



AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI SIENA

Settore Servizi Tecnici - Servizio Viabilità

PROGETTO

SISTEMAZIONE MOVIMENTO FRANOSO S.P. 35C
"DI RADICONDOLI" IN LOC. LE CELLE

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO ESECUTIVO
DIMENSIONAMENTI E VERIFICHE
DELLE OPERE DI CONSOLIDAMENTO
DEL MURO IN PIETRA ESISTENTE

ENTE ATTUATORE

AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI SIENA

Settore Servizi Tecnici - Servizio Viabilità

Piazza Duomo, 9 - 53100 Siena (SI)

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

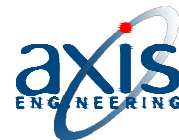
Dott. Arch. Maria Elena Di Trolio

UBICAZIONE

Comune di Radicondoli

S.P. 35C "di Radicondoli"

PROGETTO ED ELABORAZIONE GRAFICA



P R O G E T T I G L O B A L I

Via Alessandria, 55 - 53045 MONTEPULCIANO STAZIONE (SI)

Tel. +39 0578 737010 - Fax +39 0578 737721

E-Mail: info@axisengineering.eu - www.axisengineering.eu

GEOLOGIA

GE.MIN.A

GEOL. RITA NARDI

Geologia e Ingegneria Geotecnica

SPAZIO PER L'ENTE

COMMESSA	PARTE	FASE	SETTORE	VAR	ELABORATO	REV
18017	01	D	INF	0	R10	0
ARCHIVIO			DATA		RAPPORTO	
18017_01_DINF_0R10_0			GENNAIO 2022			
N. REV.	NOTA DI REVISIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	
0	EMISSIONE	03/01/2022	GT	GT	GT	



P R O G E T T I G L O B A L I

Amministrazione Provinciale di Siena
Settore Servizi Tecnici - Servizio Viabilità

Comune di Radicondoli
Provincia di Siena

SISTEMAZIONE MOVIMENTO FRANOSO S.P. 35C
"DI RADICONDOLI" IN LOC. LE CELLE

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO ESECUTIVO, DIMENSIONAMENTI E VERIFICHE OPERE DI
CONSOLIDAMENTO DEL MURO IN PIETRA ESISTENTE

INDICE

1. Premessa	2
2. Riferimenti normativi	2
3. Descrizione stato attuale	2
4. Descrizione stato progetto	3
5. Calcolo e Verifiche paratia	4
6. Verifiche per carico limite verticale e sui pali inclinati.....	8
7. Verifiche predalle in fase di getto.....	9
8. Verifiche locali sbalzo cordolo in c.a.	10
9. Verifica a ribaltamento muro esistente	15

1. Premessa

La presente relazione, allegata al Progetto Definitivo-Esecutivo dei lavori di *"Sistemazione movimento franoso S.P. 35c "Di Radicondoli" in località Le Celle"*, riporta i dimensionamenti e le verifiche delle opere necessarie al consolidamento del muro in pietra esistente ricompreso tra le progressive 3+881,00 km e 3+912,00 km.

A supporto del progetto è stata eseguita una campagna d'indagine geologica e geotecnica, nonché uno specifico studio geologico, quest'ultimo predisposto dal Dr. Geol. Rita Nardi -GE.MI.NA Geologia e Ingegneria Geotecnica-, i cui risultati sono riassunti nell'elaborato *"Relazione Geologica di supporto al progetto dei lavori di sistemazione del movimento franoso sulla S.P. 35C "Di Radicondoli" in loc. Le Celle"* e nell'elaborato tavola OR07 *"Relazione Geotecnica ed allegati"* allegati alla documentazione di progetto.

In via sintetica il progetto prevede di realizzare una paratia di micropali a tergo del muro esistente collegata in testa da idoneo cordolo in c.a.

2. Riferimenti normativi

Le verifiche sono state predisposte in conformità alle normative di seguito elencate:

- D.M. 17/01/2018 Norme tecniche per le costruzioni,
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7,

e con particolare riferimento ai seguenti capitoli e paragrafi:

- capitolo 6.5.3.1.2 *Paratie*
- paragrafo 7.11.6.3 *Paratie*

3. Descrizione stato attuale

Il muro in oggetto è ubicato nel tratto di strada immediatamente precedente alla frana venendo da Castelnuovo di Val di Cecina in direzione Siena e ricade in prossimità del contrafforte roccioso che delimita la frana verso sud-ovest. Il muro, lungo circa 31 m, è in pietra a conci sbazzati con tessitura irregolare. L'andamento del muro non è rettilineo ma segue una spezzata la cui concavità è rivolta verso la strada.

L'altezza fuoriterza è variabile, con valore massimo di circa 4,00m in corrispondenza della sezione di impluvio del pendio. In testa al muro, per una lunghezza di circa 22,5m, è presente un cordolo in c.a. avente base pari a, circa, 35cm ed altezza, circa, 30cm sul quale è ancorato il guardrail.

Il muro, oltre ad essere caratterizzato da una tessitura irregolare, sia per geometria dei conci, sia per la loro posizione, presenta anche delle crepe, o comunque delle sconessioni ed un rigonfiamento, mentre sul piano stradale è presente un avvallamento.

Sul paramento sono stati eseguiti 5 fori per indagine endoscopica spinti fino alla profondità di circa 1,00m dai quali è emerso che lo spessore del muro è almeno pari alla profondità indagata.

4. Descrizione stato progetto

Il progetto prevede di realizzare a tergo del muro una paratia di micropali del tipo a bassa pressione avente una lunghezza complessiva di 35,00m ricompresa tra le progressive 3+877,00km e 3+912,00 km.

La paratia di progetto è composta da 35 micropali verticali alternati a 34 micropali inclinati, con interasse di 1,00m, aventi tutti diametro di perforazione \varnothing 240mm, armatura tubolare \varnothing 152,4mm, e lunghezza 12,00m.

A collegamento dei micropali è prevista la realizzazione di un cordolo in c.a. avente sezione 160cmx80cm dotato di un prolungamento di luce 170cm necessario per realizzare l'allargamento della piattaforma stradale e per l'alloggiamento della barriera "bordo opera d'arte" H2. Tra il cordolo di progetto ed il muro esistente è prevista la posa in opera di uno spessore di polistirolo di 10cm, o altro materiale idoneo, al fine di realizzare un idoneo giunto strutturale.

