



PROVINCIA DI PRATO

AREA TECNICA
SERVIZIO ASSETTO E GESTIONE DEL TERRITORIO

VIA RICASOLI N.25 59100 - PRATO

Protocollo d'intesa del 28.08.2018 "Verifica dei ponti prioritari"

INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE DEL PONTE LUNGO LA SR325 AL KM 48+800 NEL COMUNE DI VERNIO (PO)

**Progetto definitivo-esecutivo CIG Z7330F83FF
CUP I57H20004330003**

Responsabile Unico del Procedimento:
ING. ELISA GORGAI - Provincia Prato

Progettista:

ING. GALILEO INNOCENTI
via Case Basse 25
51037 - Montale (PT)
cel. 320.8442245
tel. fax 0573.764654
e.mail: galileo.innocenti@gmail.com
pec: galileo.innocenti@ingpec.eu



RELAZIONE SPECIALISTICA SULLE STRUTTURE

DATA: Novembre 2021

RSS

elaborato

01	NOV/2021	Emissione progetto DEFINITIVO-ESECUTIVO	G.I	G.I	G.I
EMIS.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
4	MODELLATORE STRUTTURALE	5
4.1	RICHIAMI TEORICI - SCHEMI DI CALCOLO GENERALI E TIPO DI ANALISI	7
5	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO SPECIFICHE	13
6	AZIONE SISMICA	17
7	MATERIALI ADOTTATI PER IMPALCATI E RELATIVE FONDAZIONI - COPRIFERRO	18
8	MODELLI DI CALCOLO	18
8.1	MODELLO MICROPALI TIPO 1.....	23
8.2	MODELLO MICROPALI TIPO 2.....	25
8.3	MODELLO MICROPALI TIPO 3.....	27
8.4	MODELLO MICROPALI TIPO 4.....	29
8.5	MODELLO VERIFICA VOLTA	31
9	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA	33
10	RELAZIONE GEOTECNICA	38
11	ULTERIORI VERIFICHE SVOLTE MANUALMENTE	39
11.1	VERIFICA ANCORAGGIO TUBOLARE TIRANTI SU CORDOLO IN C.A.....	39
12	TABULATI DI CALCOLO	39

1 PREMESSA

La presente relazione specialistica ha per oggetto le *opere strutturali relative all'intervento di "Consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 48+800 nel Comune di Vernio"*.

Il manufatto interessato dalle opere in oggetto si colloca lungo la SR325, poco prima della località La Cantoniera, procedendo verso Montepiano. Il sito ha le seguenti coordinate geografiche: 44.078870N – 11.159290E.

Si tratta di un ponte ad arco a tutto sesto di luce pari a circa 5.50m e profondità pari a circa 12.40m. La volta, in calcestruzzo non armato, presenta spessore variabile dai 75cm all'imposta ai 40cm in chiave. La volta si imposta su spalle massive in muratura disordinata di pietrame caratterizzata da un paramento di rivestimento in bozze perfettamente squadrate di arenaria con piano bocciardato di spessore tra i 10 ed i 15cm. Di analoga tipologia risultano anche i muri di timpano che si impostano sulla volta. Preme in particolare evidenziare, come sui prospetti, la volta in cls non sia visibile, in quanto mascherata da una ghiera in conci squadrati di arenaria di altezza costante pari a 75cm complanare al paramento di rivestimento dei timpani.

Immediatamente prima e dopo il ponte sono presenti due terrapieni contenuti da muri di sostegno massivi a gravità in muratura disordinata di pietrame. Anche tali muri presentano un paramento di rivestimento in bozze squadrate di arenaria con piano bugnato, di spessore 15-20cm.

Per la geometria di dettaglio del manufatto, ricostruita incrociando i dati del rilievo topografico, dei saggi eseguiti e dei sondaggi a carotaggio continuo condotti nel corpo dei terrapieni, si rimanda alle tavole dello stato di fatto T02 e T03.

La campagna di indagini conoscitive condotta sul manufatto, per la quale si rimanda alla specifica relazione dedicata, oltre che alla relazione geologica, ha evidenziato che il ponte non manifesta problematiche riconducibili a cedimenti in fondazione o a fenomeni di scalzamento alla base dovuti alla presenza del torrente. Per quanto osservato non manifestano segnali significativi di dissesto né l'elevazione delle spalle, né le murature di timpano, né l'elevazione dei muri d'ala a monte. Per tali elementi si osservano solo problematiche legate all'integrità del paramento di rivestimento a causa delle infiltrazioni di acqua ed alla vegetazione infestante che hanno provocato la disgregazione dei giunti di malta e il distacco localizzato di alcune bozze.

In buono stato di salute si presenta anche la volta in cls non armato che, come si vedrà nel seguito, una volta sottoposta a verifica analitica, è risultata in grado di sopportare i massimi carichi stradali previsti dalla vigente normativa.

Diversa è risultata invece la situazione riscontrata per i muri d'ala a valle, che risultano quelli di maggiore altezza. Su di essi sono stati infatti riscontrati dissesti della muratura massiva disordinata in pietrame che si manifestano con spancamenti o addirittura crolli localizzati del paramento di rivestimento.

Stante la manifesta incapacità dei muri d'ala di sostegno a gravità lato valle di sostenere i terrapieni stradali con un adeguato margine di sicurezza si prevede di porre in opera, sia sul lato est che su quello ovest, subito a tergo del parapetto, ma a sufficiente distanza da non arrecare ulteriore disturbo al paramento di rivestimento, una berlinese di micropali disposti a quinconce e raccordati da cordolo sommitale in c.a. tirantato a mezzo di tiranti passivi realizzati con micropali inclinati a 45°. Ove presenti le berlinesi tirantate di progetto (in grado di sopportare le spinte del terreno ed i relativi incrementi dovuti ai carichi da traffico) la muratura originaria ed il relativo paramento frontale, vengono declassati a semplice rivestimento (rimane escluso dalla realizzazione

delle berlinesi solo il tratto del muro d'ala di valle all'estremità lato Vernio, caratterizzato da altezze molto modeste e non interessato dai dissesti prima descritti).

L'opera strutturale vera e propria viene affiancata da una revisione e restauro di tutti i paramenti di rivestimento (spalle, timpani, muri d'ala) con pulizia dalla vegetazione infestante, ricostruzione puntuale di porzioni crollate con materiale da cava di prestito della stessa tipologia dell'esistente, interventi di tipo cuci-scuci reimpiegando il materiale demolito e risarcitura dei giunti di malta degradata più o meno diffusa, avendo sempre cura di lasciare un numero di forature tali da consentire lo scolo delle acque in caso di saturazione dei terrapieni.

Da non trascurare anche una serie di interventi mirati ad una più corretta regimazione delle acque di piattaforma per i quali si rimanda alla relazione idrologia-idraulica. In sintesi la realizzazione di una rete di fognoli e caditoie, il rivestimento/risagomatura di fossetti di scolo esistenti e la realizzazione di barbacani consentiranno di:

- limitare le infiltrazioni nel corpo dei terrapieni, responsabili dei dilavamenti e dei dissesti osservati;
- creare vie privilegiate di fuoriuscita dell'acqua evitando percolazioni diffuse responsabili di rigonfiamenti delle bozze di rivestimento e degrado dei ricorsi di malta;
- prevenire fenomeni di erosione delle sponde, con conseguente scalzamento dei paramenti, legati ad un non corretto accompagnamento del flusso idrico fino al fondo alveo.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche vengono condotte in ottemperanza alle seguenti normative:

- D.M. 17/01/2018 pubblicato su S.O. n. 8 alla G.U. 20 febbraio 2018, n.42: "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare Esplicativa del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 7 del 21/01/2019 pubblicata su S.O. n.5 alla G.U. 11 febbraio 2019, n.35: "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/18";

3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo è relativa, oltre che alla verifica della volta esistente in calcestruzzo non armato, alla realizzazione di due paratie di micropali tirantate. Tutte e due le paratie, fermo restando la disposizione dei micropali a quinconce con interasse pari a 80cm sia trasversale che longitudinale e la presenza del cordolo sommitale 160x80h, presentano tratti caratterizzati da diametro e lunghezze dei micropali variabili, in quanto non risulta costante la profondità del substrato roccioso lungo lo sviluppo. Si distinguono in particolare

- **tratti caratterizzati da micropali tipo 1 e tiranti tipo 1'**: tali tratti sono presenti sia sulla paratia lato Vernio (ovest), tra la sezione 11 e la sezione 3, che su quella lato Montepiano (est), tra la sezione 12 e la sezione 4. I micropali verticali sono di diametro 250mm con lunghezza di perforazione 11.50m e tubo di armatura $d=193.7\text{mm}$ di spessore 12.5mm e lunghezza 11m. I micropali inclinati a 45° (tiranti passivi) ad interasse 1.60m, sono di diametro 160mm con lunghezza di perforazione 16.70m (tratto di fondazione ricadente nella roccia di circa 8m) e tubo di armatura 88.9mm di spessore 6.3mm;

- **tratti caratterizzati da micropali tipo 2 e tiranti tipo 2'**: tali tratti sono presenti sia sulla paratia lato Vernio (ovest), tra la sezione 3 e la sezione 5, che su quella lato Montepiano (est), tra la sezione 4 e la sezione 9. I micropali verticali sono di diametro 220mm con lunghezza di perforazione 9.50m e tubo di armatura $d=159\text{mm}$ di spessore 8mm e lunghezza 9m. I micropali inclinati a 45° (tiranti passivi) ad interasse 1.60m, sono di diametro 160mm con lunghezza di perforazione 13.70m (tratto di fondazione ricadente nella roccia di circa 7m) e tubo di armatura $d=88.9\text{mm}$ di spessore 6.3mm;

- **tratti caratterizzati da micropali tipo 3 e tiranti tipo 3'**: tali tratti sono presenti sia sulla paratia lato Vernio (ovest), tra la sezione 5 e la sezione 6, che su quella lato Montepiano (est), tra la sezione 9 e la sezione 10. I micropali verticali sono di diametro 220mm con lunghezza di perforazione 8.50m e tubo di armatura $d=159\text{mm}$ di spessore 8mm e lunghezza 8m. I micropali inclinati a 45° (tiranti passivi) ad interasse 1.60m, sono di diametro 160mm con lunghezza di perforazione 10.70m (tratto di fondazione ricadente nella roccia di circa 5m) e tubo di armatura $d=88.9\text{mm}$ di spessore 6.3mm;

- **tratto caratterizzato da micropali tipo 4 e tiranti tipo 4'**: tale tratto è presente solo sulla paratia lato Vernio (ovest), tra la sezione 6 e la sezione 7. I micropali verticali sono di diametro 220mm con lunghezza di perforazione 6.50m e tubo di armatura $d=159\text{mm}$ di spessore 8mm e lunghezza 6m. I micropali inclinati a 45° (tiranti passivi) ad interasse 1.60m, sono di diametro 160mm con lunghezza di perforazione 7.70m (tratto di fondazione ricadente nella roccia di circa 4m) e tubo di armatura $d=88.9\text{mm}$ di spessore 6.3mm.

4 MODELLATORE STRUTTURALE

La progettazione strutturale delle paratie di micropali è stata svolta avvalendosi del **software PAC**, prodotto da Aztec informatica. In particolare è stata impiegata la **versione 16.0**.

Il programma PAC è dedicato all'analisi ed al calcolo di paratie, palancole e scavi sbadacchiati. Possono essere analizzate paratie di pali o micropali, disposti anche su più file, paratie a setti in c.a., paratie con sezione a T, e paratie metalliche a sezione generica. La paratia da analizzare può essere ancorata tramite una o più file di tiranti, attivi o passivi.

Per il profilo del terreno, PAC consente la definizione per punti con possibilità di inserire sovraccarichi (concentrati e distribuiti) in qualsiasi punto o tratto del profilo. E' possibile stratificare il terreno di monte e di valle. La caratterizzazione del terreno avviene fornendo i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni.

La falda può essere messa in conto con quote differenti per la zona di monte e quella di valle.

PAC permette di inserire, in un ambiente grafico integrato nel programma, carichi (forza X, forza Y, momento), vincoli (traslazione X e rotazione) e diagrammi di carico aggiuntivi (costanti o variabili linearmente).

Date le caratteristiche del terreno, i sovraccarichi e l'altezza fuori terra della paratia, PAC calcola la profondità di infissione necessaria per l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione (**problema di progetto**) con i metodi

classici: **diagramma di spinta attiva, resistenza passiva, controspinta**. E' possibile impostare il fattore di sicurezza per il calcolo della profondità di infissione secondo le metodologie suggerite dagli Eurocodici.

PAC, inoltre, consente di analizzare la paratia con il **metodo delle molle equivalenti**. La paratia è discretizzata, mediante il metodo degli elementi finiti, in una serie di elementi tipo trave, mentre il terreno viene schematizzato con una serie di molle a comportamento elastoplastico reagenti solo a compressione (**problema di Verifica**). Questo tipo di analisi presenta il vantaggio, rispetto ai metodi classici, di considerare la paratia con la sua effettiva rigidezza ed è in grado di fornire una soluzione in termini di spostamenti (i metodi classici non sono in grado di fornire informazioni sugli spostamenti).

Nel programma PAC è possibile selezionare il metodo con cui analizzare la paratia, nella opportuna finestra di opzioni di analisi. Nella **fase di verifica** è possibile anche effettuare l'analisi per fasi di scavo. PAC esegue, inoltre, l'**analisi di stabilità** del pendio nei pressi dell'opera, così come prescrive la Normativa vigente, con il metodo di **Fellenius** o di **Bishop**.

L'analisi della paratia può essere eseguita sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche.

Nel caso di paratie di pali o a setti in c.a., PAC esegue il progetto delle armature in funzione delle direttive impostate dall'utente con il metodo degli Stati Limite Ultimi.

