



HydroGeo Ingegneria s.r.l.



Via Aretina, 167/b
50136 Firenze
Tel 055 6587050 - Fax 055 0676043
e-mail info@studiohydrogeo.it

INCREMENTO DELLA RETE CICLOPEDONALE ESISTENTE DICOMANO-CONTEA MEDIANTE LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO TRATTO DI COLLEGAMENTO ALLA STESSA DELLA LOCALITA' PIANDRATI

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO - TERRE ARMATE

COMMITTENTE:



Comune di Dicomano
Piazza della Repubblica, 3
50062 Dicomano FI

PROGETTISTI:

ING. GIACOMO GAZZINI

ING. SALVATORE GIACOMO MORANO

PROGETTO

L 5 6 5

LOTTO

0 1

FASE

P 0 3

DOC

T

ELABORATO

C A L I I

REV

B

REV.

DATA EMISSIONE

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

A

Aprile 2018

G.Gazzini

G.Gazzini

G.Gazzini

B

Ottobre 2018

G.Gazzini

G.Gazzini

G.Gazzini

Indice generale

1. INTRODUZIONE	2
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
3. MATERIALI.....	4
4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE.....	5
5. AZIONE SULLE STRUTTURE	7
5.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI	8
6. GRETA 14.....	8

1. INTRODUZIONE

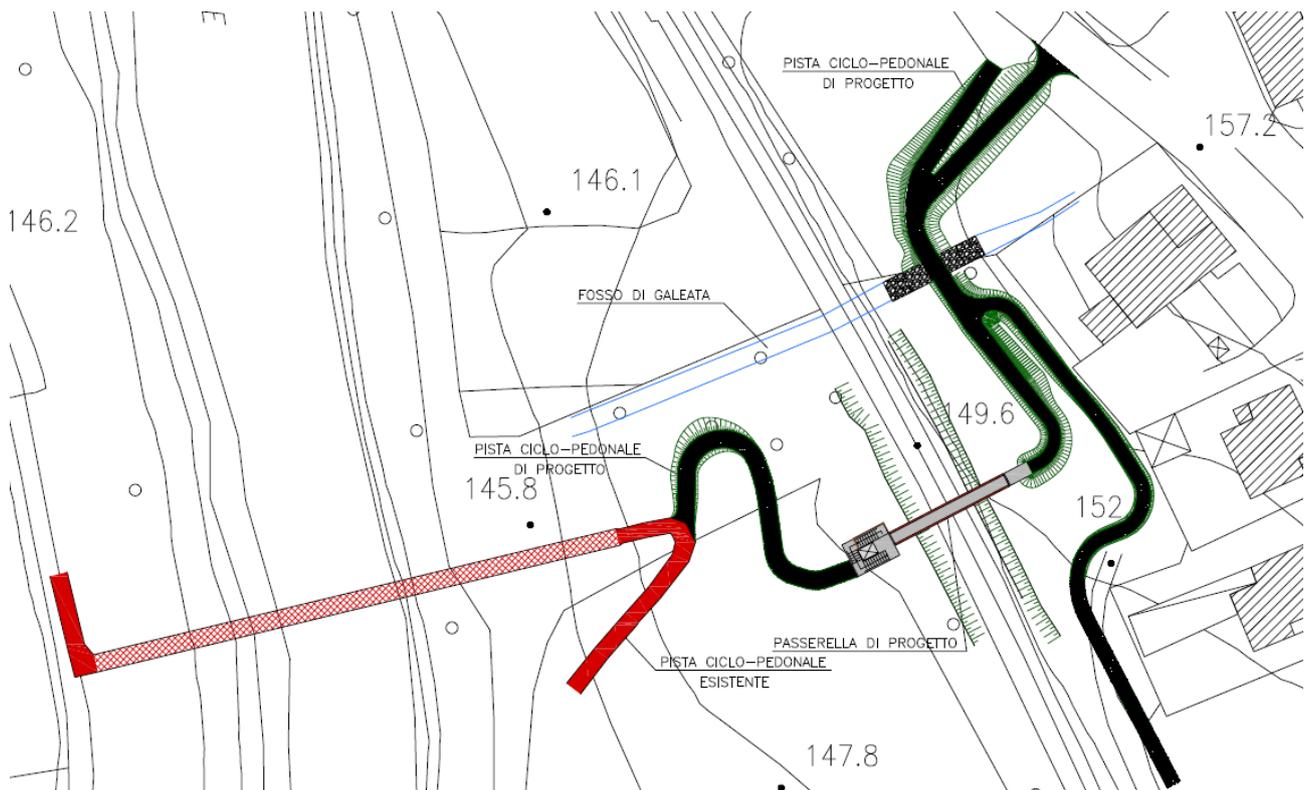
L'intervento progettuale consiste nella realizzazione di una passerella per l'attraversamento della ferrovia "Pontassieve - Borgo San Lorenzo" in loc. "Piandratì" nel Comune di Dicomano.

