COMMITTENTE:

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

PROGETTAZIONE:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

Opere di sostegno viabilità - Lotto 3b

NV58: Muro di spstegno su pali MU83D

Relazione di calcolo

SCALA: -

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3T	30	D	78	CL	MU83D0	002	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoil - Edin	Mar-2021	A.Di Costanzo	Mar-2021	A.Barreca	Mar-2021	D.Tiberti Mar-2021

ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Dario Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10676

File: RS3T.3.0.D.78.CL.MU.83.D.0.002.A | n. Elab.: 78_509_10_2

INDICE

1 PREMESSA 3

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA 3

2 SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO 6

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 7

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI 8

4.1 CALCESTRUZZO 8

4.2 ACCIAIO 8

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO 9

5.1 CARATTERISTICHE DEL SITO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA 11

7 CRITERI DI VERIFICA DELLE OPERE - PARATIE 13

7.1 OPERE DI SOSTEGNO 13

7.1.1 Azioni 13

7.1.2 Approcci progettuali e metodi di verifica 13

7.1.3 Stabilità globale 15

7.2 VERIFICHE STRUTTURALI SLU 16

7.2.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. 16

7.2.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE 16

7.2.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO 16

7.3 VERIFICHE STRUTTURALI SLE 17

7.3.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI 17

7.3.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE 19

7.4 VERIFICHE STRUTTURALI - URTO 20

8 VERIFICA DELLE OPERE 21

8.1 FASI DI CALCOLO 22

8.2 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE 27

8.3 MOBILITAZIONE SPINTA PASSIVA 30

8.1 VERIFICHE GEOTECNICHE VERIFICHE SLE 32

8.1.1 Stabilità globale 33

8.2 VERIFICHE STRUTTURALI 34

8.2.1 Verifica a taglio – condizioni statiche 35

8.2.2 Verifica a taglio – condizioni sismiche 35

8.2.3 Verifiche a flessione - condizioni statiche 36

8.2.4 Verifiche strutturali – condizioni sismiche 40

8.3 VERIFICA STRUTTURALE PARAMENTO 43

8.3.1 Verifica a pressoflessione – condizioni statiche 44

8.3.2 Verifica a pressoflessione – condizioni sismiche 47

8.4 VERIFICA STRUTTURALE PARAMENTO – URTO 50

8.4.1 Calcolo delle sollecitazioni 52

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento delle opere di sostegno definitive atte alla costruzione dell'opera MU83D, dalla progressiva 0+135.98 km alla 0+185.29 km, inquadrate all'interno della Progettazione Definitiva della Direttrice Ferroviaria Messina-Catania-Palermo, nuovo collegamento Palermo-Catania, tratta Lercara DIR - Caltanissetta Xirbi (Lotto 3) dalla progressiva chilometrica 0+135.98 alla 0+182.29 km, per uno sviluppo complessivo di 48.70 m.

1.1 Descrizione dell'opera

L'opera ha uno sviluppo complessivo di 49 m circa ed è costituita da pali di diametro 800 mm e interasse pari a 1.20 m ("tipo 5c") e lunghezza 12 m, su cui si intesta un muro necessario per il contenimento del rilevato stradale. Il calcolo viene effettuato per la configurazione più critica, in cui si ha un'altezza massima del muro pari a 5 m.

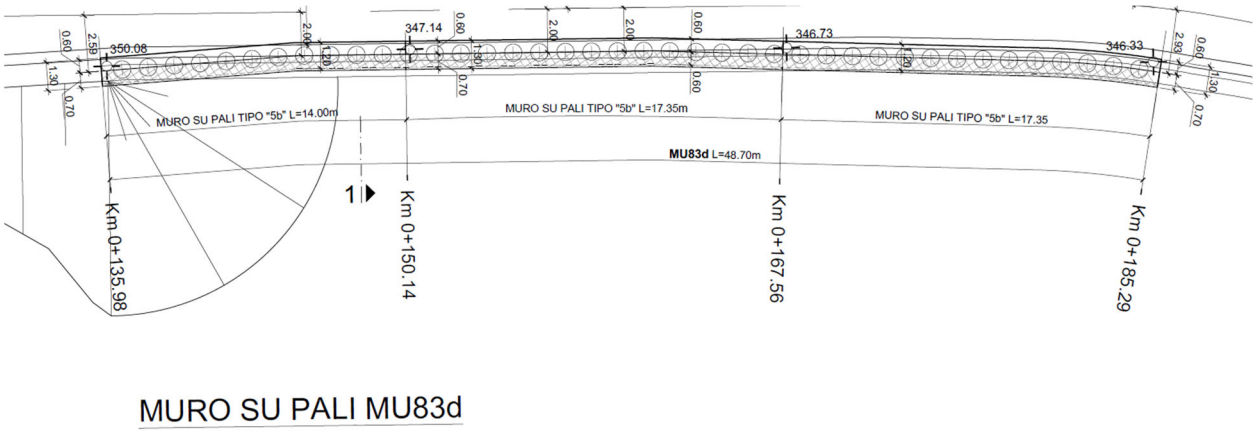


Figura 1-1 Pianta MU83D.

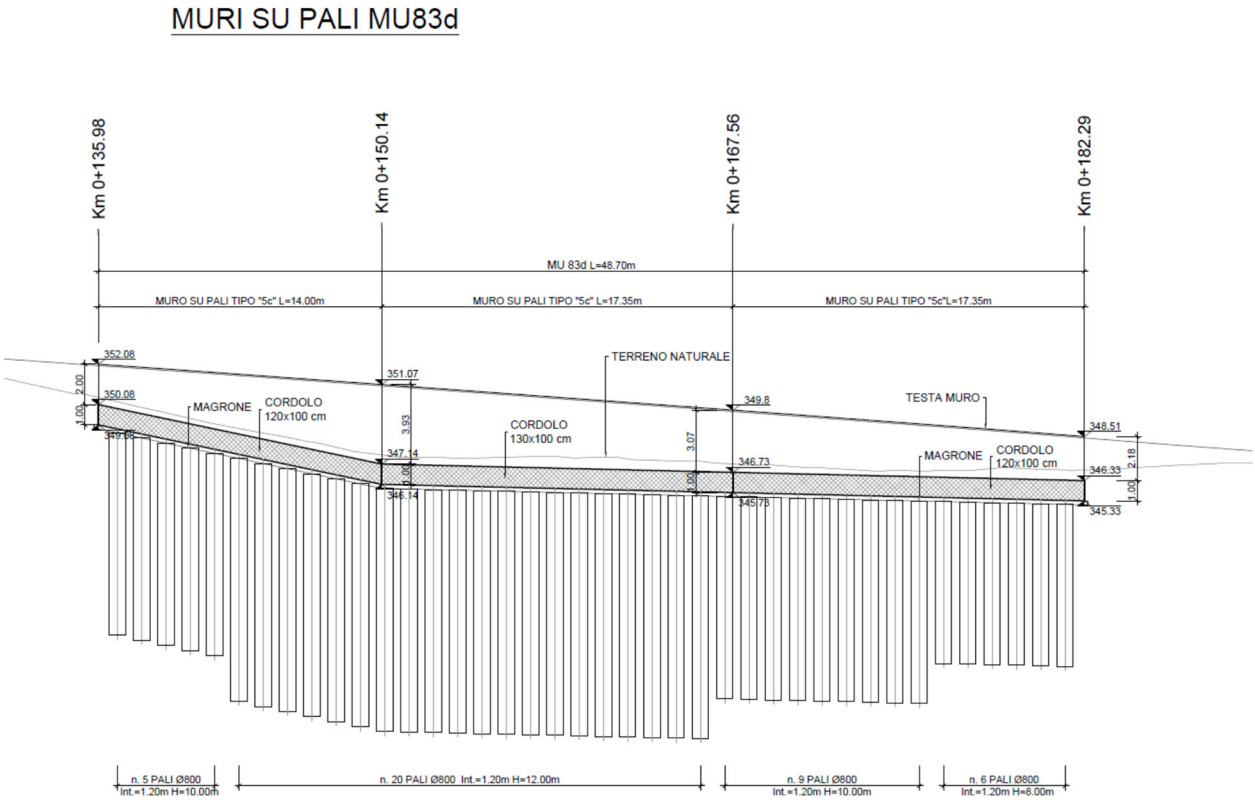


Figura 1-2 - Prospetto MU83D.

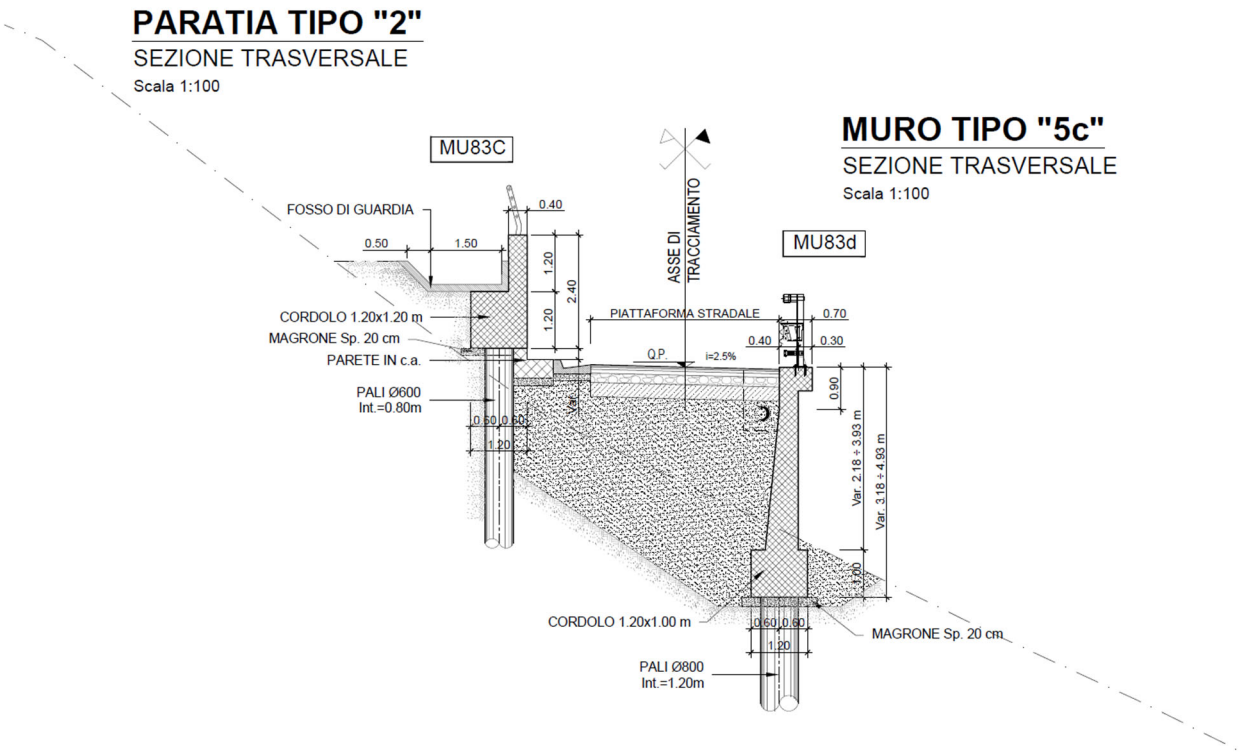


Figura 1-3 - Sezione tipo MU83D.

2 SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO

Le opere di sostegno in esame consistono in paratie di pali trivellati con diametro nominale di 600 mm ed interasse 0.90 m.

In accordo con la Normativa vigente, al fine di valutare i parametri di azione sismica dell'area, si utilizzano le seguenti coordinate: lat = 37.736472e long.= 13.666408

Si riporta inoltre di seguito in figura la posizione geografica dell'opera in esame.

