



# Comune di Carpineti

Piazza Matilde di Canossa n. 1 - 42033 Carpineti (RE)  
Tel. 0522 - 618263 Fax. 0522 - 718014 P.IVA 00445630353

## PROGETTO:


### INTERVENTO DI RIPRISTINO DELLA STRADA COMUNALE DI VIA TAPOGNANA INTERESSATA DA MOVIMENTO FRANOSO IN COMUNE DI CARPINETI

Importo: <b>€. 110.000,00</b>	Ente Finanziatore: <b>REGIONE EMILIA ROMAGNA</b>	
Tipologia Progetto	Riferimento Legislativo	Data
<b>ESECUTIVO</b>		<b>21/07/2019</b>

## ALLEGATI:


Allegato n. <b>9</b>	Titolo: <b>RELAZIONE CALCOLI STRUTTURALI</b>
Tavola:	Oggetto:
Scala:	

Il Progettista  
Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale  
**Dott. Ing. Matteo Giovanardi**



Altre Figure Professionali:

Il Responsabile del Procedimento  
Comune di Carpineti  
**Geom. Gerardo Leurini**




## PROGETTAZIONE e DIREZIONE LAVORI

### CONSORZIO di BONIFICA dell' EMILIA CENTRALE

Corso Garibaldi n. 42 42121 Reggio Emilia - www.emiliacentrale.it - direzione@emiliacentrale.it  
Tel. 0522-443211 Fax. 0522-443254 C.F. 91149320359



## Sommario

1.	Premessa.....	2
2.	Descrizione dell'opera .....	3
3.	Analisi dell'azione sismica .....	4
4.	Normative di riferimento.....	5
5.	MURO DI SOSTEGNO A GRAVITÀ IN PIETRAMME .....	6
5.1	Modello geotecnico .....	6
6.	Calcolo della spinta.....	7
7.	Verifiche geotecniche .....	8
7.1	Verifica a ribaltamento .....	8
7.2	Verifica alla stabilità globale.....	8
8.	Metodologia di modellazione ed analisi.....	9
9.	Verifiche agli stati limite .....	10
10.	Caratteristiche dei materiali e valori di calcolo .....	10
10.1	Analisi sismica.....	11
11.	Muro di controriva stradale .....	12
11.1	Azioni di progetto, condizioni e combinazioni di calcolo.....	12
11.2	Verifiche GEO (Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati) .....	13
11.3	Verifiche STR (Sollecitazioni e verifiche allo stato limite SLU).....	15
12.	Piano di manutenzione strutturale dell'opera.....	17
12.1	Premessa.....	17
12.2	Manuale d'uso.....	17
12.2.1	Descrizione dell'opera.....	17
12.2.2	Caratteristiche dei materiali .....	17
12.3	Manuale di manutenzione .....	17
12.3.1	Manutenzione civile.....	17
12.4	Programma di manutenzione.....	17
12.4.1	Sottoprogramma delle prestazioni .....	18
12.4.2	Sottoprogramma dei controlli .....	18
12.4.3	Sottoprogramma degli interventi di manutenzione .....	18
13.	Modello geotecnico .....	19
14.	Il calcolo della spinta.....	19
15.	Le verifiche geotecniche per la paratia .....	21
15.1	Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido) .....	21
15.2	Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.....	21
16.	Metodologia di modellazione ed analisi - informazione sul codice di calcolo .....	22
17.	Verifiche agli stati limite .....	25
18.	Caratteristiche dei materiali della paratia e del cordolo e valori di calcolo .....	25
19.	PARATIA in c.a. e CORDOLO di collegamento .....	28
19.1	Azioni di progetto, condizioni e combinazioni di carico.....	28
19.2	RISULTATI.....	29
19.3	VERIFICHE STRUTTURALI (Inviluppo sezioni critiche) .....	32
19.4	MODELLAZIONE E PROGETTO CORDOLO IN C.A. ....	37
19.5	DIMENSIONI ELEMENTI STRUTTURALI E ARMATURA.....	38
20.	Relazione sui materiali e piano di manutenzione strutturale dell'opera.....	40
20.1	Premessa .....	40
20.2	Manuale d'uso.....	40
20.3	Descrizione dell'opera.....	40
21.	Manuale di manutenzione .....	41
21.1	Manutenzione civile.....	41
21.2	Programma di manutenzione.....	41
21.2.1	Sottoprogramma delle prestazioni .....	41
21.2.2	Sottoprogramma dei controlli .....	41
21.2.3	Sottoprogramma degli interventi di manutenzione .....	42



## 1. PREMESSA

L'area oggetto della seguente relazione è localizzata in corrispondenza del comparto sud occidentale del Comune di Carpineti (RE), in prossimità del toponimo C. Borghi.. Il sito è raggiungibile percorrendo via Tapognana che parte dall'abitato di Villapara e che, decorrendo lungo il versante, raggiunge il toponimo C. Borghi.

Il sito si colloca dopo circa 800 m dall'inizio di via Tapognana:

Latitudine: 44°26'00.78"N

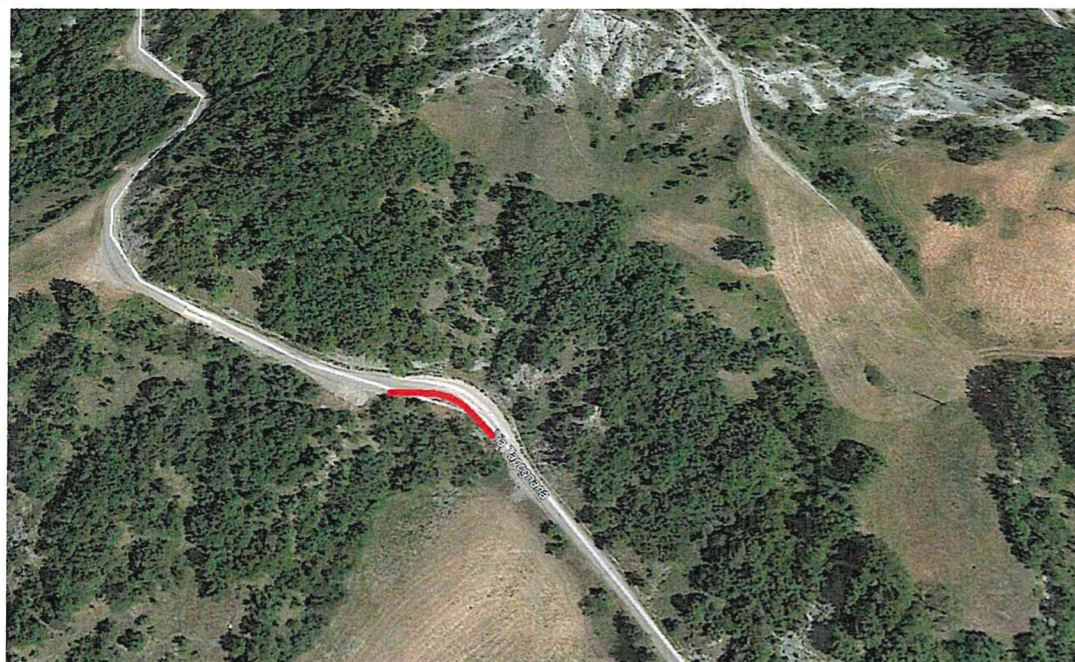
Longitudine: 10°30'24.95"E

Altitudine: 710 m.s.l.m.



*Inquadratura topografica dell'areale; il sito di riferimento è cerchiato in rosso*

Nelle foto sottostanti viene inquadrato ed evidenziato il rilevato stradale che ha subito un notevole cedimento e per il quale è necessario intervenire con un'opera strutturale di sostegno.







La presente relazione e calcolo della paratia in calcestruzzo armato è stata eseguita ai sensi delle norme tecniche sulle costruzioni approvate con D.M. 17 Gennaio 2018 e Circolare esplicativa del 21/01/2019, n.7.

## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in progetto, per evitare l'instabilità geotecnica del rilevato stradale, si configura nel seguente modo:

1. Doppia paratia di pali in c.a. di sotto scarpata;
2. Gabbionata collocata sopra la soletta della palificata e resa solidale ad essa.

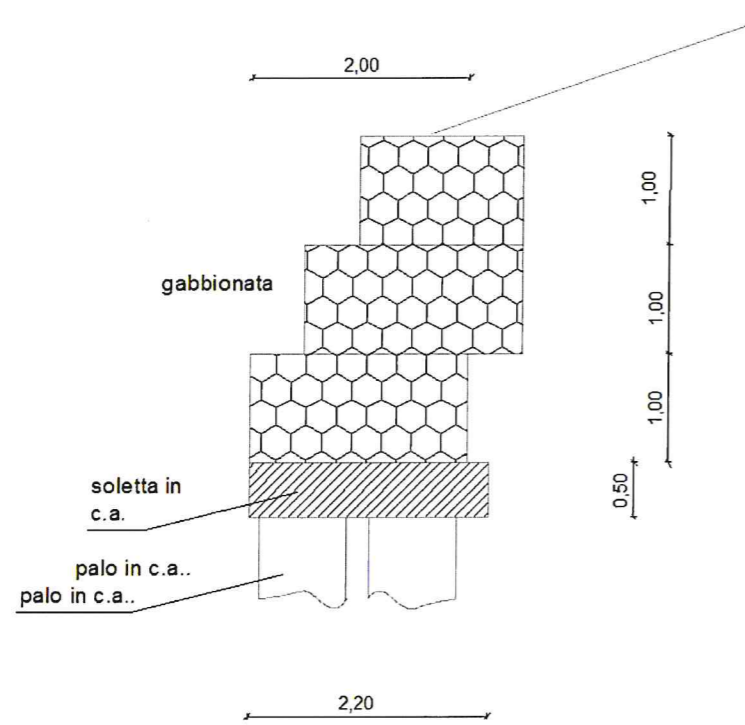
I pali hanno diametro 80 cm, interasse 2 m., lunghezza complessiva 9,00 m. e sono disposti in due file aventi allineamenti sfalsati fra loro. Per il collegamento dei predetti, in testa ai pali è previsto un cordolo rettangolare in c.a. spesso 0,50 m e largo 2 m, avente un' inclinazione di 5° verso monte.

Il palo è stato calcolato con una lunghezza di infissione nel substrato rigido di circa 4,5m.

La gabbionata è realizzata mediante la posa di 3 file di gabbioni a gravità riempiti con pietrame a secco aventi larghezza rispettivamente 2,00m, 1,50m, 1,00m e alti 1,00m ciascuno con allineamento a monte.



Vista della sezione trasversale del pendio e dei manufatti di progetto:



### 3. ANALISI DELL'AZIONE SISMICA

Il Comune di Carpineti (RE) ricade all'interno di un'area con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti (zona 3).

Per la determinazione dei parametri sismici  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  ai fini del calcolo dell'azione sismica, per il tipo di struttura ed il suo utilizzo, il progettista ha stabilito che:

- Vita nominale della struttura  $V_N$  maggiore o uguale a 50 anni (*opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali ect. – tabella 2.4.1*)
- Classe d'uso II (*presenza di normali affollamenti*)
- Coefficiente d'uso  $C_u$  pari a 1,00
- Periodo di riferimento  $V_R$  pari a 50 anni

Per gli stati limite di esercizio SLE ed in particolare per quelli limite di danno SLD, il tempo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  è pari a 50 anni ovvero alla stessa  $V_R$ .

Per lo stato limite ultimo SLU (stato limite di salvaguardia della vita SLV), il  $T_R$  calcolato è di 475 anni.

La relazione proseguirà nel verificare separatamente e in successione il muro di sostegno a gravità in pietrame (gabbionata) e la paratia di pali con cordolo superiore.



#### **4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

##### **NAZIONALE**

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.  
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.  
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.  
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.  
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996  
Norme Tecniche per il calcolo, l' esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996  
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996  
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.  
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.  
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche 2018 (D.M. 17/01/2008) e Circolare esplicativa del 21/01/2019, n.7.

##### **REGIONALE**

L.R. n.19 del 30 Ottobre 2008 – norme per la riduzione del rischio sismico

## 5. MURO DI SOSTEGNO A GRAVITÀ IN PIETRAMÈ

### 5.1 Modello geotecnico

Premettendo che la gabbionata poggia sulla soletta della palificata, ed è resa solidale ad essa, il modello usato nel programma di verifica agli stati limite è costituito da tre distinti strati:

- UGT1 che rappresenta il rilevato stradale a monte della gabbionata e ne simula il comportamento geomeccanico,
- Il Basamento ovvero uno strato fittizio modellato come strato "infinitamente rigido" per simulare il legame fra il gabbione e la soletta su cui poggia,
- UGT 2 che rappresenta lo strato semirigido sottostante e ne simula il comportamento geomeccanico.

Il progettista assume valido il **modello geotecnico** di cui alla relazione geologica e sismica allegata al progetto definitivo/esecutivo dello studio Beretti di Quattro Castella a firma del Dott. Geol. Paolo Beretti in Aprile 2018.

