



ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

PA17/08

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121

Bolognetta S.c.p.a.

Contraente Generale:
Ing. Pierfrancesco Paglini

Il Responsabile Ambientale:
Ing. Claudio Lamberti

- PERIZIA DI VARIANTE N.1 -

BOLOGNETTA S.c.p.a.

Titolo elaborato:

MODIFICA TECNICA N. 150

OPERE DI SOSTEGNO - ASSE PRINCIPALE - Lotto 2b - asse dx OS32 - Muro andatore sx dal km 26+655.10 al km 26+664.48 Carpenterie ed armature muro andatore spalla 2

Codice Unico Progetto (CUP) : F41B03000230001

Codice elaborato:	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
PA17/08	P E	OS 32	R C 0 1	5	1

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:
0 7	PEOS32RC01_51_4137.dwg	1=1	4 1 3 7	varie
5				
4				
3				
2				
1	REVISIONE A SEGUITO DI ISTRUTTORIA ANAS/D.L.	Febbraio 2016	D.Storai	S. Fortino D. Tironi
0	PRIMA EMISSIONE	Novembre 2015	D.Storai	S. Fortino D. Tironi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

A.T.I. Progettisti :

Capogruppo:

Mandante:

POLITECNICA

INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Viale Amendola, 6 - 50121 Firenze
tel 055/2001660 fax 055/2344856
e-mail polifi@politecnica.it

ACS ingegneri

Via Catani, 28/c - 59100 Prato
tel 0574.527864 fax 0574.568066
E-mail acs@acsingegneri.it

Il Progettista Responsabile
Ing. Alberto Antonelli



Il Geologo
dott. Pietro Accolti Gil



Il Coordinatore per la Sicurezza
in fase di esecuzione:
Ing. Francesco Cocciante

Il Coordinatore per la sicurezza
in fase di Esecuzione
Ing. Francesco Cocciante

Il Direttore dei Lavori:
Ing. Sandro Favero

Il Direttore dei Lavori
Ing. Sandro Favero

ANAS S.p.A.

DATA: _____ PROTOCOLLO: _____

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

CODICE PROGETTO **LO410C E 1101**

Dott. Ing. Ettore de Cesbron de la Grennelais

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	Documenti di riferimento	4
2.1	Normative, raccomandazioni, linee guida.....	4
2.2	Bibliografia.....	4
3	Elaborati di progetto di riferimento (PEA).....	5
4	Caratteristiche dei materiali.....	6
4.1	Acciaio.....	6
4.1.1	Acciaio per armatura strutture in c.a.....	6
4.2	Calcestruzzo.....	6
4.2.1	Calcestruzzo per fondazioni e per pali di fondazione.....	6
4.2.2	Calcestruzzo per elevazioni.....	7
5	Caratterizzazione geotecnica.....	9
5.1	Profilo stratigrafico e caratteristiche geotecniche del terreno	9
5.2	Livello della falda	11
5.3	Modello stratigrafico e geotecnico di riferimento	12
6	Caratterizzazione sismica dell'area.....	13
6.1	Periodo di riferimento per l'azione sismica	13
6.2	Azione sismica di riferimento	13
7	Descrizione delle opere	14
7.1	Metodologie di calcolo	14
7.1.1	Pressione e resistenza statica delle terre e dell'acqua	16
7.1.2	Parametri geotecnici.....	19
7.1.3	Falda, carichi, sovraccarichi e combinazioni.....	19
8	Analisi dei carichi	22
8.1	Azioni permanenti.....	22
8.1.1	Peso proprio.....	22
8.1.2	Spinta delle terre	22
8.2	Azioni variabili.....	24
8.2.1	Sovraccarico uniforme indefinito	24
8.2.2	Azioni climatiche	24
8.3	Azione sismica.....	24

8.3.1	Spinta a tergo del muro	24
8.4	Azioni eccezionali	25
8.4.1	Urto su barriera di sicurezza montata sul muro	25
9	Risultati delle analisi	27
9.1	Sezioni di verifica.....	27
9.2	Sezione 1.....	27
9.2.1	Sintesi dei risultati	27
9.2.2	Verifiche strutturali	34
9.2.2.1	Verifiche base muro.....	37
9.2.2.2	Verifiche base cordolo	38
9.2.2.3	Verifiche palo.....	40
9.2.3	Verifiche geotecniche di stabilità globale opera sostegno - terreno	42

1 PREMESSA

In questa relazione si espongono i criteri di dimensionamento adottati ed i risultati delle verifiche effettuate per la progettazione dell'opera di sostegno OS32 che costituisce il muro andatore della Spalla 2 lato in sinistra del Nuovo Viadotto Ferruzze e facente parte della viabilità principale nell'ambito dei lavori di ammodernamento del tratto Palermo – Lercara Friddi, nella tratta compresa fra le progressive km 26+655.10 e km 26+664.48.

Il Progetto Esecutivo Approvato (PEA) prevedeva per l'opera in esame un muro di contenimento in c.a. con fondazioni dirette, mentre nella presente fase di Progetto Esecutivo di Dettaglio (PED) si è optato per l'esecuzione di una paratia di pali su cui si attesta direttamente un muro in c.a. di contenimento del rilevato stradale. Le motivazioni che hanno condotto a tale scelta sono ampiamente dettagliate nella Nota di accompagnamento alla modifica tecnica 150, appositamente predisposta ed alla quale si rimanda per ogni maggiore dettaglio. Operativamente viene predisposto un piano di lavoro necessario alla esecuzione delle palificate ad una quota che è stata definita in funzione della reale morfologia del terreno e delle esigenze di scavo imposte dalla presenza delle opere esistenti. Eseguiti i pali di fondazione viene realizzato il muro di contenimento in c.a. e quindi completato il rilevato secondo le modalità operative rappresentate.

Nella seguente tabella riepilogativa si illustrano le caratteristiche tecniche dei pali previsti in fase di PED, per l'opera in oggetto.

	L (m)	diametro \varnothing (mm)	file (n°) / i_pali (cm)	i_file (cm)	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
OS32	12.00	1000	fila singola interasse 120 cm	120	24 \varnothing 24	spirale \varnothing 12 / 15 cm + st. \varnothing 16 / 150 cm

In base alle dimensioni adottate è stata definita n.1 sezioni di verifica corrispondente alla situazione peggiore dal punto di vista strutturale.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative, raccomandazioni, linee guida

- [1] L. 5.11.1971, n° 1086 – “ *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*”.
- [2] D.M. 14.01.2008 – “ *Norme tecniche per le costruzioni*”.
- [3] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - “ *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*”
- [4] Eurocodice 8 “ *Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*”, febbraio 1998.

2.2 Bibliografia

- [5] LANCELLOTTA R. (1991): “ *Geotecnica*” – Edizioni Zanichelli;
- [6] ROCSCIENCE (2009): “ *Slide 5.0*”;
- [7] BOWLES J.E. (1991): “ *Fondazioni – Progetto e analisi*” – McGraw & Hill.

3 ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO (PEA)

[8]	Relazione geologica geomorfologica idrogeologica	PE_GE_RT01_31
[9]	Relazione geotecnica	PE_GT_RT01_31
[10]	Relazione sismica	PE_SI_RT01_31
[11]	Relazione geotecnica corpo stradale	PE_GT_RT02_31
[12]	OS 32 Relazione di calcolo	PE_OS32_RC01_30
[13]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento	Tav.29 PE_GT_L029
[14]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento	Tav. 30 PE_GT_L030
[15]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento	Tav.31 PE_GT_L031
[16]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento	Tav. 32 PE_GT_L032
[17]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento	Tav. 33PE_GT_L033
[18]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento	Tav. 34PE_GT_L034
[19]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento	Tav. 35PE_GT_L035
[20]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento	Tav. 36PE_GT_L036
[21]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento	Tav. 37PE_GT_L037
[22]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento	Tav. 38PE_GT_L038
[23]	Nuovo Viadotto Ferruzze 1 – Relazione di calcolo impalcato	PE_V3_RC01
[24]	Nuovo Viadotto Ferruzze 1 – Relazione di calcolo sottostrutture ed opere provvisionali (eventuali)	PE_V3_RC02

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale, svolto secondo il metodo degli stati limite, prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

4.1 Acciaio

4.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
con	$\gamma_s = 1.15 \text{ per SLU}$
	$\gamma_s = 1.00 \text{ per SLE}$
resistenza caratteristica di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica di calcolo SLE	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450.0 \text{ MPa}$
con	
limite di trazione (combinazione rara)	$\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

4.2 Calcestruzzo

4.2.1 Calcestruzzo per fondazioni e per pali di fondazione

Classe di resistenza	C30/37
dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 32 \text{ mm}$
classe di esposizione	XA1
contenuto minimo di cemento	300 kg/m^3
rapporto acqua/cemento	$a/c \leq 0.50$
classe di consistenza	S4
copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40 \text{ (-0 +5) mm}$
modulo elastico C30/37	$E_c = 32836.6 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$

resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo calcestruzzo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
con	$\gamma_c = 1.50$ per SLU
	$\gamma_c = 1.00$ per SLE
resistenza caratteristica di calcolo SLU	$f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 17.0 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica di calcolo SLE	$f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 25.5 \text{ MPa}$
con	
limite di compressione (combinazione rara)	$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$
limite di compressione (combinazione quasi permanente)	$\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$
limite di apertura delle fessure agli SLE	$w_{lim} = 0.20 \text{ mm}$

4.2.2 Calcestruzzo per elevazioni

Classe di resistenza	C30/37
dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 32 \text{ mm}$
classe di esposizione	XA1

(Si precisa che con la presente revisione si è provveduto a sanare un refuso contenuto nella precedente versione PEOS32RC01_50_4137, emessa in sede di PVn1, ove era stata erroneamente riportata la classe di esposizione XC4 per il calcestruzzo per elevazioni.

La rettifica, che non inficia in alcun modo i dimensionamenti eseguiti, è stata apportata al fine di ripristinare le ipotesi di PEA)

contenuto minimo di cemento	300 kg/m^3
rapporto acqua/cemento	$a/c \leq 0.50$
classe di consistenza	S4
copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 35 (-0 +5) \text{ mm}$
modulo elastico C30/37	$E_c = 32836.6 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo calcestruzzo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
con	$\gamma_c = 1.50$ per SLU
	$\gamma_c = 1.00$ per SLE
resistenza caratteristica di calcolo SLU	$f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 17.0 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica di calcolo SLE	$f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 25.5 \text{ MPa}$
con	

limite di compressione (combinazione rara)

$$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$$

limite di compressione (combinazione quasi permanente)

$$\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$$

limite di apertura delle fessure agli SLE

$$w_{lim} = 0.20 \text{ mm}$$

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Profilo stratigrafico e caratteristiche geotecniche del terreno

Nella seguente figura si riporta il profilo dell'opera di sostegno in oggetto integrato con la sezione geotecnica longitudinale, desunta dal profilo geotecnico di PEA che consente di visualizzare l'assetto stratigrafico dei terreni interagenti con l'opera e la posizione della falda.

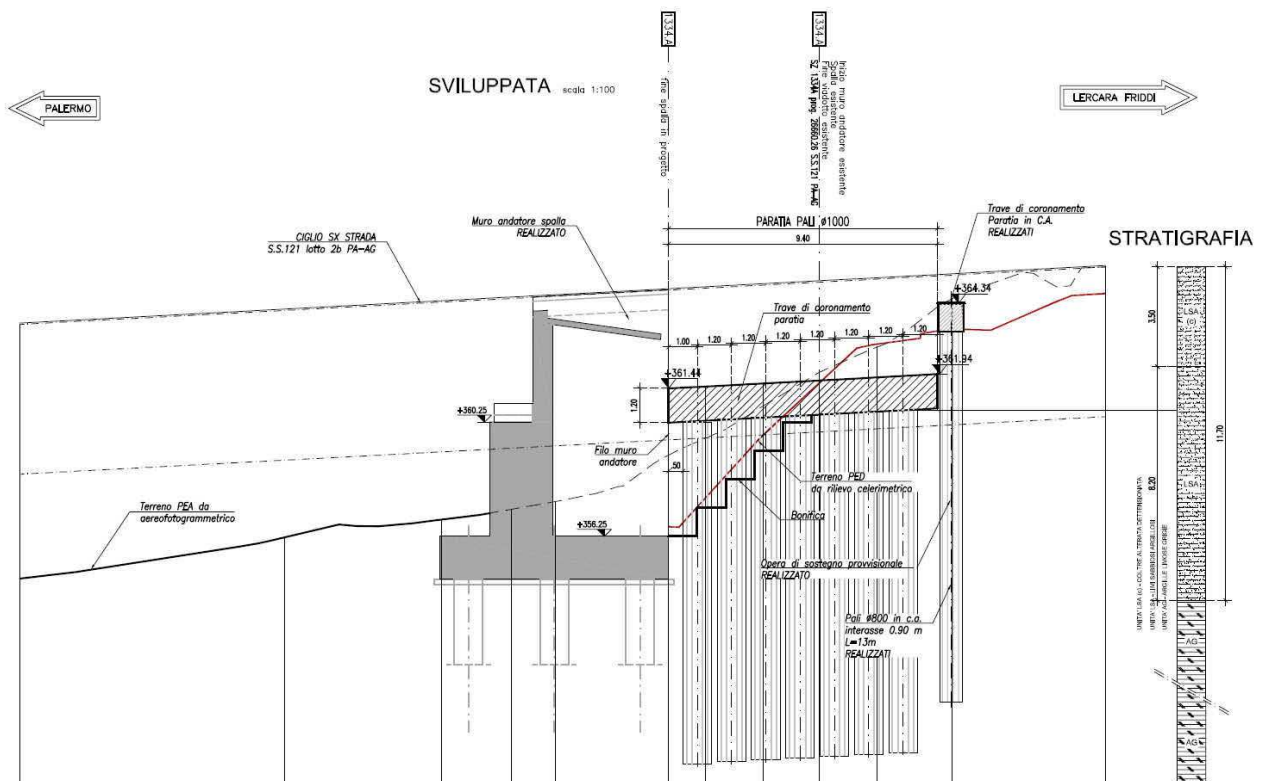


Figura 1 Sezione geotecnica longitudinale opera OS32

Dall'analisi del profilo stratigrafico, soprariportato si evince una successione stratigrafica costituita da un strato superficiale di limi sabbiosi molto alterati rappresentato dalla Coltre alterata detensionata [Unità LSA (c)], seguita dai Limi sabbiosi argillosi [Unità LSA]. Al di sotto di tale materiale è presente il substrato rappresentato dalle Argille limose grigie appartenenti all'Unità AG fino alle massime profondità di interesse.

