
Oggetto:

**RELAZIONE TECNICA VALUTAZIONE MURO CONTRO TERRA
ESISTENTE**

**Intervento di demolizione parziale dei solai di copertura delle autorimesse, vincolate al
condominio Nandì, con mantenimento di un tratto di muro contro terra esistente sito in
via Carona nel comune di Branzi (BG)**

Committente:

Sig.ra Biondi Paola

Via Papa Giovanni XXIII n. 67 - 24060 Adrara San Martino (BG)

Revisione	Data:	Emissione	Redatto	Verificato
00	19/03/2025	Esecutiva	MA	MA



Il relatore:
Dott. ing. Marco Astori

1. SOMMARIO

1. SOMMARIO	2
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	3
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
4. ANALISI STORICO - CRITICA	8
5. RILIEVO GEOMETRICO - STRUTTURALE	9
6. CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	9
7. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO	10
7.1. CALCESTRUZZO CLASSE C20/25 (RCK 250)	10
7.2. ACCIAIO TIPO FEB44K	10
8. CARICHI.....	11
8.1. CARICHI PERMANENTI SU TERRENO	12
8.2. CARICHI ACCIDENTALI SU TERRENO	12
9. MODELLAZIONE	13
9.1. CENNI TEORICI	13
9.2. MODELLAZIONE MURO PER VERIFICHE STABILITÀ.....	16
10. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO - TIPO DI ELABORATORE	29

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Su incarico da parte della committenza si è deciso di procedere con la valutazione di stabilità del muro contro terra esistente dopo la rimozione del solaio di copertura che costituisce anche contrasto per lo stesso in fase definitiva.

Si tratta di un tratto di muro contro terra a monte delle autorimesse (vincolate al condominio Nandi) sito in via Carona nel comune di Branzi (BG).



Fig.2-1 Planimetria generale con ubicazione autorimesse

Il muro si presenta in buono stato conservativo senza spancamenti, ed anche a livello del piano fondale non sono presenti evidenti segni di rigonfiamento (vedi Fig.2-2).



Fig.2-2 Fotografia muro esistente

Nelle Fig.2-4 vengono rappresentate le piante e le sezioni nella situazione attuale, mentre nelle successive Fig.2-5 in quella di progetto.