Per quanto concerne invece le valutazioni numeriche effettuate sulla volta queste sono essenzialmente basate sul teorema statico dell'analisi limite. L'applicazione delle idee alla base del calcolo limite alle strutture in muratura risale agli studi del prof. Jacques Heyman, direttore del dipartimento di ingegneria civile presso l'università di Cambridge.

Il teorema statico può essere enunciato nel modo seguente: un arco in muratura è sicuro se esiste una linea delle pressioni, in equilibrio con i carichi esterni, giacente interamente nello spessore dell'arco e se le tensioni di compressione corrispondenti sono sufficientemente basse. Si ricorda che la linea delle pressioni rappresenta il luogo geometrico dei punti nei quali agiscono forze di compressione che si scambiano i vari concetti tra loro.

Per implementare la verifica secondo il sopradetto teorema si è fatto in particolare uso del software "Arco" messo a disposizione sulla propria pagina personale, nell'ambito del sito dell'Università di Brescia, dal Prof. Piero Gelfi, ordinario di Teoria e Progetto delle Costruzioni in Acciaio.

Nell'implementazione classica del calcolo degli archi il rinfianco è considerato un mero sovraccarico verticale, ignorando l'effetto delle pressioni passive orizzontali che possono essere mobilitate quando l'arco spinge contro il rinfianco. Trascurare tali pressioni orizzontali passive è generalmente a favore di sicurezza, ma spesso non consente di soddisfare le verifiche di stabilità, specialmente nel caso di archi soggetti a sovraccarichi asimmetrici. L'introduzione dell'effetto delle pressioni orizzontali, ricentrando la linea delle pressioni, può condurre al soddisfacimento delle verifiche, specie quelle in termini di tensioni massime di compressione, evitando la necessità di costosi ed invasivi interventi di consolidamento.

Il software "Arco" permette l'implementazione del contributo delle pressioni passive del rinfianco nell'ambito dell'analisi con il teorema statico dell'analisi limite, in riferimento alla pubblicazione "Role of Horizontal Backfill Passive Pressure on the Stability of Masonry Vaults", International Journal for Restoration of Buildings, effettuata dal prof. Gelfi medesimo.

4.1 RICHIAMI TEORICI - SCHEMI DI CALCOLO GENERALI E TIPO DI ANALISI

Lo schema di calcolo adottato è quello di paratia sottoposta ad un'analisi agli elementi finiti (problema di verifica secondo PAC), abbinata ad una **verifica di stabilità del pendio**. L'analisi mediante elementi finiti presenta diversi vantaggi rispetto ai metodi classici dell'equilibrio limite:

- possibilità di considerare la paratia con la sua effettiva rigidezza;
- possibilità di schematizzare i tiranti con l'effettiva rigidezza e di inserirne più file (qualora previsti);
- possibilità di schematizzare il comportamento del terreno in modo più aderente alla realtà;
- informazioni dettagliate sugli spostamenti e sulle sollecitazioni;
- diagramma effettivo delle pressioni sul terreno.

Rispetto ad altri metodi numerici, ad esempio il metodo delle differenze finite, risulta più pratica e più agevole e, dal punto di vista computazionale, più efficiente.

Il calcolo delle paratie è un classico problema di interazione suolo struttura. Pertanto la modellazione ad elementi finiti deve includere sia la modellazione della struttura paratia che del terreno. La paratia viene 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 paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

Sia il tratto fuori terra che il tratto interrato vengono suddivisi in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri (l'Utente può comunque impostare la lunghezza desiderata nelle Opzioni di Analisi - Avanzate) e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti la discretizzazione della struttura viene fatta in modo che questi elementi capitino in corrispondenza di un nodo. Il tirante viene schematizzato come un elemento molla di lunghezza L pari alla lunghezza libera del tirante, area A_f (area di armatura nel tirante) e il modulo elastico dell'acciaio e naturalmente inclinazione pari a quella del tirante.

La presenza di eventuali **vincoli** lungo l'altezza della paratia viene gestita in modo del tutto automatico bloccando i relativi gradi di libertà.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati (forze e coppie).

La modellazione del terreno si rifà al classico **schema di Winkler**. Esso viene visto come un letto di "molle indipendenti fra di loro" reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler, vedi relazione geotecnica). 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 $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno.

Se Δ_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 rigidezza, si esprime come:

$$k \times 100 \times \Delta_m = \frac{E_m A_m}{100}$$

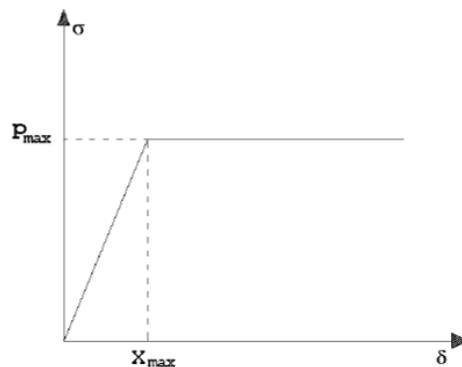
e quindi

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m} \quad \text{cm}^2$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza delle estremità della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione.

Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) delle matrici di rigidezza dei tiranti se previsti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

Per il terreno si considera un comportamento di tipo elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero.



Relativamente al 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 (adottato nel caso in esame) 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.

Le molle al di sotto della linea di fondo scavo hanno un comportamento asimmetrico. Se lo spostamento della paratia in corrispondenza della molla è diretto verso valle la pressione limite della molla stessa sarà data dalla differenza fra la pressione passiva di valle e la pressione attiva di monte ($K_{pv} - K_{am}$). Se lo spostamento è

diretto verso monte la pressione limite sarà data dalla differenza tra la pressione passiva da monte e la pressione attiva da valle ($K_{pm} - K_{av}$).

Per le molle al di sopra della linea di fondo scavo si assume sempre il criterio di rottura per pressione passiva (a compressione). Naturalmente esse vengono rimosse dall'analisi quando vanno in trazione.

In particolare saranno immediatamente eliminate durante l'analisi nel caso di una paratia libera (non soggetta a carichi verso monte) mentre avranno una grossa influenza in presenza di tiranti (soprattutto nel caso di tiranti attivi) e di vincoli.

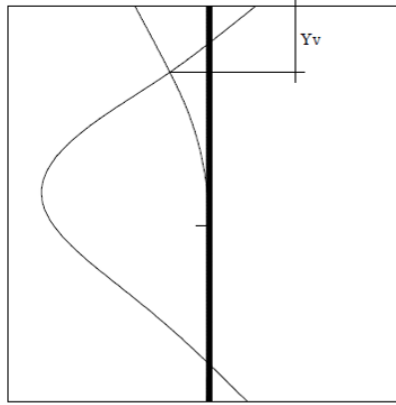
Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione.

Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, 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, cioè 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 (o trazioni) delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassembleta escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento, se applicato come sopra descritto, sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Il software PAC ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassettaggio 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 (opportunosamente rese in grafico) ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

La spinta attiva viene considerata agente dalla testa della paratia fino alla linea di fondo scavo (nel caso di analisi per fasi di scavo si intende la linea di fondo scavo per la fase attuale). Inoltre nel tratto compreso fra la linea di fondo scavo ed il punto di nullo del diagramma agirà una spinta pari alla differenza fra la spinta attiva da monte e la spinta passiva da valle (pressione efficace). Il valore totale della spinta agente sulla paratia non coinciderà necessariamente con questo valore: infatti, nel caso in cui la paratia tende a spostarsi verso monte, il terreno a monte reagirà a questo spostamento fornendo un incremento di spinta che, in alcuni casi, può superare di molto la spinta attiva (ad esempio nel caso di tiranti attivi molto tesati). In sostanza la forma ed il valore della spinta vengono alterati dall'interazione terreno struttura.



Se, ad esempio, consideriamo una paratia di altezza fuori terra pari ad H con un vincolo disposto alla quota Y_v rispetto alla testa della paratia, nel tratto compreso fra 0 (testa della paratia) ed Y_v la paratia tenderà a rientrare verso monte generando una reazione del terreno che andrà ad agire sulla paratia.

In ogni caso la pressione agente sulla paratia non potrà superare la resistenza passiva del terreno a monte (la pressione in ciascuna molla non potrà superare il valore $K_{pm} - K_{am}$).

I **tiranti attivi**, contrariamente ai tiranti passivi, vengono sottoposti ad uno sforzo di pretensione prendendo il contrasto sulla struttura stessa. Il tiro finale sul tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura oltre che dalle cadute di tensione. Nel caso di **tiranti passivi** il tiro dipende unicamente dalla deformabilità della struttura. L'armatura dei tiranti attivi è costituita da trefoli ad alta resistenza (trefoli per c.a.p.), viceversa i tiranti passivi possono essere armati con trefoli o con tondini o, in alcuni casi, con profilati tubolari. La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno.

La **lunghezza di ancoraggio del tirante** si calcola determinando la lunghezza massima atta a soddisfare le tre seguenti condizioni:

1. *lunghezza necessaria per garantire l'equilibrio fra tensione tangenziale che si sviluppa fra la superficie laterale del tirante ed il terreno e lo sforzo applicato al tirante;*
2. *lunghezza necessaria a garantire l'aderenza malta - armatura;*
3. *lunghezza necessaria a garantire la resistenza della malta.*

In terreni sciolti in genere è la prima condizione che determina la lunghezza dell'ancoraggio viceversa per tiranti ancorati in roccia (forte aderenza fra malta e roccia) saranno le ultime due condizioni a determinare la lunghezza d'ancoraggio.

Detti N lo sforzo nel tirante, δ l'angolo d'attrito tirante-terreno, c_a l'adesione tirante-terreno, γ il peso di volume del terreno, D ed L_f il diametro e la lunghezza di ancoraggio (o lunghezza efficace) del tirante ed H la profondità media di infissione, si ha la relazione:

$$N = \pi D L_f \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D L_f c_a$$

da cui si ricava la lunghezza *efficace* di ancoraggio

$$L_f = \frac{N}{\pi D \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D c_a}$$

K_s rappresenta il coefficiente di spinta (definibile dall'Utente)

Per quanto riguarda la **seconda condizione**, la lunghezza necessaria atta a garantire l'aderenza malta-armatura è data dalla relazione:

$$L_f = \frac{N}{\pi d \tau_{c0} \omega}$$

Dove d è la somma dei diametri dei trefoli disposti nel tirante, τ_{c0} è la resistenza tangenziale limite della malta (funzione di R_{ck}) ed ω è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di trefoli. Per il coefficiente ω viene assunta una espressione dipendente dal numero di trefoli ($\omega = 1 - 0.075 [n \text{ trefoli} - 1]$).

Per quanto riguarda la verifica della **terza condizione** si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare il valore τ_c ottenuto come media fra la τ_{c0} e la τ_{c1} della malta.

Alla lunghezza efficace determinata prendendo il massimo valore di L_f si deve aggiungere una **lunghezza di franco** L_l , che rappresenta la lunghezza del tratto che permette di superare la superficie critica desiderata (superficie di rottura, o superficie inclinata dell'angolo d'attrito rispetto all'orizzontale o superficie imposta in base a considerazioni di carattere geotecnico).

La lunghezza totale del tirante sarà quindi data da $L = L_f + L_l$.

Per il calcolo della lunghezza di ancoraggio viene adoperato il valore di trazione massimo presente sul tirante.

Un'altra considerazione è legata alla tecnologia con cui vengono realizzati i tiranti. Il getto viene fatto mediante malta in pressione. Si può pensare, in funzione del grado di addensamento dei terreni interessati, ad un ingrossamento della superficie laterale, schematizzato attraverso l'attribuzione di un **coefficiente di espansione laterale** C_{esp} . In questo caso la superficie laterale viene moltiplicata per questo fattore e nel calcolo della lunghezza si sostituisce al termine πD il termine $C_{esp} \pi D$. A vantaggio di sicurezza si può comunque lasciare il valore di $C_{esp}=1$.

Nel caso di tiranti attivi, cioè tiranti soggetti ad uno stato di pretensione, bisogna considerare le cadute di tensione. A tale scopo è stato introdotto il coefficiente di **caduta di tensione**, β , che rappresenta il rapporto fra lo **sforzo N_0 al momento del tiro** e lo sforzo **N in esercizio**: $\beta = N_0/N$. Tale coefficiente è stato posto pari a 1.3.

Il programma determina la lunghezza di ancoraggio del tirante usando il valore dello sforzo N_0 . Viceversa per la verifica della paratia viene utilizzato il valore più gravoso tra N_0 ed N in funzione della particolare condizione di carico.

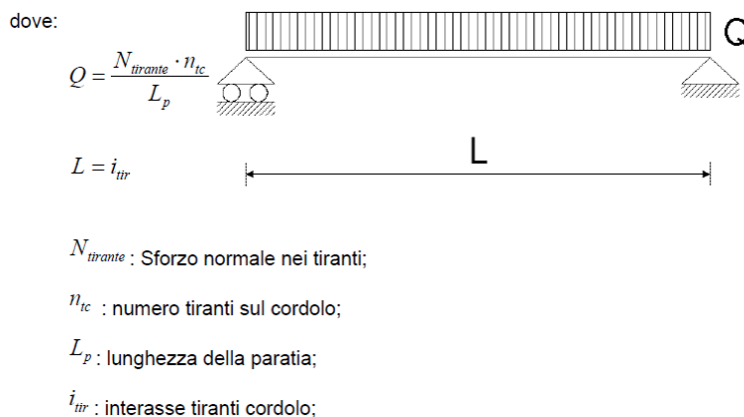
Il software consente il calcolo della lunghezza di ancoraggio dei tiranti anche attraverso il metodo di **Bustamente-Doix** (metodo utilizzato nel caso in esame). Nel caso occorre definire le seguenti grandezze:

- α , coefficiente di espansione laterale
- f_s , tensione tangenziale

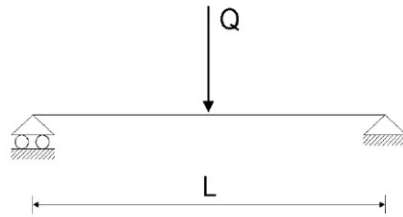
La **capacità portante di punta** dei micropali è stata determinata con il **metodo di Terzaghi** apportando la correzione dell'angolo di attrito in funzione della tecnica costruttiva: trivellazione.