#### Modello geotecnico

##### Simbologia adottata

n°	numero d'ordine
Descrizione	Descrizione del terreno
$\gamma$	peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
$\gamma_{sat}$	peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]
$\phi$	angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
$\delta$	angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c	coesione del terreno espressa in [kPa]

N°	Descrizione	$\gamma$ [kN/mc]	$\gamma_{sat}$ [kN/mc]	$\phi$ [°]	$\delta$ [°]	c [kPa]
1	UGT1	18.30	19.30	18.00	12.00	4.9
2	UGT2	19.70	20.70	25.00	16.67	15.0

La verifica è stata condotta in condizioni drenate o a lungo termine in quanto generalmente più gravose per le paratie.

Dalla relazione geologica si riportano le seguenti valori di categoria di sottosuolo e di amplificazione topografica:

1. In merito alla categoria di sottosuolo sismico in base al punto 3.2.2 del D.M. 14.01.2008, si è ottenuto un valore di  **$V_{s30}$  pari a 439 m/s (...)**, al sito si attribuisce pertanto una **categoria di sottosuolo B**.
2. Per il sito in esame, cautelativamente si considera la categoria **T3** al fine di determinare il coefficiente di amplificazione topografica che risulta quindi pari a **St= 1,20**

Il progettista geotecnico anche in questo caso assume i predetti valori per il calcolo.



## 6. CALCOLO DELLA SPINTA

Il programma di calcolo utilizzato calcola la spinta attiva con il **metodo di Culmann** che assume le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb ma che a differenza di quest'ultimo consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea, considerando l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie

### Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana). La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente. Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la **spinta S'** considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\begin{aligned}\varepsilon' &= \varepsilon + \theta \\ \beta' &= \beta + \theta\end{aligned}$$

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ . In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

#### Terreno a bassa permeabilità

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

#### Terreno a permeabilità elevata

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

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da  
 $\Delta S = A S' - S$

dove il coefficiente  $A$  vale

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

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

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1. Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico. Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle **forze d'inerzia orizzontali e verticali** che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

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

**Il metodo di Culmann** tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la **forza d'inerzia del cuneo di spinta**.

**La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.**

## 7. VERIFICHE GEOTECNICHE

Le uniche verifiche geotecniche eseguite sono quelle di ribaltamento e di stabilità globale in quanto, per quanto attiene allo scorrimento, la presenza di un dente in c.a. alla base dell'opera impedisce la traslazione orizzontale e, la realizzazione di una soletta di fondazione su pali, garantisce che la verifica a collasso per carico limite sia soddisfatta.

### 7.1 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

### 7.2 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro + terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

Eseguito il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$ . Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Riassumendo:

• Calcolo della spinta	Metodo di Culmann
• Incremento spinta in condizioni sismiche	Metodo di Mononobe Okabe
• Verifica di stabilità globale	Metodo di Bishop
• Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche **SLU**): 0,70

Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche **SLE**): 0,70



## 8. METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico. La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi. Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa. A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $K_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $K$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $p$ . Indicando con  $u$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $u$

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sulla struttura.

Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

### Tipologia di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfianco vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione. L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno. L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e relative verifiche dei materiali

**L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente** secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

### Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	<b>MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno</b>
Versione	<b>14.00</b>
Produttore	<b>Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)</b>
Utente	<b>Consorzio dell'Emilia Centrale</b>
Licenza	<b>AIR01197E</b>

### Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero

significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

### Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i

risultati delle analisi in forma tabellare.

#### Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

#### Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

**In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta e idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili**

## 9. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) si distinguono in (punto 2.6.1 delle NTC):

- **EQU** ovvero lo stato limite di equilibrio come corpo rigido
- **STR** ovvero lo stato limite di resistenza della struttura del muro di gabbioni
- **GEO** per le verifiche:
  1. Verifica a ribaltamento
  2. Verifica della stabilità globale

Nella presente relazione di calcolo viene impiegato l'approccio progettuale 2 e per la sola stabilità globale l'approccio 1 combinazione 2.

## 10. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E VAORI DI CALCOLO

Il pietrame da usarsi per il riempimento dei gabbioni potrà essere indifferentemente pietrame di cava o ciottoli purchè abbia una struttura compatta, non friabile, resistente all'acqua, non gelivo e di alto peso specifico. Il materiale di riempimento dovrà avere forma omogenea d'opportuna pezzatura che in virtù della dimensione della maglia prevista (tipo 8x10) e di 100/200 mm. Protrà essere utilizzato materiale per un massimo del 5% in peso di pezzatura superiore od inferiore che potrà essere utilizzato nella parte centrale dei gabbioni (evitando la facciata anteriore e posteriore). La pezzatura inferiore dovrà comunque avere diametro maggiore di 50mm e la pezzatura superiore dovrà comunque avere diametro inferiore a 250mm.

<b>Pietrame</b>	
Peso specifico	19,614 [kN/mc]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	2942 [kPa]
Angolo di attrito interno $\phi_p$	45,00 [°]
Resistenza a taglio $\tau_p$	0 [kPa]

### 10.1 Analisi sismica

Combinazioni/Fase	SLV	SLO
Accelerazione al suolo [m/s <sup>2</sup> ]	1.556	0.675
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F0	2.509	2.487
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante Tc*	0.289	0.261
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.200	1.200
Tipo di sottosuolo	B	
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (Ss)	1.200	1.200
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo ( $\alpha$ )	1.000	1.000
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza Us [m]	0.045	0.045
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo ( $\beta$ )	0.626	0.626
Prodotto $\alpha \beta$	0.626 > 0.2	
Coefficiente di intensità sismica (per cento)	14.301	6.200
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv)	0.00	

Influenza sisma nella spinta attiva da monte

Forma diagramma incremento sismico : Triangolare con vertice in alto.



## 11. MURO DI CONTRORIVA STRADALE

### 11.1 Azioni di progetto, condizioni e combinazioni di calcolo

I carichi permanenti (G) considerati sono:

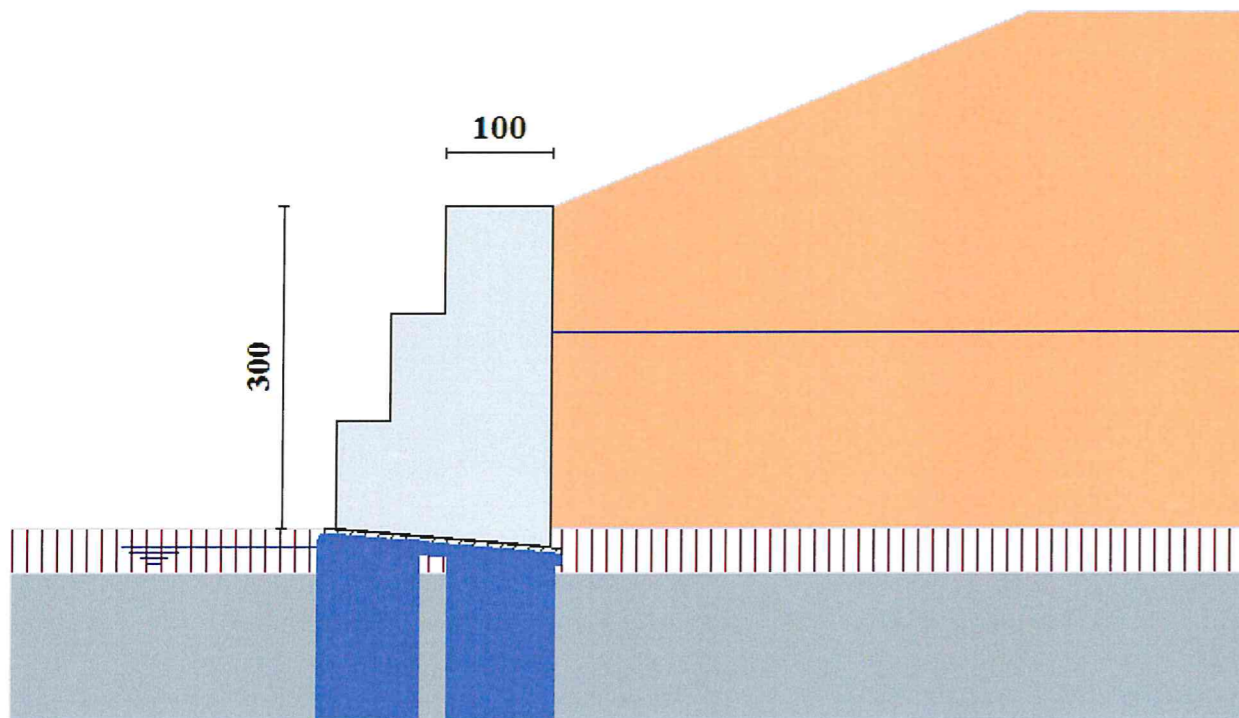
- Peso proprio della struttura in pietrame
- Spinta attiva del terrapieno posto a tergo della gabbionata,

L'unico carico variabile (Q) è:

- Carico stradale dato dal passaggio di veicoli sulla sommità del rilevato stradale pari a 20KPa

Si è considerata l'azione sismica (E).

Si sono considerate 28 combinazioni di carico complessive per gli SLU e SLE sismici e non.



*Schema di analisi: in **blu** viene ricostruita la sezione della palificata che sorregge la gabbionata e che in fase di verifica è stata simulata grazie allo strato di basamento specificato precedentemente*

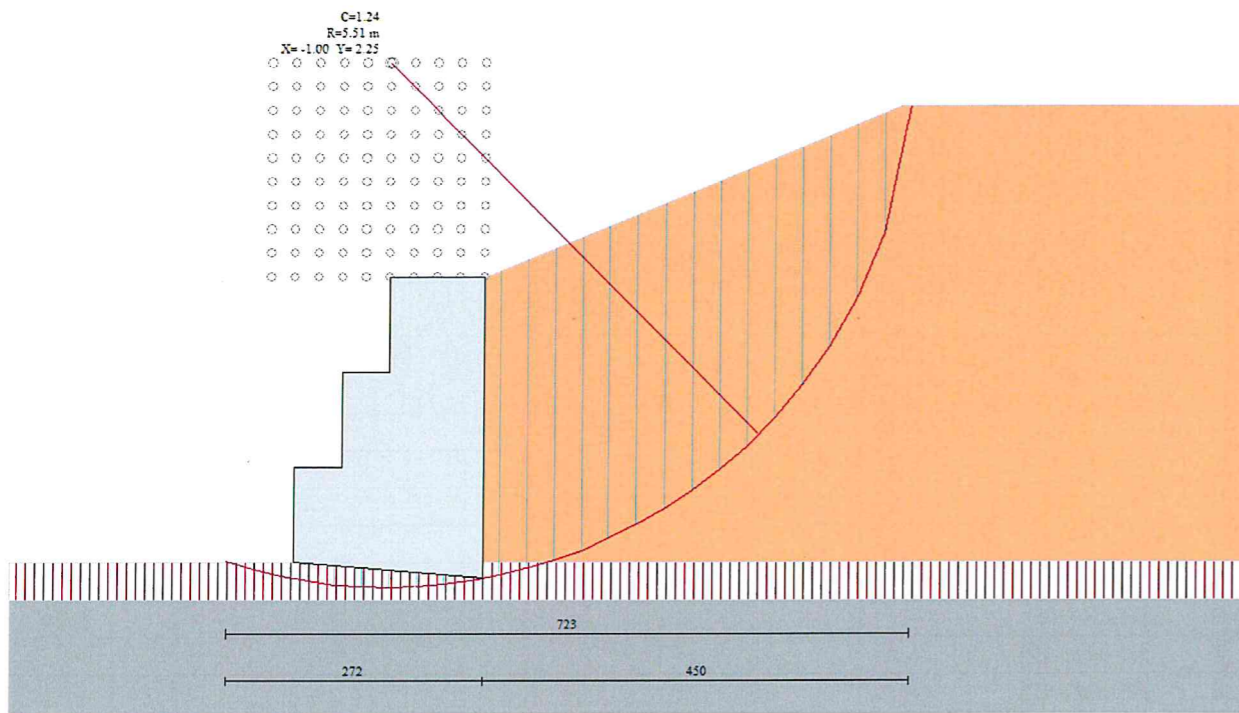
## 11.2 Verifiche GEO (Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati)

Le seguenti verifiche GEO sono:

