



COMUNE DI TORRE DEL GRECO



PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

“Servizi tecnici di architettura ed ingegneria relativi all'esecuzione della progettazione, direzione lavori e collaudo delle opere stabilite nella sentenza n 25/2013 resa in data 15/01/2013 dal tribunale di Torre Annunziata sezione distaccata di Torre del Greco”



Elaborato		Relazione Tecnica Generale	
Tavola		EG-RTG_rev1	
Data		Marzo 2020	Scala -
<u>Il RUP</u> Arch. Gianpiero Cirillo	Raggruppamento temporaneo d'impresa		
	<u>La Mandataria</u>		
	Ing. Laura Alfano		
	<u>I Mandanti</u>		
	Ing. Fabio Mastellone di Castelvete Ing. Elena Commentale Ing. Vincenzo Della Vasta Geol. Giuseppe De Vito		



SOMMARIO

Sommario.....	1
1. Premessa	2
2. Individuazione Del Fondo.....	2
3. Sentenza n° 25/2013 resa in data 15/01/2013 dal tribunale di Torre Annunziata	3
4. Riempimento delle cavità.....	6
4.1 Riempimento delle cavità sotterranee.....	6
5. Messa in sicurezza mediante interventi dei terrazzamenti mediante palificate e terre rinforzate	10
5.1 Premesse all'ingegneria naturalistica	11
5.2 Palificate vive a doppia parete.....	12
5.3 Modalità di esecuzione palificata viva a doppia parete.....	15
5.4 Descrizione del sistema scelto di terre rinforzate con paramento esterno vegetativo.....	15
5.5 Modalità di esecuzione	19
5.6 Normativa di riferimento	21
5.7 Materiali impiegati e resistenze di calcolo	22
6. Caratteristiche del terreno	25
6.1 Terreno a tergo e di fondazione.....	25
6.2 Parametri geomeccanici adottati per terre rinforzate.....	26
6.3 Analisi dei carichi	27
Carico statico fisso e permanente	27
Carico statico accidentale.....	27
6.4 Modellazione sismica	27
Categoria del sottosuolo.....	27
Calcolo dell'azione sismica e spettri di risposta	27
Classi d'uso.....	30
Amplificazione topografica	30
Azione sismica	31
Scenari di carico.....	32
Teoria di calcolo e verifiche eseguite	33
7. Opere collaterali terre rinforzate	34
Drenaggio.....	34
Elemento antiersivo sul fronte rinverdito.....	34
Fondazione	34
7.1 Tabulati di calcolo	34
8. Ripristino e consolidamento di una porzione del muro di Confine nord.....	35
9. Demolizione e rifacimento di una porzione del muro di Confine SUD (25 ml lineari H=1 m);	37
10. Opere di ripristino della Vasca: Ripristino murature in pietrame vulcanico, demolizione e ricostruzione del sottofondo;	37
11. Opere di ripristino del Pozzo.....	38



1. PREMESSA

La Giunta Regionale della Campania, con decreto n°112 del 15/06/2018 ha emanato una gara a procedura aperta per *“Servizi tecnici di architettura ed ingegneria relativi all'esecuzione della progettazione, direzione lavori e collaudo delle opere stabilite nella sentenza n 25/2013 resa in data 15/01/2013 dal tribunale di Torre Annunziata sezione distaccata di Torre del Greco”*

Successivamente suddetto incarico è stato affidato con gara pubblica Cig: 7532180790 all'RPT nella persona dell'ing. Laura Alfano (mandataria) e degli altri mandanti: Ing. Fabio Mastellone di Castelvete, Ing. Elena Commentale, Ing. Vincenzo Della Vista, Geol. Giuseppe De Luca.

La presente Relazione Tecnica generale ha come oggetto la progettazione definitiva/esecutiva la progettazione delle opere architettoniche ed ingegneristiche al fine dell'attuazione della sentenza n 25/2013 (di seguito denominate per brevità **Sentenza**) resa in data 15/01/2013 dal tribunale di Torre Annunziata sezione distaccata di Torre del Greco. Nell'ambito del presente incarico sono state progettate tutte le opere di stabilizzazione dei pendii sito a Via del Cimitero 18, Torre del Greco (NA), con riferimento a tecniche di rinforzo in ingegneria naturalistica,

2. INDIVIDUAZIONE DEL FONDO

Le opere progettate riguardano il fondo localizzato nel comune di Torre del Greco alla via Del Cimitero civ.18, esso è posizionato cardinalmente secondo l'asse longitudinale Est-Ovest e quello trasversale Nord-Sud.

L'ambiente territoriale in cui insiste il fondo è tipico dell'area costiera del paesaggio Vesuviano.

Si riporta di seguito uno stralcio satellitare della zona oggetto di intervento



Via Cimitero, 18
Comune di Torre del Greco (NA)



La zona circostante all'area, su cui è presente l'appezzamento di terreno oggetto della presente è contraddistinto da un versante rivolto a mare, caratterizzato da una caotica commistione di elementi edilizi, che rivelano nella forma e nella struttura la diversa epoca di realizzazione dei fabbricati, e la funzione a cui sono destinati, zone residenziali a ridosso di importanti assi infrastrutturali che connettono l'area vesuviana con il capoluogo Napoletano.

Dal punto di vista geo-morfologico, il suolo si presenta composto da terrazzamenti e scarpate. La proprietà così come esposto in **Sentenza**, è composto da più particelli catastali contigue, che rappresentano nel loro insieme, un unico appezzamento, caratterizzato da terrazzamenti e scarpate di inclinazione variabile, con un dislivello medio di 7/7.5 m.

I fondi agricoli oggetto della presente sono individuati catastalmente come segue:

- Foglio 20 p.lla 492/494 di proprietà della Sig.ra De Metrio Luisa, moglie del ricorrente alla Sentenza.
- Foglio 20 p.lla 149-493 e 495 di proprietà del ricorrente sig. Di Donna Gaetano.

A Questi fondi, si accede attraverso la particella n.1691 di proprietà degli stessi il cui accesso è posizionato lungo il civico n°18 di Via del Cimitero.

Nella parte situata più a Nord del fondo, Recintato con un muro a secco in pietrame vesuviano incoerente, è presente un vecchio pozzo.

In adiacenza a questo si trova una vecchia vasca di raccolta delle acque, sempre realizzato in pietrame vulcanico incoerente. Le dimensioni di tale vasca sono circa 4,9 ml x 5.4 ml con altezza media fuori terra 1,3 ml.

Il fondo si presenta allo stato attuale è parzialmente coltivato.

3. SENTENZA N° 25/2013 RESA IN DATA 15/01/2013 DAL TRIBUNALE DI TORRE ANNUNZIATA

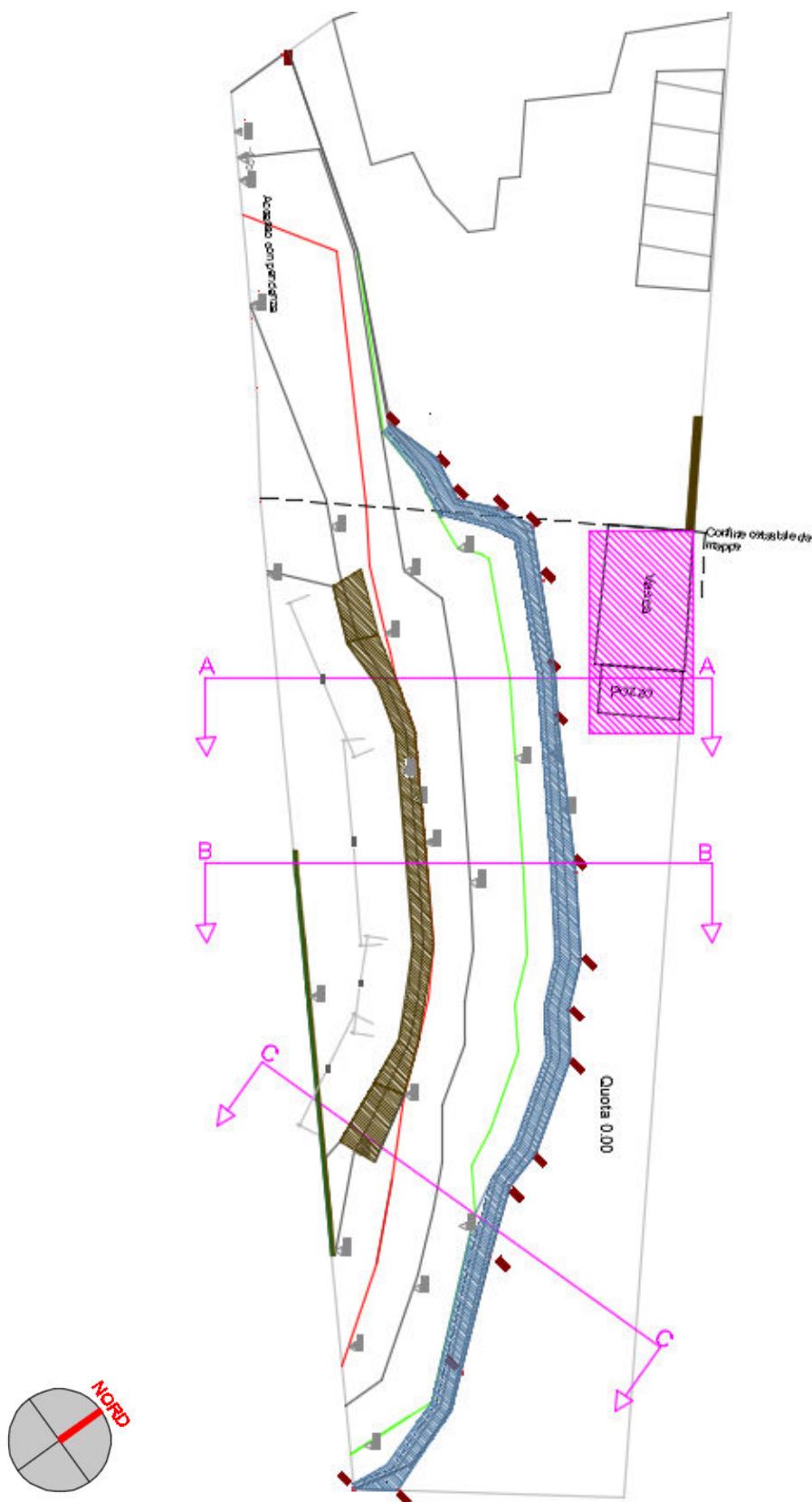
Con la Sentenza, si accertano i danni al fondo, le responsabilità e le opere da eseguirsi sul fondo. Di seguito si riportano le opere singole opere da realizzarsi:

1. Riempimento delle cavità createsi al di sotto della colata lavica in seguito alla rottura della condotta idrica. Il riempimento delle cavità deve avvenire con resine espandenti;
2. Messa in sicurezza del fonte mediante palificate vive in legno e terre armate;
3. Demolizione e rifacimento di una porzione del muro di Confine SUD (25 ml lineari H=1 m);
4. Ripristino e consolidamento di una porzione del muro di Confine NORD (7 ml lineari h=2 m spessore 40 cm);
5. Opere di ripristino della Vasca: Ripristino murature in pietrame vulcanico, demolizione e ricostruzione del sottofondo;
6. Opere di ripristino del Pozzo, ossia rifacimento di una sorta di cunicolo interrato.

Si riporta di seguito uno stralcio della planimetria generale degli interventi previsti da progetto.



EG-RTG_RELAZIONE TECNICA GENERALE





EG-RTG_RELAZIONE TECNICA GENERALE

LEGENDA

-  Rifacimento Pozzo (vedere tav. 05-06-07)
-  Rifacimento muri di confine nord (vedere tav. 08)
-  Rifacimento muri di confine sud (vedere tav. 08)
-  Terre rinforzate (vedere tav. 04)
-  Palificata viva a doppia parete (vedere tav. 04)
-  Linea di livello
-  Linea di livello -5.00 m
-  Linea di livello -3.00 m



4. RIEMPIMENTO DELLE CAVITÀ

Si ricorda, come da Sentenza, che il versante è stato interessato da frane e che prima di intervenire sull'area è propedeutico l'intervento di messa in sicurezza dell'area in modo da evitare ulteriori ribaltamenti e crolli.

