



REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

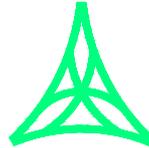
DIREZIONE CENTRALE
INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI

SOGGETTO DELEGATARIO:



FRIULI venezia giulia
STRaDE S.p.A.

PROGETTAZIONE:



S.p.A. AUTOVIE VENETE

34123 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111
 Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di
 Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE
 A4 VENEZIA - TRIESTE
 A23 PALMANOVA - UDINE
 A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 13 PONTEBBANA E LA A23 TANGENZIALE SUD DI UDINE (II LOTTO)

AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO dd.14.12.2006

OPERE D'ARTE MINORI

Opera n°16: Sottopasso agricolo
 Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

H

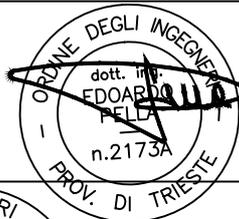
N. ALLEGATO e SUB.ALL.

05.01 . 10

REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

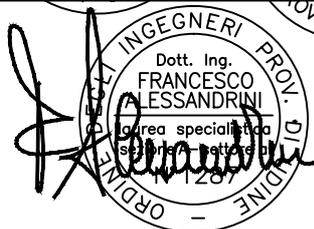
COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :
 dott. ing. Edoardo PELLA
 dott. ing. Stefano DI SANTOLO



PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Strutture :
 dott. ing. Francesco ALESSANDRINI



IL CAPO COMMESSA:
 dott. ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE DELL'AREA OPERATIVA:
 dott. ing. Enrico RAZZINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

NOME FILE:
 1207H0501100.doc
 1207H0501100.pdf

DATA PROGETTO:
30.08.2012

312TN

CODICE MASTRO

12

ANNO

07

N.PROGETTO

0

REVISIONE

INDICE

1. NOTE GENERALI SULLE ANALISI	2
1.1. DURABILITÀ.....	3
1.2. EFFETTI SULLA STRUTTURA.....	3
1.2.1. CARICHI MOBILI VERTICALI.....	3
1.2.2. CARICO DA FRENAMENTO.....	4
1.2.3. SPINTA DELLE TERRE.....	4
1.2.4. AZIONE D'URTO.....	4
1.2.5. AZIONE SISMICA.....	5
2. CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DELLO SCATOLARE	6
2.1. SEZIONE CENTRALE.....	6
2.1.1. RISULTATI DELLE ANALISI.....	7
2.1.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	8
2.1.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	8
2.1.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO.....	9
2.1.4.1. Urto contro la soletta del sottopasso.....	10
2.1.4.2. Urto contro le barriere di sicurezza.....	10
2.1.5. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	10
2.2. SEZIONE USCITA – PRIMO TRATTO.....	14
2.2.1. RISULTATI DELLE ANALISI.....	14
2.2.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	15
2.2.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	15
2.2.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO.....	16
2.2.5. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	17
2.3. SEZIONE USCITA – SECONDO TRATTO.....	20
2.3.1. RISULTATI DELLE ANALISI.....	20
2.3.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	21
2.3.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	22
2.3.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO.....	22
2.3.5. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	23
3. CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO	26
3.1. MURO LATERALE DELLA TRINCEA – TIPO 1.....	26
3.1.1. RISULTATI DELLE ANALISI.....	26
3.1.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	27
3.1.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	28
3.1.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO.....	28
3.1.5. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	28
3.2. MURO LATERALE DELLA TRINCEA – TIPO 2.....	30
3.2.1. RISULTATI DELLE ANALISI.....	30
3.2.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	31
3.2.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	32
3.2.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO.....	32
3.2.5. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	32

1. NOTE GENERALI SULLE ANALISI

Il dimensionamento degli elementi strutturali dell'opera in esame è stato condotto, in sede di progettazione definitiva, ai sensi del D.M. 16.01.1996 e dell'O.P.C.M. 3274/03 e succ. modif. ed integrazioni.

L'entrata in vigore delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", di cui al D.M. 14.01.2008 ha modificato in parte l'entità dei carichi di progetto, così come la modalità di esecuzione di alcune verifiche di sicurezza.

Nel seguito si evidenziano i principali aspetti interessati da queste modifiche, e come queste incidano su quanto già dimensionato e verificato.

In particolare si assume per gli elementi strutturali in esame:

Vita nominale 50 anni
Classe d'uso IV

Nel seguito sono evidenziati in **rosso** le grandezze modificate rispetto quanto previsto nella relazione di calcolo.

1.1. DURABILITÀ

Al fine di garantire i requisiti di durabilità i materiali previsti dovranno avere le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo delle strutture di fondazione	C25/30	XC2
Calcestruzzo delle elevazioni	C28/35	XC3
Calcestruzzo della soletta di impalcato	C28/35	XC3
Calcestruzzo delle elevazioni per muri di sostegno	C32/40	XC4
Calcestruzzo per cordoli e velette	C32/40	XF4
Acciaio da c.a.	B 450 C	

1.2. EFFETTI SULLA STRUTTURA

1.2.1. Carichi mobili verticali

Le azioni previste dal D.M. 14.01.2008 (nel seguito NTC08) sono ragguagliabili ad un sovraccarico uniformemente distribuito su un'impronta di 3.00x2.20m, applicato in sommità al terrapieno, con angolo di diffusione nel terreno di 30°.

La sezione oggetto di analisi interessata da tale azione, è quella rappresentante lo scatolare vero e proprio; il sovraccarico medio che si considerare nel calcolo è:

Opera		16	
Calcolo sovraccarico medio in sommità del terrapieno			
Impronta 1			
Larghezza	B =	3.00 m	
Lunghezza	L =	2.20 m	
Angolo diffusione	a =	30 °	
Altezza rilevato	H =	0.80 m	
Incr larghezza	b =	0.46 m	nb = 1
Incr lunghezza	l =	0.46 m	nl = 2
Larghezza diffusa	B' =	3.46 m	
Lunghezza diffusa	L' =	3.12 m	
Carico totale	Q =	600 kN	
Pressione impronta 1	p =	55.5 kN/mq	
Impronta 2			
Larghezza	B =	3.00 m	
Lunghezza	L =	2.20 m	
Angolo diffusione	a =	30 °	
Altezza rilevato	H =	0.9 m	
Incr larghezza	b =	0.52 m	nb = 2
Incr lunghezza	l =	0.52 m	nl = 2
Larghezza diffusa	B' =	4.04 m	
Lunghezza diffusa	L' =	3.24 m	
Carico totale	Q =	400 kN	
Pressione impronta 2	p =	30.6 kN/mq	
Larghezza totale	LT =	6.52 m	=B ₁ +B ₂ +b ₂
Pressione media	pm =	54.7 kN/mq	

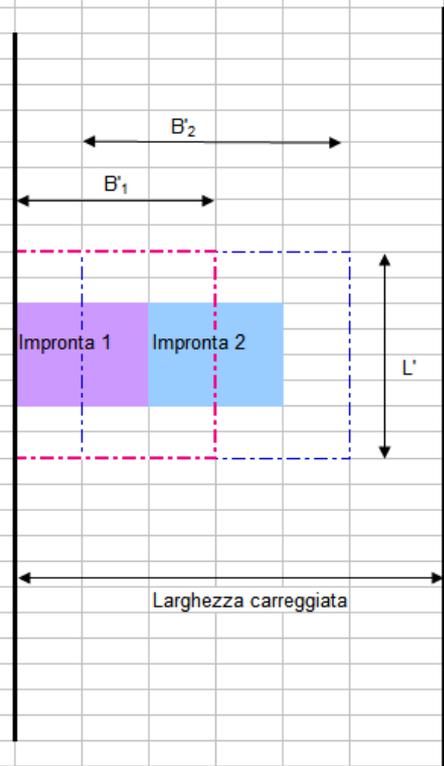


Figura 1: calcolo sovraccarico medio sul terrapieno

1.2.2. Carico da frenamento

L'azione di frenamento è esercitata sul piano stradale, ad almeno 0.80m dall'estradosso della struttura in esame. Considerata la larghezza dell'opera (6.00m), ed il rinterro della stessa, tale azione può essere trascurata in quanto la forza (applicata a livello del piano stradale) è trasferita direttamente al terreno circostante sfruttando la rigidità del materiale costituente il cassonetto stradale.

