POLITECNICO DI TORINO
Repository ISTITUZIONALE

Principi di dimensionamento della palificata loricata "Terrasafe"

Original
Principi di dimensionamento della palificata loricata "Terrasafe" / Barbero, Monica; Barpi, Fabrizio; BORRI BRUNETTO, Mauro; Peila, Daniele. - In: GEAM. GEOINGEGNERIA AMBIENTALE E MINERARIA. - ISSN 1121-9041. - STAMPA. - 51:2(2014), pp. 43-48.

Availability:
This version is available at: 11583/2572149 since: 2016-11-02T15:07:59Z

Publisher:
PATRON EDITORE

Published
DOI:

Terms of use:

This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

Publisher copyright
default_article_editorial [DA NON USARE]

-

(Article begins on next page)

18 April 2024

Principi di dimensionamento della palificata loricata "Terrasafe"

Monica Barbero*
Fabrizio Barpi*
Mauro Borri Brunetto*
Daniele Peila**

* DISEG, Politecnico di Torino, Torino
** DIATI, Politecnico di Torino, Torino

Il presente lavoro illustra una procedura di calcolo per una nuova struttura prefabbricata (palificata loricata Terrasafe), destinata al sostegno di terreni instabili. Data la difficoltà di interpretare la complessa interazione fra terreno e struttura sia nella fase di assemblaggio, sia durante la vita dell'opera, venne condotta una campagna di sperimentazioni in vera grandezza rivolte alla valutazione delle sollecitazioni nel telaio metallico e alla comprensione del comportamento complessivo dell'insieme, i cui risultati furono presentati in un precedente articolo. Sulla base di tali risultati è stata sviluppata un'apposita procedura per la verifica di sicurezza. Partendo dall'ipotesi che l'azione sollecitante sia la spinta attiva del terreno, si presenta l'approccio proposto, rivolto alla verifica sia della condizione di sicurezza interna, sia di quella esterna.
Parole chiave: *Ingegneria naturalistica, sicurezza strutturale, palificate*

Design methods of the "Terrasafe" loricate sheet pile. *The paper deals with the design procedure of a new prefabricated structure (a "loricate" sheet pile named Terrasafe) for the support of unstable soil. Because of the difficulties in interpreting the complex interaction between soil and structure during installation and during the working life, an experimental in situ campaign was performed, aimed at evaluating the internal forces in the steel frame and understanding the global behavior of the entire structure under service loads, whose results were presented in a previous paper. On the basis of those results, a specific design procedure has been developed. Starting from the assumption that active earth pressure acts on the support elements, the proposed approach, assessing both internal and external (or global) safety conditions, is presented and discussed.*
Key words: *naturalistic engineering, sheet piles, structural safety*

Méthode de vérification de la palissade loriquée "Terrasafe". *Le présent travail illustre une procédure pour le calcul d'une nouvelle structure préfabriquée (la palissade "loriquée" Terrasafe) utilisé pour soutenir un sol instable. Étant si difficile d'interpréter la complexe interaction entre ce genre de structure et le sol, aussi bien pendant la phase d'installation qu'en exercice, on a procédé par une campagne expérimentale en site afin de mesurer les contraintes agissantes sur la structure métallique et de comprendre le comportement de l'ouvrage sous charge, dont les résultats ont été présentés dans un précédent article. Sur la base de ces résultats, une procédure a été développée pour la vérification de la sécurité. En partant de l'hypothèse que la pression de la terre active agit sur les éléments de soutien, la méthode proposée pour l'évaluation des conditions de sécurité internes et externes est présentée et discutée.*
Mots clés: *génie naturaliste, sécurité structurale, palissades.*

1. Introduzione

La *palificata loricata Terrasafe* è una particolare barriera per il sostegno delle terre, che coniuga i principi dell'ingegneria naturalistica con le capacità di resistenza di strutture più tradizionali. Essa, infatti, è costituita nei suoi elementi principali da un telaio metallico prefabbricato annegato nel terreno e da un paramento a vista in tronchi di legname, con inclinazione di 60° rispetto all'orizzontale, che consente la piantumazione di essenze adatte al consolidamento superficiale del terreno, come ampiamente e dettagliatamente descritto nel lavoro Barbero *et al.* (2013).