A tal'uopo è stata redatta la Relazione geologica del geol. De Luca, allegata alla presente, che mediante ulteriori prove (tra cui Masw e tomografia di resistività geoelettrica) ha permesso l'individuazione di massima di vuoti e cavità all'interno del fondo, in analogia con la Sentenza.

Si riporta di seguito parte della relazione geologica citata:

"L'indagine effettuata con geoelettrica con stendimento di circa 64 mt, ha permesso di approfondirsi di circa 10 metri dal piano campagna, inoltre si è evidenziato che in prossimità della camera serbatoio, oltre ad esser visibile lo stesso vuoto dovuto alla camera serbatoio di dimensioni di circa 2,00x3,00 mt con profondità di circa 2,50mt, nella sua prossimità verso valle e cioè verso la zona franata, esiste un ulteriore vuoto di dimensioni di circa 5,00mt dai 2,00mt ai 7mt di profondità, per una larghezza di circa 6,00 metri tra il 18° e 24° metro di stendimento come da relazione geoelettrica (in allegato). Altre anomalie non l'applicazioni della tomografia di resistività elettrica non si sono rilevate potranno evidenziarsi in fase esecutiva con i carotaggi che potranno essere eseguiti in corso di esecuzione con pompaggio del riempimento (vedi Pianta possibili perforazioni per trattamento). Il riempimento dovrà essere effettuato con dall'argilla espansa evitando il verificarsi di collassi improvvisi nel sottosuolo, mentre la precompressione prodotta della resina espandente dovrà prevenire il verificarsi di cedimenti in superficie. L'esecuzione avverrà con forature superando il banco lavico presente da circa 1,00 mt ai 2,10 mt, realizzando una maglia di fori nel terreno per permettere il trattamento con il pompaggio nelle cavità o cunicoli, dell'argilla espansa e la successiva iniezione della resina espandente. Il pompaggio dell'argilla espansa verrà effettuata riempiendo circa il 95% della cavità. Dopo questa fase si potrà iniettare della resina espandente fino alla completa saturazione della cavità e al raggiungimento, sulla volta del banco lavico, della pressione di contrasto prevista da progetto"

La prima fase di messa in sicurezza riguarderà dunque il riempimento delle cavità sotterranee presenti sotto l'area oggetto di intervento, operazione che seguirà le fasi esecutive riportate nel paragrafo seguente.

4.1 RIEMPIMENTO DELLE CAVITÀ SOTTERRANEE

L'intervento di riempimento delle cavità sotterranee è propedeutico a qualsiasi ulteriore intervento da effettuarsi sul lotto.

La tecnologia, consiste nel riempire una cavità sotterranea mediante pompaggio in essa di materiale inerte tipo argilla espansa a granulometria controllata e successiva iniezione di resina espandente allo scopo di generare il mutuo contatto fra gli elementi costituenti il materiale utilizzato per il riempimento della cavità ed esercitare, su tutte le pareti della cavità stessa, uno stato di tensione permanente.



EG-RTG_RELAZIONE TECNICA GENERALE

Il riempimento prodotto dall'argilla espansa evita il verificarsi di crolli in superficie legati a collassi improvvisi delle pareti delle cavità evitando il formarsi di nuove fratture beanti come quelle rilevate in sito.

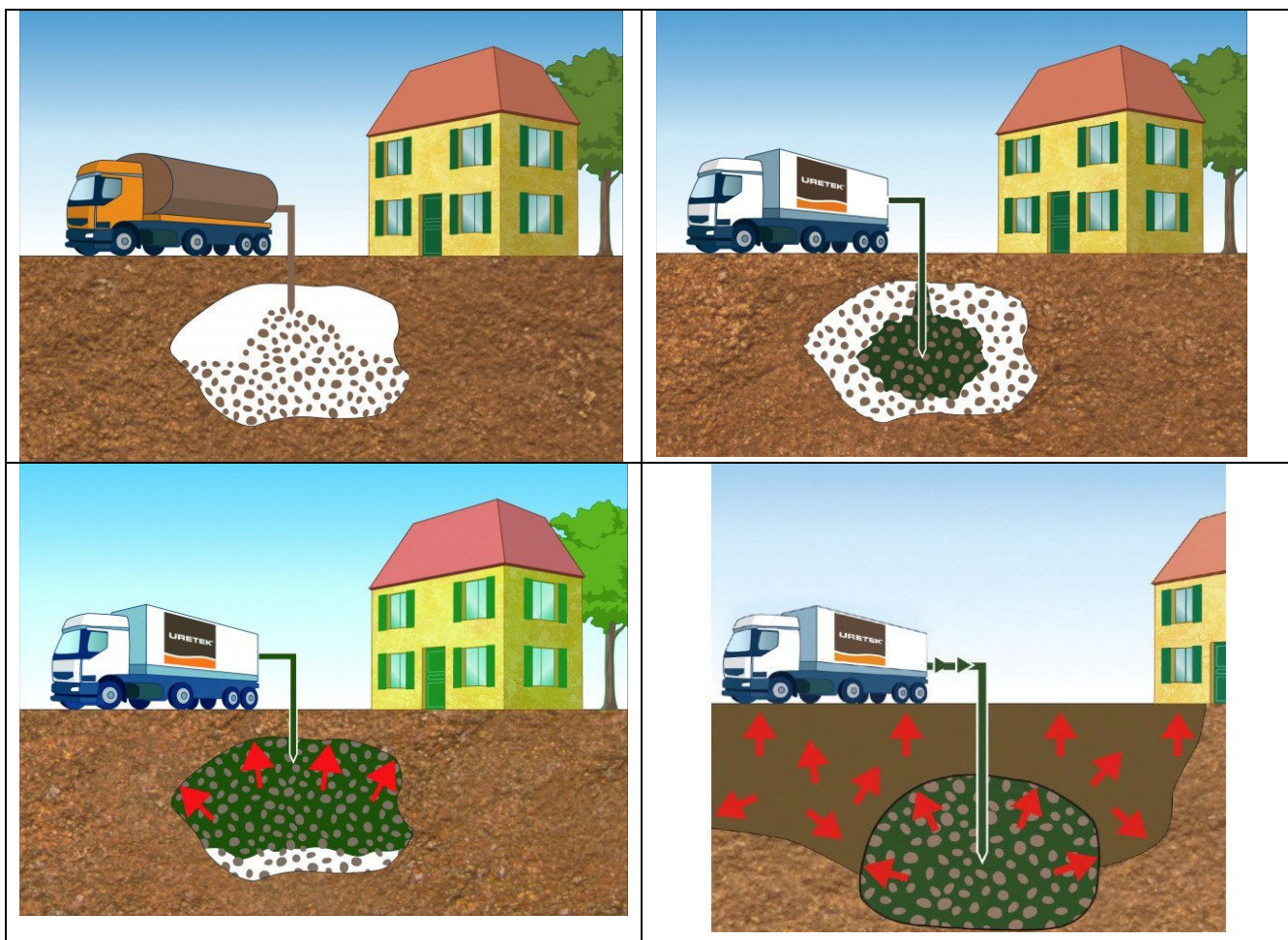
Data la natura delle cavità riscontrate in sito mediante prove geologiche, ovvero di una cavità principale in presenza tra il 18° e 24° metro di stendimento della prova geoelettrica (vedi relazione geologica allegata) e di una serie di cunicoli secondari che si diramano verso valle del lotto interessato dagli interventi al di sotto del banco lavico presente tra 1 m e 2,10 m, il raggiungimento di queste in fase esecutiva avverrà mediante perforazioni a carotaggio continuo che permettono il superamento del banco lavico di cui sopra. Per l'ubicazione delle aree oggetto di intervento e dei punti in cui eseguire le perforazioni, si rimanda all'elaborato grafico allegato (EA-SP_tav10).

Il riempimento della cavità deve essere effettuato dunque nelle seguenti fasi operative consecutive:

1. Esecuzione della maglia di fori mediante realizzazione di perforazioni a distruzione $\varnothing 100$ verticali o leggermente inclinate, per una profondità sufficiente a superare il banco lavico (1,60 mt di spessore circa) e ad individuare i vuoti, fino al raggiungimento dell'estradosso della cavità sotterranea (per maggiori dettagli sull'ubicazione delle perforazioni si rimanda alla tavola grafica dedicata, EA-SP_tav10);
2. Riempimento delle cavità individuate realizzato principalmente con pompaggio con ugello direzionabile attraverso la perforazione fatta in fase 1 di materiale inerte tipo argilla espansa tipo LECA, granulometria 8-20 mm con peso in mucchio di $350 \text{ kg/mc} \pm 15 \%$ (secondo UNI EN 13055-1) e/o 0-8 mm con peso in mucchio di $450 \text{ kg/mc} \pm 15 \%$ (secondo UNI EN 13055-1). Il riempimento avverrà fino a circa il 95% del volume della cavità oggetto di intervento (stimato in circa 145 mc).
3. Iniezione di resina espandente tipo Uretek Geoplus fino al raggiungimento della completa saturazione della cavità allo scopo di generale mutuo contatto fra gli elementi costituenti il materiale inerte di prima fase. Le iniezioni avverranno attraverso tubi di iniezione $\varnothing 20$ inseriti in fori di iniezione verticali $\varnothing 50$ realizzati mediante perforatrice a rotopercolazione. Esse saranno eseguite allo scopo di saturare tutte le nicchie non riempite dal materiale inerte utilizzato in prima fase e generare il mutuo contatto fra gli elementi costituenti il materiale stesso fino ad esercitare sulle pareti della cavità l'eventuale stato di coazione previsto dal progetto.



EG-RTG_RELAZIONE TECNICA GENERALE



Nel prospetto seguente si riportano i dati tecnici dei materiali utilizzati per il riempimento delle cavità.

ARGILLA ESPANSA LECA® per uso geotecnico

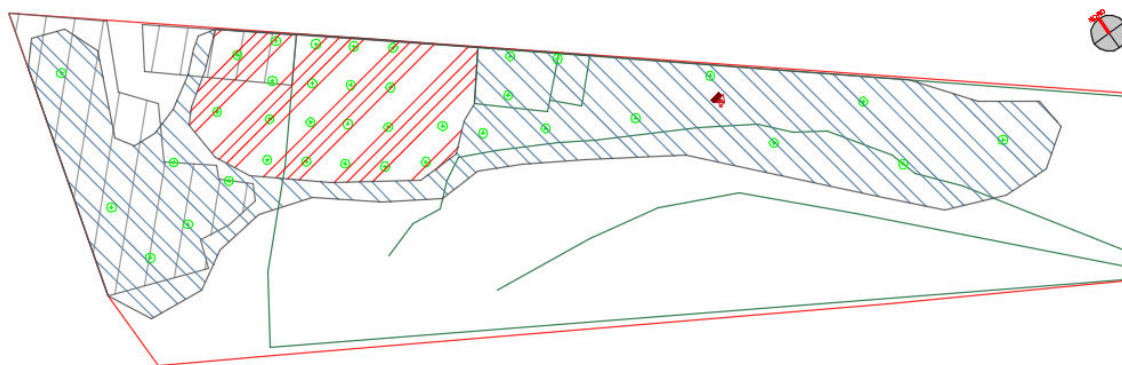
Massa volumica del materiale in mucchio UNI EN 13055-1	$\leq 4,5 \text{ kN/m}^3 (450\text{kg/m}^3)$
Angolo di attrito	$\cong 40^\circ$
Assorbimento d'acqua UNI EN 13055-1	$< 75\%$
Modulo di deformabilità Md con $D_r > 80\%$	$\geq 25 \text{ MPa} (250 \text{ kg/cm}^2)$
Resistenza dei granuli alla frantumazione UNI EN 13055-1	$> 1.300 \text{ kPa} (> 13\text{kg/cm}^2)$



RESINA URETEK GEOPLUS®

Elevata pressione di espansione	10.000 kPa (100kg/cm ²)
Tempo di reazione	Estremamente basso
Elevato grado di espansione	(da 2 a 20 volte)
Modulo di elasticità paragonabile a quello di un terreno di fondazione	10 ÷ 180 MPa (100 ÷ 1.800 kg/cm ²)
Peso di volume variabile con il grado di espansione	1 ÷ 3 kN/cm ³ (100 ÷ 300 kg/cm ³)

Si riporta di seguito uno stralcio della pianta con l'ubicazione delle perforazioni da eseguire per la realizzazione del pompaggio.