1.2.3. Spinta delle terre

La spinta delle terre contro i piedritti dello scatolare va calcolata in condizioni "a riposo"; l'altezza del terreno di ricoprimento da considerare è pari a 1.00m (altezza media).

1.2.4. Azione d'urto

Lo scatolare ha altezza netta interna minima di 5.00m: l'azione d'urto da considerare, agente contro la soletta superiore dell'opera, è pari a:

$$FH = 500 \cdot 1.00 \cdot \cos(10^\circ) = 493 \text{ kN}$$

$$FV = 500 \cdot 1.00 \cdot \sin(10^\circ) = 87 \text{ kN}$$

Tale azione va combinata con i carichi variabili amplificati del coefficiente Ψ_{2i} , che nel caso in esame vale 0.2, e va applicata all'intradosso dell'impalcato.

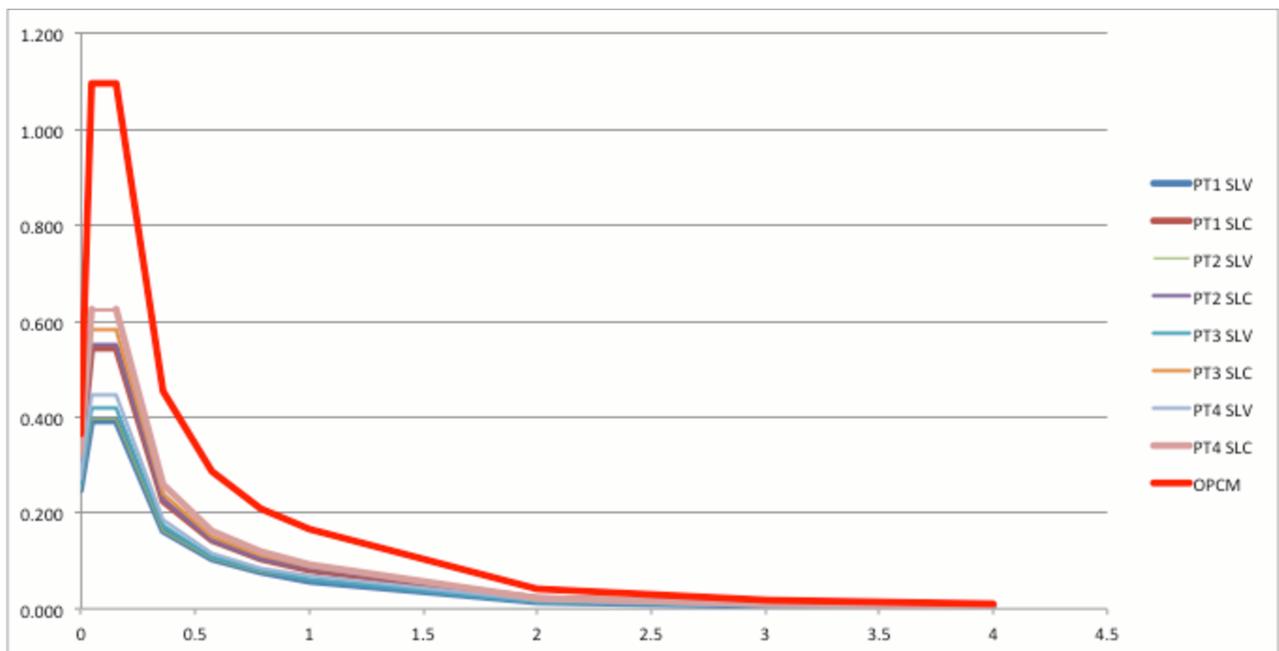
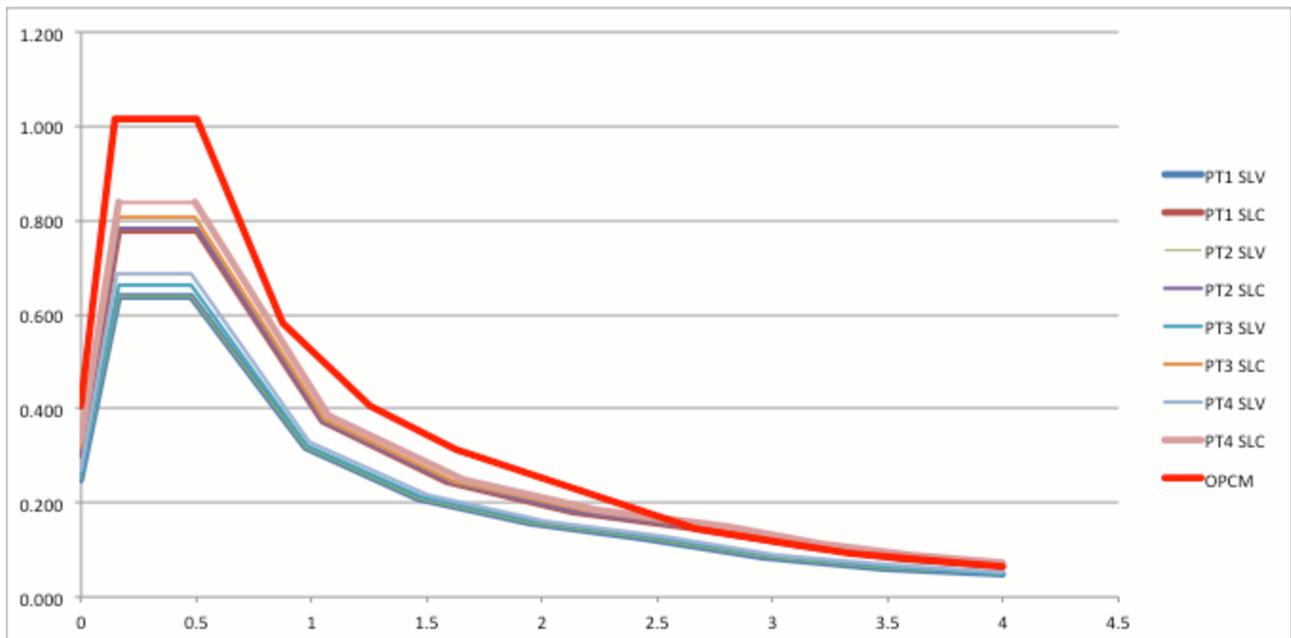
Si deve altresì considerare l'azione d'urto contro le barriere di sicurezza poste in sommità del cordolo di bordo dello scatolare. La forza (orizzontale) ha intensità di 100 kN, è applicata ad 1.00m dal piano stradale, ad un interasse pari a quello dei montanti (=1.50m nel caso in esame).

1.2.5. Azione sismica

L'azione sismica assunta nella relazione di calcolo è sensibilmente cambiata nel passaggio normativo dalla OPCM 3274/03 alle NTC08.

Assumendo per l'opera in esame una vita nominale di 50 anni, ed una classe d'uso IV, si possono determinare gli spettri di progetto elastico (per $q=1$) relativi a 4 zone poste lungo lo sviluppo della tratta in esame, da Basagliapenta (punto 1) a Udine sud (punto 4), e confrontarli con quello utilizzato per il calcolo del ponte e dei suoi elementi strutturali.

I grafici riportano gli spettri di progetto elastico orizzontale (il primo) e verticale (il secondo) nei punti di controllo, come definiti dalla OPCM 3274/03.



Nel caso in esame, di struttura interrata, si ha una riduzione della pseudoaccelerazione “ a_{max} ” di progetto, che passa da 0.406g a 0.259g.

L'azione sismica è valutata assegnando a β_m il valore 1.00, e calcolando l'incremento di spinta del terreno col metodo di Wood.

2. CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DELLO SCATOLARE

Si riporta nel seguito l'aggiornamento dell'analisi delle sezioni dello scatolare, applicando il nuovo set di carichi, e le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

L'analisi è condotta col programma di calcolo SCAT 10.03d, della Aztec Informatica, programma dedicato all'analisi di strutture scatolari interrate; s riporteranno nel seguito i principali dati di input ed output in formato grafico.