Di seguito di riportano i valori assegnati alle formazioni nella Relazione di calcolo di PEA [cfr elab. 12], del muro di sostegno con fondazione superficiale originariamente previsto :

Unità LSA (c) – Coltre alterata detensionata:

γ	= peso di volume totale	20 kN/m ³
ϕ'_R	= angolo di resistenza al taglio residuo	15°
c'_R	= coesione in termini di sforzi efficaci residua	0 kPa
E'	= modulo elastico drenato	10÷20 MPa

Unità LSA – Limi sabbiosi argillosi:

γ	= peso di volume totale	20 kN/m ³
ϕ'	= angolo di resistenza al taglio	26°
c'	= coesione in termini di sforzi efficaci	5÷10 kPa
E'	= modulo elastico drenato	40÷50 MPa

Unità AG – Argille limose grigie:

γ	= peso di volume totale	20.5 kN/m ³
ϕ'	= angolo di resistenza al taglio	26°
c'	= coesione in termini di sforzi efficaci	20 kPa
E'	= modulo elastico drenato	50÷130 MPa

Rilevato stradale:

γ	= peso di volume totale	20 kN/m ³
ϕ'	= angolo di resistenza al taglio	38°
c'	= coesione in termini di sforzi efficaci	0 kPa

Vi è da segnalare che la coltre alterata superficiale LSA (c) è stata di fatto asportata durante i lavori per l'esecuzione della spalla del viadotto, per cui la paratia di pali in esame viene ad attestarsi direttamente nel sottostante strato costituito dai Limi sabbiosi argillosi (Unità LSA), mentre il terreno di riempimento a tergo dell'opera di sostegno è costituito dal Rilevato stradale.

Tuttavia, per maggiore cautela ed vantaggio di sicurezza, per tenere conto del detensionamento comunque occorso alla parte superficiale della LSA, a seguito del rimaneggiamento dovuto agli scavi per la fondazione del viadotto, nelle verifiche di seguito riportate sono stati assegnati alla suddetta formazione i seguenti parametri geotecnici :

Unità LSA Limi sabbiosi argillosi:

γ	= peso di volume totale	20 kN/m ³
ϕ'	= angolo di resistenza al taglio	24°
c'	= coesione in termini di sforzi efficaci	0 kPa
E'	= modulo elastico drenato	40 MPa

Mentre per la formazione AG e per il rilevato stradale sono stati confermati i valori assegnati in PEA precedentemente riportati.

E' opportuno altresì precisare che nella presente fase di PED sono stati assegnati alle formazioni gli stessi parametri di deformabilità assunte a base di PEA, ivi compreso per la formazione LSA, per la quale nei calcoli di dimensionamento è stato assegnato il valore minimo del range di PEA, pari a 40Mpa.

5.2 Livello della falda

Per quanto riguarda la falda, cautelativamente ed a vantaggio di sicurezza, nelle verifiche di seguito riportate, si ipotizza un livello posto a circa -5.00 m dal piano stradale finito di progetto, pari cioè alla quota di imposta della paratia di pali., ipotesi maggiormente conservativa rispetto al PEA nel quale per l'opera in esame si è considerato un livello della falda a -4.0 m dal piano campagna, come si evince dal prospetto dell'opera sottoriportato.

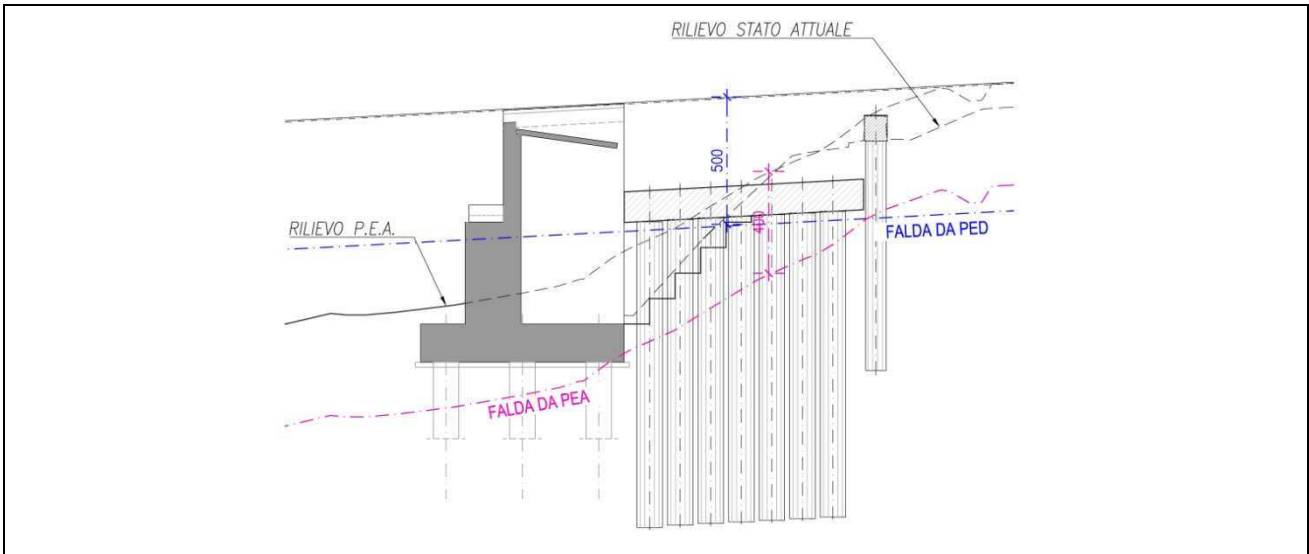
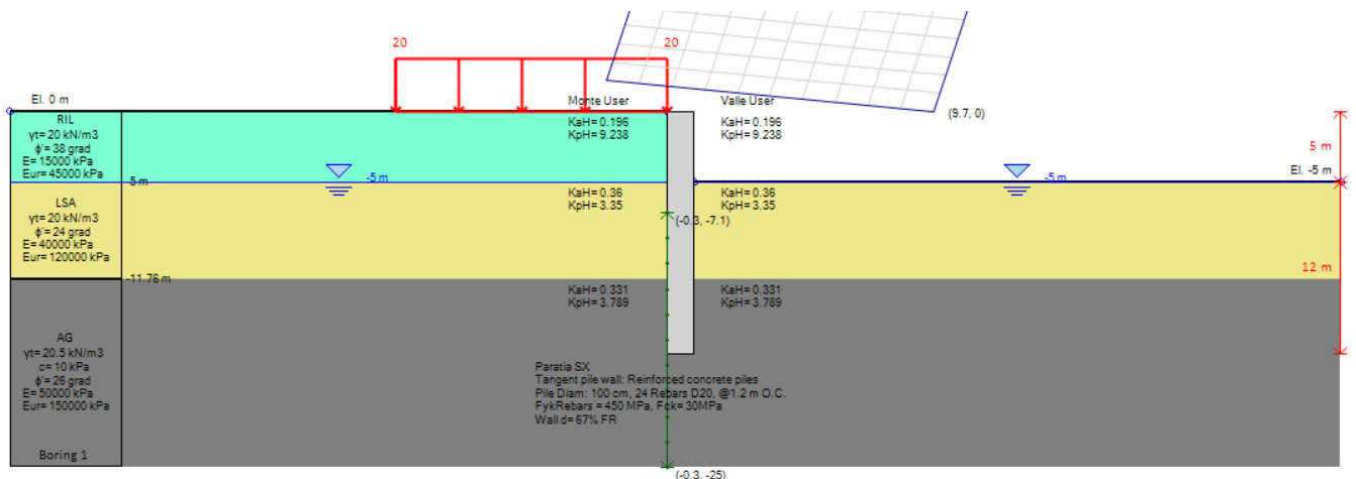


Figura 2 - Prospetto dell'opera con riportati i livelli di falda assunti a base di calcolo in fase di PEA e di PED

5.3 Modello stratigrafico e geotecnico di riferimento

In definitiva sulla base delle considerazioni riportate nel presente paragrafo il modello geologico-geotecnico di riferimento per l'opera in esame, adottato per il dimensionamento dell'opera riportato nei paragrafi successivi, risulta essere quello rappresentato nella seguente figura.



Modello geologico-geotecnico di riferimento per l'opera in esame

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

6.1 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Come stabilito nel C.S.A. la progettazione delle strutture farà riferimento a:

- vita nominale $V_N = 50$ anni
- classe d'uso IV

in base a ciò risulta:

- coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

6.2 Azione sismica di riferimento

Per la definizione dell'azione sismica di riferimento sono stati considerati gli stessi parametri sismici impiegati per la progettazione del Nuovo Viadotto Ferruzze 1. Tali parametri sono stati determinati in funzione delle coordinate geografiche delle 2 spalle del viadotto secondo quanto riportato nelle relazioni di calcolo del viadotto [23] e [24], alle quali si rimanda per il dettaglio del calcolo.

La seguente tabella indica l'identificazione della zona in cui ricade l'opera in esame in relazione alle coordinate geografiche corrispondenti alla Spalla 2 (Spalla lato Agrigento) del Nuovo Viadotto Ferruzze 1.

Zona	Longitudine	Latitudine
Spalla lato AG	13.588358°	37.837680°

Si riportano, nella tabella seguente, i valori di accelerazione di picco e gli altri parametri significativi degli spettri di progetto per lo Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV), relativamente alla zona in cui ricade l'opera in oggetto.

Zona	a_g [g]	F_0 [-]	T_{c^*} [s]
Spalla lato AG	0.153	2.55	0.333

Per quanto riguarda il profilo di terreno (Classe A, B, C, ...) si fa riferimento alla seguente tabella:

Categoria
B

7 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nel tratto di viabilità principale compreso fra le progressive km 26+655.10 e km 26+664.48 verrà realizzata la paratia integrata con il muro di sostegno OS32 che sostiene il rilevato della viabilità principale asse PA-AG sul lato in sinistra della carreggiata. Tale opera di sostegno costituisce, di fatto, il muro andatore della Spalla 2 (lato Agrigento) del Nuovo Viadotto Ferruzze che viene realizzato in affiancamento al Viadotto Ferruzze esistente. Il muro viene realizzato per evitare l'interferenza con il viadotto esistente che è limitrofo al nuovo.

Il muro in oggetto è caratterizzato da un'elevazione in c.a. gettata in opera impostata in sommità ad una paratia di pali trivellati diametro 1,00 mt disposti come da elaborati grafici.

La geometria dell'elevazione è stata assunta uguale a quella del muro di risvolto in sinistra della Spalla 2 in quanto ne costituisce il naturale prolungamento ed allineamento. Sulla sommità del muro viene realizzato un cordolo in c.a. per consentire l'attacco della barriera di sicurezza. Fra muro andatore e spalla del nuovo viadotto viene infine previsto un giunto tecnico di separazione.

L'opera di sostegno ha un'altezza massima di 4,70m e tale altezza viene utilizzata per il dimensionamento dell'opera.

7.1 Metodologie di calcolo

Le modellazioni eseguite mirano ad analizzare i principali aspetti tenso-deformativi connessi con la realizzazione delle opere di sostegno provvisori previste in progetto:

- determinazione delle massime sollecitazioni sugli elementi strutturali per il loro dimensionamento e verifica;
- analisi e verifica della stabilità geotecnica delle opere;

In relazione agli obiettivi sopra esposti si è scelto di operare con il programma Paratie Plus 2012 (10.3.1.0) analisi FEM mono-dimensionale. L'analisi si basa su ipotesi semplificative generalmente a favore di sicurezza per le sollecitazioni di progetto.