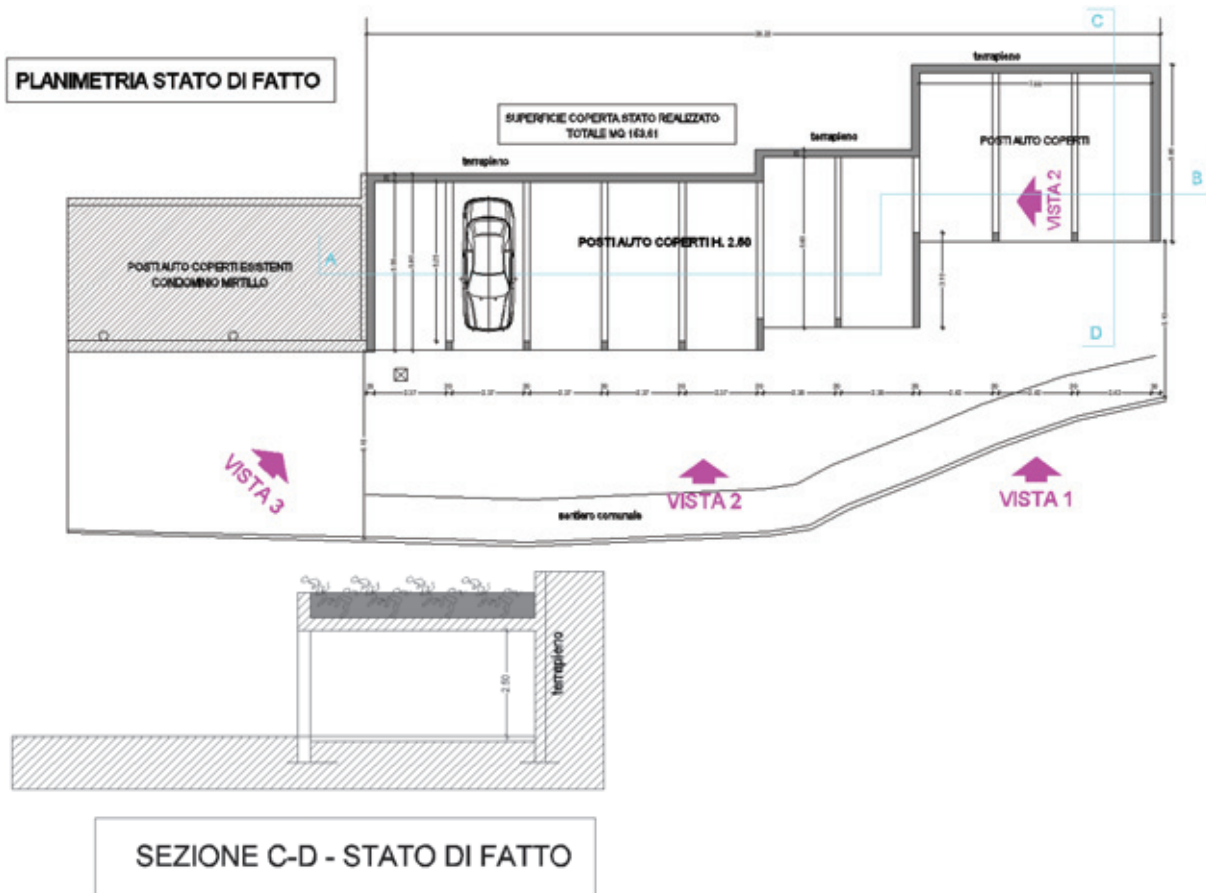


Fig.2-3 Planimetria e sezione stato attuale

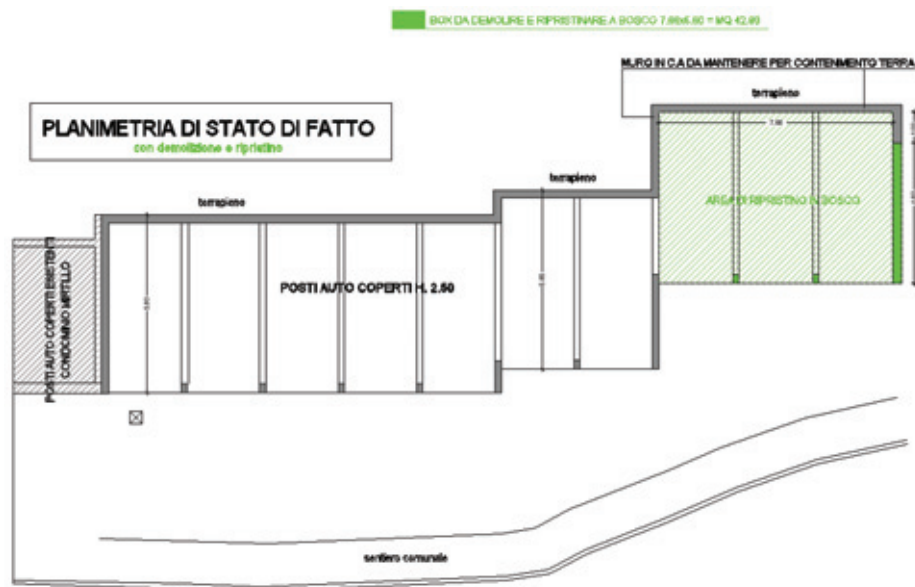




Fig. 2-4 Planimetria e sezione con indicazioni intervento

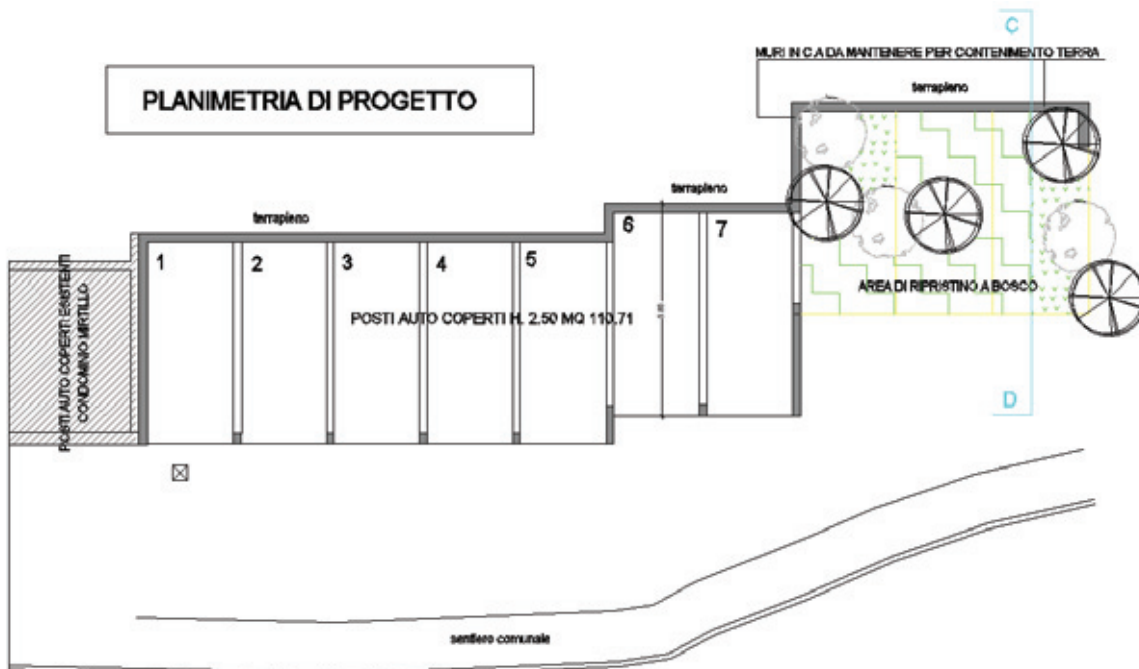


Fig. 2-5 Planimetria stato di progetto

Le verifiche a scorrimento e ribaltamento senza l'apporto del solaio nella parte superiore non risultano soddisfatte, per cui è stato previsto un intervento (vedi schemi indicati in Fig.2-6) che prevede:

- allargamento del piano fondale di 40 cm (mediante spinature) per tutta la lunghezza del tratto di muro interessato;
- abbassamento del paramento ad un'altezza massima di ~260 cm;
- mantenimento di uno sperone verso il lato opposto alle autorimesse con funzione di contrasto (eventualmente sagomato).

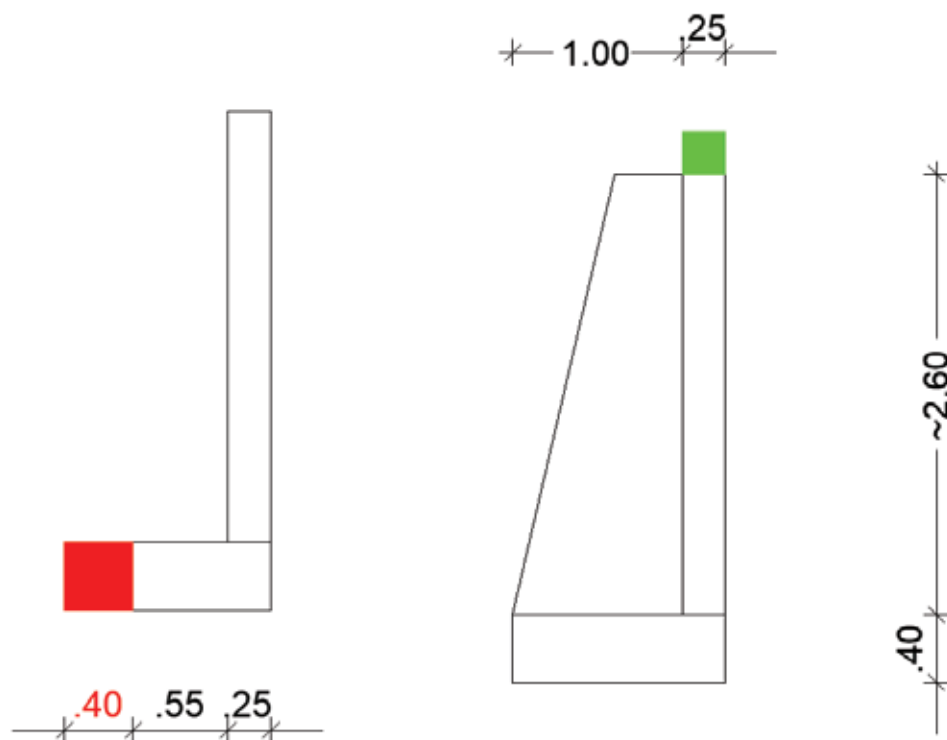


Fig.2-6 Sezione con allargamento del piano fondale e prospetto sperone da mantenere ed eventualmente sagomare

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La verifica è svolta in accordo con le seguenti normative:

- **D. M. 14 Gennaio 2008**

«Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»

- **Circolare n. 617 del 02/02/2009**

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008

- **D. M. 17 Gennaio 2018**

“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le Costruzioni»”

- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le Costruzioni”» di cui al D.M. 17.01.2018

4. ANALISI STORICO - CRITICA

Le strutture esistenti sono state progettate dallo studio CED Ingegneria nel 2004, di cui riportiamo in Fig.4-1 la planimetria generale, ed in Fig.4-2 la sezione in dettaglio di tali muri in elevazione.