2.1. SEZIONE CENTRALE

La sezione di calcolo presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

larghezza netta	6.00m
altezza netta	5.15m
spessore soletta di fondazione	0.70m
spessore piedritti	0.60m
spessore traverso superiore	0.60m
altezza ricoprimento traverso	1.00m

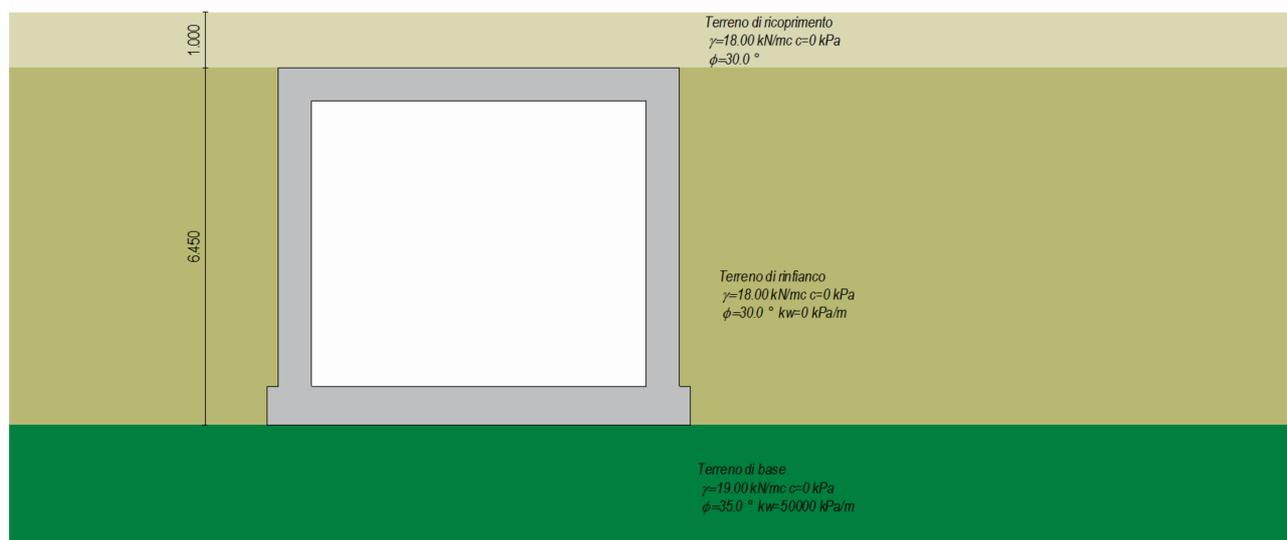


Figura 2: sezione tipo di calcolo

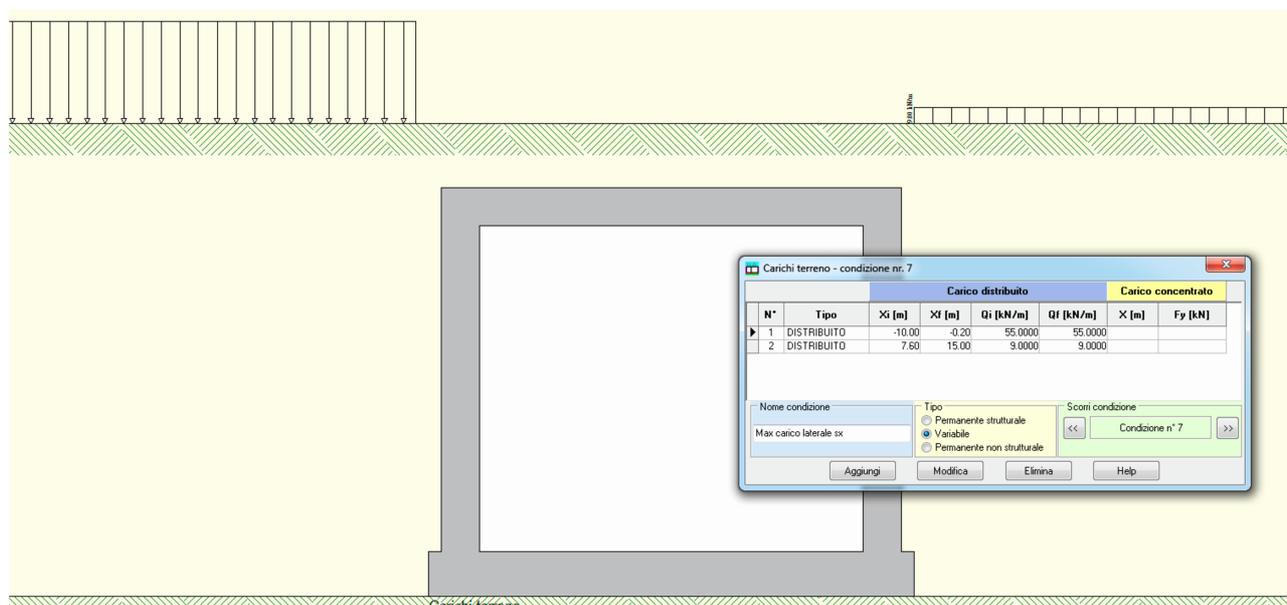


Figura 3: carico accidentale applicato a lato dello scatolare (max carico flessionale sui piedritti)

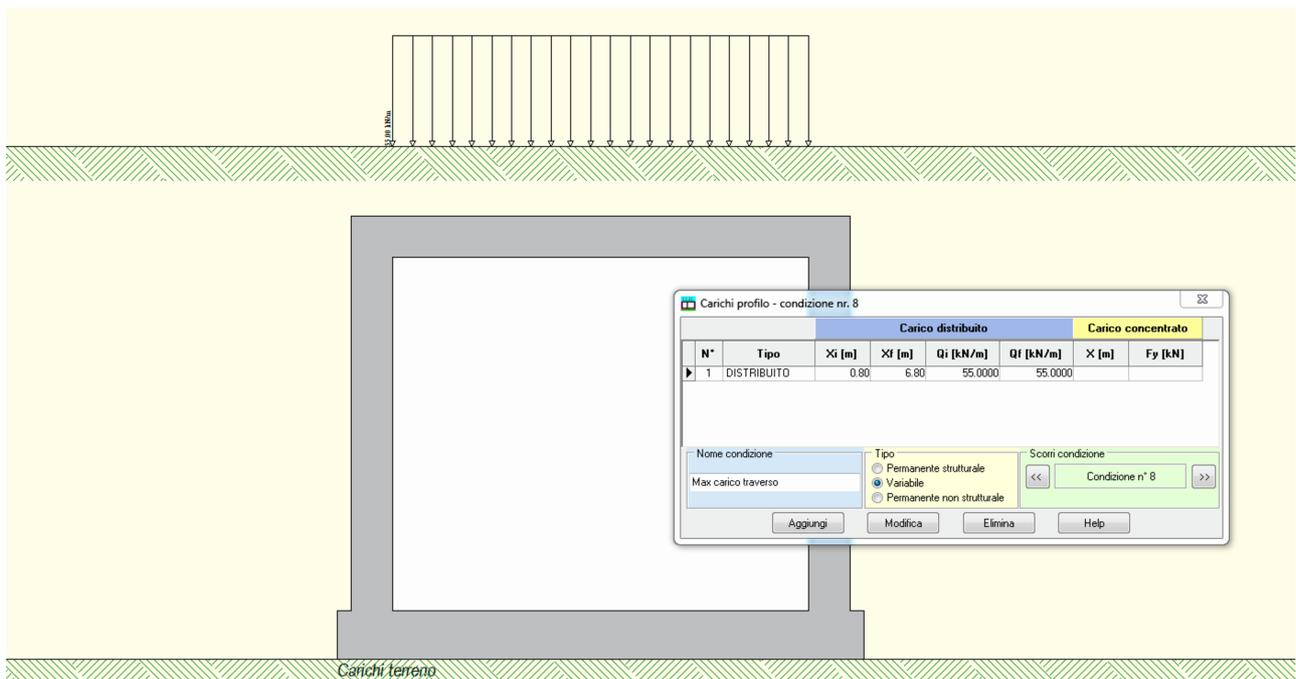


Figura 4: carico accidentale in mezzeria del traverso (max carico flessionale sul traverso)

L'analisi è condotta secondo l'Approccio 1, applicando i coefficienti parziali sulle azioni definiti nella tabella 5.1.V delle NTC08.