L'opera d'arte si inserisce nel contesto del percorso attrezzato lungo i fiumi Sieve ed Arno tra Dicomano e Ponte al Rupino. Attualmente la pista ciclopedonale si sviluppa a sud di Dicomano in riva sinistra fino alla passerella sul fiume Sieve. Il percorso verrà completato proseguendo in riva sinistra, verso nord, fino al centro abitato e collegando ad est loc. Piandratì, superando la ferrovia "Pontassieve - Borgo San Lorenzo" con la passerella oggetto della presente relazione.

La passerella garantirà il collegamento in sicurezza del centro abitato ad est della linea ferroviaria con il percorso attrezzato lungo la Sieve, sia ai pedoni che ai ciclisti.

Dato l'elevato dislivello da superare per evitare interferenze con la ferrovia, sul lato valle non è stato possibile prevedere rampe per l'accesso dei portatori di handicap, tuttavia l'accessibilità sarà garantita con l'installazione di un elevatore elettrico (miniascensore) che permetta di raggiungere la quota della passerella e poter proseguire il percorso su rilevati con percorso ciclopedonale di pendenza idonea. Attorno al vano ascensore si sviluppano le rampe delle scale di accesso dotate di scivolo laterale per il trasporto a mano delle biciclette. Le scale sono abbastanza riposanti, avendo alzate di soli 13 cm, per garantire pendenze dolci per un trasporto agevole dei mezzi.

Dal lato monte, il percorso ciclabile supera il fosso Galeata, ad una quota più elevata e continua salire su un rilevato in terra rinforzata fino a raggiungere l'accesso alla passerella. Su questo lato quindi non è necessario realizzare rampe di accesso in calcestruzzo armato e la struttura è costituita solo da un nucleo scatolare in c.a., dotato di pianerottolo di sbarco in sommità e di mensole per l'appoggio della passerella.



2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- 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 per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

3. MATERIALI

Terreno per rilevato

Il terreno utilizzato per la pista ciclopedonale è un terreno di tipo incoerente con le seguenti caratteristiche:

- Angolo di resistenza a taglio $\Phi' = 35^\circ$
- Peso specifico $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- $C' = 0$