In ogni caso tutte le analisi sono state condotte mediante modellazioni volte a rappresentare il sistema geotecnico struttura-terreno con la simulazione sequenziale delle principali fasi costruttive previste: prescavi, realizzazione dei pali ed esecuzione delle varie fasi di scavo.

Nel seguito si descrivono le metodologie di calcolo implementate nel programma utilizzato. La descrizione ha carattere generale (soluzione numerica, legami costitutivi e significato dei parametri

di input); nei successivi capitoli, esplicitamente dedicati alle modellazioni, verranno esposte le caratteristiche di dettaglio delle analisi svolte ed i parametri di input considerati.

Il calcolo "monodimensionale" verrà condotto con l'ausilio di un codice di calcolo automatico agli elementi finiti (Paratie v. 10.3.1.0) che, con l'impiego di un metodo di calcolo iterativo, consente di modellare l'interazione terreno-struttura nella successione delle fasi di scavo e di esercizio.

Infatti, in tale codice di calcolo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità proporzionale al modulo di rigidità del terreno.

La legge costitutiva elasto-plastica del terreno è identificata dai parametri di spinta del terreno: il terreno reagisce in modo elastico sino ai valori limite dello spostamento raggiunti i quali, la reazione corrisponde, a seconda del segno dello spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva. Si intende che gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di terreno "in quiete". Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive. Il metodo di calcolo richiede la definizione di parametri di interazione struttura-terreno, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni e delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera. Nei paragrafi seguenti si forniscono tutti i valori dei parametri assunti nella analisi. Tutti i calcoli verranno condotti con riferimento a condizioni di lungo termine (parametri del terreno "efficaci") che, nel caso di esecuzione di scavi (detensionamento del terreno), conducono a risultati cautelativi sul dimensionamento delle opere di sostegno.

Nella modellazione di calcolo la porzione di muro in c.a. superiore è considerata come proseguimento della paratia; le sollecitazioni risultanti sono state poi utilizzate per la verifica delle strutture del muro in elevazione soprastante la paratia.

7.1.1 Pressione e resistenza statica delle terre e dell'acqua

In generale, la pressione σ'_h che lo scheletro solido del terreno esercita su una struttura di sostegno dipende dagli spostamenti che essa subisce per effetto di σ'_h stessa ovvero dipende dall'interazione fra la struttura ed il terreno a tergo dell'opera. Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso valle (diminuzione della tensione orizzontale efficace rispetto alle condizioni geostatiche), la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = k_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_a} \quad \text{pressione attiva}$$

dove:

- k_a coefficiente di spinta attiva
- σ'_v tensione verticale efficace
- c' coesione efficace

In condizioni statiche, k_a è funzione dell'angolo di attrito efficace dello scheletro solido φ' , dell'angolo di attrito δ fra struttura e terreno (nelle analisi $\delta = 0^\circ$), dell'inclinazione ψ rispetto all'orizzontale del paramento di monte della struttura di sostegno (nelle analisi $\psi = 90^\circ$) e dell'inclinazione β rispetto all'orizzontale del versante a tergo dell'opera. Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di k_a , nel caso di condizioni stratigrafiche omogenee e di cunei di spinta non influenzati dall'andamento della falda lungo il pendio, poiché formulazioni più complesse come ad esempio il modello a spirale logaritmica non portano a risultati più accurati, si farà riferimento a quella di [Coulomb, 1776] che considera una superficie di rottura piana:

$$k_a = \frac{[\sin(\psi + \varphi')]^2}{(\sin \psi)^2 \sin(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso monte (aumento della tensione orizzontale efficace rispetto alle condizioni geostatiche), la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = k_p \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_p} \quad \text{pressione passiva}$$

dove:

- k_p coefficiente di spinta attiva
- σ'_v tensione verticale efficace
- c' coesione efficace

Analogamente al coefficiente di spinta attiva, in condizioni statiche si può porre $k_p = k_p(\varphi', \psi, \beta, \delta)$. Nelle analisi effettuate si è posto $\delta' = 0.50 \cdot \varphi'$, con $\delta' \leq 15^\circ$. Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di k_p , di seguito, si farà riferimento a quella di [Caquot-Kerisel, 1948] che, nel caso in cui sia $\delta > \varphi' / 3$ fornisce risultati più attendibili delle altre formulazioni. La superficie potenziale di scorrimento del terreno è assimilabile in questo caso ad un arco di spirale logaritmica e non più ad una superficie piana. Tale coefficiente viene determinato dall'interpolazione polinomiale delle spirali logaritmiche fornite sperimentalmente da [Caquot-Kerisel, 1948], riportate in *Figura 7.a*.

Pertanto, in generale, nel caso di strutture di sostegno flessibili, eventualmente contrastate da elementi strutturali attivi o passivi messi in opera in fasi successive, sul paramento di monte agirà la pressione attiva e su quello di valle la pressione passiva.

Nel caso di strutture molto rigide, incapaci di subire spostamenti sufficienti a mobilitare la pressione attiva o quella passiva, la pressione σ'_h esercitata dallo scheletro solido sull'opera di sostegno può essere calcolata come la pressione in condizioni geostatiche:

$$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v \quad \text{pressione a riposo}$$

dove:

- k_0 coefficiente di spinta a riposo;
- σ'_v tensione verticale efficace.

Secondo la relazione di [Kulhawy et al., 1989] k_0 dipende dalla resistenza del terreno e dal rapporto di sovraconsolidazione del terreno O.C.R.:

$$k_0 = k_0^{nc} (OCR)^m$$

dove:

- k_0^{nc} coefficiente di spinta a riposo per terreni normal consolidati che secondo [Jaky, 1936] può essere posto pari a $(1 - \tan \varphi')$;
- m parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

In generale, per strutture di sostegno impermeabili senza sistemi di drenaggio a monte, alla pressione esercitata dallo scheletro solido deve essere sommata la pressione esercitata dall'acqua.

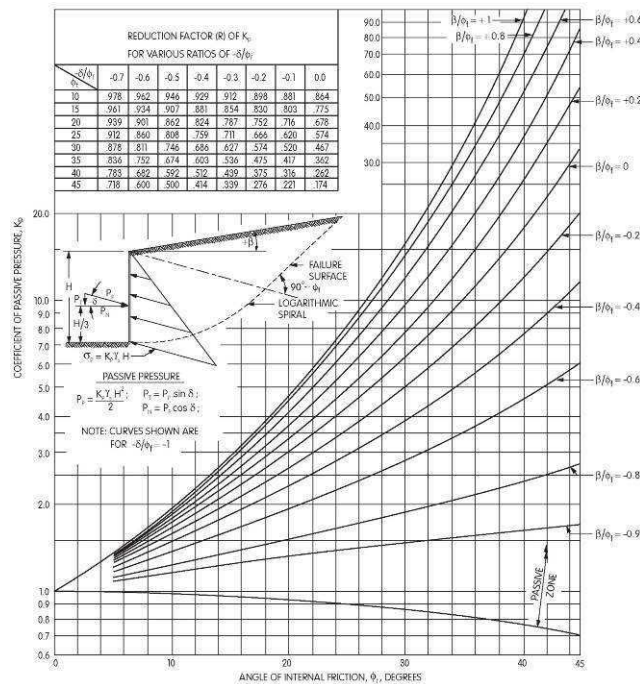


Figura 7.a – Calcolo dei coefficienti di spinta

In condizioni drenate (regime stazionario), che sono le condizioni a vantaggio di sicurezza nel caso di esecuzione di scavi (detensionamento del terreno), la pressione dell’acqua (pressione neutra) nei pori è indipendente dalla deformazione dello scheletro solido (disaccoppiamento meccanico-idraulico). Pertanto, nell’ipotesi semplificativa che il flusso nell’intorno della paratia si sviluppi prevalentemente in direzione verticale (certamente realistica in assenza di acquiferi confinati), il calcolo della pressione neutra p alla quota z può essere condotto considerando che il prodotto fra permeabilità k e perdita di carico i è costante (principio di conservazione della massa applicato alla legge di Darcy) ovvero, che in ciascun tratto omogeneo (permeabilità k costante), di spessore $L = z - z_0$, la perdita di carico i è costante:

$$p = p_0 - \gamma_w (1 + i)(z - z_0) \quad \text{pressione neutra}$$

dove:

p_0 pressione all’inizio di ciascun tratto omogeneo ovvero $p(z = z_0)$

γ_w peso specifico dell’acqua

i perdita di carico $i = \frac{-\Delta h}{L} = -\frac{[h(z) - h(z_0)]}{z - z_0}$

z quota, positiva verso l’alto, alla quale si calcola p

7.1.2 Parametri geotecnici

Nelle seguente *Tabella 7.a* sono riportati i parametri geotecnici utilizzati per la modellazione delle varie unità geotecniche.

	Unità	RIL	LSA	AG
Peso di volume	γ [kN/m ³]	20	20	20.5
Coesione drenata	c' [kPa]	0	0	10
Angolo di resistenza al taglio	φ' [°]	38	24	26
Modulo elastico di primo carico	E_{vc} [MPa]	15	40	50
Modulo elastico in scarico-ricarico	E_{ur} [MPa]	45	120	150

Tabella 7.a – Paratie: parametri geotecnici dei terreni assunti nelle analisi

7.1.3 Falda, carichi, sovraccarichi e combinazioni

Le analisi sono state effettuate in conformità alla al DM 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni). In particolare la norma prevede due condizioni di verifica distinte. La prima combinazione, indicata con la sigla **STRU**, è quella di riferimento per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali. La seconda, indicata con la sigla **GEO**, è di riferimento per le verifiche di stabilità geotecnica.

Per le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo si adotta l'approccio 1 previsto dalla normativa. Nelle seguenti *Tabella 7.b* e *Tabella 7.c* si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).

Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
Permanenti		Variabili		$\tan \varphi'$	c'	cu
sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli			
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 7.b – Combinazioni per analisi statiche in esercizio (SLE)

	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno		
	Permanenti		Variabili		(γ_M)		
	sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli	tan ϕ'	c'	cu
EQU	1.1	0.90	1.50	0.00	/	/	/
STRU (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

Tabella 7.c – Combinazioni per analisi statiche SLU

Verifiche di esercizio (SLE)

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari. Tale combinazione è di riferimento per le verifiche tensionali sui materiali e le verifiche di fessurazione. E' inoltre rappresentativa delle condizioni di deformazione dell'opera e del terreno circostante.

Verifiche di resistenza degli elementi strutturali (SLU STR)

Si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze.

In combinazione sismica il carico variabile è attribuito con aliquota pari a 0.25.

Verifiche stabilità geotecnica (SLU GEO)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2 per le verifiche. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto della spinta attiva è maggiore, e quello della resistenza passiva è minore, dei corrispondenti valori caratteristici.

In combinazione sismica il carico variabile è attribuito con aliquota pari a 0.25.

Verifiche di resistenza degli elementi strutturali per azioni eccezionali (SLU eccezionali)

Si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

L'analisi può essere svolta utilizzando tutti coefficienti unitari.

In definitiva le analisi contemplano le seguenti combinazioni di carico.

- **SLE** indicativa per le analisi di deformabilità.
- **SLU STRU** per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali.
- **SLU GEO** per le verifiche di stabilità geotecnica del sistema opera-terreno e per le verifiche SLU di tipo geotecnico e di tipo strutturale.
- **SISMA STRU** per le verifiche SLU di tipo geotecnico e di tipo strutturale.
- **SISMA GEO** per le verifiche di stabilità geotecnica del sistema opera-terreno e SLU di tipo geotecnico.
- **ECCEZIONALE** per le verifiche di stabilità geotecnica del sistema opera-terreno e di resistenza degli elementi, con coefficienti unitari.

8 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle strutture.

8.1 Azioni permanenti

8.1.1 Peso proprio

Per il calcolo del peso proprio delle strutture si assumono i pesi unitari di seguito indicati:

Struttura in c.a.	$\gamma_1 = 25.0 \text{ kN/m}^3$;
Terreno di ritombamento:	$\gamma_2 = 20.0 \text{ kN/m}^3$.

8.1.2 Spinta delle terre

La valutazione delle spinte delle terre viene effettuata considerando quale paramento ideale del muro il piano verticale passante dal filo interno della platea di fondazione; l'angolo di attrito tra paramento verticale e terreno può essere considerato pari $0.6\phi'$, con ϕ' angolo di resistenza al taglio di progetto.

Nelle verifiche la spinta del terreno viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z ;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito.

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito (si veda Eurocodice 8 – rif. [4]):

per $\beta \leq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per $\beta \geq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte del muro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale

δ = angolo di attrito muro-terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} (k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale (si veda il successivo par. § 8.3.1).

La spinta attiva risultante P_a risulta inclinata dell'angolo δ sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale P_{AH} è pari a:

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos \delta$$

mentre la componente verticale P_{AV} risulta:

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin \delta$$

Le componenti della spinta sono costituite in generale da due aliquote, l'una dovuta al peso proprio del terreno l'altra dovuta al sovraccarico, che avranno distribuzione diversa lungo l'altezza dell'opera: la prima di tipo triangolare l'altra di tipo rettangolare, se carico distribuito uniforme (permanente o accidentale che sia), o differente per aree di carico diverso (nastri-forme, ...).