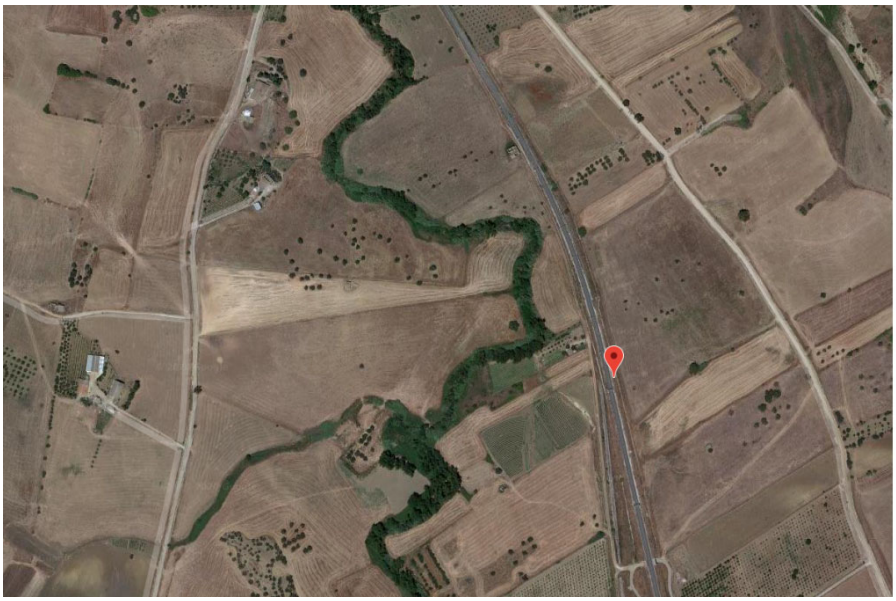


Figura 2-1. Posizione Geografica

Nel seguito si mostrano le principali verifiche strutturali e geotecniche delle opere di sostegno secondo normativa NTC2018.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 17/01/2018 e del "Manuale di progettazione delle opere civili" RFI DTC SI MA IFS 001 C.

4.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo per pali	
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85\ f_{ck}/1.5 = 14.17$ MPa
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 29962$ MPa

Calcestruzzo per muro di sostegno	
Classe di resistenza	C32/40
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85\ f_{ck}/1.5 = 18.81$ MPa
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 33642.78$ MPa

4.2 Acciaio

Acciaio per barre di armatura	
Tipo	B450C
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3$ MPa
Tensione massima di compressione in esercizio (DM 17/01/2018).	$\sigma_{lim} = 0.8\ f_{yk} = 360$ MPa

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

I risultati delle indagini geotecniche, in sito e di laboratorio, hanno permesso di definire il modello geotecnico, rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni/rocce interessati dalle opere.

Si definiscono dunque i parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi numeriche mostrate nel seguito.

U.G.	da	a	γ	c'	cu	ϕ'	E_{op}	ν
[-]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kPa]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
C	0	5	19	3	-	20	15	0.3
GTL3	5	40	21	20	200	23	100	0.3

Tabella 1. Parametri geotecnici caratteristici

in cui:

γ = peso specific del terreno;

c'_k = coesione efficace;

c_u = coesione non drenata;

φ'_k = angolo d'attrito efficace;

E'_{op} = modulo di Young

La falda è posta ad una profondità superiore a 30 metri dal piano campagna.

L'opera ha la funzione di sostenere un rilevato stradale, le cui caratteristiche sono le seguenti:

γ = 19 kN/m^3;

c'_k = 0 kPa;

φ'_k = 35°;

Lo strato di coltre non viene considerate in quanto si effettua un prescavo prima della realizzazione dell'opera.

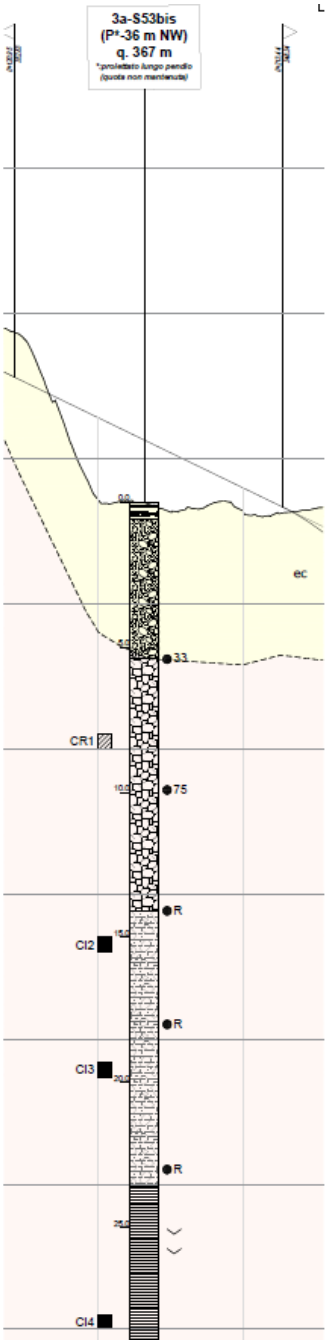


Figura 5-1. Stralcio del profilo geotecnico

5.1 Caratteristiche del sito e definizione dell'azione sismica

Le opere in progetto interessano un sito con le seguenti coordinate geografiche: lat = 37.569083 e long.= 13.939067

Alle strutture di sostegno, trattandosi di opere definitive, si attribuisce un periodo di riferimento V_R = 75 anni (cfr. tab. C2.4.I della Circolare 7/19).

Con riferimento alla probabilità di superamento dell'azione sismica, P_{VR}, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo V_R dell'opera in progetto, si determina il periodo di ritorno T_R del sisma di progetto:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato con approccio semplificato (cfr. § 3.2.2 del DM 17/01/2018) basato sulla classificazione del sottosuolo sulla base dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, poiché le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni sono chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.3.II del DM 17/01/2018.

La categoria di suolo di riferimento è la categoria di suolo C.

Pertanto, tenendo conto dei fattori locali del sito, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (cfr. cap. 7 DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)$$

dove:

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

S_S è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g (Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018);

S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall'ubicazione dell'opera (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica per le opere sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 1 – Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto

	MU83D	
	Strutture di sostegno	
Coord. geografiche	Latitudine: 37.569083	Longitudine: 13.939067
T_R	1068 (SLV)	
$a_g(g)$	0.094	
F_0	2.668	
Categoria sottosuolo	C	
S_S	1.50	
Categoria topografica	T2	
S_T	1.20	
a_{max}/g	0.166	

7 CRITERI DI VERIFICA DELLE OPERE - PARATIE

Le verifiche sono state condotte in accordo con le prescrizioni e le indicazioni del DM 17/01/2018 e della Circolare n.7/19.

7.1 Opere di sostegno

7.1.1 Azioni

Le azioni considerate per la verifica delle strutture di sostegno sono le seguenti:

- **azioni permanenti**: peso proprio degli elementi strutturali e spinta del terreno a monte e a valle dell'opera.
- **azioni variabili**: carico variabile stradale generato dalla viabilità NV58 (q = 20 kPa).
- **azione sismica**: l'accelerazione orizzontale massima attesa al suolo è definita nel paragrafo 5.2.

7.1.2 Approcci progettuali e metodi di verifica

Le verifiche delle strutture di sostegno sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

- collasso del complesso opera-terreno;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Per le strutture di sostegno flessibili si adotta l'Approccio Progettuale 1 con le due combinazioni di coefficienti parziali (tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del DM 17/01/2018):

- combinazione 1: A1 + M1 + R1
- combinazione 2: A2 + M2 + R1.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 (A2+M2+R1). Per le verifiche di stati limite ultimi STR l'analisi è stata condotta con la combinazione 1 (A1+M1+R1), applicando i coefficienti parziali A1 (γ = 1,3) all'effetto delle azioni. A tale scopo, nelle analisi, i valori caratteristici dei carichi variabili sfavorevoli sono stati amplificati di un coefficiente pari a 1,5/1,3= 1,15.

Al fine di rispettare le richieste della Normativa in merito al modello geometrico di riferimento ($6.5.2.2 DM 17/01/2018) nel caso di opere in cui la funzione di sostegno è affidata alla

resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle è diminuita della quantità prevista, per opere vincolate:

$$\Delta h = \min (0.5; 10\%\Delta t)$$

in cui Δt è la differenza di quota tra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo.

Il corretto dimensionamento nei confronti degli SLU assicura che gli spostamenti dell'opera siano compatibili con le esigenze di funzionalità della stessa; pertanto, trattandosi di opere provvisionali, in assenza di fabbricati o altre opere da salvaguardare a ridosso delle stesse, non si ritengono necessarie ulteriori valutazioni di verifica nei confronti degli SLE.

Per le verifiche di stabilità globale è stato applicato l'Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2 – tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 17/01/2018).

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), con riferimento alla configurazione finale dell'opera di sostegno. Per le verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici sono pari all'unità. Si adotta il metodo pseudostatico, calcolando il coefficiente sismico orizzontale secondo le prescrizioni della normativa (DM 17/01/2018):

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito,
- α è il coefficiente di deformabilità (Figura 7.11.2 del DM 17/01/2018);
- β è il coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 del DM 17/01/2018).

Per la definizione dell'azione sismica si rimanda al paragrafo 7.4. L'effetto del sisma sulle strutture di sostegno è ottenuto applicando un incremento di spinta (cfr § 7.11.6.3.1 del D.M. 17/01/2018 e § C7.11.6.3 della Circolare 7/19) del terreno valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera.

$$\Delta S_E = \left[\frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (K_{aE} - K_a) \right] / H,$$

dove: γ rappresenta il peso dell'unità di volume della formazione con la quale l'opera interagisce, H rappresenta l'altezza totale dell'opera (comprensiva del tratto infisso), K_{aE} e K_a rappresentano i coefficienti di spinta attiva in condizioni sismiche e statiche rispettivamente.

Per la valutazione della spinta passiva si assume α=1 (§7.11.6.3 del DM 17/01/2018). Il coefficiente sismico verticale, k_v, si assume pari a 0 (§7.11.6.3 del DM 17/01/2018).

I coefficienti di spinta attiva sono determinati attraverso la relazione di Mononobe (1929) e Okabe (1926). I coefficienti di spinta passiva sono determinati attraverso la relazione di Lancellotta (2007). L'angolo di attrito terreno/struttura, δ, si assume pari a 2/3 della resistenza al taglio del terreno naturale.

Le verifiche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo PARATIE (Paratie Plus 2014.1).

7.1.3 Stabilità globale

In accordo con le indicazioni del DM 17/01/2018 § 6.8.2, le verifiche di sicurezza SLU sono state condotte secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), in cui A2 sono i coefficienti moltiplicativi delle azioni e M2 e R2 sono i coefficienti riduttivi dei parametri di resistenza dei materiali e della resistenza globale del sistema. Il rapporto tra R_d ed E_d dovrà risultare sempre maggiore o uguale a γ_R = 1.1 in condizioni statiche per assicurare che la verifica di sicurezza richiesta da normativa sia rispettata.

Per le verifiche sismiche si applicano gli stessi criteri ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§7.11.1 e § 7.11.4 del DM 17/01/2018) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a γ_R = 1.2. (§ 7.11.4 del DM 17/01/2018).

Per la valutazione della superficie di scorrimento critica (ed in generale di tutte le superfici di scorrimento) è stato utilizzato il metodo di Morgenstern & Price.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi SLV, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$F_h=k_h \cdot W$ ed $F_v=k_v \cdot W$

con k_h e k_v pari rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$k_h = \beta_s \cdot a_{max}/g$ e $k_v=\pm 0.5 \cdot k_h$

in cui:

- β_s: coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max}: accelerazione orizzontale massima attesa al sito (cfr. §7.4).
- g: accelerazione di gravità.

7.2 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

7.2.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

7.2.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

7.2.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \max\left\{\left[0{,}18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] b_w \cdot d;\ (v_{\min} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d\right\}$$

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

$$V_{Rsd} = 0{,}9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0{,}9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \nu \cdot f_{cd} \, (ctg\alpha + ctg\theta)/(1 + ctg^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ con d in mm;

$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$;

A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$;

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot {f_{ck}}^{1/2}$;

$1 \leq \cot\theta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

7.3 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

7.3.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati

secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Manuale di progettazione opere civili".

La verifica consiste nel controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

σc < 0.55 fck per combinazione di carico caratteristica (rara);

σc < 0.40 fck per combinazione di carico quasi permanente;

σs < 0.75 f k per combinazione di carico caratteristica (rara).

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): 0,55 f_{ck};
- per combinazioni di carico quasi permanente: 0,40 f_{ck};
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare 0.75 f_{yk}.

Per il caso in esame risulta in particolare:

- *Muro di sostegno:*

CALCESTRUZZO

$\sigma_{cmax\ QP}$ = (0,40 f_{cK}) = **13.28** MPa (Combinazione di Carico Quasi Permanente)

$\sigma_{cmax\ R}$ = (0,55 f_{cK}) = **18.26** MPa (Combinazione di Carico Caratteristica - Rara)

ACCIAIO

$\sigma_{s\ max}$ = (0,75 f_{yK}) = **337.5** MPa Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)

7.3.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportata nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 7-1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Risultando:

w1= 0.2 mm

w2= 0.3 mm

w3= 0.4 mm

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezione 2 – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

Combinazione Caratteristica (Rara) $\boldsymbol{\delta_f \leq w_1 = 0.2\ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è è utilizzata la procedura prevista al punto" C4.1.2.2.4.5 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

7.4 VERIFICHE STRUTTURALI - URTO

In testa al muro è presente un'opera di protezione a lato della piattaforma stradale che verrà realizzata, si dovrà quindi eseguire una verifica strutturale del muro di sostegno in presenza di urto. L'urto rappresenta un carico eccezionale quindi la combinazione di riferimento vede i coefficienti parziali delle azioni e dei materiali pari all'unità.

Per le verifiche strutturali si considera la verifica a pressoflessione della sezione di spiccato del paramento per la quale:

M = [100 * (Hp+1)] / Lc= momento allo spiccato

T = 100 / Lc taglio allo spiccato

in cui:

Lc = 0.5 m +2 Hp larghezza di ripartizione

Hp altezza del paramento

8 VERIFICA DELLE OPERE

Sono di seguito descritti il modello geotecnico e le principali caratteristiche dell'opera strutturale adottate nelle analisi di verifica.

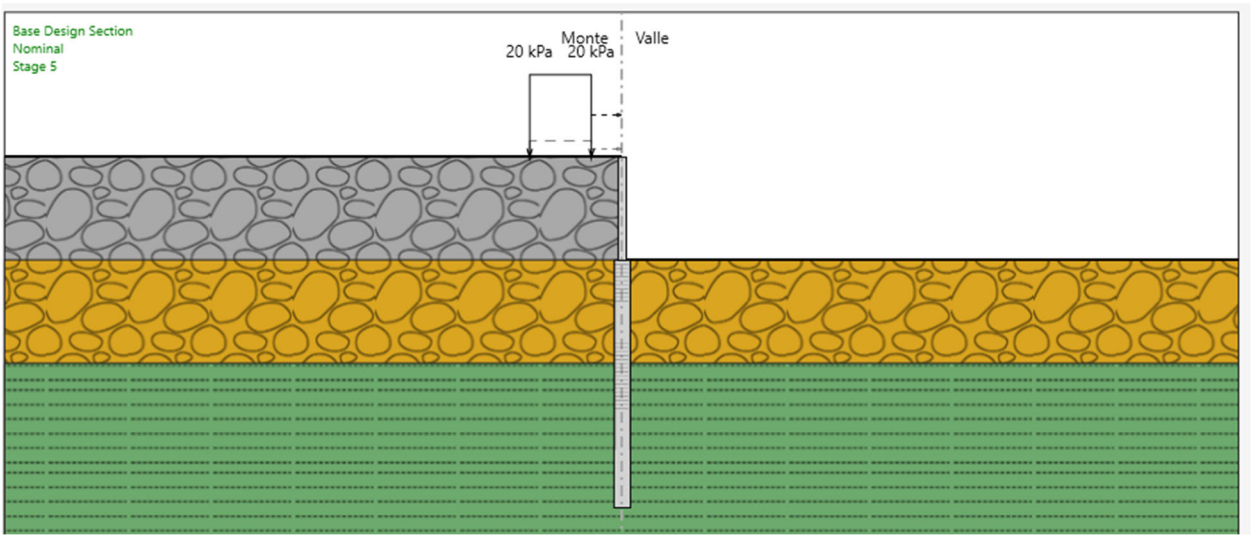


Figura 8-1. Schema di calcolo paratia

Tipologia struttura di sostegno	pali ϕ800 ad interasse 1.20 m
Altezza totale paratia	H_{tot} = 13.00 m (1.00 m di cordolo)
Altezza muro di sostegno	H = 4.00 m
Altezza rilevato stradale a monte	H_1 = 4 m
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi a monte	g = 20 kPa

Tabella 2. Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo 1

U.G.	da	a	γ	c'	cu	ϕ'	E_{op}	ν
[-]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kPa]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
C	0	5	19	3	-	20	15	0.3
GTL3	5	40	21	20	-	24	100	0.3

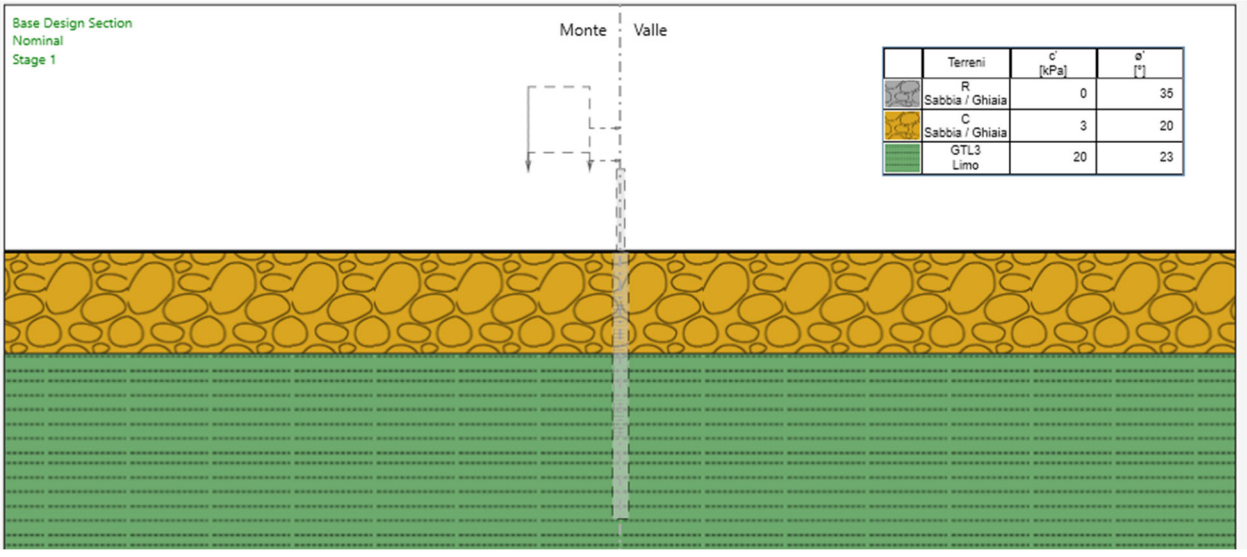
Tabella 3. Parametri geotecnici di calcolo

U.G.	Condizione	Cat. sottosuolo	Cat. topografica	ag (g)	Ss	St	amax/g
[-]	[-]	[-]	[kN/m^3]	[-]	[-]	[-]	[-]
GTL3	SLV	C	T2	0.115	1.5	1.2	0.205

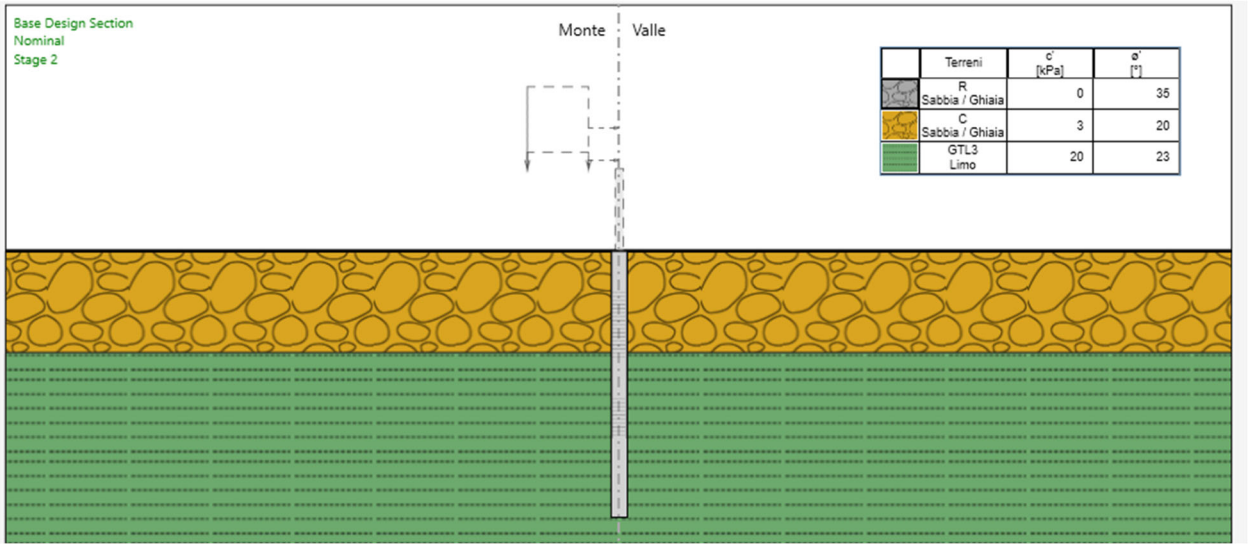
Tabella 4. Parametri per l'analisi sismica

8.1 Fasi di calcolo

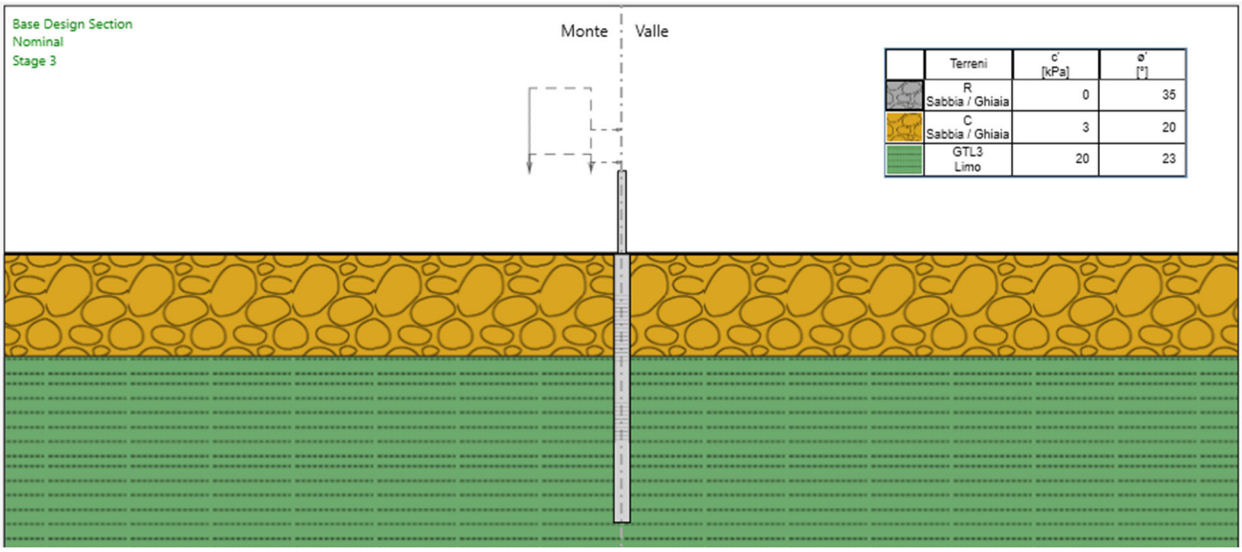
1) Geostatico e prescavo fino a quota testa palo;



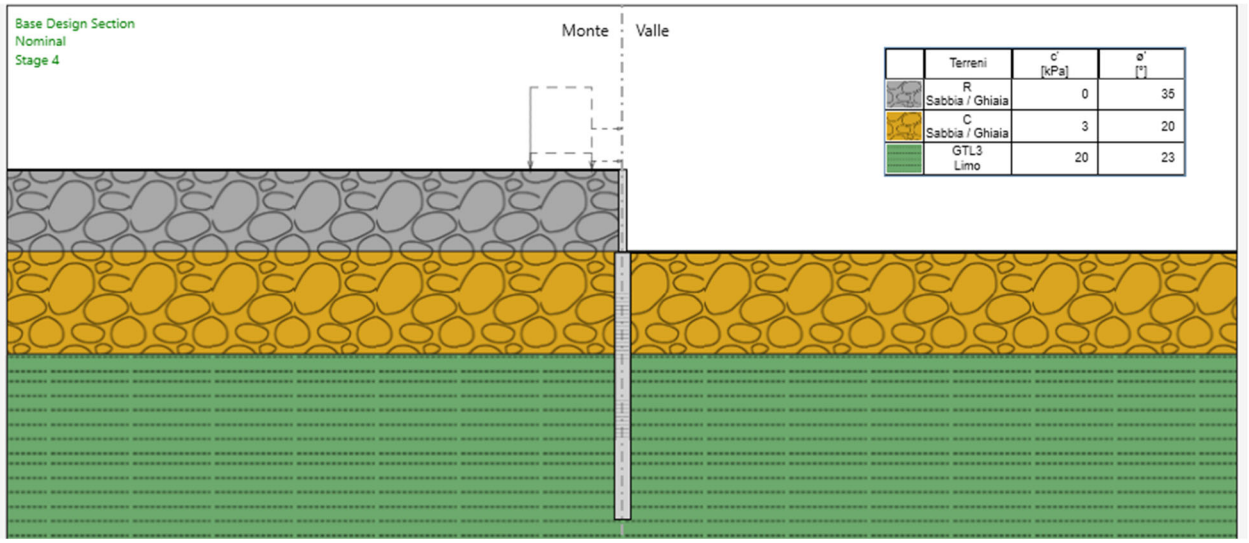
2) Inserimento della paratia di pali (φ 800, interasse 1.20 m, lunghezza totale = 13 m);