Ubicazione delle perforazioni per intervento di riempimento cavità

Volendo calcolare il computo dei volumi assimilabili ai vuoti presenti, effettuando una media dei cunicoli presenti nell'area d'interesse, con le loro caratteristiche volumetriche e scorporando il ripristino del serbatoio antropico, oggetto di interventi successivi, si può considerare una quantità molto prossima a 145mc di quantità di materiale argillosa e resina espandente tipo Uretek Geoplus che dovrà essere introdotto nei vuoti ai fini del completamento dell'intervento.

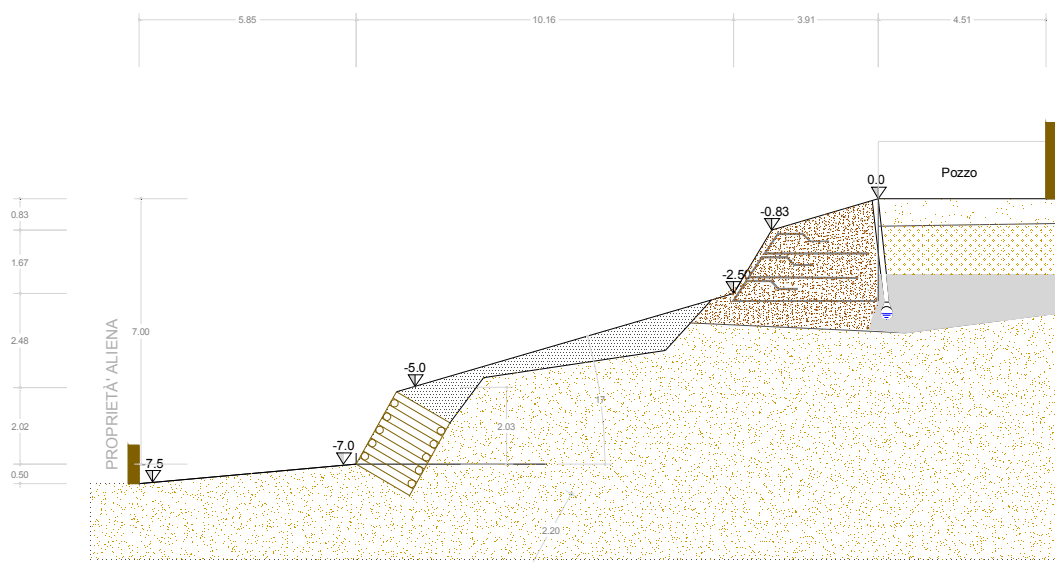


5. MESSA IN SICUREZZA MEDIANTE INTERVENTI DEI TERRAZZAMENTI MEDIANTE PALIFICATE E TERRE RINFORZATE

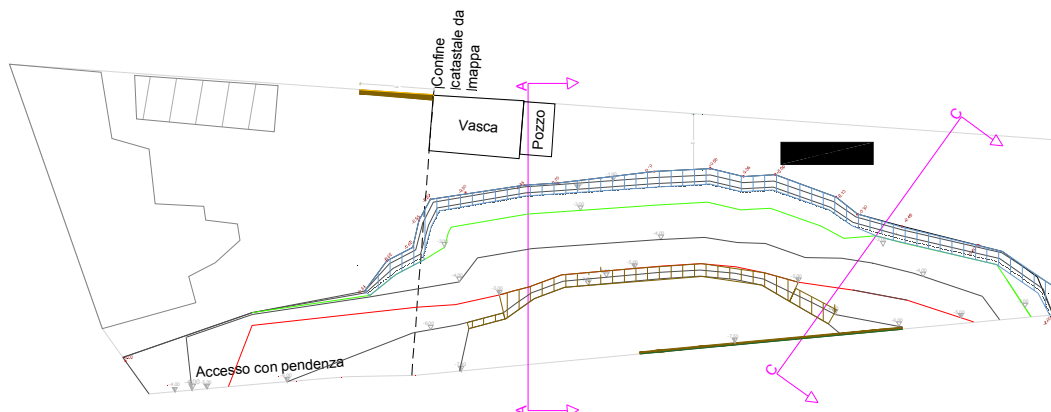
In particolare in accordo con l'art. 5 del Decreto del Presidente della Giunta regionale della Campania n°574 del 22 Luglio 2002 – Emanazione Regolamento per l'attuazione degli interventi di Ingegneria si è scelto il seguente intervento di ingegneria Naturalistica:

- **Palificata viva a doppia parete per la stabilizzazione del pendio**
- **Terre rinforzate a paramento vegetativo per la stabilizzazione del costone di sommità.**

Si riporta di seguito una vista in sezione dell'intervento progettato



Sezione di progetto, palificata viva e terre armate superiori



Planimetria di progetto

Sia la tecnica della palificata viva a doppia parete, sia la tecnica delle terre rinforzate, sono ormai ampiamente diffuse da alcuni decenni, rientra tra le tecniche riconosciute della AIPIN (Associazione Italiana Per l'Ingegneria Naturalistica) come opera di ingegneria naturalistica a tutti gli effetti.

Tale riconoscimento, per le terre rinforzate è strettamente legato alla possibilità di creare un paramento vegetato che favorisce lo sviluppo della vegetazione.

5.1 PREMESSE ALL'INGEGNERIA NATURALISTICA

A caratterizzare l'intervento di Ingegneria Naturalistica è l'utilizzo del Materiale Vegetale Vivo impiegato con funzioni di rivestimento, consolidamento e sostegno. Gli elementi strutturali diversi servono ad assicurare le funzioni di consolidamento e sostegno per il periodo di tempo necessario allo sviluppo del materiale vegetale vivo.

Gli obiettivi dell'ingegneria naturalistica sono duplici:

- **Migliorare le condizioni di sicurezza dei versanti e delle scarpate;**
- **Mitigazione dell'impatto Ecologico:** formazione di habitat di transizione tra luogo naturale ed infrastruttura, a biodiversità crescente, anche a miglioramento della funzionalità ecologica della infrastruttura;
- **Mitigazione dell'impatto Paesaggistico:** formazione di filtri a composizione naturaliforme per il mascheramento percettivo parziale o totale dell'infrastruttura.

La scelta del tipo di intervento di ingegneria naturalistica è stata operata secondo il livello di minima energia, che consiste nello scegliere l'intervento adatto evitando sovrabbondanze o ridondanze.

In generale per la stabilizzazione dei pendii naturali o delle scarpate artificiali **non è**



possibile demandare alla vegetazione l'intero compito stabilizzante e pertanto risulta necessario fare ricorso all'utilizzo di elementi strutturali integrativi.

Si optato per la realizzazione di palificate vive a doppia parete per la stabilizzazione del versante e un paramento di **terre armate a paramento vegetativo per la stabilizzazione del costone superiore.**

La pendenza di un rilevato tradizionale in terra è condizionata dalle caratteristiche geomeccaniche del terreno utilizzato. In particolare nel caso di un terreno granulare asciutto la pendenza massima β che il rilevato può raggiungere è pari all'angolo di attrito ϕ' del terreno stesso. Per la realizzazione di pendii più ripidi o al fine di garantire un margine di sicurezza più ampio, si inseriscono degli elementi di rinforzo creando così una terra rinforzata.

5.2 PALIFICATE VIVE A DOPPIA PARETE

Le palificate in legno sono utilizzate anche per lavori di consolidamento di versanti, recupero frane e smottamenti. Il terreno viene stabilizzato grazie alla realizzazione di una struttura in legno attraverso l'incastonatura di pali disposti alternativamente in modo trasversale e longitudinale collegati tra loro con l'utilizzo di tondini di ferro (chiodature).

I pali così predisposti formano delle intercapedini nelle quali è possibile inserire piante radicate e piante erbacee con radici profonde, che, oltre ad avere una funzione estetica, hanno anche il compito di rafforzare l'azione stabilizzante dei pali fino alla loro totale sostituzione.

La realizzazione di palificate è oggi una delle opere di ingegneria naturalistica più utilizzata e conosciuta, sia per la semplicità di realizzazione, sia per l'ottimo inserimento ambientale. Ciò è reso possibile grazie alle piante inserite nelle palificate che andranno, nel corso del tempo, a conferire stabilità al terreno una volta che il materiale si sarà completamente disgregato. Per la realizzazione di palificate è possibile utilizzare diversi tipi di legno (come il larice, il castagno o il pino), che garantiscono una durata che va dai 20 ai 40 anni.

La realizzazione di palificate non prevede particolari cautele e risulta assolutamente stabile.

La palificata doppia (o a parete doppia) viene realizzata utilizzando due pali longitudinali posti uno all'esterno e il secondo all'interno dello scavo per aumentare la stabilità; viene impiegata in caso di riporti di terreno, recupero frane e per colmare i vuoti in genere.

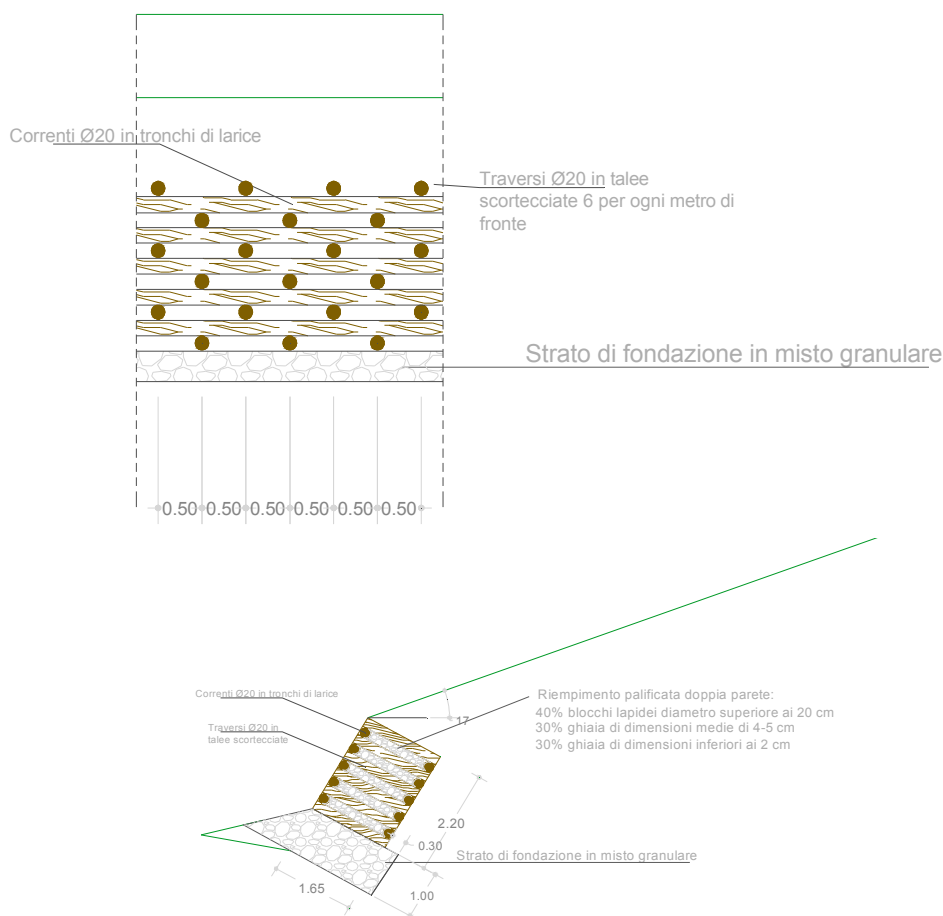
Per una palificata viva o una gabbionata rinverdita, il calcolo di dimensionamento è, innanzi tutto, quello di un'opera di un'opera a gravità.

La palificata viva è alta 2.2 m ed ha uno spessore di 1.65m, funzionante come opera di sostegno al piede di una scarpata, la lunghezza dell'intervento è di circa 37 ml.

