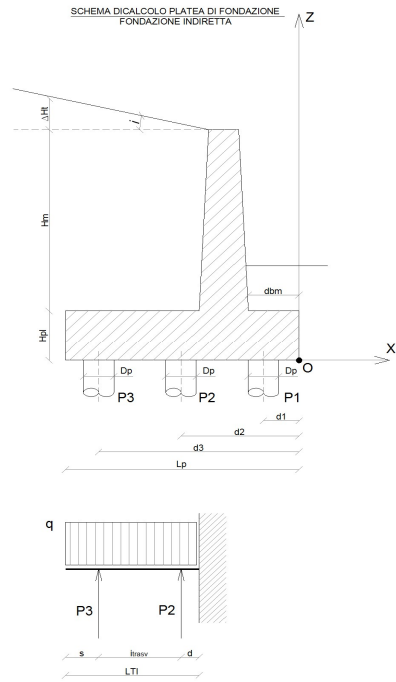
Sollecitazione per metro lineare P1 P1 = -741.07 kN/m  
 Sollecitazione per metro lineare P2 P2 = -127.30 kN/m

**Distanze dei pali dal bordo platea**

Distanza bordo platea e asse palo P1 d1 = 1.00 m  
 Distanza bordo platea e asse palo P2 d2 = 4.20 m  
 Distanza bordo platea - lato interno muro dbm = 2.16 m

**Altre azioni sulla platea**

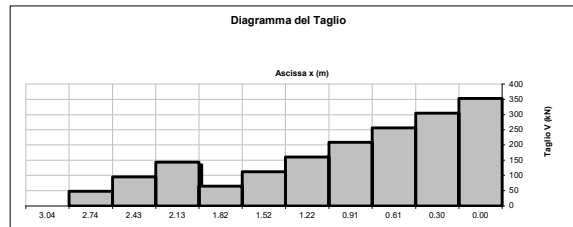
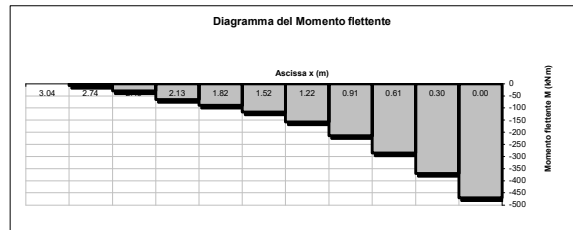
Peso di terreno e platea di monte qt = 157.90 kN/m  
 Carico stradale di monte qstr = 0.00 kN/m  
 Carico totale su platea di monte q = 157.90 kN/m



**Diagrammi delle sollecitazioni**

x (m)	Mtot (kNm/m)	Vtot (kN/m)
0.00	-469.94	352.72
0.30	-370.01	304.72
0.61	-284.67	256.72
0.91	-213.92	208.71
1.22	-157.77	160.71
1.52	-116.21	112.71
1.82	-89.24	64.71
2.13	-65.67	144.00
2.43	-29.18	96.00
2.74	-7.30	48.00
3.04	0.00	0.00

Mmax\* = 0.00 kNm/m (lato inferiore platea di monte)  
 Vmax = 352.72 kN/m



**PLATEA LATO MONTE**

**Verifiche a Presso-flessione**

Descriz.	HP (m)	c (m)	M <sub>Ed</sub> (kNm/m)	μ <sub>Ed</sub>	ω <sub>Ed</sub>	AS <sub>long,nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	AS <sub>long,min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	AS <sub>long,prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	AS <sub>trasv,prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
Mmax+	1.30	0.070	0.00	0.000	0.000	0.00	15.99	22.62	10.05

**Verifica a Taglio**

Tensione media di compressione nella sezione  $\sigma_{cp} = 0.00$  MPa  
 $k = 1.398$   
 Area delle armature longitudinali AS<sub>l</sub> = 3142 mm<sup>2</sup>/m  
 Rapporto geometrico di armatura longitudinale  $\rho_l = 0.0025$   
 Resistenza unitaria a Taglio di calcolo di riferimento  $V_{min} = 0.31$  MPa

Descriz.	HP (m)	c (m)	V <sub>Ed</sub> (kN/m)	V <sub>Rd</sub> (kN/m)	V <sub>Rcd</sub> (kN/m)	cotθ (1-2.5)	AS <sub>w/s,min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	AS <sub>w/s,nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	AS <sub>w/s,prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
Vmax	1.30	0.04	352.72	409.10	4392.36	2.00	9.58	-	10.60