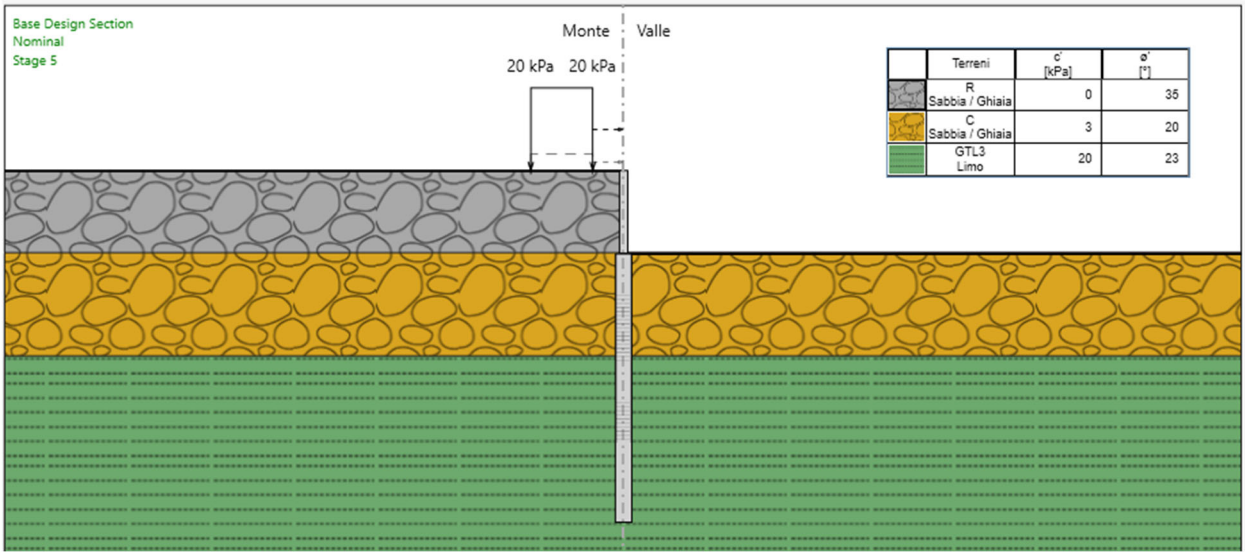
3) Realizzazione muro di sostegno (modellazione con un elemento Parete di spessore minimo e altezza massima a favore di sicurezza, pari rispettivamente a 0.40 m e 5 m);



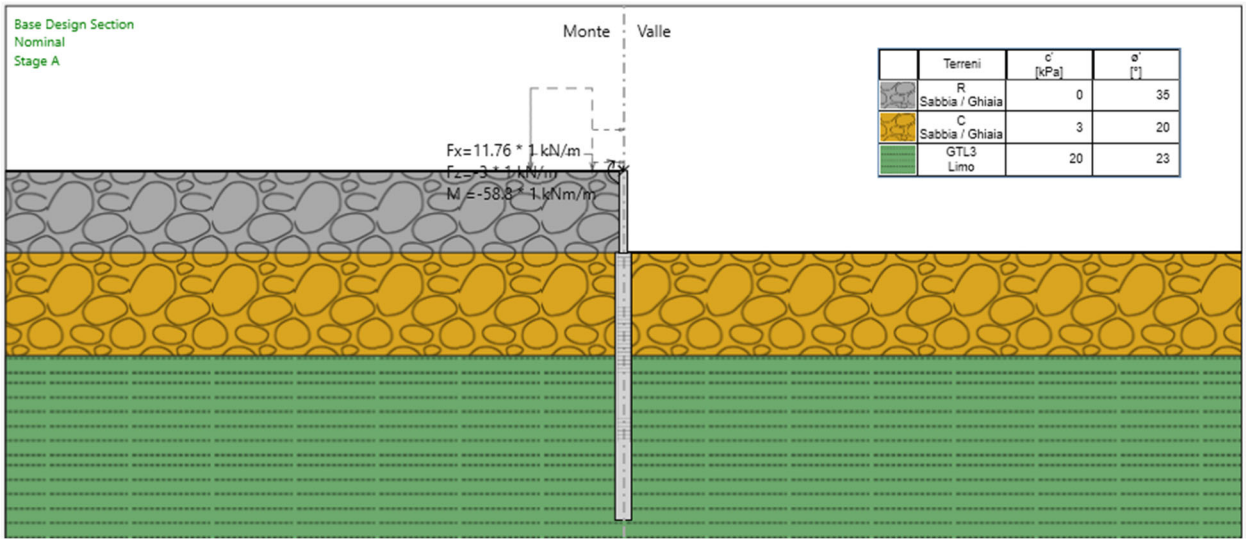
4) Riempimento a monte con rilevato stradale (spessore 4 m);



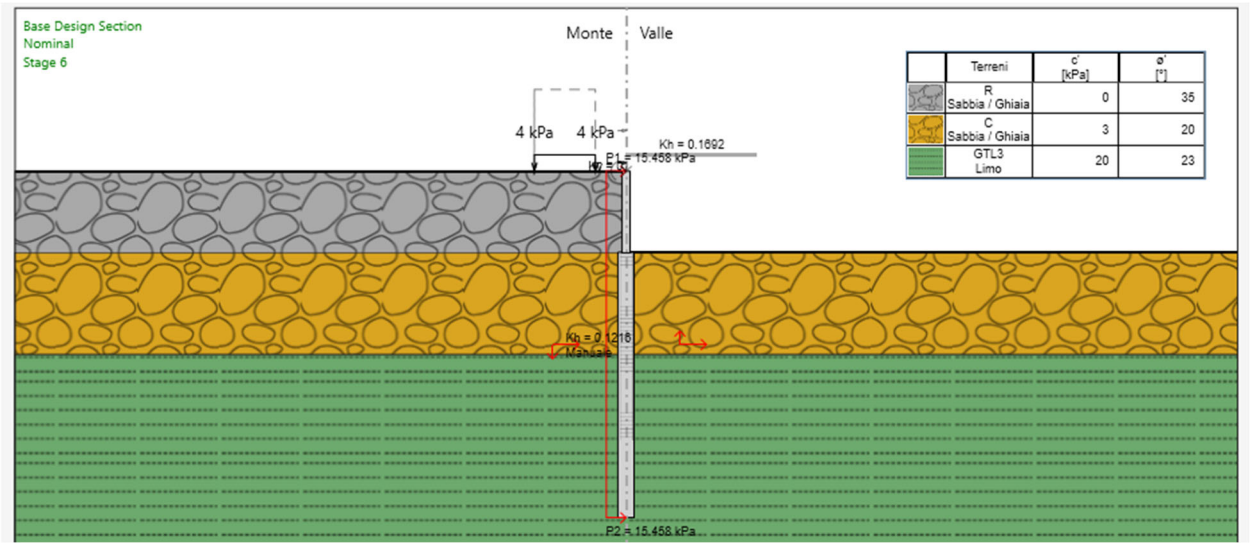
5) Applicazione carico accidentale dovuto all'azione del carico stradale pari a 20 kPa;



6) Applicazione azione urto in testa al muro



7) Applicazione azione sismica;

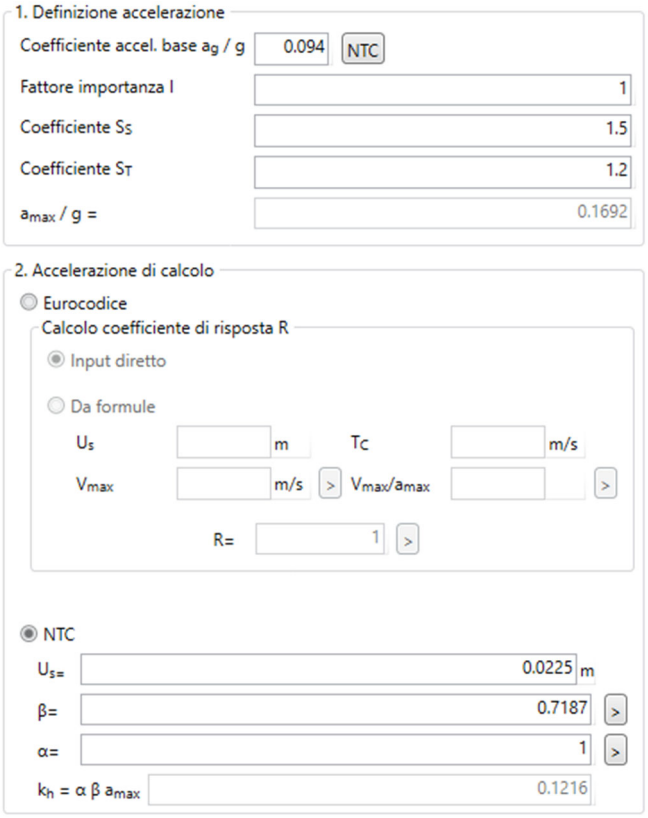


Applicando l'azione sismica al modello si ha:

$U_S = 0.005\ H_{scavo} = 0.0225$;

α è posto cautelativamente pari a 1;

β è pari a $0.133\ \mathrm{lm}(5/U_S) = 0.7187$.


1. Definizione accelerazione
Coefficiente accel. base ag / g
0.094
NTC
Fattore importanza I
1
Coefficiente Ss
1.5
Coefficiente St
1.2
amax / g =
0.1692
2. Accelerazione di calcolo
Eurocodice
Calcolo coefficiente di risposta R
Input diretto
Da formule
Us
m
Tc
m/s
Vmax
m/s
Vmax/amax
R=
1
NTC
Us=
0.0225
m
β=
0.7187
α=
1
kh = α β amax
0.1216

8.2 Risultati delle analisi e verifiche

A seguire si riportano i diagrammi del momento flettente e del taglio ottenuti dalle analisi.

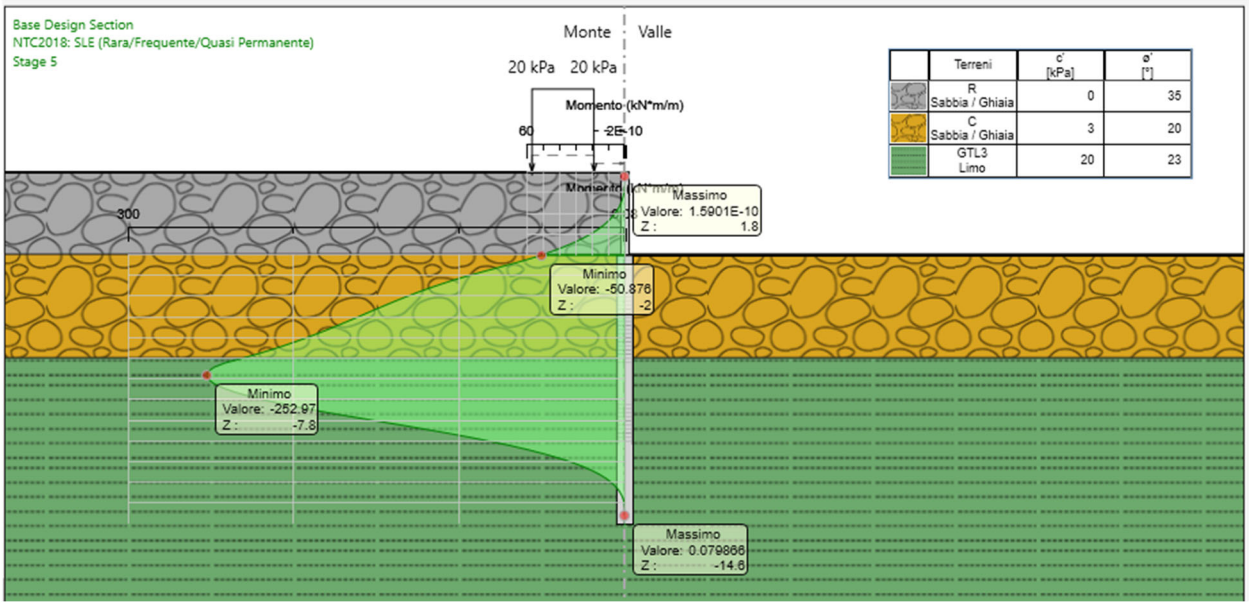


Figura 8-2 – Momento SLE.