Le **verifiche di stabilità globale** del sistema opera/terreno sono state condotte con il **metodo di Bishop**.

Per il **calcolo del cordolo con tiranti** PAC fa riferimento ad un metodo suggerito da Joseph E. BOWLES (Fondazioni, progetto e analisi – cap. 13 paratie a mensole e ancorate) il quale considera, per il progetto del cordolo, uno schema di trave su 2 appoggi con carico uniformemente distribuito:



Per quanto riguarda il calcolo del cordolo senza tiranti 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 mezzera:



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:

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

5 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO SPECIFICHE

Per il dimensionamento delle paratie di micropali, oltre alla **condizione di carico elementare relativa ai pesi propri strutturali G1** (denominata “**peso proprio**”) ed a quella relativa alla **spinta delle terre** (denominata “**spinta terreno**”) si considerano le seguenti ulteriori:

- **condizione di carico di tipo “permanente”** (G2) simulante il peso del corpo stradale presente al di sopra del piano coincidente con l’estradosso del cordolo alla testa delle paratie. Mediamente tale corpo ha spessore di 0.5m per cui, considerando un peso per unità di volume $\gamma=1800\text{Kg/mc}$, si ha un carico uniformemente distribuito pari a 900Kg/mq ;
- **condizione simulante il sovraccarico da traffico** (Q) secondo lo schema di carico 1 (carichi distribuiti) del paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC18. Si considera in particolare la presenza di un carico distribuito da 900Kg/mq per i primi 3m dalla testa della paratia e da 250Kg/mq per la restante porzione di viabilità carrabile. Tale carico presenterà un coefficiente amplificativo $\gamma=1.35$ per SLU e sarà assente in caso di sisma ($\psi_0=\psi_1=0.40 - \psi_2=0.0$);
- **condizione simulante il sovraccarico da traffico** (Condizione 3) secondo lo schema di carico 1 (carico tandem) del paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC18. Si considera in particolare la presenza di un carico tandem da complessive 60t nei pressi del cordolo di testa della paratia. Ai sensi del punto C5.1.3.3.5.1 della circolare esplicativa alle NTC2018 si può assumere il carico tandem a tergo di un’opera di contenimento distribuito su una impronta di $3 \times 2.20\text{m}$. Tenendo conto della diffusione nello spessore del corpo stradale (0.5m) secondo un angolo di 30° si avrà in particolare un’impronta del carico a livello della testa del cordolo di dimensioni $3.58 \times 2.78\text{m}$ su cui agisce una pressione di 6029Kg/mq . In definitiva si considererà una pressione di 6029Kg/mq

agente per i primi 3.58m a partire dalla testa della paratia. Tale carico presenterà un coefficiente amplificativo $\gamma=1.35$ per SLU e sarà assente in caso di sisma ($\psi_0= \psi_1=0.75 - \psi_2=0.75$);

Le condizioni di carico sopra elencate vengono tra loro combinate a definire le vere e proprie **combinazioni di carico**, che vengono qui di seguito elencate:

N°	Caso	Sisma
◆ 1	A1-M1	Assente
2	A2-M2	Assente
3	A2-M2	H +V [0,00]
4	SLER	Assente
5	SLEF	Assente
6	SLEQ	Assente

Condizioni della combinazione

N°	Condizione	fav/sfav	γ	cpart
◆ 1	Peso proprio	FAV ▼	1,00	1,00
2	Spinta terreno	SFAV ▼	1,30	1,00
3	G2 (Pns)	SFAV ▼	1,50	1,00
4	Q (Vtf)	SFAV ▼	1,35	1,00
5	Condizione 3 (Vtf)	SFAV ▼	1,35	1,00

N°	Caso	Sisma
1	A1-M1	Assente
◆ 2	A2-M2	Assente
3	A2-M2	H +V [0,00]
4	SLER	Assente
5	SLEF	Assente
6	SLEQ	Assente

Condizioni della combinazione

N°	Condizione	fav/sfav	γ	cpart
◆ 1	Peso proprio	FAV ▼	1,00	1,00
2	Spinta terreno	SFAV ▼	1,00	1,00
3	G2 (Pns)	SFAV ▼	1,30	1,00
4	Q (Vtf)	SFAV ▼	1,15	1,00
5	Condizione 3 (Vtf)	SFAV ▼	1,15	1,00

Combinazioni generate			
	N°	Caso	Sisma
	1	A1-M1	Assente
	2	A2-M2	Assente
◆ ◆	3	A2-M2	H +V [0,00]
	4	SLER	Assente
	5	SLEF	Assente
	6	SLEQ	Assente

Condizioni della combinazione					
	N°	Condizione	fav/sfav	γ	cpart
◆	1	Peso proprio	FAV ▼	1,00	1,00
	2	Spinta terreno	SFAV ▼	1,00	1,00
	3	G2 (Pns)	SFAV ▼	1,00	1,00

Combinazioni generate			
	N°	Caso	Sisma
	1	A1-M1	Assente
	2	A2-M2	Assente
	3	A2-M2	H +V [0,00]
◆ ◆	4	SLER	Assente
	5	SLEF	Assente
	6	SLEQ	Assente

Condizioni della combinazione					
	N°	Condizione	fav/sfav	γ	cpart
◆	1	Peso proprio	FAV ▼	1,00	1,00
	2	Spinta terreno	SFAV ▼	1,00	1,00
	3	G2 (Pns)	SFAV ▼	1,00	1,00
	4	Q (Vtf)	SFAV ▼	1,00	0,40
	5	Condizione 3 (Vtf)	SFAV ▼	1,00	1,00

Combinazioni generate			
	N°	Caso	Sisma
	1	A1-M1	Assente
	2	A2-M2	Assente
	3	A2-M2	H +V [0,00]
	4	SLER	Assente
◆ ◆	5	SLEF	Assente
	6	SLEQ	Assente

Condizioni della combinazione					
	N°	Condizione	fav/sfav	γ	cpart
◆	1	Peso proprio	FAV ▼	1,00	1,00
	2	Spinta terreno	SFAV ▼	1,00	1,00
	3	G2 (Pns)	SFAV ▼	1,00	1,00
	4	Condizione 3 (Vtf)	SFAV ▼	1,00	0,75

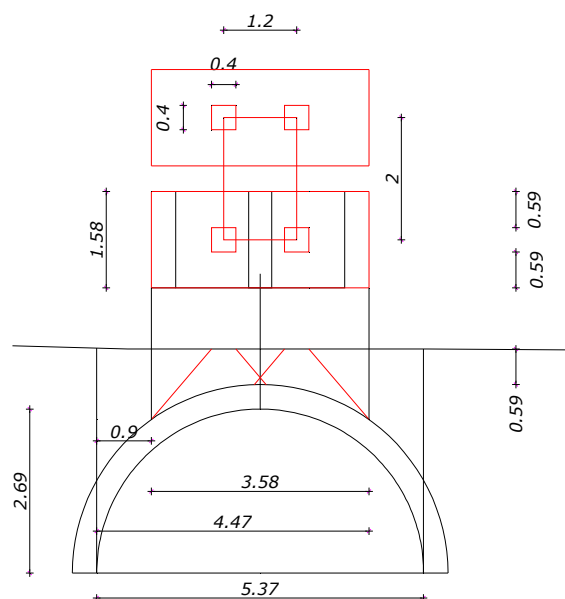
Combinazioni generate			
	N°	Caso	Sisma
	1	A1-M1	Assente
	2	A2-M2	Assente
	3	A2-M2	H +V [0,00]
	4	SLER	Assente
	5	SLEF	Assente
◆ ◆	6	SLEQ	Assente

Condizioni della combinazione					
	N°	Condizione	fav/sfav	γ	cpart
◆	1	Peso proprio	FAV ▼	1,00	1,00
	2	Spinta terreno	SFAV ▼	1,00	1,00
	3	G2 (Pns)	SFAV ▼	1,00	1,00

In riferimento ai dettami normativi si provvederà ad effettuare la **verifica di stabilità dell'insieme paratia terreno secondo la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R2)**. Tutte le rimanenti verifiche saranno invece effettuate secondo le due combinazioni dell'approccio 1 A1+M1+R1 ed A2+M2+R1.

Nel caso sismico si opererà per l'adozione di γ_M unitari solo per la quota parte di incremento della spinta dovuta al sisma, mentre per la quota parte statica di spinta si farà riferimento a γ_M maggiori dell'unità.

Per quanto concerne la verifica della volta in calcestruzzo si considera la presenza del veicolo tandem da complessive 60t, precedentemente citato, in due possibili posizioni atte a massimizzare le sollecitazioni. A vantaggio di sicurezza si considera lo spessore della volta costante pari a 40cm ed il ricoprimento minimo presso l'estremità di valle. Si riporta di seguito uno schema grafico atto a determinare la minima impronta del carico tandem dopo la diffusione dei carichi all'interno del ricoprimento sopra la volta:



Come si vede è cautelativo ipotizzare che il carico di due delle quattro impronte 40x40 da compressive 30t si diffonda su una superficie di 3.58x1.58m esercitando una pressione di 5304Kg/mq. Si può quindi considerare una striscia di arco di larghezza unitaria soggetta ad un carico di 5304Kg/m su un tratto di lunghezza 3.58m. Si considereranno in particolare due configurazioni, ovvero quella in cui tale tratto è centrato in chiave alla volta e quella in cui tale tratto è tutto spostato su un'estremità dell'arco.

6 AZIONE SISMICA

Di seguito i parametri adottati per la definizione dell'azione sismica:

Opzioni sisma		Opzioni sisma	
Influenza SISMA <input checked="" type="radio"/> Solo nella spinta attiva da monte <input type="radio"/> Nelle spinte attiva e passiva		Influenza SISMA <input checked="" type="radio"/> Solo nella spinta attiva da monte <input type="radio"/> Nelle spinte attiva e passiva	
<input type="checkbox"/> Inerzia massa strutturale		<input type="checkbox"/> Inerzia massa strutturale	
D.M. 1996 Coefficiente di intensità sismica [%] 7,00		D.M. 1996 Coefficiente di intensità sismica [%] 7,00	
N.T.C. 2008 / 2018		N.T.C. 2008 / 2018	
	SLU SLE		SLU SLE
Accelerazione al suolo ag [m/s^2]	1,963 0,787	Accelerazione al suolo ag [m/s^2]	1,963 0,787
Accelerazione al suolo ag [% di g]	0,200 0,080	Accelerazione al suolo ag [% di g]	0,200 0,080
Massimo fattore amplificazione spettro orizz. F0	2,381 2,441	Massimo fattore amplificazione spettro orizz. F0	2,381 2,441
Valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione T_c [sec]	0,286 0,262	Valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione T_c [sec]	0,286 0,262
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s	Tipo B 1,200 1,200	Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s	Tipo B 1,200 1,200
Coefficiente di riduzione (β_s)	0,380 0,470	Coefficiente di riduzione (β_s)	0,380 0,470
Coef. amplificazione topografica S	T2 1,20	Coef. amplificazione topografica S	T2 1,20
Coefficiente di riduzione (α)	Calcolo alfa con sottosuolo tipo ... <input type="radio"/> C <input type="radio"/> D <input type="radio"/> E	Coefficiente di riduzione (α)	Calcolo alfa con sottosuolo tipo ... <input type="radio"/> C <input type="radio"/> D <input type="radio"/> E
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m]	C 0,055	Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m]	C 0,040
Coefficiente di riduzione (β)	C 0,599	Coefficiente di riduzione (β)	C 0,642
$K_h = ag/g \cdot S_s \cdot S_t \cdot \beta \cdot \alpha$		$K_h = ag/g \cdot S_s \cdot S_t \cdot \beta \cdot \alpha$	
Coeff. intensità sismica orizzontale K_h [%]	17,271 6,926	Coeff. intensità sismica orizzontale K_h [%]	18,490 7,414
Coeff. intensità sismica orizzontale stabilità globale K_h [%]	10,948 5,430	Coeff. intensità sismica orizzontale stabilità globale K_h [%]	10,948 5,430
Intensità sismica Verticale/Orizzontale	0,00	Intensità sismica Verticale/Orizzontale	0,00
<input type="checkbox"/> Applica sisma verticale solo nella verifica di stabilità		<input type="checkbox"/> Applica sisma verticale solo nella verifica di stabilità	
Forma diagramma incremento sismico		Forma diagramma incremento sismico	
<input type="radio"/> Rettangolare <input checked="" type="radio"/> Stessa forma diagramma statico		<input type="radio"/> Rettangolare <input checked="" type="radio"/> Stessa forma diagramma statico	