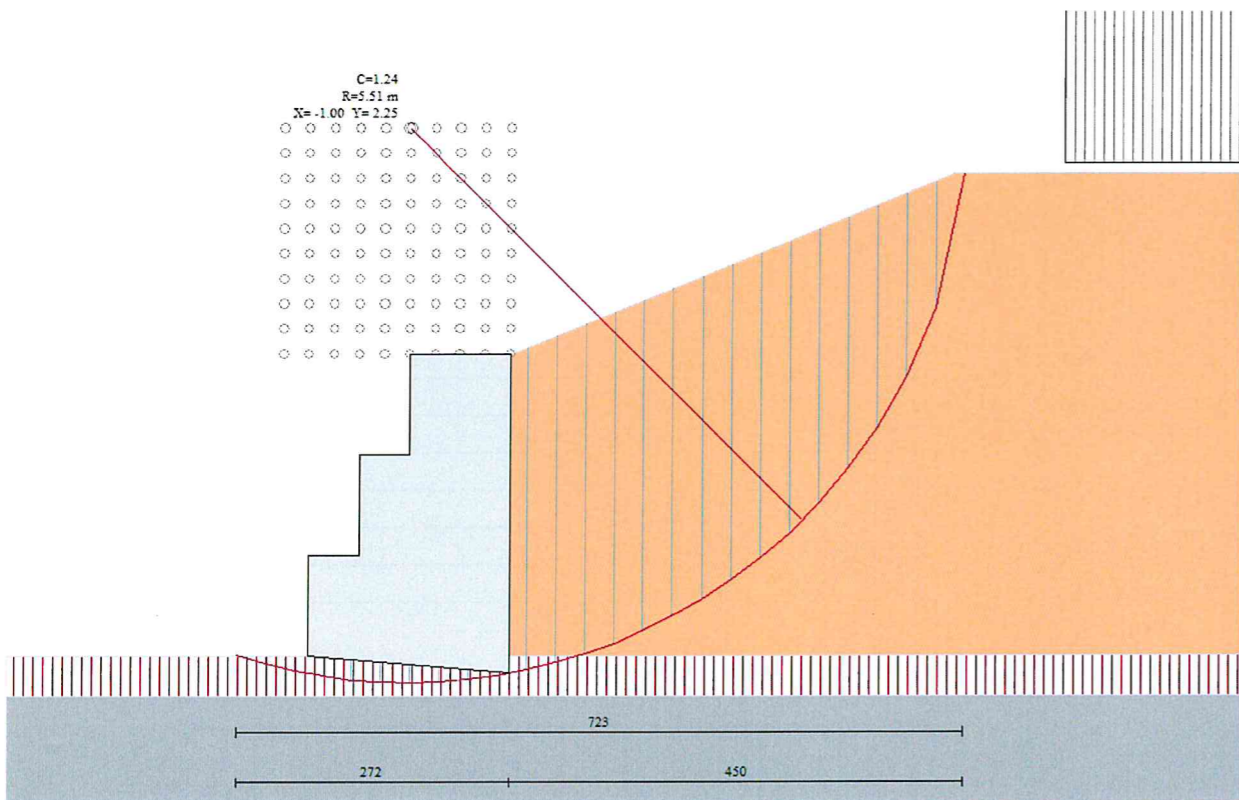
- ribaltamento
- stabilità globale

<b>Simbologia adottata</b>				
<b>C</b>	Identificativo della combinazione			
<b>Tipo</b>	Tipo combinazione			
<b>Sisma</b>	Combinazione sismica			
<b>CS<sub>RIB</sub></b>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento			
<b>CS<sub>STAB</sub></b>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale			
<b>C</b>	<b>Tipo</b>	<b>Sisma</b>	<b>CS<sub>rib</sub></b>	<b>CS<sub>stab</sub></b>
1	A1-M1 - [1]	--	--	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	--
5	EQU - [1]	--	2.67	--
6	STAB - [1]	--	--	<b>1.24</b>
7	A1-M1 - [2]	--	--	--
8	A1-M1 - [2]	--	--	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	--
11	EQU - [2]	--	2.56	--
12	STAB - [2]	--	--	<b>1.24</b>
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--
15	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.89	--
16	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	<b>1.71</b>	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1.33
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1.36
19	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--
20	SLER - [2]	--	--	--
21	SLEF - [2]	--	--	--
22	SLEQ - [2]	--	--	--
23	SLER - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--
24	SLER - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--
25	SLEF - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--
26	SLEF - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--
27	SLEQ - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--
28	SLEQ - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--





Verifiche di stabilità globale - Cerchio critico nella combinazione n° 6



Verifiche di stabilità globale - Cerchio critico nella combinazione n° 12

### 11.3 Verifiche STR (Sollecitazioni e verifiche allo stato limite SLU)

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.  
 Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm.

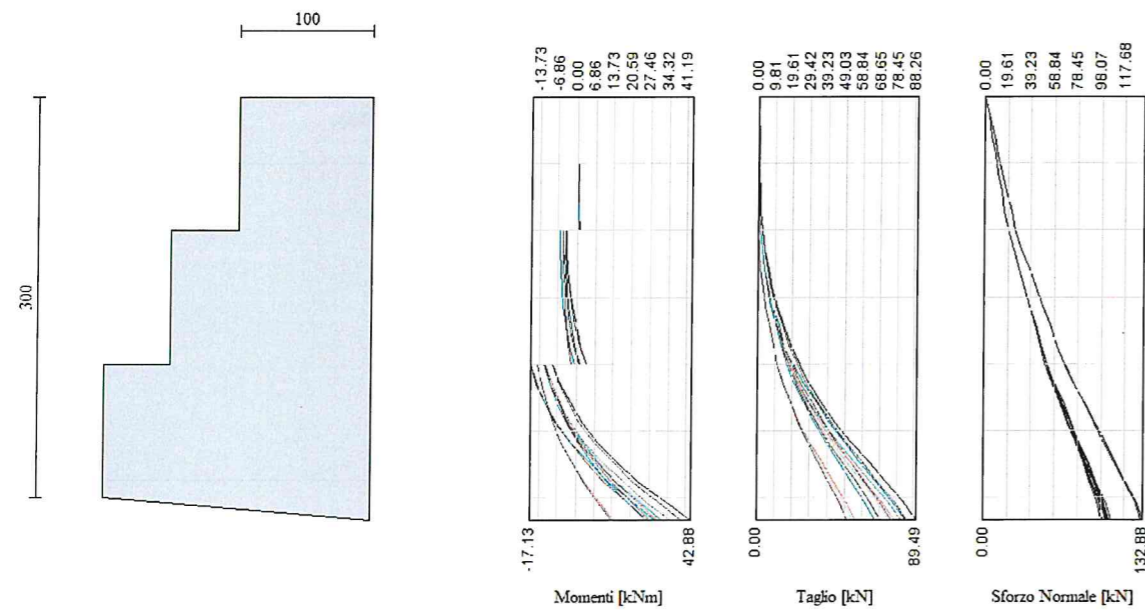
Simbologia adottata	
<b>H</b>	altezza della sezione espressa in [cm]
<b>N</b>	sforzo normale [kN]
<b>M</b>	momento flettente [kNm]
<b>T</b>	taglio [kN]
<b>e</b>	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kPa]
<b>Ms</b>	momento stabilizzante [kNm]
<b>Mr</b>	momento ribaltante [kNm]
<b>Cr</b>	coeff. di sicurezza al ribaltamento

#### Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	H	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.14	100.00	2.80	3.64	0.00	0.02	0.00	0.24
3	0.29	100.00	5.60	7.29	0.00	0.07	0.00	0.49
4	0.43	100.00	8.41	10.93	0.00	0.16	0.00	0.73
5	0.57	100.00	11.21	14.57	0.00	0.28	0.02	0.97
6	0.71	100.00	14.01	18.25	-0.01	0.43	0.17	1.23
7	0.86	100.00	16.85	21.98	0.00	0.62	0.60	1.64
8	1.00	100.00	19.75	25.79	0.05	0.85	1.36	2.39
9	1.00	150.00	19.75	25.79	-6.39	-4.09	1.36	2.42
10	1.14	150.00	24.15	31.48	-6.30	-3.82	2.46	3.80
11	1.29	150.00	28.64	37.25	-6.07	-3.38	3.94	5.68
12	1.43	150.00	33.20	43.07	-5.64	-2.70	5.96	8.13
13	1.57	150.00	37.83	48.95	-4.93	-1.68	8.50	11.15
14	1.71	150.00	42.53	54.88	-3.85	-0.24	11.58	14.75
15	1.86	150.00	47.31	60.88	-2.35	1.68	15.21	18.94
16	2.00	150.00	52.17	66.95	-0.33	4.18	19.40	23.74
17	2.00	200.00	52.17	67.03	-17.13	-8.93	19.51	23.74
18	2.15	200.00	58.70	75.50	-14.76	-5.87	24.89	29.45
19	2.29	200.00	65.35	84.10	-11.52	-2.05	31.08	36.05
20	2.44	200.00	72.17	92.74	-7.32	2.60	37.76	44.00
21	2.59	200.00	78.91	101.43	-2.23	8.32	44.87	52.99
22	2.73	200.00	85.69	110.16	3.90	15.34	52.41	62.47
23	2.88	200.00	92.49	118.93	11.13	23.74	60.37	72.38
24	3.03	200.00	99.32	127.74	19.34	33.40	68.39	82.10
25	3.17	200.00	103.31	132.88	26.94	42.88	75.37	89.49

*Inviluppo delle sollecitazioni*





Inviluppo delle sollecitazioni

**Inviluppo combinazioni SLU**

Nr.	Y	H	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	
1	0.00	100.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.14	100.00	0.93	4	1.40	0.03	11.52	99.90
3	0.29	100.00	1.86	7	2.80	0.10	11.52	99.90
4	0.43	100.00	2.79	11	4.20	0.23	11.52	99.90
5	0.57	100.00	3.72	15	5.61	0.42	11.52	99.90
6	0.71	100.00	4.64	18	7.04	0.65	11.37	10.74
7	0.86	100.00	5.50	22	8.53	0.95	10.28	8.84
8	1.00	100.00	6.42	26	10.09	1.37	8.28	7.21
9	1.00	150.00	25.02	34	20.05	1.37	8.17	14.38
10	1.14	150.00	20.51	38	23.55	2.01	6.37	11.48
11	1.29	150.00	17.14	41	27.15	2.97	5.06	8.91
12	1.43	150.00	14.32	44	30.84	4.35	4.10	6.87
13	1.57	150.00	11.70	46	34.61	6.26	3.40	5.34
14	1.71	150.00	9.10	47	38.48	8.79	2.90	4.20
15	1.86	150.00	8.97	47	42.43	12.05	2.51	3.37
16	2.00	150.00	14.36	46	46.49	16.16	2.21	2.74
17	2.00	200.00	28.52	59	72.65	16.16	2.21	4.31
18	2.15	200.00	22.78	60	80.49	21.37	2.01	3.57
19	2.29	200.00	17.48	59	88.47	27.76	1.82	2.99
20	2.44	200.00	12.63	57	96.53	35.53	1.65	2.53
21	2.59	200.00	20.50	54	104.69	44.93	1.51	2.16
22	2.73	200.00	28.86	67	112.93	56.09	1.40	1.86
23	2.88	200.00	37.68	83	121.25	69.09	1.30	1.62
24	3.03	200.00	46.71	101	129.88	84.00	1.24	1.42

## 12. PIANO DI MANUTENZIONE STRUTTURALE DELL'OPERA

### 12.1 Premessa

Il seguente elaborato descrive le modalità da seguire per la corretta gestione delle opere previste nel presente progetto.

In particolare, il piano costituisce lo strumento per garantire il corretto funzionamento delle opere stesse durante la loro vita.

Esso contiene: il **manuale d'uso**, il **manuale di manutenzione** e il **programma di manutenzione** delle varie parti costituenti l'opera in progetto.

Lo scopo del presente atto, secondo quanto riportato **D.P.R. 554/99** e nel paragrafo **10.1 del DM 17.01.2018**, ha lo scopo di prevedere, pianificare e programmare l'attività di manutenzione sulle opere in progetto, al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza e il valore economico dell'opera realizzata.

### 12.2 Manuale d'uso

Lo scopo del manuale d'uso è quello di descrivere tutte le informazioni necessarie all'utente per conoscere le modalità di fruizione e per la gestione corretta dell'opera in modo da evitarne il degrado anticipato ed un'utilizzazione impropria.

Verranno di seguito passate in rassegna le varie parti costituenti le opere in progetto descrivendone l'ubicazione, le caratteristiche dei singoli manufatti e dei materiali costituenti. Come descritto nella relazione di calcolo, l'opera da realizzarsi è così composta:

#### 12.2.1 Descrizione dell'opera

L'opera si configura come muro di sostegno a gravità di sotto scarpata avente lunghezza 30 m circa, realizzato mediante la posa di 3 file di gabbioni riempiti di pietrame a secco aventi larghezza 2,00 m ed altezza 1,00 m per il primo corso, 1,50m di larghezza e ad altezza 1,00 m per il secondo corso, 1,00 m di larghezza e ad altezza 1,00 m per il terzo corso.

La gabbionata è posta in fregio alla strada comunale di via Tapognana in località C.Borghi (Carpineti) e quindi facilmente accessibile attraverso alla viabilità pubblica.

#### 12.2.2 Caratteristiche dei materiali

- **Pietrame per muro** : peso specifico pari a 19,50 [kN/mc]

### 12.3 Manuale di manutenzione

Il manuale di manutenzione dell'opera riporta, con riferimento alle caratteristiche dei materiali, e componenti interessati, le indicazioni circa le modalità corrette per l'effettuazione degli interventi manutentivi specifici per l'opera realizzata.

Riportiamo qui di seguito le indicazioni di carattere generale relative agli interventi più comuni.