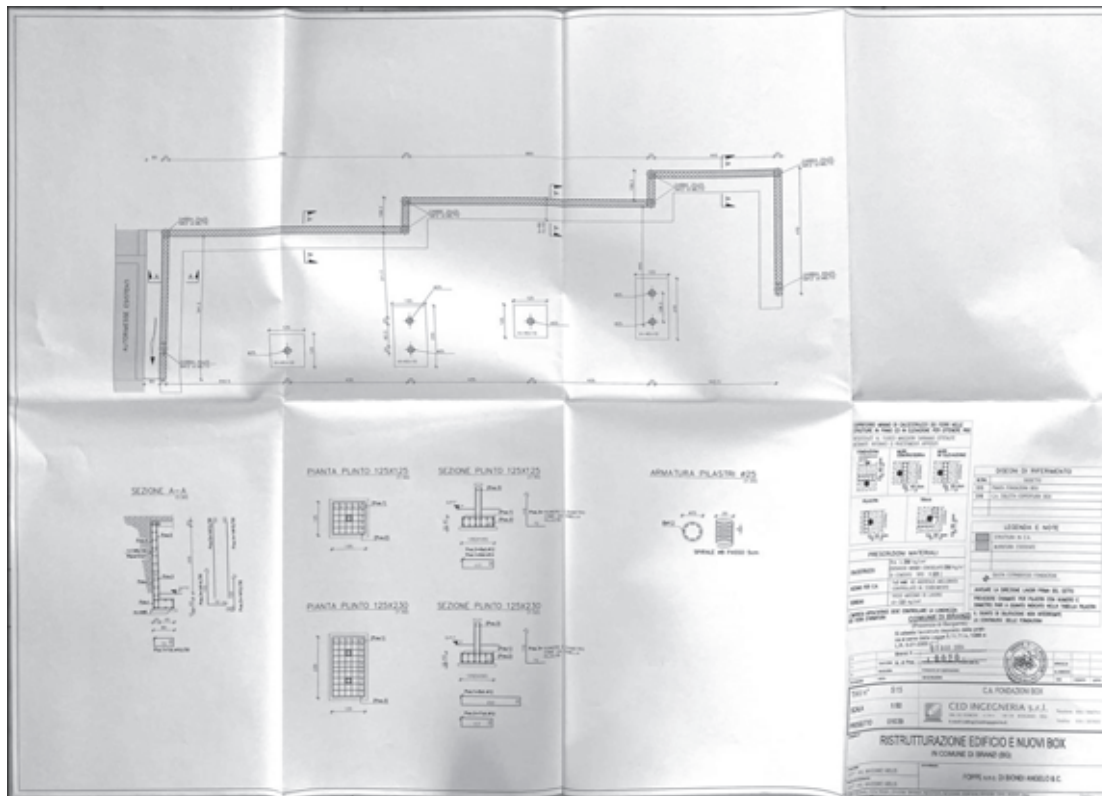


Fig.4-1 Pianta con indicazioni e specifiche c.a. dell'elevazioni dell'autorimessa

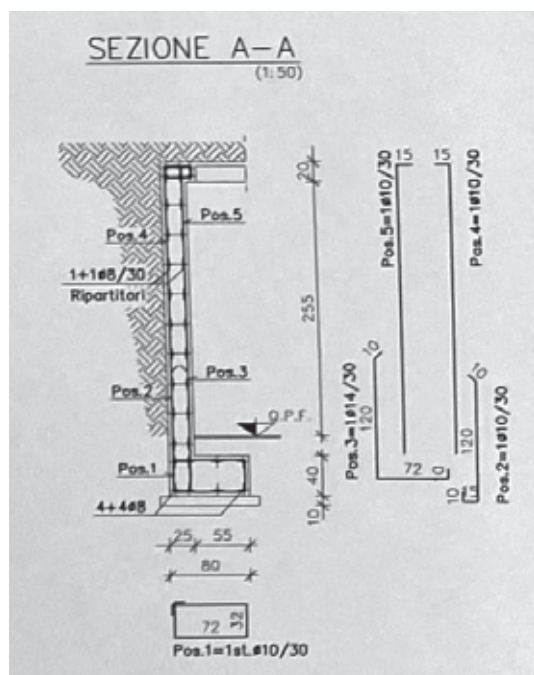


Fig.4-2 Sezione con dettagli muro contro terra in c.a.

5. RILIEVO GEOMETRICO - STRUTTURALE

Sono stati fatti diversi sopralluoghi durante i quali è stato effettuato un rilievo delle strutture, come ben evidenziato da piante e sezioni indicate nelle tavole indicate in Fig.2-1.

6. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Si ipotizzano le seguenti caratteristiche ai fini delle considerazioni sismiche: il terreno di fondazione è stato indicato come appartenente alla categoria A (*“Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi”* - DM 17-01-2018), mentre la zona sismica a cui appartiene il sito in esame è la zona 3 (pericolosità sismica bassa).

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

L'area si trova in corrispondenza di un pendio, per cui la categoria topografica del sito di progetto corrisponde alla classe T2.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>

La categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche sono tenute in conto nello spettro di risposta mediante il coefficiente (S) dato dalla seguente relazione:

$$S = S_s \cdot S_T$$

S_T coefficiente di amplificazione topografica,

S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica

7. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO

7.1. Calcestruzzo classe C20/25 (Rck 250)

Peso specifico: $\rho_{g,k} = 24,0 \text{ kN/m}^3 \rightarrow 2.400 \text{ daN/m}^3$

Coefficiente di Poisson: $\nu = \text{variabile tra } 0 \text{ (fessurato)} \text{ e } 0,2 \text{ (non fessurato)}$

Modulo elastico $E_s = 31.475 \text{ Mpa} = 314.750 \text{ daN/cm}^2$

$\varepsilon_{cu} = 0,35 \%$ $\varepsilon_{c2} = 0,20 \%$

$f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_M = 20 \times 0,85 / 1,50 = 11,33 \text{ Mpa} = 113,3 \text{ daN/cm}^2$

7.2. Acciaio tipo FeB44k

Peso specifico: $\rho_{g,k} = 78,5 \text{ kN/m}^3 \rightarrow 7.850 \text{ daN/m}^3$

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0,3$

Modulo elastico $E_s = 206.000 \text{ Mpa} = 2.060.000 \text{ daN/cm}^2$

Modulo elastico tangenziale: $G = E / [2 \times (1 + \nu)] = 80.769 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 800.769 \text{ daN/cm}^2$

$f_{yk} = 430 \text{ Mpa} = 4.300 \text{ daN/cm}^2$

$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 373,9 \text{ Mpa} = 3.793 \text{ daN/cm}^2$

8. CARICHI

Vengono di seguito riportati i carichi di progetto considerati nell'analisi, in accordo con il D.M. 17/01/2018 si utilizzano le seguenti lettere per classificare le azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo:

- *Permanenti* (G): Azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - (G₁) peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno (quando pertinente);
 - (G₂) peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- *Variabili* (Q): Azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- *Sismiche* (E): Azioni derivanti dai terremoti.