Micropali tipo 1

Micropali tipo 2

Opzioni sisma		Opzioni sisma	
Influenza SISMA <input checked="" type="radio"/> Solo nella spinta attiva da monte <input type="radio"/> Nelle spinte attiva e passiva		Influenza SISMA <input checked="" type="radio"/> Solo nella spinta attiva da monte <input type="radio"/> Nelle spinte attiva e passiva	
<input type="checkbox"/> Inerzia massa strutturale		<input type="checkbox"/> Inerzia massa strutturale	
D.M. 1996 Coefficiente di intensità sismica [%] 7,00		D.M. 1996 Coefficiente di intensità sismica [%] 7,00	
N.T.C. 2008 / 2018		N.T.C. 2008 / 2018	
	SLU SLE		SLU SLE
Accelerazione al suolo ag [m/s^2]	1,963 0,787	Accelerazione al suolo ag [m/s^2]	1,963 0,787
Accelerazione al suolo ag [% di g]	0,200 0,080	Accelerazione al suolo ag [% di g]	0,200 0,080
Massimo fattore amplificazione spettro orizz. F0	2,381 2,441	Massimo fattore amplificazione spettro orizz. F0	2,381 2,441
Valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione T_c [sec]	0,286 0,262	Valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione T_c [sec]	0,286 0,262
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s	Tipo B 1,200 1,200	Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s	Tipo B 1,200 1,200
Coefficiente di riduzione (β_s)	0,380 0,470	Coefficiente di riduzione (β_s)	0,380 0,470
Coef. amplificazione topografica S	T2 1,20	Coef. amplificazione topografica S	T2 1,20
Coefficiente di riduzione (α)	Calcolo alfa con sottosuolo tipo ... <input type="radio"/> C <input type="radio"/> D <input type="radio"/> E	Coefficiente di riduzione (α)	Calcolo alfa con sottosuolo tipo ... <input type="radio"/> C <input type="radio"/> D <input type="radio"/> E
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m]	C 0,030	Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m]	C 0,030
Coefficiente di riduzione (β)	C 0,680	Coefficiente di riduzione (β)	C 0,680
$K_h = ag/g \cdot S_s \cdot S_t \cdot \beta \cdot \alpha$		$K_h = ag/g \cdot S_s \cdot S_t \cdot \beta \cdot \alpha$	
Coeff. intensità sismica orizzontale K_h [%]	19,592 7,856	Coeff. intensità sismica orizzontale K_h [%]	19,592 7,856
Coeff. intensità sismica orizzontale stabilità globale K_h [%]	10,948 5,430	Coeff. intensità sismica orizzontale stabilità globale K_h [%]	10,948 5,430
Intensità sismica Verticale/Orizzontale	0,00	Intensità sismica Verticale/Orizzontale	0,00
<input type="checkbox"/> Applica sisma verticale solo nella verifica di stabilità		<input type="checkbox"/> Applica sisma verticale solo nella verifica di stabilità	
Forma diagramma incremento sismico		Forma diagramma incremento sismico	
<input type="radio"/> Rettangolare <input checked="" type="radio"/> Stessa forma diagramma statico		<input type="radio"/> Rettangolare <input checked="" type="radio"/> Stessa forma diagramma statico	

Micropali tipo 3

Micropali tipo 4

7 MATERIALI ADOTTATI PER IMPALCATI E RELATIVE FONDAZIONI - COPRIFERRO

I materiali adottati sono i seguenti:

Calcestruzzo per cordoli alla testa dei micropali:

- classe di resistenza C25/30
- classe di esposizione XC2
- classe di consistenza S4
- diametro massimo inerte 20mm

Acciaio per calcestruzzo: B450C

Acciaio per tubi di armatura micropali: S355

Boiaccia cementizia per micropali caratterizzata da una resistenza cubica caratteristica a 28gg non inferiore a 250Kg/cmq

Per quanto tutti gli elementi in classe di esposizione XC2 (condizioni ordinarie) si assume un copriferro di 25mm con una tolleranza di posa di 10mm, così che il copriferro prescritto è di 35mm.

8 MODELLI DI CALCOLO

Di seguito si rappresentano i modelli di calcolo realizzati per le **sezioni dimensionanti**. Queste le caratteristiche comuni:

Coefficienti parziali e di combinazione								
NORMATIVA								
<input type="radio"/> D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm			<input type="radio"/> N.T.C. 2008 + CIRC. 617/2009					
<input type="radio"/> D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite			<input checked="" type="radio"/> N.T.C. 2018 + CIRC. 7/2019					
Azioni Parametri geotecnici Tiranti Altro Portanza								
Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.								
Carichi	Effetto				Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
			HYD	UPL	A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.10	1.30	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutt	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00	0.80	0.80	0.00	0.00
Permanenti non strutt	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1.00	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.50	1.35	1.15	1.00	1.00

Coefficienti parziali e di combinazione X

NORMATIVA

D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm N.T.C. 2008 + CIRC. 617/2009
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite N.T.C. 2018 + CIRC. 7/2019

Azioni **Parametri geotecnici** Tiranti Altro Portanza

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniaassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali e di combinazione X

NORMATIVA

D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm N.T.C. 2008 + CIRC. 617/2009
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite N.T.C. 2018 + CIRC. 7/2019

Azioni Parametri geotecnici Tiranti **Altro** Portanza

Verifica a stabilità globale

Coeff. di sicurezza (comb. statiche) - (D.M. 1988 + D.M. 1996)
 Coeff. di sicurezza (comb. sismiche) - (D.M. 1988 + D.M. 1996)
 Coeff. di sicurezza (comb statiche)
 Coeff. di sicurezza - (comb sismiche)

Verifica tiranti

Coefficiente di sicurezza tiranti - (D.M. 1988 + D.M. 1996)

Verifiche idrauliche

Coeff. di sicurezza verifica sifonamento
 Coeff. di sicurezza verifica sollevamento fondo scavo

Coefficienti parziali e di combinazione

NORMATIVA

D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm N.T.C. 2008 + CIRC. 617/2009

D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite N.T.C. 2018 + CIRC. 7/2019

Azioni Parametri geotecnici Tiranti Altro **Portanza**

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche. (carichi verticali)

Resistenza		Pali Infissi			Pali trivellati			Pali elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Punta	γ_b	1.00	1.45	1.15	1.00	1.70	1.35	1.00	1.60	1.30
	γ_s	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

1 numero di verticali indagate ξ_3 1.70 ξ_4 1.70

Materiali

Materiali Paratia Materiali Cordoli / Muro

Peso specifico cls [kg/mc] 2500.00

Rck cls C20/25 254.92

Modulo Elastico (E) [kg/cmq] C 307953.37

Acciaio utilizzato S 355 3620 3620 5200 M

Coeff. omog. acciaio/cls 15.00

fcd = 119.90 [kg/cmq]
fyd = 3147.77 [kg/cmq]

Diagramma rottura

Parabola-Rettangolo Kent & Park

Coeff. omog. tesoro/compresso 1.00

Materiali

Materiali Paratia Materiali Cordoli / Muro

Peso specifico cls [kg/mc] 2500.00

Rbk cls C25/30 305.91

Modulo Elastico (E) [kg/cmq] C 320665.55

Acciaio utilizzato B450C 4589 4589 5506 M

Coeff. omog. acciaio/cls 15.00

fcd = 143.88 [kg/cmq]
fyd = 3990.13 [kg/cmq]

Materiale cordoli in acciaio B450C 4589 4589 5' M

Coeff. omog. tesoro/compresso 1.00

Accetta Annulla Help

Opzioni di analisi

TIPO ANALISI

Combinazioni Fasi di scavo

Applicazione coeff. parziali parametri geotecnici caso sismico A2-M2

Sulla spinta totale

Solo sull'incremento sismico

La prima opzione può generare valori di spinta più bassi nel caso sismico rispetto al caso statico, in zone a bassa sismicità.

Rottura del terreno

Pressione passiva

Spostamento limite Spostamento limite molle [cm] 1.50

Rigidezza terreno

Modulo di reazione orizzontale [Kg/cmq/cm]

Da strato

Formula binomia ($K = A+B*z^n$) A= 1.00 B= 1.00 n= 1.00

Riduzione rigidezza molle fuori terra Fattore di riduzione 1.00

Opzioni principali di analisi

Opzioni Spinta

Influenza δ (angolo attrito terreno-paratia)

Coeff. spinta + inclinazione (spinta attiva e passiva)

Solo nel coeff. di spinta (no nell'inclinazione spinte)

Solo nel coeff. di spinta attiva (no nell'inclinazione spinta)

Solo nella spinta attiva (coeff. di spinta e inclinazione)

Solo nel coeff. di spinta passiva (no nell'inclinazione spinta)

Solo nella spinta passiva (coeff. di spinta e inclinazione)

Opzioni analisi stabilità

Analisi stabilità globale

Metodo

Fellenius Bishop

Definizione maglia

Passo

Automatico Definito

N.ro punti maglia

Calcolo resistenza taglio paratia

Valore tauc1

Taglio resistente (VRd)

Opzioni portanza

Portanza

Terzaghi Hansen Berezantzev

Meyerhof Vesic Berezantzev ridotto

Modalità esecutiva

Trivellato Infisso

Portanza

Laterale Punta Entrambe

Correzione angolo di attrito in funzione del tipo di palo (infisso/trivellato)

Opzioni Armature

Paratia Cordolo/muro Imposta minimi

Copriferro [cm]

Lunghezza ancoraggio (diametri)

Diametro ferri longitudinali [mm]

Diametro staffe [mm]

Numero bracci staffe

Diametro esterno tubolare [mm]

Spessore tubolare [mm]

Verifica strutturale

Sezione c.a. equivalente Solo tubolare

Modulo di Resistenza

Automatico Elastico

Applica minimi normativa travi su passo staffe

Inclinazione bielle (cotg(teta))

Imposto Da calcolo

Costruzione DOMINIO

Rapporto Sforzo Normale/Momento costante

Sforzo Normale costante

Accetta Annulla Help

Opzioni Armature

Paratia Cordolo/muro Imposta minimi

Copriferro [cm]

Lunghezza ancoraggio (diametri)

Diametro ferri longitudinali [mm]

Diametro staffe [mm]

Numero bracci staffe

Diametro esterno tubolare [mm]

Spessore tubolare [mm]

Verifica strutturale

Sezione c.a. equivalente Solo tubolare

Modulo di Resistenza

Automatico Elastico

Applica minimi normativa travi su passo staffe

Inclinazione bielle (cotg(teta))

Imposto Da calcolo

Costruzione DOMINIO

Rapporto Sforzo Normale/Momento costante

Sforzo Normale costante

Accetta Annulla Help

Definizione tipologia tirante

Generali

Calcolo

Progetto Verifica

Nome

Diametro perforazione [cm] Coeff. espansione

Materiali Tiranti

Rbk malta tiranti [kg/cmq]

Acciaio utilizzato

Tipo tirante

Attivo (trefoli) Coeff. caduta tensione

Passivo (tondini)

Passivo (tubolare)

Tiranti attivi

Area singolo trefolo [cmq]

Numero trefoli

Tiranti passivi (tondini)

Diametro tondini [mm]

Numero tondini

Tiranti passivi (tubolare)

Diametro esterno tubolare [mm]

Spessore tubolare [mm]

Colore tipologia

Applica coefficiente correttivo

Accetta Annulla Help

(armatura delle varie tipologie di micropali, cautelativamente il tubolare del tirante è modellato di spessore 5mm)

Verifiche Stati Limite Esercizio					
Condizioni ambientali					
<input type="radio"/> (a) Ordinarie	<input checked="" type="radio"/> (c) Molto aggressive				
<input type="radio"/> (b) Aggressive					
<input checked="" type="checkbox"/> Armatura ad aderenza migliorata					
Verifica Fessurazione	Verifica delle Tensioni				
Sensibilità delle armature					
<input type="radio"/> Sensibile	<input checked="" type="radio"/> Poco sensibile				
Valori limite delle aperture fessure					
w1 [mm]	0.20	w2 [mm]	0.30	w3 [mm]	0.40
Limite apertura fessure combinazione RARA					
<input checked="" type="radio"/> Nessuno	<input type="radio"/> w1	<input type="radio"/> w2	<input type="radio"/> w3		
Metodo di calcolo aperture delle fessure					
<input type="radio"/> Circ. Min. 252 (15/10/96) * NTC 2008 - I° Formulazione					
<input type="radio"/> Eurocodice 2 (Ed. 2004) * NTC 2008 - II° Formulazione					
<input checked="" type="radio"/> NTC 2018 - C4.1.2.2.4.5					

Opzioni verifiche SLE micropali e cordoli

(cautelativamente sono settate condizioni molto aggressive nonostante nella realtà le condizioni sono ordinarie)

8.1 MODELLO MICROPALI TIPO 1

Paratia micropali

Paratia con muro in testa

Dati micropali Dati muro

Altezza parete fuori testa [m] Lunghezza [m]

Profondità di infissione [m]

Numero file N° micropali

Diametro micropali [cm] Interasse micropali [m]

Interasse file [m]

Allineamento

Centrale Stabiti

Singolo Sezione

Cordolo in testa [Definisci >>](#)

Inerzia micropalo

Tubolare + cls esterno + cls interno Solo tubolare

Tubolare + cls interno

[Help](#)

Descrizione terreni

Terreno	g [kg/mc]	gs [kg/mc]	phi [°]	d [°]	c [kg/cmq]	Colore
Unità 1 [A]	1800,0	1800,0	32,00	21,40	0,000	
Unità 2 [A]	2200,0	2200,0	35,00	23,30	0,100	
Unità 3 [A]	2400,0	2400,0	40,00	26,70	1,000	

[Aggiungi](#) [Modifica](#) [Duplica](#) [Elimina](#) [Help](#)

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	4,10	29,00	29,00	Unità 1	Unità 1	
2	4,90	29,00	29,00	Unità 2	Unità 2	
3	6,00	0,00	0,00	Unità 3	Unità 3	

[Aggiungi](#) [Inserisci](#) [Elimina](#) [Dettagli strato](#) [Help](#)

Unità 1 $\gamma = 1800$ [kg/mc] $\phi = 32,00$ [°] $c=0,00$ [kg/cmq] ■

Unità 1 $\gamma = 1800$ [kg/mc] $\phi = 32,00$ [°] $c=0,00$ [kg/cmq] ■

Profilo terreno

Profilo di monte **Profilo di valle**

N	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	--
2	16,40	0,00	0,00 (0,00)
3	21,74	2,92	28,67 (54,68)
4	31,74	2,92	0,00 (0,00)