HP = Spessore della fondazione  
 c = Copriferro

M<sub>Ed</sub> = Momento ultimo del palo  
 V<sub>Ed</sub> = Taglio ultimo agente sul palo  
 V<sub>Rd</sub> = Res. a taglio della sezione priva di armatura  
 V<sub>Rcd</sub> = Max taglio senza rottura delle bielle compresse  
 μ<sub>Ed</sub> = Momento agente sulla platea, adimensionalizzato  
 ω<sub>Ed</sub> = Rapporto meccanico di armatura

AS<sub>long,min</sub> = Area armatura longitudinale minima di normativa  
 AS<sub>long,nec</sub> = Area armatura longitudinale necessaria  
 AS<sub>long,prog</sub> = Area armatura longitudinale di progetto  
 AS<sub>trasv,prog</sub> = Area armatura trasversale di progetto  
 AS<sub>w/s,min</sub> = Area armatura a taglio minima di normativa  
 AS<sub>w/s,nec</sub> = Area armatura a taglio necessaria  
 AS<sub>w/s,prog</sub> = Area armatura a taglio di progetto



**VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE SU PALI - LEMBO SUPERIORE**

Combinazione di verifica: 2

**Sollecitazioni sulla platea**

Lunghezza della platea a monte LTI = 3.04 m  
 Lunghezza mensola a valle SPI = 1.20 m  
 Interasse longitudinale ilong = 3.20 m

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica del cls di fondazione Rck = 35 MPa  
 fcd = 19.37 MPa  
 Resistenza caratteristica dell'acciaio fyk = 450 MPa  
 fyd = 391.30 MPa

**Azioni trasmesse dai pali**

Sollecitazione palo P1 P1 = -3341.20 kN  
 Sollecitazione palo P2 P2 = 838.39 kN

**Larghezze collaboranti per ciascun palo**

Angolo di diffusione delle azioni sulla platea  $\alpha = 45^\circ$   
 Larghezza collaborante palo P1 b1 = 3.20 m  
 Larghezza collaborante palo P2 b2 = 3.20 m

**Azioni trasmesse dai pali per metro lineare di platea**

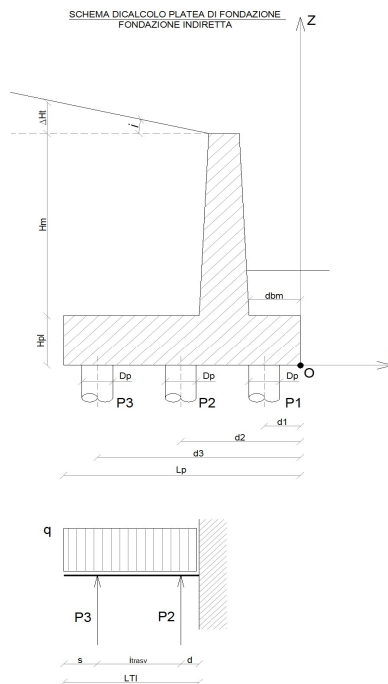
Sollecitazione per metro lineare P1 P1 = -1044.13 kN/m  
 Sollecitazione per metro lineare P2 P2 = 262.00 kN/m

**Distanze dei pali dal bordo platea**

Distanza bordo platea e asse palo P1 d1 = 1.00 m  
 Distanza bordo platea e asse palo P2 d2 = 4.20 m  
 Distanza bordo platea - lato interno muro dbm = 2.16 m

**Altre azioni sulla platea**

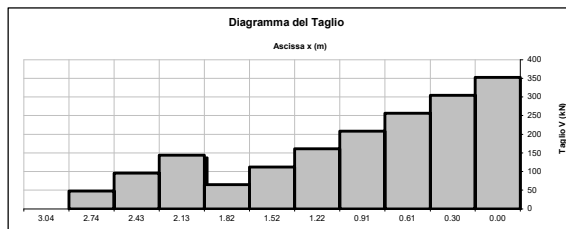
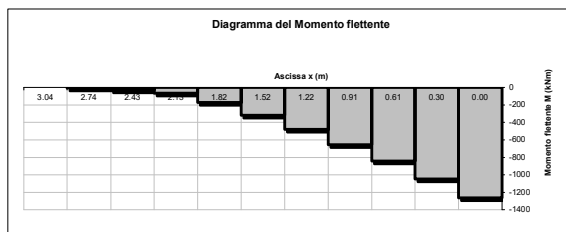
Peso di terreno e platea di monte qt = 157.90 kN/m  
 Carico stradale di monte qstr = 0.00 kN/m  
 Carico totale su platea di monte q = 157.90 kN/m



**Diagrammi delle sollecitazioni**

x (m)	Mtot (kNm/m)	Vtot (kN/m)
0.00	-1264.10	742.01
0.30	-1045.82	694.01
0.61	-842.14	646.01
0.91	-653.05	598.01
1.22	-478.55	550.01
1.52	-318.64	502.01
1.82	-173.33	454.00
2.13	-65.67	144.00
2.43	-29.18	96.00
2.74	-7.30	48.00
3.04	0.00	0.00