La verifica strutturale e geotecnica della palificata loricata e dell'insieme struttura-terreno richiede di definire i carichi agenti e le resistenze chiamate in causa dai diversi possibili stati limite e quindi di impostare uno schema procedurale idoneo, secondo la vigente normativa (Norme Tecniche sulle Costruzioni, DM 14 gennaio 2008).

La barriera in esame presenta modi di interazione con il terreno differenti da quelli delle usuali opere di sostegno e quindi è stata soggetta, nella fase di sviluppo del prototipo, all'esecuzione di sperimentazioni in vera grandezza aventi l'obiettivo di comprendere il comportamento della struttura sotto carico. Si è allo scopo allestito un campo prove in cui sono stati realizzati degli allineamenti di elementi Terrasafe appositamente strumentati per verificarne la risposta meccanica sotto le azioni indotte da varie condizioni di carico. I risultati di questa campagna sperimentale sono stati riportati e illustrati da Barbero *et al.* (2013) e sono stati utilizzati per impostare le linee guida progettuali discusse nel seguito.

In sintesi, una palificata loricata Terrasafe è formata dalla giustapposizione di diversi elementi ciascuno dei quali ha una larghezza, parallela allo sviluppo del fronte, di 3 m e un'altezza di 1,8 m, la cui faccia esterna è costituita da tronchi scortecciati di diametro compreso tra 16 cm e 20 cm, disposti con asse orizzontale a formare un paramento discontinuo inclinato di 60° sull'orizzontale. La struttura resistente (fig. 1) è composta da un telaio, realizzato in profilati di acciaio, saldati o imbullonati tra di loro, che termina con uno stelo il quale è collegato ad una piastra di ancoraggio o a un ancoraggio in fune o barra cementato nel terreno. Allo stelo è collegata una traversa alla quale sono saldati i due ritti che sostengono il paramento frontale di tronchi. I tronchi di legno sono a loro volta sostenuti da

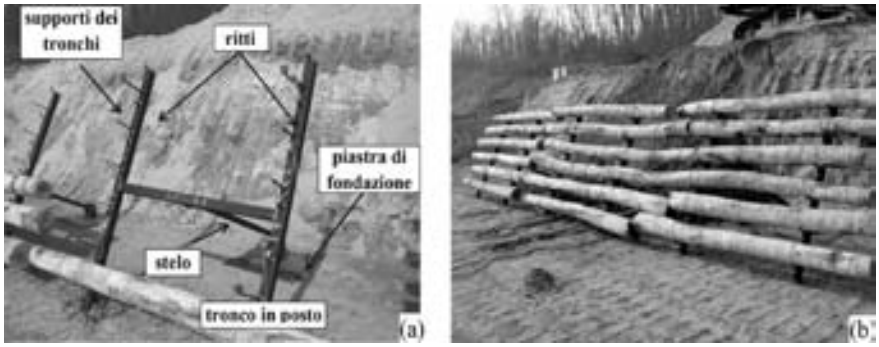


Fig. 1. Vista di un elemento di palificata loricata *TerraSafe* in fase di assemblaggio in posto con indicazione dei principali elementi costituenti (figura a); vista di uno stendimento completamente assemblato (figura b).
View of an element of "palificata loricata TerraSafe*" during the assembly with the indication of the most important elements (figure a) and view of three elements completely assembled (figure b).*

supporti saldati e sono assicurati con una catena di ritenuta; fra i tronchi affiora il terreno sostenuto dalla barriera, nel quale è quindi possibile la piantumazione di talee che contribuiscono alla stabilizzazione superficiale del fronte.

2. Principi di dimensionamento

La palificata loricata è progettata per accettare spostamenti e assestamenti in fase di installazione, pertanto è ragionevole assumere che la verifica di sicurezza passi attraverso un'analisi all'equilibrio limite nella quale si suppone che sia stata mobilitata la spinta attiva del terreno immediatamente a tergo della palificata.

È peraltro necessario che la verifica della struttura sia suddivisa in due differenti analisi, analogamente a quanto viene usualmente fatto per i rilevati in terra armata o per i muri a gravità realizzati con gabbioni o altri elementi analoghi:

1. **analisi di stabilità interna**, che prevede lo sviluppo di verifiche allo stato limite *ultimo* finalizzate all'accertamento della resistenza dello stelo, del telaio e dell'ancoraggio di fondazione (con piastra o tirante).
2. **analisi di stabilità esterna o globale**, che considera l'insieme terreno-barriera come un muro di sostegno a gravità e applica a tergo i carichi trasmessi dal terreno spingente da monte.

Nel caso della verifica di stabilità esterna o globale, analogamente a quanto assunto per le terre armate e i muri di sostegno a mensola (Lancellotta, 2011; Lancellotta *et al.*, 2011), la spinta viene applicata su di un piano virtuale verticale che passa a tergo della piastra di ancoraggio del blocco terreno-struttura e i carichi trasmessi alla palificata loricata da parte del terreno retrostante possono essere determinati in maniera analoga alle opere di sostegno delle terre, considerando cioè il raggiungimento di una condizione di spinta attiva. Le verifiche richiedono quindi l'applicazione dei coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa analogamente a quanto viene usualmente fatto per i muri a gravità. Il linea generale dato che la struttura consente il drenaggio dal paramento, le verifiche dovrebbero essere usualmente effettuate in assenza di spinta idraulica. Nel caso in cui il terreno impiegato per il riempimento non sia ritenuto sufficientemente permeabile, è necessario che a tergo o al piede della struttura vengano previsti idonei sistemi drenanti per minimizzare la spinta idraulica.

Nel seguito, supponendo che questa prescrizione sia soddisfatta, si farà quindi riferimento allo schema delle azioni sintetizzate nella Figura 3. Le forze agenti, per unità di lunghezza della barriera, sono pertanto: la spinta attiva Sr, mobilitata nella sezione a monte della piastra di fondazione; il peso del terreno di riempimento, W, inglobante anche il peso della struttura; il sovraccarico q sul piano superiore del rilevato.

Per quel che riguarda la risposta della struttura durante la fase di riempimento a tergo, che usualmente avviene in modo graduale, è stata analizzata sperimentalmente in campo prove, come documentato nella Figura 2. Pertanto in tale situazione transitoria la sicurezza della struttura si può ritenere verificata, ferma restando la necessità che gli operatori agiscano in modo che non si inneschino fenomeni di instabilità locali.

3. Verifiche interne

3.1. Aspetti generali

L'accertamento delle condizioni di sicurezza interna della struttura comprende le seguenti verifiche:

- la verifica allo stato limite ultimo per scorrimento della piastra di fondazione;
- la verifica a stato limite ultimo della struttura metallica.

Per la simbologia adottata negli schemi e nei calcoli presentati di seguito, si fa riferimento allo schema illustrato nella Figura 4 (non in scala), che riporta una geometria semplificata, bidimensionale, della struttura.

I parametri fissi che devono essere presi in considerazione per ogni condizione di carico e di terreno sono:

P = 3 kN (peso dei tronchi) +1 kN (peso della struttura metallica) = 4 kN;
l = 0,75 m (lato standard della piastra di fondazione);
h = 1,8 m (altezza standard della struttura);
d = 3 m (profondità standard di un modulo della struttura);
α = 30° (angolo tra il paramento e la verticale);

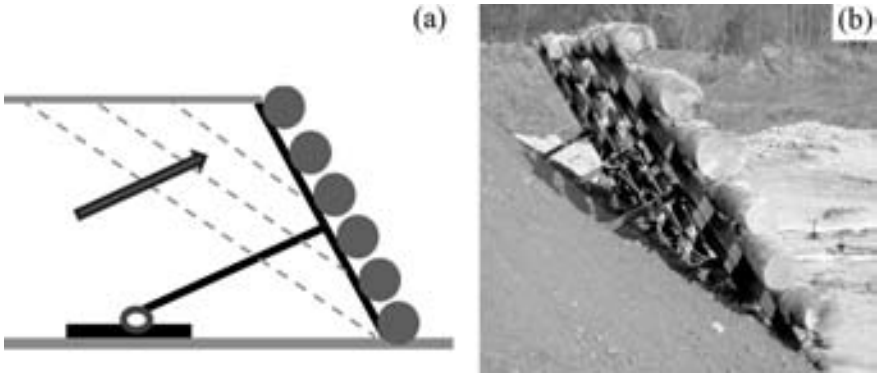


Fig. 2. Successione delle varie fasi di riempimento durante la sperimentazione nel campo prove.
Depiction of the various phases of back-filling during the full scale test.

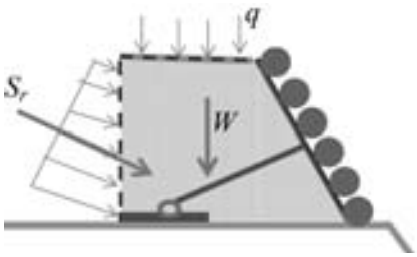


Fig. 3. Schema delle azioni da considerare nel dimensionamento esterno. La spinta S_r deve essere calcolata tenendo conto dell'eventuale sovraccarico a tergo dell'elemento, delle azioni sismiche dell'area.
Schematic of the actions to be considered in the external design. The force S_r must be considered taking into account the surcharge on the backfill and the local seismicity conditions.

b = h tan α = 1,04 m;

mentre, secondo le condizioni particolari di posa in opera vanno considerate azioni che dipendono delle seguenti grandezze:

δ = φ' (angolo di resistenza a taglio del terreno di riempimento);

δ_a = angolo di attrito tra piastra di fondazione e terreno;

γ = peso per unità di volume del terreno di riempimento;

q = sovraccarico per unità di superficie.

3.2. Determinazione delle azioni

Assunta l'assenza di spinte idrauliche, le azioni da considerare nel dimensionamento sono sostanzialmente le spinte delle terre dovute alla mobilitazione del terreno in condizioni di spinta attiva attiva, S_γ, e alla presenza di un eventuale sovraccarico sul piano superiore del rilevato, S_q.

La spinta attiva è data da

$$S_\gamma = \frac{1}{2} K_{a\gamma} \gamma d (2b)^2$$

essendo $K_{a\gamma}$ il coefficiente di spinta attiva. Tale forza si suppone applicata a un terzo dell'altezza della struttura.

La presenza di un sovraccarico verticale, q, applicato sul piano superiore del terreno di riempimento produce invece la spinta

$$S_q = K_{aq} \cdot qd(2b)$$

dove K_{aq} è il coefficiente di spinta dovuta al sovraccarico. Tale forza è applicata a metà dell'altezza della struttura.

I coefficienti $K_{a\gamma}$ e K_{aq} da adottare nei calcoli, sono quelli proposti da Kerisel & Absi (1990) e sono riportati nella tabella 1, assumendo, come ulteriori ipotesi di calcolo, che l'angolo d'attrito δ tra il paramento e il terreno corrisponda all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ', (δ/φ' = 1), e che il piano superiore sia orizzontale (β = 0°).

Determinazione delle componenti di reazione al nodo della piastra e al piede

Per la determinazione delle componenti di reazione al nodo della piastra ed al piede della struttura si deve fare riferimento alle seguenti equazioni la cui risoluzione consente di ricavare le tre incognite del sistema (V, H, F)

– equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale:

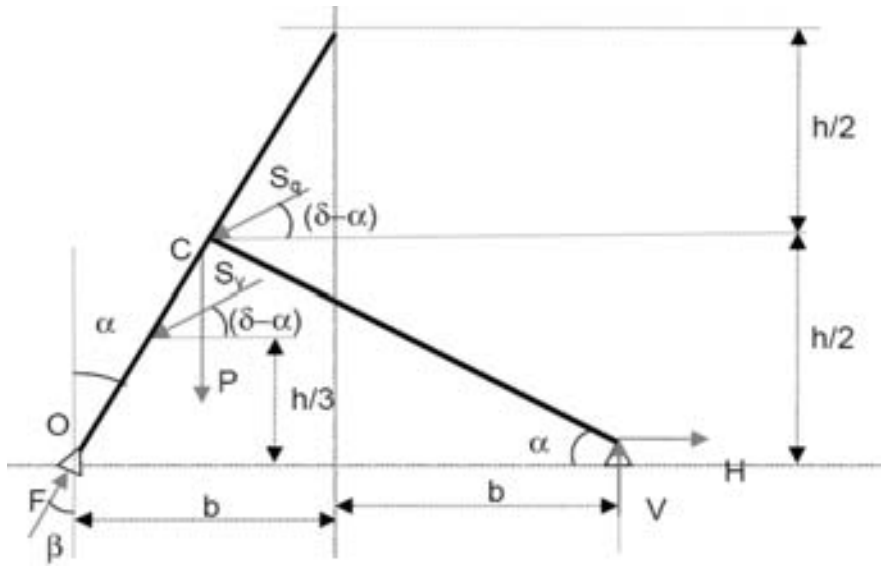


Fig. 4. Schema semplificato proposto per le verifiche interne della struttura. La figura riporta la geometria adottata le forze applicate.
Schematic proposed for the internal design of the structure. The figure shows the used geometry and the applied forces.

Tabella I – Tabella dei coefficienti di spinta: $\alpha = 30°$, piano superiore orizzontale, $\delta/\varphi' = +1$ (Kerisel e Absi, 1990).
Table of coefficients to be used for stress evaluation: $\alpha = 30°$, horizontal upper plane, $\delta/\varphi' = +1$ (Kerisel e Absi, 1990).

φ'	$K_{q\gamma}$	K_{qq}
10°	0,425	0,545
15°	0,302	0,408
20°	0,216	0,307
25°	0,154	0,230
30°	0,109	0,172
35°	0,075	0,130
40°	0,050	0,093
45°	0,031	0,066

$$H - (S_\gamma + S_q)\cos(\delta - \alpha) + R\,\mathrm{sen}\,\beta = 0$$

– equazione di equilibrio alla traslazione verticale:

$$V - P + R\cos\beta - (S_\gamma + S_q)\,\mathrm{sen}(\delta - \alpha) = 0$$

– equazione di equilibrio alla rotazione intorno al punto O:

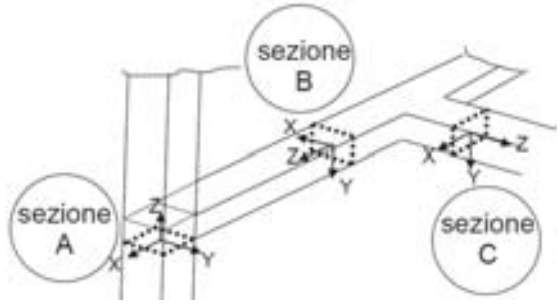
$$-2Vb + P\frac{b}{2} + S_q \sin(\delta-\alpha)\frac{b}{2} + $$
$$+S_\gamma \sin(\delta-\alpha)\frac{b}{3} + $$
$$-S_q \cos(\delta-\alpha)\frac{h}{2} - S_\gamma \cos(\delta-\alpha)\frac{h}{3} = 0$$

risolvendo il sistema a tre equazioni e tre incognite (H, V ed R), si ottiene:

$$H = \frac{1}{12}\left[6\sqrt{3}\left(S_\gamma + S_q\right)\frac{\cos(\beta+\delta)}{\cos\beta} + \right.$$
$$+6\left(S_\gamma + S_q\right)\sin\delta + $$
$$\left. +\left(-9P + 2S_\gamma\cos\delta\right)\tan\beta\right]$$
$$V = \frac{P}{4} - \frac{1}{6}\left(2S_\gamma + 3S_q\right)\cos\delta$$
$$F = \frac{1}{12\cos\beta}\left[9P - 2S_\gamma\cos\delta + \right.$$
$$\left. +6\sqrt{3}\left(S_\gamma + S_q\right)\sin\delta\right]$$

Ricavate con le equazioni precedentemente esposte le azioni è quindi possibile eseguire la verifica interna della struttura, tenendo conto dei fattori di sicurezza previsti dal DM 2008 e si deve eseguire la verifica allo stato limite ultimo per scorrimento della piastra di fondazione.

Fig. 5. Sezioni individuate per le verifiche di resistenza a stato limite ultimo del telaio metallico.
Position of the cross sections used for the ULS design of the metallic frame.



4. Verifica strutturale del telaio metallico

Per la verifica a stato limite ultimo della struttura metallica si individuano nel telaio tre sezioni caratteristiche sulle quali effettuare la verifica di resistenza. Esse sono definite secondo lo schema di Figura 5.

4.1. Calcolo delle sollecitazioni

Lo schema statico utilizzato per la verifica strutturale del telaio è indicato in Figura 6. Ogni sezione del profilato in acciaio è sollecitata come in Figura 7 mentre lo schema utilizzato della traversa orizzontale è riportato in Figura 8 (asse Z orizzontale, asse Y verticale, asse X orizzontale uscente dal paramento).

Nel seguito vengono riportati gli schemi di calcolo delle sollecitazioni nelle tre sezioni considerate

Sezione C

Le sollecitazioni per la sezione C sono definite come segue:

$$N_C = H\cos\alpha - V\,\mathrm{sen}\,\alpha$$
$$T_{YC} = (H\,\mathrm{sen}\,\alpha + V\cos\alpha\ldots)$$
$$T_{XC} = 0$$
$$M_{XC} = \frac{3}{2}bV + \frac{1}{2}hH$$
$$M_{YC} = 0$$
$$M_{ZC} = 0$$

Sezione B

Le sollecitazioni per la sezione B sono definite come segue:

$$N_B = 0$$
$$T_{YB} = -\frac{T_{YC}}{2}$$
$$T_{XB} = \frac{N_C}{2}$$
$$M_{XB} = -\frac{T_{YC}\,c}{2}$$
$$M_{YB} = -\frac{N_C\,c}{2}$$
$$M_{ZB} = \frac{M_{XC}}{2}$$

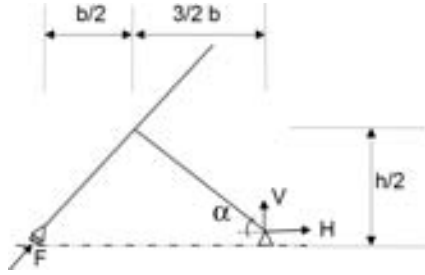


Fig. 6. Schema statico utilizzato per la verifica strutturale del telaio.
Schematic used for the structural design of the metallic frame.

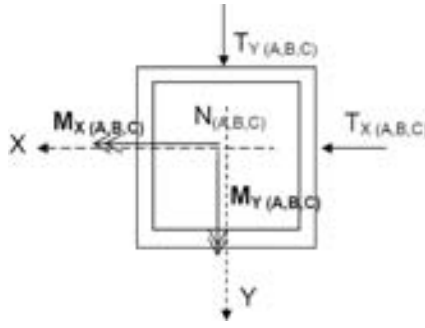


Fig. 7. Schema delle sollecitazioni nelle sezioni considerate.
Internal forces and moments in the studied sections.

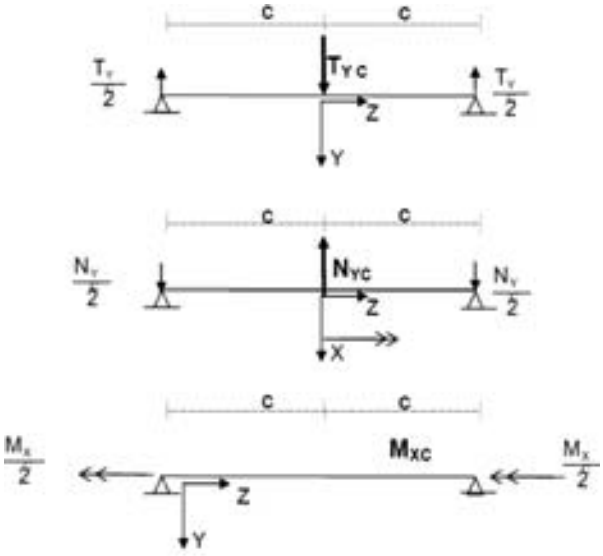


Fig. 8. Schema delle forze agenti sulla traversa orizzontale.
Forces acting on the horizontal beam.

Sezione A

Le sollecitazioni nella sezione A si calcolano secondo i diagrammi di Figura 9 relativi alla parte inferiore delle gambe.

A favore di sicurezza si può sostituire le forze distribuite con le risultanti applicate alle rispettive quote (NB: le risultanti sono dimezzate considerando le spinte e il peso proprio ripartiti simmetricamente).

Le sollecitazioni si ottengono, pertanto, dalle seguenti equazioni di equilibrio:

$$N_A + \frac{F}{2} - \frac{3}{8} S_\gamma \sin\delta - \frac{P}{4}\cos\alpha + \\ - \frac{S_q}{4}\sin\delta = 0$$

$$T_{YA} - \frac{3}{8} S_\gamma \cos\delta + \frac{P}{4}\sin\alpha + \\ - \frac{S_q}{4}\cos\delta = 0$$

$$M_{XA} - \frac{5h}{18}\frac{3}{8} S_\gamma \cos\delta + \frac{h}{4}\frac{P}{4}\sin\alpha + \\ - \frac{h}{4}\frac{S_q}{4}\cos\delta = 0$$

5. *Esempio di verifica della struttura*

Nel seguito, per meglio illustrare lo schema procedurale delle verifiche precedentemente illustrate, viene presentato un esempio di calcolo nelle condizioni di prova in sito in assenza di sovraccarico.