#### 12.3.1 Manutenzione civile

Nella voce manutenzione civile si intendono le opere di manutenzione sulle parti strutturali dell'opera. Occorrerà controllare la stabilità del manufatto e l'assenza di cedimenti differenziali che possano comprometterne la stabilità. Pertanto l'attenzione dovrà essere rivolta al controllo di eventuali rotture dei gabbioni che contengono il pietrame, crepe o fessurazioni nella fondazione e cedimenti nel muro indicatori dello stato di degrado e di perdita di stabilità. Per cedimenti, o crepe e fessurazioni devono effettuarsi manutenzioni edili provvisorie (riempimenti, sostegni, sigillature) e mantenere sotto osservazione l'opera per intervenire con interventi di vera e propria sostituzione della parte ammalorata non appena lo stato dovesse degenerare.

### 12.4 Programma di manutenzione

Il Programma di Manutenzione prevede una serie di controlli e di interventi finalizzati alla corretta gestione dell'opera realizzata, che devono essere eseguiti a determinate scadenze.

Il Programma di Manutenzione è articolato secondo tre sottoprogrammi:

- il **Sottoprogramma delle Prestazioni**: vengono indicate le caratteristiche prestazionali ottimali ed il loro eventuale decremento accettabile nel corso della vita utile del bene;

- il **Sottoprogramma dei Controlli**: viene indicata la programmazione delle verifiche e dei controlli da effettuarsi per rilevare, durante gli anni, la rispondenza delle opere eseguite alle prestazioni previste; l'obiettivo è quello di avere un'indicazione precisa della dinamica di caduta di efficienza del bene, avendo come riferimenti il livello di funzionamento ottimale e quello minimo accettabile;
- il **Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione**: riporta gli interventi da effettuare, l'indicazione delle scadenze temporali alle quali devono essere effettuati e le eventuali informazioni per una corretta conservazione del bene.

#### 12.4.1 Sottoprogramma delle prestazioni

Tale sezione del programma di manutenzione comprende tutti i riferimenti progettuali e il loro monitoraggio nel tempo finalizzati ad avere riscontri circa le eventuali modifiche introdotte e i limiti fino ai quali tali modifiche possono essere spinte.

Le prestazioni dell'opera progettata devono essere assicurate e mantenute nel tempo. Qualora alcuna di esse non venisse rispettata, occorrerà individuarne la causa mediante verifiche e controlli ed agire per porvi rimedio mediante le manutenzioni che si rendessero necessarie.

Le prestazioni da garantire sono:

- sostegno della scarpata stradale per un carico variabile pari a 20 kN/mq e del peso proprio della pavimentazione stradale

#### 12.4.2 Sottoprogramma dei controlli

Tale sezione prevede, per ogni opera in progetto quanti e quali controlli sono necessari, quali sono le operazioni da svolgersi ed i mezzi da utilizzare.

Le operazioni di controllo previste sono:

- controllo della parte strutturale dei gabbioni ed individuazione di eventuali lesioni o deformazioni dovute a cedimenti totali o differenziali della sezione geometrica originaria;

Ogni operazione effettuata all'interno dell'opera deve essere svolta nel rigoroso rispetto delle fondamentali norme atte a tutelare l'incolumità degli operatori; per questo dovranno essere adottate tutte le precauzioni idonee ad evitare incidenti. Ovviamente il personale dovrà essere in possesso della dotazione personale di sicurezza e di pronto soccorso, come previsto dalle vigenti norme in materia.

Si riporta di seguito la frequenza minima di verifiche per ogni tipo di operazione.

Tipologia di intervento	Frequenza ispezioni espressa in giorni
Controllo parte della rete di contenimento del manufatto in pietrame.	Ogni 365 giorni

I valori forniti di frequenza di ispezione e controllo sono indicativi e possono essere modificati in base alla lunga esperienza del personale del Consorzio ed all'invecchiamento progressivo delle opere.

#### 12.4.3 Sottoprogramma degli interventi di manutenzione

Tale sezione prevede la descrizione di quanti e quali interventi manutentivi sono necessari.

L'intervento di manutenzione classico per il muro che può essere necessario è quello della manutenzione edile dell'opera relativa alla rete zincata.



## PARATIA IN PALI DI C.A.

### 13. MODELLO GEOTECNICO

Il progettista assume valido il **modello geotecnico** di cui alla relazione geologica e sismica allegata al progetto definitivo/esecutivo dello studio Beretti di Quattro Castella a firma del Dott. Geol. Paolo Beretti in Aprile 2018.

Simbologia adottata

$n^{\circ}$	numero d'ordine
$\gamma$	peso di volume del terreno [kN/mc]
$\gamma_{sat}$	peso di volume saturo del terreno [kN/mc]
$\phi$	angolo d'attrito interno del terreno [°]
$\delta$	angolo d'attrito terreno/paratia [°]
$c$	coesione del terreno espressa [kPa]

N°	Descrizione	$\gamma$ [kN/mc]	$\gamma_{sat}$ [kN/mc]	$\phi$ [°]	$\delta$ [°]	$c$ [kPa]
1	UGT 1	18.300	19.000	30.00	20.00	5.0
2	UGT 2	19.700	21.200	25.00	16.70	15.0
3	UGT 3	20.300	20.500	32.00	21.30	40.0

La verifica è stata condotta in condizioni drenate o a lungo termine in quanto generalmente più gravose per le paratie.

Dalla relazione geologica si riportano le seguenti valori di categoria di sottosuolo e di amplificazione topografica:

3. In merito alla categoria di sottosuolo sismico in base al punto 3.2.2 del D.M. 14.01.2008, si è ottenuto un valore di  $V_{s30}$  pari a **400 m/s** (...), al sito si attribuisce pertanto una **categoria di sottosuolo B**.
4. Per il sito in esame, cautelativamente si considera la categoria **T3** al fine di determinare il coefficiente di amplificazione topografica che risulta quindi pari a **St= 1,20**

Il progettista geotecnico anche in questo caso assume i predetti valori per il calcolo.

### 14. IL CALCOLO DELLA SPINTA

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;

- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.  
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

#### Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{\text{sat}}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico* o *idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota  $h$  al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

Nell'ipotesi di regime idrodinamico la falda viene considerata idrodinamica, la pressione in un punto a profondità  $h_m$  dalla linea freatica se calcolata da monte risulterà pari a:

$$\gamma_w \times h_m \times (1-i)$$

oppure, se calcolata da valle, la pressione in un punto a profondità  $h_v$  dalla linea freatica da valle risulterà pari a:

$$\gamma_w \times h_v \times (1+i).$$

Il valore della pressione al piede della paratia in regime idrodinamico coincide sia se calcolata da monte che da valle.

$i$  rappresenta il gradiente idraulico nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

#### Spinta in presenza di sisma

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

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con  $W$  il peso del cuneo e con  $C$  il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche e con  $S_s$  la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S + S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

## 15. LE VERIFICHE GEOTECNICHE PER LA PARATIA

### 15.1 Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido)

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

$K_{am}$  diagramma della spinta attiva agente da monte  
 $K_{av}$  diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata  
 $K_{pm}$  diagramma della spinta passiva agente da monte  
 $K_{pv}$  diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad e \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione

si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su  $\tan(\phi)$  e sulla coesione

### 15.2 Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1,10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$



dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\text{tg}\phi_i \text{tg}\alpha_i}{\eta}\right) \cos\alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $C_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

**Riassumendo:**

---

<b>Calcolo della spinta</b>	<b>metodo di Culmann</b>
<b>Incremento spinta in condizioni sismiche</b>	<b>metodo di Mononobe Okabe</b>
<b>Verifica di stabilità globale</b>	<b>metodo di Bishop</b>
<b>Calcolo della spinta in condizioni di</b>	<b>Spinta attiva</b>

---

## 16. METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI -

### INFORMAZIONE SUL CODICE DI CALCOLO

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia  $I$  e l'area  $A$  per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta  $L$  la lunghezza libera del tirante,  $A_r$  l'area di armatura nel tirante ed  $E_s$  il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad  $L$ , area  $A_r$ , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico  $E_s$ . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

### **Schematizzazione del terreno**

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidità della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo,  $k$ , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo  $[F/L^3]$ . È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se  $m$  è l'interasse fra le molle (in cm) e  $b$  è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ( $b=100$  cm) occorre ricavare l'area equivalente,  $A_m$ , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con  $E_m$  il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in  $Kg/cm^2$ ), l'equivalenza, in termini di rigidità, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

### **Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno**

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma **PAC**). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore  $X_{max}$ ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione  $p_{max}$ . Tale pressione  $p_{max}$  può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non

lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale ( $K$  matrice di rigidità,  $u$  vettore degli spostamenti nodali,  $p$  vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale  $p_0$ , fino a raggiungere il carico totale  $p$ . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassembleta escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidità è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il

riassembaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

#### **Tipo di analisi svolta**

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

#### **Origine e caratteristiche dei codici di calcolo**

Titolo	PAC - Analisi e Calcolo Paratie
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - Loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	CONSORZIO DI BONIFICA DELL'EMILIA CENTRALE
Licenza	AIR01197E

#### **Affidabilità dei codici di calcolo**

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

#### **Modalità di presentazione dei risultati**

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

#### **Informazioni generali sull'elaborazione**

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.



### Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

## 17. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) si distinguono in (punto 2.6.1 delle NTC):

- STR ovvero lo stato limite di resistenza della paratia,
- GEO per le verifiche:
  - Verifica della stabilità globale,
  - Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido).

Ai sensi del punto 6.5.3.1.2 delle NTC 2018, la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è stata effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) sono state eseguite come descritto nel § 6.2.4.2.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti JR del gruppo R1 pari all'unità.

Per quanto attiene agli SLE in particolare sono stati verificati gli spostamenti dell'opera di sostegno per potere esprimere un giudizio di compatibilità tra funzionalità dell'opera e sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.

\*\*\*

## 18. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA PARATIA E DEL

### CORDOLO E VALORI DI CALCOLO

Descrizione	$\gamma_{cls}$ [kN/mc]	Classe cls	Rck [kPa]	E [kPa]	Acciaio	n
Paratia	24.52	C32/40	40000	33642648	B450C	15.00
Cordolo/Muro	24.52	C32/40	40000	33642648	B450C	15.00

#### Simbologia adottata

$\gamma_{cls}$	Peso specifico cls, espresso in [kN/mc]
Classe cls	Classe di appartenenza del calcestruzzo
Rck	Rigidezza cubica caratteristica, espressa in [kPa]
E	Modulo elastico, espresso in [kPa]
Acciaio	Tipo di acciaio
n	Coeff. di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

Cordolo – soletta in c.a.:

CLASSE DI CONSISTENZA CLS	S4
DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO	20 [mm]
CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	XF1 ai sensi delle UNI EN 206
Acciaio	B450C

Si ricorda che il copriferro nominale considerato è pari a 5,00 cm definito come la distanza fra la superficie esterna dell'armatura più vicina alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.

Pali:

CLASSE DI CONSISTENZA CLS	S5
DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO	20 [mm]
CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	XC4 ai sensi delle UNI EN 206
Acciaio	B450C

Si ricorda che il copriferro nominale considerato è pari a 8,00 cm definito come la distanza fra la superficie esterna dell'armatura più vicina alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.

**Impostazioni verifiche SLU**

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio

Sezione in c.a.

$$V_{Rsd} = 0.9 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) * \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 * d * b_w * \alpha_c * f_{cd}' * (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b <sub>w</sub>	larghezza minima sezione [mm]
A <sub>sw</sub>	area armatura trasversale [mmq]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α <sub>c</sub>	coefficiente maggiorativo, funzione di f <sub>cd</sub> e σ <sub>cp</sub>
σ <sub>cp</sub>	tensione media di compressione [N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>cd</sub> '	0.5 * f <sub>cd</sub>

**Impostazioni verifiche SLE**

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure w<sub>1</sub> = 0.20 mm  
w<sub>2</sub> = 0.30 mm  
w<sub>3</sub> = 0.40 mm

Metodo di calcolo aperture delle fessure: NTC 2008-2018 - I° Formulazione

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara σ <sub>c</sub> < 0.60 f <sub>ck</sub> - σ <sub>f</sub> < 0.80 f <sub>yk</sub>
	Quasi permanente < 0.45 f <sub>ck</sub>

**ANALISI SISMICA**

<b>Combinazioni/Fase</b>	<b>SLV</b>	<b>SLO</b>
Accelerazione al suolo [m/s <sup>2</sup> ]	1.710	0.655
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F0	2.387	2.430
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante Tc*	0.281	0.247
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.200	1.200
Tipo di sottosuolo	B	
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (Ss)	1.200	1.200
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (a)	1.000	1.000
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza Us [m]	0.045	0.045
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (b)	0.495	0.495
Prodotto a b	0.495 > 0.2	
Coefficiente di intensità sismica (percento)	12.427	4.761
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv)	0.00	
Influenza sisma nella spinta attiva da monte		
Forma diagramma incremento sismico : Triangolare con vertice in alto.		