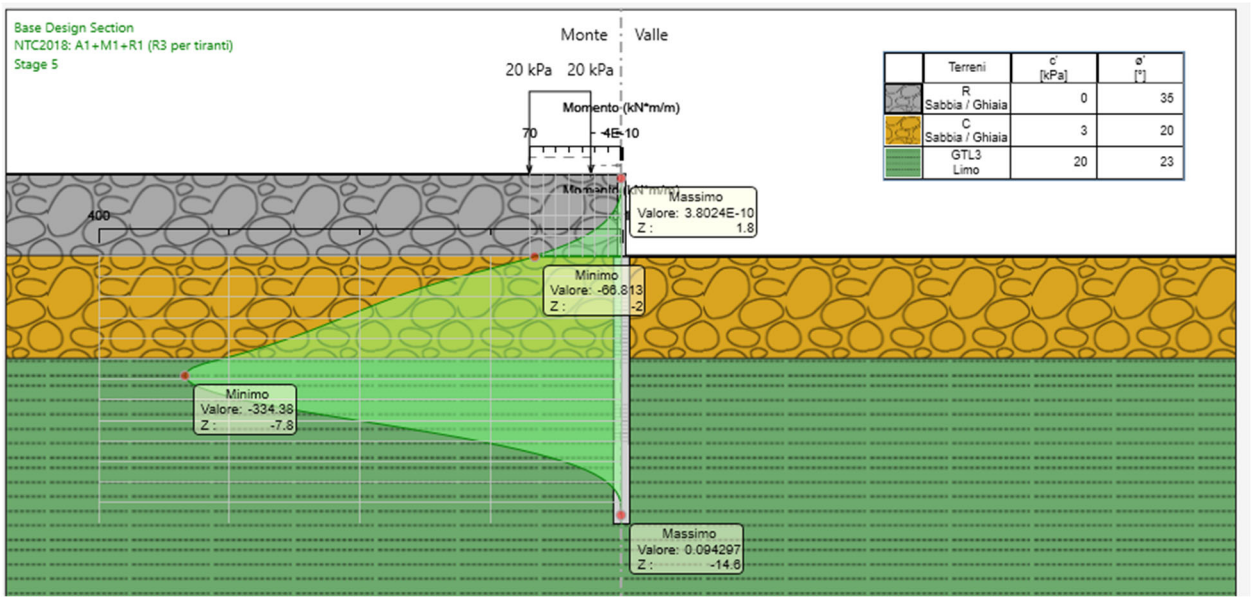


Figura 8-3 – Momento SLU.

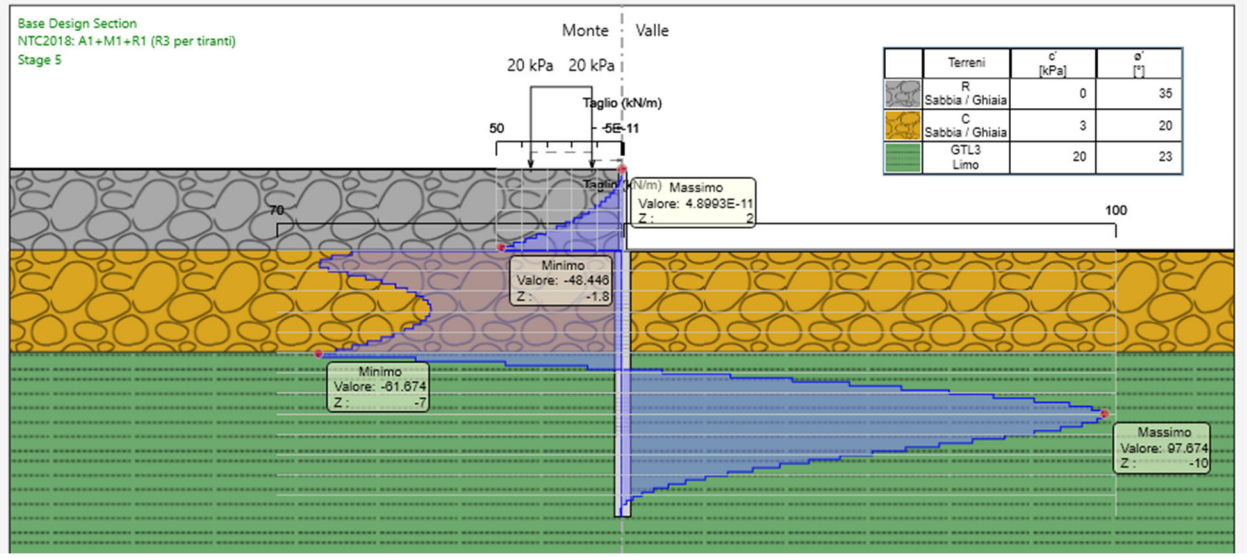


Figura 8-4 – Taglio SLU.

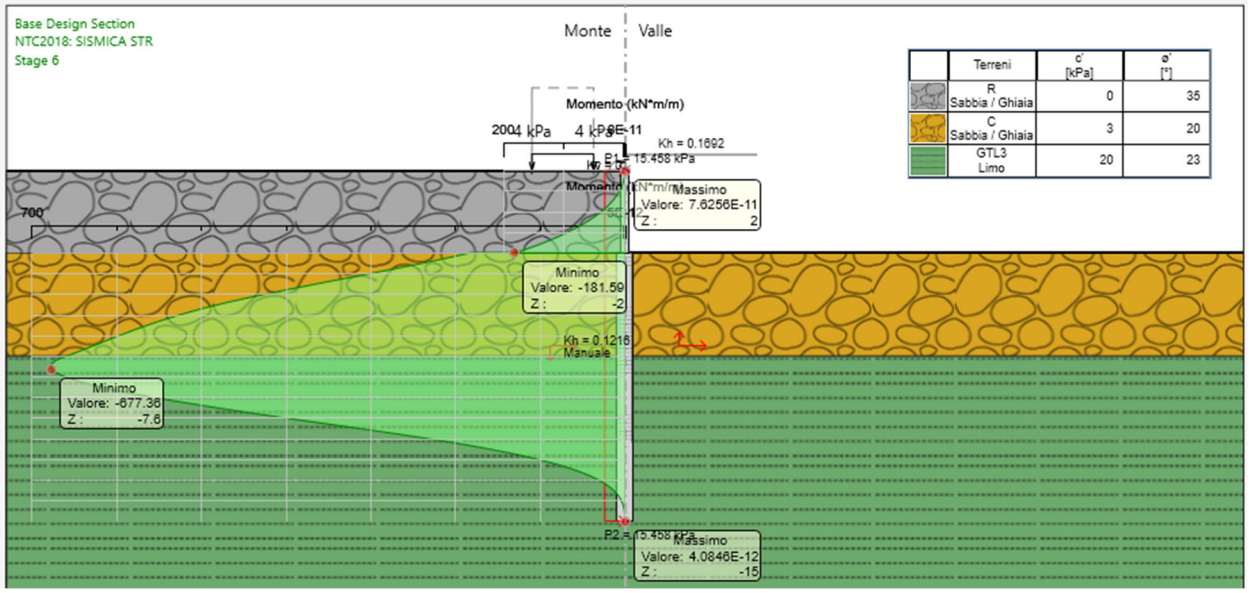


Figura 8-5 – Momento SLV.

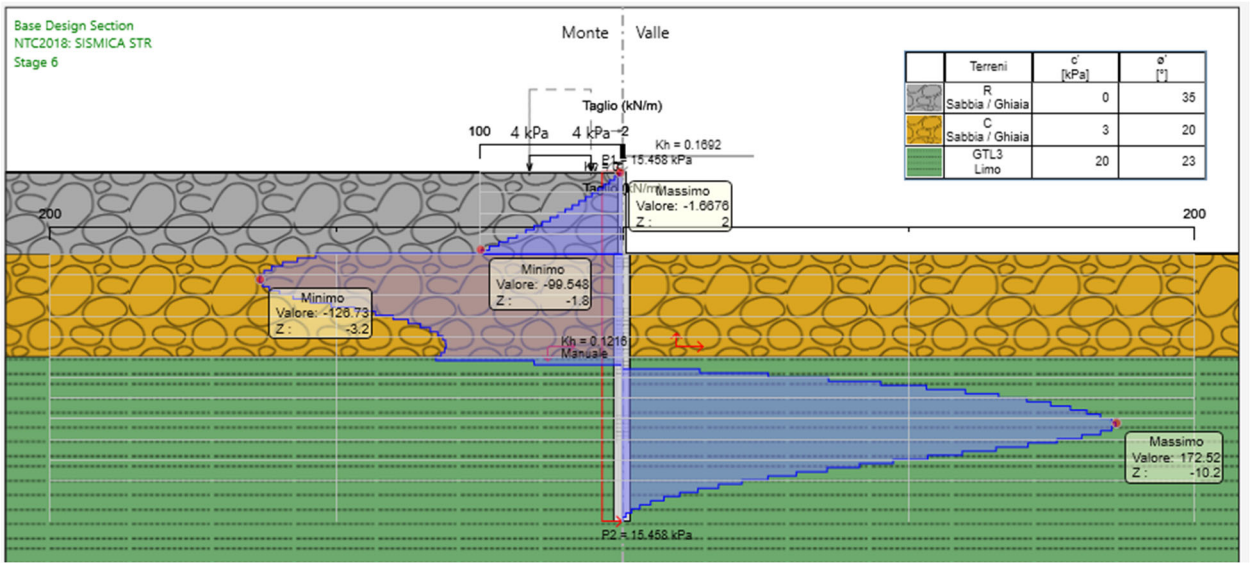


Figura 8-6 – Taglio SLV.

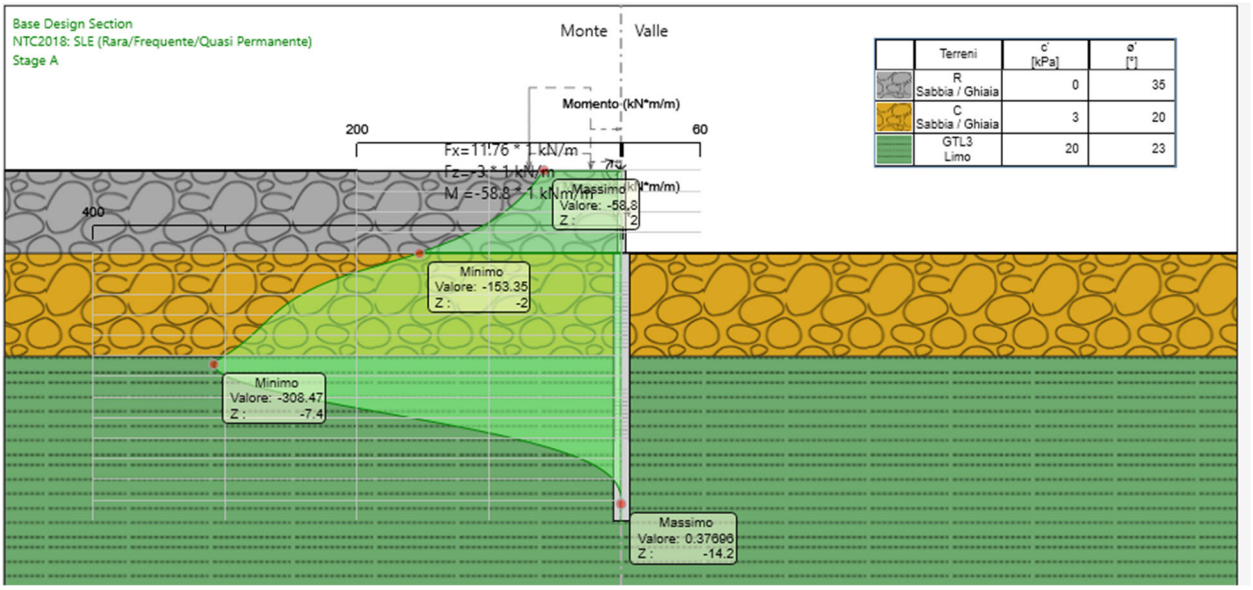


Figura 8-7 – Momento urto.