2.1.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

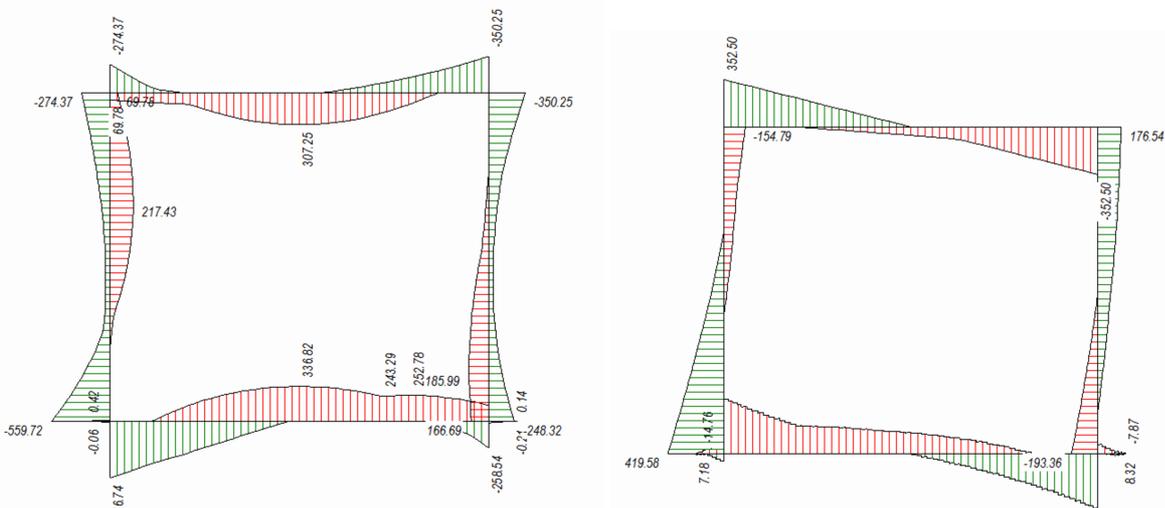


Figura 5: diagramma del momento flettente (sx) e del taglio (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

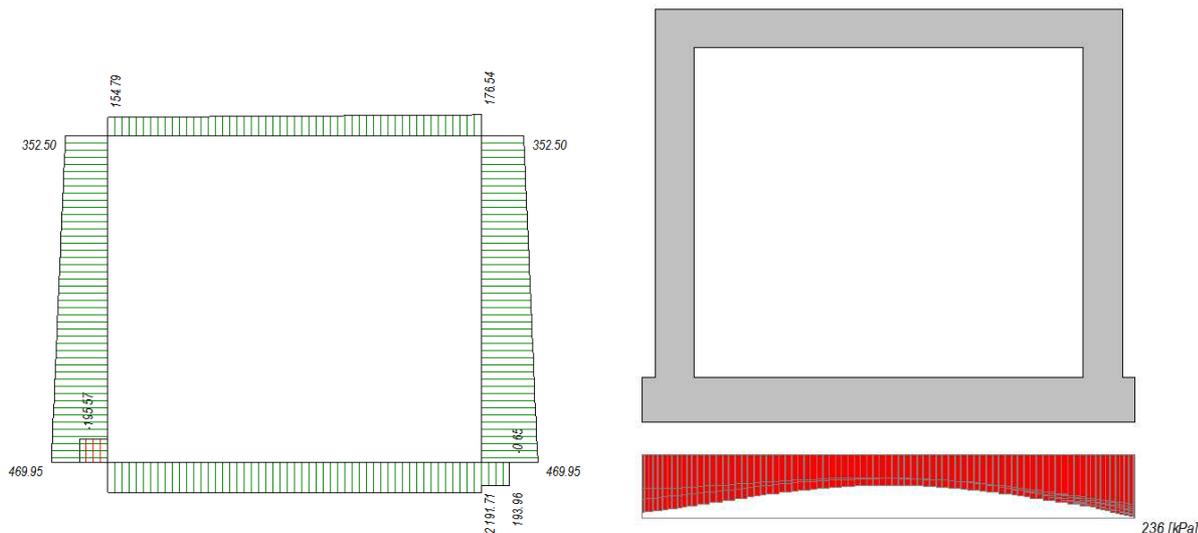


Figura 6: diagramma del carico assiale (sx) e delle pressioni al suolo (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kN/m] e [kN/mq], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

2.1.2. Sezioni di verifica

Si riepilogano per maggiore chiarezza le caratteristiche dimensionali e di armatura delle sezioni di verifica, già considerate nella relazione di calcolo.

Elemento: soletta di fondazione

S1	sezione di incastro	dim. 1.00x0.70m Asup = $\Phi 20/20$ As,piegati = $\Phi 20/40$ – passo = 500mm - $\alpha = 45^\circ$	Ainf = $\Phi 26/20 + \Phi 16/40$
S2	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.70m Asup = $\Phi 20/20 + \Phi 16/40$	Ainf = $\Phi 26/20$

Elemento: piedritto

S3	sezione di incastro	dim. 1.00x0.60m As,est = $\Phi 26/20 + \Phi 20/20$ As,piegati = $\Phi 20/40$ – passo = 400mm - $\alpha = 45^\circ$	As,int = $\Phi 20/20$
S4	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.60m As,est = $\Phi 26/20$	As,int = $\Phi 20/20$

Elemento: traverso superiore

S5	sezione di incastro	dim. 1.00x0.60m Asup = $\Phi 20/20 + \Phi 16/20$ As,piegati = $\Phi 20/40$ – passo = 400mm - $\alpha = 45^\circ$	Ainf = $\Phi 20/20$
S6	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.60m Asup = $\Phi 20/20$	Ainf = $\Phi 20/20 + \Phi 16/40$

2.1.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Opera		16								
Verifiche strutturali delle sezioni dello scatolare										
Elemento:		Soletta di fondazione								
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m	
SLE - Q. Permanente	S1	-149	187		-3.07	82				
	S2	-149	-146		-2.60	87				
SLE - Frequente	S1	-149	230		-3.75	106				
	S2	-149	-184		-3.26	118				
SLE - Rara	S1	-149	320		-5.15	155				
	S2	-149	-241		-4.24	165				
SLU	S1	-149	546	367			883	241	469	
	S2	-149	-337	155			-538	241		
Elemento:		Piedritto								
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m	
SLE - Q. Permanente	S3	-186	-187		-3.73	74				
	S4	-186	29		-0.68	2				
SLE - Frequente	S3	-186	-230		-4.53	96				
	S4	-186	45		-1.06	11				
SLE - Rara	S3	-186	-320		-6.21	140				
	S4	-186	39		-0.91	7				
SLU	S3	-186	-560	420			-854	237	488	
	S4	-186	218				363	237		
Elemento:		Soletta superiore								
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m	
SLE - Q. Permanente	S5	-86	-139		-3.17	95				
	S6	-86	104		2.57	81				
SLE - Frequente	S5	-86	-169		-3.84	118				
	S6	-86	149		-3.65	125				
SLE - Rara	S5	-86	-257		-5.78	189				
	S6	-86	216		-5.26	191				
SLU	S5	-86	-351	353			-528	222	488	
	S6	-86	308				434	222		

Le verifiche tensionali allo SLE (c.c. rara e quasi permanente) sono soddisfatte, in quanto la tensione è inferiore al limite ammesso:

- c.c. rara $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$ per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$ per le sezioni S3/S4/S5/S6
 $\sigma_{acc} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- c.c. q. perm. $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$ per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$ per le sezioni S3/S4/S5/S6

Le verifiche a fessurazione, condotte col metodo tabellare per ambiente "ordinario" e armature "poco sensibili", sono soddisfatte, in quanto le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite ammesso.

- c.c. frequente $\sigma_{acc} < \min [220,280] = 240 \text{ MPa}$ per $\Phi=26\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
 c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [196,240] = 222 \text{ MPa}$ per $\Phi=26\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$

2.1.4. Verifiche strutturali in caso d'urto

Nella combinazione di carico eccezionale di urto di un veicolo contro gli elementi strutturali dell'opera, si possono identificare 2 situazioni:

1. urto contro la soletta superiore del sottopasso
2. urto contro le barriere di sicurezza fissate al cordolo superiore della soletta

2.1.4.1. Urto contro la soletta del sottopasso

L'azione da considerare è costituita da 2 componenti, una verticale e l'altra orizzontale.

La componente orizzontale ha intensità di 493 kN, ed è applicata al solettone di copertura; le sollecitazioni indotte in questo elemento sono di minima entità rispetto le resistenze in gioco: se ne può quindi omettere la verifica esplicita.