Sezionando la palificata è possibile notare due file di correnti composti da **tronchi di larice scortecciate di diametro 20 cm**. Sulla fila esterna (verso valle) ed interna (verso monte) sono disposti 5 correnti. I traversi hanno anche essi un diametro di 20 cm formato da talee scortecciate con una lunghezza di 1.65 m in numero di 6 per ogni metro di fronte.



EG-RTG_RELAZIONE TECNICA GENERALE



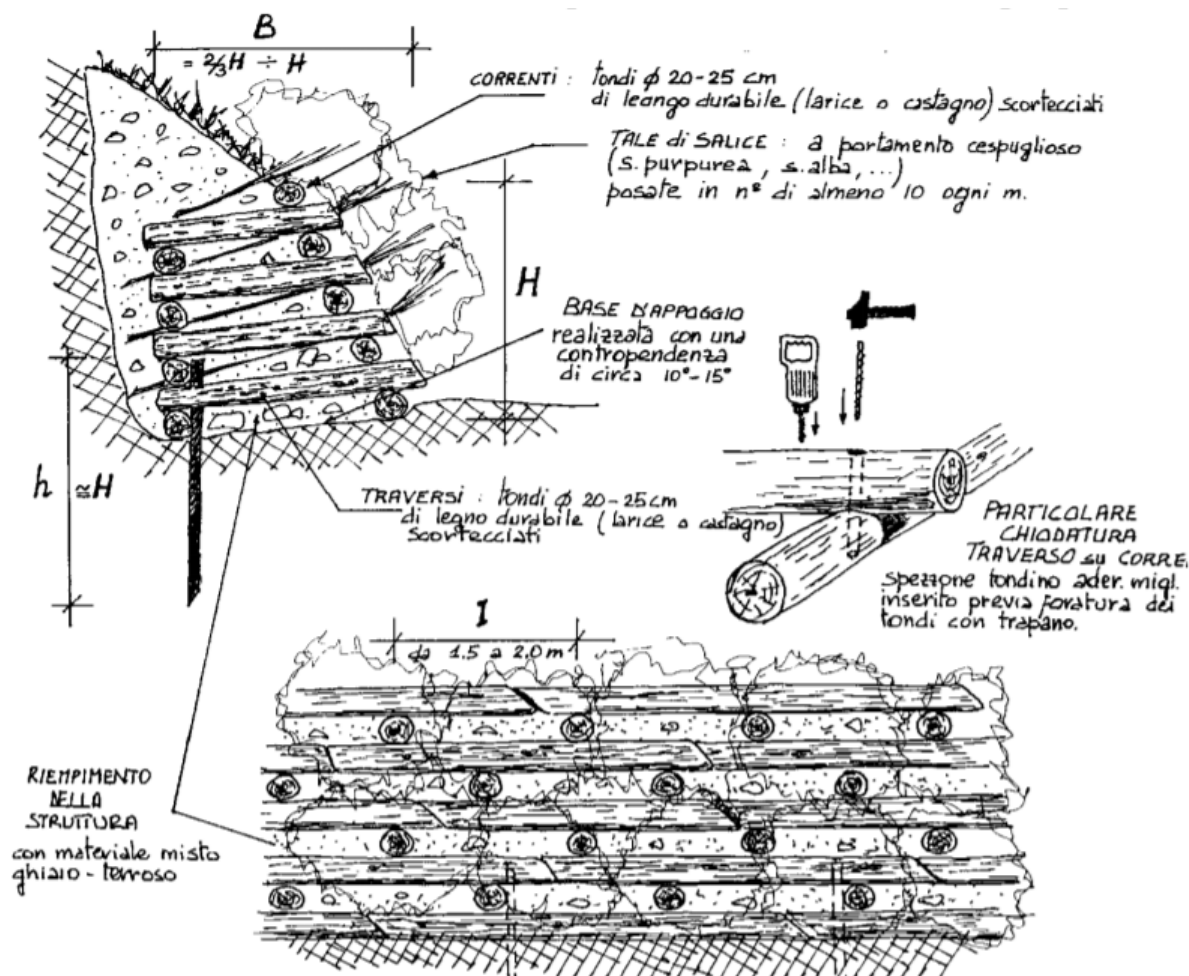
Essendo presenti sul luogo dei blocchi in materiale lapideo crollato durante episodi franosi pregressi, si è optato per la frantumazione di questi blocchi in modo da realizzare materiale di diametro variabile.

Il volume di riempimento della palificata doppia il 40% sarà costituito da blocchi lapidei di diametro superiore a 20 cm, disposto verso valle, il 30% da ghiaia di dimensioni medie di 4/5 cm e la restante parte con ghiaia e sabbia con granulometria minore di 1 cm. Si dovrà aver cura di riempire tutti i vuoti.

Dovranno inoltre essere piantate talee di salice a portamento cespuglioso al numero di 10 per ogni metro mq. di fronte



EG-RTG_RELAZIONE TECNICA GENERALE



Essendo un'opera a gravità, nasce la necessità di conoscere in prima fase il peso per unità di volume dell'opera di progetto.

Analisi dei carichi		
Percentuale di riempimento blocchi lapidei		40%
Peso specifico blocchi lapidei [kg/mc]		2300
Percentuale di riempimento ghiaie		30%
Peso specifico ghiaia [kg/mc]		1900
Percentuale di riempimento terreno		30%
Peso specifico terreno [kg/mc]		1750
Peso specifico riempimento	γ [kg/mc]	2015
Legno	γ_l [kg/mc]	700
Volume legno [mc]		0,543
P legno [kg] fronte di scavo		380,363
Volume terreno di riempimento per unità di fronte di scavo [mc]		3,58



Peso terreno riempimento Kg	7217
Peso totale con riempimento kg	7597
Peso specifico a mc dell'insime [kg/mc]	1841,778636

5.3 MODALITÀ DI ESECUZIONE PALIFICATA VIVA A DOPPIA PARETE

Si realizza il piano di posa con “avvertenza” di operare a campione nei casi in cui la palificata incida parzialmente su fronti terrosi consolidati.

Il piano va realizzato con una contropendenza verso monte stabilita in sede di calcolo di stabilità (5-15°), il tipo di manufatto si presta alla posa anche su piani non complanari nel senso dello sviluppo in lunghezza.

Si procede alla posa della prima fila di legname in senso parallelo alla pendice (corrente), curando il posizionamento in bolla, durante la posa del tondame si realizzano i collegamenti tra un legno ed il successivo realizzando gli incastri ed i fissaggi con il tondino in ferro.

Il montaggio prosegue con la posa del successivo ordine di tondame da posizionarsi in senso ortogonale alla prima fila ed alla pendice (traverso).

Si procede quindi al fissaggio dei legni con la fila sottostante sempre tramite tondino in ferro.

Per quanto riguarda la realizzazione del fissaggio con il tondino si può rilevare come vada curata la completa perforazione dei due tronchi da fissare e si debba quindi disporre di punte da legno di adeguata lunghezza (doppia del diametro dei tronchi), almeno 40 cm: E' assolutamente da evitare la foratura parziale giacché può originare fessurazioni e rotture del legno al momento dell'inserimento forzato del tondino con colpi di mazza.

5.4 DESCRIZIONE DEL SISTEMA SCELTO DI TERRE RINFORZATE CON PARAMENTO ESTERNO VEGETATIVO

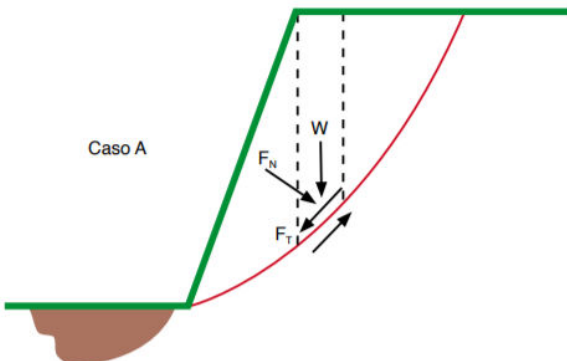
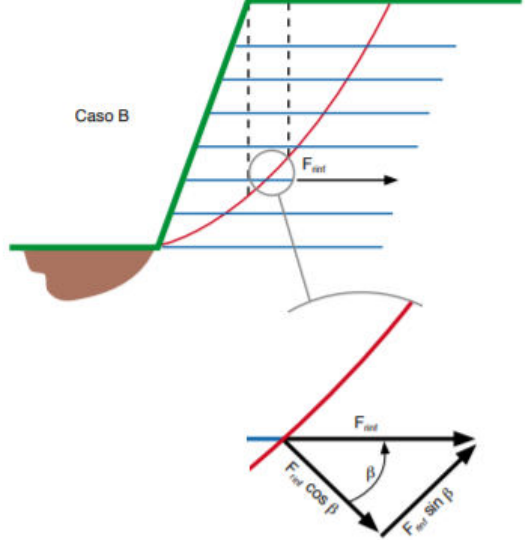
Il concetto della terra rinforzata può essere brevemente spiegato partendo dalle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono, il terreno ed il rinforzo.

Il terreno è un materiale da costruzione contraddistinto generalmente da buone caratteristiche di resistenza alla compressione e taglio ma da resistenze alla trazione virtualmente nulle. Per sopperire a tale mancanza, all'interno del terreno vengono inseriti dei rinforzi al fine di creare un sistema anisotropo con resistenza a compressione, taglio e trazione.

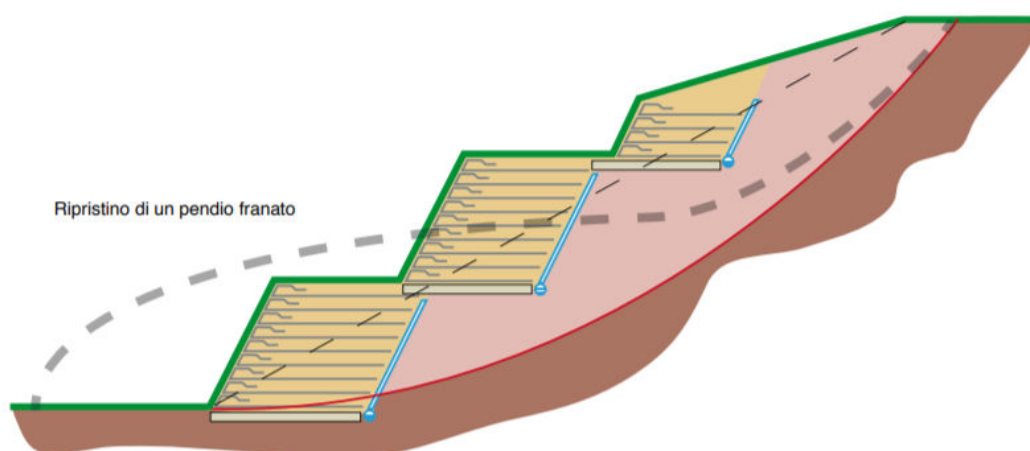
Nel caso delle terre rinforzate tale meccanismo può essere descritto ipotizzando per semplicità un terreno asciutto dotato di solo attrito.

Considerando una potenziale superficie di scivolamento lungo la scarpata del caso A, la stabilità di ogni singola striscia di terreno può essere valutata considerando il rapporto tra la forza stabilizzante $F_{stab} = W \cos \beta \operatorname{tg} \phi' = FN \operatorname{tg} \phi'$ e la forza instabilizzante $FT = W \sin \beta$. Qualora non vengano soddisfatte le condizioni di equilibrio, all'interno del terreno possono essere inseriti degli elementi di rinforzo di resistenza F_{rinf} (caso B). La presenza del rinforzo all'interno del terreno incrementa la forza stabilizzante per ogni singola

striscia di un valore $F_{\text{rinf}} (\cos \beta \tan \phi' + \sin \beta)$.