Il momento in presenza di urto, calcolato allo SLE per tener conto dei valori dei coefficienti di sicurezza unitari, risulta minore del momento allo SLU pertanto non dimensionante.

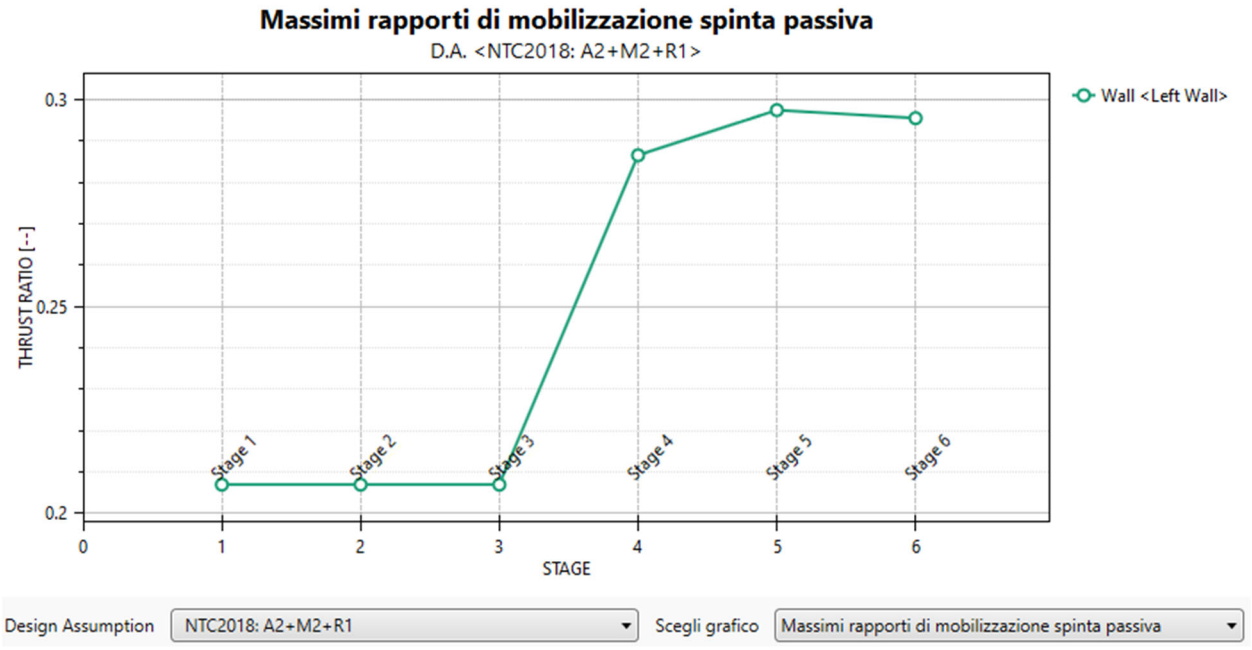
8.3 Mobilitazione spinta passiva

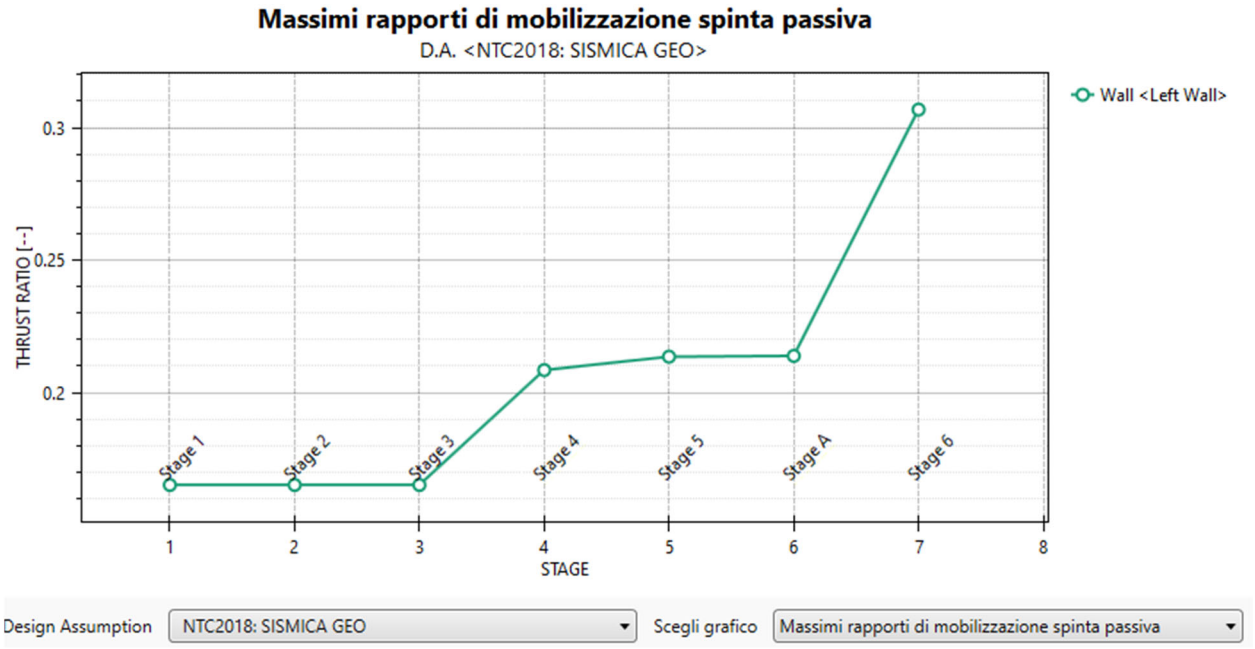
Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>
Parete <Left Wall>

```
      Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)     0.21  D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 3)
      Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)     0.3   D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)
```

Riepilogo per la DA <NTC2018: SISMICA GEO>
Parete <Left Wall>

```
      Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)     0.17  D.A.
NTC2018: SISMICA GEO (Stage 3)
      Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)     0.31  D.A.
NTC2018: SISMICA GEO (Stage 6)
```




Massimi rapporti di mobilizzazione spinta passiva
D.A. <NTC2018: SISMICA GEO>
Wall <Left Wall>
THRUST RATIO [--]
0.3
0.25
0.2
Stage 1
Stage 2
Stage 3
Stage 4
Stage 5
Stage A
Stage 6
1
2
3
4
5
6
7
8
STAGE
Design Assumption
NTC2018: SISMICA GEO
Scegli grafico
Massimi rapporti di mobilizzazione spinta passiva

8.1 Verifiche geotecniche Verifiche SLE

Nell'immagine che segue si riporta lo spostamento della paratia in fase 5.

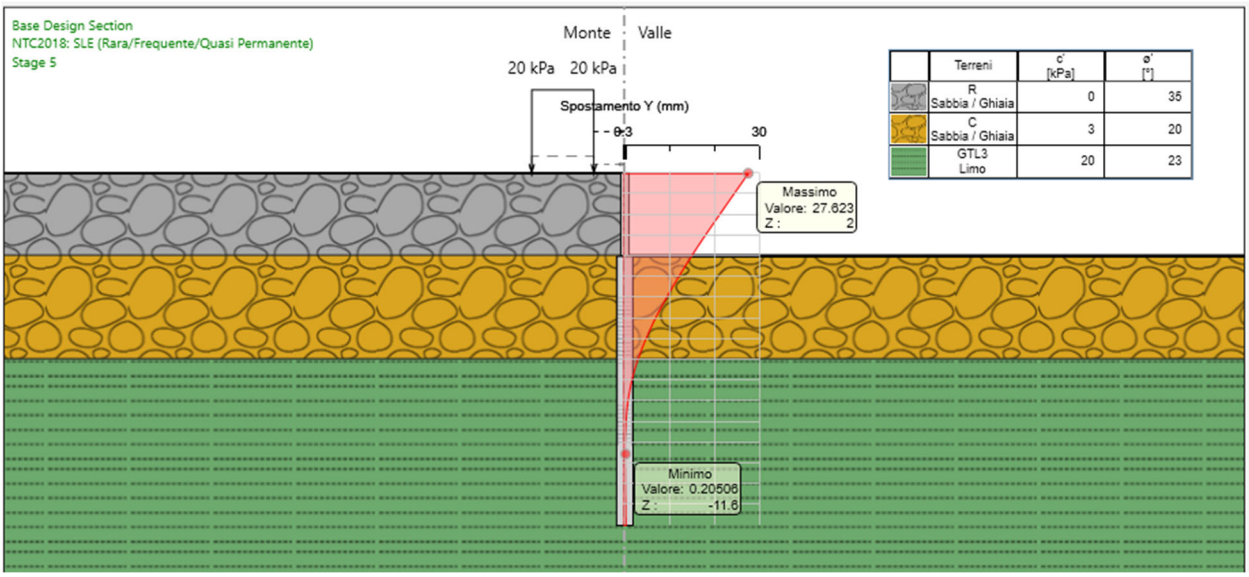
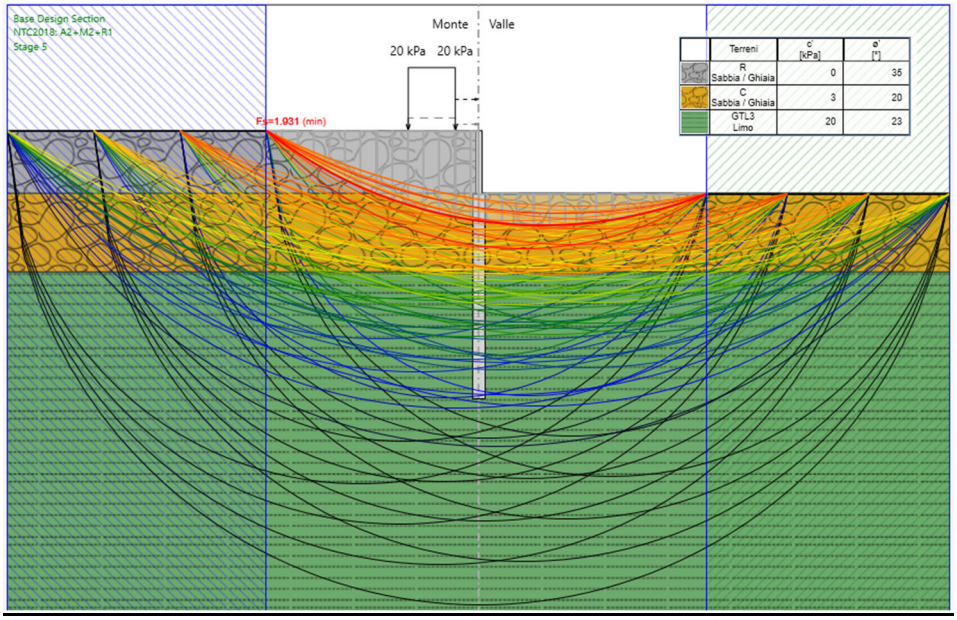


Figura 8-8. Deformata dell'opera di sostegno nella configurazione di fondo scavo

La deformata dell'opera rientra nei limiti progettuali stabiliti.