Combinazione dei carichi

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni in accordo al paragrafo 2.5.3 del D.M. 17/01/2018.

- Combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Come coefficienti parziali utilizziamo quelli presi dal capitolo 5.2 relativo ai ponti ferroviari.

Tab. 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 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

Tab. 2.6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Masse partecipanti per le azioni sismiche

Ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio in merito alla condizione sismica vengono considerate le masse partecipanti associate, alla seguente combinazione di carico:

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti da utilizzare si deducono anch'essi dalla tabella 2.5.

8.1. Carichi permanenti su terreno

Non sono presenti carichi permanenti a monte del muro.

8.2. Carichi accidentali su terreno

In corrispondenza del giardino è stato considerato un sovraccarico pari a 200 daN/m².

9. MODELLAZIONE

9.1. Cenni teorici

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

✓ Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

✓ Metodo di Culmann

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 coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener 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). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ 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.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb. Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

✓ Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni 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 di volume efficace

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

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_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 esercitata dall'acqua.

✓ Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

✓ Tiranti di ancoraggio

I muri possono essere tirantate, con tiranti attivi o con tiranti passivi, realizzati entrambi tramite perforazione e iniezione del foro con malta in pressione previa sistemazione delle armature opportune.

I tiranti attivi, contrariamente ai tiranti passivi, sono sottoposti ad uno sforzo di pretensione prendendo il contrasto sulla struttura stessa. Il tiro finale sul tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura oltre che dalle cadute di tensione. Nel caso di tiranti passivi il tiro dipende unicamente dalla deformabilità della struttura. L'armatura dei tiranti attivi è costituita da trefoli ad alta resistenza (trefoli per c.a.p.), viceversa i tiranti passivi possono essere armati con trefoli o con tondini o, in alcuni casi, con profilati tubolari.

La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno.

✓ Calcolo della lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio (fondazione) del tirante si calcola determinando la lunghezza massima atta a soddisfare le tre seguenti condizioni:

1. Lunghezza necessaria per garantire l'equilibrio fra tensione tangenziale che si sviluppa fra la superficie laterale del tirante ed il terreno e lo sforzo applicato al tirante;
2. Lunghezza necessaria a garantire l'aderenza malta-armatura;
3. Lunghezza necessaria a garantire la resistenza della malta.

Siano N lo sforzo nel tirante, δ l'angolo d'attrito tirante-terreno, c_a l'adesione tirante-terreno, γ il peso di volume del terreno, D ed L_f il diametro e la lunghezza di ancoraggio (o lunghezza efficace) del tirante ed H la profondità media al di sotto del piano campagna abbiamo la relazione

$$N = \pi D L_f (\gamma H K_s \tan \delta + c_a)$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi D (\gamma H K_s \tan \delta + c_u)}$$

K_s rappresenta il coefficiente di spinta

Per quanto riguarda la seconda condizione, la lunghezza necessaria atta a garantire l'aderenza malta-armatura è data dalla relazione

$$L_f = \frac{N}{\pi d \tau_{c0} \omega}$$

dove d è la somma dei diametri dei trefoli disposti nel tirante, τ_{c0} è la resistenza tangenziale limite della malta ed ω è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di trefoli ($\omega = 1 - 0.075 [n \text{ trefoli} - 1]$).

Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo.

Alla lunghezza efficace determinata prendendo il massimo valore di L_f si deve aggiungere la lunghezza di franco L che rappresenta la lunghezza del tratto che compreso fra la paratia e la superficie di ancoraggio.

Nel caso di tiranti attivi, cioè tiranti soggetti ad uno stato di pretensione, bisogna considerare le cadute di tensione. A tale scopo è stato introdotto il coefficiente di caduta di tensione β , che rappresenta il rapporto fra lo sforzo N_0 al momento del tiro e lo sforzo N in esercizio

$$\beta = \frac{N_0}{N}$$

9.2. Modellazione muro per verifiche stabilità

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	0.000
2	0,50	0,20	21.801
3	2,80	0,50	7.431
4	4,50	1,00	16.390
5	10,40	2,00	9.620

Geometria paramento e fondazione

Materiale	Muro esistente Rck 250	
Altezza paramento	2,50	[m]
Altezza paramento libero	2,40	[m]
Spessore in sommità	0,25	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,25	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]

Fondazione

Materiale

Muro esistente Rck 250

Lunghezza mensola di valle

0,95

[m]

Lunghezza mensola di monte

0,00

[m]

Lunghezza totale

1,20

[m]

Inclinazione piano di posa

0,00

[°]

Spessore

0,40

[m]

Spessore magrone

0,10

[m]

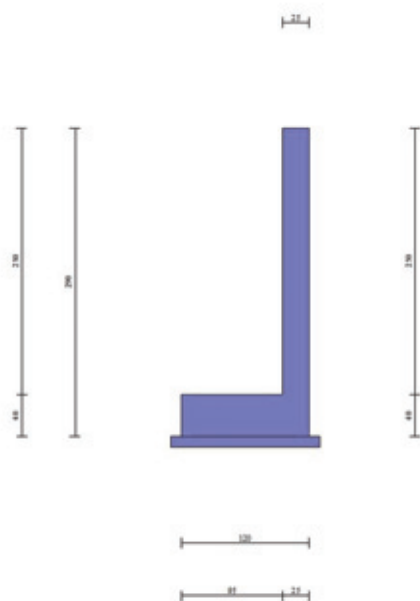


Fig.9-1 Sezione quotata del muro

Vincoli

Simbologia adottata

n° indice del vincolo

X, Y Posizione del vincolo sul muro, espressa in [m]

Vx, Vy Vincolo alla traslazione orizzontale e verticale (Rigido o Elastico)

Kx, Ky Rigidezza del vincolo elastico, espressa in [kg/cm]

Dir Direzione reazione vincolo

n°	X [m]	Y [m]	Vx	Kx [kg/cm]	Dir	Vy	Ky [kg/cm]	Dir
1	-1,20	-2,70	Elastico	1000000	Reagisce a spostamenti verso VALLE	Libero	--	--

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n° Indice del terreno

Descr Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]

γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]

ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]

δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

c Coesione espressa in [kg/cm²]

c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cm²]

Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix

Cesp Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)

