



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 sulla Modellazione Sismica

Tavola

EA-MS

Data

Giugno 2019

Scala

-

Il RUP

Arch. Gianpiero Cirillo

Raggruppamento temporaneo d'impresa

La Mandataria

Ing. Laura Alfano

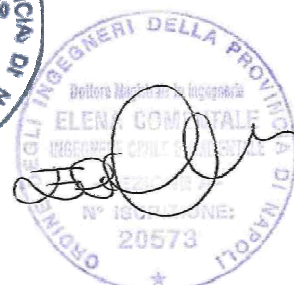
I Mandanti

Ing. Fabio Mastellone di Castelvete

Ing. Elena Commentale

Ing. Vincenzo Della Vasta

Geol. Giuseppe De Luca





SOMMARIO

Sommario.....	1
1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	2
1.1 Premesse all'ingegneria naturalistica	4
1.2. Palificate vive a doppia parete.....	4
1.2. Modalità di esecuzione	8
1.3. Descrizione del sistema scelto di terre rinforzate con paramento esterno vegetativo .	8
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	14
3. MODELLAZIONE SISMICA.....	15
3.1. Categoria del sottosuolo	15
3.2. Calcolo dell'azione sismica e spettri di risposta.....	15
3.3. Classi d'uso.....	18
3.4. Amplificazione topografica	18
3.5. Azione sismica.....	19
4. RIFACIMENTO POZZO	20
4.1. Normativa di riferimento	22
4.2. Materiali impiegati e resistenze di calcolo	22
4.3. Terreno di fondazione.....	24
4.4. Analisi dei carichi	26
4.5. Valutazione dell'azione sismica	26
5. TABULATI DI CALCOLO	34
6. CONCLUSIONI	35



1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

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.

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. La presente Relazione Tecnica generale di Calcolo ha come oggetto la progettazione esecutiva della messa in sicurezza del versante così come stabilito nella sentenza n 25/2013 resa in data 15/01/2013 dal tribunale di Torre Annunziata sezione distaccata di Torre del Greco

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



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

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

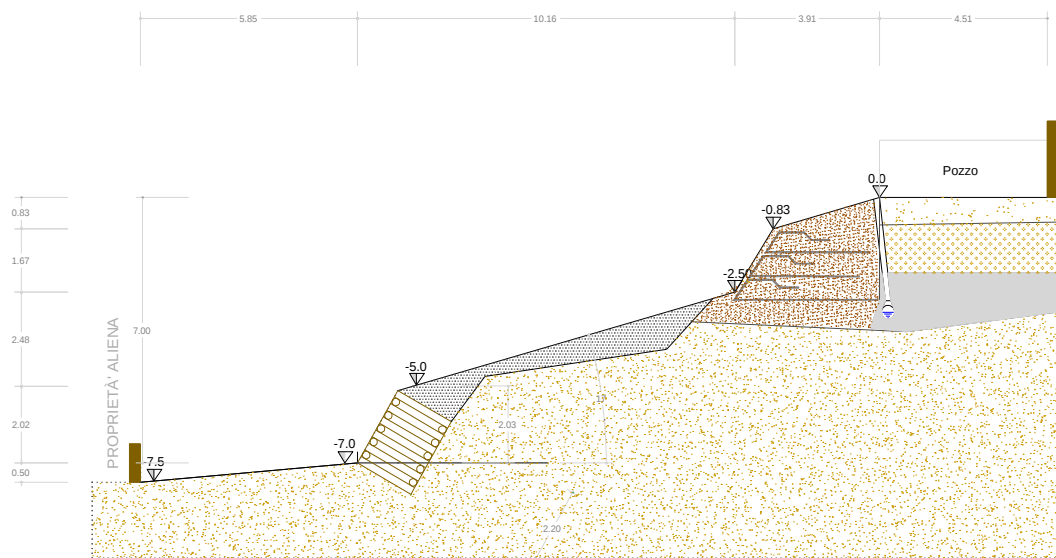


EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

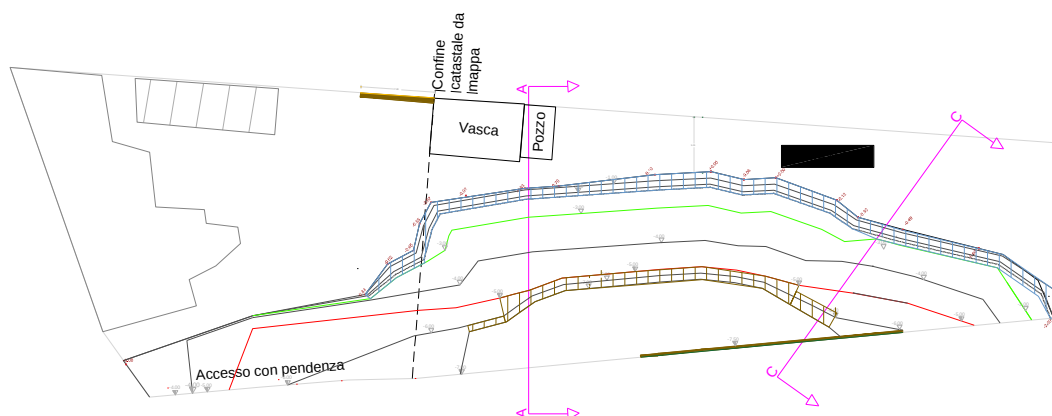
interventi di Ingegneria si è scelto il seguente intervento di ingegneria Naturalistica:

- **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.