Mmax = -1264.10 kNm/m (lato superiore platea di monte)  
 Vmax = 742.01 kN/m



**PLATEA LATO MONTE**

**Verifiche a Presso-flessione**

Descriz.	HP (m)	c (m)	M <sub>Ed</sub> (kNm/m)	μ <sub>Ed</sub>	ω <sub>Ed</sub>	AS <sub>long,nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	AS <sub>long,min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	AS <sub>long,prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	AS <sub>trasv,prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
Mmax-	1.30	0.070	1264.10	0.0431	0.0450	27.40	20.15	32.67	10.05

**Verifica a Taglio**

Tensione media di compressione nella sezione  $\sigma_{cp} = 0.00$  MPa  
 $k = 1.398$   
 Area delle armature longitudinali ASl = 3267.26 mm<sup>2</sup>/m  
 Rapporto geometrico di armatura longitudinale  $\rho_l = 0.0026$   
 Resistenza unitaria a Taglio di calcolo di riferimento  $V_{min} = 0.31$  MPa

Descriz.	HP (m)	c (m)	V <sub>Ed</sub> (kN/m)	V <sub>Rd</sub> (kN/m)	V <sub>Rcd</sub> (kN/m)	cotθ (1-2.5)	ASw/s <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	ASw/s <sub>nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	ASw/s <sub>prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
Vmax	1.30	0.040	742.01	414.48	4392.36	2	9.58	8.36	10.60

HP = Spessore della fondazione  
 c = Copriferro

M<sub>Ed</sub> = Momento ultimo agente  
 V<sub>Ed</sub> = Taglio ultimo agente  
 V<sub>Rd</sub> = Res. a taglio della sezione priva di armatura  
 V<sub>Rcd</sub> = Max taglio senza rottura delle bielle compresse  
 μ<sub>Ed</sub> = Momento agente sulla platea, adimensionalizzato  
 ω<sub>Ed</sub> = Rapporto meccanico di armatura

AS<sub>long,min</sub> = Area armatura longitudinale minima di normativa  
 AS<sub>long,nec</sub> = Area armatura longitudinale necessaria  
 AS<sub>long,prog</sub> = Area armatura longitudinale di progetto  
 AS<sub>trasv,prog</sub> = Area armatura trasversale di progetto  
 ASw/s<sub>min</sub> = Area armatura a taglio minima di normativa  
 ASw/s<sub>nec</sub> = Area armatura a taglio necessaria  
 ASw/s<sub>prog</sub> = Area armatura a taglio di progetto

**MENSOLA LATO VALLE (MODELLO STRUCT AND TIES)**

Combinazione di verifica: 1

Sforzo normale del palo	Qp1 =	-3341.20 kN
Sforzo normale per metro lineare di palo, in valore ass.	Qp1 =	1044.13 kN/m
Sforzo normale base del paramento verticale per metro lineare, in valore ass.	N <sub>muro</sub> =	286.13 kN/m
Momento base del paramento verticale per metro lineare, in valore ass.	M <sub>muro</sub> =	806.06 kNm/m
Momento all'incastro, adimensionalizzato	μ =	0.071
<b>Non è necessaria armatura a compressione</b>	μ <sub>lim</sub> =	0.252
Asse neutro adimensionalizzato	ξ =	0.14
Asse neutro	x <sub>c</sub> =	0.13 m
Distanza asse palo-asse muro	a =	0.25 m

**Verifica biella compressa**

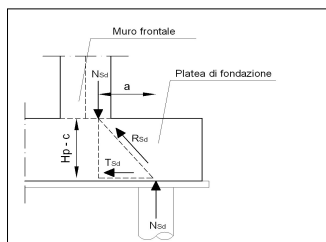
Azione di compressione:	R <sub>Ed</sub> =	1065.75 kN/m	
Area resistente di cls	A <sub>Cd</sub> =	1.109 m <sup>2</sup>	
Forza max a compressione assorbili dal cls:	R <sub>Rd</sub> =	18257.24 kN/m	<b>Verifica</b>

**Calcola armatura a trazione**

Trazione nell'acciaio	T =	213.59 kN/m
Armatura necessaria per metro lineare	As =	5.458 cm <sup>2</sup> /m
Armatura necessaria totale per verifica a Struct end Ties	As =	17.467 cm <sup>2</sup>

Armatura aggiuntava sul palo

As,agg. = 0.000 cm<sup>2</sup>/palo



Armatura aggiuntiva palo disposta		
n	Ø (mm)	Aspalo,prog (cm <sup>2</sup> )
0	0	0.00