La componente verticale ha intensità di 87 kN, è applicata verso l'alto, nel caso peggiore in corrispondenza del bordo esterno della soletta.

Nell'ipotesi di diffusione a 30° dell'effetto di tale azioni, la striscia reagente ha ampiezza di 1.73m ($=600 \cdot \tan(30^\circ) / 2$); lo schema statico è di trave su 2 appoggi, con luce di calcolo di 6.6m.

$$M_{SD} = 87 \cdot 6.6/4 / 1.73 = 83 \text{ kNm/m} \quad \text{in mezzeria}$$

Sommando tale effetto allo stato di sollecitazione pre-esistente (valutata nella c.c. quasi permanente), si ha:

$$M_{SD,app} = -139 - 83 = -222 \text{ kNm/m} < M_{SD,SLU} = -528 \text{ kNm/m}$$

$$M_{SD,camp} = +104 + 83 = +187 \text{ kNm/m} < M_{SD,SLU} = 434 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD,app} = +144 + 87 = 231 \text{ kN/m} < V_{SD,SLU} = 488 \text{ kN/m}$$

Le verifiche sono quindi soddisfatte.

2.1.4.2. Urto contro le barriere di sicurezza

È interessato da tale azione il cordolo verticale posto all'estremità della soletta superiore; l'altezza di tale elemento è di 1.35m, e lo spessore è di 0.70m.

Ipotizzando una diffusione dell'azione d'urto di 45° nel cordolo, e un interasse dei montanti di 1.50m, si ha:

$$L_{diff} = \min [2 \cdot H; 1.50] = 1.50 \text{ m}$$

Le azioni da applicare al cordolo nella c.c. eccezionale sono:

a. spinta del terreno	$S = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1.35^2 \cdot 0.5 = 8.2 \text{ kN/m}$	$z = 0.45 \text{ m}$
b. spinta del terreno per sovraccarico	$S = (55 \cdot 0.5) \cdot 1.35 = 37.2 \text{ kN/m}$	$z = 0.68 \text{ m}$
c. azione d'urto	$S = 100 / 1.5 = 67 \text{ kN/m}$	$z = 2.20 \text{ m}$

$$M_{SD,max} = 8.2 \cdot 0.45 + 37.2 \cdot 0.68 + 67 \cdot 2.20 = 177 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD,max} = 8.2 + 37.2 + 67 = 113 \text{ kN/m}$$

La sezione di incastro è armata con barre $\Phi 16/20$ sul lato esterno, e ($\Phi 16/20 + \Phi 16/40$) sul lato interno; la resistenza è pari a:

$$M_{Rd} \approx 0.9 \cdot 640 \cdot (200/0.2 + 200/0.4) \cdot 450 = 388 \text{ kNm/m} > M_{SD,max}$$

$$V_{Rd} = (1000 \cdot 640) \cdot 0.525 / 1000 = 336 \text{ kN/m} > V_{SD,max}$$

2.1.5. Verifiche geotecniche

La verifica a ribaltamento dell'opera è banalmente verificata per la semplice geometria dell'opera, che è completamente interrata.

Allo stesso modo la verifica a scorrimento può considerarsi soddisfatta: nel caso peggiore si ha infatti:

$$\text{azione orizzontale sollecitante} \quad F_{SD} = 386 \text{ kN/m}$$

$$\text{azione resistente per attrito} \quad F_{RD} = 523 \cdot \tan(2/3 \cdot 35^\circ) = 225 \text{ kN/m}$$

resistenza passiva

$$F_{RDP} = (1.00+6.45/2)*18*3.0*6.45 = 1471 \text{ kN/m}$$

Per il soddisfacimento della verifica è necessario utilizzare una parte della spinta passiva disponibile; l'entità di tale grandezza è calcolata come segue:

$$\Delta F = 386*1.1-225 = 200 \text{ kN/m}$$

$$K_{P,eff} = 200*3.00/1471 = 0.408 \quad (\approx 14\% \text{ di } K_P)$$

Lo sviluppo di tale azione non dà luogo a significativi spostamenti permanenti della struttura.

La capacità portante della fondazione dello scatolare è valutata nella c.c. allo SLU e SLV, secondo l'Approccio 2.

c.c.	A1+M1 + R3			
SLU	V = -790 kN/m	H = 163 kN/m	e = B/6 = 7.6/6 = 1.27m	p _{max} = 176 kPa
SLV	V = -523 kN/m	H = 385 kN/m	e = 1.71m	p _{max} = 228 kPa

Terreno di fondazione								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat.	coeff. mat.	KN/m ³	m		
φ'	c'	cu	angolo attrito	coesione	γ	B		
35	0	0	1	1	19	7.4		
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d=$	35.00 °	c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Terreno laterale								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat.	coeff. mat.	KN/m ³	m	m	
φ'	c'	cu	angolo attrito	coesione	γ	profondità	lunghezza	
						D	L	
30	0	0	1	1	18	5	12.1	
0.523599								
tg φ_d	0.57735027		$\varphi_d=$	30.00 °	c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		790 kN						
Carico orizzontale (H _B)		163 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		0 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		163 kN						
Eccentricità "e _B "		1.27 m						
Eccentricità "e _L "		0.00 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B'=	4.860 m	m _B =	1.7134					
L'=	12.100 m	m _L =	1.2866					
A'=	58.806 mq							
$\theta=$	90 °							
		→ m=		1.713				
a _{lat} =	6.13	(=e ^{π tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{π tg φ_d})						
N _{q,lat} =	18.40	s _q	d _q	i _q	b _q	g _q	z _q	
N _{q,fond} =	33.30	1.281	1.403	0.673	1.000	1.000	1.00	
				0.673				
N _{c,lat} =	30.14	s _c / s' _c	d _c / d' _c	i _c / i' _c	b _c / b' _c	g _c / g' _c	z _c	
N _{c,fond} =	46.12	1.290	1.270	0.661	1.000	1.000	1.00	
		0.080	0.270	1.000	0.000	0.000		
N _{y,lat} =	15.07	s _y	d _y	i _y	b _y	g _y	z _y	
N _{y,fond} =	33.92	0.839	1.000	0.534	1.000	1.000	1.00	
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	702	contributo terreno di fondazione						
	2004	contributo terreno laterale						
					γ _R =	2.30		
q _{ult} =	2706	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	1177	kPa
Q _{ult} =	159158	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	69199	kN

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

Terreno di fondazione								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ fondazione γ	m larghezza B		
35	0	0	1	1	19	7.6		
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d=$	35.00°	c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Terreno laterale								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ laterale γ	m profondità D	m lunghezza L	
35	0	0	1	1	18	7.45	12.1	
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d=$	35.00°	c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		523	kN					
Carico orizzontale (H _B)		385	kN		(agente in direzione parallela a "B")			
Carico orizzontale (H _L)		0	kN		(agente in direzione parallela ad "L")			
Risultante orizzontale		385	kN					
Eccentricità "e _B "		1.71	m					
Eccentricità "e _L "		0.00	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B'=	4.180	m		m _B =	1.7432			
L'=	12.100	m		m _L =	1.2568			
A'=	50.578	m ²						
$\theta=$	90	°						
				→ m=	1.743			
a _{lat} =	9.02	(=e ^{π tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{π tg φ_d})						
N _{q,lat} =	33.30		s _q	d _q	i _q	b _q	g _q	
N _{q,fond} =	33.30		1.242	1.585	0.098	1.000	1.000	
					0.098		0.63	
N _{c,lat} =	46.12		s _c / s' _c	d _c / d' _c	i _c / i' _c	b _c / b' _c	g _c / g' _c	
N _{c,fond} =	46.12		1.249	1.392	0.070	1.000	1.000	
			0.069	0.392	1.000	0.000	0.000	
N _{y,lat} =	33.92		s _y	d _y	i _y	b _y	g _y	
N _{y,fond} =	33.92		0.862	1.000	0.026	1.000	1.000	
							0.63	
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	19	contributo terreno di fondazione						
	542	contributo terreno laterale						
					γ _R =	2.30		
q _{ult} =	561	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	244	kPa
Q _{ult} =	28355	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	12328	kN