1.1 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.

1.2. 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



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

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.

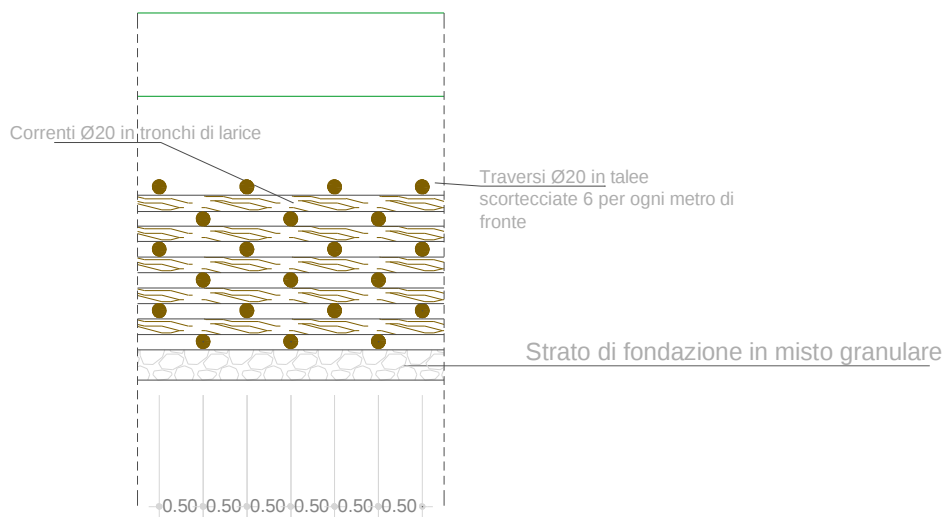
La realizzazione di palificate non prevede particolari cautele e risulta assolutamente stabile.

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.

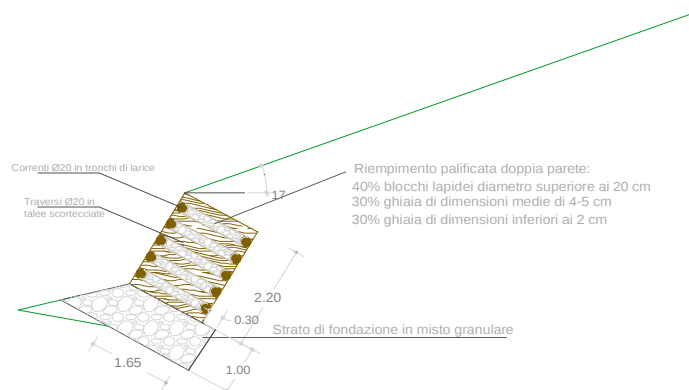
La palificata viva è alta 2.2 m ed ha uno spessore di 1.65m, funzionante come opera di sostegno al piede di una scarpata, la lunghezza dell'intervento è di circa 37 ml.

Sezionando la palificata è possibile notare due file di correnti composti da **tronchi di larice scortecciati 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.





EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

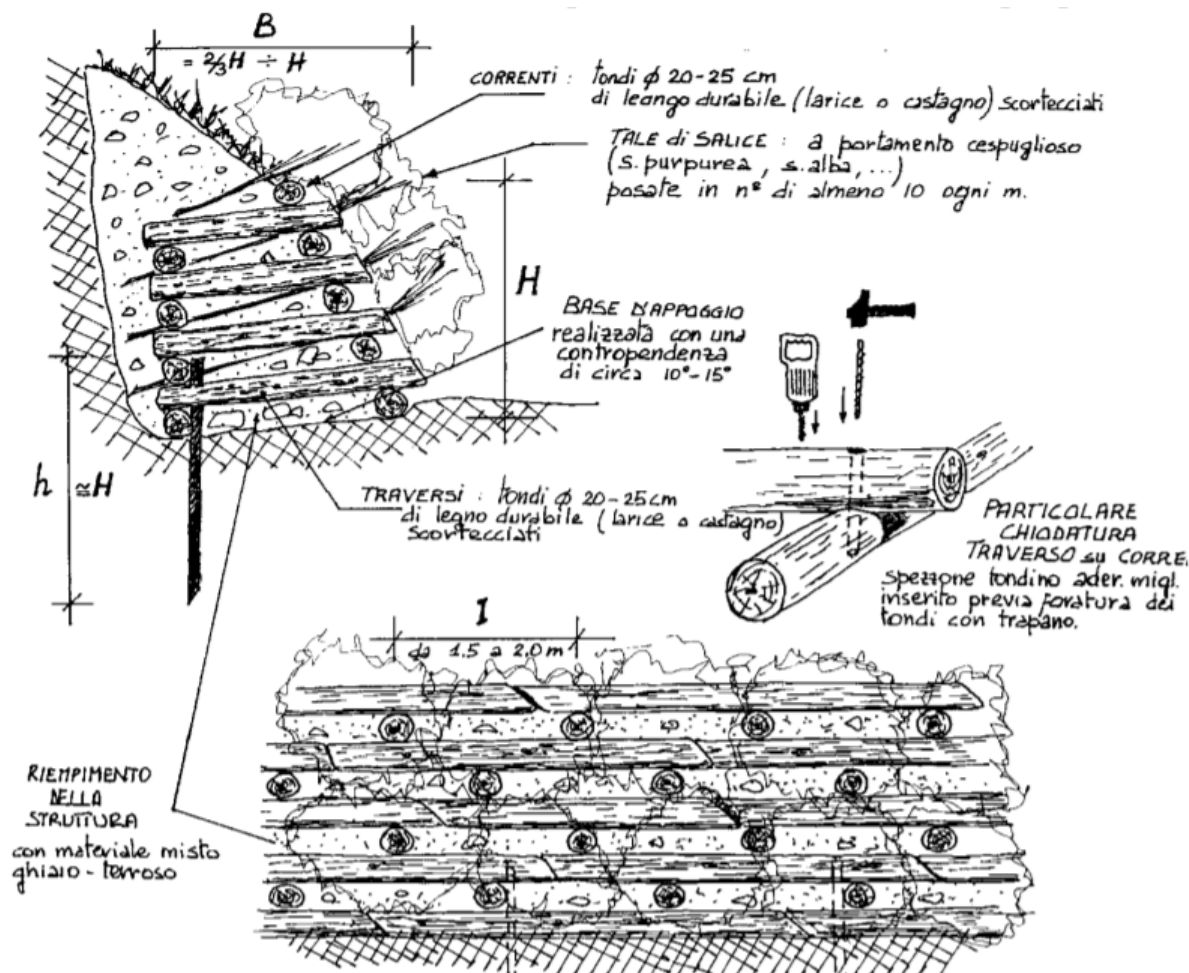


Essendo presenti sul luogo dei blocchi in materiale lapideo crollato durante episodi franosi pregressi, si è optato per la frantumazione di questi blocchi in modo da realizzare materiale di diametro variabile.

Si può considerare considerando 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 portamanto cespuglioso al numero di 10 per ogni metro mq. di fronte

EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA



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	



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

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

1.2. MODALITÀ DI ESECUZIONE

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 (trasverso).

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.

1.3. DESCRIZIONE DEL SISTEMA SCELTO DI TERRE RINFORZATE CON PARAMENTO ESTERNO VEGETATIVO

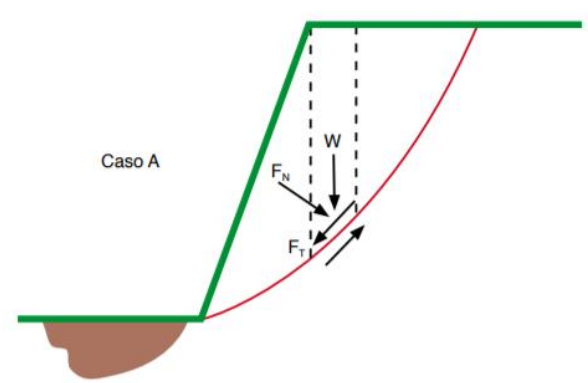
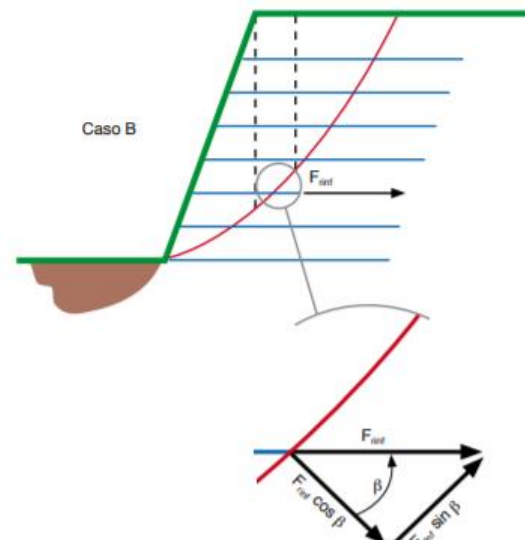
Il concetto della terra rinforzata può essere brevemente spiegato partendo dalle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono, il terreno ed il rinforzo.

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.