Le diverse aliquote saranno considerate distintamente in fase di combinazione dei carichi a seconda che si tratti di azioni permanenti, strutturali o non strutturali, o variabili.

8.2 Azioni variabili

8.2.1 Sovraccarico uniforme indefinito

Nel caso specifico si terrà conto di un sovraccarico accidentale uniforme indefinito dovuto al traffico stradale pari a 20 kPa, che dà luogo ad un incremento di spinta attiva dovuta al solo peso proprio del terreno secondo quanto indicato nel paragrafo § 8.1.2.

8.2.2 Azioni climatiche

Nel caso specifico non si hanno azioni climatiche.

8.3 Azione sismica

Nelle verifiche sismiche le azioni generate dal sisma ed agenti sulla struttura sono considerate come segue.

8.3.1 Spinta a tergo del muro

Per muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto ove agisce la spinta in condizioni statiche. Essendo questa circostanza applicabile al muro qui esaminato, la spinta a tergo del muro in condizioni sismiche è stata valutata semplicemente sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche K_a il coefficiente K_{as} (coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche):

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_{as} - 2c' \sqrt{K_{as}}$$

Il calcolo del coefficiente di spinta in condizioni sismiche viene effettuato come già indicato nel precedente paragrafo 8.1.2.

Come precedentemente indicato, l'incremento di spinta dovuto al sisma (inteso come differenza fra la spinta totale in condizioni sismiche e la spinta pre-agente in condizioni statiche) viene applicato nello stesso punto ove agisce la spinta statica.

Il coefficiente di accelerazione sismica k_h vale:

$$k_h = \beta_m a_{max}/g$$

dove:

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

g = accelerazione di gravità

β_m = coefficiente riduttivo che tiene conto dei possibili spostamenti dell'opera

L'accelerazione massima è stata valutata come:

$$a_{\max} = a_g S_S S_T$$

in cui:

a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Il coefficiente riduttivo β_m viene desunto dalla normativa vigente considerando uno spostamento della paratia pari a 5 cm e dunque $\beta_m = 0.48$.

Il coefficiente k_h è dunque pari a 0.103.

8.4 Azioni eccezionali

8.4.1 Urto su barriera di sicurezza montata sul muro

L'azione provocata da una collisione accidentale sulla barriera di sicurezza viene calcolata secondo quanto riportato al paragrafo § 3.6.3.3.2 della normativa vigente. L'azione viene schematizzata attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN applicata trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento di sicurezza o 1.0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia il più piccolo. Nel caso specifico, dato che l'elemento di sicurezza è alto 1.55 m, la forza verrà applicata a $\min[(1.55-0.10) ; 1.00] = 1.00$ m rispetto al piano viario.

Gli effetti sul muro di sostegno dell'azione dell'urto sulla barriera di sicurezza sono stati considerati sia nelle verifiche geotecniche che nelle verifiche strutturali.

In testa al muro si considerano le seguenti azioni:

- Forza in testa muro = 100.0 kN;
- Momento in testa muro = 100 kN · 1 m = 100 kNm.

A tali valori si è poi applicata una diffusione a 45° lungo lo sviluppo in elevazione del muro determinando la situazione più gravosa al fine delle verifiche.

Nel caso di specie essendo l'altezza del muro, non compreso il cordolo di fondazione, pari a 3,50 mt, tale azione viene pensata agente sul limite dell'opera a presso della spalla (situazione più gravosa) e considerata tale diffusione pertanto interessante 3,50 mt di paramento. L'azione agente a ml di paratia ad altezza cordolo testa palo sarebbe pari a 100 kN / 3,50 mt, pari a 28,58 kN/m.

A vantaggio di sicurezza sia l'azione tagliante che il momento agente sulla testa del muro sono assunti pari a 50 kN e 50 kNm su un tratto di paratia, quello di calcolo, pari ad 1 mt.

Le azioni sulla barriera di sicurezza ed i carichi accidentali stradali nelle verifiche dei muri sono state assunte contemporanee a vantaggio di sicurezza.

9 RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano nel presente paragrafo i risultati delle verifiche strutturali e geotecniche che, come si evince dalle tabelle e dai grafici sotto riportati, risultano tutte ampiamente soddisfatte.

9.1 Sezioni di verifica

Nelle tabelle seguenti, per le sezioni esaminate, sono fornite le principali caratteristiche geometriche e stratigrafiche utilizzate nelle verifiche.

Sono state esaminate le sezioni ritenute più significative.

1. Sezione 1 – H = 6.90 m

Opera di sostegno	Paratia di pali Ø=1000 mm – interasse 1.20 m
Altezza totale paratia	H = 17.00 m
Stratigrafia di calcolo	RIL da 0.00 m p.c. fino a -5.00 m p.c.
	LSA da -5.00 m p.c. a -11.76 m p.c.
	AG oltre -11.76 m p.c.
Fondo scavo	- 5.00 m da p.c.
Falda	- 5.00 m da p.c.
p.c. = quota piano carrabile	

9.2 Sezione 1

9.2.1 Sintesi dei risultati

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati delle analisi eseguite con riferimento alle combinazioni di carico precedentemente definite.

In tabella sono riportati i valori di verifica della paratia.

	SLU GEO	SLU STR	SLE	SISMA GEO	SISMA STR	SLU ECCEZ.
	Statico	Statico	Statico	Sismico	Sismico	Statico
Spostamento massimo (cm)	-	-	2.1	-	-	
Momento massimo (kNm/m)	821.24	519.79	380.8	-	285.76	881.89
Taglio massimo (kN/m)	228.66	121.41	90.25	-	72.94	193.14
Spinta passiva mobilitata (%)	51	-	-	51	-	37

OS32-MURO ANDATORE SX DAL KM 26+655.10 AL KM 26+664.48 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