Caso A) Scarpata senza rinforzi $F_{\text{stab}} = W \cos \beta \tan \phi' = F_N \tan \phi'$ dove F_{stab} = forza stabilizzante W = peso singola striscia di terreno β = pendenza scarpata ϕ' = angolo di attrito efficace F_N = componente di W normale alla superficie di scivolamento F_T = componente di W tangenziale alla superficie di scivolamento	Caso B) Scarpata con rinforzi $F_{\text{stab}} = F_N \tan \phi' + F_{\text{rinf}} \cos \beta \tan \phi' + F_{\text{rinf}} \sin \beta = F_N \tan \phi' + F_{\text{rinf}} (\cos \beta \tan \phi' + \sin \beta)$ dove F_{rinf} = resistenza a trazione di progetto del rinforzo
Caso A 	Caso B 

La tecnica delle terre rinforzate offre soluzioni ottimali in molti campi di applicazione, tra cui il ripristino di un pendio franato, caso oggetto della presente.

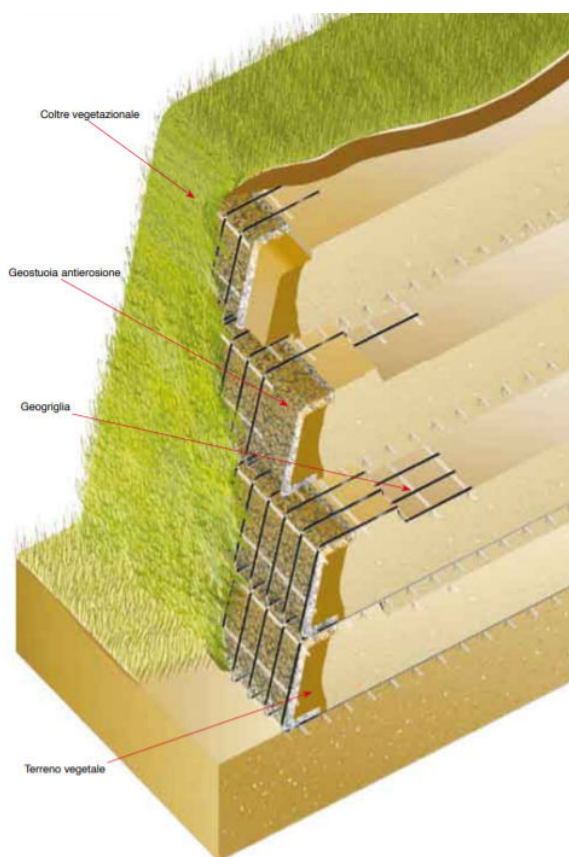




La realizzazione di una terra rinforzata prevede principalmente l'utilizzo delle seguenti componenti:

- terreno di riempimento;
- geogriglia di rinforzo;
- geostuoia di contenimento ;
- geocomposito drenante;
- vegetazione.

Terreno: Una terra rinforzata può essere realizzata con gran parte dei terreni presenti in natura. Le caratteristiche del riempimento utilizzano condizionano la scelta dei rinforzi sia in termini di resistenza che di geometria. Per tale motivo si utilizzano terreni prevalentemente granulari, ben gradati al fine di ottenere una adeguata compattazione e caratterizzati da buoni valori di attrito e permeabilità. Nella zona frontale, al fine di favorire la crescita della vegetazione, si posa uno strato di terreno ricco in componente umica (terreno vegetale)



Geogriglia di rinforzo: La scelta ed il dimensionamento del rinforzo costituiscono uno dei punti essenziali nella progettazione di una terra rinforzata. Per l'esecuzione di tutte le verifiche è indispensabile conoscere il comportamento del rinforzo a breve ed a lungo termine sia in termini di resistenza che di deformazione. E' necessario inoltre conoscere l'interazione rinforzo/ terreno ed il potenziale danneggiamento meccanico e chimico legati alle condizioni in fase di posa ed ambientali di esercizio. Per il progetto di cui la presente relazione si è fatto riferimento ad una **geogriglia di rinforzo tipo l'Enkagrid® PRO**, una geogriglia monoassiale in nastri estrusi di poliestere (PET) ad elevato modulo elastico, disponibile con resistenze comprese tra 40 e 180 kN/m. L'Enkagrid® viene diffusamente impiegato nel rinforzo di scarpate, pendii, muri di sostegno, rilevati ed in tutte le applicazioni ove venga richiesto l'inserimento di rinforzi ad elevate prestazioni. I nastri



EG-RTG_RELAZIONE TECNICA GENERALE

dell'Enkagrid® PRO vengono saldati tra loro mediante tecnologia laser e trattati in modo specifico per proteggerli dalla degradazione dei raggi U.V.. La geogriglia Enkagrid® PRO viene fornita in un'ampia gamma di resistenze in grado di soddisfare il dimensionamento di opere in terra rinforzata per altezze anche superiori ai 20 m. La sua rigidità consente di ottenere elevati valori di resistenza anche a basse deformazioni. Per il progetto di cui la presente relazione si è fatto riferimento ad una **geogriglia Enkagrid® PRO 40**, di cui di seguito sono riportate le proprietà meccaniche:

	Unità	PRO 40	PRO 60	PRO 90	PRO 120	PRO 180
Resistenza a trazione*	kN/m	44	70	105	127	199
Resistenza a trazione* *	kN/m	40	64	98	120	190
Resistenza al 2% dell'allungamento*	kN/m	17	26	42	48	72
Resistenza al 5% dell'allungamento*	kN/m	33	51	81	87	140
Allungamento a rottura*	%	6	6	6	6	6

* valore medio

** valore al 95% di confidenza

Tab. 2

Nella messa in opera del sistema di rinforzo dovranno essere utilizzate geogriglie di rinforzo con caratteristiche uguali o superiori a quelle di cui sopra.

I Sistemi Antierosione e la Vegetazione: Per favorire un buon rinverdimento delle scarpate e contrastare i fenomeni erosivi, sul fronte sarà opportuna la posa di una geostuoia tridimensionale antierosione da 10 mm di spessore. In considerazione della durata dell'opera e delle condizioni meteo-climatiche, la geostuoia dovrà essere costituita da poliammide, polimero contraddistinto da un buon comportamento a medio lungo termine al variare della temperatura e da proprietà autoestinguente a contatto con la fiamma. Si propone in particolare l'utilizzo della **geostuoia Enkamat 7010**.

In base poi alla natura organolettica dei terreni utilizzati si dovrà valutare sul fronte della terra rinforzata un eventuale strato di 10 cm di terreno vegetale. Al termine della costruzione ed in stagione favorevole si procederà all'esecuzione di un'idrosemina a spessore del fronte.

5.5 MODALITÀ DI ESECUZIONE

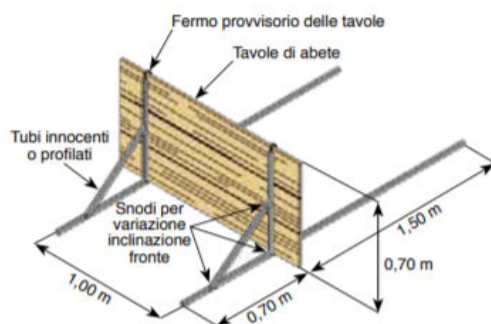
La realizzazione di una terra rinforzata può essere semplificata nelle seguenti fasi:

- regolarizzazione del terreno in sito e preparazione del piano di posa;
- posa del sistema drenante;
- realizzazione della terra rinforzata;
- realizzazione delle opere a verde.

La realizzazione di un idoneo piano di posa, stabile e sub-orizzontale, costituisce la base

cassero removibile:

cassero utilizzato per la realizzazione dello strato e successivamente sfilato ed utilizzato per gli strati sovrastanti.



p.s.: le dimensioni sono indicative e possono variare in base allo spessore dei singoli strati.

per una corretta realizzazione. La fase di regolarizzazione del terreno, eseguibile mediante le usuali macchine movimento terra, si realizza mediante uno strato in ghiaia drenante.

Durante le opere di scavo, le caratteristiche meccaniche del terreno

non danno sufficienti garanzie per cui si procederà mediante scavo a conci, eseguendo una nuova riprofilatura o con interventi di stabilizzazione provvisoria.

Si passa quindi alla realizzazione dei singoli strati rinforzati, generalmente con spessori variabili tra 50 e 70 cm. Poiché generalmente il fronte della terra rinforzata ha una pendenza superiore a quella di naturale declivio del terreno, si rende necessaria la posa di un cassero per contenere il terreno durante la compattazione.

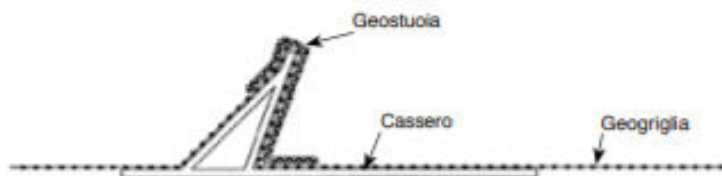
Sono di seguito riportate le fasi di posa in opera del sistema di rinforzo a terre rinforzate con paramento vegetativo.



Schema per la realizzazione di una terra rinforzata con cassero rimovibile

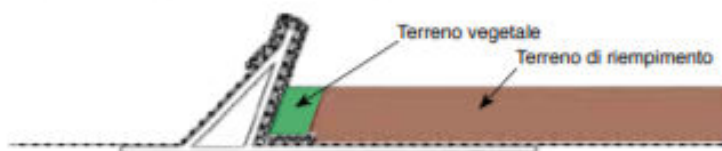
Passo 1

posizionamento dei casseri, della geogriglia e della geostuoia



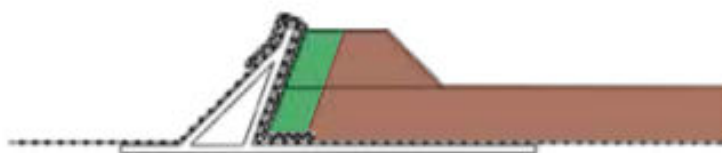
Passo 2

compattazione del primo livello di riporto (spessore = 25 ÷ 30 cm)



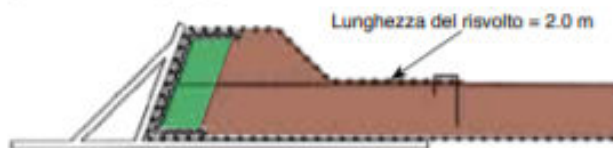
Passo 3

riempimento del materiale fino al completamento dello strato



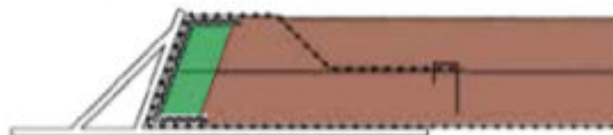
Passo 4

risvolto della geostuoia e della geogriglia



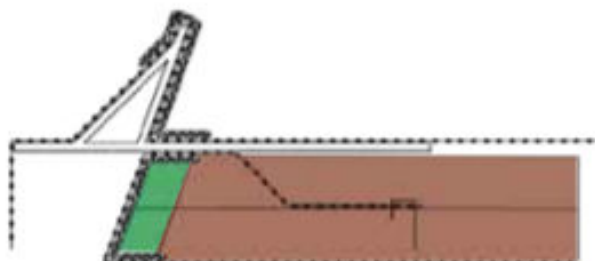
Passo 5

riempimento finale e completamento del primo strato



Passo 6

sfilamento del cassero, posizionamento in sommità e prosecuzione del ciclo





5.6 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

”Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

”Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

C.N.R. n. 10024/1986

”Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo”

D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2008 n. 42 - Suppl. Ord.)

”Norme tecniche per le Costruzioni”

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica” - ENV 1997-1.

Presidenza del CSLP, Servizio Tecnico Centrale

Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio, Ministero dell'Economia e delle Finanze

“**Linee Guida per capitolati speciali per interventi di ingegneria naturalistica**”, Marzo 2006.