## 19. PARATIA IN C.A. E CORDOLO DI COLLEGAMENTO

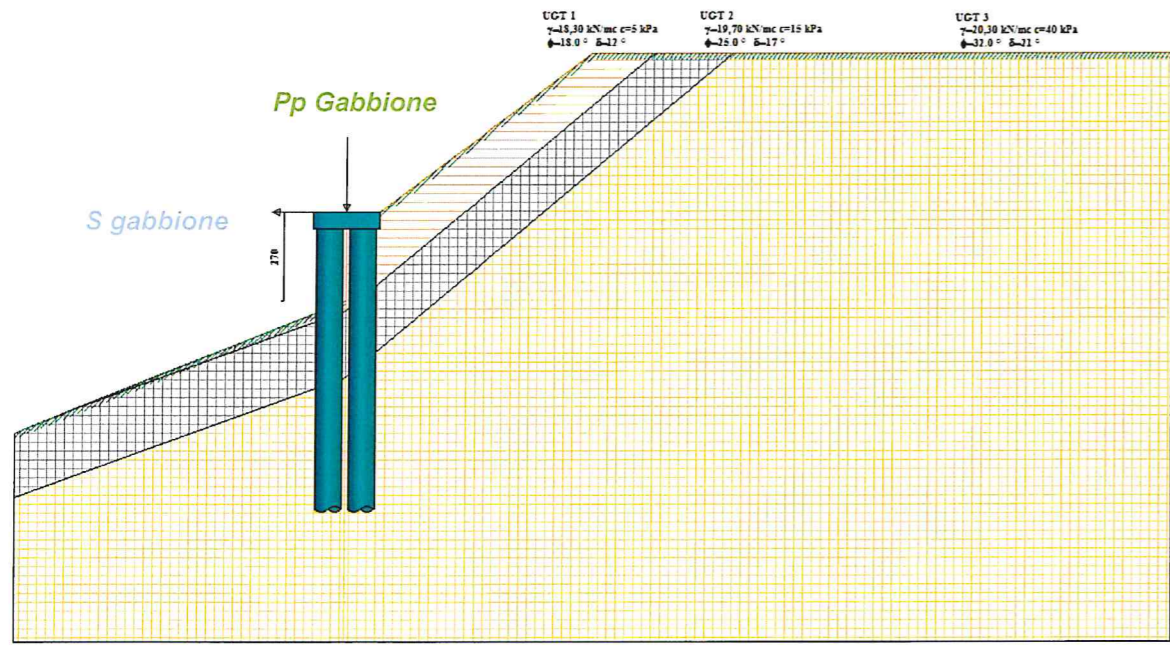
### 19.1 Azioni di progetto, condizioni e combinazioni di carico

I carichi permanenti (G) considerati sono:

- Peso proprio della paratia e del cordolo,
- Peso proprio della gabbionata localizzata sopra il cordolo pari a  $90 \text{ kN/ml}$  ( $P_p$  gabbione),
- Spinta attiva del terrapieno posto a tergo dell'opera,
- Spinta orizzontale derivante dal muro di sostegno realizzato in gabbioni e applicata al cordolo pari a  $50 \text{ kN/ml}$  ( $S$  gabbione).

Si è considerata l'azione sismica (E).

Il carico sul cordolo proviene dalla modellazione della gabbionata soprastante ed in particolare è relativo dalla combinazione n. 20 degli Stato Limite Raro del calcolo del gabbione.



Si sono considerate 7 combinazioni di carico complessive per gli SLU e SLE sismici e non.

## 19.2 RISULTATI

### Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m].

#### Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Pa	Spinta attiva, espressa in [kN]
Is	Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
Pw	Spinta della falda, espressa in [kN]
Pp	Resistenza passiva, espressa in [kN]
Pc	Controspinta, espressa in [kN]

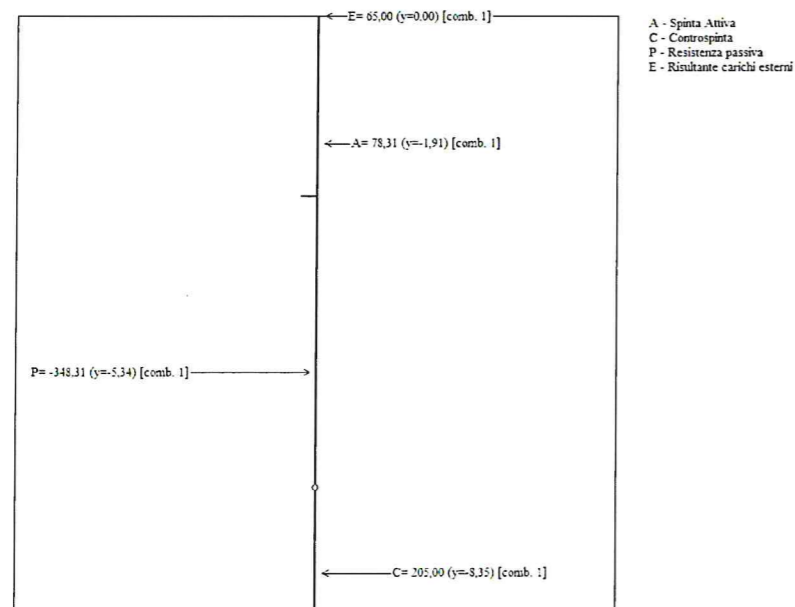
n°	Tipo	Pa [kN]	Y <sub>Pa</sub> [m]	Is [kN]	Y <sub>Is</sub> [m]	Pw [kN]	Y <sub>Pw</sub> [m]	Pp [kN]	Y <sub>Pp</sub> [m]	Pc [kN]	Y <sub>Pc</sub> [m]
1	SLU - STR	78,31	1,91	--	--	--	--	-348,31	5,34	205,00	8,35
2	SLU - GEO	77,94	1,91	--	--	--	--	-340,44	5,72	212,50	8,46
3	SLV - GEO	75,34	2,11	37,31	1,80	--	--	-482,52	6,19	319,88	8,63
4	SLE - Rara	46,77	2,01	--	--	--	--	-218,23	5,05	121,46	8,29
5	SLE - Frequente	46,77	2,01	--	--	--	--	-218,23	5,05	121,46	8,29
6	SLE - Quasi permanente	46,77	2,01	--	--	--	--	-218,23	5,05	121,46	8,29
7	SLD	46,13	2,08	16,29	1,80	--	--	-255,39	5,14	142,97	8,31

#### Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
P <sub>NUL</sub>	Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]
P <sub>INV</sub>	Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C <sub>ROT</sub>	Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP	Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]
R/R <sub>MAX</sub>	Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicitare, espresso in [%]
Pp	Portanza di punta, espressa in [kN]

n°	Tipo	P <sub>NUL</sub> [m]	P <sub>INV</sub> [m]	C <sub>ROT</sub> [m]	MP [%]	R/R <sub>MAX</sub> [%]	Pp [m]
1	SLU - STR	2,95	5,60	7,07	46,46	18,65	2798,70
2	SLU - GEO	3,31	6,45	7,38	59,84	32,07	1567,94
3	SLV - GEO	3,41	7,50	7,88	76,38	56,19	2798,70
4	SLE - Rara	2,93	5,05	6,91	30,71	13,53	2798,70
5	SLE - Frequente	2,93	5,05	6,91	30,71	13,53	2798,70
6	SLE - Quasi permanente	2,93	5,05	6,91	30,71	13,53	2798,70
7	SLD	2,97	5,20	6,96	39,37	16,10	2798,70

Forze agenti sulla paratia



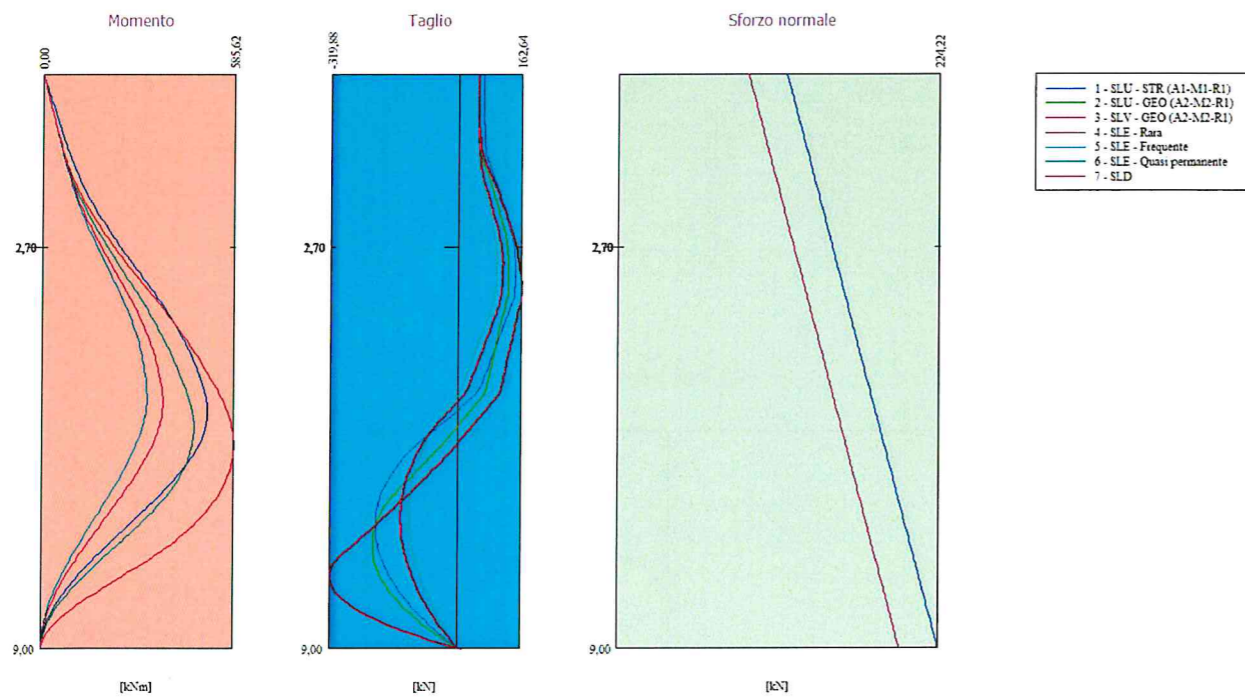
Valori massimi e minimi delle sollecitazioni sulla paratia

*Simbologia adottata*

n° Indice della combinazione/fase  
 Tipo Tipo della combinazione/fase  
 Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]  
 M momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]  
 N sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)  
 T taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M [kNm]	Y <sub>M</sub> [m]	T [kN]	Y <sub>T</sub> [m]	N [kN]	Y <sub>N</sub> [m]	
1	SLU - STR	504,94	5,30	143,31	2,95	224,22	9,00	MAX
		0,00	0,00	-205,00	7,05	0,00	0,00	MIN
2	SLU - GEO	462,90	5,55	127,94	3,30	197,22	9,00	MAX
		0,00	9,00	-212,50	7,35	0,00	0,00	MIN
3	SLV - GEO	585,62	5,80	162,64	3,40	197,22	9,00	MAX
		0,00	9,00	-319,88	7,85	0,00	0,00	MIN
4	SLE - Rara	320,23	5,05	96,77	2,90	197,22	9,00	MAX
		0,00	0,00	-121,46	6,90	0,00	0,00	MIN
5	SLE - Frequente	320,23	5,05	96,77	2,90	197,22	9,00	MAX
		0,00	0,00	-121,46	6,90	0,00	0,00	MIN
6	SLE - Quasi permanente	320,23	5,05	96,77	2,90	197,22	9,00	MAX
		0,00	0,00	-121,46	6,90	0,00	0,00	MIN
7	SLD	369,20	5,15	112,43	2,95	197,22	9,00	MAX
		0,00	9,00	-142,97	6,95	0,00	0,00	MIN

Diagramma di involuppo delle sollecitazioni





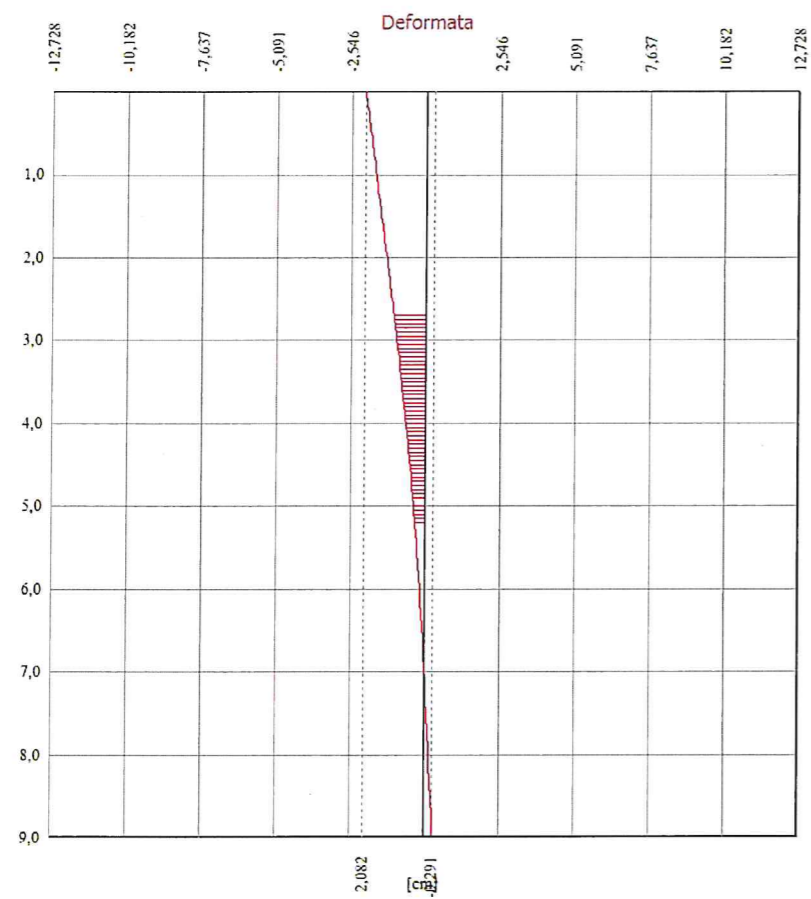
Spostamenti massimi e minimi della paratia

Lo spostamento massimo orizzontale che avviene in testa alla paratia è pari a circa 1,63 cm (SLD) e lo si ritiene compatibile con la funzionalità e la durabilità dell'opera.