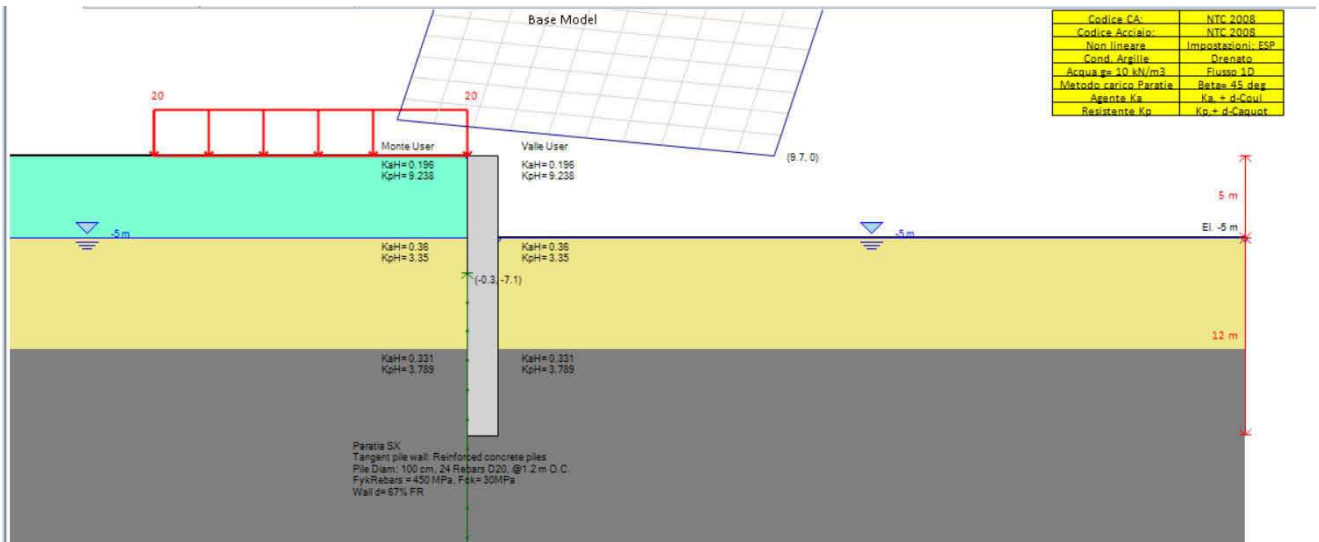


Figura 2 Modello di calcolo – step finale di calcolo

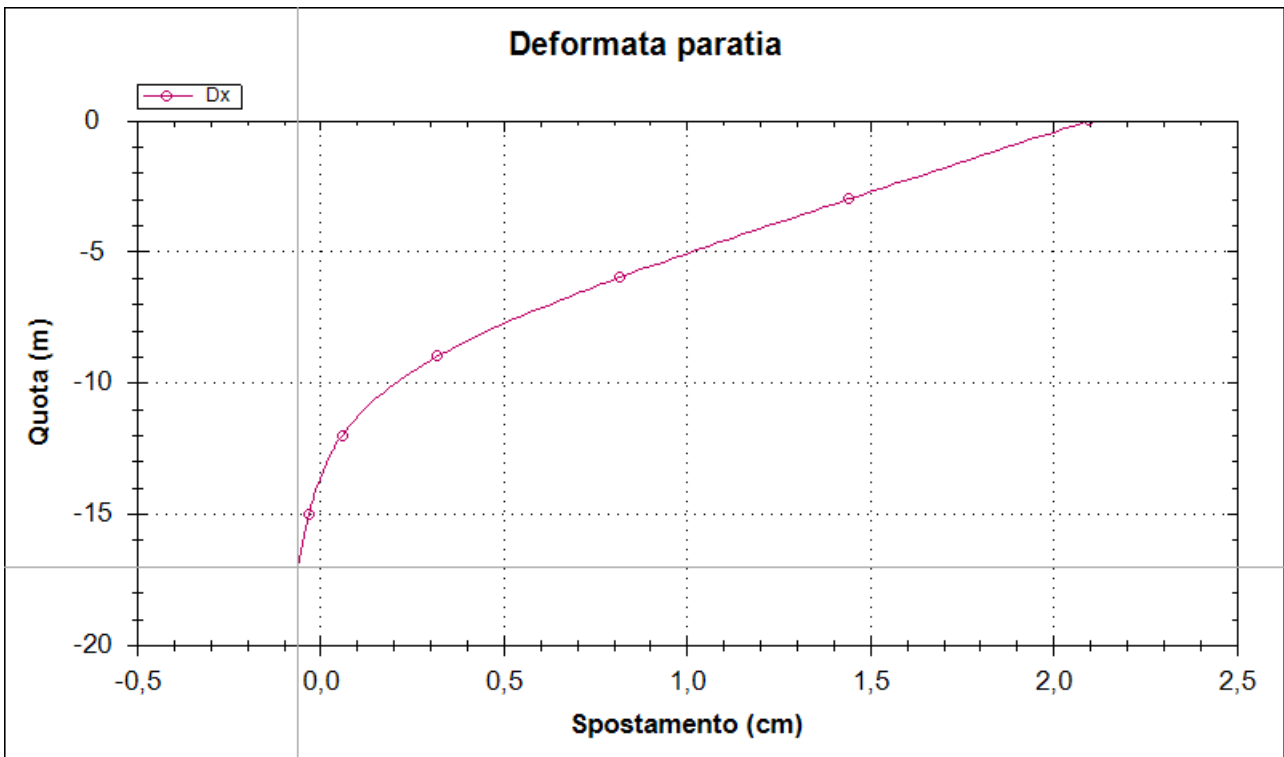


Figura 3 Spostamenti - profondità SLE

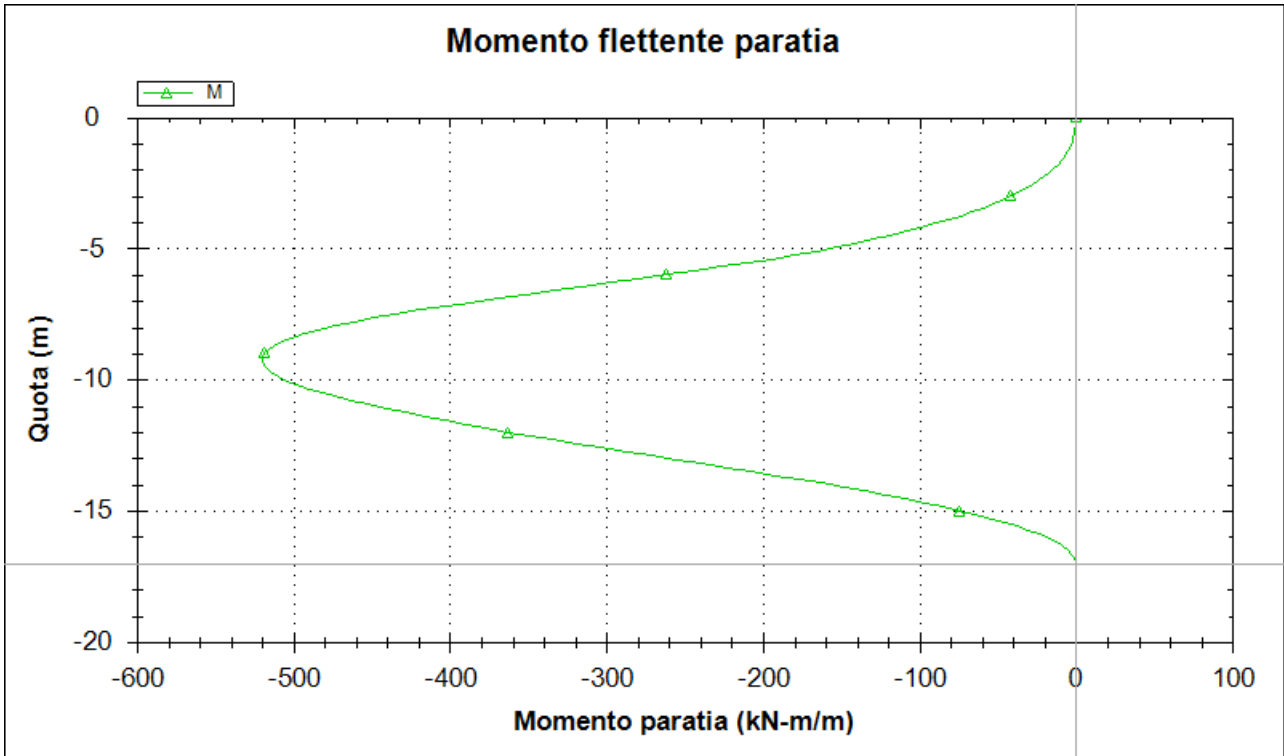


Figura 4 Memento-profondità SLU STR

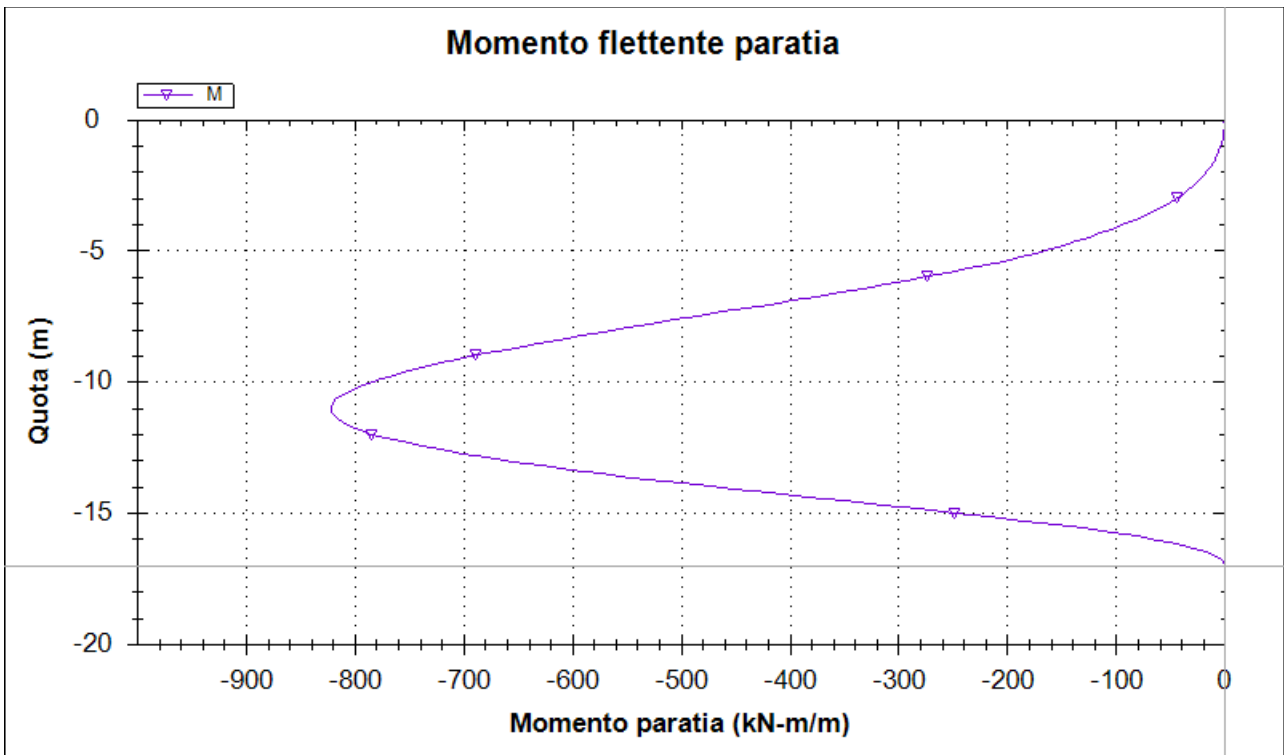


Figura 5 Memento-profondità SLU GEO

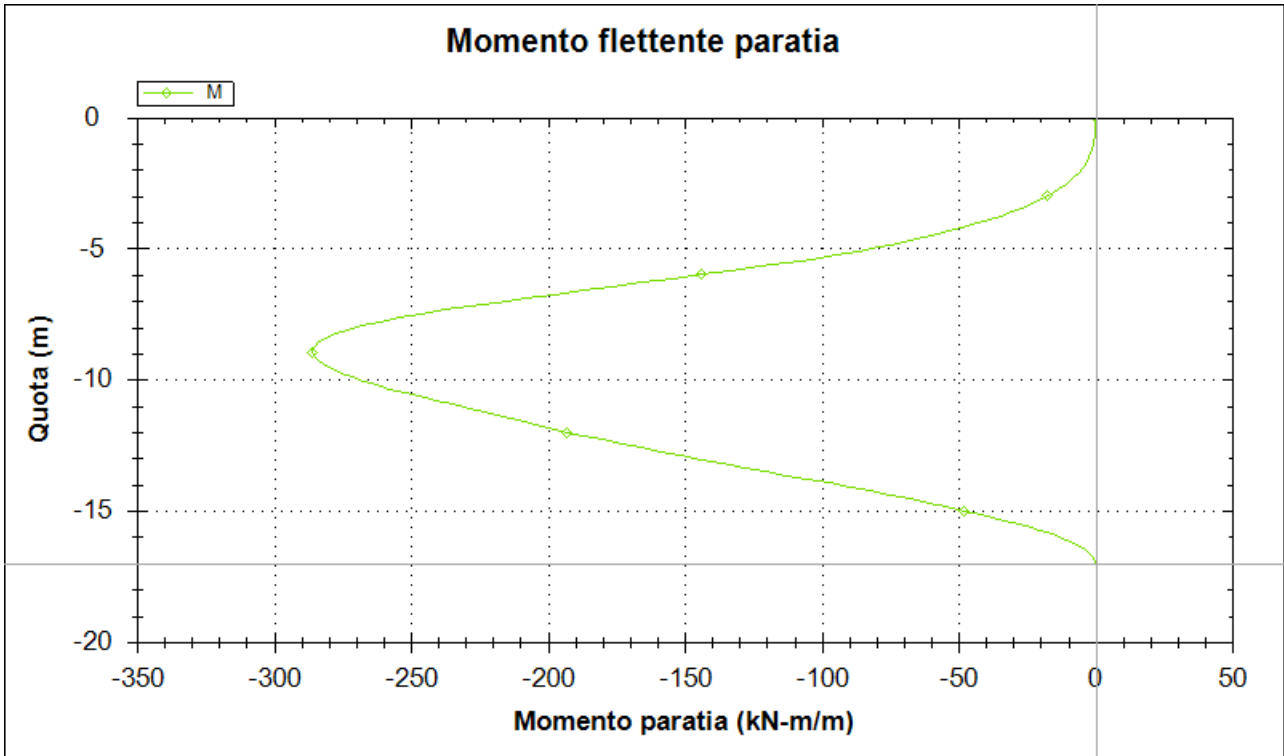


Figura 6 Momento-profondità SISMA STR

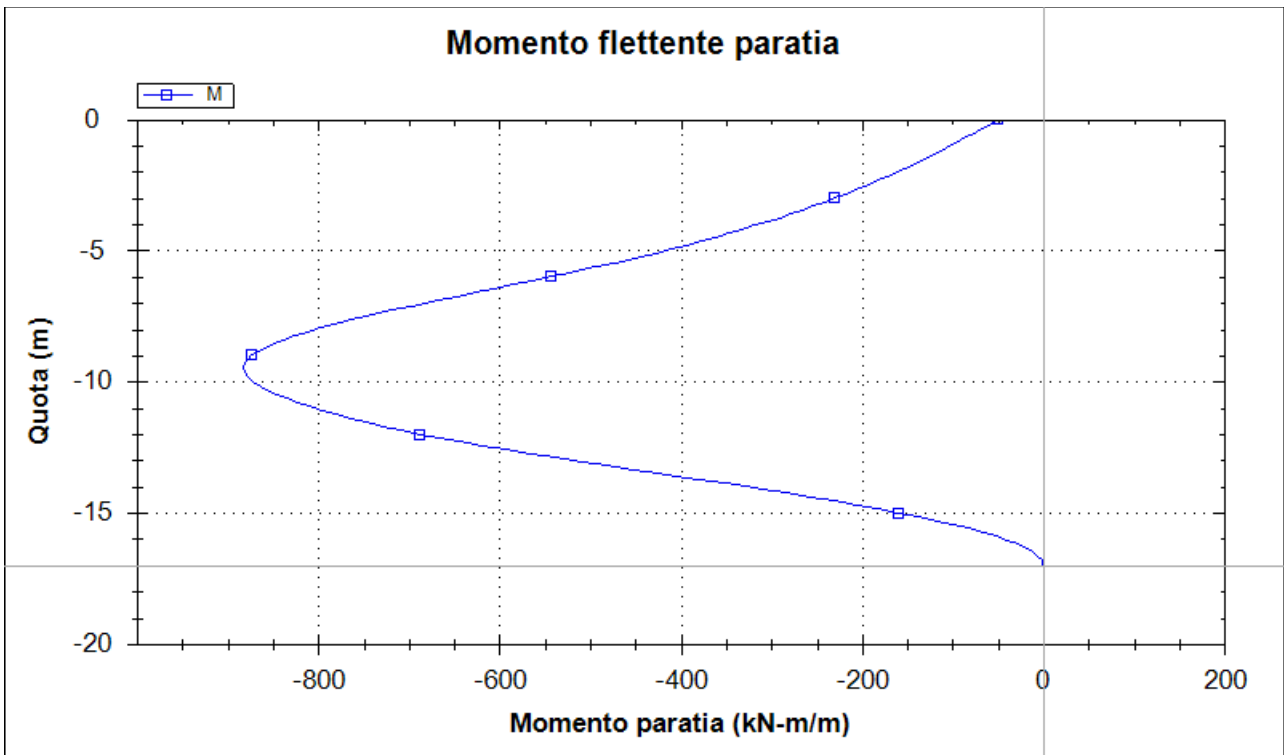


Figura 7 Momento-profondità SLU ECCEZ

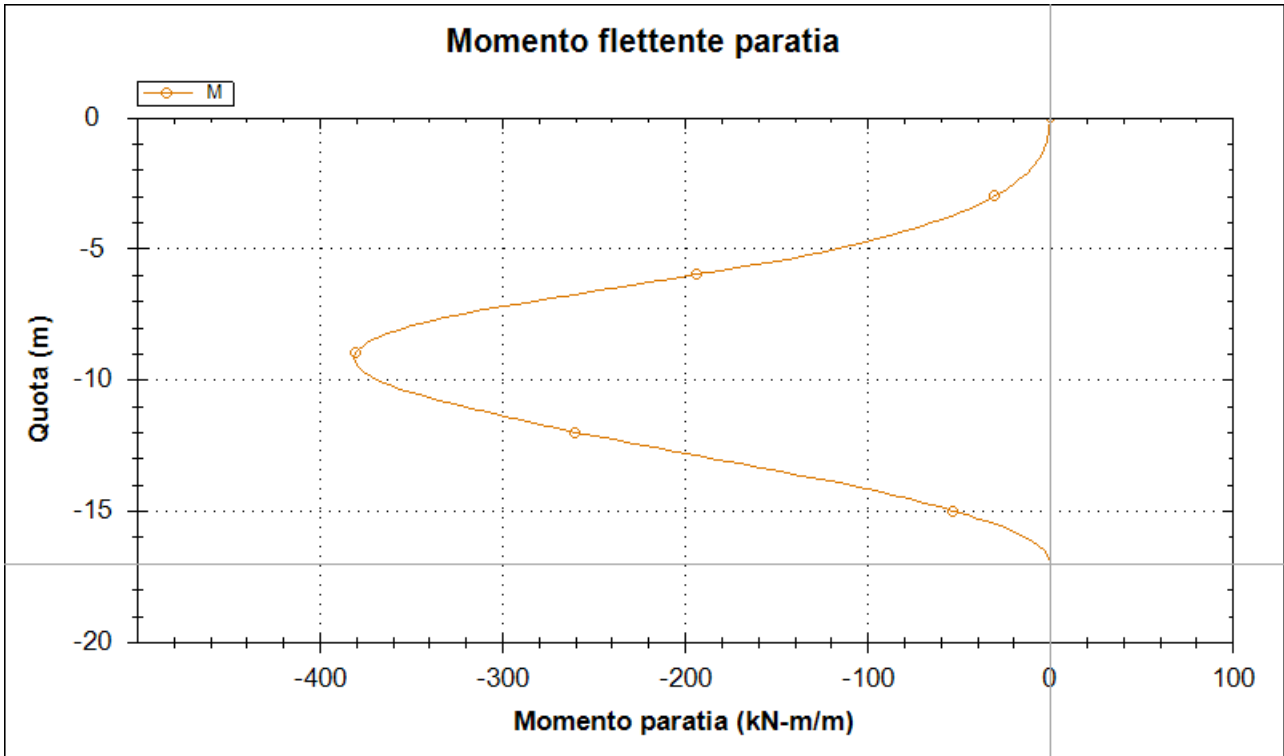


Figura 8 Momento-profondità SLE RARA

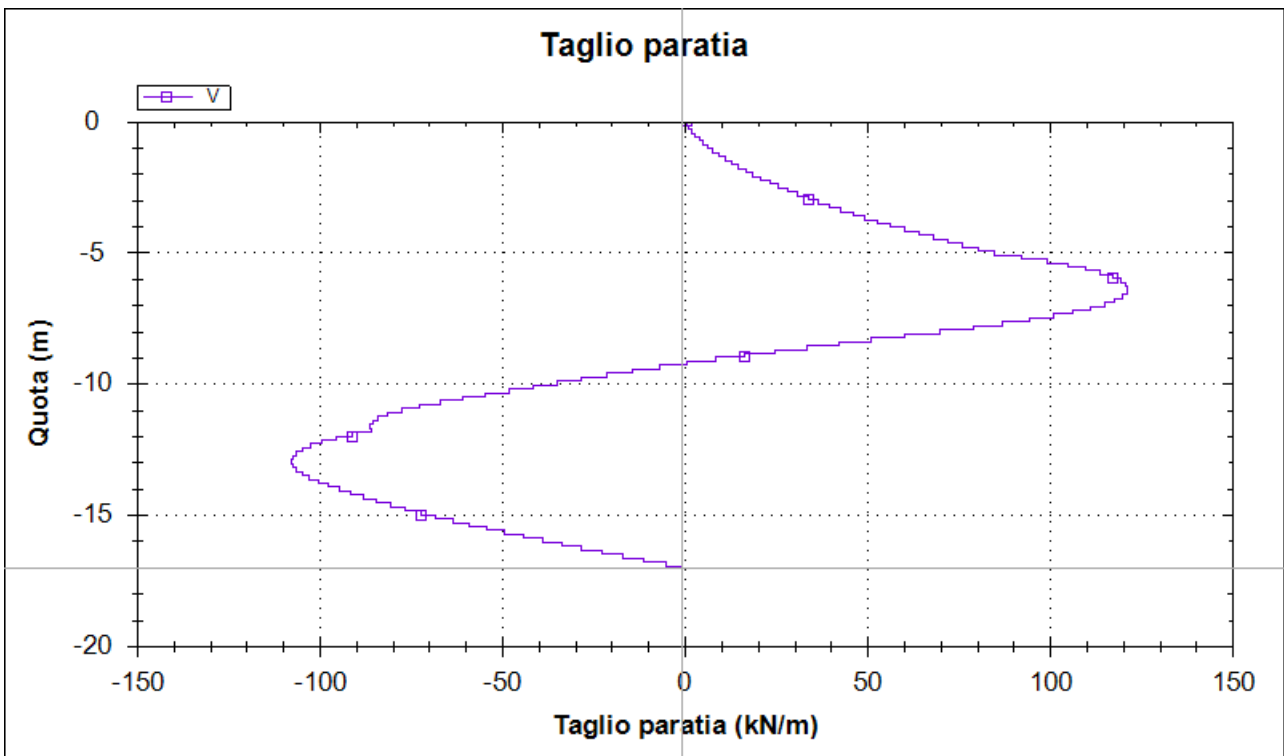


Figura 9 Taglio-profondità SLU STR