Profilo terreno

Profilo di monte **Profilo di valle**

N	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-10,00	-11,92	28,63 (54,60)
2	0,00	-6,46	--

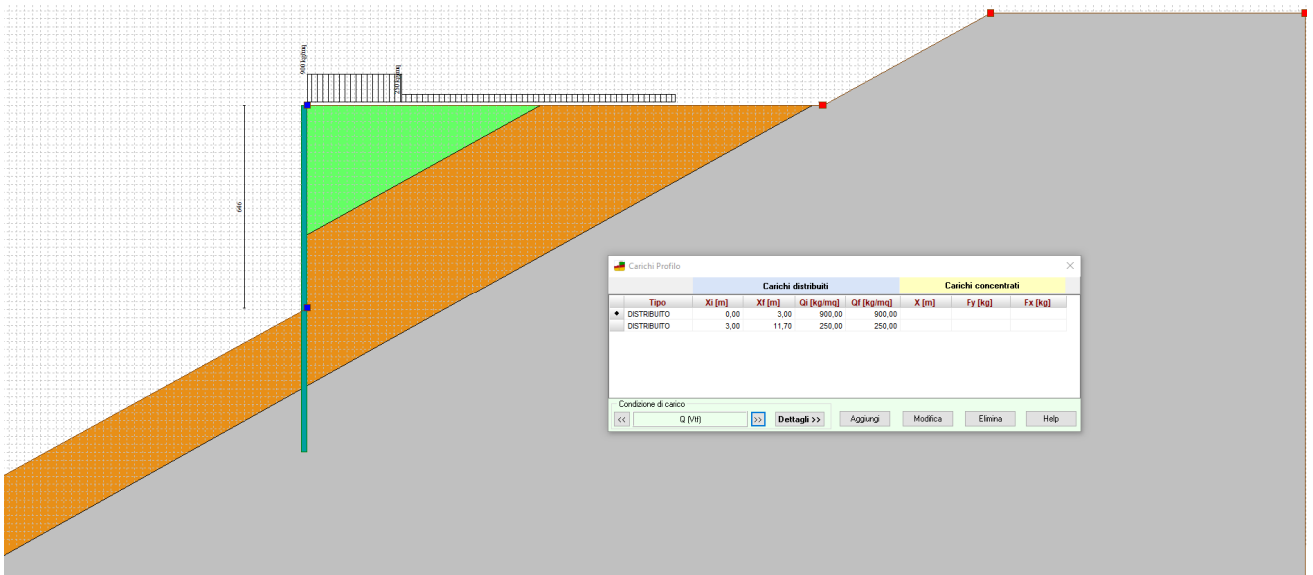
Carichi Profilo

Tipo	Carichi distribuiti				Carichi concentrati		
	Xi [m]	Xf [m]	Gi [kg/mq]	Gf [kg/mq]	X [m]	Fy [kg]	Fx [kg]
DISTRIBUITO	0,00	11,74	900,00	900,00			

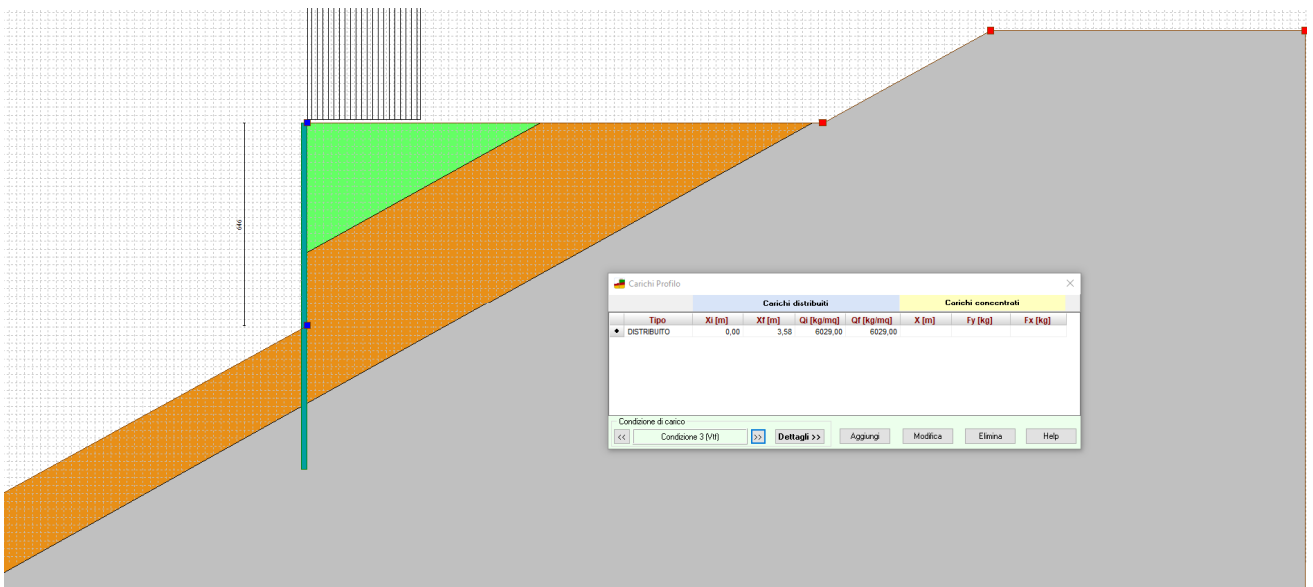
Condizione di carico

G2 (Pn) [Definisci >>](#) [Aggiungi](#) [Modifica](#) [Elimina](#) [Help](#)

condizione "G2"



condizione "Q"



condizione "Condizione 3"

La presenza dell'unità litologica n. 2 nella stratigrafia ha la funzione di modellare la porzione dell'opera di sostegno a gravità ricadente entro il più gravoso tra i cunei di spinta attiva.

8.2 MODELLO MICROPALI TIPO 2

Paratia micropali

Paratia con muro in testa

Dati micropali Dati muro

Altezza parete fuori terra [m] Lunghezza [m]

Profondità di infissione [m]

Numero file Nr. micropali

Diametro micropali [cm] Interasse micropali [m]

Interasse file [m]

Allineamento
 Centrali Stalati

Inerzia palficata
 Singolo Sezione

Cordolo in testa **Definisci >>**

Inerzia micropalo
 Tubolare + cis esterno + cis interno Solo tubolare
 Tubolare + cis interno

Help

Descrizione terreni

Terreno	g (kg/mc)	gs (kg/mc)	phi [°]	d [°]	c (kg/cmq)	Colore
Unità 1 [A]	1800,0	1800,0	32,00	21,40	0,000	
Unità 2 [A]	2200,0	2200,0	35,00	23,30	0,100	
Unità 3 [A]	2400,0	2400,0	40,00	26,70	1,000	

Aggiungi Modifica Duplica Elimina Help

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	3,25	24,40	24,40	Unità 1	Unità 1	
2	3,18	24,40	24,40	Unità 2	Unità 1	
3	8,00	0,00	0,00	Unità 3	Unità 3	

Aggiungi Inserisci Elimina Dettagli strato Help

Unità 1 $\gamma = 1800$ [kg/mc] $\phi = 32,00$ [°] $c=0,00$ [kg/cmq]

Unità 1 $\gamma = 1800$ [kg/mc] $\phi = 32,00$ [°] $c=0,00$ [kg/cmq]

Profilo terreno

Profilo di monte **Profilo di valle**

N	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	--
2	14,21	0,00	0,00 (0,00)
3	21,41	3,26	24,36 (45,28)
4	31,41	3,26	0,00 (0,00)

Profilo terreno

Profilo di monte **Profilo di valle**

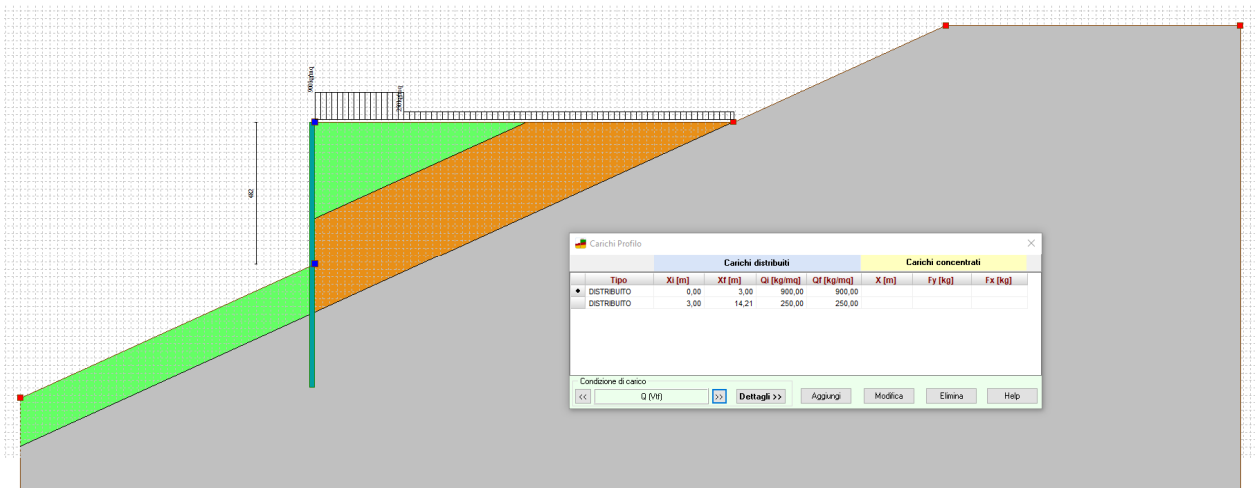
N	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-10,00	-9,35	24,37 (45,30)
2	0,00	-4,82	--

Carichi Profilo

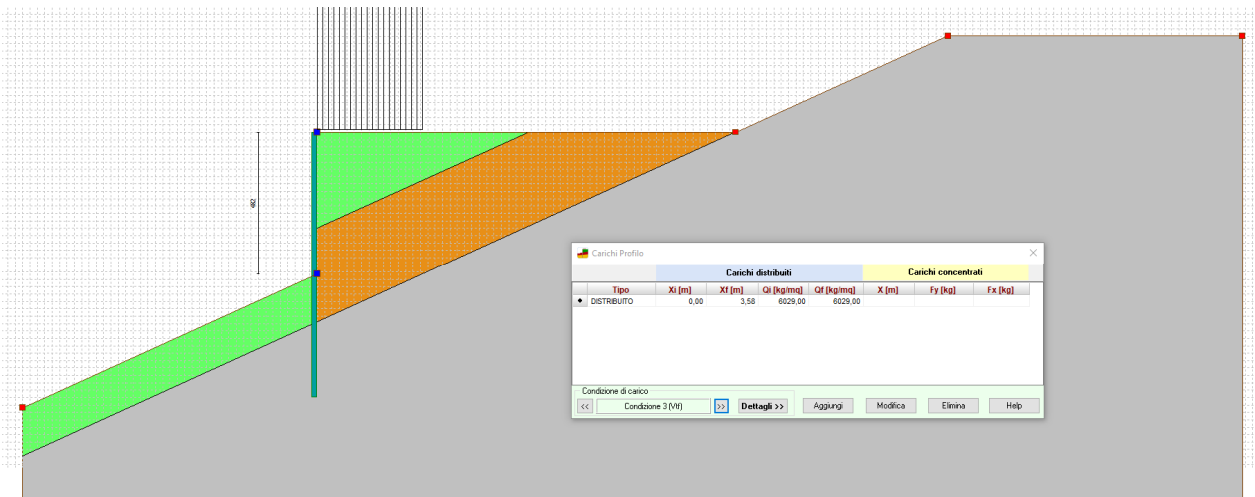
Tipo	Xi [m]	Carichi distribuiti		Carichi concentrati		
		Xf [m]	Qi [kg/mq]	X [m]	Fy [kq]	Fx [kq]
DISTRIBUITO	0,00	14,21	900,00	900,00		

Condizione di carico
 Dettagli >> Aggiungi Modifica Elimina Help

condizione "G2"



condizione "Q"



condizione "Condizione 3"

La presenza dell'unità litologica n. 2 nella stratigrafia ha la funzione di modellare la porzione dell'opera di sostegno a gravità ricadente entro il più gravoso tra i cunei di spinta attiva.