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

2.2. SEZIONE USCITA – PRIMO TRATTO

La sezione di calcolo presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

larghezza netta	6.00m
altezza pareti	6.00m
spessore soletta di fondazione	0.70m
spessore piedritti	0.50m

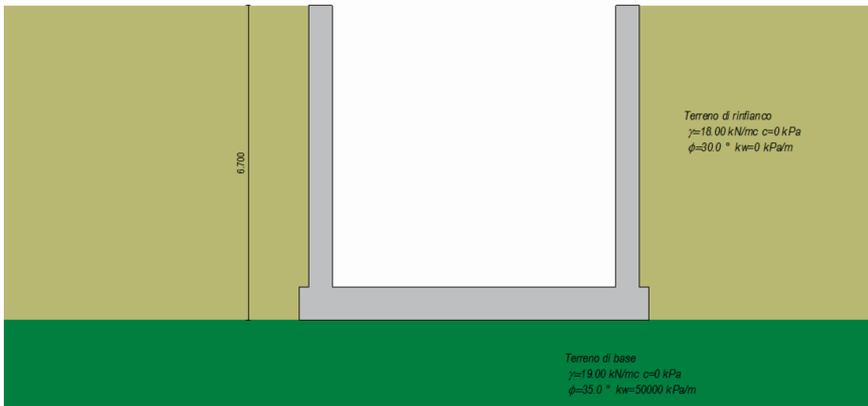


Figura 7: sezione tipo di calcolo

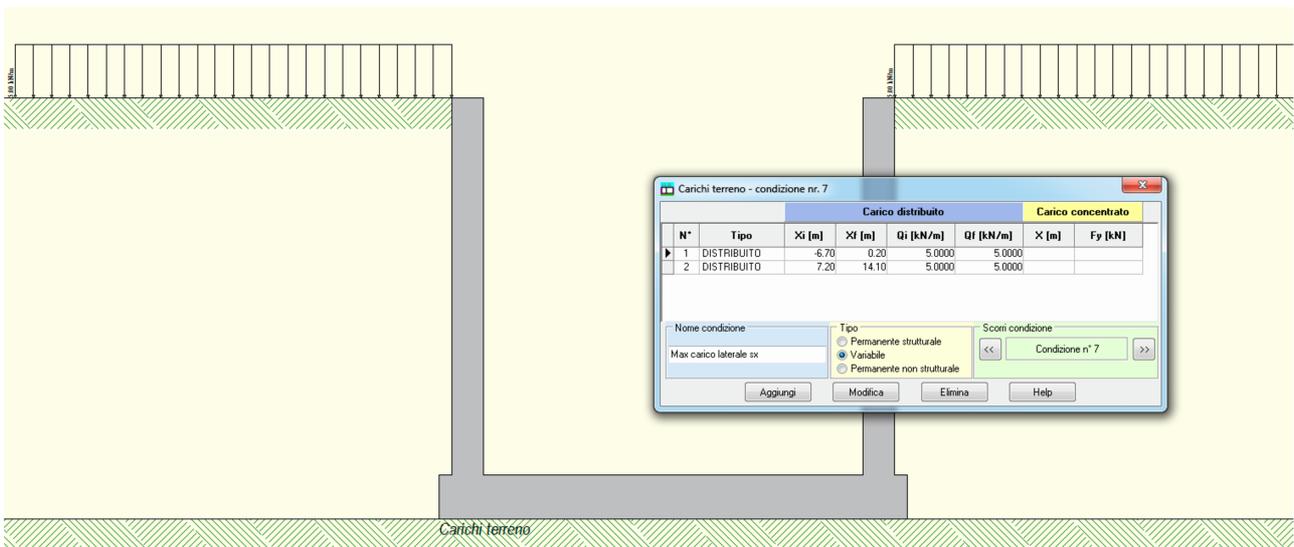


Figura 8: carico accidentale ($q=5 \text{ kPa}$) applicato a lato dello scatolare (max carico flessionale sui piedritti)

L'analisi è condotta secondo l'Approccio 1, applicando i coefficienti parziali sulle azioni definiti nella tabella 2.5.I delle NTC08.

Il carico accidentale è stato considerato cautelativamente pari a 5 kN/mq , considerata l'altezza della parete (circa 6 m).

La spinta del terreno è valutata in condizioni di spinta attiva, e l'incremento sismico di tale carico è calcolato con la relazione di Mononobe/Okabe.

2.2.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

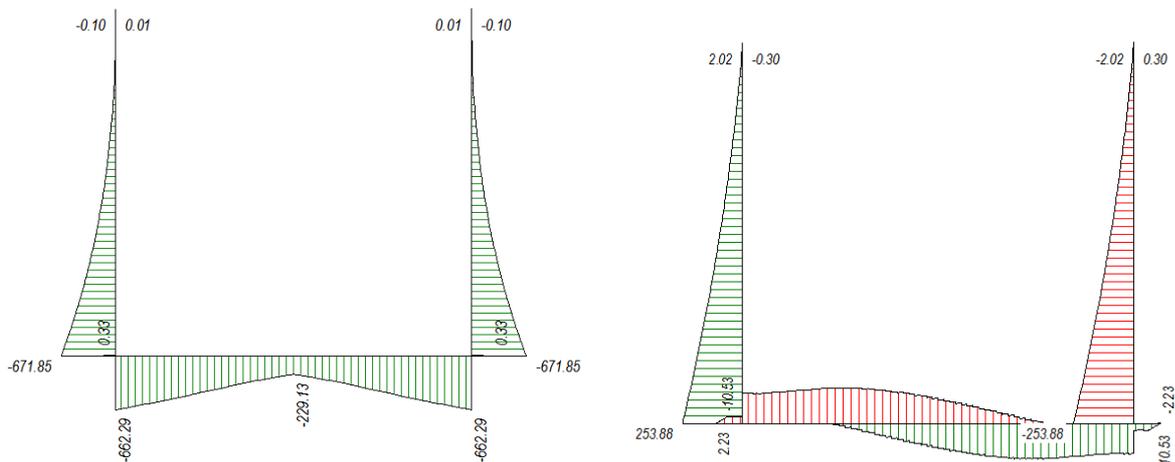


Figura 9: diagramma del momento flettente (sx) e del taglio (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

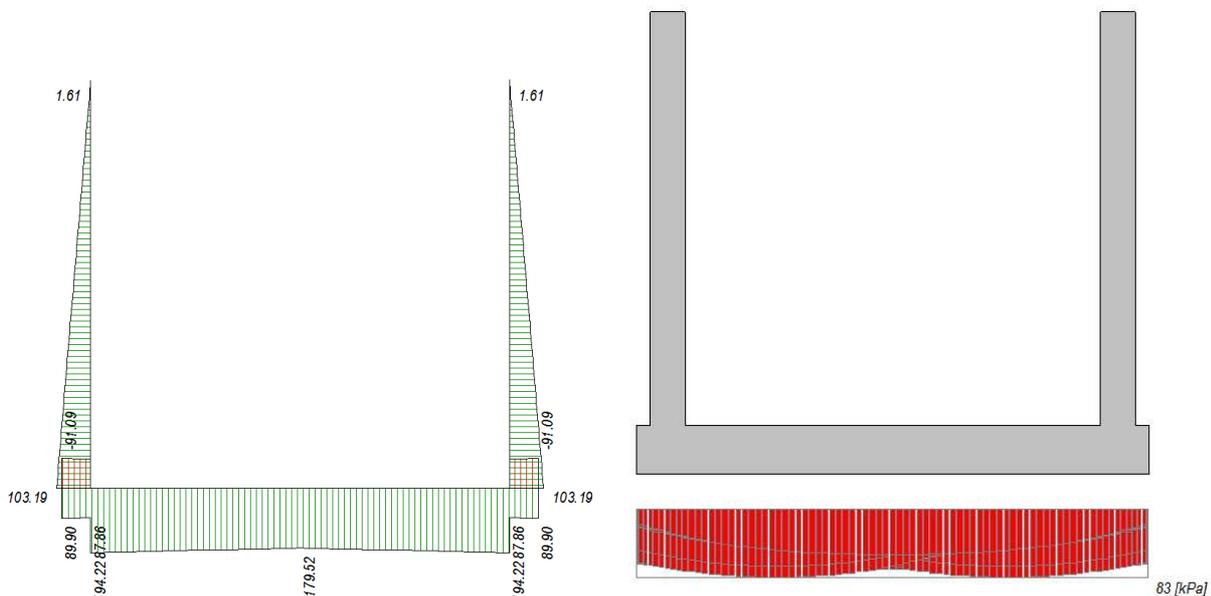


Figura 10: diagramma del carico assiale (sx) e delle pressioni al suolo (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kN/m] e [kN/mq], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

2.2.2. Sezioni di verifica

Si riepilogano per maggiore chiarezza le caratteristiche dimensionali e di armatura delle sezioni di verifica, già considerate nella relazione di calcolo.