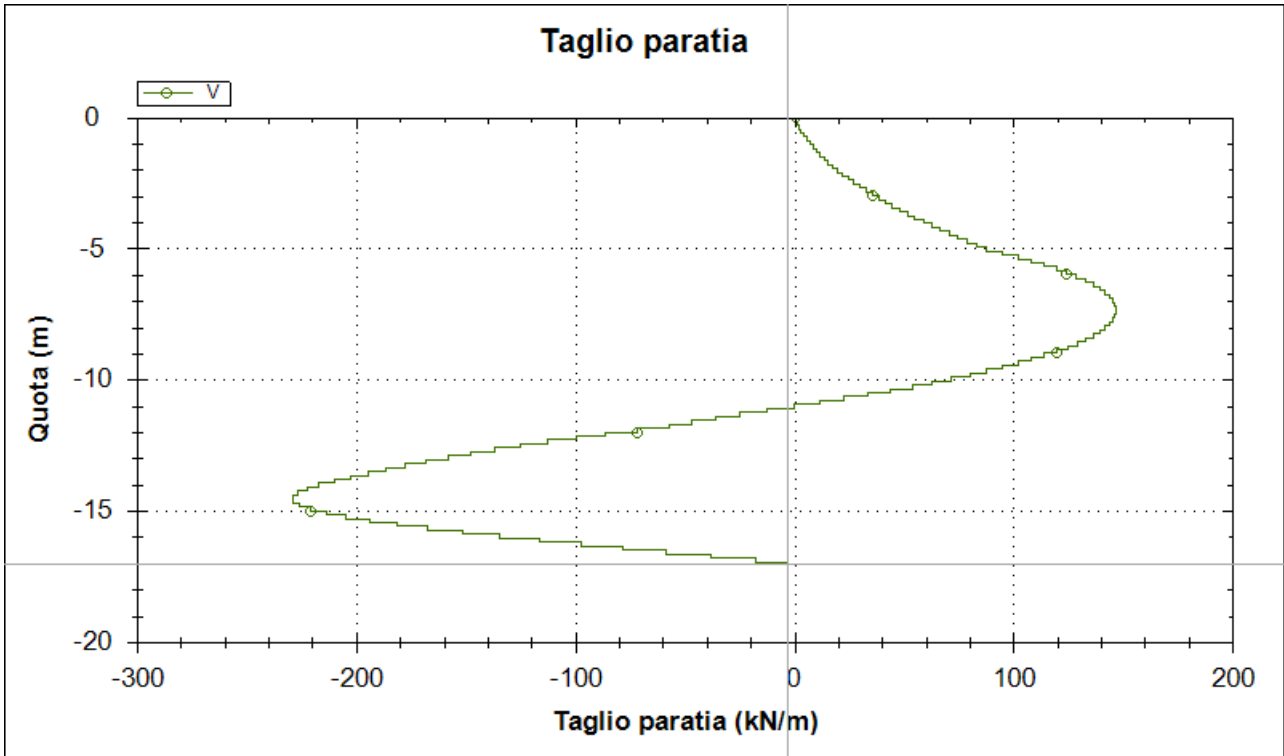


Figura 10 Taglio-profondità SLU GEO

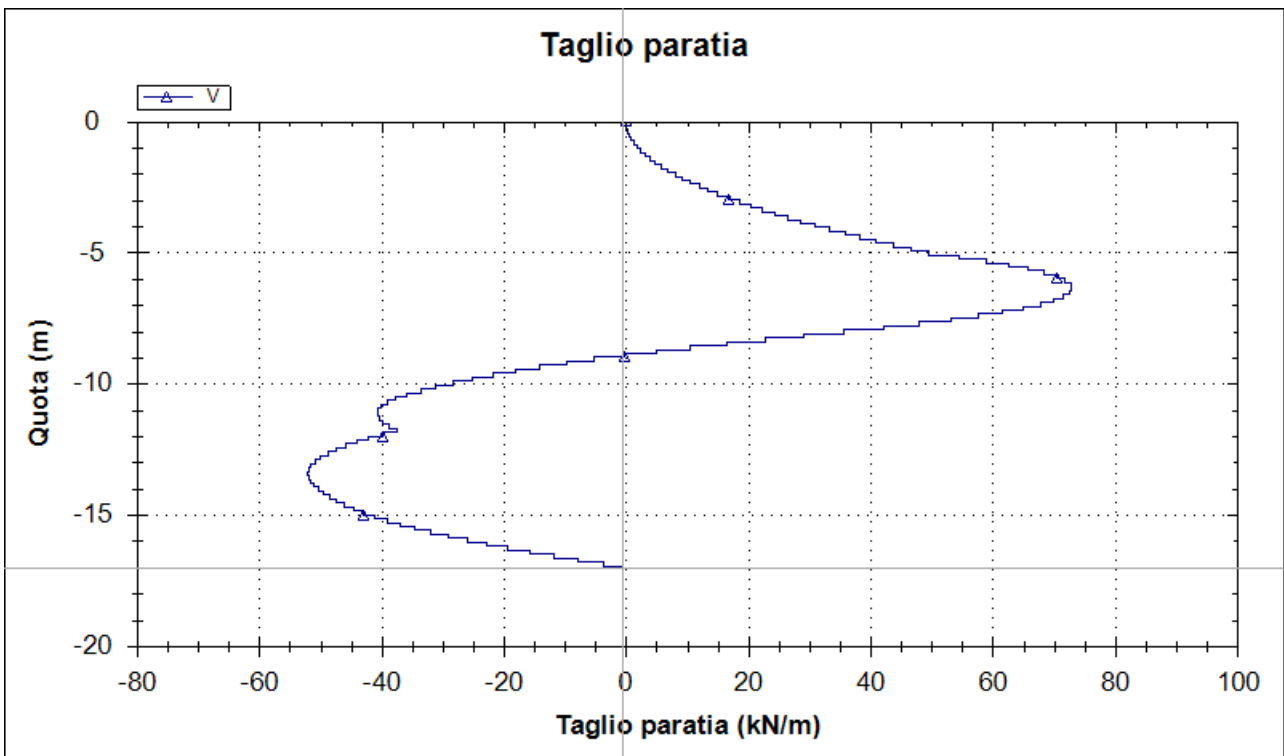


Figura 11 Taglio-profondità SISMA STR

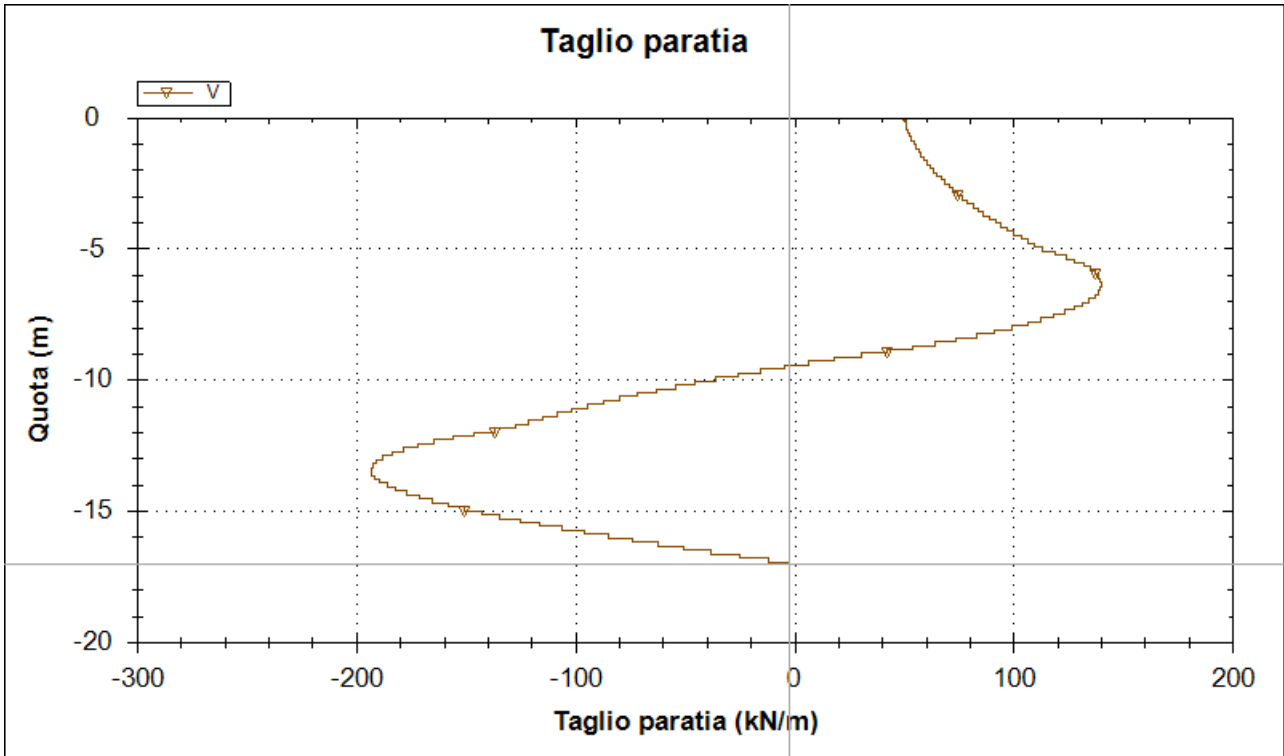


Figura 12 Taglio-profondità SLU ECCEZ

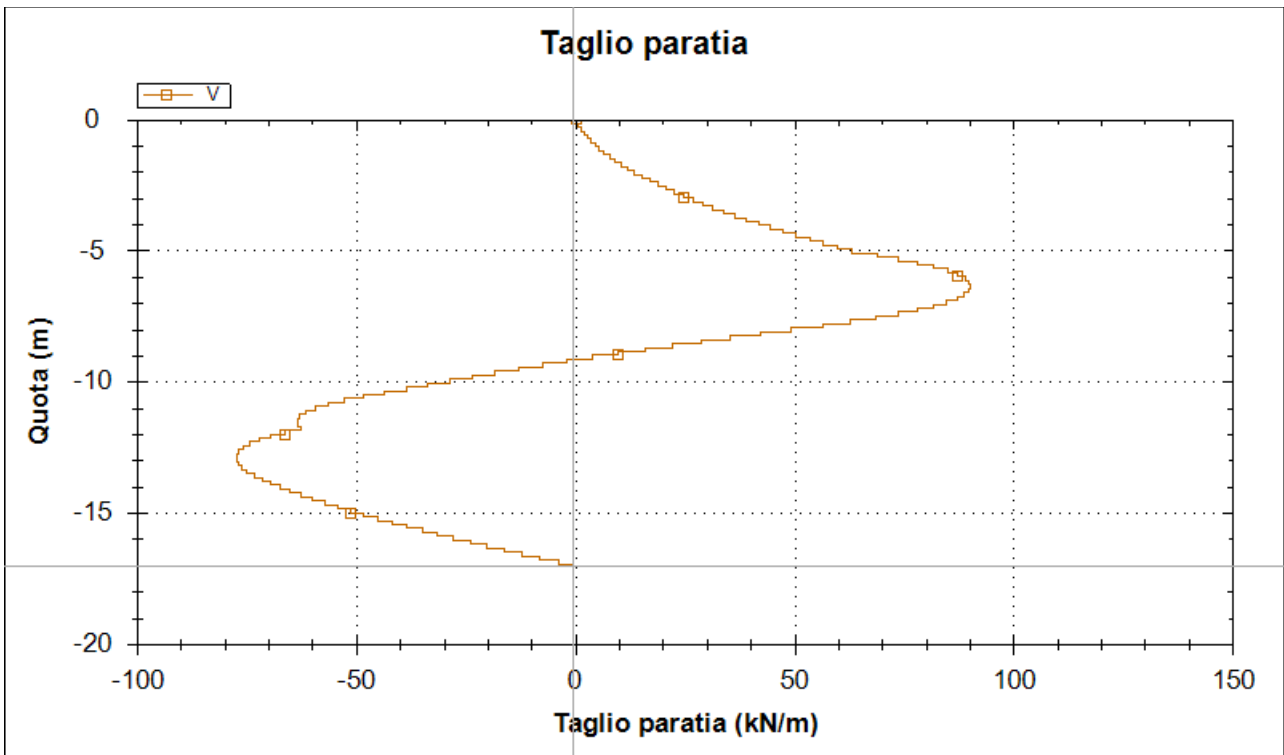
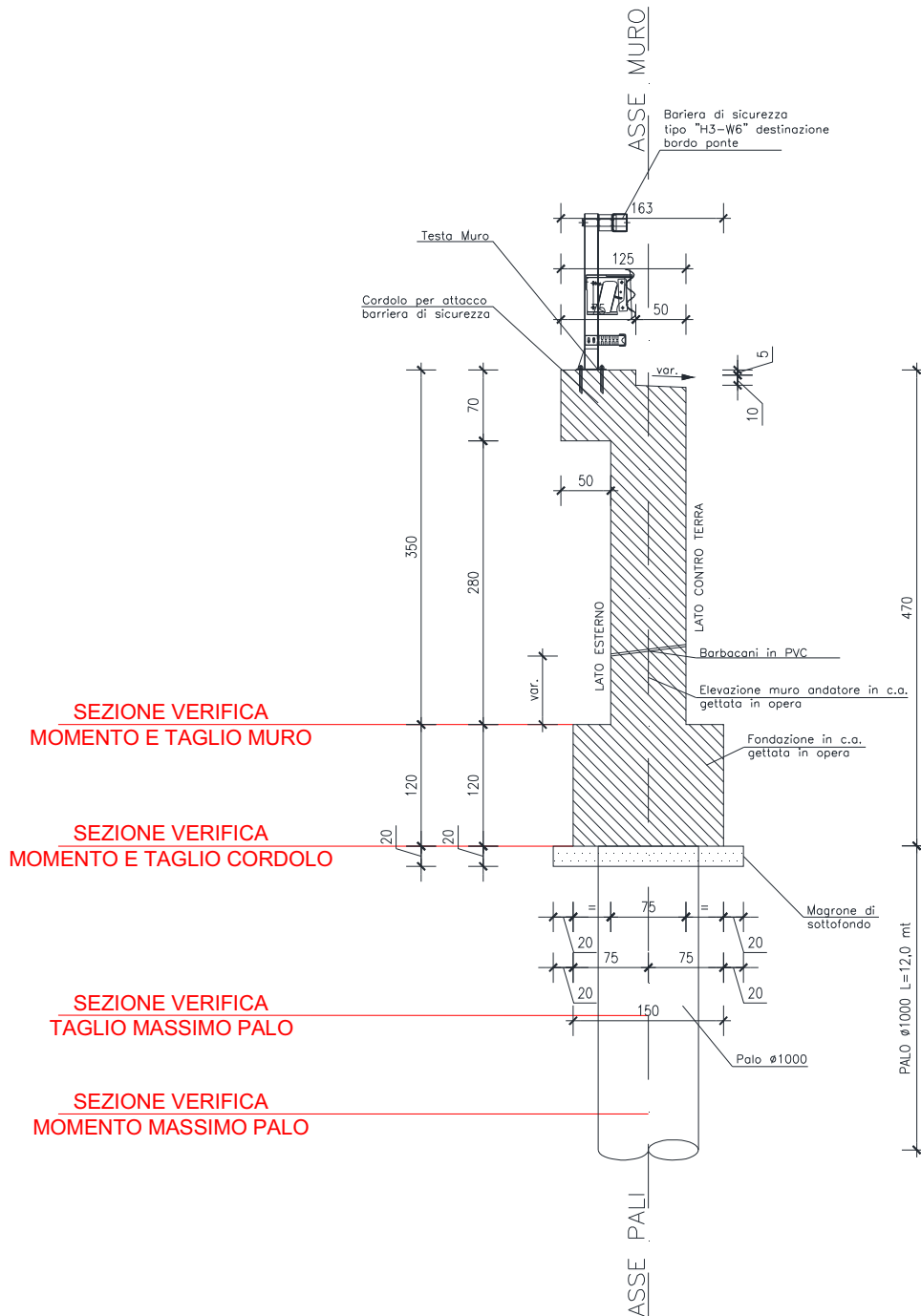


Figura 13 Taglio-profondità SLE RARA

9.2.2 Verifiche strutturali

Di seguito si riportano le verifiche strutturali delle sezioni in c.a. nelle posizioni indicate nella figura seguente.

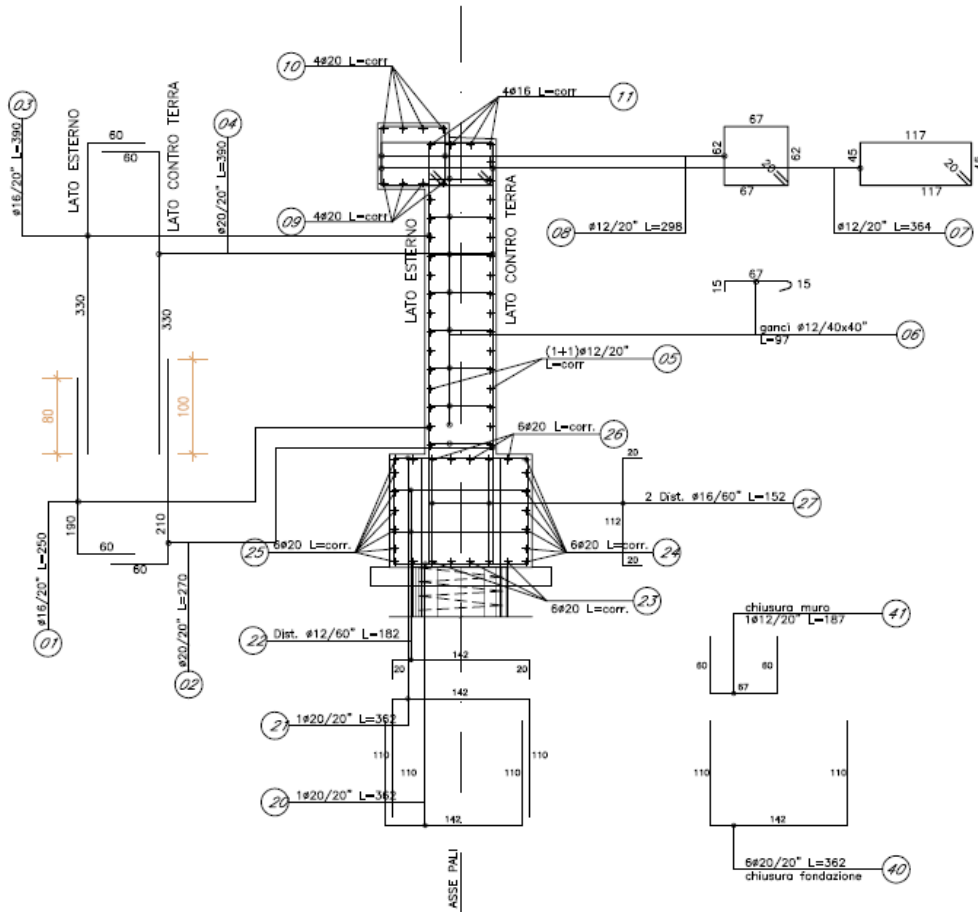


Le sollecitazioni di verifica, per metro di lunghezza sul muro in c.a. e sul cordolo testa pali e per singolo palo, sono di seguito riportate.