8.3 MODELLO MICROPALI TIPO 3

Paratia con muro in testa

Dati micropali: Altezza parete fuori terra [m]: 3,28; Lunghezza [m]: 10,00; Profondità di infilazione [m]: 4,72

Dati muro: Numero file: 2; N° micropali 25; Diametro micropali [cm]: 22,00; Interasse micropali [m]: 0,80; Interesse file [m]: 0,80

Allineamento: Centrabili; Stalvati

Inerzia palficata: Singolo; Sezione

Cordolo in testa

Inerzia micropalo: Tubolare + cti esterno + cti interno; Solo tubolare; Tubolare + cti interno

Descrizione terreni

Terreno	g (kg/mc)	gs (kg/mc)	phi (°)	d (°)	c (kg/cmq)	Colore
Unità 1 [A]	1800,0	1800,0	32,00	21,40	0,000	Green
Unità 2	2200,0	2200,0	35,00	23,30	0,100	Orange
Unità 3 [A]	2400,0	2400,0	40,00	26,70	1,000	Grey

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	3,00	15,50	19,34	Unità 1	Unità 1	
2	2,00	19,34	19,34	Unità 1	Unità 1	
3	6,00	0,00	0,00	Unità 3	Unità 3	

Unità 1: $\gamma = 1800$ [kg/mc]; $\phi = 32,00$ [°]; $c = 0,00$ [kg/cm²]
 Unità 1: $\gamma = 1800$ [kg/mc]; $\phi = 32,00$ [°]; $c = 0,00$ [kg/cm²]

Profilo terreno

Profilo di monte | Profilo di valle

N	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	--
2	10,60	0,00	0,00 (0,00)
3	17,54	3,55	27,09 (51,15)
4	27,54	3,55	0,00 (0,00)

Profilo terreno

Profilo di monte | Profilo di valle

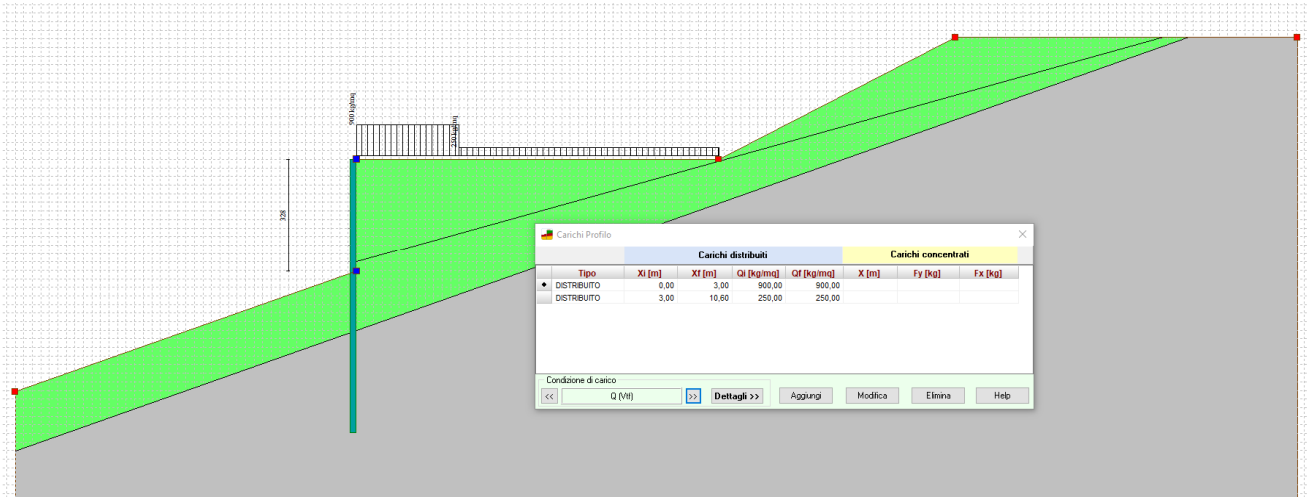
N	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-10,00	-6,79	19,34 (35,10)
2	0,00	-3,28	--

Carichi Profilo

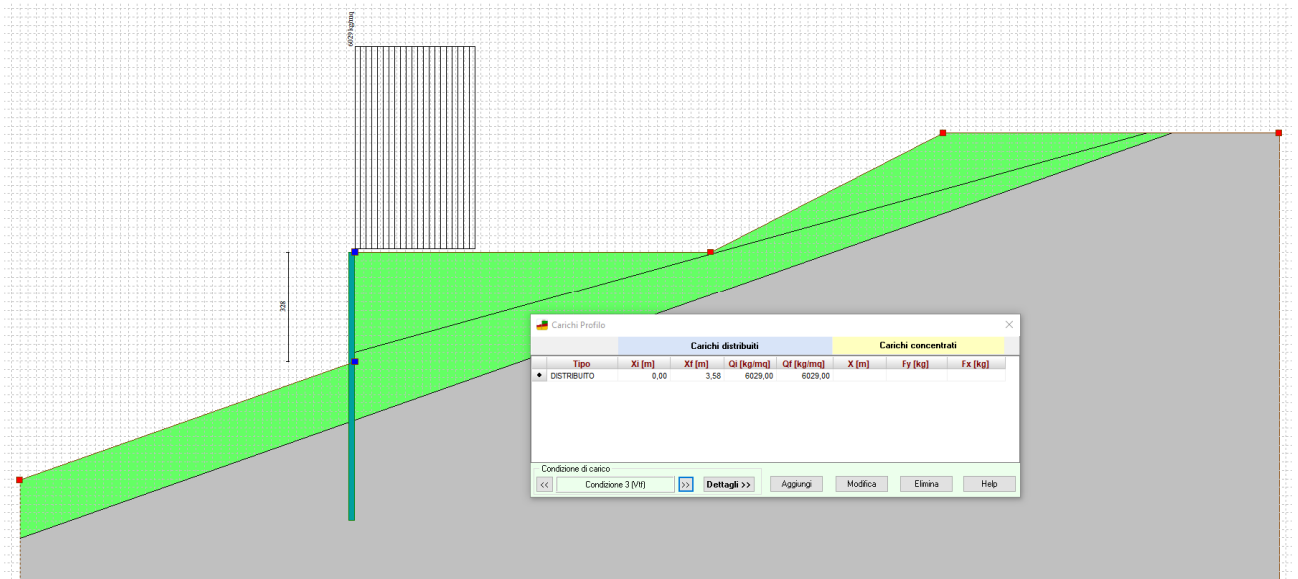
Tipo	Carichi distribuiti				Carichi concentrati		
	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kg/mc]	Qf [kg/mc]	X [m]	Fy [kg]	Fx [kg]
DISTRIBUITO	0,00	10,60	900,00	900,00			

Condizione di carico: G2 (Pn)

condizione "G2"



condizione "Q"



condizione "Conditone 3"

8.4 MODELLO MICROPALI TIPO 4

Paratia micropali

Paratia con muro in testa

Dati micropali Dati muro

Altezza parete fuori terra [m] 1,99 Lunghezza [m] 10,00

Profondità di infissione [m] 4,01

Numero file 2 Nr. micropali 25

Diametro micropali [cm] 22,00 Interesse micropali [m] 0,80

Interasse file [m] 0,80

Allineamento

Centrali Stabrali

Inerzia palficata Sezione

Singolo Cordolo in testa

Cordolo in testa Definisca >>

Inerzia micropalo

Tubolare + cls esterno + cls interno Solo tubolare

Tubolare + cls interno

Help

Descrizione terreni

Terreno	g [kg/mc]	gs [kg/mc]	phi [°]	d [°]	c [kg/cmq]	Colore
Unità 1 [A]	1800,0	1800,0	32,00	21,40	0,000	
Unità 2	2200,0	2200,0	35,00	23,30	0,100	
Unità 3 [A]	2400,0	2400,0	40,00	26,70	1,000	

Aggiungi Modifica Duplica Elimina Help

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	1,00	28,23	28,23	Unità 1	Unità 1	
2	1,95	28,23	28,23	Unità 1	Unità 1	
3	6,00	0,00	0,00	Unità 3	Unità 3	

Aggiungi Inserisci Elimina Dettagli strato Help

Unità 1 $\gamma = 1800$ [kg/mc] $\phi = 32,00$ [°] $c = 0,00$ [kg/cmq]

Unità 1 $\gamma = 1800$ [kg/mc] $\phi = 32,00$ [°] $c = 0,00$ [kg/cmq]

Profilo terreno

Profilo di monte **Profilo di valle**

N	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	--
2	8,70	0,00	0,00 (0,00)

Profilo terreno

Profilo di monte **Profilo di valle**

N	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-10,00	-7,36	28,24 (53,70)
2	0,00	-1,99	--

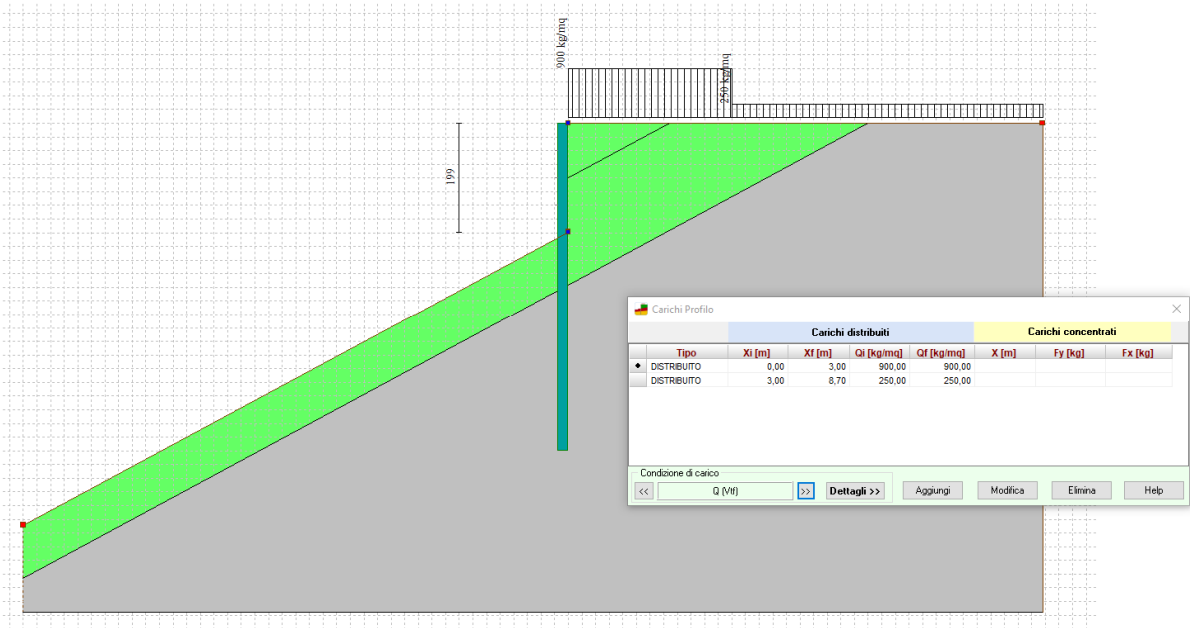
Carchi Profilo

Tipo	Carchi distribuiti				Carchi concentrati		
	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kg/mq]	Q_f [kg/mq]	X [m]	Fy [kg]	Fx [kg]
DISTRIBUITO	0,00	0,70	600,00	600,00			

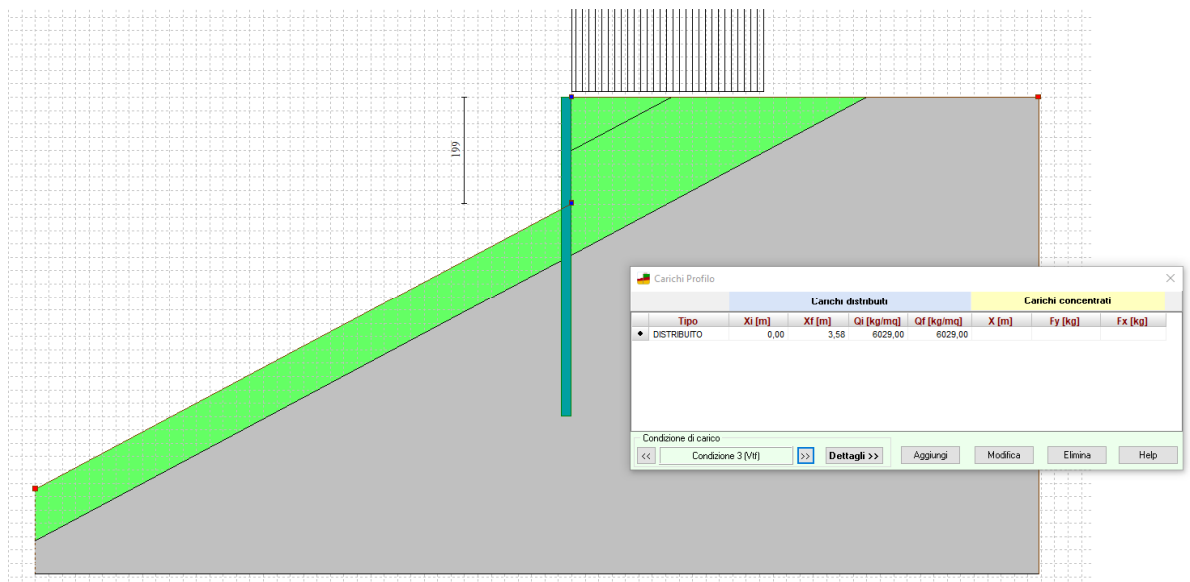
Condizione di carico

<< G2 (Fns) >> Dettagli >> Aggiungi Modifica Elimina Help

condizione "G2"

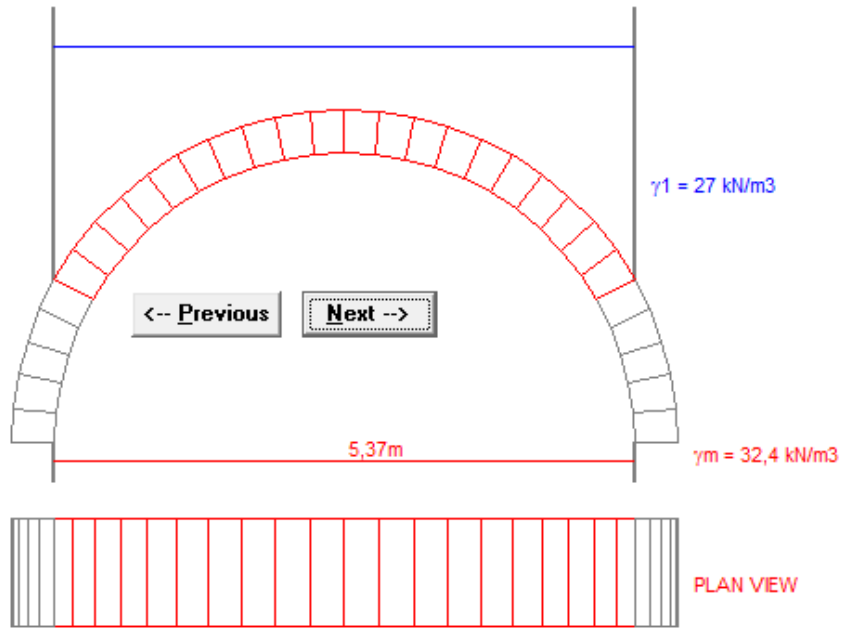


condizione "Q"