Inoltre, per quanto riguarda la parte inerente i rinforzi, sono state considerati le seguenti normative internazionali:

BS8006 - normativa inglese riconosciuta tra le più affidabili a livello mondiale;



5.7 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

- Geogriglia per il rinforzo dei terreni tipo Enkagrid® PRO o superiori

Caratteristiche generali

Polimero	Densità del polimero	Punto di fusione	Struttura
PET	1,38 kg/dm ³	250 °C	a nastri estrusi, saldati nei nodi con tecnologia laser

Proprietà meccaniche

	Unità	Enkagrid® PRO 40	Enkagrid® PRO 60	Enkagrid® PRO 90	Enkagrid® PRO 120	Enkagrid® PRO 180	Norme
Resistenza a trazione long. ¹	kN/m	44 (-4)	70 (-6)	102 (-7)	127 (-7)	197 (-9)	EN ISO 10319
Resistenza a trazione trasv. ¹	kN/m	25 (-5)	25 (-5)	25 (-5)	25 (-5)	25 (-5)	EN ISO 10319
Resistenza al 2% di deform. ²	kN/m	17	26	42	48	72	EN ISO 10319
Resistenza al 5% di deform. ²	kN/m	33	51	81	87	140	EN ISO 10319
Allungamento a rottura ²	%	6	6	6	6	6	EN ISO 10319
Massa per unità di area	g/m ²	215	280	390	440	640	EN ISO 9884
Apertura della maglia A x B ³	mm	111 x 41	111 x 37	111 x 35	111 x 34	111 x 34	-

¹ 95% del livello di confidenza = valore medio + tolleranza

² valore medio

³ A = apertura della maglia in direzione longitudinale; B = apertura della maglia in direzione trasversale

Dimensioni, identificazione e pesi

Tipo	Griglia			Rotoli			
	Larghezza (m)	Lunghezza (m)	Superficie (m ²)	Codice colore dell'imballo ⁴	Diametro (m)	Altezza (m)	Peso unitario (kg) ⁵
Enkagrid PRO 40	5	100	500	Bianco + giallo	0,36	5,05	126
Enkagrid PRO 60	5	100	500	Bianco + verde	0,39	5,05	159
Enkagrid PRO 90	5	100	500	Bianco + blu	0,42	5,05	214
Enkagrid PRO 120	5	100	500	Bianco + grigio	0,45	5,05	239
Enkagrid PRO 180	5	100	500	Bianco + nero	0,52	5,05	335
Enkagrid PRO 40R	2,45	50	122,5	Bianco + giallo	0,29	2,5	34

⁴ in accordo con la Norma EN ISO 10320: identificazione in sito

⁵ peso lordo = geogriglia + anima + imballo

Singoli valori possono differire dai dati sopra riportati.

Coefficienti di interazione tra terreno e geogriglia Enkagrid PRO

Resistenza al pullout (sfilamento)			Resistenza al direct sliding (scivolamento diretto)		
Tipo di terreno	c _i	Test Report	Tipo di terreno	c _{st}	Test Report
ghiaia (0/32 mm)	0.88	tBU 2007	limo sabbioso	0.86	TRI 2007
sabbia	0.86	Geosyntec / RWTH Aachen 2008	sabbia limosa	0.95	SKZ 2007
			sabbia	0.84	TRI Environmental / RWTH Aachen 2008

Le prestazioni a lungo termine dei modelli Enkagrid PRO sono state valutate e approvate dal British Board of Agrément. Certificato HAPAS BBA No. 14/H211.



EG-RTG_RELAZIONE TECNICA GENERALE

- Geocomposito drenante tipo Enkadrain® 5006H/5-2s/T110PP o superiori

Proprietà del geocomposito

Enkadrain 5006H/5-2s/T110PP	Unità di misura	Valore	Norma
Polimero (nucleo / filtri)	-	PP / PP	-
Massa per unità di area	g/m ²	620	EN ISO 9864
Spessore a 2 kPa	mm	6	EN ISO 9863-1
Resistenza a trazione long./trasv.	kN/m	14,0	EN ISO 10319
Allungamento a rottura long./trasv.	%	n.p.d.*	EN ISO 10319
Resistenza alla perforazione dinamica	mm	15	EN ISO 13433

* n.p.d. : prestazione non determinata

Proprietà del filtro

Resistenza al punzonamento statico (CBR)	kN	1,0	EN ISO 12236
Resistenza alla perforazione dinamica	mm	35	EN ISO 13433
Permeabilità all'acqua, V_{150}	mm/s	70	EN ISO 11058
Apertura caratteristica O_{90}	μm	140	EN ISO 12956

Capacità drenante a diversi valori di pressione e gradiente - norma EN ISO 12958 opt. R/F

Pressione applicata	gradiente idraulico $i = 1,0$	gradiente idraulico $i = 0,10$	gradiente idraulico $i = 0,03$
kPa	l/(s m)*	l/(s m)*	l/(s m)*
20	2,70	0,70	0,35
50	2,40	0,65	0,30
100	2,30	0,60	0,24
200	1,40	0,24	0,11

* Conversione: l/(s m) = 10^{-3} m³/s

Capacità drenante dopo 100 anni di esercizio

Pressione applicata	$i = 1,00$		Norma di riferimento	Note
kPa	l/(s m)	l/(h m)		
20	2,1	7.560	EN ISO 12958 opzione R/F	Creep test a lungo termine, estrapolato sulla base dei risultati di specifiche prove di laboratorio effettuate presso Colbond Geosynthetic Laboratories

Dimensioni e pesi**

Tipo	Geocomposito					Rotoli		
	Spessore mm	Peso g/m ²	Larghezza m	Lunghezza m	Area m ²	Diametro m	Lunghezza m	Peso lordo kg
5006H/5-2s/T110PP	6	620	5,00	100	500	1	5,3	341

** Valori indicativi



EG-RTG_RELAZIONE TECNICA GENERALE

• Geostuoia tridimensionale tipo Enkamat® 7010

Caratteristiche generali

	Unità di misura	Valore medio	Norma di riferimento
Polimero	-	PA	-
Densità del polimero	kg/m ³	1140	-
Temperatura di fusione	° C	≥ 218	-
Colore	-	nero	-
Massa nell'unità di area	g/m ²	260	EN ISO 9864
Spessore	mm	10	-
Fattore di ritenzione del substrato	m/m ²	1810	Lunghezza totale del filamento per unità di area
Volumi di vuoti	%	> 95	-
Tipo di struttura	-	aperta	-
Valore AHC	mm ³ /m ²	9,7 x 10 ⁶	-

Proprietà meccaniche

	Unità di misura	Valore medio	Norma di riferimento
Resistenza a trazione long.	kN/m	2,0	EN ISO 10319
Resistenza a trazione trasv.	kN/m	1,5	EN ISO 10319

Altre proprietà

Resistenza alla temperatura	da - 40°C a + 80 °C nessuna riduzione della flessibilità o della resistenza
Infiammabilità	classe B2 (DIN 4102) – bassa infiammabilità e bassa produzione di fumi
Invecchiamento	buona resistenza agli agenti atmosferici e alle radiazioni UV
Resistenza chimica	resistente a tutte le sostanze chimiche nelle concentrazioni in cui sono normalmente presenti nei terreni e nelle acque di superficie
Tossicità	nessuna; approvato per l'impiego in bacini a contatto con acqua potabile; è un materiale inerte e non nocivo per l'ambiente
Resistenza ai roditori	non ha nessun valore nutritivo; la struttura a filamenti della stuoia risulta sgradevole ai roditori e agli animali terricoli

Dimensioni e pesi*

Tipo	Materiale					Rotoli		
	Spessore mm	Peso g/m ²	Larghezza** m	Lunghezza m	Area m ²	Diametro m	Lunghezza m	Peso lordo kg
Enkamat 7010/1	10	260	1,00	150	150	1,15	1,03	40

* Valori indicativi

** L'Enkamat 7010 è disponibile anche nelle larghezze di 1,95 m e 3,85 m.



6. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica del terreno a tergo e di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica, mentre per il terreno rinforzato i parametri sono stati definiti in fase di progettazione assunti. I parametri sono stati adeguatamente ridotti secondo le indicazioni riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni.

6.1 TERRENO A TERGO E DI FONDAZIONE

Per la valutazione delle proprietà geotecniche sono stati utilizzati i dati relative alle indagini geognostiche provenienti dai sondaggi a carotaggio continuo che si approfondiscono alla profondità di circa 20,00 mt dal p.c , prove penetrometriche DM. ed indagini sismiche del tipo MASW – Re.Mi per la determinazione delle velocità delle onde Vs e Vp. Per i risultati delle diverse prove si rimanda alla relazione geotecnica nonché alla relazione redatta dal geologo.

Si riportano di seguito gli orizzonti stratigrafici principali evidenziati dalle prove geotecniche con le relative proprietà meccaniche

- TABELLA RIASSUNTIVA DEI DATI GEOTECNICI-

Profondità	Litologia	ϕ°	γ (t/m ³)	C' Coesione (Kg/cm ²)	Eed (Kg/cm ²)
0,00 – 0,40	Materiale vegetale frammito a pozzolana di colore giallastra intercalata a sabbie	-	-	-	-
0,40 – 1,20	Limo sabbioso di colore beige bruno verdastro	25°	1.40	0	90
1,20 – 2,80	Lava di colore grigio scuro nerastro da massiva a poco vacuolata	32°	-	-	-
2,80 – 9,90	Cinerite grossolana di colore bruno violaceo a matrice sabbiosa ghiaiosa a luoghi sabbia fine limosa, da sciolta a moderatamente addensata.	28°	1.65	0	144
9,90 – 10,50	Sabbia medio fina	30°	1.60	0	176
10,50 – 20,00	Alternanza di ceneri fine unificate e non con scorie laviche sabbioso grossolane addensate e meno addensate di colore scuro/nerastro con scorie laviche nerastre e rossicce e con elementi biancastri alterati.	32°	1.80	0	200

L'analisi della dispersione delle onde di Rayleigh a partire da dati di sismica attiva e passiva (MASW - ReMi) ha consentito di determinare il profilo verticale della Vs (e del



modulo di taglio) e, di conseguenza, del parametro $V_{s,eq}$, risultato pari a **286 m/s** per l'analisi MASW e ReMi (considerando come riferimento il piano campagna).

Rispetto le norme tecniche per le costruzioni (DM 17 gennaio 2018 NTC 2018) il sito in esame rientra quindi nella categoria C: **“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).”**).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

6.2 PARAMETRI GEOMECCANICI ADOTTATI PER TERRE RINFORZATE

- **Parametri di progetto del terreno di riempimento delle opere in terra rinforzata**

Peso di volume γ_k	18,5 kN/m ³
Angolo di attrito interno φ'_k	30°
Coesione c'_k	0 kPa

- **Parametri di progetto del terreno a tergo (primi 1,50 m - terreno vegetale) delle opere in terra rinforzata**

Peso di volume γ_k	17,5 kN/m ³
Angolo di attrito interno φ'_k	26°
Coesione c'_k	0 kPa

- **Parametri di progetto del terreno a tergo (oltre profondità -1,50 m - lava tefritica) e di fondazione delle opere in terra rinforzata**

Peso di volume γ_k	19 kN/m ³
Angolo di attrito interno φ'_k	30°
Coesione c'_k	0 kPa

- **Sismicità (dati considerati)**

Stato Limite Considerato: SLV

Categoria sottosuolo: C

Coefficiente topografico: T3

Coefficiente d'uso: $C_u=1$

Vita nominale: 50 anni

$K_h = 0,091$

$K_v = \pm 0,045$

- **Falda** assente



6.3 ANALISI DEI CARICHI

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G. U. 20 febbraio 2018, n. 42 - Suppl.Ord.) “Norme tecniche per le Costruzioni”.

Carico statico fisso e permanente

Peso di volume terreno a tergo (primi 1,50 m) γ_k	17,5 kN/m ³
Peso di volume terreno a tergo e di fondazione (oltre 1,50 m) γ_k	19,0 kN/m ³
Peso di volume terreno di riempimento γ_k	18,5 kN/m ³

Carico statico accidentale

Sovraccarico Q in testa a ciascuna berma	5 kPa.
--	--------

6.4 MODELLAZIONE SISMICA

Categoria del sottosuolo

L'analisi della dispersione delle onde di Rayleigh a partire da dati di sismica attiva e passiva (MASW - ReMi) ha consentito di determinare il profilo verticale della Vs (e del modulo di taglio) e, di conseguenza, del parametro Vs,eq, risultato pari a **286 m/s** per l'analisi MASW e ReMi (considerando come riferimento il piano campagna). Rispetto le norme tecniche per le costruzioni (DM 17 gennaio 2018 NTC 2018) il sito in esame rientra quindi nella categoria C(**“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).”**).