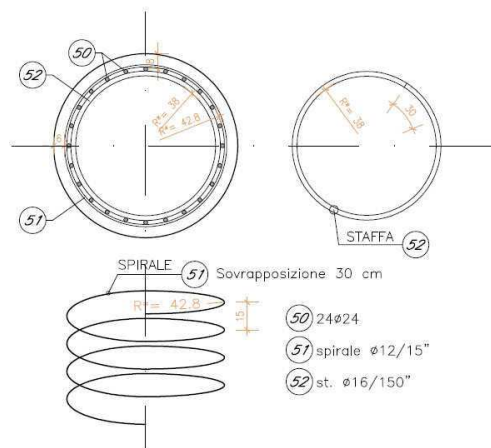
momento					
verifica	A1+M1+R1	A2+M2+R1	SISMA STRU	SLE	URTO
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
base muro	66	70	30	48	278
base cordolo	141	148	72	104	394
	kN/palo	kN/palo	kN/palo	kN/palo	kN/palo
palo	624	985	343	457	1057
taglio					
verifica	A1+M1+R1	A2+M2+R1	SISMA STRU	SLE	URTO
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
base muro	46	48	24	34	84
base cordolo	76	79	44	57	107
	kN/palo	kN/palo	kN/palo	kN/palo	kN/palo
palo	145	176	87	108	168

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. analizzate; nella figura sono riportate le armature di progetto.