τ_l Tensione tangenziale limite, espressa in [kg/cm²]

n°	Descr	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	ca [kg/cm ²]	Cesp	τ_l [kg/cm ²]
1	Livello 1	1700,00	1800,00	26.000	17.330	0,00	0,00	---	---
2	Livello 2	1850,00	1900,00	32.000	21.330	0,00	0,00	---	---
3	Livello 2 Base	1850,00	1900,00	34.000	34.000	0,00	0,00	---	---
4	Livello 3	2200,00	2200,00	40.000	40.000	0,00	0,00	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
Kwn, Kwt	Costante di Winkler normale e tangenziale alla superficie espressa in Kg/cm ² /cm
Per calcolo pali (solo se presenti)	
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Cesp	Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kst_{sta}, Kst_{sis} Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kwn [Kg/cm ²]	Kwt [Kg/cm ²]	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kst _{sta}	Kst _{sis}
1	1,20	5.000	Livello 1	0.083	0.037	---	---	---	---	---
2	1,50	7.000	Livello 2	0.141	0.072	---	---	---	---	---
3	2,00	8.000	Livello 2 Base	2.485	1.941	---	---	---	---	---
4	5,00	0.000	Livello 3	0.000	0.000	---	---	---	---	---

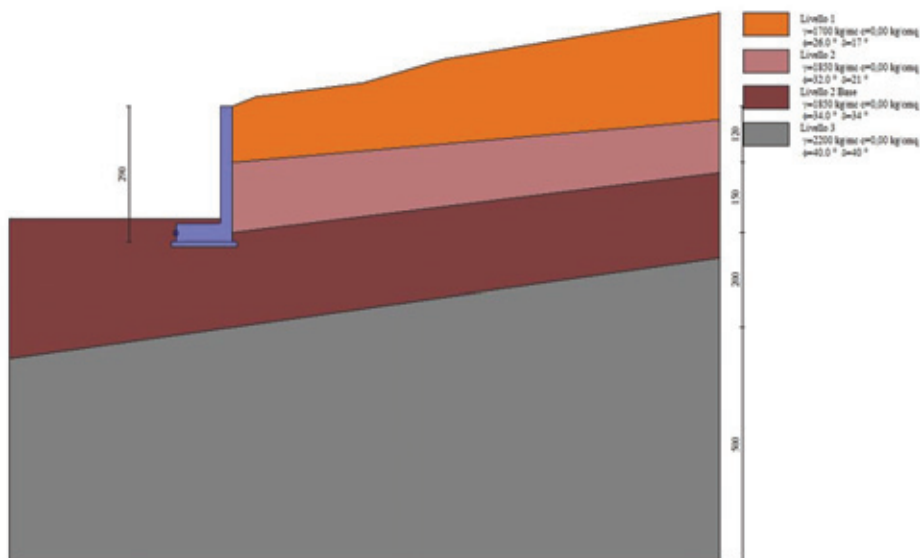


Fig.9-2 Stratigrafia

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F _x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F _y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M	Momento espresso in [kgm]

X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Variabile su Terreno) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.70$ - $\Psi_1=0.50$ - $\Psi_2=0.30$ Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	Fx [kg]	Fy [kg]	M [kgm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kg]	Qf [kg]
1	Distribuito					0,01	2,10	200,00	200,00

Fig.9-3 Carichi sul terreno

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche	
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_t	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Dati sismici

Comune

Branzi

Provincia

Bergamo

Regione

Lombardia

Latitudine

46.003475

Longitudine	9.760495
Indice punti di interpolazione	9827 - 10049 - 10050 - 9828
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		0.599	0.291
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.061	0.030
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.672	2.592
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.285	0.195
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.500	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	4.179	2.089
Ultimo - Ribaltamento	0.570	6.268	3.134
Esercizio	0.470	2.509	1.254

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kg]
C _x , C _y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]
P _x , P _y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kg]	I [°]	C _x [kg]	C _y [kg]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	3521	21,72	3271	1303	0,00	-1,80
	Peso/Inerzia muro			0	2763/0	-0,33	-1,88
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0	176	-0,73	-2,45
	Resistenza passiva terreno antistante			-409			
	Reazione vincolare			-4932	0	0,00	-2,70
2	Spinta statica	2564	21,89	2379	956	0,00	-1,84
	Incremento di spinta sismica		313	290	117	0,00	-1,93
	Peso/Inerzia muro			115	2763/58	-0,33	-1,88
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			7	176	-0,73	-2,45
	Resistenza passiva terreno antistante			-409			
	Reazione vincolare			-4284	0	0,00	-2,70
3	Spinta statica	2564	21,89	2379	956	0,00	-1,84
	Incremento di spinta sismica		206	191	77	0,00	-1,93
	Peso/Inerzia muro			115	2763/-58	-0,33	-1,88
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			7	176	-0,73	-2,45
	Resistenza passiva terreno antistante			-409			
	Reazione vincolare			-4158	0	0,00	-2,70
10	Spinta statica	2683	21,74	2492	994	0,00	-1,80
	Peso/Inerzia muro			0	2763/0	-0,33	-1,88
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0	176	-0,73	-2,45
	Resistenza passiva terreno antistante			-409			
	Reazione vincolare			-3941	0	0,00	-2,70
11	Spinta statica	2598	21,84	2411	966	0,00	-1,83
	Peso/Inerzia muro			0	2763/0	-0,33	-1,88
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0	176	-0,73	-2,45
	Resistenza passiva terreno antistante			-409			
	Reazione vincolare			-3799	0	0,00	-2,70
12	Spinta statica	2564	21,88	2380	955	0,00	-1,84
	Peso/Inerzia muro			0	2763/0	-0,33	-1,88
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0	176	-0,73	-2,45
	Resistenza passiva terreno antistante			-409			
	Reazione vincolare			-3737	0	0,00	-2,70