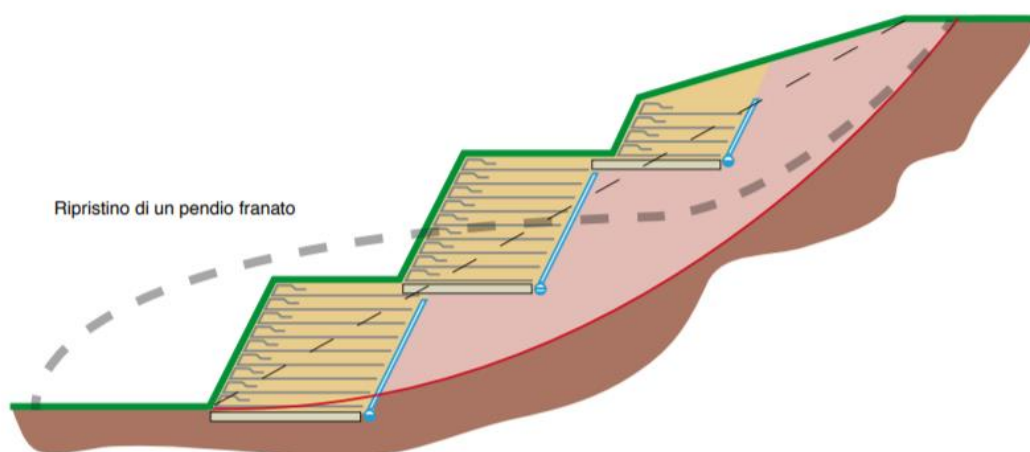
Nel caso delle terre rinforzate tale meccanismo può essere descritto ipotizzando per semplicità un terreno asciutto dotato di solo attrito.

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 $F_{stab} = W \cos \beta \tan \phi' = FN \tan \phi'$ 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 $F_{rinf} (\cos \beta \tan \phi' + \sin \beta)$.

EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

Caso A) Scarpata senza rinforzi $F_{stab} = W \cos \beta \operatorname{tg} \varphi' = F_N \operatorname{tg} \varphi'$ 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 $\begin{aligned} F_{stab} &= F_N \operatorname{tg} \varphi' + F_{rinf} \cos \beta \operatorname{tg} \varphi' + F_{rinf} \sin \beta = \\ &= F_N \operatorname{tg} \varphi' + F_{rinf} (\cos \beta \operatorname{tg} \varphi' + \sin \beta) \end{aligned}$ dove F_{rinf} = resistenza a trazione di progetto del rinforzo 
---	---

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.



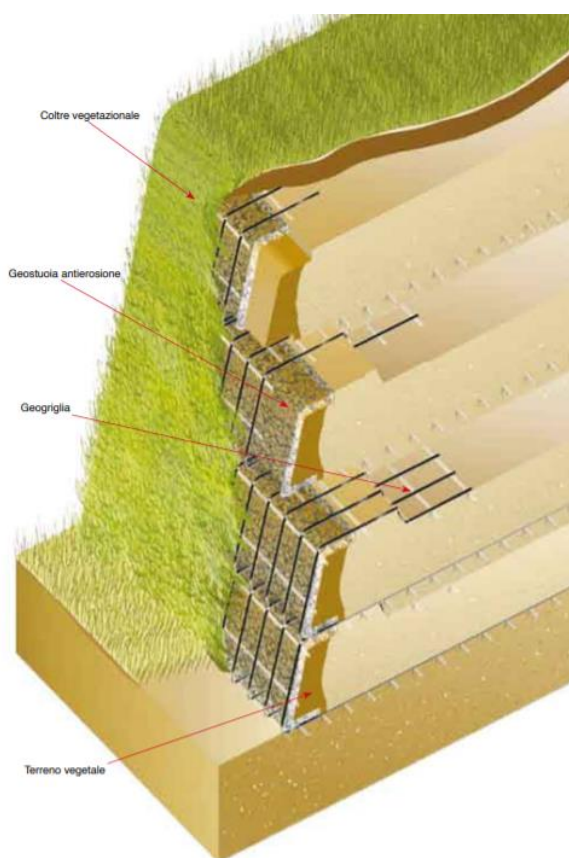
La realizzazione di una terra rinforzata prevede principalmente l'utilizzo delle seguenti

EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

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 utilizzato 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 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



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

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.

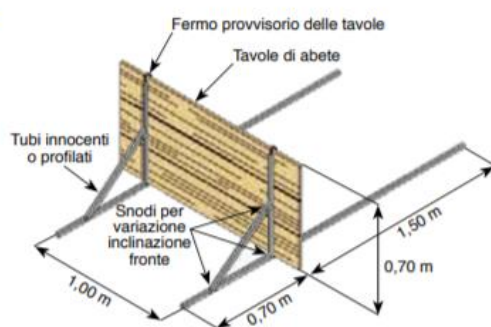
Modalità di esecuzione

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 per una corretta realizzazione.

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.

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.