ARMATURA MURO H=350 scala 1:50



SEZIONE 1-1 scale 1:25



9.2.2.1 Verifiche base muro

BASE MURO

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m> = 1.00

Altezza <m> = 0.75

Simbologia

Caso = Caso di verifica
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC = Tipo di combinazione di carico
SLU = Stato limite ultimo
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD = Stato limite di danno
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
SLO = Stato limite di operatività
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
N = Sforzo normale
My = Momento flettente intorno all'asse Y
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
Nu = Sforzo normale ultimo
Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
Rott. = Tipo di rottura
1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_Y = \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
2-3 = Rott. cls: $\epsilon_Y < \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C = \epsilon_{Cu}$
3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{C0} < \epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
 α = Angolo asse neutro a rottura
 ϵ_C = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS = Modalità di calcolo sicurezza
N/e = N costante ed eccentricità costante
My/e = My costante ed eccentricità costante
My/N = My e N costante
Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
Mz/N = Mz e N costante
Sic. = Sicurezza a rottura
AfT = Area di ferro tesa
AfC = Area di ferro compressa
 σ_C = Tensione nel calcestruzzo
 σ_f = Tensione nel ferro
c = Ricoprimento dell'armatura
s = Distanza minima tra le barre
K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
 s_{rm} = Distanza media tra le fessure
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 $A_{c\ eff}$ = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk = Apertura delle fessure
Ty = Taglio in dir. Y
Tz = Taglio in dir. Z
bw = Larghezza membratura resistente al taglio
Asw = Area armatura trasversale
Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd = Taglio ultimo lato armatura
Tipo = Tipo di verifica effettuata
Sez. = Numero della sezione
B = Base
H = Altezza
Cf = Copriferro
Cls = Tipo di calcestruzzo
Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

OS32-MURO ANDATORE SX DAL KM 26+655.10 AL KM 26+664.48 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Acc. = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Acc.	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
1	R	100.00	75.00	6.20	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu <daNm>	Mzu <daNm>	Rott.	α <grad>	ϵ_c	TS	Sic.
1	SLU	0.00	6600.00	0.00	7.81E-003	41096.50	-9.65E-005	1-2	180.00	-1.86	N/e	6.227	
2	SLU	0.00	7000.00	0.00	7.81E-003	41096.50	-9.65E-005	1-2	180.00	-1.86	N/e	5.871	
3	SLU	0.00	3000.00	0.00	7.81E-003	41096.50	-9.65E-005	1-2	180.00	-1.86	N/e	13.699	
4	SLU	0.00	27800.00	0.00	7.81E-003	41096.50	-9.65E-005	1-2	180.00	-1.86	N/e	1.478	

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <cm>	Asw <cm²>	Vsdu <daN>	VRcd <daN>	VRsd <daN>	Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <cm>	Asw <cm²>	Vsdu <daN>	VRcd <daN>	VRsd <daN>
1	0.00	4600.00	1.00	7.07	4600.00	255567.00	17176.70	2	0.00	4800.00	1.00	7.07	4800.00	255567.00	17176.70
3	0.00	2400.00	1.00	7.07	2400.00	255567.00	17176.70	4	0.00	8400.00	1.00	7.07	8400.00	255567.00	17176.70

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ_c <daN/cm²>	σ_f <daN/cm²>
5	4800.00	15.71	10.05	8.91	478.41

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s _{rm} <mm>	Φ	A _s <cm²>	A _{c eff} <cm²>	σ_s <daN/cm²>	σ_{sr} <daN/cm²>	ϵ_{sm}	Wk <mm>
5	SLE	Q	0.00	4800.00	0.00	50.00	223.89	0.18	315.95	20.00	15.71	1837.70	478.41	3556.76	0.09	0.05

Verifiche principali

Caso	Tipo
4	SLU N cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
5	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max

9.2.2.2 Verifiche base cordolo

BASE CORDOLO

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m> = 1.00

Altezza <m> = 1.20

Simbologia

Caso = Caso di verifica
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121"- PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

OS32-MURO ANDATORE SX DAL KM 26+655.10 AL KM 26+664.48 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
N = Sforzo normale
My = Momento flettente intorno all'asse Y
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
Nu = Sforzo normale ultimo
Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
Rott. = Tipo di rottura
1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
 α = Angolo asse neutro a rottura
 ϵ_c = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS = Modalità di calcolo sicurezza
N/e = N costante ed eccentricità costante
My/e = My costante ed eccentricità costante
My/N = My e N costante
Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
Mz/N = Mz e N costante
Sic. = Sicurezza a rottura
AfT = Area di ferro tesa
AfC = Area di ferro compressa
 σ_c = Tensione nel calcestruzzo
 σ_f = Tensione nel ferro
c = Ricoprimento dell'armatura
s = Distanza minima tra le barre
K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
 s_{rm} = Distanza media tra le fessure
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 $A_{c\ eff}$ = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk = Apertura delle fessure
Ty = Taglio in dir. Y
Tz = Taglio in dir. Z
bw = Larghezza membratura resistente al taglio
Asw = Area armatura trasversale
Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd = Taglio ultimo lato armatura
Tipo = Tipo di verifica effettuata
Sez. = Numero della sezione
B = Base
H = Altezza
Cf = Copriferro
Cls = Tipo di calcestruzzo
Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Acc. = Tipo di acciaio
Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez. Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Acc.	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
3 R	100.00	120.00	6.60	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu <daNm>	Mzu <daNm>	Rott.	α <grad>	ϵ_c	TS	Sic.
1	SLU	0.00	14100.00	0.00	-0.05	68395.40	-1.04E-004	1-2	180.00	-1.28	N/e	4.851	
2	SLU	0.00	14800.00	0.00	-0.05	68395.40	-1.04E-004	1-2	180.00	-1.28	N/e	4.621	
3	SLU	0.00	7200.00	0.00	-0.05	68395.40	-1.04E-004	1-2	180.00	-1.28	N/e	9.499	
4	SLU	0.00	39400.00	0.00	-0.05	68395.40	-1.04E-004	1-2	180.00	-1.28	N/e	1.736	

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

OS32-MURO ANDATORE SX DAL KM 26+655.10 AL KM 26+664.48 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <daN>	VRcd <daN>	VRsd <daN>	Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <daN>	VRcd <daN>	VRsd <daN>
1	0.00	7600.00	1.00	20.11	7600.00	422242.00	80722.00	2	0.00	7900.00	1.00	20.11	7900.00	422242.00	80722.00
3	0.00	4400.00	1.00	20.11	4400.00	422242.00	80722.00	4	0.00	10700.00	1.00	20.11	10700.00	422242.00	80722.00

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ_c <daN/cmq>	σ_f <daN/cmq>
5	10400.00	15.71	15.71	8.48	615.53

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s_{xm} <mm>	Φ	A_s <cmq>	A_c eff <cmq>	σ_s <daN/cmq>	σ_{sr} <daN/cmq>	ϵ_{sm}	Wk <mm>
5	SLE	Q	0.00	10400.00	0.00	50.00	221.89	0.21	339.47	20.00	15.71	1837.86	615.53	5293.51	0.12	0.07

Verifiche principali

Caso	Tipo
4	SLU N cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
5	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max

9.2.2.3 Verifiche palo

PALO

Sezione: Circolare - Dati geometrici della sezione
Raggio <m> = 0.50

Simbologia

- Caso = Caso di verifica
- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- TCC = Tipo di combinazione di carico
 - SLU = Stato limite ultimo
 - SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 - SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 - SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 - SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 - SLD = Stato limite di danno
 - SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 - SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 - SLO = Stato limite di operatività
 - SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
- N = Sforzo normale
- My = Momento flettente intorno all'asse Y
- Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
- Nu = Sforzo normale ultimo
- Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
- Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
- Rott. = Tipo di rottura
 - 1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
 - 2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
 - 3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
- α = Angolo asse neutro a rottura
- ϵ_c = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
- TS = Modalità di calcolo sicurezza
 - N/e = N costante ed eccentricità costante
 - My/e = My costante ed eccentricità costante
 - My/N = My e N costante
 - Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
 - Mz/N = Mz e N costante
- Sic. = Sicurezza a rottura
- AfT = Area di ferro tesa
- AfC = Area di ferro compressa
- σ_c = Tensione nel calcestruzzo
- σ_f = Tensione nel ferro
- c = Ricoprimento dell'armatura

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121"- PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

OS32-MURO ANDATORE SX DAL KM 26+655.10 AL KM 26+664.48 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

s = Distanza minima tra le barre
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
 s_{rm} = Distanza media tra le fessure
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 A_{c eff} = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
 Wk = Apertura delle fessure
 Ty = Taglio in dir. Y
 Tz = Taglio in dir. Z
 bw = Larghezza membratura resistente al taglio
 Asw = Area armatura trasversale
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 Tipo = Tipo di verifica effettuata
 Sez. = Numero della sezione
 R = Raggio
 Cf = Copriferro
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Acc. = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	R	Cf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Acc.	Fyk	Fyd
		<cm>	<cm>		<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>		<daN/cmq>	<daN/cmq>
2	Cir.	50.00	6.40	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Rott.	α	ϵ_c	TS	Sic.
			<daN>	<daNm>	<daNm>	<daN>	<daNm>	<daNm>		<grad>			
1	SLU	0.00	62400.00	0.00	7.81E-003	158886.00	-3.83E-003	2-3	180.00	-3.50	N/e	2.546	
2	SLU	0.00	98500.00	0.00	7.81E-003	158886.00	-3.83E-003	2-3	180.00	-3.50	N/e	1.613	
3	SLU	0.00	34300.00	0.00	7.81E-003	158886.00	-3.83E-003	2-3	180.00	-3.50	N/e	4.632	
4	SLU	0.00	105700.00	0.00	7.81E-003	158886.00	-3.83E-003	2-3	180.00	-3.50	N/e	1.503	

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Vsdu	VRcd	VRsd	Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Vsdu	VRcd	VRsd
	<daN>	<daN>	<m>	<cmq>	<daN>	<daN>	<daN>		<daN>	<daN>	<m>	<cmq>	<daN>	<daN>	<daN>
1	0.00	14500.00	0.70	10.66	14500.00	244343.00	35298.90	2	0.00	17600.00	0.70	10.66	17600.00	244343.00	35298.90
3	0.00	8700.00	0.70	10.66	8700.00	244343.00	35298.90	4	0.00	16800.00	0.70	10.66	16800.00	244343.00	35298.90

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My	AfT	AfC	σ_c	σ_f
	<daNm>	<cmq>	<cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>
5	45700.00	67.86	40.72	56.77	1615.86

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N	My	Mz	c	s	K3	s _{rm}	Φ	A _s	A _{c eff}	σ_s	σ_{sr}	ϵ_{sm}	Wk
			<daN>	<daNm>	<daNm>	<mm>	<mm>		<mm>		<cmq>	<cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>		<mm>
5	SLE	Q	0.00	45700.00	0.00	47.26	114.86	0.13	182.97	24.00	67.86	3702.54	1615.86	1521.90	0.44	0.14

Verifiche principali

Caso	Tipo
2	SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
4	SLU N cost - min. sic.
5	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max

Dall’analisi dei risultati soprariportati si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte.

9.2.3 Verifiche geotecniche di stabilità globale opera sostegno - terreno

Per le verifiche di stabilità globale sono stati utilizzati i medesimi parametri indicati nel paragrafo precedente.

Il calcolo è effettuato con il metodo di Bishop, con l’apposito modulo VSP Plus del software paratie plus 2012.

I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di verifica	Fs
Statica	1.73 > 1.10
Sismica	5.86 > 1.10

Nelle figure seguenti è rappresentata la sezione presa in considerazione per le analisi con le superfici investigate ed evidenziata la superficie più critica

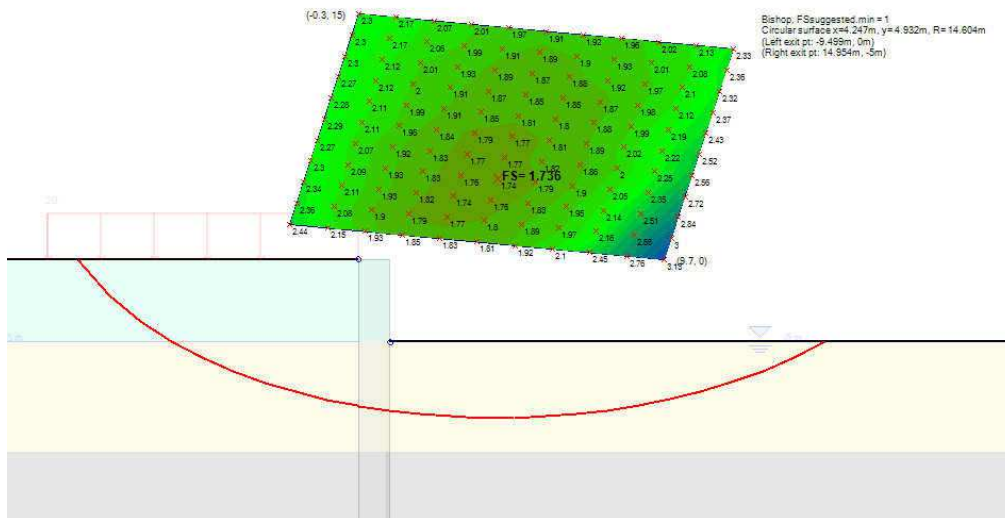


Figura 14 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

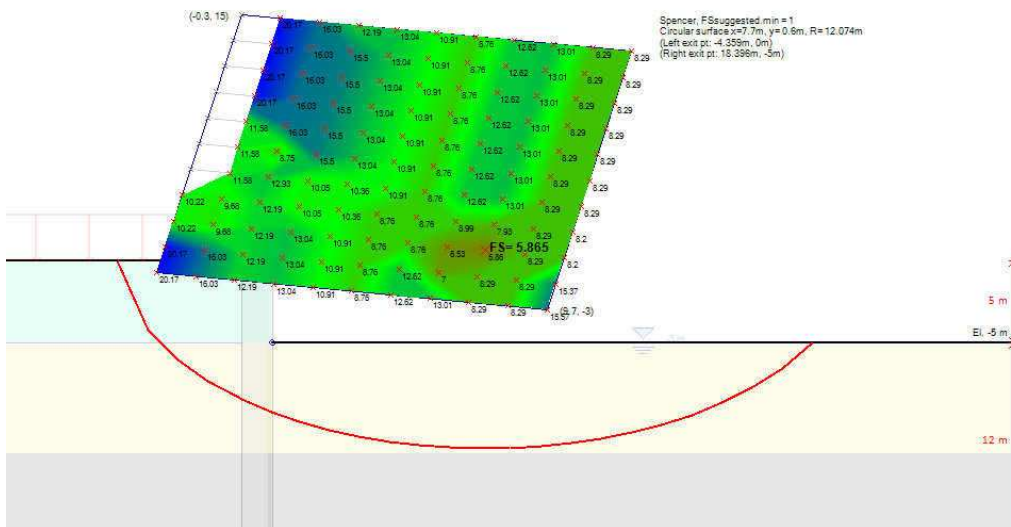


Figura 15 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica