



INTERVENTO DI RECUPERO E RIQUALIFICAZIONE DEL:  
"PARCO COLLE DELL'INFINITO" - ANNUALITA' 2017

1° LOTTO FUNZIONALE - Lavori all'interno del parco storico del 1937  
- Recupero dell'Orto ex-Convento S.Stefano

2° LOTTO PRESTAZIONALE

*Lavori di recupero strutturale ed architettonico del Parco Storico.*

PROGETTO ESECUTIVO OPERE STRUTTURALI

RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA

"PARCO COLLE DELL'INFINITO"

Progettisti opere architettoniche:

- Arch. Jessica Tarducci
- Ing. Stefano Romanelli
- Ing. Chiara Forconi
- Geom. Marco Magnaterra

Progettista opere strutturali:

- Ing. Marco Bravi

TAV

PROPRIETA':  
COMUNE DI RECANATI (MC)  
R.U.P. Arch. Maurizio Paduano

RT

DATA:

LUGLIO 2017

SCALA:

SERIE:

ARCH



---

## SOMMARIO

<i>Premessa</i> .....	2
<i>Descrizione generale dell'opera</i> .....	3
<i>Descrizione dell'intervento e scelte progettuali</i> .....	3
<i>Generalità sul calcolo delle paratie</i> .....	7
<i>Criteri alla base della schematizzazione strutturale</i> .....	14
<i>Criteri per la misura della sicurezza</i> .....	16
<i>Normative di riferimento</i> .....	19
<i>Azioni agenti e loro combinazioni</i> .....	20
<i>Pericolosità sismica</i> .....	23
<i>Azioni Ambientali e naturali</i> .....	26
<i>Azione del sisma – §3.2 D.M. 14/01/2008 ‘Norme Tecniche per le Costruzioni’</i> .....	26
<i>i. Spettro Elastico</i> .....	29
<i>ii. Spettri di progetto</i> .....	30
Stato Limite di Salvaguardia della vita SLV:.....	30
Stato Limite di Danno SLD: .....	31
Stato Limite di Operatività SLO: .....	32
<i>Prestazioni attese al collaudo</i> .....	33
<i>Software di calcolo</i> .....	33
<i>Software di calcolo utilizzato</i> .....	33
<i>Utilizzo e affidabilità del codice di calcolo</i> .....	33

---

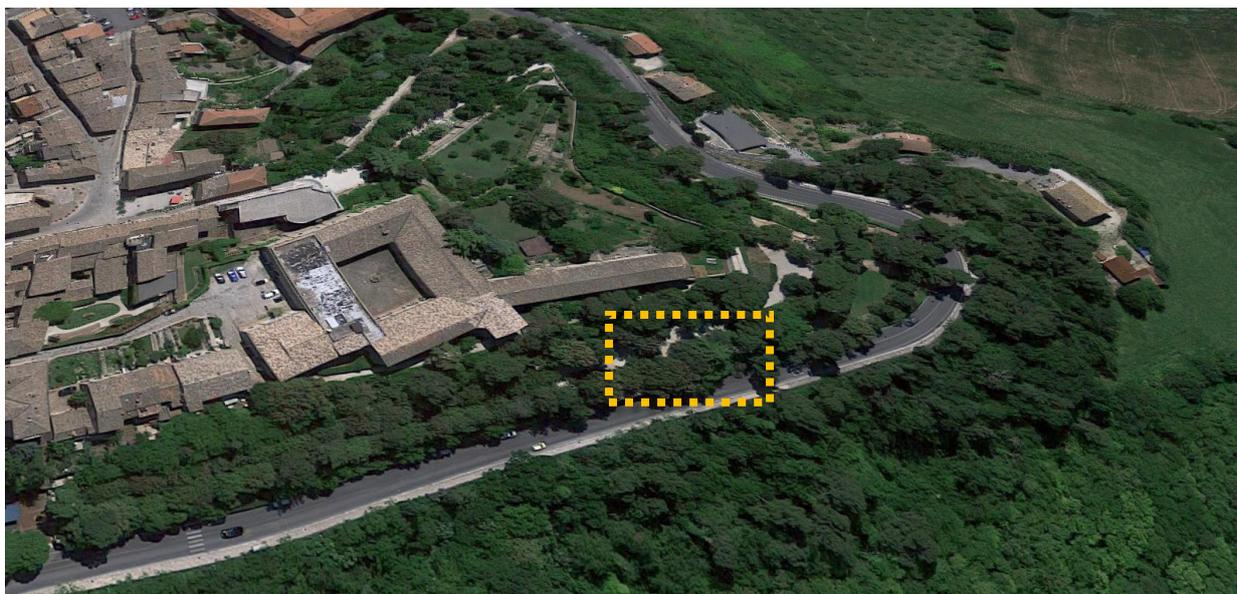
## RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA

### ● *Premessa*

Il sottoscritto Ing. Marco Bravi, iscritto all'albo professionale degli Ingegneri della Provincia di Macerata al n° A1010, con studio in Recanati (MC), in via Cesare Maliani n. 4, cap. 62019 - P. IVA. 01511710434, è stato incaricato dal Comune di Recanati, con Determina Dirigenziale n.607 del 14 luglio 2017, di redigere il progetto esecutivo delle opere strutturali previste tra i lavori del 2° Lotto prestazione (Lavori di recupero strutturale ed architettonico del Parco storico - ) nell'ambito dell'intervento di Recupero e riqualificazione del Parco "Colle dell'infinito" 1° Lotto funzionale. Annualità 2017. CUP: H22C17000000001, facente parte del Piano Strategico "Grandi Progetti Beni Culturali" Annualità 2017-2018.

L'intervento verrà realizzato nel Comune di Recanati (MC), presso il parco del Colle dell'Infinito, lungo la circunvallazione comunale, in via Colle dell'Infinito e di proprietà del Comune di Recanati.

Di seguito si riporta un inquadramento dell'area.



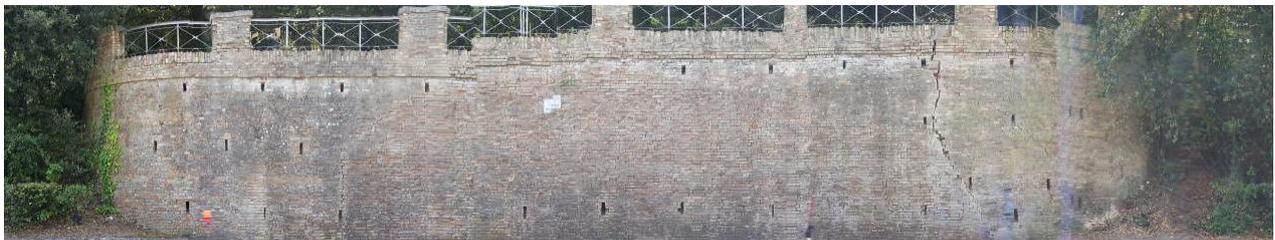
La Direzione dei lavori strutturali sarà curata dall'ing. Stefano Romanelli.

---

- **Descrizione generale dell'opera**

Nell'ambito dell'intervento suddetto, l'incarico del sottoscritto, riguarda essenzialmente la progettazione esecutiva delle opere strutturali di consolidamento e recupero del muro prospiciente la via Colle dell'infinito, che funge da contenimento di un terrapieno di origine antropica, per la creazione a monte del muro di un affaccio sulla sottostante valle.

Si riporta di seguito un immagine del muro in questione.



Il muro costruito presumibilmente attorno agli anni 30', si sviluppa parallelamente alla strada pubblica per circa 26 metri, per poi curvare e proseguire verso monte per altri 5 metri circa (sia a destra che a sinistra del paramento).

L'opera si alza dalla strada di circa 5,05 metri terminando in sommità con un marcapiano di mattoni e un'accollata di circa 37cm. Al di sopra di quest'ultima sono presenti ben 11 colonne sempre in mattoni con un elemento decorativo in travertino di chiusura, che delimitano e una ringhiera metallica risalente al periodo di costruzione e simile a quelle presenti all'interno del parco, recentemente trattata con vernici protettive.

Dalle indagini effettuate in loco, il muro presenta uno spessore medio di circa 80cm per assottigliarsi poi in sommità, dove lo spessore scende a circa 56cm. Il paramento esterno, inclinato verso monte di circa 4.50°, presenta una serie di fessure localizzate soprattutto in prossimità delle parti curve e il presente progetto esecutivo, mira proprio al risanamento del paramento suddetto ed al suo consolidamento strutturale ai fini del contenimento del terrapieno.

- **Descrizione dello stato attuale e scelte progettuali d'intervento**

La muratura è realizzata con mattoni pieni in laterizio e nella parte centrale rettilinea, presenta una buona tessitura realizzativa, con la giusta alternanza di ortostati e diatoni che permettono una buona connessione trasversale.

“ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

---

Gli elementi sono allettati con malta di calce di media fattura, che però allo stato attuale, il tempo e gli agenti atmosferici ne hanno peggiorato la qualità.

I giunti comunque sono piuttosto regolari e di spessore contenuto, circa 15mm.

Nelle due parti terminale del paramento murario, quelle che ruotano verso il parco, la tessitura cambia rispetto alla parte centrale, infatti qui la muratura è realizzata quasi esclusivamente con l'utilizzo di diatoni, questo per favorire la realizzazione curca del paramento a discapito però della connessione strutturale fra i vari elementi e della resistenza del muro alle azioni taglianti e flessionali nel piano.

Per favorire l'eliminazione dell'acqua dietro al paramento murario, e quindi limitare le spinte dovute alla presenza di acqua stagnate, sono stati realizzati una serie di bocchette di scolo passanti per tutto lo spessore del muro.

Facendo un'analisi macrospica della situazione strutturale, il muro nel suo insieme non presenta segni di dissesto evidente o problemi di stabilità legati a fenomeni ribaltanti in atto o di scorrimenti sul piano di posa. Nel dettaglio però si riscontrano dei dissesti localizzati di diversa natura e non necessariamente concatenati l'uno con l'altro.

Quindi facendo delle considerazioni più localizzate, per quanto riguarda il quadro fessurativo in atto, la zona maggiormente "dissestata" è quella corrispondente alla parte curva ad ovest, l'ala destra guardando il muro dalla strada. In questa zona troviamo profonde lesioni ramificate di notevole ampiezza, segno di una scarsa resistenza della muratura alle sollecitazioni parallele al paramento murario, dovute anche all'assenza di ortostati e di una tessitura regolare, proprio come anticipato sopra.



## “ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

È presumibile inoltre che in questa zona in passato si sia accumulata acqua in sommità, che ha poi percolato sulla parete controterra della muratura, andando ad indebolire le connessioni e probabilmente erodere l'appoggio fondale; questo ha generato un piccolo cedimento fondale e soprattutto una rotazione sul piano stradale del paramento murario che risulta meno inclinato della parte centrale e sinistra del muro..

Successivamente si sono verificati anche degli scorrimenti localizzati che hanno generato la ramificazione delle fessure.

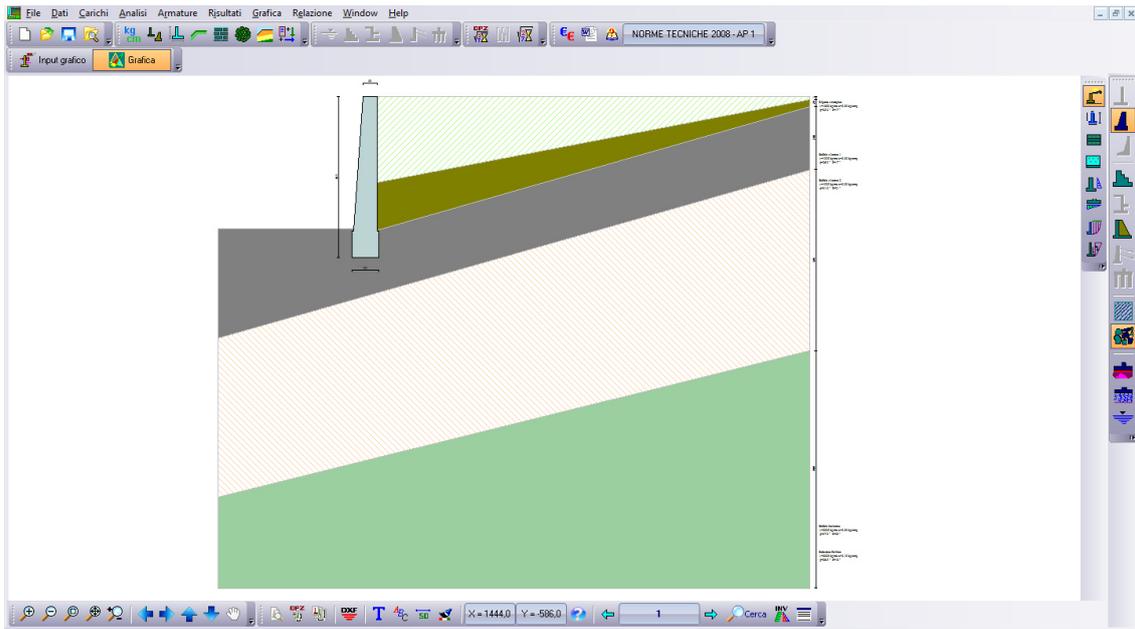
Nell'altra zona curvilinea, quella a sinistra guardando il muro dalla strada, si nota una fessura orizzontale del coronamento sommitale con una lesione verticale ad ampiezza decrescente verso il basso, dovuta ad un distacco della parte curva rispetto a quella rettilinea, causata probabilmente dalle azioni di spinta sul paramento che hanno fatto traslare o ruotare il tratto più esterno curvo rispetto alla zona rettilinea alla sua destra.



Infine è presente una fessura di modesta ampiezza nella parte rettilinea, che parte verticalmente dal piano strada fino a circa metà del muro per poi continuare fino in sommità con inclinazione di circa 35-40°. in questo caso verosimilmente si è verificato un assestamento o piccolo cedimento fondale che ha generato un movimento traslativo della parte a sinistra della fessura rispetto a quella destra.

Come primo step si è eseguita una verifica del muro attuale, e si riportano di seguito degli screenshot dei risultati ottenuti.

“ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”



Risultati Analisi - Comb. 1					
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	0,28	■	0,26 [22]	IB: 1 - EQU	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	0,29	■	0,24 [20]	IB: 1 - A2-M2	
Coefficiente di sicurezza a carico limite	0,00	■	0,00 [2]	IB: 1 - A2-M2	
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	0,98	■	0,85 [24]	IB: 1 - STAB	
Dettagli combinazione --> << 1 >> Help					
Risultati Analisi - Comb. 2					
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	0,26	■	0,26 [22]	IB: 1 - EQU	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	0,27	■	0,24 [20]	IB: 1 - A2-M2	
Coefficiente di sicurezza a carico limite	0,00	■	0,00 [2]	IB: 1 - A2-M2	
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	0,94	■	0,85 [24]	IB: 1 - STAB	
Dettagli combinazione --> << 2 >> Help					
Risultati Analisi - Comb. 3					
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	0,27	■	0,26 [22]	IB: 1 - EQU	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	0,24	■	0,24 [20]	IB: 1 - A2-M2	
Coefficiente di sicurezza a carico limite	0,00	■	0,00 [2]	IB: 1 - A2-M2	
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	0,87	■	0,85 [24]	IB: 1 - STAB	
Dettagli combinazione --> << 3 >> Help					
Risultati Analisi - Comb. 4					
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	0,26	■	0,26 [22]	IB: 1 - EQU	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	0,24	■	0,24 [20]	IB: 1 - A2-M2	
Coefficiente di sicurezza a carico limite	0,00	■	0,00 [2]	IB: 1 - A2-M2	
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	0,85	■	0,85 [24]	IB: 1 - STAB	
Dettagli combinazione --> << 4 >> Help					

“ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

Dai quali si evince il mancato raggiungimento dei livelli di sicurezza minimi imposti dall'attuale normativa antisismica.

A fronte di quanto precedentemente detto, per fermare l'andamento fessurativo in atto scongiurando problemi di stabilità e ribaltamenti locali, e soprattutto tenendo in considerazione che il raggiungimenti di coefficienti di sicurezza minimi con l'attuale normativa antisismica, cioè "la verifica" di un muro di sostegno in mattoni pieni dei primi del novecento risulta economicamente e tecnicamente svantaggiosa, si è pensato di procedere nella creazione a monte del muro in questione, di una paratia di contenimento del tipo berlinese, con pali in c.a. trivellati e gettati in opera, alla quale viene affidata la funzione contenitiva e di sostegno del terrapieno, che spettava al muro.

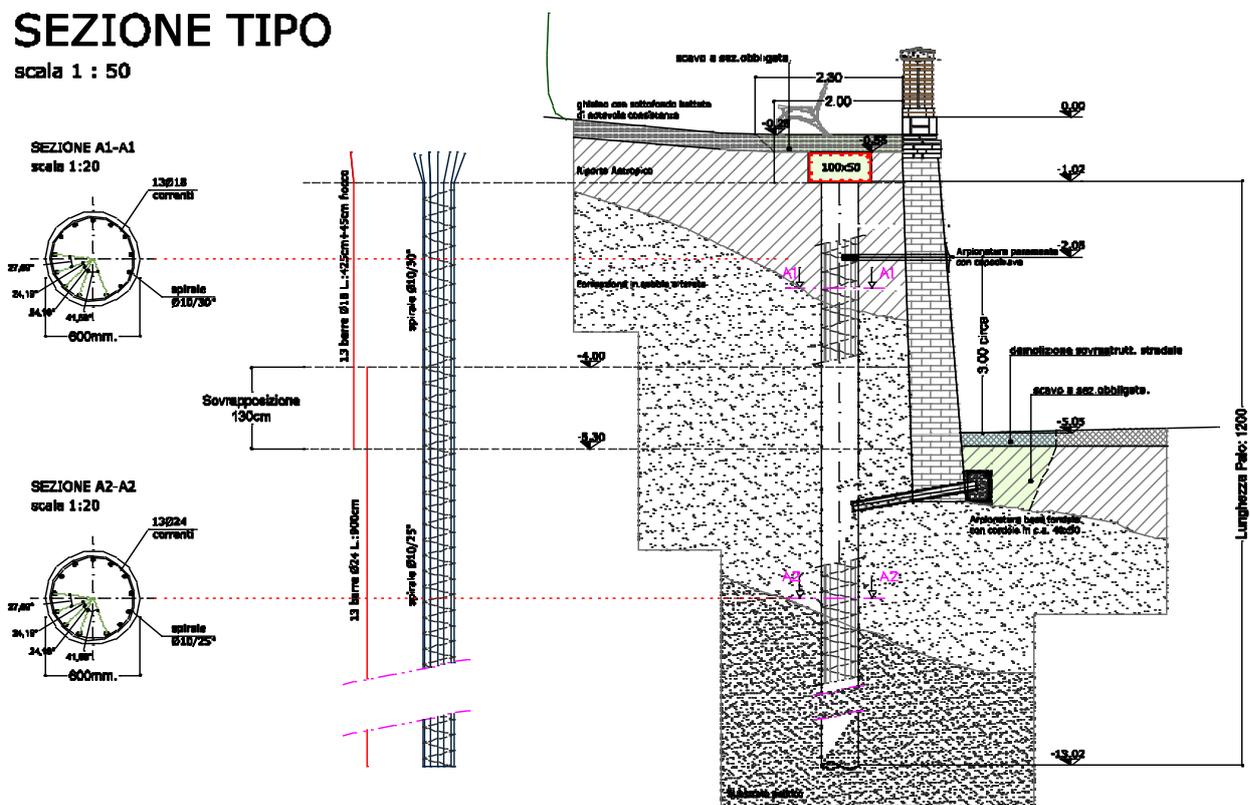
A sua volta il muro verrà consolidato e risanato dai dissesti presenti.

La paratia sarà realizzata dietro il muro esistente a circa 70cm, con pali del diametro di 60cm. posti ad interasse di circa un metro e lunghi 12 metri. L'armatura dei pali sarà costituita da una gabbia con 13 barre del diametro di 24mm e spirale phi10 passo 25cm. per i primi 8,5 metri di palo ed una gabbia con 13 tondini del diametro di 18mm e spirale phi10 passo 30cm per la restante parte.

I pali saranno collegati in sommità con un cordolo con sezione 100x50cm.

**SEZIONE TIPO**

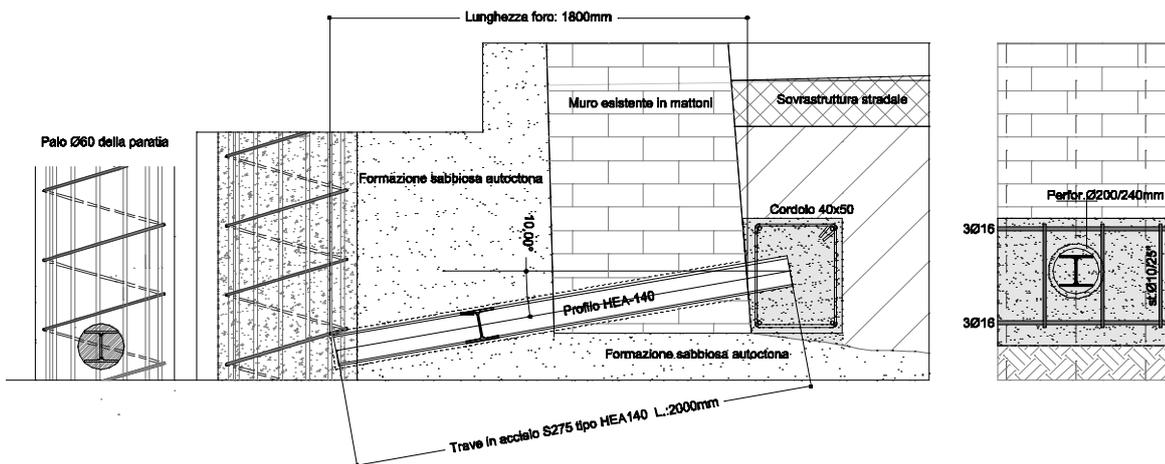
scala 1 : 50



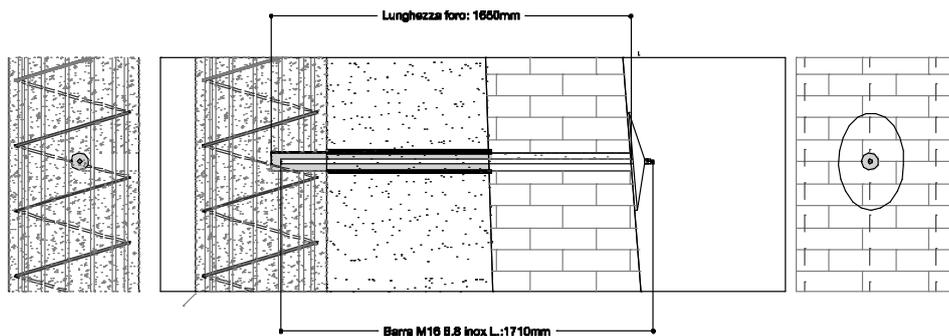
“ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

Per quanto riguarda il muro, pur non dovendo più far fronte al sostegno del terreno a monte si è ipotizzata un arpionatura dello stesso sulla paratia in c.a. per scongiurare fenomeni ribaltanti. A tal proposito sono stati previsti due livelli di arpionatura, una al piede del muro un'altra ad un'altezza variabile dai 284cm ai 326cm.

La prima verrà realizzata con delle perforazioni sub-orizzontali del diametro di 200/240 mm ottenute con attrezzatura a rotazione e/o rotopercussione con eventuale rivestimento provvisorio, fino ad intestarsi nel palo in c.a. della paratia per almeno 30/50mm. Successivamente nei fori verranno introdotti dei profilati in acciaio S275 tipo HEA140p ed intasati con iniezione a bassa pressione di miscela cementizia, composta da cemento portland o pozzolanico, acqua, filler ed eventuali additivi. I profili saranno poi mutuamente collegati con un cordolo in cemento armato gettato in opera. Tale intervento, di cui si riporta a seguito un'immagine, oltre a fissare il muro alla paratia porta un notevole beneficio in termini di portanza, creando una sorta di sottofondazione murale.

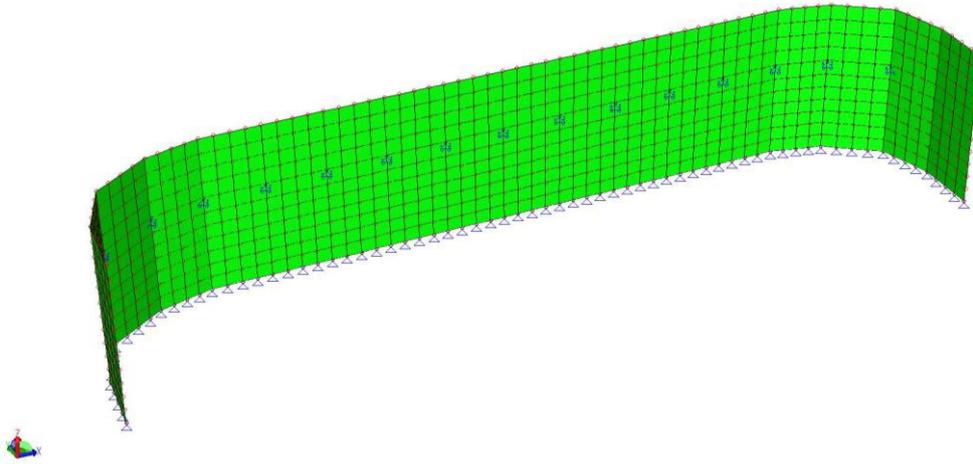


La seconda arpionatura invece sarà realizzata con delle barre di acciaio inossidabile del diametro di 16mm poste in prefori passanti del diametro di 60/80mm realizzati sul paramento murario fino al raggiungimento del palo trivellato in c.a. le barre saranno inghisate nel palo con resine tixotropiche a base epossidica ed i fori intasati con miscela cementizia a bassa pressione.

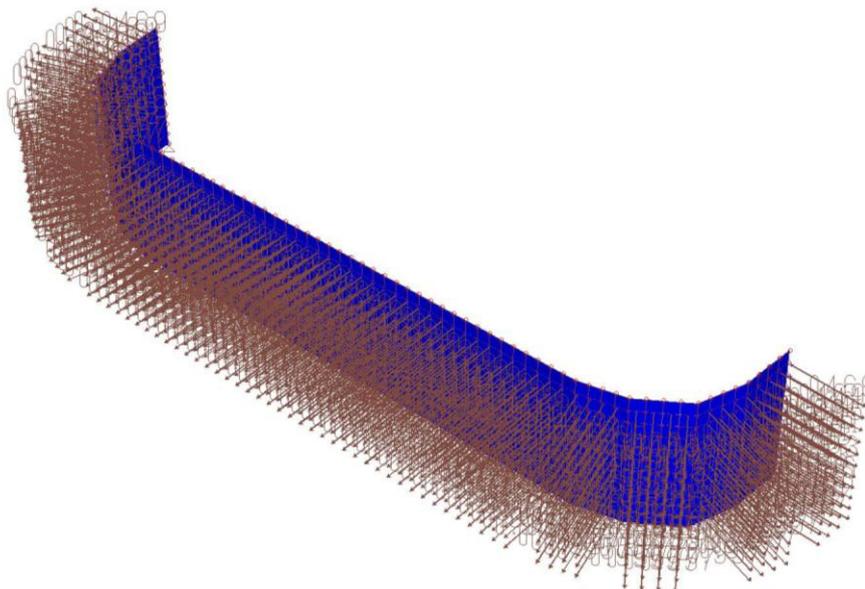


## “ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

Queste barre ai fini del loro dimensionamento sono state considerate come delle vere e proprie “catene” sottoposte ad uno sforzo normale calcolato a parte. È stato infatti creato un modello con mesh bidimensionali del muro di sostegno, con il software MasterSap dell’AMW, come si evince dall’immagine seguente:



Il paramento è stato poi sottoposto alla spinta del terreno di monte ed al sovraccarico sismico, ponendoci in una situazione a favore di sicurezza, in quanto la funzione contenitiva del terrapieno spetta alla sola paratia in c.a.



Una volta fatto girare il calcolo, sono stati visualizzati gli sforzi normali agenti sugli ipotetici tiranti/catene, ed è stato preso il valore maggiore con il quale verificare il tirante stesso e le dimensioni del capochiave, tali da

## “ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

non generare delle sovrappressioni localizzate che avrebbero potuto creare delle rottura della muratura stessa.

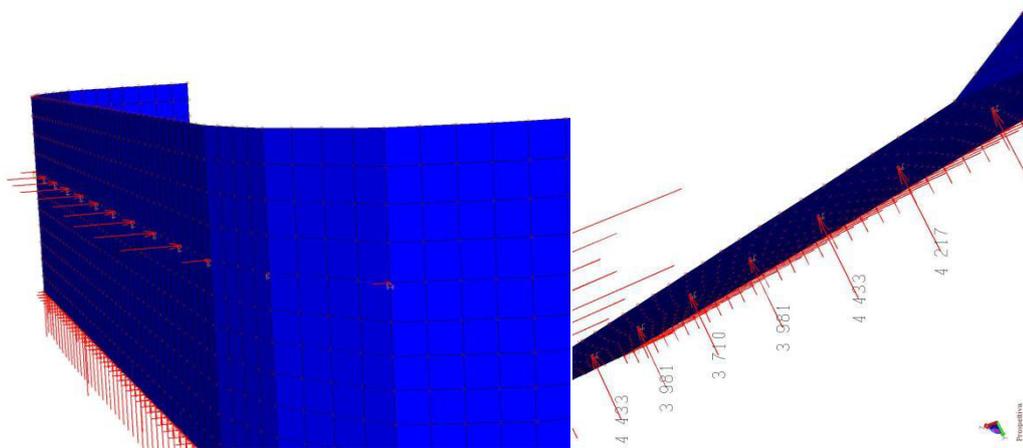
Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del materiale muratura, non essendo state effettuate delle prove sui materiali, sono stati presi in considerazione i valori minimi tabellati nel D.M.2008:

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w (kN/m <sup>3</sup> )
	(N/cm <sup>2</sup> ) Min-max	(N/cm <sup>2</sup> ) min-max	(N/mm <sup>2</sup> ) min-max	(N/mm <sup>2</sup> ) min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Ai quali sono stati applicati i seguenti coefficienti correttivi:

- fattore correttivo per connessione trasversale: 1.30
- livello di conoscenza: LC1
- fattore di confidenza: 1.35
- coefficiente di sicurezza: 2.00

## “ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”



CdT - Calcolo di Tiranti - Versione 1.0.3 - www.edificiimuratura.it

File Calcolo Output Informazioni

Dati geometrici e carichi del sistema tirante

Cavo

Tipo sezione: Circolare

Lunghezza cavo (l): 200 cm

Diametro cavo (d): 16 mm

Muratura

Spessore muratura (t): 65.0 cm

Tensione media ( $\sigma_0$ ): 0.3 daN/cm<sup>2</sup>

Capochiave

Tipo capochiave: Rettangolare

Lato orizzotale (a2): 32 cm

Lato verticale (b2): 32 cm

Spessore piastra (s1): 10 mm

Spessore nervatura (s2): 10 mm

Altezza nervatura (hn): 50 mm

n° tiranti: 1

Materiali

Muratura: Materiale muratura

Chiave: Materiale chiave

Cavo: Materiale cavo

Risultati di calcolo

Resistenza

Resistenza del cavo: 4725 daN

Resistenza della muratura: 6270 daN = 4725 daN

Resistenza della chiave: 5501 daN

Elemento con resistenza minore

Deformazione

Deformazione del tirante ( $\Delta l$ ): 2.000 cm

Tirante in fase elastica

Tirante in fase plastica

Nome File: C:\Users\Marco ing. Bravi\Desktop\MBlng\_JOB\CONSOLIDAMENTO MURO COLLE INFINITO\catena.colle.cdt

Sul paramento murario per eliminare i dissesti e le fessure sono previsti degli interventi di ripristino strutturale con la tecnica del cucì e scucì limitata ai primi 30 cm. Nel caso le fessure fossero più profonde o passanti si prevede anche il consolidamento mediante iniezione di malta cementizia.

Si prevede anche la scarnitura di tutte le connessure, l'idrolavaggio della muratura e la nuova stuccatura e la stilatura dei giunti con specifica malta a base di calce secondo le prescrizione del Direttore dei Lavori.

Infine per ripristinare i vecchi canali di scolo alla base del muro, si prevede la perforazione sub-orizzontale all'interno di questi e la successiva posa di corrugati in pvc rigido microfessurato con calza in TNT compresa.

---

### ● *Generalità sul calcolo delle paratie*

Fra le opere di ingegneria le paratie (o palancolate) rappresentano sicuramente, sia dal punto di vista progettuale che dal punto di vista realizzativo, una delle opere più importanti e impegnative. Vengono utilizzate sia negli interventi di stabilizzazione dei pendii, sia come opere provvisorie a sostegno di scavi ed anche per la realizzazione di banchine portuali.

Se l'altezza non è elevata si può realizzare una paratia a mensola. Viceversa per le altezze più consistenti o quando si devono sostenere carichi elevati, si ricorre all'uso di paratie opportunamente tirantate con una o più file di tiranti.

I materiali che possono essere utilizzati sono i più vari: si trovano così paratie in cemento armato, paratie in acciaio, paratie in legno (queste ultime usate quando le altezze sono modeste).

Si hanno inoltre diverse tipologie possibili: paratie costituite da elementi in calcestruzzo armato o elementi metallici affiancati tra loro, paratie costituite da pali o micropali disposti su una o più file, etc.

I metodi di calcolo per l'analisi delle paratie si distinguono essenzialmente in due tipi: metodi classici e metodi numerici.

I metodi classici adottano ipotesi semplificative (paratia infinitamente rigida), ricercano quella profondità di infissione tale che sia verificato l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione (equilibrio di corpo rigido).

I metodi numerici, in particolar modo il metodo degli elementi finiti, hanno il vantaggio di schematizzare la paratia con la sua effettiva rigidità e di fornire informazioni molto più dettagliate sugli spostamenti e le pressioni sul terreno.

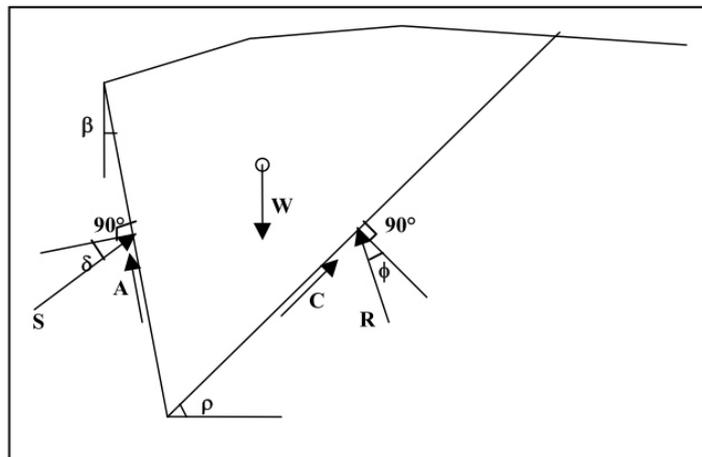
La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stessa di un angolo di attrito terra-paratia.

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore

“ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto ai metodi trattati precedentemente, risulta più immediato e lineare tenere conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.



Si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta, e dal profilo del terreno .

Si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );

Dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete;

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva. Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana). Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con  $W$  il peso del cuneo e con  $C$  il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come :

$$F_i = C W$$

Indicando con  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche e con  $S_s$  la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come :

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 2/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in basso).

Nel caso in cui a monte della paratia sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso per unità di volume di galleggiamento:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{sat}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

### ● ***Criteri alla base della schematizzazione strutturale***

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia  $I$  e l'area  $A$  per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

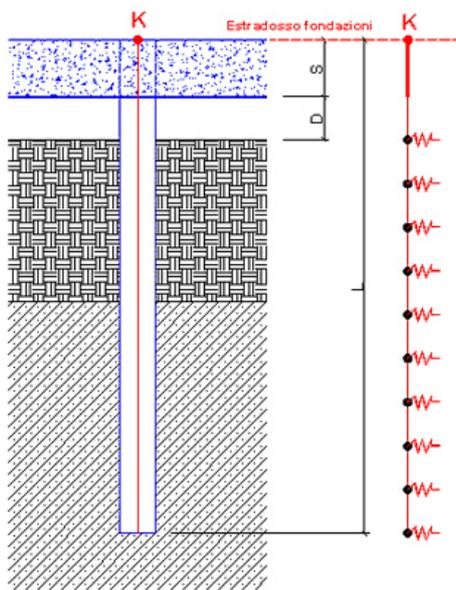
La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta  $L$  la lunghezza libera del tirante,  $A_f$  l'area di armatura nel tirante ed  $E_s$  il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad  $L$ , area  $A_f$ , inclinazione

“ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

pari a quella del tirante e modulo elastico  $E_s$ . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler).



La costante di sottofondo,  $k$ , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo  $[F/L^3]$ . È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se ( $m$  è l'interasse fra le molle (in cm) e  $b$  è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ( $b=100$  cm) occorre ricavare l'area equivalente,  $A_m$ , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con  $E_m$  il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in Kg/cm<sup>2</sup>),

l'equivalenza, in termini di rigidezza, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

**● Criteri per la misura della sicurezza**

Le verifiche della sicurezza per la stabilità del pendio devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali. Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini.

Negli altri casi, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso. Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)
- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,

## “ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete  $\delta > \phi / 2$  ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti  $\gamma$  e R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto della spinta attiva è maggiore, e quello della resistenza passiva è minore, dei corrispondenti valori caratteristici. Le azioni di progetto  $E_d$  sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze sulla paratia che producono il cinematiso di collasso ipotizzato, mentre le resistenze di progetto  $R_d$  sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze che vi si oppongono.

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di

“ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

resistenza. ato che i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) sono diversi, è necessario in genere distinguere le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti da quelle prodotte dai carichi variabili.

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

“ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

**Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

1. Vita nominale della struttura (§2.4.1):  $V_N = 50$  anni ;
2. Classe d'uso della struttura (§2.4.2): Classe III ;
3. Coefficiente d'uso (§2.4.3):  $C_U = 1,5$  ;
4. Periodo di riferimento dell'azione sismica (§2.4.3):  $V_R = 75$  anni ;
5. Categoria del suolo di fondazione (§3.2.2): B.

● **Normative di riferimento**

Il progetto viene redatto nel rispetto delle Norme contenute in.

- Legge n. 1086 del 5 novembre 1971.
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974.
- D.Lgs. 06/06/2001 n. 380 'Testo Unico per l'Edilizia'
- Legge 17/07/2004 n. 186
- D.M. 14/01/2008 'Norme Tecniche per le Costruzioni'
- OPCM 3274 del 20/03/2003 e s.m.i
- Decreto Ministeriale 14.01.2008
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

*Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.*

- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

*Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.*

*Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007*

- Eurocodice 8 (1998)

*Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture*

*Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)*

- Eurocodice 7.1 (1997)

*Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI*

- Eurocodice 7.2 (2002)

*Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI*

- Eurocodice 7.3 (2002)

*Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI*

Le verifiche strutturali e l'esecuzione pratica dei singoli elementi strutturali vengono eseguite in conformità a quanto previsto nel D.M. 14/01/2008 'Norme Tecniche per le Costruzioni'.

### ● **Azioni agenti e loro combinazioni**

Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo:

- a) Permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione;
- b) Variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi tra loro nel tempo;
- c) Eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- d) Sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

Caratterizzazione delle azioni elementari:

- $Q_k$  : Valore caratteristico dell'azione variabile (frattile pari al 95%);
- $\psi_1 Q_k$  : Valore frequente dell'azione (valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità);
- $\psi_2 Q_k$  : Valore quasi-permanente dell'azione (media della distribuzione temporale dell'intensità);
- $\psi_0 Q_k$  : Valore raro (o di combinazione) dell'azione (valore di durata breve ma ancora significative nei riguardi di una possibile concomitanza con le altre azioni).

## “ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

Combinazione delle azioni:– **SLU – Combinazione fondamentale**

$$E_d = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \dots + \gamma_{Q1}Q_{1k} + \sum_{i=2,n} (\gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki})$$

– **SLE – Combinazione rara**

$$E_d = G_1 + G_2 + \dots + Q_{1k} + \sum_{i=2,n} (\psi_{0i}Q_{ki})$$

– **SLE – Combinazione frequente**

$$E_d = G_1 + G_2 + \dots + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_{i=2,n} (\psi_{2i}Q_{ki})$$

– **SLE – Combinazione quasi permanente**

$$E_d = G_1 + G_2 + \dots + \sum_{i=2,n} (\psi_{2i}Q_{ki})$$

– **SLU e SLD – Combinazioni sismiche**

$$E_d = E + G_1 + G_2 + \dots + \sum_i (\psi_{2i} \gamma_{Qi} Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono di seguito riportati:

**Tabella 2.5.I**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B: Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C: Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D: Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E: Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F: Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G: Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H: Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

## “ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

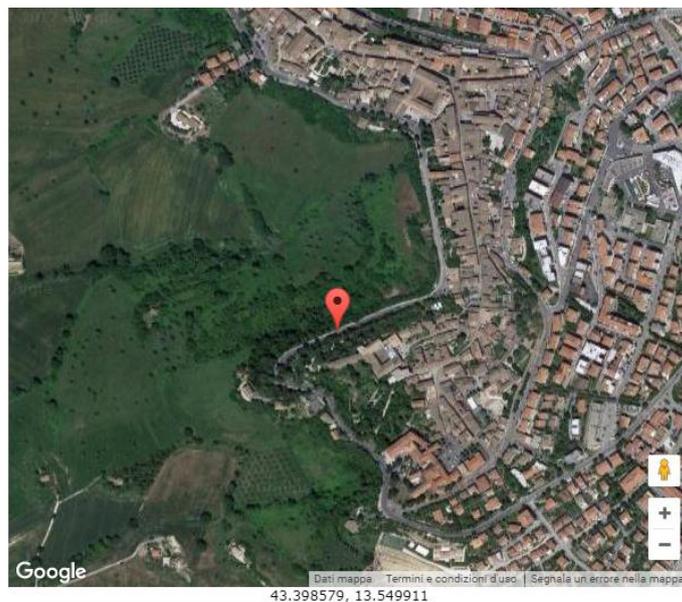
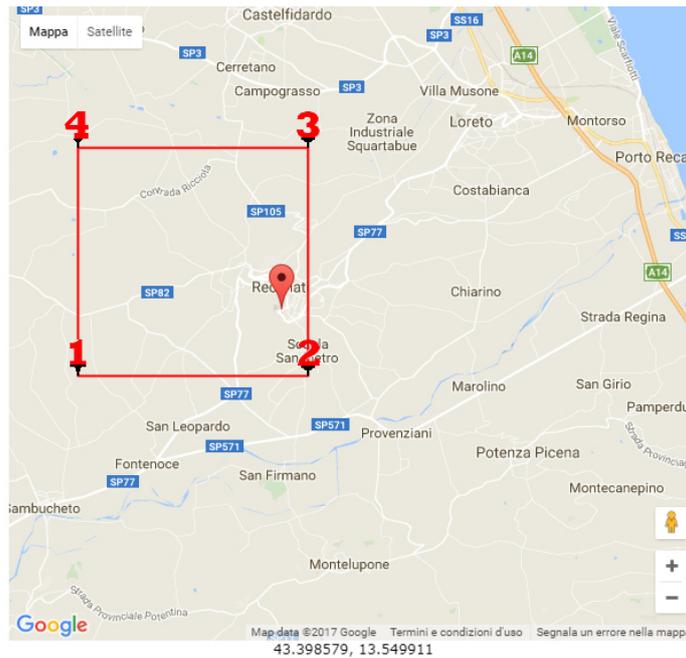
Tabella 2.6.I

		<b>Coefficiente <math>\gamma_F</math></b>	<b>EQU</b>	<b>A1 STR</b>	<b>A2 GEO</b>
<i>Carichi permanenti</i>	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
<i>Carichi permanenti non strutturali</i>	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
<i>Carichi variabili</i>	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

## “ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

● **Pericolosità sismica**

Definizione della pericolosità sismica di base secondo le NTC 2008 tramite una griglia regolare che copre tutto il territorio nazionale. Nei nodi della griglia l'INGV ha calcolato l'accelerazione sismica massima attesa, sulla base di quest'ultima vengono calcolati i parametri di pericolosità sismica:



## " RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA "

Sito 1	ID: 21867	Lat: 43,3850	Lon: 13,4900	Distanza: 5175,886
Sito 2	ID: 21868	Lat: 43,3849	Lon: 13,5588	Distanza: 1744,915
Sito 3	ID: 21646	Lat: 43,4349	Lon: 13,5588	Distanza: 3990,452
Sito 4	ID: 21645	Lat: 43,4350	Lon: 13,4900	Distanza: 6296,928

## Punti della maglia di Riferimento

LATITUDINE	LONGITUDINE
ED50: 43.399526	ED50: 13.550835
WGS84: 43.398579	WGS84: 13.549911
Classe del' edificio	III
Vita nominale	50 anni

## Caratterizzazione Sismica del situ in questione

Categoria Sottosuolo	B
Categoria Topografica	T2
Periodo di Riferimento	75 anni
Coefficiente Cu	1.5

## Parametri di pericolosità Sismica

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0,060	2,504	0,282
Danno (SLD)	75	0,077	2,529	0,285
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,212	2,507	0,309
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,277	2,501	0,321
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

## “ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1.200	1.200	1.190	1.120
Cc	1.420	1.410	1.390	1.380
St	1.200	1.200	1.200	1.200
Kh	0.016	0.020	0.094	0.115
Kv	0.008	0.010	0.047	0.058
Amax	0.845	1.091	2.971	3.649
Beta	0.180	0.180	0.310	0.310

Coefficienti Sismici Muri Sostegno

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1.200	1.200	1.190	1.120
Cc	1.420	1.410	1.390	1.380
St	1.200	1.200	1.200	1.200
Kh	0.050	0.064	0.174	0.214
Kv	0.000	0.000	0.000	0.000
Amax	0.845	1.091	2.971	3.649
Beta	0.575	0.575	0.575	0.575

Coefficienti Sismici Paratie

● **Azioni Ambientali e naturali**

Azione del sisma – §3.2 D.M. 14/01/2008 ‘Norme Tecniche per le Costruzioni’

L’azione sismica di progetto è funzione della zona sismica a cui appartiene il sito a cui viene assegnata una determinata accelerazione orizzontale massima convenzionale al suolo di categoria A.

Le azioni di calcolo sono quattro in funzione dello Stato Limite:

- STATI LIMITE DI ESERCIZIO:
  1. Stato limite di operatività (SLO):  $P_{Vr} = 81\%$ ;
  2. Stato limite di danno (SLD):  $P_{Vr} = 63\%$ ;
- STATI LIMITE DI ESERCIZIO:
  3. Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):  $P_{Vr} = 10\%$ ;
  4. Stato limite di prevenzione del collasso (SLC):  $P_{Vr} = 5\%$ ;

L’azione di calcolo viene dedotta da uno spettro di risposta normalizzato che fornisce l’accelerazione da applicare alle masse  $G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$  relative ai carichi gravitazionali presenti sulla struttura.

Il D.M. 14/01/2008 ‘Norme Tecniche per le Costruzioni’ fornisce le relazioni matematiche per la definizione degli spettri di risposta elastici e di progetto che variano a seconda degli Stati Limite considerati. Essi sono funzione del periodo T dell’oscillatore semplice.

Vediamo di seguito i parametri per la definizione degli spettri sismici di riferimento.

Il D.M. 14/01/2008 fornisce diverse formule per rappresentare lo spettro di risposta con una struttura del tipo:

$$S_d(T) = F(\text{terreno}) \times F(\text{smorzamento}) \times a_g$$

dove  $S_d(T)$  sta a significare che il valore dello spettro è funzione del periodo (quindi del tempo) espresso in secondi ed è dato dal prodotto di 3 diversi fattori:

- Il fattore intensità del sisma, rappresentato da  $a_g$  (accelerazione al suolo); quanto maggiore è l’accelerazione al suolo, tanto maggiore è il valore di  $S_d(T)$  e, quindi, delle forze inerziali che nascono.

“ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”

---

- Il fattore che dipende dalla stratificazione del terreno di fondazione (S).
- Il fattore di smorzamento  $\xi$ ; ogni struttura ha caratteristiche intrinseche in base alle quali il movimento oscillatorio iniziale viene contrastato da uno smorzamento il cui effetto è quello di diminuire sia la durata che l'intensità degli spostamenti.

Gli spettri fondamentali definiti dal D.M. 14/01/2008 sono i seguenti:

**Spettro di risposta elastico:** tale spettro può essere inteso come lo spettro che bisognerebbe considerare se si volesse mantenere la struttura in campo elastico. I suoi valori sono infatti i più alti, a riflettere il fatto che se si volesse dimensionare la struttura in campo elastico bisognerebbe considerare valori elevati delle forze esterne.

**Spettro di risposta allo SLU:** tale spettro è quello che bisogna considerare per verificare la struttura e differisce dal precedente per l'introduzione di un concetto importante e innovativo sintetizzato dal fattore di struttura  $q$ .

**Spettro di risposta allo SLD:** tale spettro è ottenuto semplicemente da quello elastico dividendo ogni ordinata per il valore 2,5.

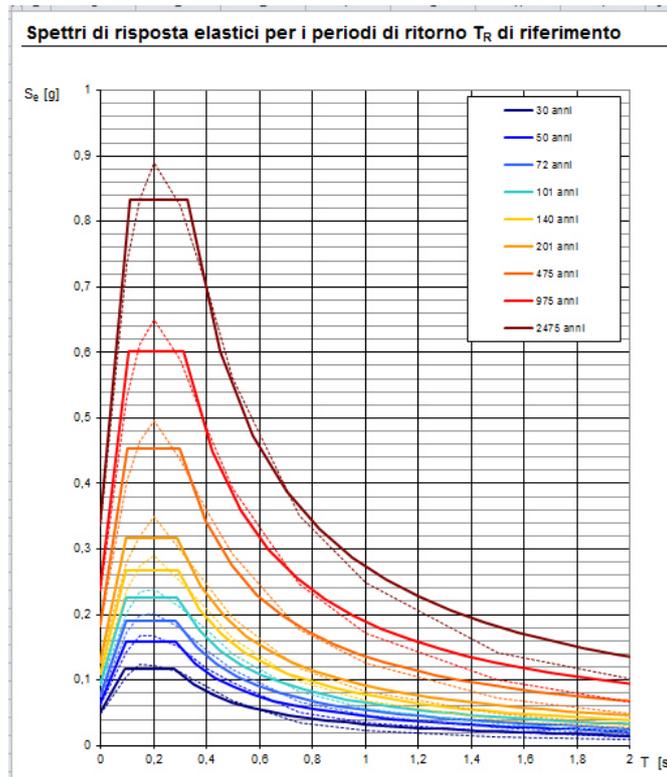
Gli spettri sono costituiti da 4 tratti, ognuno dei quali ha un'espressione matematica diversa. Questi tratti sono delimitati dai valori del periodo  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  che sono funzione del terreno, o meglio, della categoria del suolo. Una volta determinato il periodo di oscillazione  $T$  della struttura e individuato in che range ricade, si ha la relazione che permette di ricavare la sollecitazione  $S_d(T)$ . Caratteristica principale di tutti gli spettri è che per valori alti del periodo si hanno valori bassi delle forze in gioco, cioè una struttura molto deformabile è soggetta a forze inerziali minori rispetto a una struttura rigida.

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**

---

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,049	2,398	0,281
50	0,063	2,537	0,282
72	0,075	2,542	0,284
101	0,093	2,430	0,291
140	0,109	2,445	0,292
201	0,128	2,479	0,291
475	0,183	2,482	0,300
975	0,238	2,530	0,316
2475	0,337	2,471	0,327

“ RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA ”



Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_r$  di riferimento.

I valori di  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  e  $S$  da assumere, salvo più accurate determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per la categoria del suolo di fondazione scelta sono riassunte in seguito.

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$\begin{array}{l|l}
 0 \leq T < T_B & S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Il primo periodo fondamentale di vibrazione viene determinato con la relazione:  $T = 2\pi \sqrt{\frac{0.005 \cdot H}{a_g \cdot S}}$

dove:

- $H$  è l'altezza totale dell'edificio espressa in metri,
- $a_g$  è il parametro legato alla categoria di zona sismica,
- $S$  è il parametro legato alla categoria del suolo di fondazione.

**i. Spettro Elastico**

Lo spettro elastico, essendo  $T_C < T < T_D$ , è definito dall'espressione:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_c}{T}$$

dove  $\eta$  è il fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento  $\xi$  ( $\eta=1$  per  $\xi=5$ ).

**FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE**

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO -  $P_{VR} = 81\%$    
 SLD -  $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV -  $P_{VR} = 10\%$    
 SLC -  $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

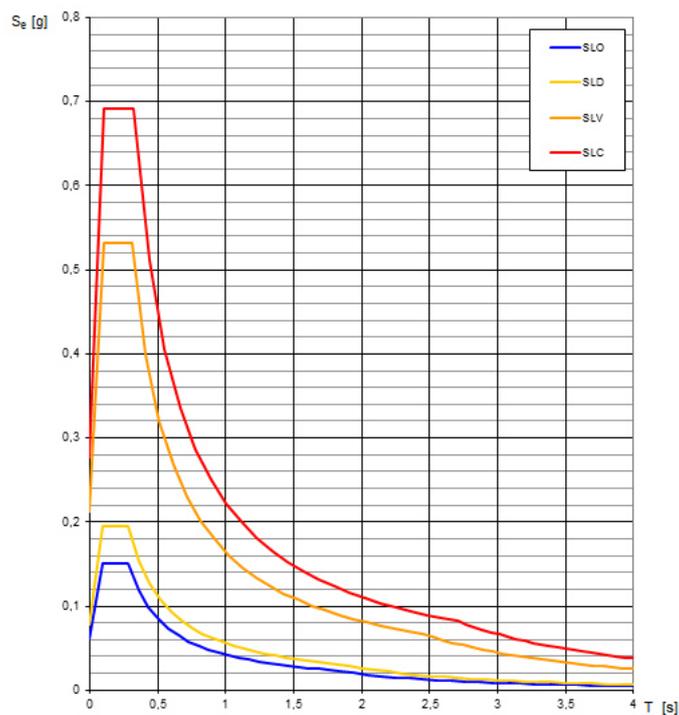
LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite**

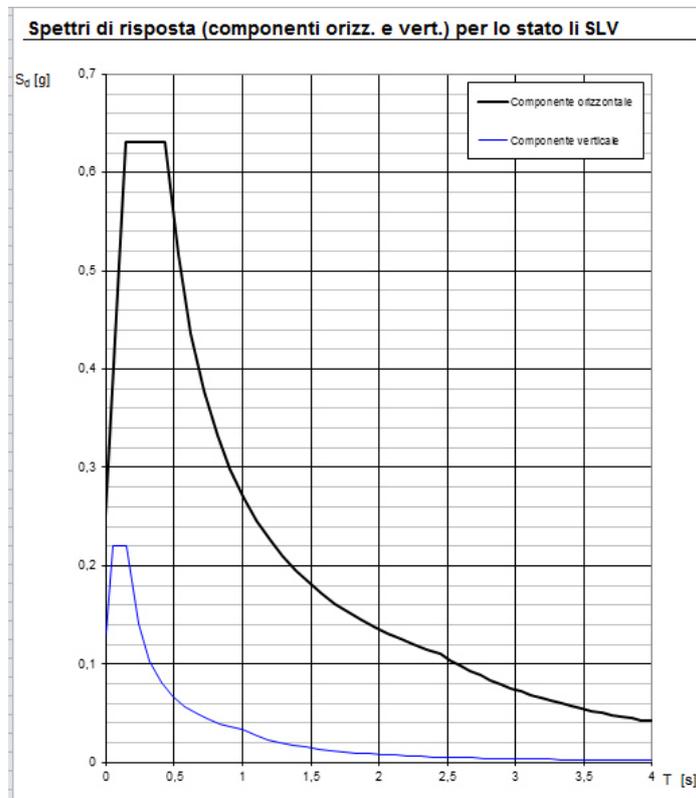
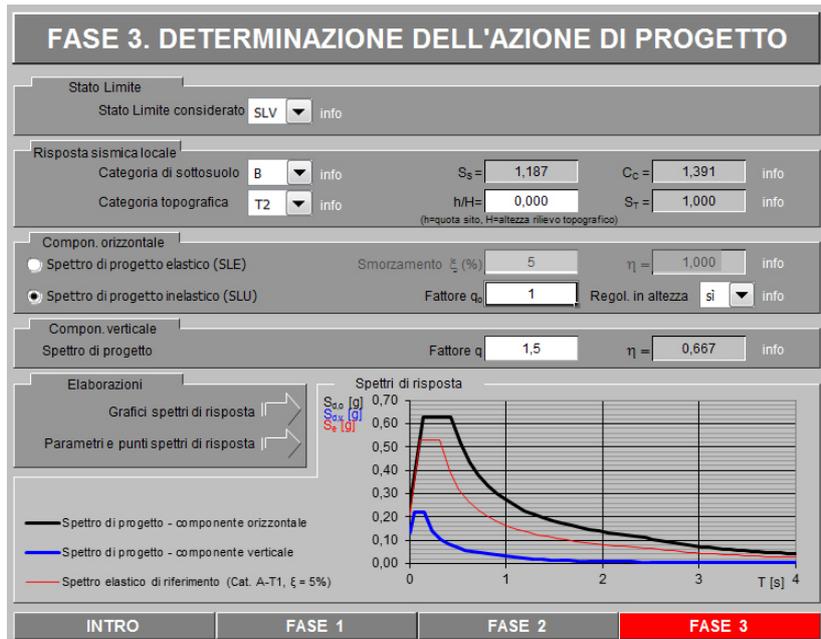


Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite.

ii. Spettri di progetto

Stato Limite di Salvaguardia della vita SLV:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_c}{T} \cdot \frac{1}{q}$$



**Stato Limite di Danno SLD:**

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_c}{T} \cdot \frac{1}{2.5}$$

**FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO**

Stato Limite  
Stato Limite considerato **SLD** info

Risposta sismica locale  
 Categoria di sottosuolo **B** info  $S_g = 1,200$   $C_c = 1,414$  info  
 Categoria topografica **T2** info  $h/H = 0,000$   $S_T = 1,000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%) **5**  $\eta = 1,000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$  **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale  
 Spettro di progetto Fattore  $q$  **1,5**  $\eta = 0,667$  info

Elaborazioni  
 Grafici spettri di risposta  
 Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

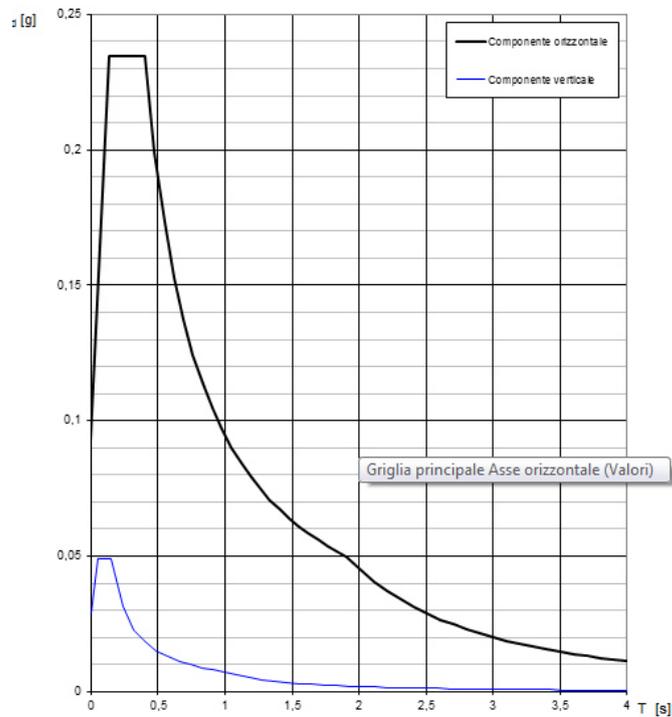
— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

Spettri di risposta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLD**



**Stato Limite di Operatività SLO:**

**FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO**

Stato Limite  
Stato Limite considerato **SLO** info

Risposta sismica locale  
Categoria di sottosuolo **B** info  $S_B = 1,200$   $C_c = 1,417$  info  
Categoria topografica **T2** info  $h/H = 0,000$   $S_T = 1,000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%) **5**  $\eta = 1,000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$  **1** Regol. in altezza **sì** info

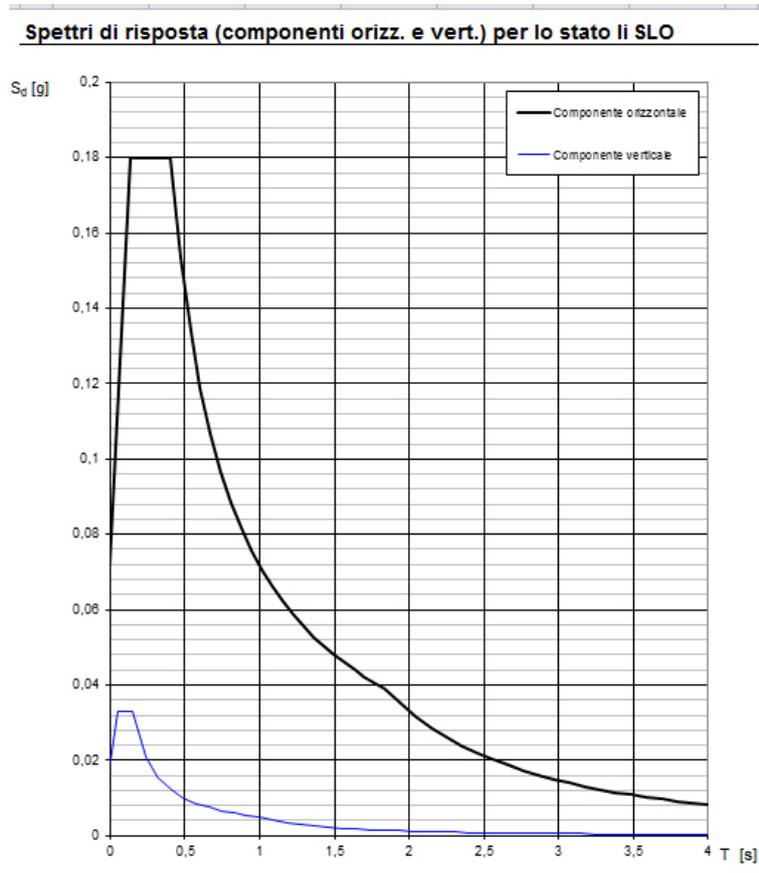
Compon. verticale  
Spettro di progetto Fattore  $q$  **1,5**  $\eta = 0,667$  info

Elaborazioni  
Grafici spettri di risposta  
Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**



- **Prestazioni attese al collaudo**

Lo stato tensionale dei singoli elementi resistenti e le deformazioni strutturali sotto l'azione dei carichi di esercizio dovranno essere prossimi e non superiori ai valori che emergono dall'analisi numerica.

Nel corso della prova non dovranno prodursi lesioni o deformazioni che compromettano la sicurezza o la conservazione dell'opera.

- **Software di calcolo**

Software di calcolo utilizzato



Utilizzo e affidabilità del codice di calcolo

Sono state valutate l'affidabilità del codice di calcolo e la sua idoneità per lo specifico campo di applicazione, le basi teoriche e gli algoritmi impiegati per il calcolo, nonché le modalità utilizzate dal produttore per la validazione del codice.

Dai risultati emersi dall'elaborazione risulta che questi sono congrui a quelli ottenuti dai calcoli di massima effettuati manualmente in occasione del predimensionamento delle strutture in progetto.