Elemento: soletta di fondazione

S1	sezione di incastro	dim. 1.00x0.70m	
		Asup = $\Phi 20/20$	Ainf = $\Phi 20/20 + \Phi 26/20$
S2	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.70m	
		Asup = $\Phi 20/20$	Ainf = $\Phi 20/20$

Elemento: piedritto

S3	sezione di incastro	dim. 1.00x0.50m	
		As,est = $\Phi 20/20 + \Phi 26/20$	As,int = $\Phi 16/20$

2.2.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Opera		16								
Verifiche strutturali delle sezioni della struttura di uscita - tratto 1										
Elemento:		Soletta di fondazione								
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m	
SLE - Q. Permanente	S1	-102	219		-3.21	81				
	S2	-102	37		-0.73	13				
SLE - Frequente	S1	-102	226		-3.31	84				
	S2	-102	42		-0.85	18				
SLE - Rara	S1	-102	239		-3.50	89				
	S2	-102	49		-1.00	25				
SLU	S1	-102	663	125			1007	234		
	S2	-102	230	125			410	234		
Elemento:		Piedritto								
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m	
SLE - Q. Permanente	S3	-79	-219		-6.07	128				
SLE - Frequente	S3	-79	-226		-6.26	132				
SLE - Rara	S3	-79	-239		-6.61	140				
SLU	S3	-79	-671	253			-679	280		

Le verifiche tensionali allo SLE (c.c. rara e quasi permanente) sono soddisfatte, in quanto la tensione è inferiore al limite ammesso:

c.c. rara $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$ per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$ per la sezione S3
 $\sigma_{acc} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

c.c. q. perm. $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$ per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$ per la sezione S3

Le verifiche a fessurazione, condotte col metodo tabellare per ambiente "ordinario" e armature "poco sensibili", sono soddisfatte, in quanto le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite ammesso.

c.c. frequente $\sigma_{acc} < \min [220, 280] = 220 \text{ MPa}$ per $\Phi=26\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
 c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [196, 240] = 196 \text{ MPa}$ per $\Phi=26\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$

2.2.4. Verifiche strutturali in caso d'urto

L'azione d'urto che può interessare la sezione in esame è quella relativa all'urto diretto contro la parete: l'intensità della forza ortogonale alla parete è di 250 kN, applicata 0.50m o 1.25m dal piano viabile. Nel primo caso l'impronta ha altezza di 25cm e larghezza di 150cm, nel secondo altezza di 50cm e larghezza di 150cm.

Nell'ipotesi di assenza di terreno sul retro della parete, e diffusione a 45° degli effetti del carico orizzontale, si ha:

urto di automobile: $V_{SD} = 250 / (1.50+2*0.5) = 100 \text{ kN/m}$
 $M_{SD} = [250 / (1.50+2*0.5)]*0.5 = 50 \text{ kNm/m}$

urto generico: $V_{SD} = 250 / (1.50+2*1.25) = 63 \text{ kN/m}$
 $M_{SD} = [250 / (1.50+2*1.25)]*1.25 = 79 \text{ kNm/m}$

La sezione S3 presenta le seguenti resistenze:

$$\begin{array}{ll} M_{Rd} = +186 \text{ kNm} & > M_{Sd} \\ V_{Rd} = 280 \text{ kN/m} & > V_{Sd} \end{array}$$

La verifica di resistenza è quindi soddisfatta.

2.2.5. Verifiche geotecniche

La verifica a ribaltamento dell'opera è verificata per la semplice geometria dell'opera, che è interrata da entrambi i lati.

La verifica a scorrimento può considerarsi soddisfatta: nel caso peggiore si ha infatti:

$$\begin{array}{ll} \text{azione orizzontale sollecitante} & F_{SD} = 145 \text{ kN/m} \\ \text{azione resistente per attrito} & F_{RD} = 294 * \tan(2/3 * 35^\circ) = 126 \text{ kN/m} \\ \text{resistenza passiva} & F_{RDP} = \frac{1}{2} * 18 * 6.0^2 * 3.0 = 972 \text{ kN/m} \end{array}$$

Per il soddisfacimento della verifica è necessario utilizzare una parte della spinta passiva disponibile; l'entità di tale grandezza è calcolata come segue:

$$\Delta F = 145 * 1.1 - 126 = 34 \text{ kN/m}$$

$$K_{P,eff} = 34 * 3.00 / 972 = 0.105 \quad (\approx 4\% \text{ di } K_P)$$

La capacità portante della fondazione dello scatolare è valutata nella c.c. allo SLU e SLV, secondo l'Approccio 2.

c.c.	A1+M1 + R3				
SLU	V = -433 kN/m	H = 0 kN/m	e = B/6 = 7.4/6 = 1.23m	$p_{max} = 73 \text{ kPa}$	
SLV	V = -294 kN/m	H = 145 kN/m	e = 1.75m	$p_{max} = 64 \text{ kPa}$	

Terreno di fondazione								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ fondazione γ	m larghezza B		
35	0	0	1	1	19	7.4		
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Terreno laterale								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ laterale γ	m profondità D	m lunghezza L	
30	0	0	1	1	18	3.6	8	
0.523599								
tg φ_d	0.57735027		$\varphi_d = 30.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		294	kN					
Carico orizzontale (H _B)		145	kN	(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		0	kN	(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		145	kN					
Eccentricità "e _B "		1.75	m					
Eccentricità "e _L "		0.00	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	3.900	m	m _B =	1.6723				
L' =	8.000	m	m _L =	1.3277				
A' =	31.200	mq						
$\theta =$	90	°						
			→	m =	1.672			
a _{lat} =	6.13	(=e ^{π tg φ_d)}						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{π tg φ_d)}						
			s _q	d _q	i _q	b _q	g _q	z _q
N _{q,lat} =	18.40		1.341	1.291	0.321	1.000	1.000	0.63
N _{q,fond} =	33.30				0.321			
			s _c / s' _c	d _c / d' _c	i _c / i' _c	b _c / b' _c	g _c / g' _c	z _c
N _{c,lat} =	30.14		1.352	1.195	0.295	1.000	1.000	0.92
N _{c,fond} =	46.12		0.098	0.195	1.000	0.000	0.000	
			s _y	d _y	i _y	b _y	g _y	z _y
N _{y,lat} =	15.07		0.805	1.000	0.163	1.000	1.000	0.63
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	103	contributo terreno di fondazione						
	416	contributo terreno laterale						
						γ _R =	2.30	
q _{ult} =	520	kPa	Capacità portante unitaria di progetto		q _{ud} =	226	kPa	
Q _{ult} =	16221	kN	Capacità portante di progetto		Q _{ud} =	7053	kN	

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

2.3. SEZIONE USCITA – SECONDO TRATTO

La sezione di calcolo presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

larghezza netta	6.00m
altezza pareti	3.00m
spessore soletta di fondazione	0.50m
spessore piedritti	0.50m

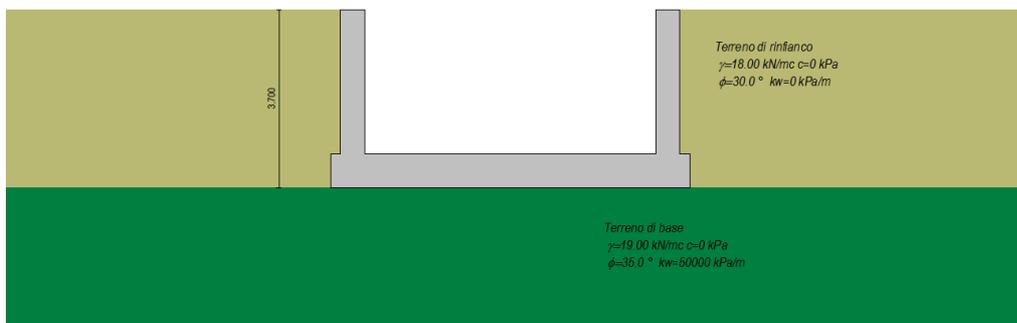


Figura 11: sezione tipo di calcolo

Il carico accidentale ha intensità di 5 kPa, ed è applicato in sommità al terrapieno sostenuto dalle due pareti, in modo analogo a quanto considerato per la sezione precedente.