Per consentire la realizzazione del cordolo in sicurezza, il progetto prevede di procedere per fasi successive:

fase 1:

- Realizzazione dei micropali
- Realizzazione dello strato di magrone
- Posa in opera della armatura prevista per il cordolo 160x80
- Posa in opera delle predalles per la realizzazione dell'allargamento e del cordolo per la barriera bordo ponte
- Saldatura dei tralicci delle predalles sull'armatura tubolare per scongiurare il ribaltamento in fase di montaggio
- Posa in opera della armatura longitudinale e trasversale dello sbalzo
- Getto del cordolo 160x80

fase 2:

- Posa in opera della armatura del cordolo 80x60
- Getto di completamento

5. Calcolo e Verifiche paratia

Il progetto della paratia è stato eseguito utilizzando il programma PAC 3D 16.0 versione 16.01B fornito da AZTEC Informatica e facendo riferimento alla stratigrafia riportata nella Tavola 005 desunta dal sondaggio S5.

Ai parametri geotecnici degli strati presenti sono stati assegnati i valori caratteristici riportati in tabella 8 della "Relazione geotecnica ed allegati". Cautelativamente ai parametri geotecnici delle "Argilliti compatte con livelli di calcare marnoso" sono stati assegnati gli stessi valori delle "Argilliti alterate".

CARICHI DA TRAFFICO

Sulla piattaforma stradale è stato considerato presente un carico accidentale pari a 25kN/mq per una larghezza pari a 8,00m.

Inoltre in prossimità del cordolo 80x60 è stato considerato presente lo Schema di carico 2, paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC 2018, disposto come in figura al fine di massimizzare le sollecitazioni flessionali sul cordolo di progetto:

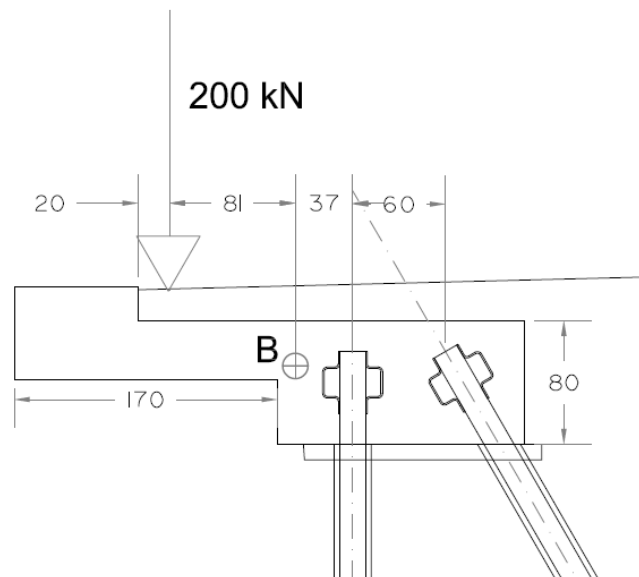


FIG. 1-SCHEMA CARICO

Il programma PAC3D 16.0 consente di applicare i carichi sulla paratia in corrispondenza del baricentro del cordolo e quindi per considerare la effettiva posizione del carico è stato considerato anche un momento flettente concentrato pari a:

$$M_{\text{ACCIDENTALE}} = 200 \text{ kN} \times 0,81\text{m} = 162 \text{ kNm}$$

Il carico concentrato dello Schema di carico 2 ed il relativo momento flettente sono stati applicati in corrispondenza della sezione di massimo sbalzo della paratia.

COMBINAZIONI CARICHI

Come indicato al paragrafo 6.5.3.1.2 delle N.T.C. 2018 le verifiche sono state condotte secondo l'Approccio 1 con le seguenti combinazioni:

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

- verifica stabilità generale

con $\gamma_R = 1,1$

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

- verifica per rotazione intorno ad un punto dell'opera (SLU GEO)

- verifica per carico limite verticale e sui pali inclinati (SLU GEO)

- verifica resistenza strutturale paratia (pali verticali ed inclinati) e cordolo (SLU STR)

con $\gamma_R = 1,0$

La verifica sismica è stata condotta secondo quanto riportato al paragrafo 7.11.6.3 delle N.T.C. 2018 con:

$\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$ coefficienti parziali sulle azioni

$\gamma_M = 1,0$ coefficienti parziali sui parametri geotecnici

$\gamma_R = 1,0$

Di seguito sono riportate delle immagini rappresentative del modello di calcolo. Si precisa che la modellazione è stata predisposta trascurando la presenza del muro in pietra il quale, opportunamente restaurato, avrà la funzione di rivestimento della paratia di micropali.

Nell'elaborato OR11 "Fascicolo dei calcoli esecutivi delle opere di consolidamento del muro in pietra esistente" è riportata la relazione di calcolo elaborata dal programma PAC 3D 16.0

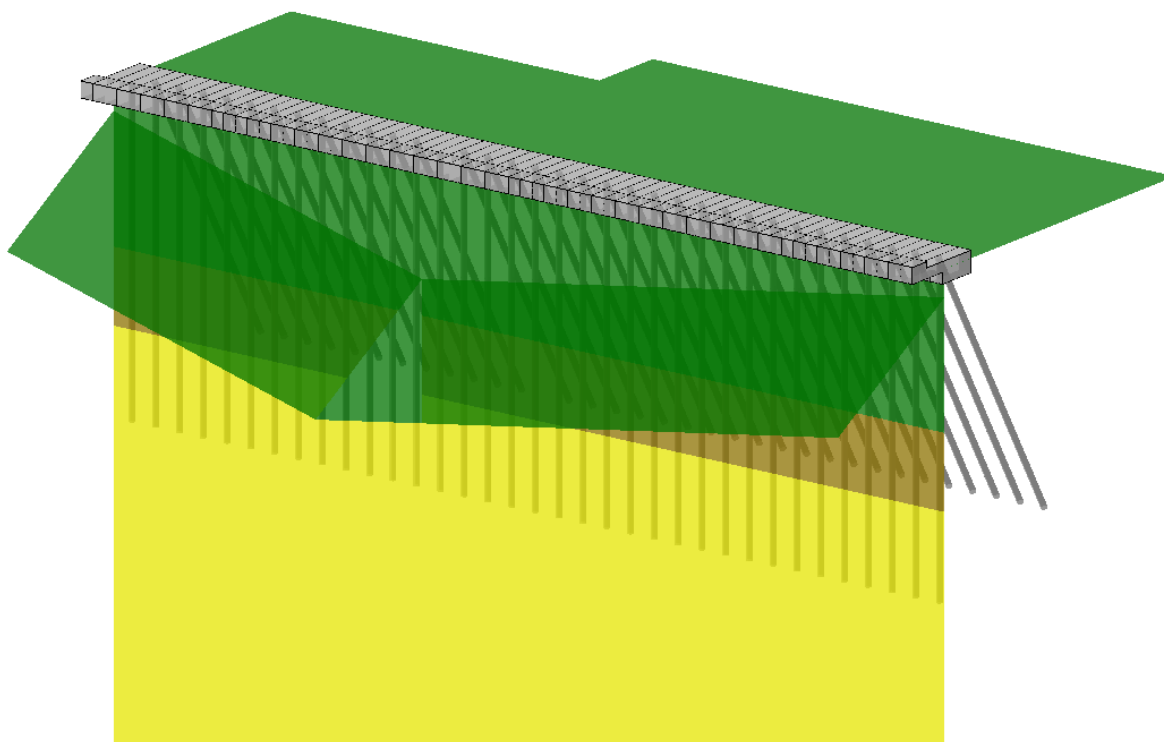


FIG. 2 VISTA 3D MODELLO PARATIA

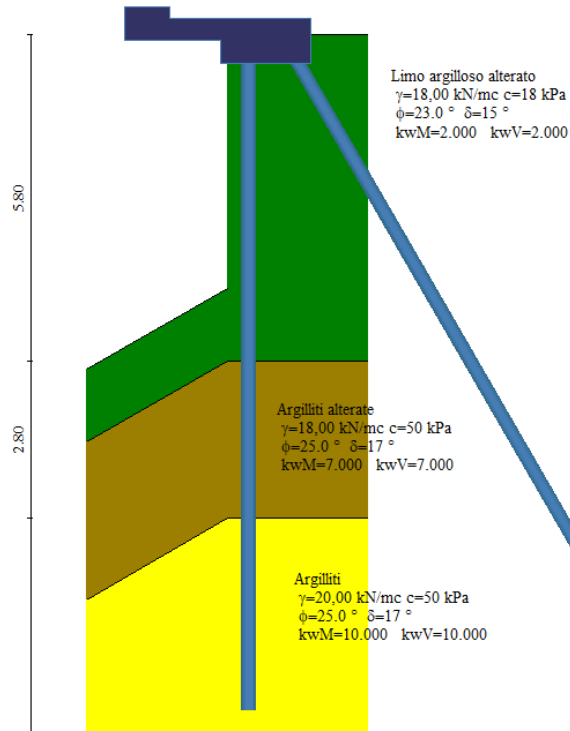


FIG. 3 SEZIONE STRATIGRAFIA

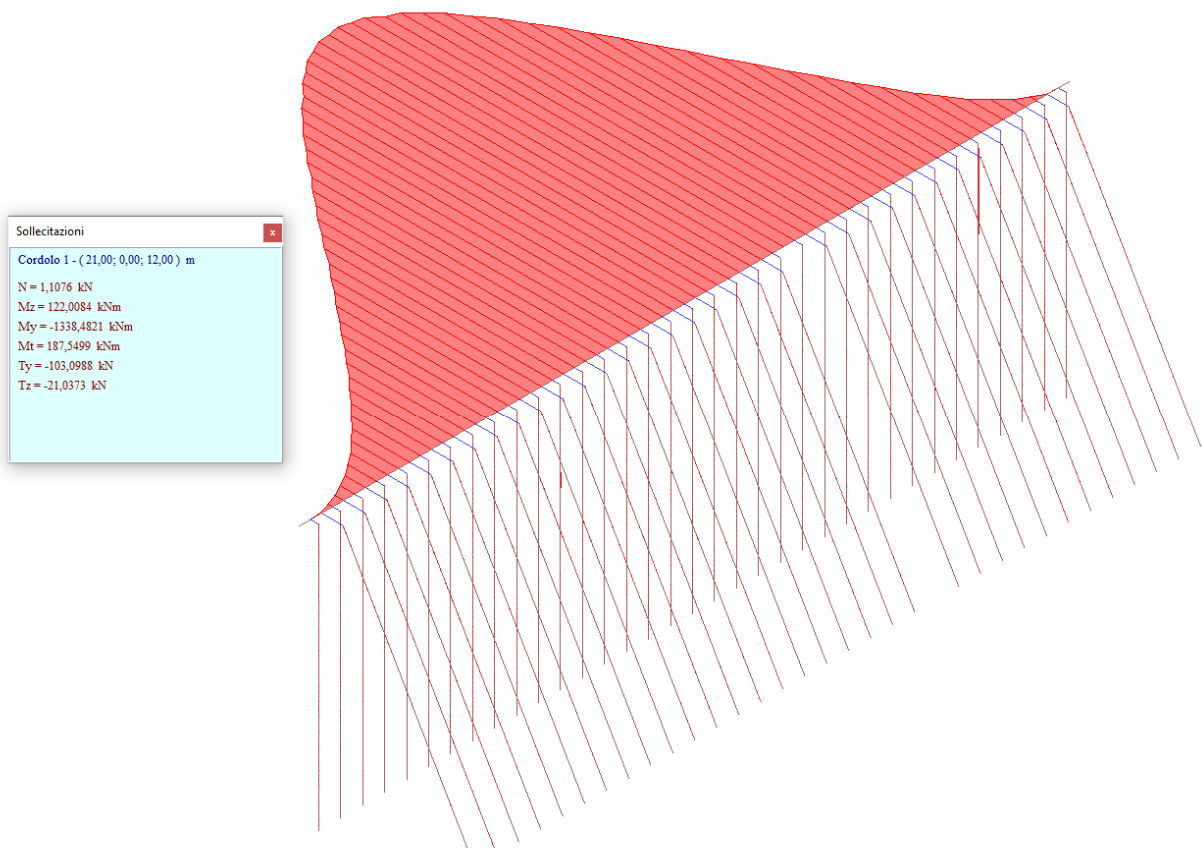


FIG. 4 DIAGRAMMA M_y CORDOLO E PALI involucro

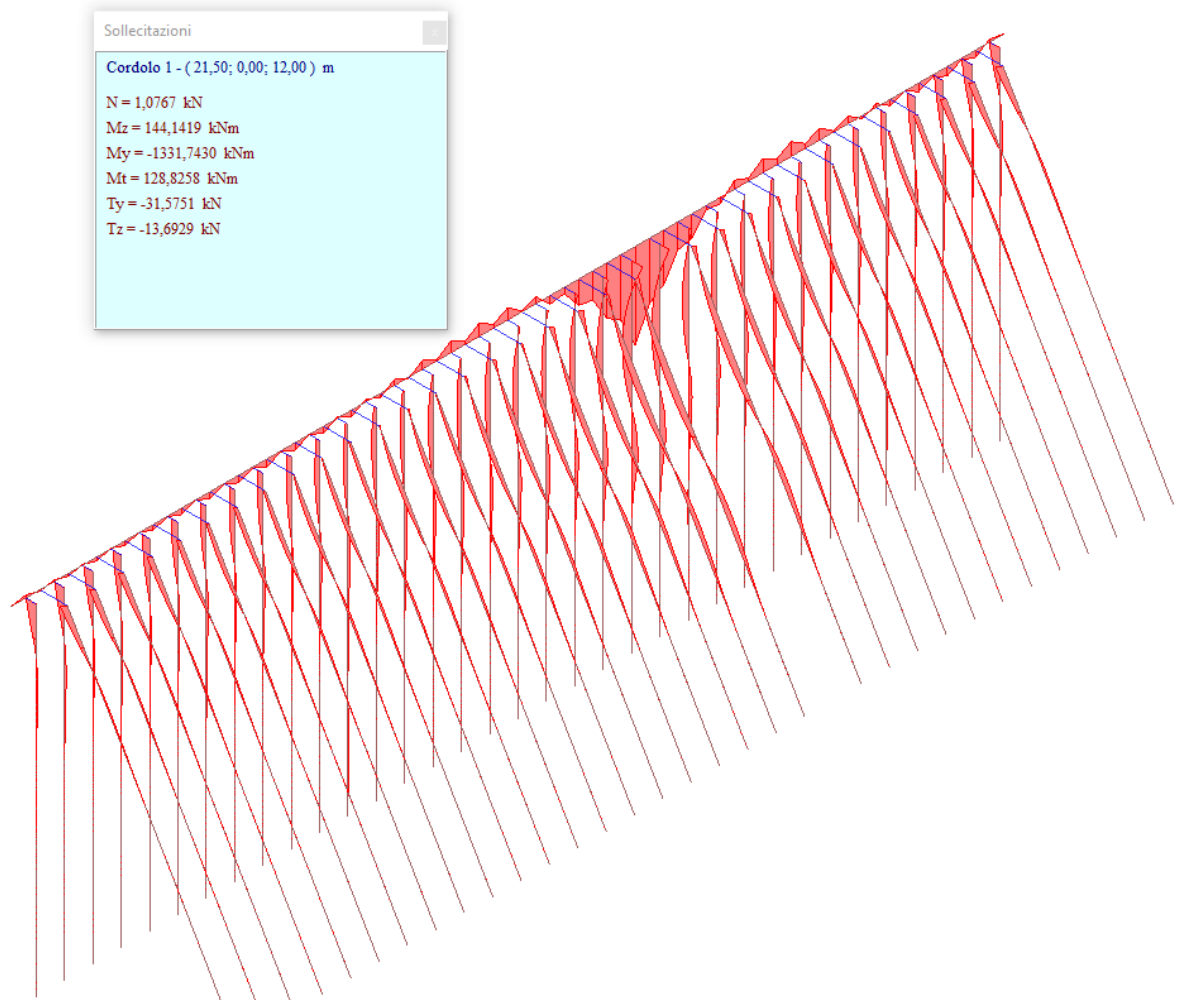


FIG. 5 DIAGRAMMA Mz CORDOLO E PALI involuppo

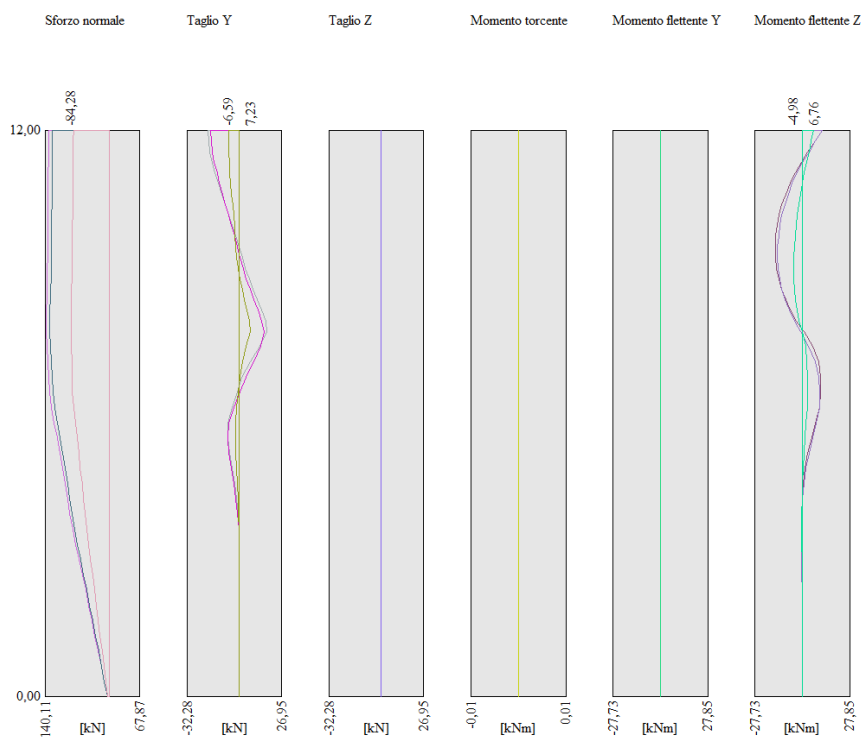


FIG. 6 DIAGRAMMI SOLLECITAZIONE PALO 41 (VERTICALE) involuppo

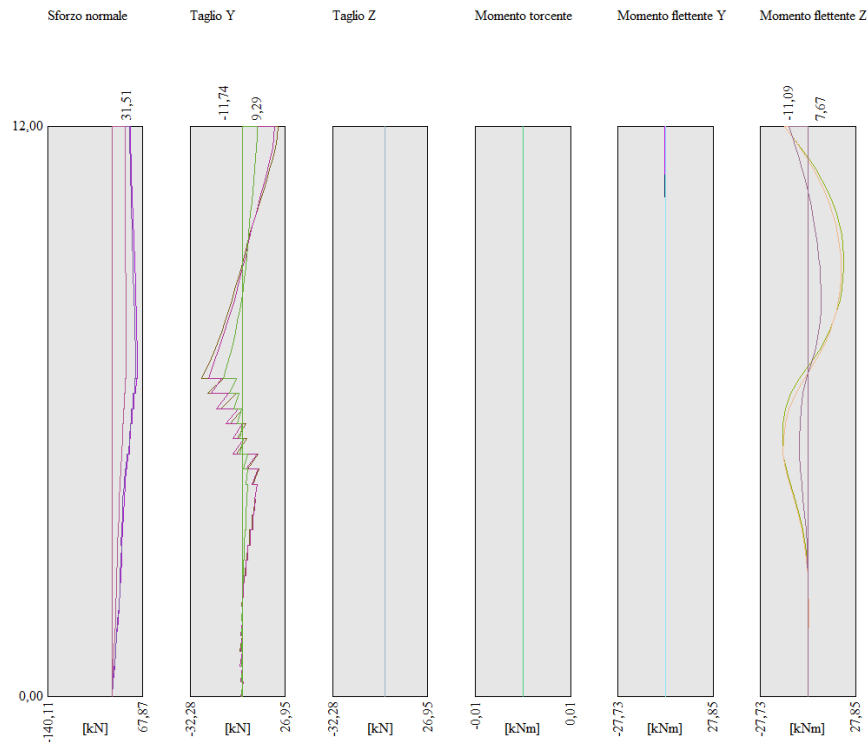


FIG. 7 DIAGRAMMI SOLLECITAZIONE PALO 42 (INCLINATO) *involuppo*

6. Verifiche per carico limite verticale e sui pali inclinati

La resistenza dei pali soggetti a carichi assiali è stata determinata seguendo l'approccio 2 (A1+M1+R3) come per i pali di fondazione (paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC 2018):

γ_B (pali trivellati-resistenza laterale in compressione) = 1,15

γ_B (pali trivellati-resistenza laterale in trazione) = 1,25

Numero di verticale indagate = 1 (sondaggio S5)

ξ_3 = 1,70

ξ_4 = 1,70

Il carico limite, sia di compressione che di trazione, è stato determinato utilizzando la teoria di Bustamante-Doix e trascurando la resistenza di punta. I micropali iniettati a bassa pressione appartengono al gruppo IGU.

L_{PALI} = 12,00m

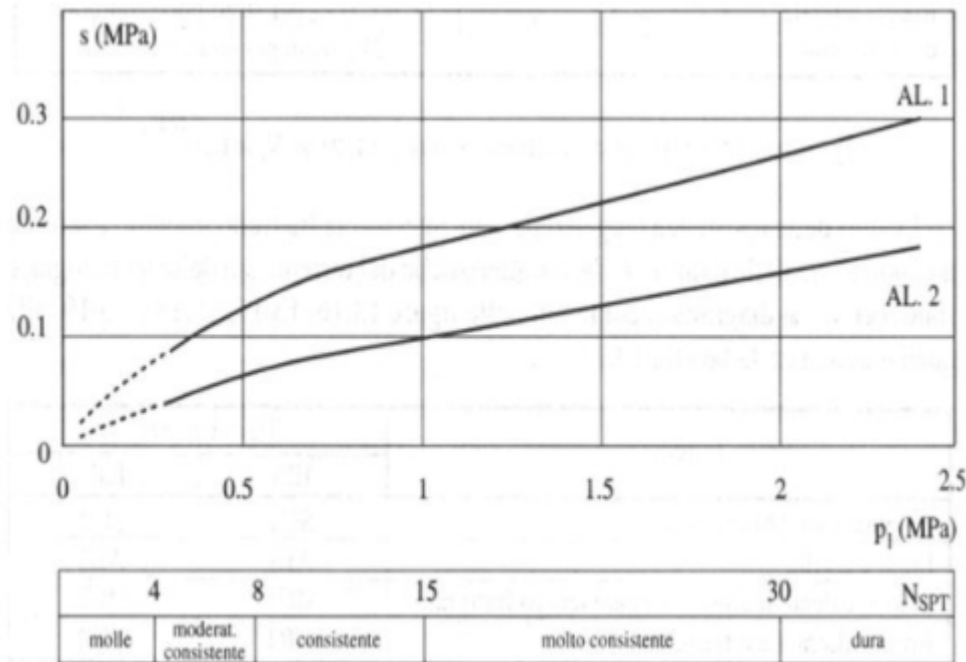
\varnothing =24 cm α = 1,00

$L_{INFISSIONE}$ = 6,5m (si trascura il contributo dello strato di terreno limoso-alterato)

N_{SPT} (profondità 10,00 da piano campagna) = 101

Cautelativamente prendendo a riferimento l'abaco per *argille e limi* e considerando uno stato *molto consistente-duro* si ricava per micropali di tipo AL.2

s = 0,15 Mpa



da cui

$$R_{L,k} = \pi \times 6,5 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 150 \text{ kPa} / 1,70 = 450 \text{ kN}$$

$$R_{L,dC} \text{ (compressione)} = 450 / 1,15 = 391 \text{ kN}$$

$$R_{L,dT} \text{ (trazione)} = 450 / 1,25 = 360 \text{ kN}$$

In base ai risultati riportati nel fascicolo di calcolo della paratia:

$$N_{\text{COMPRESSIONE, MAX}} = 140 \text{ kN} < R_{L,dC} 391 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

$$N_{\text{TRAZIONE, MAX}} = 68 \text{ kN} < R_{L,dT} 360 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

7. Verifiche predalle in fase di getto

Il progetto prevede che la lastra predalle per la realizzazione dello sbalzo sia autoportante in fase di getto di completamento del cordolo. Quindi la lastra, realizzata come indicato nell'elaborato di progetto, è stata verificata nei confronti dell'azione flettente dovuta al peso del getto di completamento del cordolo per la barriera.

Carico agente su un elemento di lastra largo 1,00m:

$$P_{\text{CORDOLO}} = 0,80 \text{ m} \times 0,60 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 25 \text{ kN/mc} = 12 \text{ kN}$$

Sollecitazioni agenti:

$$\gamma_G = 1,30$$

$$M_{SD} = 1,30 \times 12 \text{ kN} \times 0,40 \text{ m} = 6,3 \text{ kNm}$$

$$T_{SD} = 1,30 \times 12 \text{ kN} = 15,6 \text{ kN}$$

Verifiche predalle:

ciascuna lastra è armata con 3 tralacci 6/8/6 tipo Pittini alti 25cm:

$$A_{F \text{ INFERIORE}} = 2 \text{ } \varnothing 6 / \text{traliccio}$$

$$A_{F \text{ SUPERIORE}} = 1 \text{ } \varnothing 8 / \text{traliccio}$$

Considerando un braccio tra l'armatura tesa ed il baricentro della lastra compressa pari a 25cm si ottiene che sia sull'armatura tesa che sulla lastra compressa agisce la seguente forza:

$$B = 25 \text{ cm}$$

$$F_{SD} = M_{SD} / B = \pm 25,2 \text{ kN/lastra}$$

$$F_{RESISTENTE, ARMATURA} (3\varnothing 8) = 3 \times 50 \times f_{yd} = 58650 \text{ N} = 58,6 \text{ kN} > F_{SD} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

essendo

$$f_{yd} = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{RESISTENTE, LASTRA} = 60 \times 1000 \times f_{cd} = 1128000 \text{ N} = 1128 \text{ kN} > F_{SD} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

essendo

$$f_{cd} = 18,8 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica a taglio si trascura il contributo delle staffe e si determina la resistenza minima per elementi privi di armature (paragrafo 4.1.2.3.5.1 NTC 2018):

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 2,8 \rightarrow 2,0$$

$$d = 60 \text{ mm}$$

$$v_{MIN} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,56 \text{ N/mm}^2$$

essendo

$$f_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{RESISTENTE} = 0,56 \times 60 \times 1000 = 33600 \text{ N} = 33,6 \text{ kN} > T_{SD} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

8. Verifiche locali sbalzo cordolo in c.a.

Si esegue la verifica dell'armatura trasversale dello sbalzo secondo il paragrafo 5.1.3.3.6 e 5.1.3.10 delle NTC 2018.

Verifiche paragrafo 5.1.3.3.6 NTC 2018

Si considera presente sullo sbalzo il carico dello *Schema di carico 2*, ovvero il carico asse da 200kN+200kN, disposto in adiacenza al cordolo 80x60.

$$\text{Luce sbalzo} = 0,90 \text{ m (al netto del cordolo 80x60)}$$

Carichi accidentali agenti sullo sbalzo:

$$Q_{ACCIDENTALE} = 200 \text{ kN} + 200 \text{ kN ad interasse di 2,00 m}$$

con braccio rispetto alle sezione di incastro dello sbalzo pari a

$$b_{ACCIDENTALE} = 0,70 \text{ m}$$

Carichi permanenti agenti sullo sbalzo:

$$P_{CORDOLO} = 0,80 \text{ m} \times 0,60 \text{ m} \times 25 \text{ kN/mc} = 12 \text{ kN/m permanente strutturale}$$

$$B_{CORDOLO} = 1,30 \text{ m}$$

$$P_{BARRIERA} = 0,50 \text{ kN/m permanente non strutturale}$$

$$B_{BARRIERA} = 1,30 \text{ m}$$

$$q_{PAVIMENTAZIONE} = 0,25 \text{ m} \times 18 \text{ kN/mc} = 4,5 \text{ kN/mq permanente non strutturale}$$

Peso proprio sbalzo:

$$q_{PP} = 0,38m \times 25 \text{ kN/mc} = 9,5 \text{ kN/mq permanente strutturale}$$

Sollecitazioni SLU:

Si determinano le sollecitazioni flettenti e di taglio su una striscia di soletta larga 1,00m.

Per i carichi concentrati da traffico si considera una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta ed una larghezza collaborante dello sbalzo determinata considerando una diffusione a 45° dall'area di impronta del carico:

$$\gamma_Q = 1,35$$

$$B_{IMPRONTA} = 2a + h + b = 0,98m$$

Essendo

$$a = 0,20m \text{ spessore pavimentazione}$$

$$b = 0,20m \text{ larghezza impronta carico}$$

$$h = 0,38m \text{ spessore soletta}$$

$$B_{COLLABORANTE} = 0,98 + 0,70 + 0,70 = 2,38m$$

$$M_{SD,ACCIDENTALE} = 1,35 \times 200 \text{ kN} \times 0,70m / 2,38m = 80 \text{ kNm/m}$$

$$T_{SD,ACCIDENTALE} = 1,35 \times 200 \text{ kN} / 2,38m = 114 \text{ kNm/m}$$

$$M_{SD,PERMANENTI} = 1,35 \times 12 \text{ kN} \times 1,30m + 1,5 \times 0,50 \text{ kN} \times 1,30m + 1,5 \times 4,5 \text{ kN/m} \times 0,9^2 / 2 = 24,8 \text{ kNm/m}$$

$$T_{SD,PERMANENTI} = 1,35 \times 12 \text{ kN} + 1,5 \times 0,50 \text{ kN} + 1,5 \times 4,5 \times 0,9 = 23 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{G2} = 1,50 \text{ permanenti non strutturali}$$

$$\gamma_{G1} = 1,35 \text{ permanenti strutturali}$$

$$M_{SD,PROPRIO} = 1,35 \times 9,5 \text{ kN/m} \times 0,9^2 / 2 = 5,2 \text{ kNm/m}$$

$$T_{SD,PROPRIO} = 1,35 \times 9,5 \text{ kN/m} \times 0,9m = 11,6 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{G1} = 1,35 \text{ permanenti strutturali}$$

$$M_{SD,TOT} = -(80 + 24,8 + 5,2) = -110 \text{ kNm/m}$$

$$T_{SD,TOT} = 114 + 23 + 11,6 = 149 \text{ kN/m}$$

Verifiche a flessione:

Si considera una sezione 100x38 armata con 5Ø20 superiori + 5Ø16 inferiori:

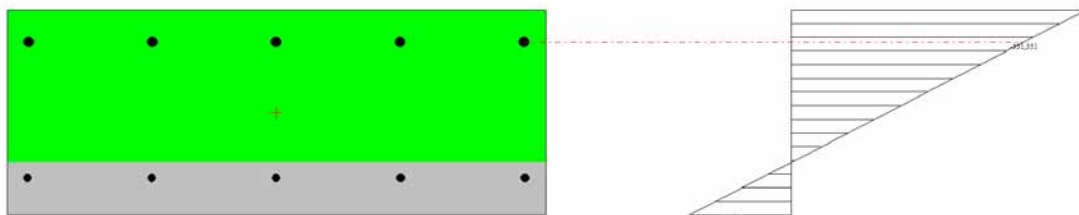
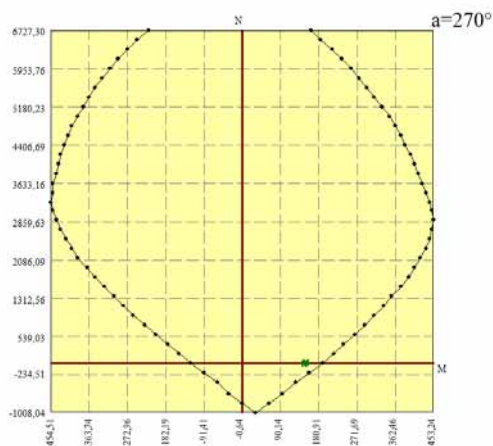


Diagramma M - N



$M_{RESISTENTE} = -188 \text{ kNm/m} > M_{SD,TOT} = -110 \text{ kNm/m} \rightarrow$ verifica soddisfatta

Verifiche a taglio:

Si esegue la verifica a taglio della sezione 100x38 come per un elemento a lastra senza armature trasversali resistenti a taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018).

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,79$$

essendo

$$d = 320\text{mm}$$

$$\rho_l = A_{SL}/(b_w \times d) = 5 \times 314 / (1000 \times 320) = 0,0049$$

$$f_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} / 1,5) \times 320 \times 1000 = 173886 \text{ N} = 173 \text{ kN/m} > 149 \text{ kN/m}$$

\rightarrow verifica soddisfatta

Verifiche paragrafo 5.1.3.10 NTC 2018

Gli elementi strutturali ai quali sono collegate le barriere stradali devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta, per l'impiego specifico, dalle norme nazionali applicabili.

Deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella combinazione più gravosa.

Il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1 e h2, dove h1=(altezza barriera - 0,10m) e h2 = 1,00m.

Le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari 1,50.

Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere unitario.

Forza urto veicolo in svio:

La barriera prevista dal progetto ha livello di contenimento H2.

Per la determinazione della resistenza caratteristica si è fatto riferimento alla barriera tipo BTH2BPL028 della Tubosider.

I montanti sono realizzati con profili ad U 120x80x6 in acciaio S235 disposti ad interasse pari a 2,25m.

$$W_{\text{PLASTICO}} (\text{MONTANTE}) = 71,1 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{PLASTICO, RESISTENTE}} = 235 \times 71100 = 16708500 \text{ Nmm} = 16,7 \text{ kNm}$$

Considerando un'altezza di impatto pari al baricentro della fascia tripla onda di ottiene ce:

$$H_{\text{URTO}} = 0,50 \text{ m}$$

$$F_{\text{URTO}} \times H_{\text{URTO}} = 16,7 \text{ kNm} \rightarrow F_{\text{URTO}} = 33,4 \text{ kN}$$

Sollecitazioni SLU (urto di veicolo in svio= combinazione eccezionale):

Si determinano le sollecitazioni flettenti e di taglio su una striscia di soletta larga 1,00m.

$$H_{\text{URTO}} = 1,00 \text{ m}$$

$$I_{\text{INTERASSE, MONTANTI}} = 2,25 \text{ m}$$

$$M_{\text{SD,URTO}} = 1,50 \times 33,4 \text{ kN} \times 1,00 \text{ m} / 2,25 \text{ m} = 23 \text{ kNm/m}$$

$$F_{\text{SD,URTO}} = 1,5 \times 33,4 \text{ kN} / 2,25 \text{ m} = 23 \text{ kN/m}$$

Per gli altri carichi vale quanto riportato nel caso precedente con coefficienti γ unitari.

$$M_{\text{SD,ACCIDENTALE}} = 1,00 \times 200 \text{ kN} \times 0,70 \text{ m} / 2,38 \text{ m} = 59 \text{ kNm/m}$$

$$T_{\text{SD,ACCIDENTALE}} = 1,00 \times 200 \text{ kN} / 2,38 \text{ m} = 84 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_Q = 1,00$$

$$M_{\text{SD,PERMANENTI}} = 1,0 \times 12 \text{ kN} \times 1,30 \text{ m} + 1,0 \times 0,50 \text{ kN} \times 1,30 \text{ m} + 1,0 \times 4,5 \text{ kN/m} \times 0,9^2 / 2 = 18 \text{ kNm/m}$$

$$T_{\text{SD,PERMANENTI}} = 1,0 \times 12 \text{ kN} + 1,0 \times 0,50 \text{ kN} + 1,0 \times 4,5 \times 0,9 = 16,6 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{G2} = 1,00 \text{ permanenti non strutturali}$$

$$\gamma_{G1} = 1,00 \text{ permanenti strutturali}$$

$$M_{\text{SD,PROPRIO}} = 1,00 \times 9,5 \text{ kN/m} \times 0,9^2 / 2 = 3,85 \text{ kNm/m}$$

$$T_{\text{SD,PROPRIO}} = 1,00 \times 9,5 \text{ kN/m} \times 0,9 \text{ m} = 8,6 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{G1} = 1,00 \text{ permanenti strutturali}$$

$$M_{\text{SD,TOT}} = -(23 + 59 + 18 + 3,85) = -104 \text{ kNm/m}$$

$$T_{\text{SD,TOT}} = 84 + 16,6 + 8,6 = 110 \text{ kN/m}$$

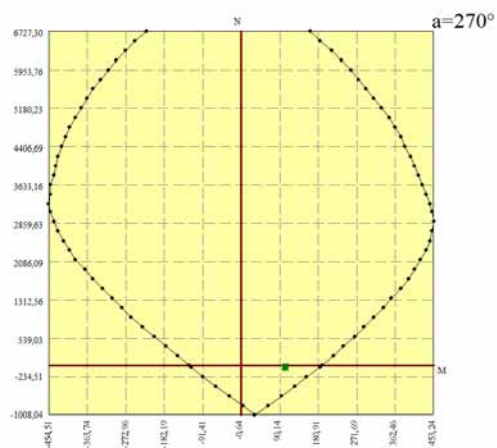
$$F_{\text{SD,URTO}} = 23 \text{ kN/m}$$

Verifiche a tenso-flessione:

Si considera una sezione 100x38 armata con 5Ø20 superiori + 5Ø16 inferiori:

$M_{RESISTENTE} = -185 \text{ kNm/m} > M_{SD,TOT} = -104 \text{ kNm/m} \rightarrow$ verifica soddisfatta

Diagramma M - N



Verifiche a taglio:

Per la verifica a taglio vale quanto riportato nel caso precedente.

9. Verifica a ribaltamento muro esistente

Con la realizzazione della paratia di progetto il muro in pietra esistente è assimilato ad un semplice paramento sul quale agisce solamente il peso proprio e quindi è stato ricondotto ad un *elemento costruttivo non strutturale* ai sensi del capitolo 7.2.3 delle NTC 2018.

Su un concio di muro di larghezza unitaria è stata eseguita la verifica a ribaltamento semplice di parete monolitica utilizzando il programma sviluppato dal "Dipartimento di strutture per l'Ingegneria e l'Architettura Università di Napoli "Federico II"" versione 3-2018.

Per la muratura esistente sono stati inseriti i valori dei parametri meccanici ricavati dalla tabella C8.5.I della Circolare n.7/2019 per la *muratura irregolare di pietra tenera*.

La verifica a ribaltamento per effetto dell'azione sismica risulta essere soddisfatta.

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Vers. 3 - 2018

IPOTESI DI CALCOLO:

- pareti con comportamento monolitico
- scarso o inefficace ancoraggio alle pareti ortogonali ed ai solai
- baricentro di ciascuna parete posizionato nella mezzera della stessa

	GEOMETRIA DELLA PARETE						CARATTERISTICHE DELLA MURATURA				
	Altezza della parete h [m]	Lunghezza della Parete [m]	Spessore della Muratura t [m]	Area APERTURE [m ²]			Peso Specifico della Muratura [kN/m ³]	Resistenza media a compressione della muratura [Mpa]	Fattore di Confidenza FC	Resistenza a Compressione di Calcolo σ_M [Mpa]	
				1	2	3			1,35		
1	4,50	1,00	1,00	0,00	0,00		16,00	1,40	Coefficiente di sicurezza γ_M	0,52	
2											
3											
4								2,00			

Azioni agenti sul Pannello [kN]										
Sommità del pannello			Quota intermedia				Catena o Composito		Peso Proprio del Pannello P _D	Arretramento cerniera X _C
Sforzo Normale agente sulla sommità del pannello N _D	Azione orizzontale agente sulla sommità del pannello N _{D(H)}	Distanza orizzontale del punto di applicazione di N _D dal bordo esterno X _{NDI}	Spinte Verticali di Archi, Volte o Solai K _v	Spinte Orizzontali di Archi, Volte o Solai K _o	Quota della spinta di archi, volte o solai rispetto al piano su cui insiste	Distanza orizzontale del punto di applicazione di Spinte verticali dal bordo esterno X _{SVI}	Azione orizzontale della catena o del composito T _i	Quota della catena o del composito rispetto al piano su cui è applicato		
1									72,00	0,093
2									0,00	
3									0,00	
4									0,00	

MOMENTI [kNm]									
Ribaltamento dei piani:	STABILIZZANTI				RIBALTANTI				
	Peso proprio delle pareti	Carico in sommità	Azioni di archi, volte o solai	Azione dei tiranti	Inerzia delle pareti	Inerzia dei solai o del peso N _D	Spinte verticali di archi, volte o solai	Spinte orizzontali di archi, volte o solai	Spinte orizzontali agenti sulla sommità del pannello
1	29,3	0,0	0,0	0,0	162,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

MOLTIPLICATORE α_0				
Ribaltamento dei piani:	Moltiplicatore Oriz. dei Carichi α_0	Massa partecipante M^* [kN]	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale α_0^* [m/sec ²]
1	0,1811	7,339	1,000	1,316
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-

α_0 - Moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva il cinematismo:

Tale valore rappresenta il moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva il meccanismo di R.S.P.M. Vengono considerate tutte le possibili posizioni della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento ed in funzione di ciascuna di esse varia la massa partecipante.

M^* - Massa partecipante:

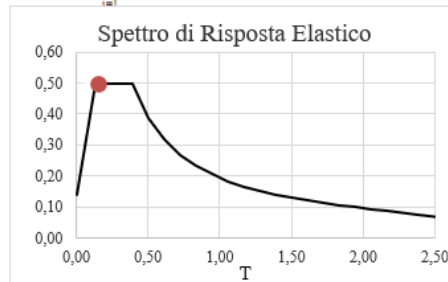
"...viene valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi associati al cinematismo come una forma modale di vibrazione..." (Punto C8A.4.2.2 della Circolare n. 617 del 02-02-2009).

α_0^* - Accelerazione spettrale:

Il valore trovato rappresenta l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo di R.S.P.M. a cui fare riferimento ai fini della verifica di sicurezza nei riguardi dello S.L.V.

Fattore di struttura q	2,00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,20
Categoria suolo di fondazione	B
PGA di riferimento $a_g(P_{Vib})$ [g]	0,140
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2,478
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0,272
Fattore di smorzamento η	1,000
$S_e(T_1)$	0,50
Altezza della struttura H [m]	4,50
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,20
Coefficiente C_C	1,43
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,44
Numero di piani dell'edificio N	1
Coefficiente di partecipazione modale γ	1,00
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0,154

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* F C} = \frac{\alpha_0 g}{e^* F C}$$



i	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$\frac{\alpha_0 (PVR) \cdot S}{q}$	$\frac{S_e(T_i) \cdot \psi(z) \cdot \gamma}{q}$	Accelerazione spettrale α_0^* [m/sec ²]	
1			0,9888		1,3158	Verificato
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

AXIS Engineering Srl
 Ing. Gianluca Terrosi - Arch. Roberta Meniconi