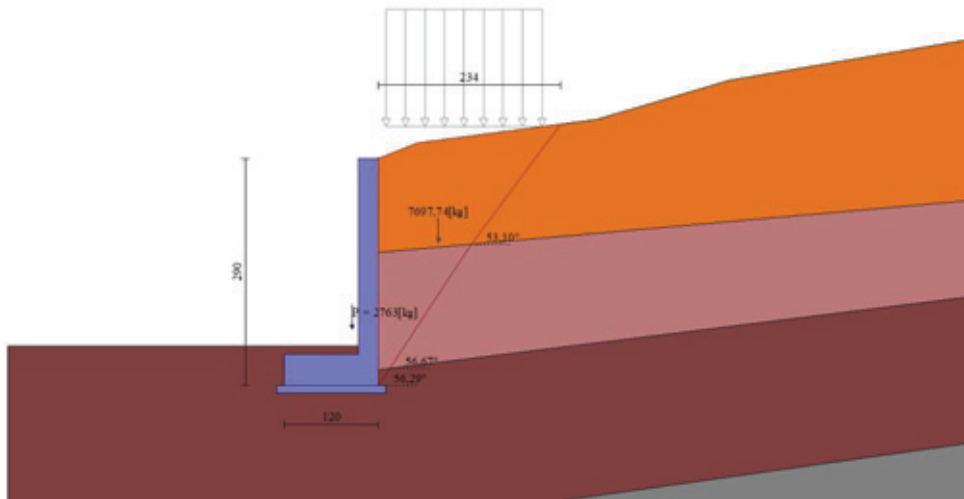


Fig.9-4 Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

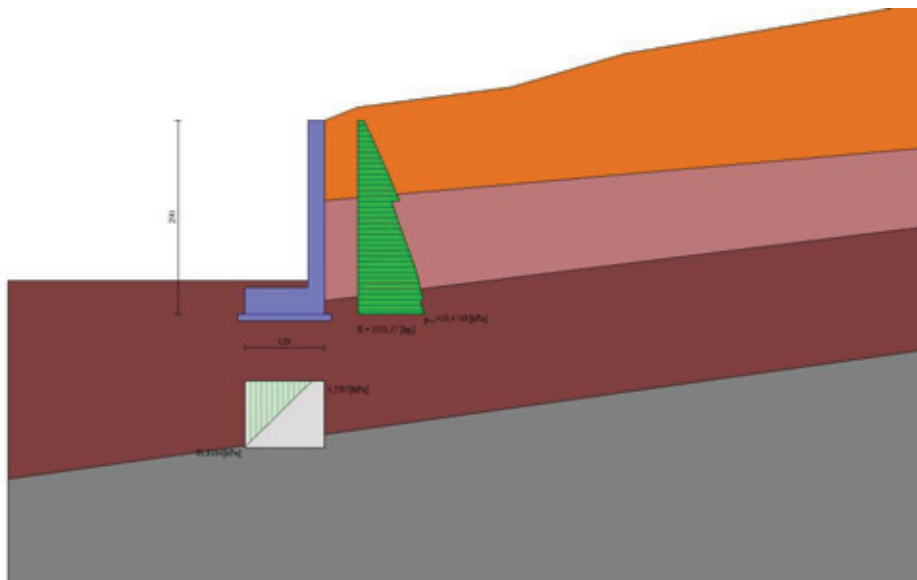


Fig.9-5 Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

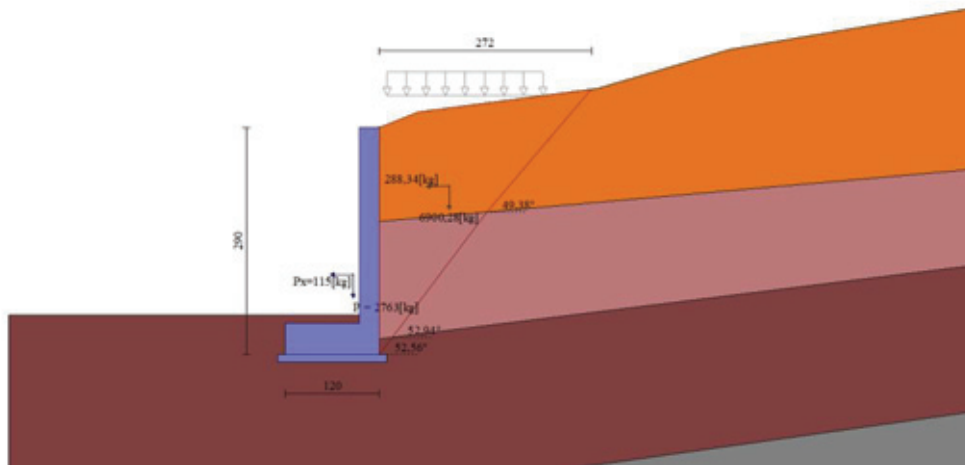


Fig.9-6 Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

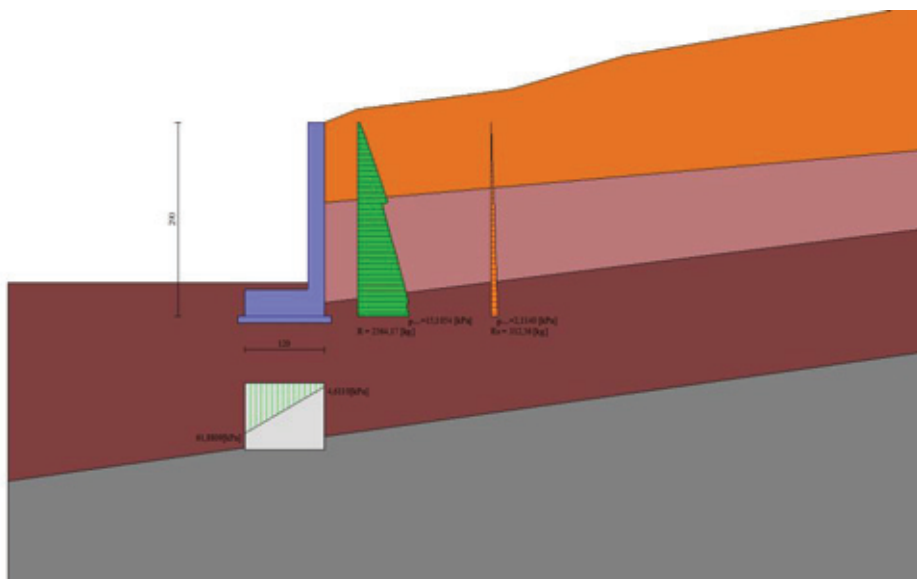


Fig.9-7 Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.507		3.350			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.664		4.405			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.676		4.454			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.239		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.491		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.487		
7 - EQU (A1-M1-R3)			1.396				

Dott. Ing. Marco Astori
Via de' Medici n. 95
24016 San Pellegrino Terme (BG)

**Valutazioni muro contro terra esistente dopo
demolizione solaio di copertura - sig.ra Biondo Paola
Via Carona - Branzi (BG)**

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		1.538				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		1.511				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kg]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kg]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kg]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kg]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kg]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kg]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kg]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kg]	Rpt [kg]	Rps [kg]	Rp [kg]	Rt [kg]	R [kg]	T [kg]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	7793	409	0	--	--	8202	3271	2.507
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	7028	409	0	--	--	7437	2792	2.664
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	6798	409	0	--	--	7207	2693	2.676

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kg]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kg]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kg]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kg]	Qu [kg]	Qd [kg]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	4241	14209	10149	3.350
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	4069	17924	14937	4.405
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	3913	17432	14527	4.454

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kgm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kgm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kgm]	Mr [kgm]	FS
7 - EQU (A1-M1-R3)	5033	3605	1.396
8 - EQU (A1-M1-R3) H + V	4832	3142	1.538
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	4648	3075	1.511

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 0,00	3,08	1.239
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1,00; 1,00	4,04	1.491
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1,00; 1,00	4,04	1.487