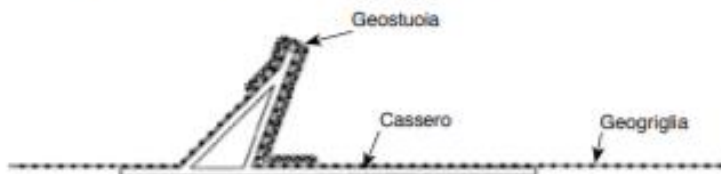
Si passa quindi alla realizzazione dei singoli strati rinforzati, generalmente con spessori variabili tra 50 e 70 cm. Poiché generalmente il fronte della terra rinforzata ha una pendenza superiore a quella di naturale declivio del terreno, si rende necessaria la posa di un cassero per contenere il terreno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

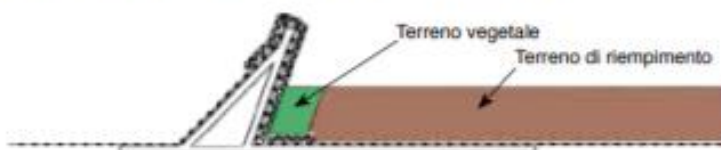
Passo 1

posizionamento dei casseri, della geogriglia e della geostuoia



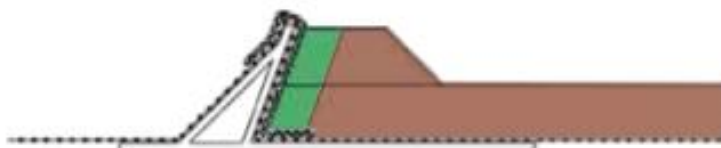
Passo 2

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



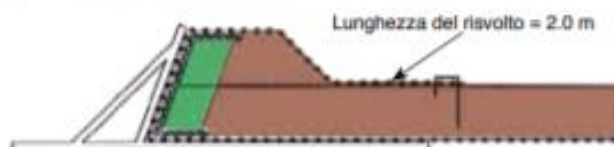
Passo 3

riempimento del materiale fino al completamento dello strato



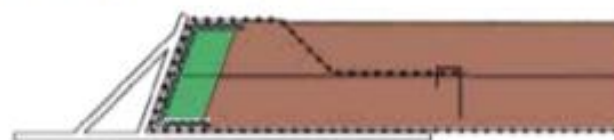
Passo 4

risvolto della geostuoia e della geogriglia



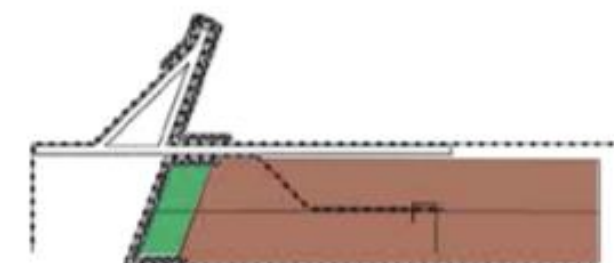
Passo 5

riempimento finale e completamento del primo strato



Passo 6

sfilamento del cassero, posizionamento in sommità e prosecuzione del ciclo





2. 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;



3. MODELLAZIONE SISMICA

3.1. 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)."**).

3.2. 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.

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**



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

verticali.

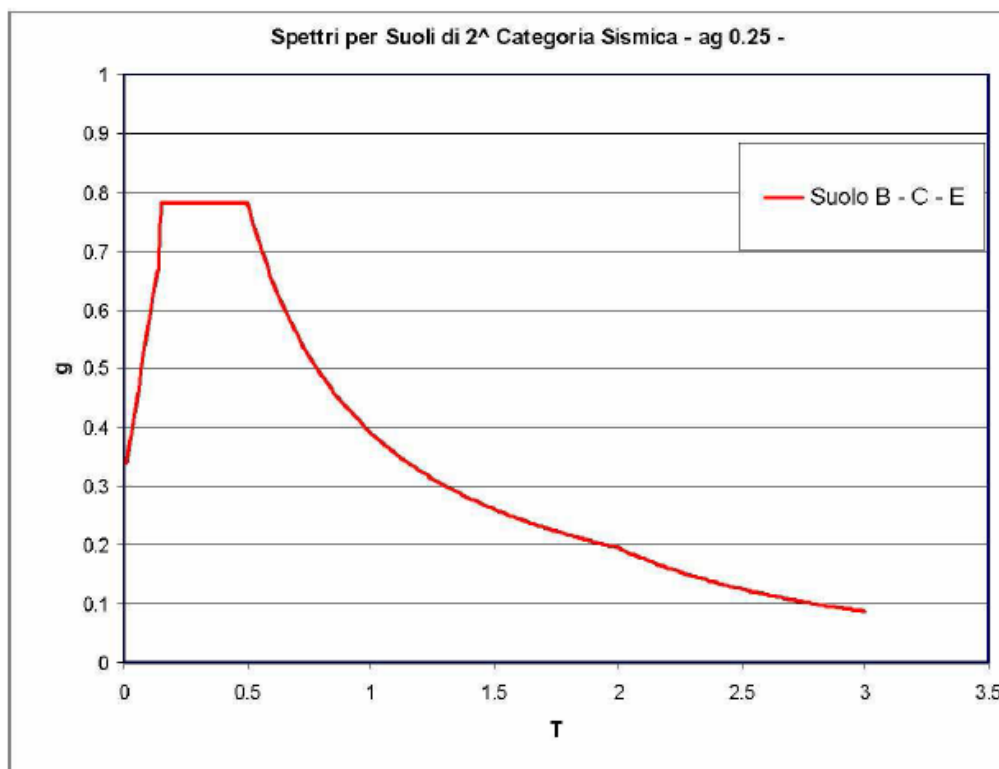
Categoria di suolo	S	T_B	T_C	T_D
A,B,C,D,E	1,0	0,05	0,15	1,0

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"

$$a_g = 0,25g$$



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"



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA



3.3. 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

3.4.AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Il Supplemento ordinario n. 8 alla Gazzetta Ufficiale di cui alle NTC 2018 al p.to c.3.2.2 riporta chela modifica delle Caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità delle cresta 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 superfici 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*



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

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

$$S_T=1,2$$

3.5.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: $C_u=1$



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

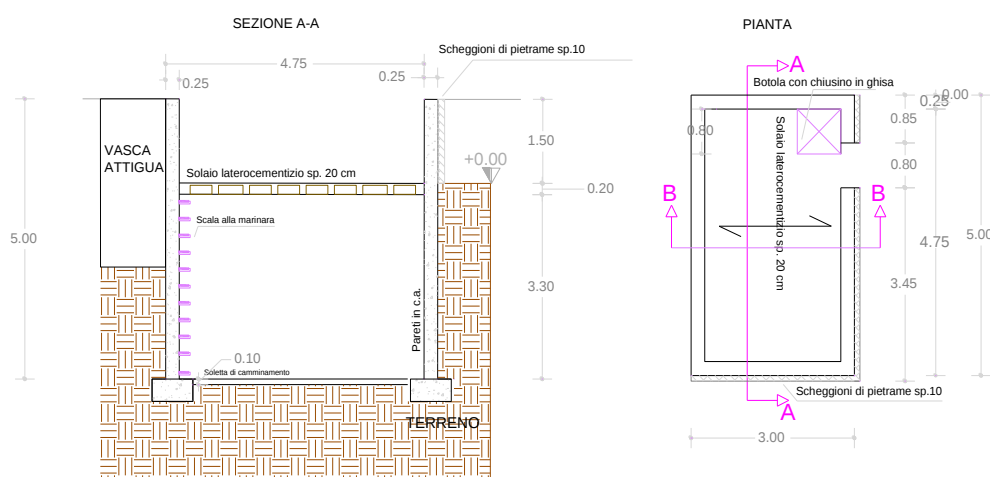
Vita nominale: 50 anni

$K_h = 0,091$

$K_v = \pm 0,045$

4. RIFACIMENTO 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 spiccatto 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.

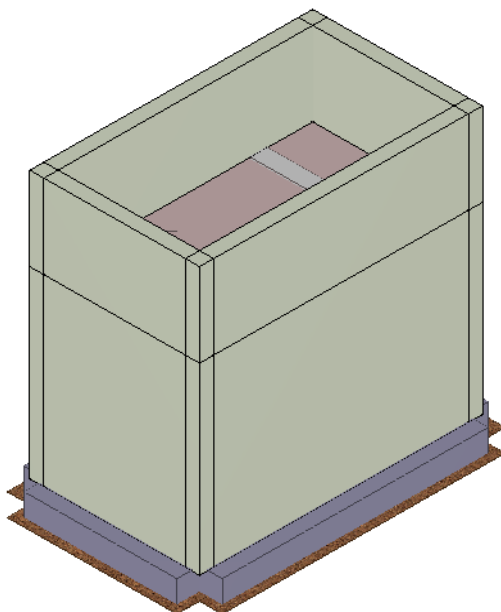
Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y,Z, ha versore (1;1;-1)

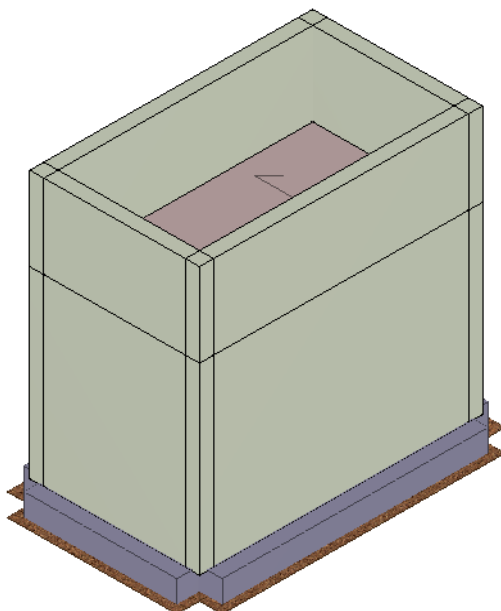


EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)





4.1. 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.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

“Aggiornamento delle 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 nelle seguenti norme:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.I.L.P.P. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

4.2. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

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

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	C _{Erid}	St _z	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	N	n _{Ac}
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cls C25/30_B450C - (C25/30)															
001	25.000	0,000010	31.447	13.103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T,i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E · C _{Erid}].
St _z	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R _{ck}	Resistenza caratteristica cubica.



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

Caratteristiche calcestruzzo armato														
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	St _z	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	n _{Ac}
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
R _{cm}	Resistenza media cubica.													
%R _{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck} .													
γ _c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.													
f _{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.													
f _{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.													
f _{ctm}	Resistenza media a trazione per flessione.													
n _{Ac}	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.													

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																
N _i d	γ _k	α _{T, i}	E	G	St _z	f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	NC nt	γ _{M7} Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - (B450C)																
00 2	78.500	0,00001 0	210.0 00	80.76 9	P	450,0 0	-	391,30 -	-	1,1 5	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
St _z	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f _{tk,1}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
f _{tk,2}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f _{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ _s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ _{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ _{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
γ _{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
γ _{M3,SLE}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ _{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
f _{yk,1}	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).
f _{yk,2}	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f _{yd,1}	Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
f _{yd,2}	Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	σ _{d,amm} [N/mm ²]
Cl. C25/30_B450C	Caratteristica(RARA) Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	14,94
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	11,21
		Trazione Acciaio	360,00

LEGENDA:

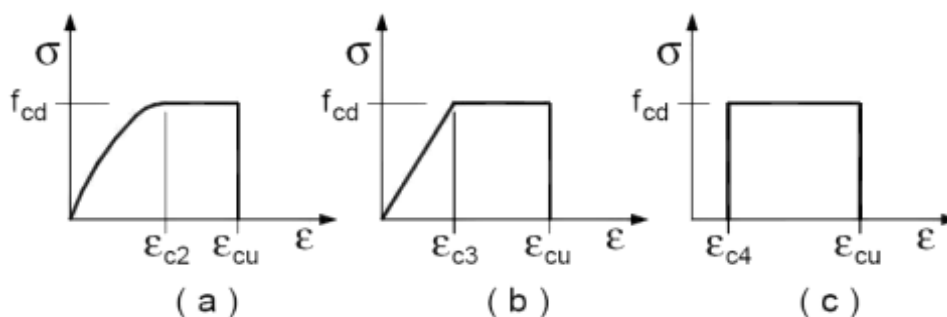
SL	Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
σ _{d,amm}	Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei “Tabulati di calcolo”, nella relativa sezione.

EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

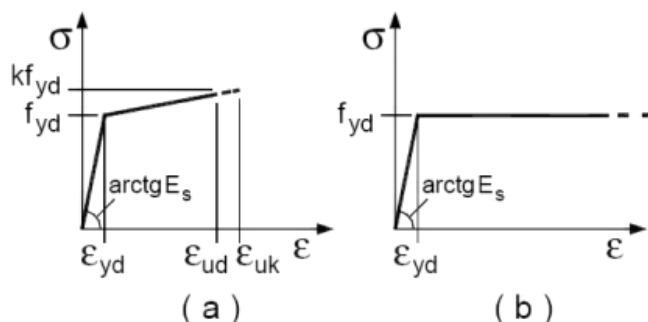
I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.



4.3. TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

- h_i è lo spessore dell' i -simo strato;
- $V_{s,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_s \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{s,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{s,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni:

$$c = \left[\frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2$$

per terreni incoerenti

(Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p.315)

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B}$$

per terreni coerenti

(Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p.315)

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

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.

4.4.ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica., infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	LatCem Abitazione H20	Abitazioni	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2.800	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2.360	Civile abitazione (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	2.000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

4.5.VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
40.790556	14.367778	43

Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA

La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA

Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	SI
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	SI
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

agenti al di sopra del piano considerato). i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
REGOLARE	REGOLARE

Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute. deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili. D.M. 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- comportamento strutturale non-dissipativo;
- comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD "A" (Alta);
- CD "B" (Media).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità **"MEDIA" (CD"B")**.

Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_c	C_c	T_B	T_C	Parametri di pericolosità sismica	
							T_D	S_s
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0440	2.348	0.281	1.60	0.150	0.449	1.776	1.50
SLD	0.0583	2.343	0.312	1.54	0.160	0.481	1.833	1.50
SLV	0.1625	2.385	0.342	1.50	0.171	0.512	2.250	1.47
SLC	0.2072	2.449	0.343	1.49	0.171	0.513	2.429	1.40

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.20**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in **1.00**;
 direzione X:
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in **1.00**;
 direzione Y:
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in **1.500** ;
 direzione X:
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in **1.500** ;
 direzione Y:
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di comportamento utilizzato per il sisma orizzontale:

	Dir. X	Dir. Y
Tipologia (§7.4.3.2 D.M. 2018)	A pareti, miste equivalenti a pareti	A pareti, miste equivalenti a pareti
Tipologia strutturale	con pareti non accoppiate	con pareti non accoppiate
α_w/α_1	1	1
k_w	0.50	0.50
q_0	1.500	1.500
k_R	1.00	

Il fattore di comportamento è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del §7.3.1 del D.M. 2018:

$$q = q_0 \cdot k_R;$$

dove:

k_w è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti.

q_0 è il valore massimo del fattore di comportamento che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_w/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

NOTA: il valore proposto di q_0 è già ridotto dell'eventuale coefficiente k_w ;

k_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

N.B.1: Per le costruzioni **regolari in pianta**, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nel §7.4.3.2 del D.M. 2018 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni **non regolari in pianta**, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

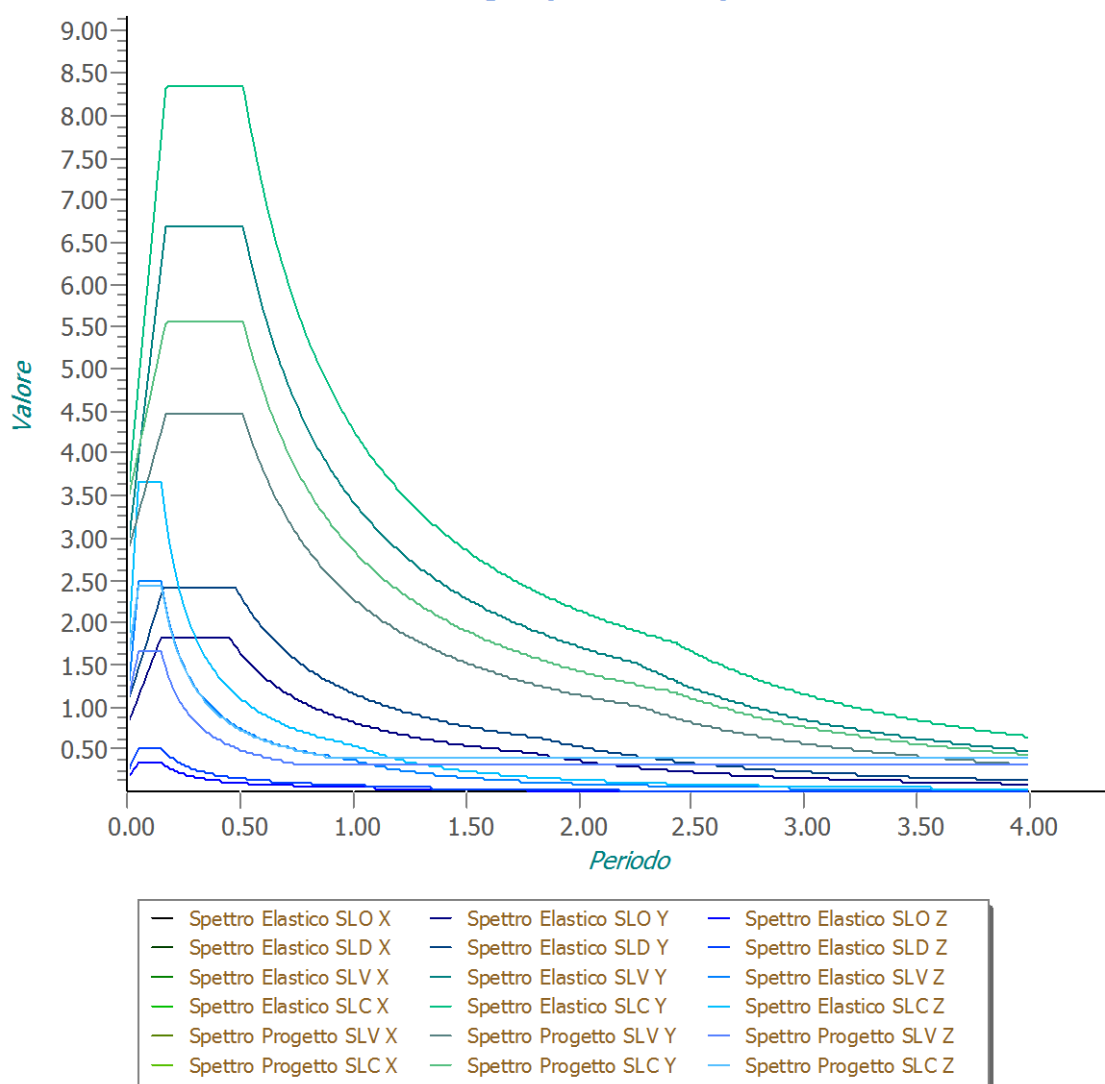
Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2 D.M. 2018)(cfr. Tabella 7.3.II D.M. 2018)

Tipologia strutturale	q_0	
	CD“A”	CD“B”
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. §7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. §7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. §7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. §7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. §7.4.3.1)	3,5	2,5

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



Grafico degli Spettri di Risposta



Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (15) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	99.8
salvaguardia della vita	Y	99.9
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione



EA-MS-RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.



5. 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.



6. CONCLUSIONI

Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale dell'opera hanno dato esito positivo per l'opera di progetto, pertanto la struttura risulta verificata rispetto alla crisi locale e globale in ogni sua parte sia per forze statiche che per sollecitazione sismica nel rispetto del D.M. Min. LL. PP. 17 Gennaio 2018.