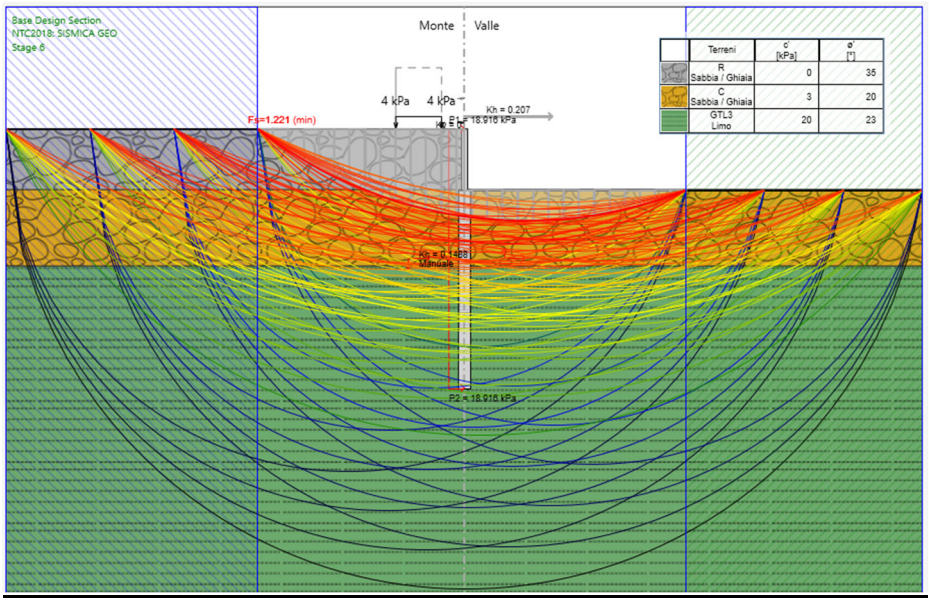
8.1.1 Stabilità globale

CONDIZIONI STATICHE



Verifica soddisfatta

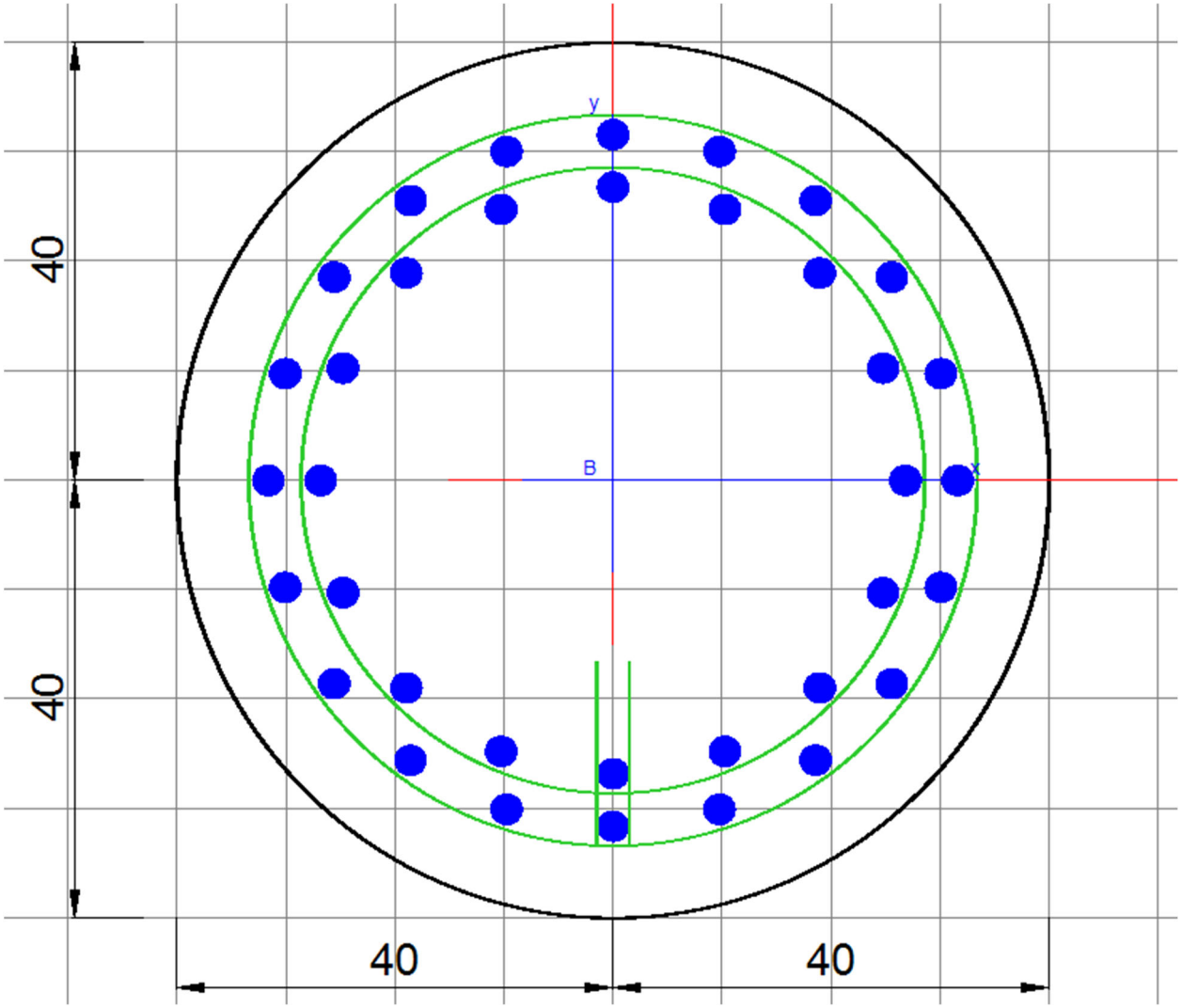
CONDIZIONI SISMICHE



Verifica soddisfatta

8.2 Verifiche strutturali

Per l'armatura della paratia di pali sono state impiegate 20+16 barre con diametro φ24 mm.



Si riportano di seguito le verifiche a taglio e a flessione in condizioni statiche e sismiche.

8.2.1 *Verifica a taglio – condizioni statiche*

VERIFICA A TAGLIO - SLU						
r	400	mm				
c	84	mm				
rs	316	mm				
α	0.53	rad				
Atot	502655	mm^2				
A	405196	mm^2				
h	745.8	mm	Rck	30		
d	601.2	mm	fck	24.9		
bw	674.0	mm	γc	1.5		
1+(200/d)^0,5	1.577			*N.ro*		*area_ferro*
k	1.577		As	36	ϕ	24.0
Asl	16286	mm^2				
Asl/(bw· d)	0.040					
ρ1	0.020		Vrd	282.1	kN	
vmin	0.346		Ved	117	KN	
vmin·bw·d	140118	N	Vrd/Ved	2.41	-	
Vrd	282074	N				
Non necessita di armatura a taglio						

8.2.2 *Verifica a taglio – condizioni sismiche*

VERIFICA A TAGLIO - SLV						
r	400	mm				
c	84	mm				
rs	316	mm				
α	0.53	rad				
Atot	502655	mm^2				
A	405196	mm^2				
h	745.8	mm	Rck	30		
d	601.2	mm	fck	24.9		
bw	674.0	mm	γc	1.5		
1+(200/d)^0,5	1.577			*N.ro*		*area_ferro*
k	1.577		As	36	ϕ	26.0
Asl	19113	mm^2				
Asl/(bw· d)	0.047					
ρ1	0.020		Vrd	282.1	kN	
vmin	0.346		Ved	207	KN	
vmin·bw·d	140118	N	Vrd/Ved	1.36	-	
Vrd	282074	N				
Non necessita di armatura a taglio						

La sezione analizzata non necessita armatura a taglio per entrambe le configurazioni (statica e sismica), tuttavia si prevede una spirale ϕ12 passo 15 cm a favore di sicurezza.

8.2.3 Verifiche a flessione - condizioni statiche

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.1	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo ß1*ß2 :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito ß1*ß2 :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C25/30

Raggio circ.:	40.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre genrate

Raggio — Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre — Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø — Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	31.6	20	24
2	0.0	0.0	26.8	16	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 15.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N — Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx — Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My — Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy — Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx — Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	401.30	0.00	117.20	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N — Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx — Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My — Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	303.60	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N — Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx — Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My — Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	303.60 (197.00)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	303.60 (197.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.4	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	401.30	0.00	0.00	1458.78	0.00	3.64	162.9(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	40.0	0.00248	0.0	31.6	-0.00521	0.0	-31.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.

1	0.000000000	0.000121657	-0.001366273

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono esluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d | z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	117.20	896.25	1394.75	60.2| 51.2	71.8	2.500	1.000	2.3	27.9(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.53	0.0	-40.0	-110.5	0.0	-31.6	748	36.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]

My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00067	0.00000	0.500	24.0	72	0.00034 (0.00033)	329	0.113 (990.00)	197.00	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.53	0.0	-40.0	-110.5	0.0	-31.6	748	36.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00067	0.00000	0.500	24.0	72	0.00034 (0.00033)	329	0.113 (0.20)	197.00	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.53	0.0	-40.0	-110.5	0.0	-31.6	748	36.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00067	0.00000	0.500	24.0	72	0.00041 (0.00033)	329	0.136 (0.20)	197.00	0.00

8.2.4 Verifiche strutturali – condizioni sismiche

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.1	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa

Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C25/30

Raggio circ.:	40.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre genrate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	31.6	20	24
2	0.0	0.0	26.8	16	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	15.0	cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale	

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	812.83	0.00	207.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.4	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	812.83	0.00	0.00	1041.73	0.00	1.28	162.9(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00156	0.0	40.0	0.00115	0.0	31.6	-0.00196	0.0	-31.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000049076	-0.000405692		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono esluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

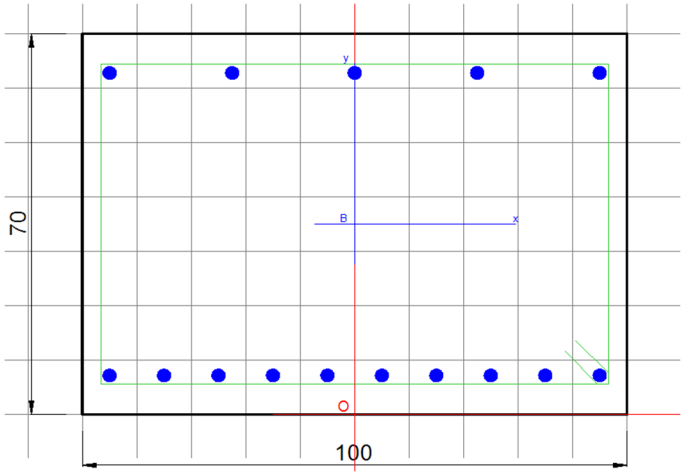
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d | z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	207.00	880.24	1357.37	59.8| 49.8	72.4	2.500	1.000	4.2	27.9(0.0)

8.3 Verifica strutturale paramento

Dal modello di Paratie Plus si ricavano i valori delle sollecitazioni alla base del paramento del muro per eseguire le verifiche allo SLU e SLV:

	Sollecitazioni a metro lineare	
	M (kNm/m)	T (kN/m)
SLE	50.8	-
SLU	66.8	48.4
SLV	181.6	99.5



La sezione viene armata con un ordine di 10 φ20 posti inferiormente e 5 φ20 posti superiormente.

8.3.1 Verifica a pressoflessione – condizioni statiche

DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.81	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.41	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. ß1*ß2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito ß1*ß2:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	70.0	cm
Barre inferiori:	10Ø20	(31.4 cm²)
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione

con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	66.80	48.40	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	50.80

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	50.80 (308.55)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	50.80 (308.55)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.8	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	66.80	-0.18	730.23	10.932	62.4	0.12	0.70	31.4 (11.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	70.0	0.00021	62.8	-0.02524	7.2

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	12	mm	
Passo staffe:	15.0	cm	[Passo massimo di normativa = 15.1 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	15.1	cm²/m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw|d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw| d	Ctg	Acw	ASt
1	S	48.40	300.78	1833.01	833.76	100.0| 62.8	2.500	1.000	0.9

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre

1	S	0.83	70.0	0.00	50.9	-28.7	62.8	17.0	1702	31.4	9.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00017	0.00006	0.50	0.60	0.000086 (0.000086)	395	0.034 (990.00)	308.55

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.83	70.0	0.00	50.9	-28.7	62.8	17.0	1702	31.4	9.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00017	0.00006	0.50	0.60	0.000086 (0.000086)	395	0.034 (0.40)	308.55

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.83	70.0	0.00	50.9	-28.7	62.8	17.0	1702	31.4	9.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00017	0.00006	0.50	0.40	0.000086 (0.000086)	395	0.034 (0.30)	308.55

8.3.2 Verifica a pressoflessione – condizioni sismiche

DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.81	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.41	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	70.0	cm
Barre inferiori:	10Ø20	(31.4 cm²)
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	181.60	99.50	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.8	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re,Mx re) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	181.60			3.832	52.5	0.28	0.79	31.4 (11.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00076	70.0	0.00045	62.8	-0.00196	7.2

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	12	mm	
Passo staffe:	15.0	cm	[Passo massimo di normativa = 15.1 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	15.1	cm²/m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw|d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw| d	Ctg	Acw	ASt
1	S	99.50	300.78	1833.01	833.76	100.0| 62.8	2.500	1.000	1.8

8.4 Verifica strutturale paramento – urto

In testa al muro è presente un'opera di protezione all'urto: le sollecitazioni agenti in testa all'opera sono:

-carico verticale dovuto al peso del parapetto N = 3.5 kN/m

- sforzo orizzontale urto H = 11.76 kN/m

- momento urto M = 58.8 kNm/m

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC2018
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.00

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC2018
angolo d'attrito	tan φ'_k	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici

				valori caratteristici SLE	valori di progetto STR/GEO	valori di progetto EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	35.00	35.00	35.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			(●) drenate ( ) Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	3.00	3.00	3.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ1'	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	γ1	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	15000		