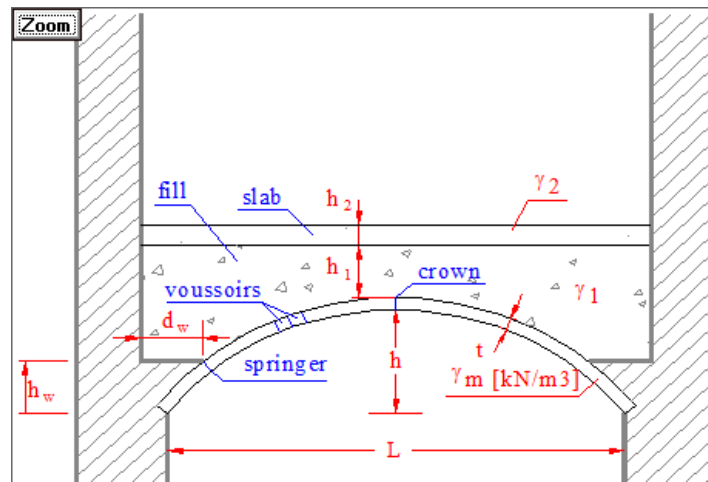


condizione "Condizione 3"

8.5 MODELLO VERIFICA VOLTA



Modello per verifica volta



Title :

Zoom

Segments n. Units kN - m

Ring geometry

Span L Rise h

Thickness t Voussoirs n*

h1 γ_m dw Ring width m

h2 γ_1 hw

γ_2

Start eccentricities [mm]

Left springer el

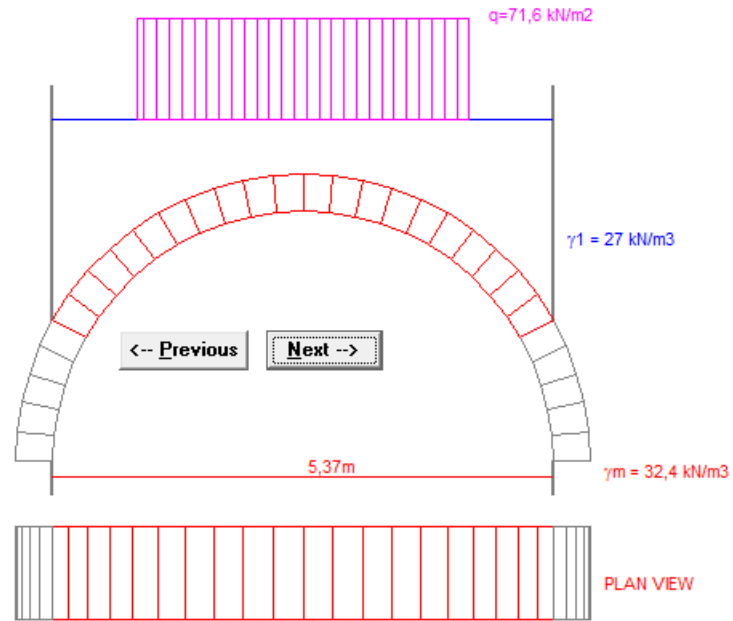
Crown ec

Right springer er

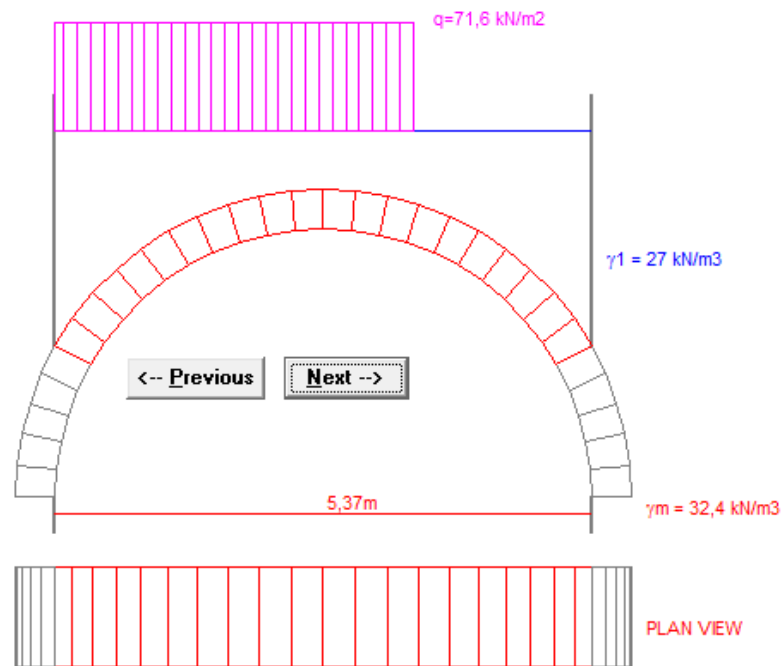
Next -->

$$\gamma_m = 24 \times 1.35 = 32.4 \text{ kN/mc}$$

$$\gamma_1 = 18 \times 1.5 = 27 \text{ kN/mc}$$



Schema di carico 1



Schema di carico 2

$$q=5304 \times 1.35 / 100 = 71.60 \text{ kN/m}^2$$

9 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA

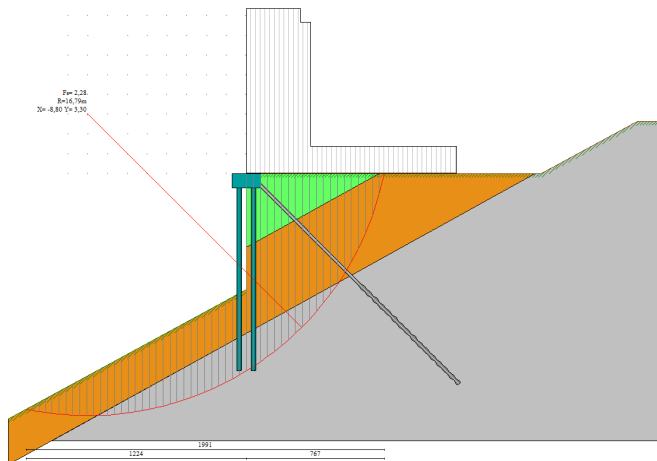
Si riporta di seguito la sintesi dei principali risultati per le 4 sezioni di calcolo delle paratie sopra descritte:

SINTESI RISULTATI MICROPALI TIPO1

SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI	
combinazione n° 2			
Spinta massima [kg]	27777 [kg]	y [m]	3,53 [m]
Resistenza passiva [kg]	-18942 [kg]	y [m]	9,26 [m]
Controspinta [kg]	7836 [kg]	y [m]	10,72 [m]
Incremento sismico [kg]	---	y [m]	---
Spinta falda	---	Y [m]	---

SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI	
MAX			
U [cm]	1,3453	y [m]	0,00 comb. n° 2
V [cm]	0,0496	y [m]	0,00 comb. n° 2
MIN			
U [cm]	-0,1735	y [m]	11,00 comb. n° 2
V [cm]	0,0000	y [m]	0,00 comb. n° 1

SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI	
SLU			
Ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo			4,05 [m]
Momento ultimo Mu			-13749 [kgm]
Sforzo normale ultimo Nu			8188 [kg]
Fattore di sicurezza della sezione			1,14
SLE			
Tensione ideale nella sezione del tubolare [kg/cm ²]	2287,34	y [m]	3,75
Tensione massima nell'armatura [kg/cm ²]	2287,34	y [m]	3,75
---	105,35	---	0,40
---	---	---	---



Verifica di stabilità

	Y [m]	nt	N [kg]	R [kg]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cm ²]	Fs
◆	0,40	6	39292	37699	16,00	8,00	2403,42	1,05

Help

Dettagli tirante 1 (y = 0,40 m)

Comb n°	h [m]	N [kg]	u [cm]	L [m]	Lf [m]	N/ml [kg]
◆ 1 * SLU - STR (A1-M1-R3)	6,46	35700	1,2220	15,60	7,60	15146 * 15146
2 * SLU - GEO (A2-M2-R1)	6,46	39292	1,3445	15,00	7,00	16670 * 16670
3 * SLV - GEO (A2-M2-R1)	6,46	20906	0,7175	11,70	3,70	8870 * 8870
4 * SLE - Rara	6,46	23929	0,8206	10,30	2,30	10152 * 10152
5 * SLE - Frequente	6,46	19382	0,6656	9,90	1,90	8223 * 8223
6 * SLE - Quasi permanente	6,46	8818	0,3054	8,80	0,80	3741 * 3741

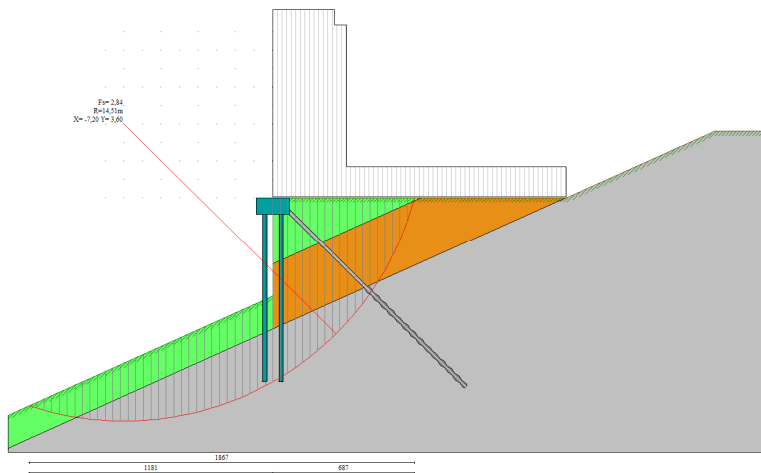
Risultati tiranti

SINTESI RISULTATI MICROPALI TIPO2

SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI
combinazione n° 2		
Spinta massima [kg]	22844 [kg]	y [m] 3,06 [m]
Resistenza passiva [kg]	-16366 [kg]	y [m] 6,96 [m]
Controspinta [kg]	5613 [kg]	y [m] 8,68 [m]
Incremento sismico [kg]	---	y [m] ---
Spinta falda	---	Y [m] ---

SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI
MAX		
U [cm]	0,8544	y [m] 0,00 comb. n° 2
V [cm]	0,0373	y [m] 0,00 comb. n° 2
MIN		
U [cm]	-0,1256	y [m] 9,00 comb. n° 2
V [cm]	0,0000	y [m] 0,00 comb. n° 1

SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI
SLU		
Ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo	3,10 [m]	
Momento ultimo Mu	-6418 [kgm]	
Sforzo normale ultimo Nu	5308 [kg]	
Fattore di sicurezza della sezione	1,03	
SLE		
Tensione ideale nella sezione del tubolare [kg/cm ²]	2801,24	y [m] 3,00
Tensione massima nell'armatura [kg/cm ²]	2801,24	y [m] 3,00
---	143,44	--- 0,40
---	---	---



Verifica di stabilità

Risultati Tiranti							
Y [m]	nt	N [kg]	R [kg]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cm ²]	Fs
0,40	6	28497	31183	12,50	7,00	2162,32	1,17
Help							
Dettagli tirante 1 (y = 0,40 m)							
Comb n°	h [m]	N [kg]	u [cm]	L [m]	Lf [m]	N/ml [kg]	
1 * SLU - STR (A1-M1-R3)	4,82	26287	0,7734	11,50	6,00	11153 * 11153	
2 * SLU - GEO (A2-M2-R1)	4,82	28497	0,8382	11,00	5,50	12090 * 12090	
3 * SLV - GEO (A2-M2-R1)	4,82	13708	0,4048	8,30	2,80	5816 * 5816	
4 * SLE - Rara	4,82	17880	0,5271	7,60	2,10	7586 * 7586	
5 * SLE - Frequente	4,82	14370	0,4242	7,30	1,80	6097 * 6097	
6 * SLE - Quasi permanente	4,82	5915	0,1765	6,40	0,90	2509 * 2509	

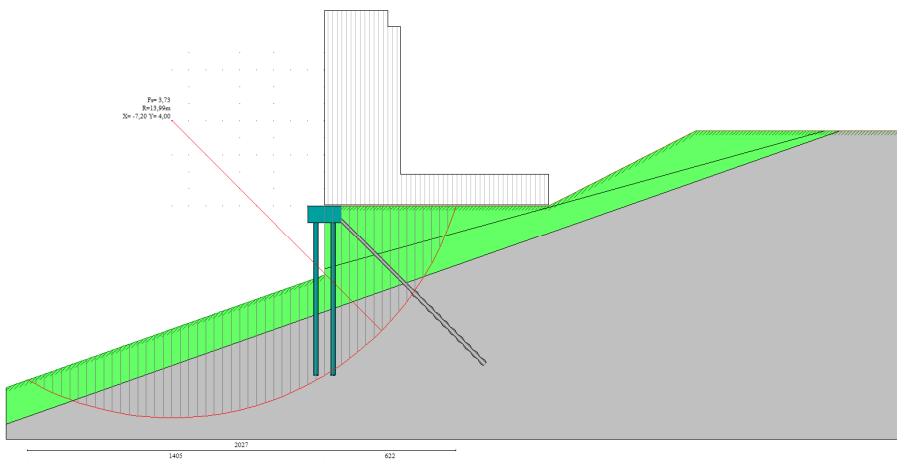
Risultati tiranti

SINTESI RISULTATI MICROPALI TIPO3

SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI
combinazione n° 2		
Spinta massima [kg]	18136 [kg]	y [m] 2,41 [m]
Resistenza passiva [kg]	-13366 [kg]	y [m] 5,60 [m]
Controspinta [kg]	4589 [kg]	y [m] 7,62 [m]
Incremento sismico [kg]	---	y [m] ---
Spinta falda	---	Y [m] ---

SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI
MAX		
U [cm]	0,6147	y [m] 0,00 comb. n° 2
V [cm]	0,0258	y [m] 0,00 comb. n° 2
MIN		
U [cm]	-0,0973	y [m] 8,00 comb. n° 2
V [cm]	0,0000	y [m] 0,00 comb. n° 1

SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI
SLU		
Ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo	2,55 [m]	
Momento ultimo Mu	-6429 [kgm]	
Sforzo normale ultimo Nu	7217 [kg]	
Fattore di sicurezza della sezione	1,81	
SLE		
Tensione ideale nella sezione del tubolare [kg/cm ²]	1627,25	y [m] 2,45
Tensione massima nell'armatura [kg/cm ²]	1627,24	y [m] 2,45
---	107,38	--- 0,40
---	---	---



Verifica di stabilità

Risultati Tiranti								
Y [m]	nt	N [kg]	R [kg]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cm ²]	Fs	
0,40	6	22060	23736	10,00	5,00	1673,91	1,19	
Help								
Dettagli tirante 1 (y = 0,40 m)								
Comb n°	h [m]	N [kg]	u [cm]	L [m]	Lf [m]	N/ml [kg]		
1 * SLU - STR (A1-M1-R3)	3,28	19866	0,5311	9,20	4,20	8428 * 8428		
2 * SLU - GEO (A2-M2-R1)	3,28	22060	0,5895	8,90	3,90	9359 * 9359		
3 * SLV - GEO (A2-M2-R1)	3,28	10046	0,2698	6,70	1,70	4262 * 4262		
4 * SLE - Rara	3,28	13849	0,3710	6,30	1,30	5876 * 5876		
5 * SLE - Frequente	3,28	11021	0,2957	6,00	1,00	4676 * 4676		
6 * SLE - Quasi permanente	3,28	4493	0,1220	5,40	0,40	1906 * 1906		

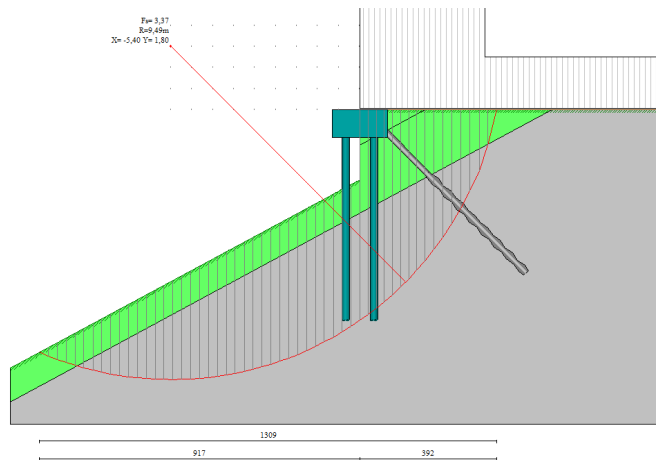
Risultati tiranti

SINTESI RISULTATI MICROPALI TIPO4

SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI	
combinazione n° 2			
Spinta massima [kg]	11047 [kg]	y [m]	1,56 [m]
Resistenza passiva [kg]	-5878 [kg]	y [m]	3,64 [m]
Controspinta [kg]	1181 [kg]	y [m]	5,68 [m]
Incremento sismico [kg]	---	y [m]	---
Spinta falda	---	Y [m]	---

SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI	
MAX			
U [cm]	0,1773	y [m]	0,00 comb. n° 2
V [cm]	0,0131	y [m]	0,00 comb. n° 2
MIN			
U [cm]	-0,0343	y [m]	6,00 comb. n° 2
V [cm]	0,0000	y [m]	0,00 comb. n° 1

SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI	
SLU			
Ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo			1,84 [m]
Momento ultimo Mu			-6460 [kgm]
Sforzo normale ultimo Nu			12442 [kg]
Fattore di sicurezza della sezione			4,58
SLE			
Tensione ideale nella sezione del tubolare [kg/cm ²]	630,34	y [m]	1,74
Tensione massima nell'armatura [kg/cm ²]	630,33	y [m]	1,74
---	65,67	---	0,40
---	---	---	---

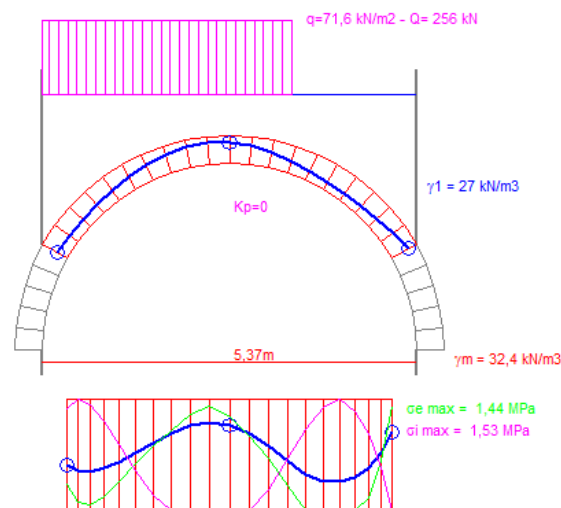
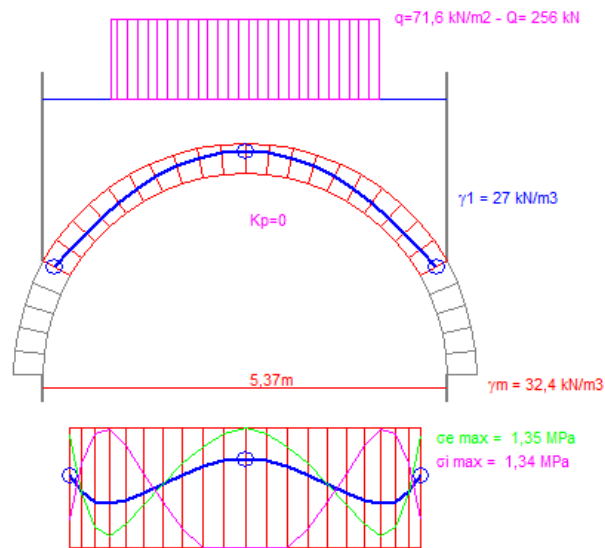


Verifica di stabilità

Risultati Tiranti								
Y [m]	nt	N [kg]	R [kg]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cm ²]	Fs	
0,40	6	14968	17221	6,00	4,00	1135,73	1,29	
Help								
Dettagli tirante 1 (y = 0,40 m)								
Comb n°	h [m]	N [kg]	u [cm]	L [m]	Lf [m]	N/ml [kg]		
1 * SLU - STR (A1-M1-R3)	1,99	13235	0,1470	5,10	3,10	5615 * 5615		
2 * SLU - GEO (A2-M2-R1)	1,99	14968	0,1660	4,90	2,90	6350 * 6350		
3 * SLV - GEO (A2-M2-R1)	1,99	6385	0,0716	3,40	1,40	2709 * 2709		
4 * SLE - Rara	1,99	9185	0,1024	3,20	1,20	3897 * 3897		
5 * SLE - Frequente	1,99	7185	0,0804	3,00	1,00	3048 * 3048		
6 * SLE - Quasi permanente	1,99	2488	0,0288	2,50	0,50	1055 * 1055		

Risultati tiranti

SINTESI RISULTATI VERIFICA VOLTA



Linea delle pressioni SLU

Si individuano linee delle pressioni tutte contenute internamente alla volta, ipotizzata cautelativamente di spessore 40cm. La massima pressione calcolata in condizioni SLU è pari a $\sigma_{\text{max}}=1,53\text{N/mm}^2 < f_{\text{cd}}=10,03\text{N/mm}^2$ (si veda la relazione sulle indagini conoscitive). La lontananza di σ_{max} rispetto a valore f_{cd} consente di concludere che la volta in cls è in grado di sopportare, con ampio fattore di sicurezza, i massimi carichi stradali previsti dalla normativa vigente.

10 RELAZIONE GEOTECNICA

Il calcolo delle paratie è stato condotto secondo il **metodo degli elementi finiti**, supponendo la struttura stessa immersa in un letto di molle orizzontali tra loro indipendenti. La scelta della **costante di Winkler** di tali molle riveste importanza fondamentale per tale metodo. Non disponendo di valutazioni dirette da prove geotecniche di tale parametro si è optato per una stima mediante metodi numerici convenzionali: tali metodi fanno uso o della pressione passiva o del carico ultimo. Per definizione la costante di Winkler è il rapporto fra un carico ed un cedimento; se come carico consideriamo il carico ultimo alla profondità desiderata e come spostamento consideriamo uno spostamento convenzionale di 2.54 cm (1 pollice) avremo una stima ragionevole della costante di Winkler. Alcuni autori suggeriscono, invece, di rapportare la pressione passiva alla profondità desiderata con lo spostamento convenzionale. Entrambi i metodi, quindi, mettono in relazione il valore di k con le caratteristiche fisiche del terreno (angolo di attrito, coesione e peso specifico).

Nel software PAC utilizzato per il calcolo agli elementi finiti della paratia la stima della costante di Winkler viene fatta usando il secondo metodo opportunamente modificato: si adotta la differenza fra pressione passiva di valle e pressione attiva di monte e come spostamento convenzionale si adotta il valore 1.5 cm.

Per quanto concerne la **stratigrafia adottata per ogni sezione di calcolo ed i valori caratteristici dei parametri meccanici associati ad ogni unità geotecnica** si è fatto riferimento alle sezioni litostratigrafiche riportate nella relazione di calcolo ed al seguente modello geotecnico:

	<i>Peso di volume γ (t/mc)</i>	<i>Angolo di attrito interno ϕ' (°)</i>	<i>Coesione c' (kg/cmq)</i>
<i>Livello A</i>	1,8	32	0
<i>Livello B</i>	2,2	35	0,1
<i>Livello C</i>	2,4	40	1,0

Livello A (unità 1): terreno rimaneggiato e di riporto

Livello B (unità 2): pietrame e malta (opere massive a gravità esistenti)

Livello C (unità 3): substrato roccioso arenaceo

Per quanto concerne il calcolo della lunghezza di ancoraggio dei tiranti si è impiegato il metodo di Bustamante-Doix in riferimento a valori "di fondo scala", ovvero estremamente prudenziali, della tensione tangenziale ($f_s=2\text{Kg/cmq}$) tipici di rocce fortemente fessurate (vedi abaco sottostante). Allo stesso tempo si è considerato un fattore di espansione conservativo $\alpha=1$ per il tratto di fondazione ricadente in roccia.

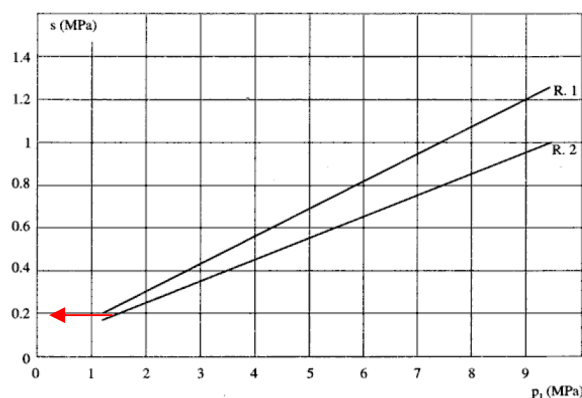


Fig. 13.19. Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e fratturate

11 ULTERIORI VERIFICHE SVOLTE MANUALMENTE

11.1 VERIFICA ANCORAGGIO TUBOLARE TIRANTI SU CORDOLO IN C.A.

I valori massimi di trazione riscontrati sui tiranti sono:

- NEd=39292Kg per i tiranti tipo 1'
- NEd=28497Kg per i tiranti tipo 2'
- NEd=22060Kg per i tiranti tipo 3'
- NEd=14968Kg per i tiranti tipo 4'

Il tubolare 88.9 penetra all'interno del cordolo per circa 95cm. La quota parte di tiro trasmesso per aderenza lungo il fusto del micropalo è pari a

$$NRd' = 8.89 \times 3.14 \times 95 \times 3 = 7956 \text{Kg}$$

(con 3Kg/cmq valore di progetto dell'aderenza tra acciaio da carpenteria e cls secondo NTC18)

La rimanente quota di tiro viene trasmessa al cordolo a mezzo di staffe $d=12\text{mm}$ in acciaio ad aderenza migliorata saldate al tubolare. Tenendo presente che il braccio di ciascuna staffa di lunghezza pari a 60 diametri (72cm circa) è in grado di garantire il trasferimento di uno sforzo per aderenza pari alla massima trazione di progetto della barra, ovvero $1.13 \times 4500 / 1,15 = 4422\text{Kg}$, si ha la necessità di equipaggiare i tubolari con il seguente numero di staffe:

- per tiranti tipo 1' $(39292 - 7956) / 4422 = 7.1$ ovvero 8 staffe
- per tiranti tipo 2' $(28497 - 7956) / 4422 = 4.6$ ovvero 5 staffe
- per tiranti tipo 3' $(22060 - 7956) / 4422 = 3.2$ ovvero 4 staffe
- per tiranti tipo 4' $(14968 - 7956) / 4422 = 1.6$ ovvero 2 staffe (di fatto se ne disporranno comunque 4)

12 TABULATI DI CALCOLO

I tabulati del software PAC16 vengono allegati nel documento denominato fascicolo dei calcoli.

il progettista
Ing. Galileo Innocenti

Firmato da:

innocenti galileo

codice fiscale NNCGLL80T23D612V

num.serie: 134616788080758559839945116143828612120

emesso da: ArubaPEC S.p.A. NG CA 3

valido dal 19/12/2020 al 20/12/2023