Rinforzi

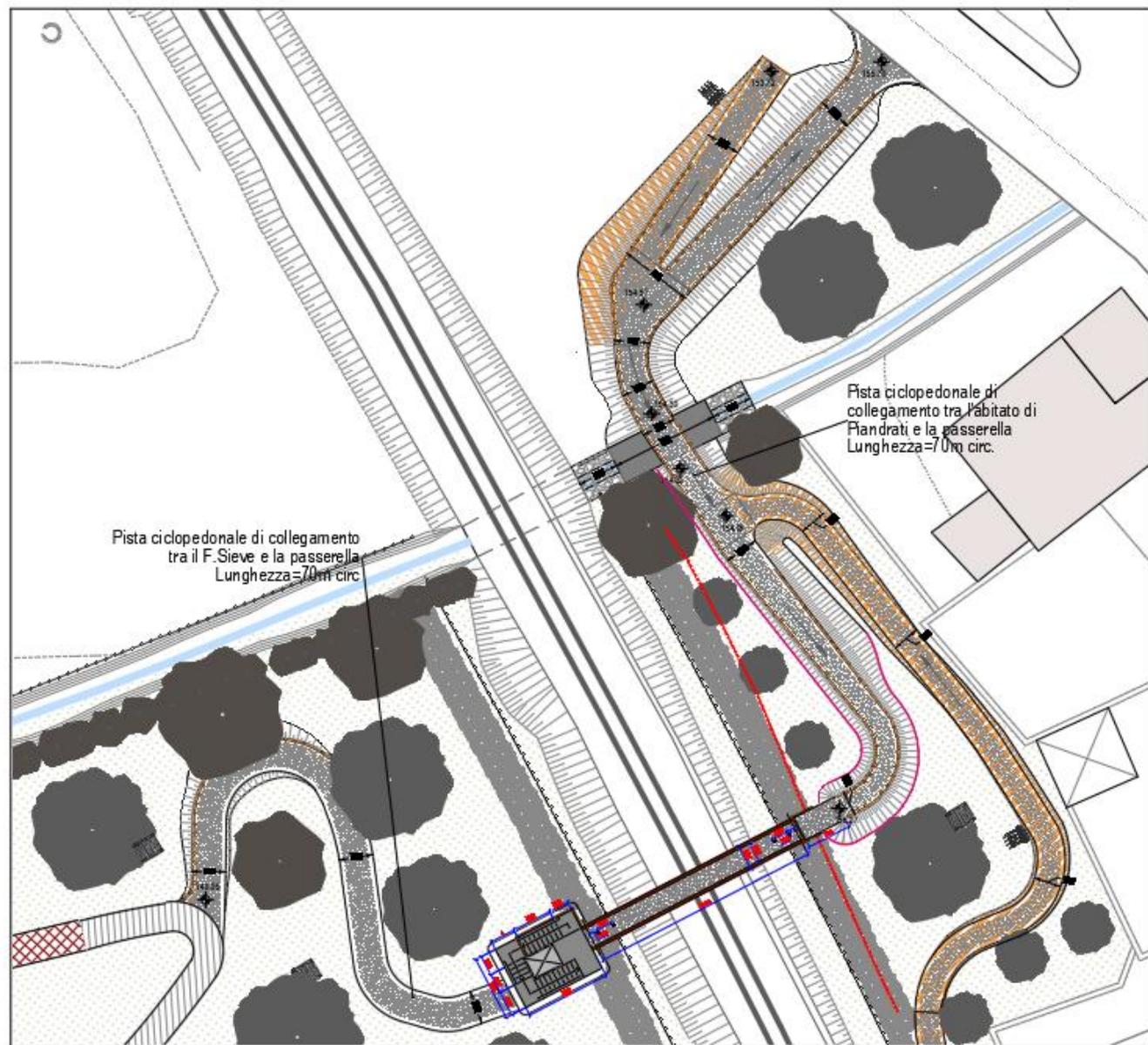
L'armatura è di due tipologie, la prima è lo strato inferiore presente per tutta la lunghezza del rilevato (base) mentre la seconda che varia nel numero di strati in base all'altezza del terreno di riporto.

La resistenza dei due tipi di armatura è:

- Strato di base $P_a = 65.90 \text{ kN/m}$
- Strati superiori $P_a = 28.17 \text{ kN/m}$

4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Il progetto della passerella sarà integrato dalla realizzazione di piste ciclo-pedonali di collegamento fra l'abitato di Piandratì da un lato (tratto lungo circa 70 m) e la passerella esistente sul Fiume Sieve dall'altro (tratto lungo circa 35 m).



L'accesso alla pista ciclopedonale sarà possibile da due rampe.

Il primo accesso collegherà la pista ciclabile direttamente con il centro abitato di Piandratì, attraverso l'entrata sulla SS 67, il secondo ingresso invece permetterà l'accesso alla pista da un parcheggio previsto nel piano urbanistico.

Le rampe di accesso verranno realizzate mediante lo scotico del piano attuale, realizzazione di rilevati per permettere alle piste di mantenere una pendenza massima della livelletta del 5%.

Il pacchetto della pista prevedrà scavo del cassonetto, posa di geotessile non tessuto agugliato in polipropilene ad alta densità (HDPE) con funzione di separazione, posa in opera di stabilizzato per sottofondo con inerti compattati e successiva stesura di strato superficiale realizzato in misto granulare naturale di cava, acqua di impasto, legante-consolidante ecocompatibile a base di ossidi inorganici esente da resine solventi e composti polimerici tipo Stabilsolid (o prodotti con caratteristiche uguali o superiori).

Si installeranno ai lati della pista delle staccionate in legno, con funzione di sicurezza e inserimento nel contesto paesaggistico, laddove l'altezza supererà il metro.

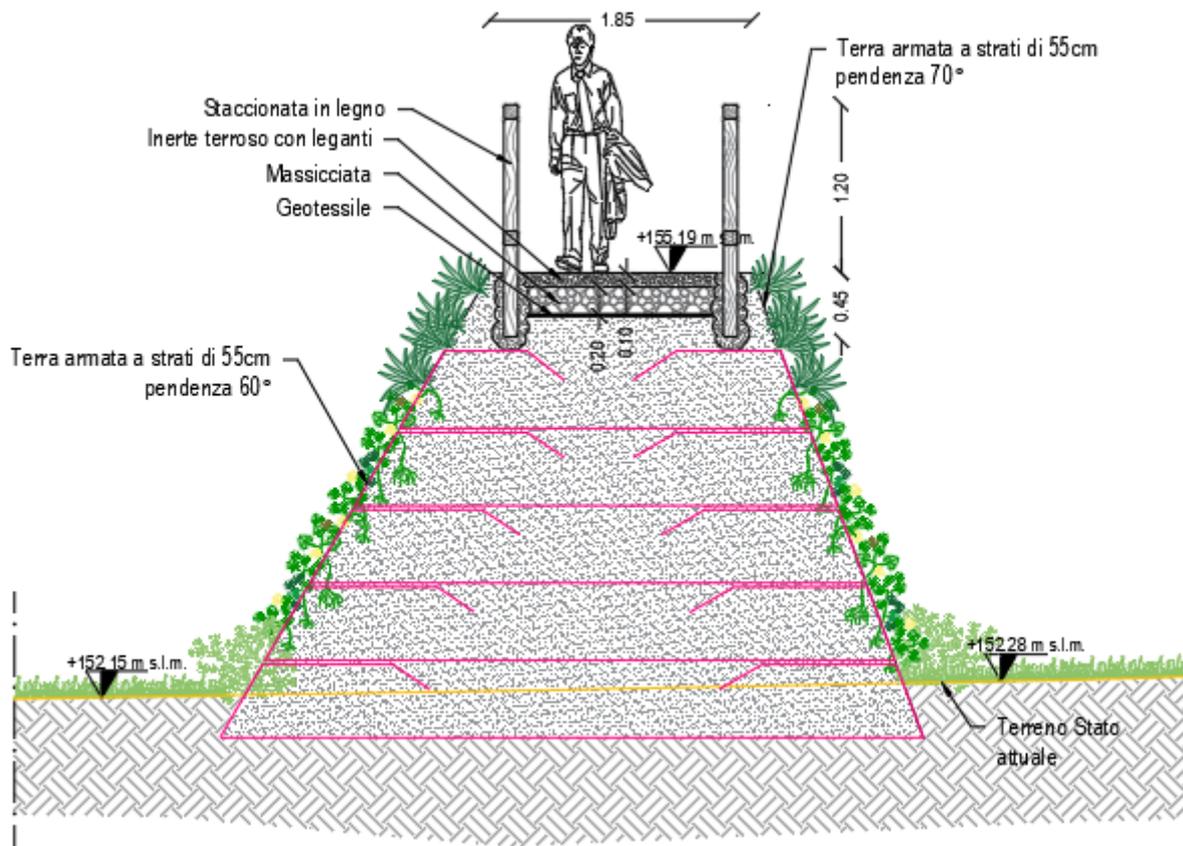
Nel tratto di collegamento fra la nuova passerella e l'abitato di Piandratì la pista ciclopedonale attraverserà il Fosso di Galeata, quindi verrà realizzato un attraversamento mediante scatolare in c.a. di dimensioni interne

2.5x x 2.0 m. Per raccordare la sezione dell'attraversamento con l'alveo esistente e per prevenire fenomeni erosivi, verrà realizzata una protezione in scogliera del fondo e delle sponde del corso d'acqua sia a monte sia a valle dell'attraversamento.

A Sud dell'attraversamento del fosso Galeata è stato previsto un nuovo svincolo ciclopedonale che permetterà il collegamento con la nuova passerella ferroviaria e con la lottizzazione posta a sud presente nell'inquadramento urbanistico (Tavola 15).