Calcolo dell'azione sismica e spettri di risposta

In considerazione del recente D.M. 17 gennaio 2018 relativo all'Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. A tal riguardo, la valutazione del rischio sismico e il calcolo dei coefficienti da utilizzare in ingegneria dipendono dall'estensione delle aree prese in considerazione. La definizione degli spettri di risposta, rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto relativamente ad uno Stato Limite, può essere articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri:

1. FASE - Individuazione della pericolosità del sito;
2. FASE – Scelta della strategia di progettazione;
3. FASE – Determinazione dell'azione di progetto.



EG-RTG_RELAZIONE TECNICA GENERALE

Il calcolo della Vs30 tiene conto dello spessore espresso in metri e V la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori.

Di seguito si riportano i valori dei parametri nelle espressioni dello spettro di **risposta elastico delle componenti orizzontali**

Categoria di suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B,C,E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Valori dei parametri nelle espressioni dello spettro di **risposta elastico delle componenti verticali**.

Categoria di suolo	S	T_B	T_C	T_D
A,B,C,D,E	1,0	0,05	0,15	1,0



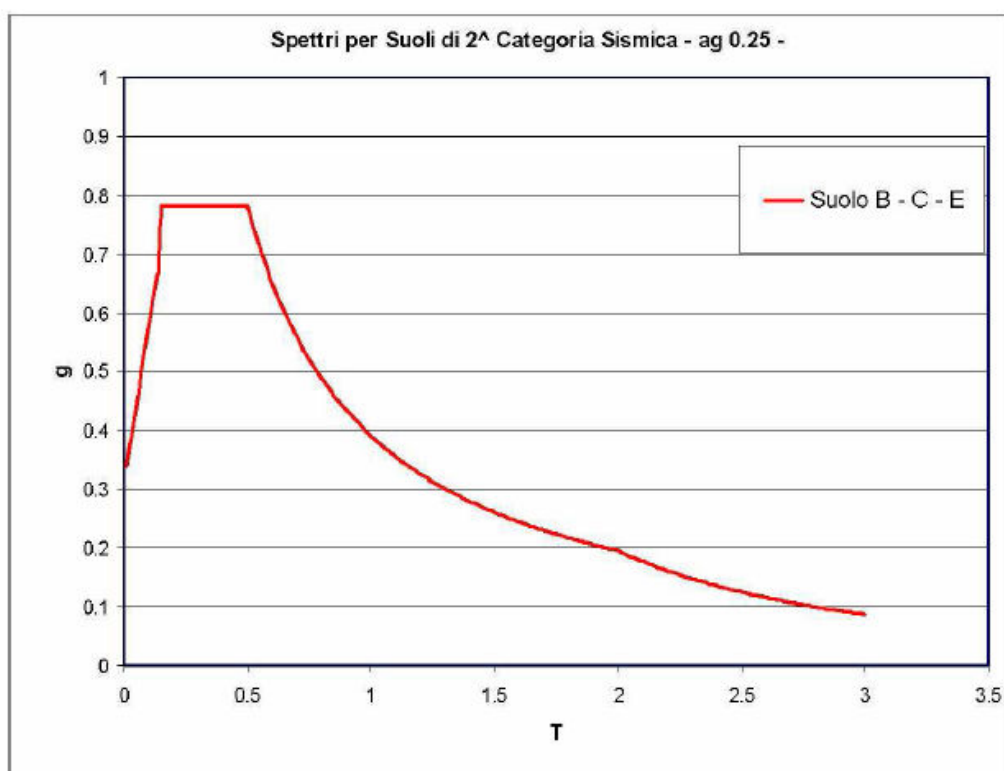
EG-RTG_RELAZIONE TECNICA GENERALE

S = fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione

η = fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali

T = periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice

T_B, T_C, T_D = periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione



Dalla caratterizzazione sismica del sito dalla sua stratigrafia e sulla base dei dati ricavati dall'analisi quantitativa delle indagini eseguite e dalla media pesata dei valori di V_s nei primi 30 metri si determina il tipo di profilo stratigrafico del suolo di fondazione cui è associato uno spettro di risposta elastico.

Il territorio del comune di Torre del Greco è stato inserito nella “zona 2” caratterizzata da una accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria “A”

$$a_g = 0,25g$$



Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in 4 Classi d'uso (corrispondenti alle Classi di Importanza di EC8) il manufatto in oggetto ricade nella:

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (a esclusione delle aree suscettibili di affollamento), gli uffici, i negozi.

Tipo di costruzione (2)

Vita Nominale V_n : → numero di anni di uso della struttura (>50)

Classi d'Uso in presenza di azioni sismiche → II Classe

Coefficiente d'uso_u: (1,0)

V_n =50 anni

Amplificazione topografica

Il Supplemento ordinario n. 8 alla Gazzetta Ufficiale di cui alle NTC 2018 al p.to c.3.2.2 riporta che la modifica delle Caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità delle creste dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza. Nel caso in cui il sito da costruzione sia caratterizzato da una superficie topografica che si discosta da una superficie pianeggiante, le NTC 2018 consentono, per configurazioni topografiche semplici, il ricorso ad una valutazione approssimata dell'amplificazione topografica, basata sulla definizione di una serie di categorie topografiche. In particolare al p.to 3.2.2 le NTC 2018 prevedono l'esistenza di 4 categorie topografiche, a ciascuna delle quali viene associato un valore specifico del coefficiente di amplificazione topografica S_T p.to 3.2.3.2.1 che moltiplica l'azione sismica di riferimento. Le categorie topografiche si riferiscono a “configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di larghezza superiore a 30 m. In caso di siti di costruzione aventi altezza inferiore a 30m, gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati”. Tali effetti possono, inoltre essere trascurati ($S_T=1$) per pendii e rilievi isolati con inclinazione media non superiore a 15° , ovvero per i casi ricadenti nella categoria topografica T_1 . La tabella successiva riporta la definizione delle quattro categorie topografiche considerate dalle NTC 2018 e i corrispondenti valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T . Tali valori sono massimi nel senso che si riferiscono a opere o interventi ubicati in corrispondenza della sommità del pendio o cresta del rilievo poiché come specificato dalle NTC 2018 del 17/01/2018 al p.to **3.2.3.2.1**, *“la variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino*



alla base, dove ST assume valore unitario''

Il fattore di amplificazione topografica S_T nel sito d'interesse, dato che si tratta di un'area con terrazzamenti ed acclività con angolo maggiori di 15° , la morfologia diventa, in modo puntuale, molto determinante nella pendenza del versante, è da ritenersi di categoria T3 con inclinazione media

$$15 > i > 30^\circ$$

quindi

$$ST=1,2$$

Azione sismica

La valutazione della spinta del terreno in zona sismica, secondo quanto prevede la NTC2018, è stata eseguita utilizzando metodi *pseudo-statici*.

L'utilizzo di metodi pseudo-statici, consente di ricondurre l'azione sismica, che è un'azione dinamica variabile nel tempo e nello spazio, ad un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante l'utilizzo di coefficienti sismici, che dipendono dalla zona sismica, dalle condizioni locali e dall'entità degli spostamenti ammessi per l'opera considerata. Tali coefficienti vengono utilizzati, oltre che per valutare le forze di inerzia sull'opera, anche per determinare la spinta a tergo, mediante l'utilizzo della teoria di Mononobe Okabe.

Come specificato al § 7.11.6.2.1, in assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale e verticale, devono essere calcolati come:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove:

$a_{\max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Nella precedente espressione il coefficiente β_m assume i valori indicati nella Tab. 7.11-II.

	Categoria sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.2	0.18

Si riportano di seguito un riepilogo dei calcoli effettuati

Stato Limite Considerato: SLV

Categoria sottosuolo: C

Coefficiente topografico: T3

Coefficiente d'uso: $C_u=1$

Vita nominale: 50 anni

$$K_h = 0,091$$

$$K_v = \pm 0,045$$



Scenari di carico

Le verifiche eseguite si basano sul D.M. 17 gennaio 2018 Norme Tecniche per le Costruzioni e per la parte inerente i rinforzi il BS8006 (normativa inglese riconosciuta tra le più affidabili a livello mondiale). In base alle indicazioni ricevute si è considerata una vita utile superiore a 50 anni.

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte. Da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Sulla base delle N.T.C. 2018 si sono adottati i seguenti coefficienti parziali “ γ ”:

Tipo di Verifica	Stabilità globale Appr. 1 comb. 2 A2+M2+R2	Struttura e Traslazione Appr. 2 A1+M1+R3	Stabilità globale Appr. 1 comb. 2 A2+M2+R2	Struttura e Traslazione Appr. 2 A1+M1+R3	BS 8006	Coefficienti di riduzione adottati		Coefficienti di riduzione adottati
	Statico*		Sismico*			Statico		Sismico
						1	2	sism
FS sui valori di resistenza al taglio dei terreni (γ_R)	1.25	1.0	1.0	1.0		1.25	1.0	1.0
FS al pullout della geogriglia ($\gamma_{Ra,p}$)					1.3	1.3		1.3
FS ai carichi strutturali (γ_{G1})	1.0	1.3	1.0	1.0		1.0	1.3	1.0
FS ai carichi esterni (γ_{Qi})	1.3	1.5	1.0	1.0		1.3	1.5	1.0
FS allo scorrimento della terra rinforzata (γ_R)		1.1		1.0			1.1	1.0
FS stabilità globale (γ_R)	1.1		1.1			1.1		1.2

* sono state eseguite le verifiche sia per la condizione statica che sismica; poiché la condizione più gravosa è stata rilevata in assenza di sisma, solo quest'ultima viene descritta in dettaglio.



Teoria di calcolo e verifiche eseguite

In base al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC 2018, “Nel caso di strutture miste o composite, le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli”. Sulla base di tali indicazioni le verifiche di stabilità sono state eseguite mediante il programma di calcolo ReSSA 3.0. Il software è stato realizzato dal Prof. Leshchinsky dell'Università del Delaware (USA). Per le sezioni rappresentative in terra rinforzata sono state eseguite secondo i metodi dell'equilibrio limite le seguenti verifiche di stabilità (rif. BS 8006 e NTC 2018):

- **verifica alla stabilità interna e globale** mediante superfici di rottura pseudocircolari con il metodo di Bishop (Rotational Stability Analysis);
- **verifica della stabilità alla traslazione** (Translational Stability);
- **verifica al pull-out** (FS preimpostato pari a 1.5).

Tutte le verifiche sono state eseguite in campo statico e in campo sismico, analizzando le condizioni SLU (stato limite ultimo).



7. OPERE COLLATERALI TERRE RINFORZATE

Drenaggio

Per impedire che le pressioni neutre modifichino negativamente le condizioni idrauliche del terreno, sarà opportuno valutare a tergo delle opere in terra rinforzata la realizzazione di un sistema drenante costituito dal geocomposito tipo **ENKADRAIN** e da un tubo collettore microfessurato tipo **GREENDRAIN GR 110** (diametro da 110 mm); il diametro del tubo potrà eventualmente variare in funzione delle quantità d'acqua da convogliare.

Elemento antierosivo sul fronte rinverdito

Per favorire un buon rinverdimento delle scarpate e contrastare i fenomeni erosivi, sul fronte sarà opportuna la posa di una geostuoia tridimensionale antierosione da 10 mm di spessore. In considerazione della durata dell'opera e delle condizioni meteo-climatiche, la geostuoia dovrà essere costituita da poliammide, polimero contraddistinto da un buon comportamento a medio lungo termine al variare della temperatura e da proprietà autoestinguente a contatto con la fiamma. Si propone in particolare l'utilizzo della geostuoia tipo **Enkammat 7010**.

In base poi alla natura organolettica dei terreni utilizzati si dovrà valutare sul fronte della terra rinforzata un eventuale strato di 10 cm di terreno vegetale. Al termine della costruzione ed in stagione favorevole si procederà all'esecuzione di un'idrosemina a spessore del fronte.

Fondazione

Al fine di realizzare uno strato di fondazione in ghiaia o altro materiale drenante, si consiglia la posa del non tessuto filtrante e di separazione tipo **Typar SF**, insieme alla geogriglia di rinforzo tipo **Enkagrid PRO**, nel modello utilizzato per il primo strato della terra rinforzata. In tal modo si eviterà la commistione del materiale grossolano con il terreno di sottofondazione, ottenendo al contempo una funzione di filtrazione e rinforzo in corrispondenza del piano di posa.