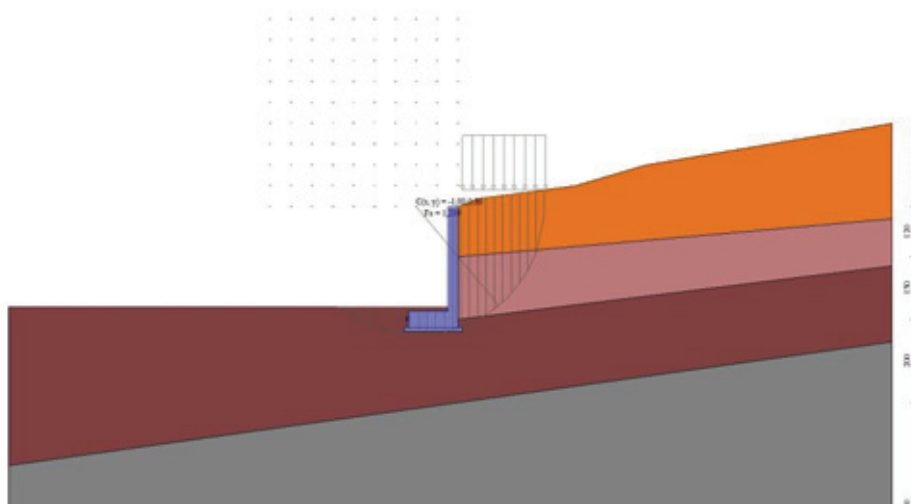


Fig.9-8 Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 4)

Sollecitazioni

Simbologia adottata

n° Indice della sezione

X Posizione della sezione, espresso in [m]

N Sforzo normale, espresso in [kg]. Positivo se di compressione.

T Taglio, espresso in [kg]. Positivo se diretto da monte verso valle

M Momento, espresso in [kgm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

La posizione delle sezioni di verifica fanno riferimento al sistema di riferimento globale la cui origine è nello spigolo in alto a destra del paramento.

Paramento

n°	X [m]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]	T _{min} [kg]	T _{max} [kg]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]
1	0,00	0	0	0	0	0	0
2	-0,10	64	69	9	21	0	0
3	-0,20	130	141	25	52	1	3
4	-0,30	199	216	49	91	4	8
5	-0,40	271	294	80	140	9	18
6	-0,50	344	374	117	198	17	32
7	-0,60	420	457	162	263	29	53
8	-0,70	498	543	213	338	46	80
9	-0,80	579	631	270	421	68	114
10	-0,90	661	722	334	511	96	157
11	-1,00	745	816	404	611	130	209
12	-1,10	832	912	480	718	171	272
13	-1,20	921	1010	563	834	220	345
14	-1,30	1012	1110	634	933	276	428
15	-1,40	1106	1213	708	1035	340	522
16	-1,50	1200	1318	787	1145	411	625
17	-1,60	1295	1426	872	1260	489	740
18	-1,70	1393	1536	961	1383	577	866
19	-1,80	1492	1649	1055	1512	673	1004
20	-1,90	1594	1765	1155	1648	778	1156
21	-2,00	1697	1883	1260	1790	894	1320
22	-2,10	1802	2003	1370	1939	1020	1500
23	-2,20	1910	2127	1485	2095	1157	1694
24	-2,30	2019	2252	1604	2257	1306	1903
25	-2,40	2130	2380	1729	2425	1466	2129
26	-2,50	2244	2511	1859	2598	1639	2372

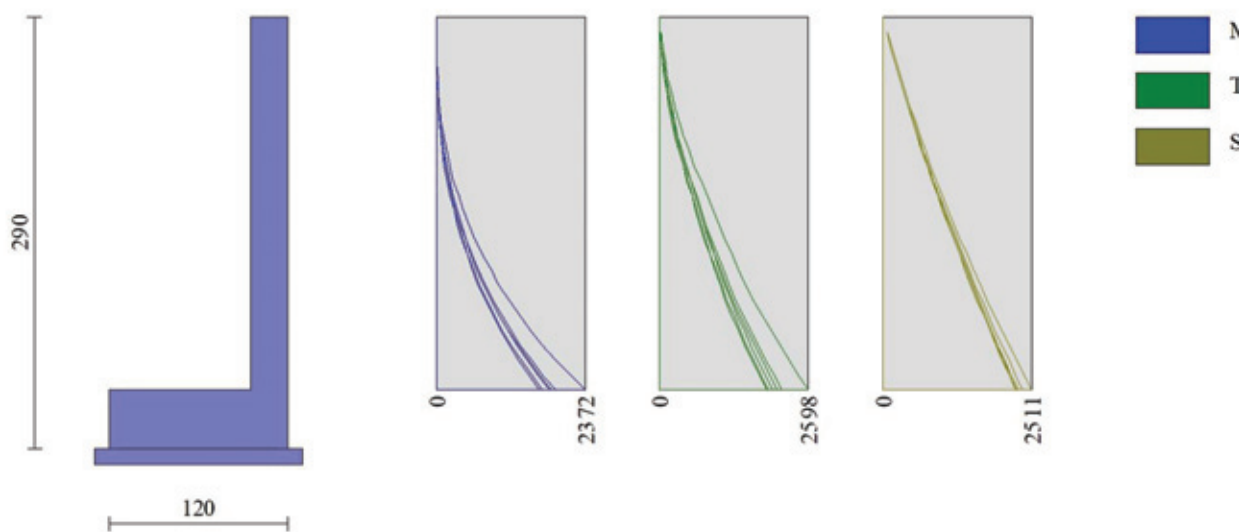


Fig.9-9 Paramento

Fondazione

n°	X [m]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]	T _{min} [kg]	T _{max} [kg]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]
1	-1,20	3737	4932	0	0	0	0
2	-1,11	3737	4932	380	638	18	31
3	-1,01	3737	4932	727	1201	71	119
4	-0,91	3737	4932	1044	1691	155	257
5	-0,82	3737	4932	1328	2106	268	438
6	-0,73	3737	4932	1581	2448	407	655
7	-0,63	3737	4932	1803	2715	568	900
8	-0,53	3737	4932	1993	2908	748	1168
9	-0,44	3737	4932	2151	3028	946	1451
10	-0,35	3737	4932	2277	3073	1156	1741
11	-0,25	3737	4932	2372	3044	1377	2032



Fig.9-10 Fondazione

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kgm]
N	sfuerzo normale agente espressa in [kg]
Mrd	momento resistente espresso in [kgm]
Nrd	sfuerzo normale resistente espresso in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mrd [kgm]	Nrd [kg]	FS
1	100	25	2,36	2,36	0	0	0	0	100000.000
2	100	25	2,36	2,36	0	0	0	0	100000.000
3	100	25	2,36	2,36	3	141	1975	141	783.111
4	100	25	2,36	2,36	8	216	1982	216	246.686
5	100	25	2,36	2,36	18	294	1990	294	112.987
6	100	25	2,36	2,36	32	374	1999	374	62.122
7	100	25	2,36	2,36	53	457	2007	457	38.178
8	100	25	2,36	2,36	80	543	2016	543	25.306
9	100	25	2,36	2,36	114	631	2025	631	17.720
10	100	25	2,36	2,36	157	722	2035	722	12.938
11	100	25	2,36	2,36	209	816	2045	816	9.762
12	100	25	2,36	2,36	272	912	2055	912	7.564
13	100	25	2,36	2,36	345	1010	2065	1010	5.991
14	100	25	2,36	2,36	428	1110	2075	1110	4.845
15	100	25	2,36	2,36	522	1213	2086	1213	3.999
16	100	25	2,36	2,36	625	1318	2097	1318	3.354
17	100	25	2,36	2,36	740	1426	2108	1426	2.850
18	100	25	2,36	2,36	866	1536	2119	1536	2.448
19	100	25	2,36	2,36	1004	1649	2131	1649	2.122
20	100	25	2,36	2,36	1156	1765	2143	1765	1.855
21	100	25	2,36	2,36	1320	1883	2155	1883	1.632
22	100	25	6,97	6,97	1500	2003	5456	2003	3.639
23	100	25	6,97	6,97	1694	2127	5467	2127	3.228
24	100	25	4,62	4,62	1903	2252	3863	2252	2.030
25	100	25	4,62	4,62	2129	2380	3876	2380	1.820
26	100	25	4,62	4,62	2372	2511	3889	2511	1.640

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mrd [kgm]	Nrd [kg]	FS
1	100	40	2,36	2,36	0	0	0	0	100000.000
2	100	40	2,36	2,36	31	4932	4081	4932	132.181
3	100	40	2,36	2,36	119	4932	4081	4932	34.350
4	100	40	2,36	2,36	257	4932	4081	4932	15.894
5	100	40	2,36	2,36	438	4932	4081	4932	9.324
6	100	40	2,36	2,36	655	4932	4081	4932	6.234
7	100	40	2,36	2,36	900	4932	4081	4932	4.532
8	100	40	2,36	2,36	1168	4932	4081	4932	3.494
9	100	40	2,36	2,36	1451	4932	4081	4932	2.813
10	100	40	2,36	2,36	1741	4932	4081	4932	2.344
11	100	40	2,36	2,36	2032	4932	4081	4932	2.008

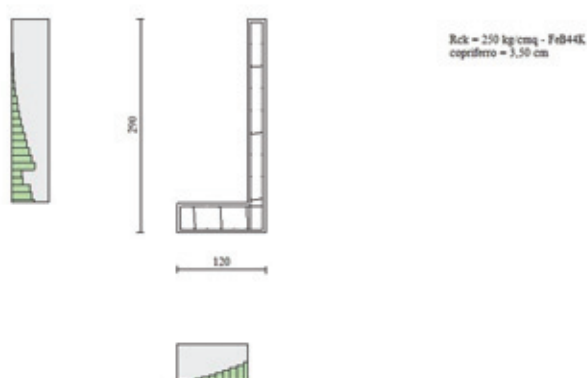


Fig.9-11 Paramento (Inviluppo)

Tutte le verifiche risultano soddisfatte, previa esecuzione delle opere previste in progetto, per cui possiamo ritenere stabile tale muratura anche dopo l'intervento di demolizione del solaio di copertura.

10. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO - TIPO DI ELABORATORE

(ai sensi del cap.10 del D.M. 17.01.2018)

È stata preliminarmente esaminata la documentazione a corredo del software utilizzato.

✓ **Software: MAX 16 versione 16.02 A**

Produttore: Aztec Informatica S.R.L.

Riportiamo di seguito alcuni stralci dell'attestato di affidabilità del programma; l'intero documento è disponibile sul sito del produttore.:

Aztec Informatica®

MAX

Analisi e calcolo Muri di sostegno

Il presente documento raccoglie un insieme di test effettuati per verificare l'affidabilità e l'applicabilità del software prodotto dalla Aztec Informatica.

I test effettuati hanno evidenziato la corrispondenza tra i risultati ottenuti utilizzando il software Aztec e la soluzione teorica riportata nei testi di riferimento.

Ogni esempio svolto riporta la fonte di riferimento e i dati necessari per riproporre il calcolo eseguito.

Aztec Informatica s.r.l.

Software per l'Ingegneria Geotecnica e Strutturale

Corso Umberto, 43 - 87050 Casali del Manco (CS)

Tel. 0984-432617, 438325 - e Fax 0984-432617

e-mail: aztec@aztec.it

web: www.aztec.it

✓ **Software:** ProSAP versione 20.0.2

Produttore: 2Si Software e servizi per l'ingegneria S.r.l.

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ

Dichiarazione del produttore-distributore di PRO_SAP PROfessional SAP riguardante l'affidabilità del codice
(NTC 2018 - Paragrafo 10.2)

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo: PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program

Autore-Produttore: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Affidabilità dei codici

- Inquadramento teorico della metodologia

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi dinamici (tra i quali quelli di tipo sismico).

Gli elementi, lineari e non lineari, utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

Elemento TRUSS (asta)

Elemento BEAM (trave)

Elemento MEMBRANE (membrana)

Elemento PLATE (piastra-guscio)

Elemento BRICK (solido)

Elemento CINGHIA

Elemento BOUNDARY (molla)

Elemento STIFFNESS

(matrice di rigidità)

- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità

2S.I. ha verificato, in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna e con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <http://www.2si.it/affidabilita.php>

- Filtri di autodiagnostica

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione.

Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

Garanzia di qualità

Dal 1 dicembre 1999 2S.I. ha prodotto un manuale di qualità in funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001.

Tutte le attività dell'azienda sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute.

In relazione alla attività di validazione dei prodotti software si dichiara inoltre quanto segue:

- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;

- la fase di implementazione degli algoritmi è continuamente validata con strumenti automatici (tools di sviluppo) e attraverso confronti;

- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.

Nella produzione del solutore FEM 2S.I. implementa componenti sviluppati da CM2 - Computing Objects SARL spin-off dell'École Centrale Paris, France. E' disponibile la documentazione di affidabilità di tali componenti all'indirizzo web:

http://www.2si.it/software/download/manuali/pro_sap_quaderni/Affidabilita/benchmarks_e_sap.zip

Rev. del 15/03/2018



✓ **Software:** ProSAP versione 22

Commercializzato da Prof. Gelfi

✓ **Elaboratore Utilizzato**

Processore Intel® Core™ i7-8550U CPU 1.80GHz 1,99GHz; RAM 16,0 Gb; software Windows 10 Home