Il tratto di collegamento con la passerella sarà possibile attraverso la realizzazione di rilevati che permetteranno di mantenere le pendenze massime della pista al 5%.

Al fine di non gravare sul muro di sostegno della ferrovia, il rilevato (lato ferrovia) avrà un angolo di inclinazione di 70°, possibile questo grazie all'utilizzo di terre armate che garantiscono la solidità del rilevato a tali pendenze. Lato strada statale, al fine di contenere lo sviluppo planimetrico della scarpata, è stato previsto un angolo di inclinazione di 60° anch'esso possibile attraverso l'utilizzo di terre armate.



Le piste verranno realizzate mediante scotico del piano attuale, realizzazione di rilevati per permettere alle piste di essere a quote altimetriche tali da consentire pendenze massime della livelletta pari al 5%, scavo del cassonetto, posa di geotessile non tessuto agugliato in polipropilene ad alta densità (HDPE) con funzione di separazione e successiva posa in opera di pietrisco 40/60 e regolarizzazione della superficie di transito tramite stesa di pietrisco 12/22, compresa la compattazione con rullo.

Le terre armate sono caratterizzate dall'interazione tra il terreno e l'elemento di rinforzo al fine di ottenere un'opera avente caratteristiche meccaniche superiori a quelle del singolo terreno. Per la protezione delle scarpate dall'azione erosiva degli agenti atmosferici si è previsto l'inerbimento delle stesse con specie erbacee che rispettino il contesto paesaggistico.

Anche nei rilevati a sud del fosso Galeata verranno installate delle staccionate in legno con funzione di sicurezza e di inserimento estetico nel contesto paesaggistico di Dicomano, laddove però il rilevato avrà un'altezza superiore al metro.

5. AZIONE SULLE STRUTTURE

Pesi proprio

Il peso del terreno di rilevato è stato determinato, sulla base delle dimensioni effettive delle sezioni del rilevato, attraverso il peso specifico di 18 kN/m³.

Spinta delle terre

Al fine della valutazione della spinta della terra sulla struttura, in particolare per l'accesso lato monte, si assume che il terreno utilizzato per il rilevato in terra rinforzata sia di tipo incoerente con angolo d'attrito $\Phi=35^\circ$ e peso specifico $\gamma=18$ kN/m³.

Il calcolo della spinta viene effettuato dal software GRETA14 attraverso il metodo di Culmann.

Per tener conto dell'incremento della spinta in condizioni sismiche, come da normativa italiana, si è applicato un coefficiente derivante dal metodo di Mononobe-Okabe.

Carichi accidentali da traffico

È stato considerato un carico distribuito di 10kN/m posto in sommità della pista ciclopedonale, ottenuto considerando l'accesso di mezzi per la manutenzione.

Azione sismica

Per la valutazione delle azioni sismiche sulla struttura, effettuata secondo quanto previsto dal D.M 17.01.2018, sono stati assunti i seguenti dati:

Dati di input

Regione: Toscana

Provincia: Firenze

Comune: Dicomano

Longitudine: 11.52993

Latitudine: 43.87509

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Vita nominale della costruzione: 50 anni

Classe d'uso II

Coefficiente d'uso della costruzione $c_u = 1$

Coefficiente di smorzamento: 5%

Fattore di struttura: $q=1,0$

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito tenendo conto della Normativa sismica vigente (paragrafo 3.2 NTC 2018).

5.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le combinazioni utilizzate ai fini della determinazione delle azioni sulle strutture sono quelle indicate dalle norme vigenti.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

In presenza di azioni sismiche (E) abbiamo:

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

In presenza di azioni eccezionali (Ad) abbiamo:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

6. GRETA 14

Per la verifica delle terre armate abbiamo considerato le sezioni tipo 4,5 e 6 i cui schemi sono presenti nella tavola 5 "L56501P03D005_B – Sezioni di Progetto e Particolari Costruttivi".

Le verifiche sono state fatte con il software GRETA 14 di Aztec Informatica sulla base dei richiami teorici seguenti.

Nel testo "L56501P03TFCA_B – Fascicolo dei calcoli – Terre armate" sono presenti i risultati numerici.

Calcolo della spinta sulla parete

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite le NTC 2018 è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ .

In particolare, si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Metodo di Culmann

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione α 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.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

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 ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

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

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

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, α assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità:

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

Terreno a permeabilità elevata:

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

Verifiche

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 η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$M_s / M_r \geq \eta_r$$

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 δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ 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). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

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

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$F_r / F_s \geq \eta_s$$

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

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c_i} + q N_q d_{q_i} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma_i}$$

Indicando con:

- c , la coesione del terreno in fondazione;
- ϕ , l'angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ , il peso di volume del terreno in fondazione;
- B , la larghezza della fondazione;
- D , la profondità del piano di posa;
- q , la pressione geostatica alla quota del piano di posa.
- N_c, N_q, N_γ , i coefficienti di capacità portante;
- d_c, d_q, d_γ , i fattori di profondità;
- i_c, i_q, i_γ , i fattori di inclinazione del carico;

Fattori di capacità portante

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = [N_q - 1] \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Fattori di profondità

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$d_q = 1 + 0.2 D K_p^{0.5} / B$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 D K_p^{0.5} / B \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\circ$$

$$i_\gamma = (1 - \theta^\circ/\phi^\circ)^\circ \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

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

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:

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

dove il termine m è espresso da

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

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_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 e ϕ_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 η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Verifiche interne

Le verifiche interne riguardano la determinazione del non superamento delle resistenze date dai rinforzi per i meccanismi di:

- scorrimento diretto;
- sfilamento;
- resistenza a trazione.

Con S verrà indicata la spinta agente alla quota del rinforzo considerato.

La verifica a scorrimento diretto consiste nell'assicurare una lunghezza del rinforzo tale da scongiurare lo scivolamento del blocco di terra armata al di sopra del rinforzo stesso. La resistenza allo scorrimento lungo un elemento di rinforzo è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{\text{scor}} = \sigma'_v f_{ds} \tan \phi'$$

con f_{ds} coeff. di resistenza allo scorrimento.

In termini di forza si ha:

$$T_{\text{scor}} = L_{\text{scor}} \times B \times \tau_{\text{scor}}$$

L_{scor} : Lunghezza del rinforzo;

B : Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{\text{scor}}/S \geq F_{S_{\text{scor}}}$$

La verifica a sfilamento consiste nell'assicurare una lunghezza del rinforzo tale da scongiurare lo sfilamento del rinforzo dalla terra armata. La resistenza allo sfilamento lungo un elemento di rinforzo è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{sfil} = \sigma'_v \times f_{po} \times \tan \phi'$$

con f_{po} coeff. di resistenza allo sfilamento.
In termini di forza si ha:

$$T_{sfil} = L_{sfil} \times B \times 2 \tau_{sfil}$$

L_{sfil} : Lunghezza del rinforzo;
 B : Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{sfil}/S \geq FS_{sfil}$$

La verifica a trazione consiste nell'assicurare che la tensione nel rinforzo non superi quella ammissibile. La verifica è soddisfatta se:

$$P / T \geq FS_{traz}$$

con P resistenza ammissibile impiegata per il dimensionamento:

$$P = LTDS / (FS_{giunzione} \times FS_{chimico} \times FS_{biologico} \times FS_{danni ambientali})$$

$LTDS$: resistenza di progetto a lungo termine;
 T : sforzo agente nel rinforzo.

La verifica del risvolto consiste nel prevenire spancamenti della facciata. La resistenza allo scorrimento del risvolto è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{scor,risc} = \sigma'_v f_{ds} \tan \phi'$$

con f_{ds} coeff. di resistenza allo scorrimento.
In termini di forza si ha:

$$T_{scor,risc} = L_{risc} \times B \times \tau_{scor,risc}$$

L_{risc} : Lunghezza del rinforzo;
 B : Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{scor,risc}/S \geq FS_{scor}$$

Verifiche composte

Le verifiche composte riguardano la ricerca dei cinematismi di rottura che riguardano l'insieme terreno rinforzi. Il programma analizza delle famiglie di superfici circolari. Il calcolo del fattore di sicurezza della superficie circolare è effettuato con il metodo delle strisce tenendo conto del contributo di resistenza dei rinforzi contenuti.