*Simbologia adottata*

- n° Indice della combinazione/fase
- Tipo Tipo della combinazione/fase
- Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
- U spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
- V spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U [cm]	Y <sub>u</sub> [m]	V [cm]	Y <sub>v</sub> [m]	
4	SLE - Rara	1,7398	0,00	0,0077	0,00	MAX
		-0,2402	9,00	0,0000	0,00	MIN
5	SLE - Frequente	1,7398	0,00	0,0077	0,00	MAX
		-0,2402	9,00	0,0000	0,00	MIN
6	SLE - Quasi permanente	1,7398	0,00	0,0077	0,00	MAX
		-0,2402	9,00	0,0000	0,00	MIN
7	SLD	2,0822	0,00	0,0077	0,00	MAX
		-0,2907	9,00	0,0000	0,00	MIN



### 19.3 VERIFICHE STRUTTURALI (Involuppo sezioni critiche)

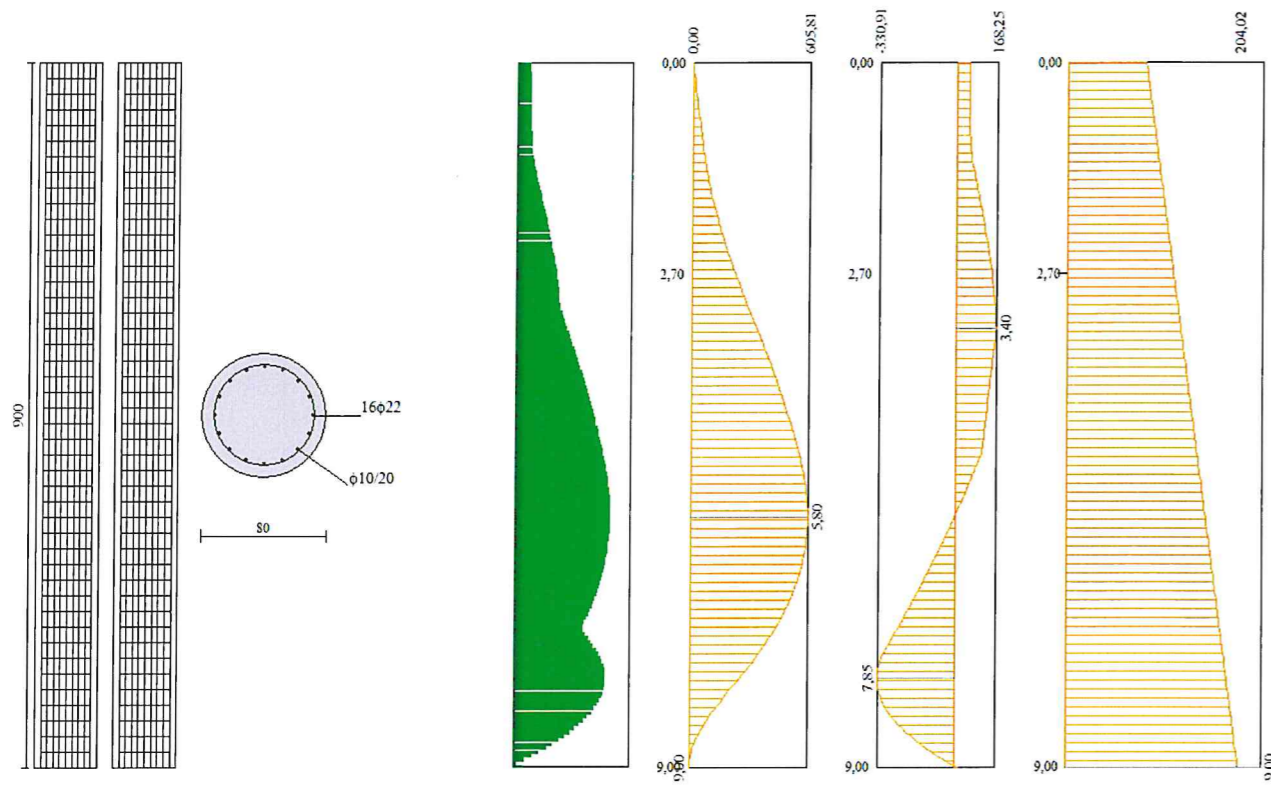
#### STATO LIMITE ULTIMO

##### Verifica a flessione

###### Simbologia adottata

- n° numero d'ordine della sezione
- Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
- Ar area di armatura del palo espressa in [cmq]
- M momento flettente agente sul palo espresso in [kNm]
- N sforzo normale agente sul palo espresso in [kN] (positivo di compressione)
- Mu momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
- Nu sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
- Fs coefficiente di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)

n° - Tipo	Y [m]	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
3 - SLV - GEO	5,80	60,82	605,81	164,58	730,67	198,50	1.206



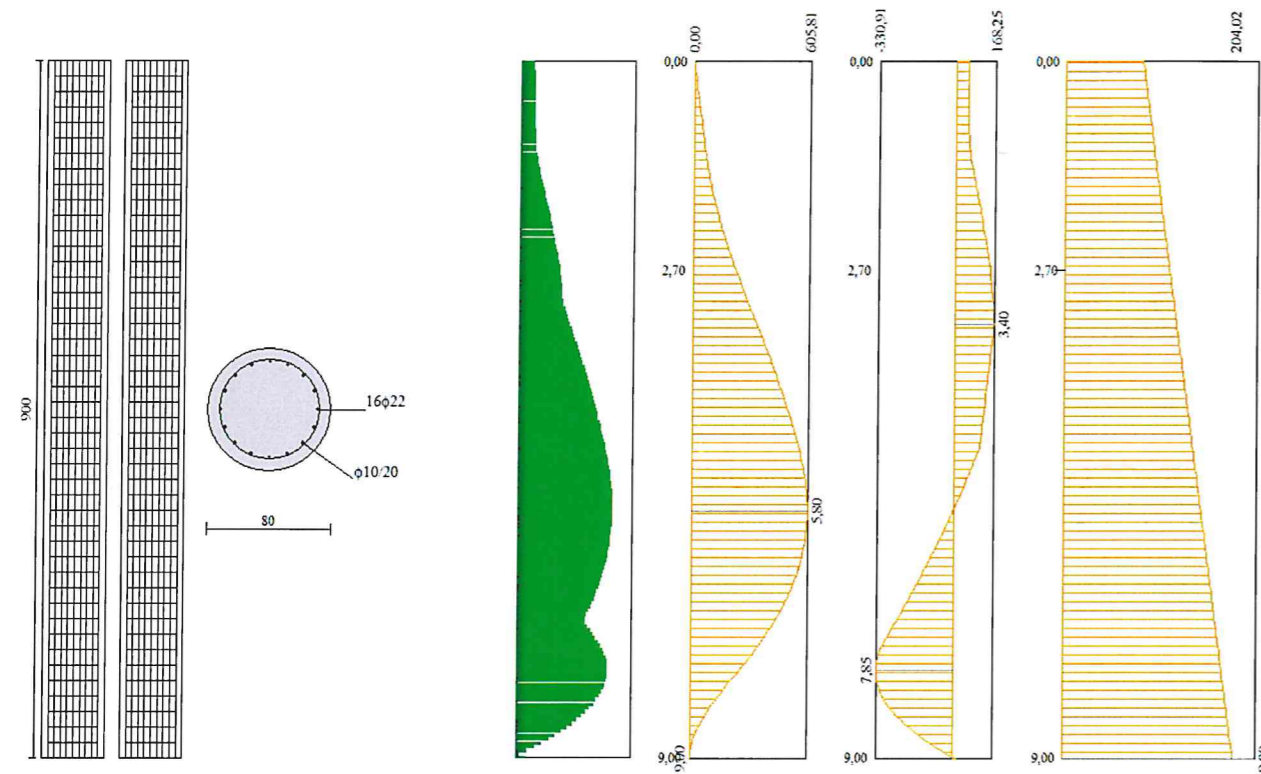
**Verifica a taglio**

*Simbologia adottata*

- n° numero d'ordine della sezione
- Tipo Tipo della Combinazione/Fase
- Y ordinata della sezione rispetto alla testa, espressa in [m]
- A<sub>sw</sub> area dell'armatura trasversale, espressa in [cmq]
- s interasse tra due armature trasversali consecutive, espressa in [cm]
- V<sub>Ed</sub> taglio agente sul palo, espresso in [kN]
- V<sub>Rd</sub> taglio resistente, espresso in [kN]
- FS coefficiente di sicurezza (rapporto tra V<sub>Rd</sub>/ V<sub>Ed</sub>)

La verifica a taglio del palo è stata eseguita considerando una sezione quadrata equivalente di lato B = 68,28 cm

n° - Tipo	Y [m]	A <sub>sw</sub> [cmq]	s [cm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Rd</sub> [kN]	FS
3 - SLV - GEO	7,85	1,57	20,00	-330,91	416,86	1.260





**STATO LIMITE DI ESERCIZIO (Involuppo sezioni critiche)**

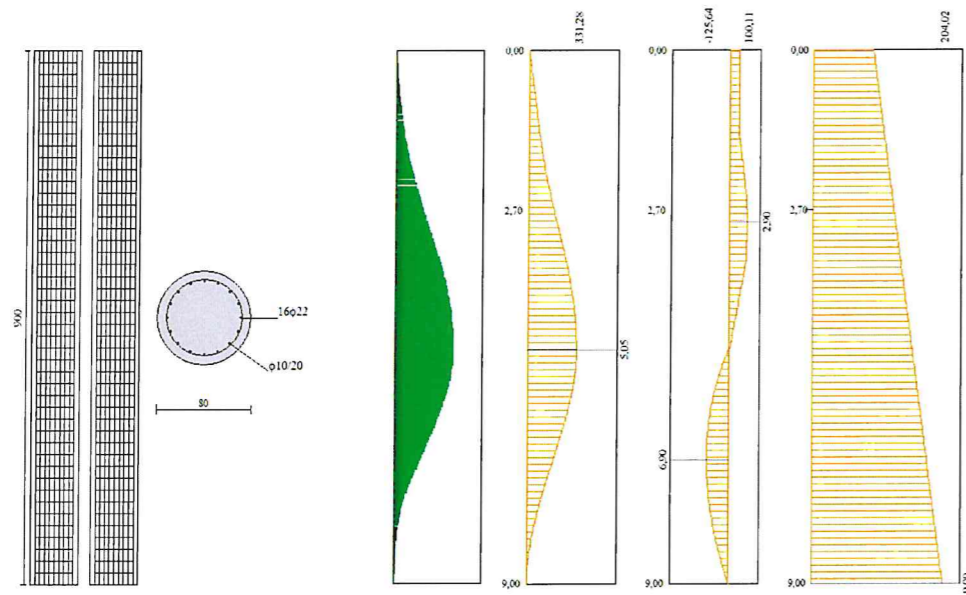
**Verifica delle tensioni**

*Simbologia adottata*

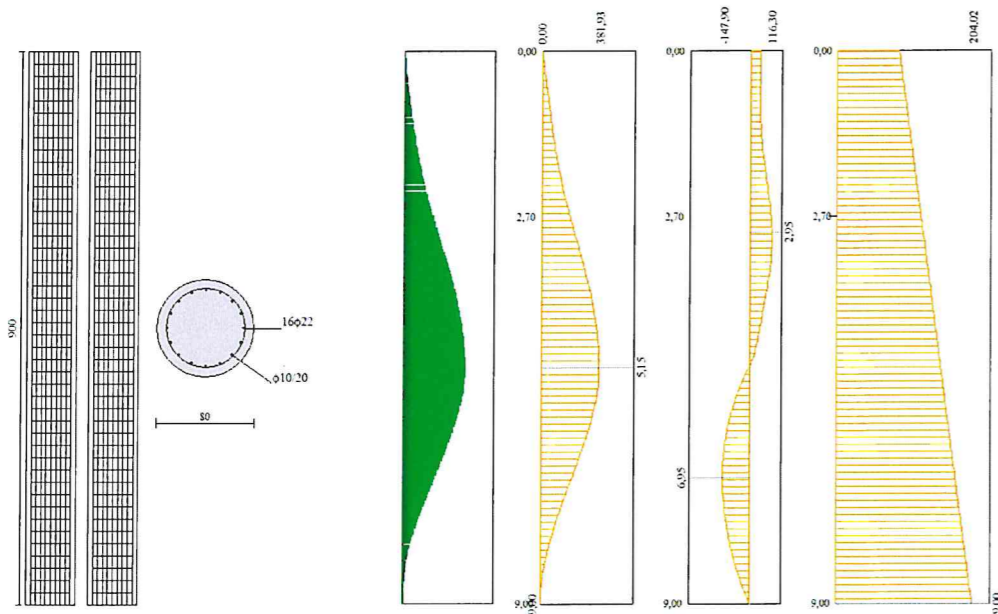
n° numero d'ordine della sezione  
 Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]  
 Af area di armatura espressa in [cmq]  
 $\sigma_c$  tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]  
 $\sigma_f$  tensione nell'acciaio espressa in [kPa]