					RIBALTAMENTO	
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.094	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.5	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.2	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	βs	0.38	(-)	βs	0.57
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.064296	(-)	kh	0.09644
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0321	(-)	kv	0.04822
	Muro libero di traslare o ruotare		(●) si ( ) no			

				STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.271	0.271	0.271
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.305	0.305	0.323
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.308	0.308	0.329
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.040	2.040	2.040
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.948	1.948	1.901
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.941	1.941	1.886

Carichi Agenti

					valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto STR/GEO	valori di progetto EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m²)	qp		0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte (●) si ( ) no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp		0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp		3.50	3.50	3.50
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp		0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m²)	q		0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statich	(kN/m)	f		11.76	11.76	11.76
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v		0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m		58.80	58.80	58.80
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1			1.00	condizione quasi permanente Ψ2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m²)	qs		0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismicl	(kN/m)	fs		0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs		0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms		0.00		

8.4.1 Calcolo delle sollecitazioni

Reazione del terreno

σvalle = N / A + M / Wgg

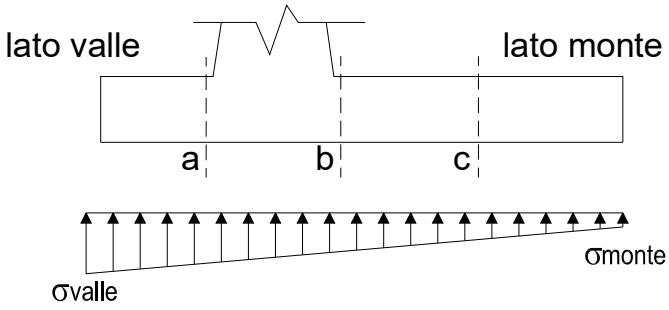
σmonte = N / A - M / Wgg

A = 1.0*B = 1.20 (m^2)

Wgg = 1.0*B^2/6 = 0.24 (m^3)

caso	N	M	σvalle	σmonte
	[kN]	[kNm]	[kN/m^2]	[kN/m^2]
statico	122.70	304.63	-43.45	0.00
	122.70	304.63	-43.45	0.00
sisma+	127.39	145.13	-157.48	0.00
	127.39	145.13	-157.48	0.00
sisma-	118.01	137.49	-139.24	0.00
	118.01	137.49	-139.24	0.00

sezioni di verifica



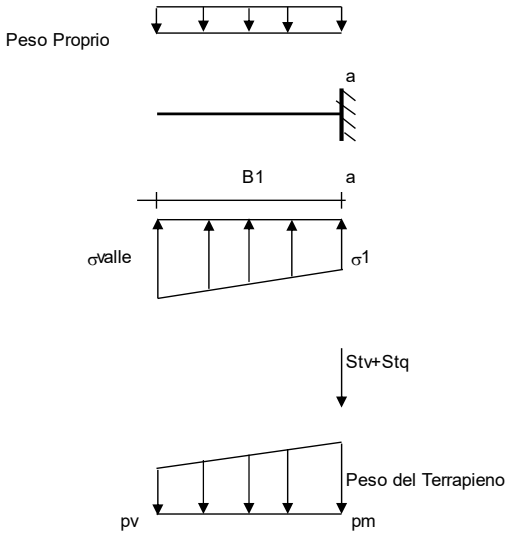
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

Ma = σ1*$B1^2$/2 + (σvalle - σ1)*$B1^2$/3 - PP*$B1^2$/2*(1±kv)

Va = σ1*B1 + (σvalle - σ1)*B1/2 - PP*B1*(1±kv)

caso	σvalle	σ1	Ma	Va
	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kNm]	[kN]
statico	-43.45	-44.99	255.05	117.70
	-43.45	-44.99	255.05	117.70
sisma+	-157.48	-176.94	93.66	122.19
	-157.48	-176.94	93.68	122.19
sisma-	-139.24	-155.67	89.80	112.82
	-139.24	-155.67	89.78	112.82



Mensola Lato Monte

PP = 25.00 (kN/m^2) peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm =	76.00	76.00	76.00	(kN/m^2)
pvb =	76.00	76.00	76.00	(kN/m^2)
pvc =	76.00	76.00	76.00	(kN/m^2)

Mb=(σ_{monte}-(pvb+PP)*(1±kv))*$B5^2$/2+(σ2b-σ_{monte})*$B5^2$/6-(pm-pvb))*(1±kv)*$B5^2$/3+
-(Stv+Sqv)*B5-PD*(1±kv)*(B5-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2

Mc =(σ_{monte}-(pvc+PP)*(1±kv))*$(B5/2)^2$/2+(σ2c-σ_{monte})*$(B5/2)^2$/6-(pm-pvc)*(1±kv)*$(B5/2)^2$/3+
-(Stv+Sqv)*(B5/2)-PD*(1±kv)*(B5/2-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2

Vb=(σ_{monte}-(pvb+PP)*(1±kv))*B5+(σ2b-σ_{monte})*B5/2-(pm-pvb))*(1±kv)*B5/2-(Stv+Sqv)-PD*(1±kv)

Vc=(σ_{monte}-(pvc+PP)*(1±kv))*(B5/2)+(σ2c-σ_{monte})*(B5/2)/2-(pm-pvc)*(1±kv)*(B5/2)/2-(Stv+Sqv)-PD*(1±kv)

caso	σmonte	σ2b	Mb	Vb	σ2c	Mc	Vc
	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kNm]	[kN]	[kN/m^2]	[kNm]	[kN]
statico	0.00	0.00	-4.55	-30.30	0.00	-1.14	-15.15
	0.00	0.00	-4.55	-30.30	0.00	-1.14	-15.15
sisma+	0.00	0.00	-4.72	-31.49	0.00	-1.18	-15.75
	0.00	0.00	-4.72	-31.49	0.00	-1.18	-15.75
sisma-	0.00	0.00	-4.37	-29.11	0.00	-1.09	-14.55
	0.00	0.00	-4.37	-29.11	0.00	-1.09	-14.55

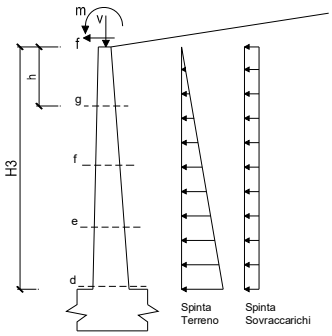
CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

Mt stat = ½ $Ka_{orizz.}$* γ*(1±kv)*h^2*h/3
Mt sism = ½ * γ *($Kas_{orizz.}$*(1±kv)-$Ka_{orizz.}$)*h^2*h/2 o *h/3
Mq = ½ Ka_{orizz}*q*h^2
M_{ext} = m+f*h
$M_{inerzia}$ = ΣPm_i*b_i*kh

N_{ext} = v
$N_{pp+inerzia}$ = ΣPm_i*(1±kv)

Vt stat = ½ $Ka_{orizz.}$* γ*(1±kv)*h^2
Vt sism = ½ * γ *($Kas_{orizz.}$*(1±kv)-$Ka_{orizz.}$)*h^2
Vq = Ka_{orizz}*q*h
V_{ext} = f
$V_{inerzia}$ = ΣPm_i*kh



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M_{ext}	M_{tot}	N_{ext}	N_{pp}	N_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	71.40	0.00	153.47	224.86	3.50	55.00	58.50
e-e	3.00	30.12	0.00	136.42	166.54	3.50	38.44	41.94
f-f	2.00	8.92	0.00	119.36	128.29	3.50	23.75	27.25
g-g	1.00	1.12	0.00	102.31	103.43	3.50	10.94	14.44

sezione	h	Vt	Vq	V_{ext}	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	53.55	0.00	17.05	70.60
e-e	3.00	30.12	0.00	17.05	47.17
f-f	2.00	13.39	0.00	17.05	30.44
g-g	1.00	3.35	0.00	17.05	20.40

condizione sismica +

sezione	h	Mt_{stat}	Mt_{sism}	Mq	M_{ext}	$M_{inerzia}$	M_{tot}	N_{ext}	$N_{pp+inerzia}$	N_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	54.92	11.02	0.00	0.00	7.87	73.80	3.50	57.16	60.66
e-e	3.00	23.17	4.65	0.00	0.00	4.20	32.02	3.50	39.95	43.45
f-f	2.00	6.87	1.38	0.00	0.00	1.77	10.01	3.50	24.68	28.18
g-g	1.00	0.86	0.17	0.00	0.00	0.42	1.45	3.50	11.37	14.87

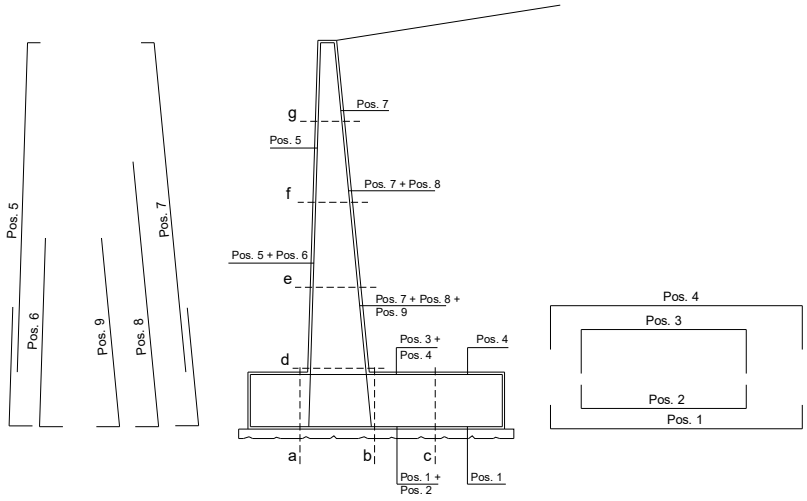
sezione	h	Vt_{stat}	Vt_{sism}	Vq	V_{ext}	$V_{inerzia}$	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	41.19	8.26	0.00	0.00	4.33	53.78
e-e	3.00	23.17	4.65	0.00	0.00	3.02	30.84
f-f	2.00	10.30	2.07	0.00	0.00	1.87	14.23
g-g	1.00	2.57	0.52	0.00	0.00	0.86	3.95

condizione sismica -

sezione	h	Mt_{stat}	Mt_{sism}	Mq	M_{ext}	$M_{inerzia}$	M_{tot}	N_{ext}	$N_{pp+inerzia}$	N_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	54.92	6.74	0.00	0.00	7.87	69.53	3.50	52.84	56.34
e-e	3.00	23.17	2.84	0.00	0.00	4.20	30.22	3.50	36.93	40.43
f-f	2.00	6.87	0.84	0.00	0.00	1.77	9.48	3.50	22.82	26.32
g-g	1.00	0.86	0.11	0.00	0.00	0.42	1.38	3.50	10.51	14.01

sezione	h	Vt_{stat}	Vt_{sism}	Vq	V_{ext}	$V_{inerzia}$	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	41.19	5.06	0.00	0.00	4.33	50.57
e-e	3.00	23.17	2.84	0.00	0.00	3.02	29.04
f-f	2.00	10.30	1.26	0.00	0.00	1.87	13.43
g-g	1.00	2.57	0.32	0.00	0.00	0.86	3.75

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	10.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	0	☐	6	0.0	0	☐
3		0	☐	7	10.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	0	☐
				9	0.0	0	☐

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(kNm)
a - a	169.95	0.00	1.00	31.42	15.71	1075.21
b - b	-4.69	0.00	1.00	15.71	31.42	560.55
c - c	-1.17	0.00	1.00	15.71	31.42	560.55
d - d	160.76	58.50	0.70	31.42	15.71	722.19
e -e	117.25	41.94	0.63	31.42	15.71	623.96
f - f	89.19	27.25	0.55	31.42	15.71	527.33
g - g	71.42	14.44	0.48	31.42	15.71	432.10

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V_{Ed}	h	V_{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V_{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	121.37	1.00	358.42	14	20	20	21.8	3103.69	**Armatura a taglio non necessaria**
b - b	31.27	1.00	322.33	14	20	20	21.8	3103.69	**Armatura a taglio non necessaria**
c - c	15.64	1.00	322.33	14	20	20	21.8	3103.69	**Armatura a taglio non necessaria**
d - d	52.95	0.70	302.06	14	20	20	21.8	2087.20	**Armatura a taglio non necessaria**
e -e	34.93	0.63	281.95	14	20	20	21.8	1833.08	**Armatura a taglio non necessaria**
f - f	22.06	0.55	261.12	14	20	20	21.8	1578.95	**Armatura a taglio non necessaria**
g - g	14.33	0.48	239.31	14	20	20	21.8	1324.83	**Armatura a taglio non necessaria**