La verifica a scorrimento della piastra di fondazione viene effettuata sulla base dell'approccio 2 combinazione (A1+M1+R3) delle NTC 2008 con i seguenti dati di ingresso: $\delta = \varphi' = 40°$; $\delta_a = 28°$; $\gamma = 15$ kN/m^3; $q = 0$ kN/m^2; $K_{a\gamma} = 0.050$; $S_\gamma = 4.86$ kN.

La spinta di progetto è calcolata considerando la spinta del terreno come azione permanente sfavorevole.

$$S_{\gamma d} = 4.86 \times 1.3 = 6.3 \text{ kN}$$

Si ottiene, quindi che, $H_d = 2.9$ kN; $V_d = -0.6$ kN; $F_d = 6.6$ kN

La resistenza allo scorrimento è calcolata come: $R_d = (2W - V_d)\tan\delta_a$ essendo: $W = \gamma h A_{piastra}$ il peso totale del terreno gravante sulla piastra di fondazione.

Tenendo presente che le facce a contatto con il terreno sono due, una superiore e una inferiore, e che sulla piastra agisce anche la componente V_d della reazione al vincolo, risulta:

$$W = 15 \times 1.8 \times 0.75 \times 0.75 = 15.2 \text{ kN}$$

$$R_d = (2 \times 15.2 + 0.6)\tan 28° = 16.5 \text{ kN}$$

Dato che la verifica è soddisfatta se:

$$H_d < \frac{R_d}{Y_R}$$

dove $\gamma_R = 1.1$ e che, nell'esempio in esame risulta $2.9 < (16.5/1.1) = 15.0$ kN, la verifica può quindi essere considerata soddisfatta.

Per la verifica strutturale del portale si considerano i seguenti dati di ingresso di calcolo: $\beta = 30°$; $\delta = 40°$; $P = 4$ kN; $\delta_a = 28°$; $\gamma = 15$ kN/m^3; $l = 0.75$ m; $h = 1.8$ m; $q = 0$; $d = 3$ m; c (semidistanza tra i montanti) = 0.785 m; $K_\gamma = 0.05$; $K_q = 0.09$; $f_{YK} = 235$ MPa; $S_q = 0$ kN

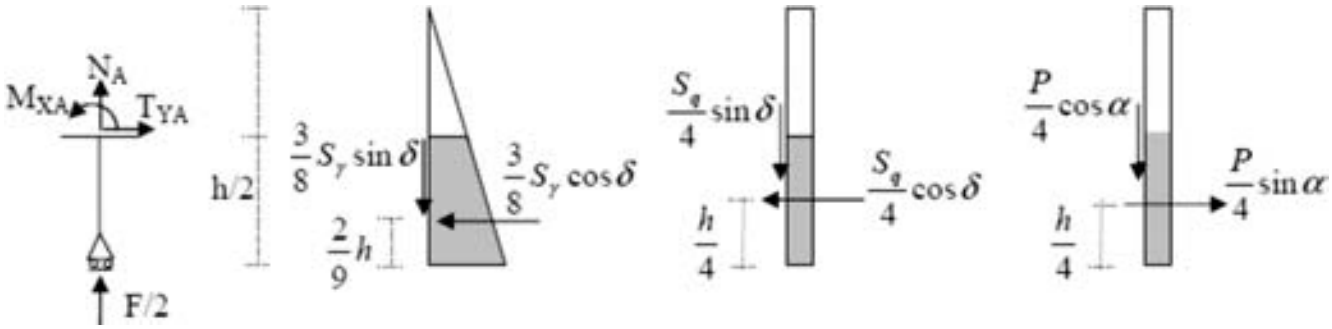


Fig. 9. Schema delle sollecitazioni nella sezione A.
Forces and moment in section A.

Da cui si ottiene:

$$b = \frac{h}{\sqrt{3}} = \frac{1.8}{\sqrt{3}} = 10.39 \text{ m}$$

$$S_y = (1/2)K_y y(2b)^2 d\, 1.3 = 6.32 \text{ kN}$$

$$H_d = 2.93 \text{ kN}$$

$$V_d = -0.61 \text{ kN}$$

$$F_d = 6.59 \text{ kN}$$

$$R_d = \frac{\left[(W+Q)2 - V_d\right]\tan\delta_a}{1.1} = 15.0 \text{ kN}$$

I dati geometrici considerati sono i seguenti:

Sezione C:
$A_C = 0.000564\,m^2$; $W_C = 8.34 \times 10^{-6}\,m^3$

Sezione B = Sezione A:
$A_B = 0.000804\,m^2$; $W_B = 17.20 \times 10^{-6}\,m^3$

Sulla base dei dati proposti e della procedura precedentemente descritta si ottengono quindi i risultati sintetizzati nella Tabella 2, in termini di sollecitazioni nelle sezioni considerate

Poichè per la verifica occorre verificare che:

$$\sigma_i < \frac{f_{YK}}{1.05} = \frac{235}{1.05} = 224 \text{ MPa}$$

si ottiene che le tre sezioni studiate sono verificate essendo: sezione C: 206<224 MPa; sezione B: 86<224 MPa; sezione A: 41<224 MPa.

Tabella 2 – Valori delle sollecitazioni e delle tensioni massime nelle tre sezioni considerate per la verifica strutturale.
Values of internal forces and maximum stresses computed for the structural design in the three sections.

Sezione	T_X (kN)	T_Y (kN)	N (kN)	M_X (kNm)	M_Y (kNm)	M_Z (kNm)	max σ_X (MPa)	max τ (MPa)	σ_i (MPa)
A	0	1,31	-0,91	0,68	0	0	41,0	trasc.	41,0
B	1,42	0,47	0	-0,37	-1,11	0,84	86,0	1,0	86,0
C	0	-0,93	2,84	1,68	0	0	206	5,4	206

6. Conclusioni

La procedura di calcolo proposta per il dimensionamento strutturale e geotecnico della palificata loricata Terrasafe è stato sviluppato per essere di facile utilizzo ed applicazione, come illustrato dagli esempi di calcolo presentati. Pur avendo introdotto alcune semplificazioni in relazione alla geometria ed al comportamento della struttura il metodo risulta essere affidabile e realistico, anche perché basato sulle risultanze sperimentali desunte da un campo prova in vera grandezza appositamente realizzato e le cui risultanze sono dettagliatamente discusse da Barbero *et al.* (2013).

Ovviamente l'applicazione del metodo andrà sempre adattata alle specifiche condizioni del sito sia per quel che riguarda i parametri geotecnici che le condizioni al contorno e la procedura illustrata può essere considerata; da parte del progettista di un intervento con questa tipologia di opera, come una linea guida di riferimento.

Bibliografia

Barbero, M., Barpi, F., Borri Brunetto, M., Pallara, O., Peila, D., Peila, L., Valfrè, A., Cornelini, P., 2013. Comportamento di una palificata prefabbricata per il contenimento delle terre: studi sperimentali. Geoingegneria Ambientale e Mineraria, 138 (1), pp. 5-12.

Bustamante, M. e Doix, B., 1985. Une méthode pour le calcul des tirants ed des micropieux injectés. Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, Paris, 149, pp. 13-22.

Cornelini, P., 2009. Verde e Infrastrutture: una nuova tecnica di consolidamento, ACER, 5, pp. 59-61.

Lancellotta, R., Costanzo, D., Foti, S., 2011. Progettazione Geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le Costruzione (NTC 2008), Hoepli.

Lancellotta, R., 2011. Geotecnica, Zanichelli.

Lancellotta, R. e Calavera, J., 1999. Fondazioni, McGraw-Hill.

Absi, E. e Kerisel, J., 1990. Active and Passive Earth Pressure Tables, Taylor & Francis Group.

Sanjak Kumar, S., 2012. Handbook of Geosyntetic Engineering, Institution of Civil Engineers, London.

Officine Maccaferri, 1990. Terramesh System, Bologna.

Schlosser, F., 1983. Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par clouage du sol, Sols et Fondations, 418, pp. 8-24.

Victor, E. e Barry, C., 1997. Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. Design and Construction Guidelines, FHWA-SA-96-071, US Dept. of Transportation.

Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008 (NTC 2008) DM Infrastrutture 14 gennaio 2008, S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29.

Ringraziamenti

Gli autori intendono ringraziare A. Valfrè per i preziosi suggerimenti nella stesura del presente lavoro e la PMP Costruzioni Srl, nella persona del Geom. P. Fea, per aver concesso l'autorizzazione alla pubblicazione dei risultati delle prove sperimentali sviluppate nell'ambito del Contratto di ricerca n. 421/2012: Studi inerenti opere innovative per la stabilizzazione di pendii in terra tra PMP Costruzioni S.r.l. e il DIATI del Politecnico di Torino.