Ar	$\sigma_c$	cmb	$\sigma_f$	cmb
[cmq]	[kPa]		[kPa]	
60,82	11643	7	244958	4

Combinazione 4



Combinazione 7



Relazione di calcolo strutturale, geotecnica, dei materiali e di manutenzione della parte strutturale-  
*Consolidamento di un tratto della strada denominata via Tapognana in località Tapognana, comune di Carpineti (RE)*

**Verifica fessurazione**

*Simbologia adottata*

Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Oggetto	Muro/Paratia
Y	Ordinata sezione, espresso in [m]
M	Momento agente, espresso in [kNm]
M <sub>r</sub>	Momento prima fessurazione, espresso in [kNm]
S	Distanza media tra le fessure, espressa in [mm]
ε <sub>sm</sub>	Deformazione nelle fessure, espressa in [%]
W <sub>lim</sub>	Apertura limite fessure, espressa in [mm]
W <sub>k</sub>	Ampiezza fessure, espressa in [mm]

Oggetto	n° - Tipo	Y [m]	M [kNm]	M <sub>r</sub> [kNm]	S [mm]	ε <sub>sm</sub> [%]	W <sub>lim</sub> [mm]	W <sub>k</sub> [mm]
Paratia	7 - SLD	5,10	381,79	168,68	285,738	0.1226	0,300	0,595

**VERIFICHE DI TIPO GEOTECNICO**

**Verifica di corpo rigido**

*Simbologia adottata*

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
S	Spinta attiva da monte (risultante diagramma delle pressioni attive da monte) espressa in [kN]
R	Resistenza passiva da valle (risultante diagramma delle pressioni passive da valle) espressa in [kN]
W	Spinta netta falda (positiva da monte verso valle), espressa in [kN]
T	Reazione tiranti espressa in [kN]
P	Reazione puntoni espressa in [kN]
V	Reazione vincoli espressa in [kN]
C	Risultante carichi applicati sulla paratia (positiva da monte verso valle) espressa in [kN]
Y	Punto di applicazione, espresso in [m]
M <sub>r</sub>	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
M <sub>s</sub>	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
FS <sub>rib</sub>	Fattore di sicurezza a ribaltamento
FS <sub>sco</sub>	Fattore di sicurezza a scorrimento

I punti di applicazione delle azioni sono riferite alla testa della paratia.  
 La verifica a ribaltamento viene eseguita rispetto al centro di rotazione posto alla base del palo.

n°	Tipo	S Y [kN]	R Y [kN]	W Y [kN]	T Y [kN]	P Y [kN]	V Y [kN]	C Y [kN]	M <sub>r</sub> [kNm]	M <sub>s</sub> [kNm]	FS <sub>rib</sub>	FS <sub>sco</sub>
3	SLV - GEO	192,08 3,34	831,62 6,86	0,00 0,00	0,00 0,00	0,00 0,00	0,00 0,00	50,00 0,00	1501,95	1781,86	1.186	3.525

### Stabilità globale

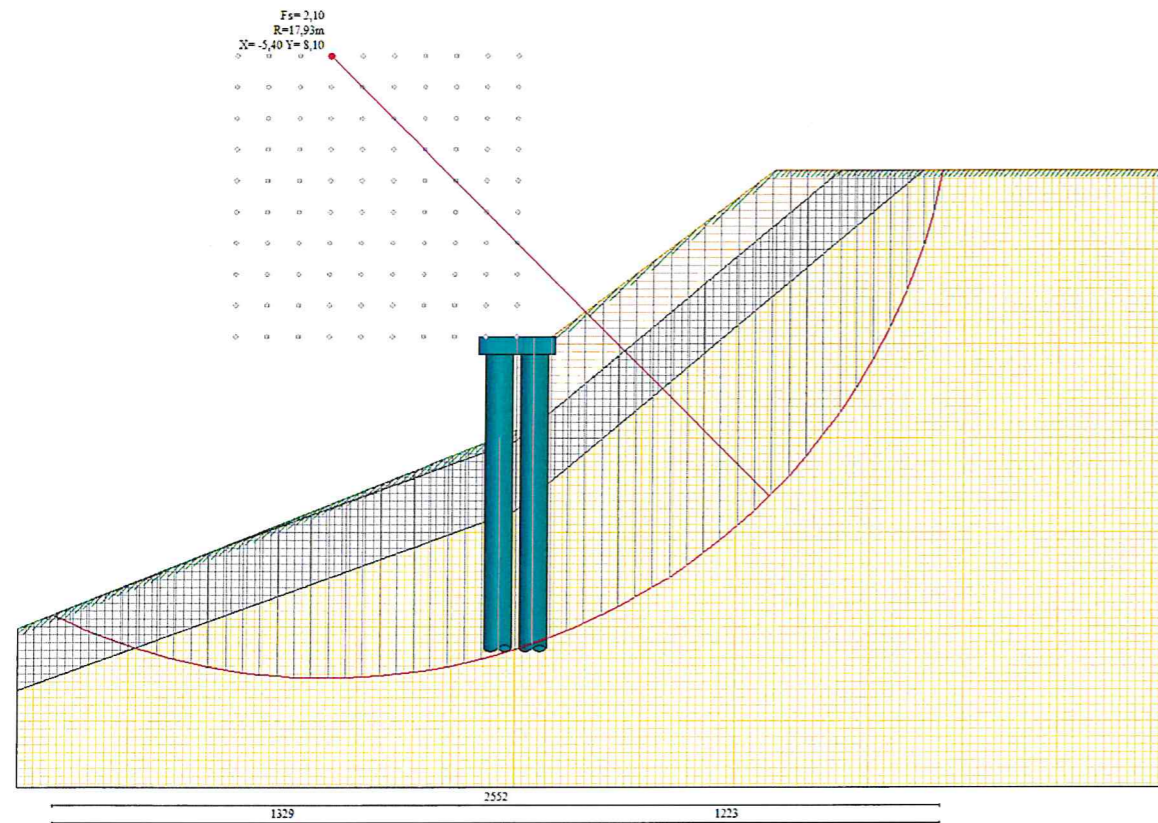
#### Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase  
 Tipo Tipo della combinazione/fase  
 (Xc; Yc) Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]  
 R Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]  
 (Xv; Yv) Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]  
 (Xm; Ym) Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]  
 FS Coefficiente di sicurezza

Numero di cerchi analizzati 100

n°	Tipo	Xc, Yc [m]	R [m]	Xv, Yv [m]	Xm, Ym [m]	FS
2	SLU - GEO	-5,40; 8,10	17,93	-13,29; -8,00	12,23; 4,80	2.097
3	SLV - GEO	-5,40; 8,10	17,93	-13,29; -8,00	12,23; 4,80	2.253

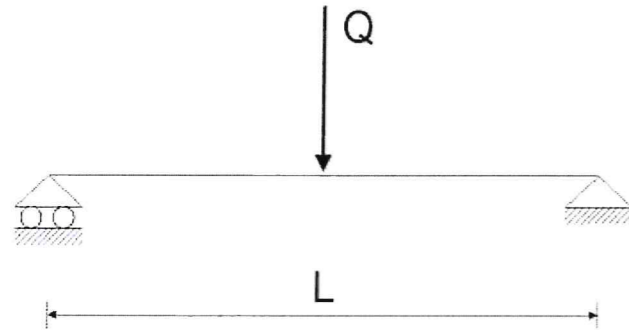
#### Combinazione 3





#### 19.4 MODELLAZIONE E PROGETTO CORDOLO IN C.A.

Per quanto riguarda il calcolo del cordolo l'esperienza mostra che il cordolo (se molto rigido) si muove rigidamente con la testa dei pali e risulta poco sollecitato.  
 Lo schema di riferimento che si adotta in questo caso è quello di una trave su 2 appoggi con carico concentrato in mezzzeria.



dove:

$$Q = \frac{S_p \cdot L}{n_c} \quad L = \begin{cases} 2 \cdot i_p & \text{per paratie di pali o micropali} \\ 1 \text{ metro} & \text{per paratie a setti in c.a. o sezioni a T} \end{cases}$$

$S_p$ : Spinta sulla paratia;

$n_c$ : numero di cordoli;

$i_p$ : interasse dei pali/micropali;

Il **momento massimo** e il **taglio massimo** per il calcolo delle armature sono rispettivamente:

$$M_{\max} = \frac{Q \cdot L}{4} \quad T_{\max} = \frac{Q}{2}$$

Il cordolo in c.a. di collegamento è di sezione rettangolare di base 220 cm e alto 50 cm.  
 E' armato con armatura simmetrica con 12 Dn 16 mm in posizione orizzontale e 3 Dn 16 mm in posizione verticale e staffe Dn 10 mm passo 20 cm:

#### Sollecitazioni e fattori di sicurezza

##### Simbologia adottata

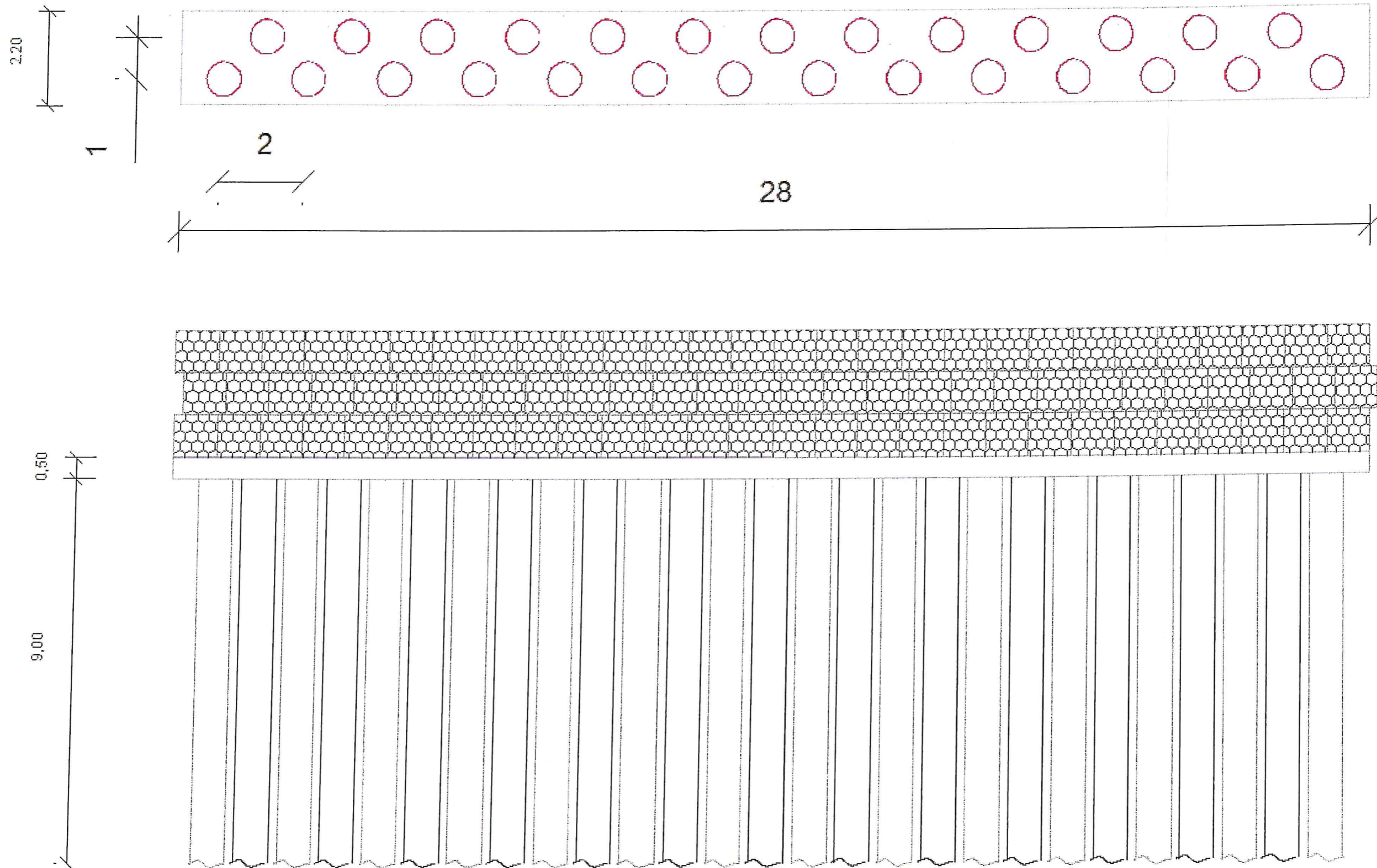
$M_h$  momento flettente espresso in [kNm] nel piano orizzontale  
 $T_h$  taglio espresso in [kN] nel piano orizzontale  
 $M_v$  momento flettente espresso in [kNm] nel piano verticale  
 $T_v$  taglio espresso in [kN] nel piano verticale

$M_h=450,58$ [kNm]	$M_{uh}=491,54$ [kNm]	FS=1.09
$T_h=901,16$ [kN]	$T_{Rh}=1522,39$ [kN]	FS <sub>T</sub> =1.69
$M_v=53,94$ [kNm]	$M_{uv}=458,99$ [kNm]	FS=8.51
$T_v=53,94$ [kN]	$T_R=318,64$ [kN]	FS <sub>Tv</sub> =5.91



### 19.5 DIMENSIONI ELEMENTI STRUTTURALI E ARMATURA

Paratia di pali in c.a. – n.27 di diametro 80 cm, lunghezza 9,00 m ed interasse 2,00 m lungo la fila.