Sarà opportuno risvoltare il non tessuto e la geogriglia in verticale, al fine di contrastare il meccanismo di sfilamento del rinforzo stesso e garantire il contenimento laterale del materiale grossolano costituente il piano di posa della terra rinforzata.

7.1 TABULATI DI CALCOLO

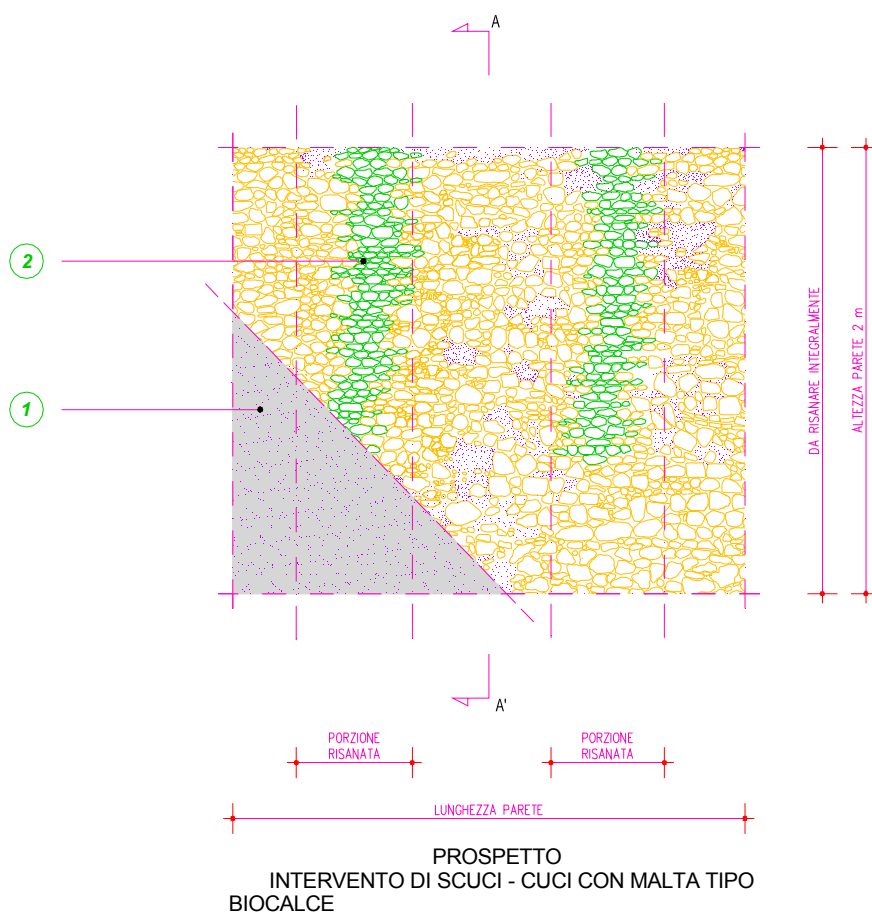
Per quanto non espressamente di seguito riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato “Tabulati di Calcolo” costituente parte integrante della presente relazione.



8. RIPRISTINO E CONSOLIDAMENTO DI UNA PORZIONE DEL MURO DI CONFINO NORD

A seguito dei danni rilevati al muro di confine Nord, si opera la ricostruzione della porzione di muratura in pietrame, mediante sostituzione parziale del materiale con metodo scuci-cuci, comprendente:

- La demolizione in breccia nella zona di intervento
- Ricostruzione della muratura e sua forzatura, mediante inserimento di cunei in legno, da sostituire a ritiro avvenuto con elementi murari allettati con malta abbastanza fluida;



L'intervento si estende per 7 ml, per un altezza della muratura di 2 m ed uno spessore del paramento murario di 40 cm

Contestualmente si consoliderà il terreno sottostante di fondazione mediante tecnologia Uretek Deep Injections.

Il consolidamento del terreno di fondazione è da eseguirsi sino alla profondità di 3 m dal



EG-RTG_RELAZIONE TECNICA GENERALE

piano di lavoro allo scopo di incrementare la capacità portante di esercizio dello stesso ad un valore maggiore della tensione indotta dalla struttura soprastante mediante l'utilizzo di tecnologia tipo Uretex Deep Injections.

Il consolidamento del terreno di fondazione consisterà nell'eseguire delle iniezioni controllate di resine tipo Uretex Geoplus aventi le seguenti caratteristiche tecniche certificate da un laboratorio qualificato e riconosciuto:

RESINA URETEK GEOPLUS®

Elevata pressione di espansione	10.000 kPa (100kg/cm ²)
Tempo di reazione	Estremamente basso
Elevato grado di espansione	(da 2 a 20 volte)
Modulo di elasticità paragonabile a quello di un terreno di fondazione	10 ÷ 180 MPa (100 ÷ 1.800 kg/cm ²)
Peso di volume variabile con il grado di espansione	1 ÷ 3 kN/cm ³ (100 ÷ 300 kg/cm ³)

Le iniezioni verranno eseguite sotto le fondazioni, a diversi livelli di profondità a partire dal piano di posa delle stesse in modo da garantire il miglioramento delle caratteristiche meccaniche di tutto il volume di terreno sopraindicato.

Per l'esecuzione delle iniezioni verranno eseguite delle perforazioni ad inclinazione variabile a partire dal piano di lavoro ed eventualmente attraverso le fondazioni. Tali perforazioni non dovranno avere diametro superiore a 30 mm.

Il procedimento dovrà svolgersi in due fasi distinte e consecutive:

- Consolidamento superficiale:

In questa prima fase verranno eseguite delle iniezioni in prossimità dell'intradosso del piano di posa della fondazione tali da garantire continuità fra struttura e terreno. Scopo di questa fase di lavorazione è il riempimento dei vuoti eventualmente presenti nel terreno e l'incremento di resistenza dello stesso a rottura per sforzi di taglio.

- Consolidamento in profondità:

Nella seconda fase verranno eseguite delle iniezioni su più livelli di profondità e precisamente sino alla profondità di 3 m.

Le iniezioni, in entrambe le fasi, dovranno essere puntuali e verranno regolate attraverso mediante il monitoraggio in continuo del grado di sollevamento della struttura soprastante mediante livello laser. Le iniezioni dovranno proseguire sino alla verifica di un segnale di inizio di sollevamento della struttura soprastante. Tale controllo in corso d'opera è condizione necessaria e sufficiente per la regolare esecuzione della lavorazione.

La resina iniettata inizierà ad espandere in un tempo rapido per poter rimanere confinata nel volume di terreno interessato dall'intervento. Per maggiori dettagli riguardo

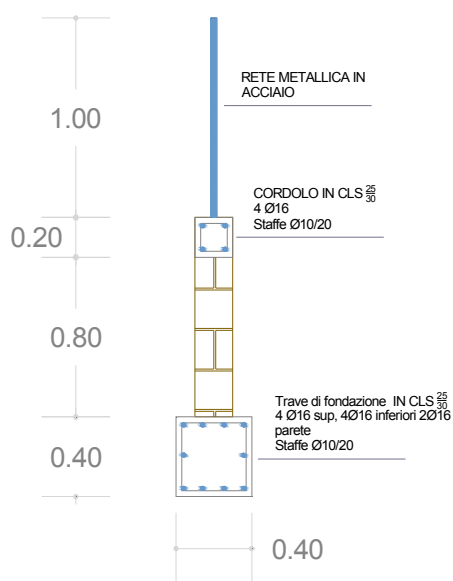


9. DEMOLIZIONE E RIFACIMENTO DI UNA PORZIONE DEL MURO DI CONFINEMENTO SUD (25 ML LINEARI H=1 M);

A seguito dei danni rilevati al muro di confine SUD, si opera la demolizione e ricostruzione della porzione di muratura danneggiata.

Si opererà la demolizione della porzione del muro di confine danneggiato, circa 25 ml, dopodiché sarà realizzato un muro di confine con fondazione 40x40, armato opportunamente, muratura in blocchi forati in calcestruzzo 20x50 cm per un'altezza di 80 cm, con cordolo in cls 20x20.

Al di sopra dal cordolo sarà alloggiata la rete metallica di confine



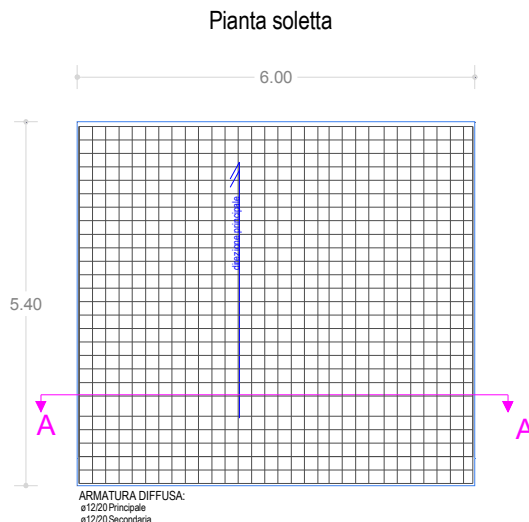
10. OPERE DI RIPRISTINO DELLA VASCA: RIPRISTINO MURATURE IN PIETREME VULCANICO, DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL SOTTOFONDO;

A seguito dei danni rilevati sull'edificio denominato Vasca, si opera il ripristino delle parti d'opera danneggiate:

- Cucì e scucì della muratura in pietrame vulcanico;
- Demolizione del massetto di sottofondo;
- Rifacimento di soletta in cls di 30 cm C25/30.

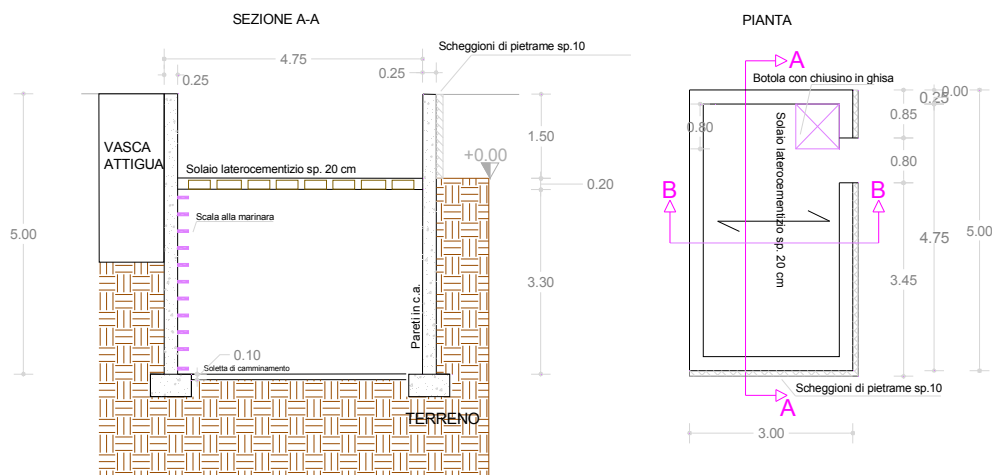
Si opererà la demolizione della porzione del muro di confine danneggiato, circa 25 ml, dopodiché sarà realizzato un muro di confine con fondazione 40 x40, armato opportunamente, muratura in blocchi di lapillo di altezza 80 cm, con cordolo in cls 20x20.

Al di sopra dal cordolo sarà alloggiata la rete metallica di confine



11. OPERE DI RIPRISTINO DEL POZZO

Come da sentenza si opererà il ripristino strutturale ma non funzionale del pozzo. Non si ha ad oggi nessun documento ufficiale della presenza dello stesso, ma al contempo come da sentenza del tribunale si opera la ristrutturazione dello stesso al fine della stabilità del fondo e per evitare pericolose infiltrazioni.



L'opera dallo spiccato di fondazione si erge di 5 m, di cui solo 1.50 fuori terra. Le pareti sono spesse 25 cm. La fondazione delle pareti è di tipo diretta, con travi di fondazione 40x80.

Il solaio è alto 20 cm e lo spessore della soletta è di 4 cm.