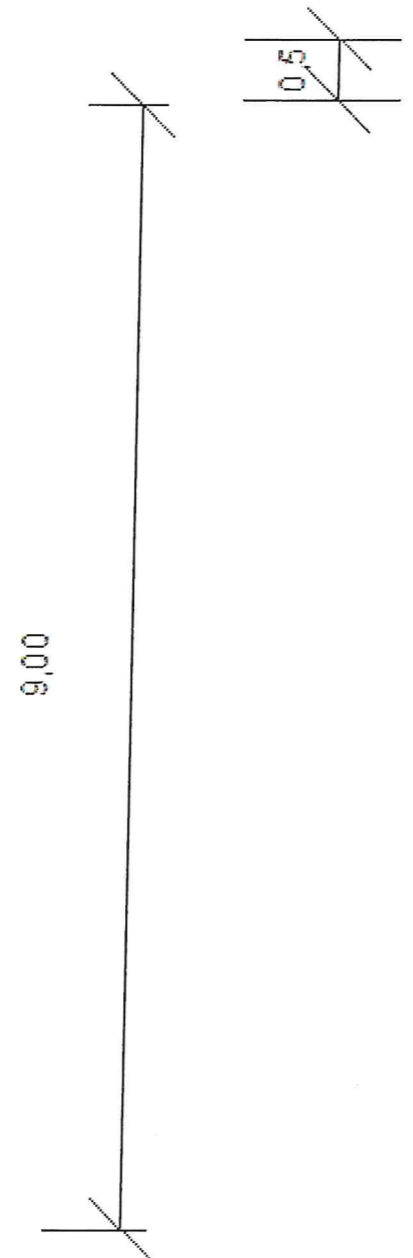
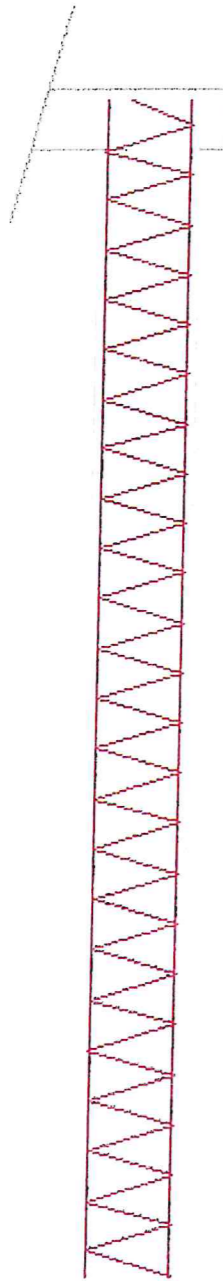


SEZIONE ORIZZONTALE PALO DI DIAMETRO 80 cm ALTEZZA 9,00 m

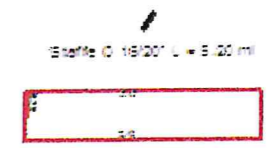
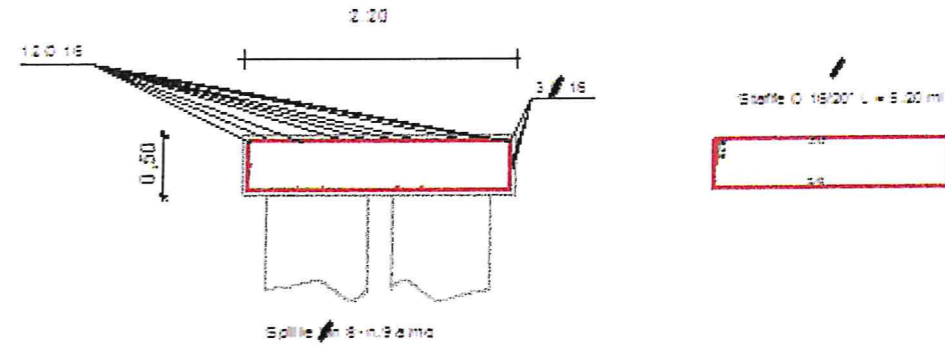


Per il Calcestruzzo C30/40  
Classe di esposizione XC4 - classe di consistenza S4  
diametro palo 80 cm lunghezza di 9,00 e quindi interasse tra palo 2,00 m e tra file di pali 1,00 m numero pali all'27 - copri ferro 8 cm

Armatura pali Per il longitudinale 18Ø22 di lunghezza 8,40 Per il trasversale B460C Staffe Ø 10 ogni 20 cm



Particolare armatura soletta in c.a.



Calcestruzzo C30/40  
Classe di esposizione XC4 - classe di consistenza S4  
copri ferro 8 cm  
Armatura Acciaio tipo B460C

## 20. RELAZIONE SUI MATERIALI E PIANO DI MANUTENZIONE

### STRUTTURALE DELL'OPERA

#### 20.1 Premessa

Il seguente elaborato descrive le modalità da seguire per la corretta gestione delle opere previste nel presente progetto.

In particolare il piano costituisce lo strumento per garantire il corretto funzionamento delle opere stesse durante la loro vita.

Esso contiene: il **manuale d'uso**, il **manuale di manutenzione** e il **programma di manutenzione** delle varie parti costituenti l'opera in progetto.

Lo scopo del presente atto, secondo quanto riportato **D.P.R. 554/99** e nel paragrafo **10.1 del DM 17.01.2018**, ha lo scopo di prevedere, pianificare e programmare l'attività di manutenzione sulle opere in progetto, al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza e il valore economico dell'opera realizzata.

#### 20.2 Manuale d'uso

Lo scopo del manuale d'uso è quello di descrivere tutte le informazioni necessarie all'utente per conoscere le modalità di fruizione e per la gestione corretta dell'opera in modo da evitarne il degrado anticipato ed un'utilizzazione impropria.

Verranno di seguito passate in rassegna le varie parti costituenti le opere in progetto descrivendone l'ubicazione, le caratteristiche dei singoli manufatti e dei materiali costituenti. Come descritto nella relazione di calcolo, l'opera da realizzarsi è così composta:

#### 20.3 Descrizione dell'opera

L'opera in progetto, per evitare l'instabilità geotecnica della sede stradale di via Tapognana, si configura come una paratia di pali in c.a. di sotto scarpata aventi sviluppo pari a circa 28 m.. I pali hanno diametro 80 cm, lunghezza complessiva 9,00 m. e sono affiancati tra loro con interasse 2,00 m e disposti in modo sfalsato su due file (27 pali in totale). Per il collegamento dei predetti, in testa ai pali è previsto un cordolo rettangolare in c.a. di lati 2,2m x 0,5m, avente inclinazione di 5° verso monte.

Il palo è stato calcolato con una lunghezza di infissione nel substrato rigido di circa 5m.

Il sito è facilmente accessibile attraverso alla viabilità pubblica percorrendo la strada comunale di via Tapognana in località Tapognana (Carpineti).

Caratteristiche dei materiali

- Calcestruzzo

	Classe di resistenza	Classe di esposizione	Diametro massimo inerte	Classe di consistenza
<b>Palo</b>	C35/45	XC4	20 mm	S5
<b>Cordolo</b>	C32/40	XC4	20mm	S4

- Acciaio per c.a.: tipo B450C

Per il palo il copriferro nominale è di 8 cm e per la soletta 5 cm ed è definito come *la distanza fra la superficie esterna dell'armatura più vicina alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.*

## **21. MANUALE DI MANUTENZIONE**

Il manuale di manutenzione dell'opera riporta, con riferimento alle caratteristiche dei materiali, e componenti interessati, le indicazioni circa le modalità corrette per l'effettuazione degli interventi manutentivi specifici per l'opera realizzata.

Riportiamo qui di seguito le indicazioni di carattere generale relative agli interventi più comuni.

### **21.1 Manutenzione civile**

Nella voce manutenzione civile si intendono le opere di manutenzione sulle parti strutturali dell'opera. Occorrerà controllare la stabilità del manufatto e l'assenza di cedimenti differenziali che possano comprometterne la stabilità. Pertanto, l'attenzione dovrà essere rivolta al controllo di eventuali crepe o fessurazioni nel palo e cordolo e cedimenti nella paratia indicatori dello stato di degrado e di perdita di stabilità.

Per cedimenti, o crepe e fessurazioni devono effettuarsi manutenzioni edili provvisorie (riempimenti, sostegni, sigillature) e mantenere sotto osservazione l'opera per intervenire con interventi di vera e propria sostituzione della parte ammalorata non appena lo stato dovesse degenerare.

### **21.2 Programma di manutenzione**

Il Programma di Manutenzione prevede una serie di controlli e di interventi finalizzati alla corretta gestione dell'opera realizzata, che devono essere eseguiti a determinate scadenze.

Il Programma di Manutenzione è articolato secondo tre sottoprogrammi:

- il Sottoprogramma delle Prestazioni: vengono indicate le caratteristiche prestazionali ottimali ed il loro eventuale decremento accettabile nel corso della vita utile del bene;
- il Sottoprogramma dei Controlli: viene indicata la programmazione delle verifiche e dei controlli da effettuarsi per rilevare, durante gli anni, la rispondenza delle opere eseguite alle prestazioni previste; l'obiettivo è quello di avere un'indicazione precisa della dinamica di caduta di efficienza del bene, avendo come riferimenti il livello di funzionamento ottimale e quello minimo accettabile;
- il Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione: riporta gli interventi da effettuare, l'indicazione delle scadenze temporali alle quali devono essere effettuati e le eventuali informazioni per una corretta conservazione del bene.

#### **21.2.1 Sottoprogramma delle prestazioni**

Tale sezione del programma di manutenzione comprende tutti i riferimenti progettuali e il loro monitoraggio nel tempo finalizzati ad avere riscontri circa le eventuali modifiche introdotte e i limiti fino ai quali tali modifiche possono essere spinte.

Le prestazioni dell'opera progettata devono essere assicurate e mantenute nel tempo. Qualora alcuna di esse non venisse rispettata, occorrerà individuarne la causa mediante verifiche e controlli ed agire per porvi rimedio mediante le manutenzioni che si rendessero necessarie.

Le prestazioni da garantire sono:

- Sostegno della gabbionata e del rilevato stradale di via Tapognana.

#### **21.2.2 Sottoprogramma dei controlli**

Tale sezione prevede, per ogni opera in progetto quanti e quali controlli sono necessari, quali sono le operazioni da svolgersi ed i mezzi da utilizzare.

Le operazioni di controllo previste sono:

- controllo della parte strutturale della paratia e ed individuazione di eventuali lesioni o deformazioni dovute a cedimenti totali o differenziali della sezione geometrica originaria;
- Ogni operazione effettuata all'interno dell'opera deve essere svolta nel rigoroso rispetto delle fondamentali norme atte a tutelare l'incolumità degli operatori; per questo dovranno essere adottate tutte le precauzioni idonee ad evitare incidenti.

Ovviamente il personale dovrà essere in possesso della dotazione personale di sicurezza e di pronto soccorso, come previsto dalle vigenti norme in materia.

Si riporta di seguito la frequenza minima di verifiche per ogni tipo di operazione.



Tipologia di intervento	Frequenza ispezioni espressa in giorni
Controllo parte strutturale del manufatto in c.a.	Ogni 365 giorni e dopo ogni evento di piena eccezionale

I valori forniti di frequenza di ispezione e controllo sono indicativi e possono essere modificati in base alla lunga esperienza del personale del Consorzio ed all'invecchiamento progressivo delle opere.

### 21.2.3 Sottoprogramma degli interventi di manutenzione

Tale sezione prevede la descrizione di quanti e quali interventi manutentivi sono necessari. L'intervento di manutenzione classico per la fondazione che può essere necessario è quello della manutenzione edile dell'opera in c.a. mediante l'eliminazione di fessurazioni, sigillature di giunti, getti di consolidamento ect..

Reggio Emilia, 11/07/2019.