L'analisi è condotta secondo l'Approccio 1, applicando i coefficienti parziali sulle azioni definiti nella tabella 2.5.I delle NTC08.

La spinta del terreno è valutata in condizioni di spinta attiva, e l'incremento sismico di tale carico è calcolato con la relazione di Mononobe/Okabe.

2.3.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

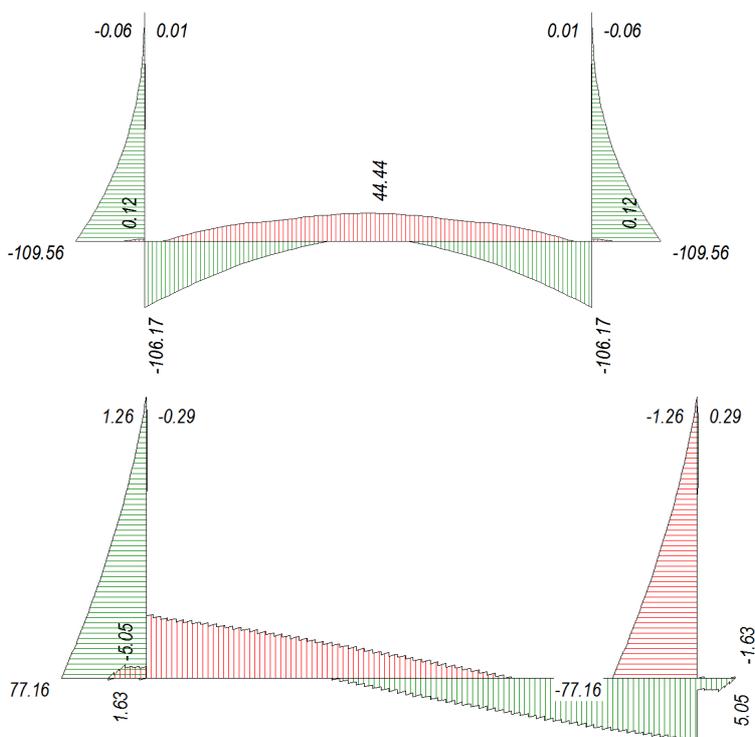


Figura 12: diagramma del momento flettente (sx) e del taglio (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

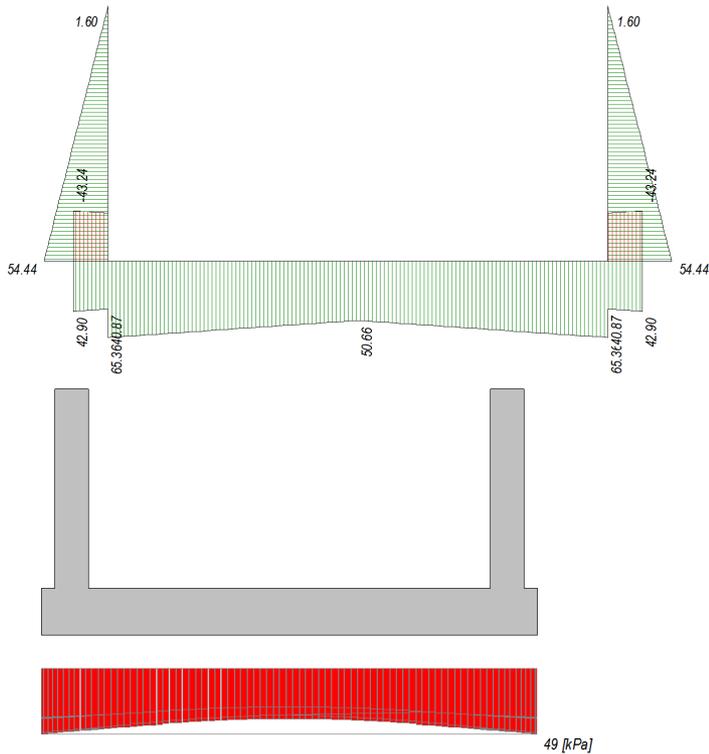


Figura 13: diagramma del carico assiale (sx) e delle pressioni al suolo (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kN/m] e [kN/mq], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

2.3.2. Sezioni di verifica

Si riepilogano per maggiore chiarezza le caratteristiche dimensionali e di armatura delle sezioni di verifica, già considerate nella relazione di calcolo.

Elemento: soletta di fondazione

S1	sezione di incastro	dim. 1.00x0.50m Asup = $\Phi 16/20$	Ainf = $\Phi 20/20$
S2	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.50m Asup = $\Phi 16/20$	Ainf = $\Phi 20/20$

Elemento: piedritto

S3	sezione di incastro	dim. 1.00x0.50m As,est = $\Phi 20/20$	As,int = $\Phi 12/20$
----	---------------------	--	-----------------------

2.3.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Verifiche strutturali delle sezioni della struttura di uscita - tratto 2									
Elemento:		Soletta di fondazione							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	S1	-28	33		-1.25	44			
	S2	-28	-33		-1.44	68			
SLE - Frequente	S1	-28	35		-1.33	47			
	S2	-28	-33		-1.44	68			
SLE - Rara	S1	-28	39		-1.47	53			
	S2	-28	-31		-1.35	63			
SLU	S1	-28	107	55			268	166	
	S2	-28	-45	55			-174	166	
Elemento:		Piedritto							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	S3	-30	-33		-1.29	43			
		-30							
SLE - Frequente	S3	-30	-35		-1.37	46			
		-30							
SLE - Rara	S3	-30	-39		-1.53	52			
		-30							
SLU	S3	-30	-110	78			-268	166	
		-30							

Le verifiche tensionali allo SLE (c.c. rara e quasi permanente) sono soddisfatte, in quanto la tensione è inferiore al limite ammesso:

c.c. rara $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$ per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$ per la sezione S3
 $\sigma_{acc} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

c.c. q. perm. $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$ per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$ per la sezione S3

Le verifiche a fessurazione, condotte col metodo tabellare per ambiente "aggressivo" e armature "poco sensibili", sono soddisfatte, in quanto le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite ammesso.

c.c. frequente $\sigma_{acc} < \min [222, 240] = 222 \text{ MPa}$ per $\Phi=20\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
 c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [182, 160] = 160 \text{ MPa}$ per $\Phi=20\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$

2.3.4. Verifiche strutturali in caso d'urto

L'azione d'urto che può interessare la sezione in esame è quella relativa all'urto diretto contro la parete: l'intensità della forza ortogonale alla parete è di 250 kN, applicata 0.50m o 1.25m dal piano viabile. Nel primo caso l'impronta ha altezza di 25cm e larghezza di 150cm, nel secondo altezza di 50cm e larghezza di 150cm.

Nell'ipotesi di assenza di terreno sul retro della parete, e diffusione a 45° degli effetti del carico orizzontale, si ha:

urto di automobile: $V_{SD} = 250 / (1.50+2*0.5) = 100 \text{ kN/m}$
 $M_{SD} = [250 / (1.50+2*0.5)]*0.5 = 50 \text{ kNm/m}$

urto generico: $V_{SD} = 250 / (1.50+2*1.25) = 63 \text{ kN/m}$
 $M_{SD} = [250 / (1.50+2*1.25)]*1.25 = 79 \text{ kNm/m}$

La sezione S3 presenta le seguenti resistenze:

$$M_{Rd} = +105 \text{ kNm} > M_{Sd}$$

$$V_{Rd} = 166 \text{ kN/m} > V_{Sd}$$

La verifica di resistenza è quindi soddisfatta.

2.3.5. Verifiche geotecniche

La verifica a ribaltamento dell'opera è verificata per la semplice geometria dell'opera, che è interrata da entrambi i lati.

La verifica a scorrimento può considerarsi soddisfatta: nel caso peggiore si ha infatti:

azione orizzontale sollecitante	$F_{SD} = 76 \text{ kN/m}$
azione resistente per attrito	$F_{RD} = 207 * \tan(2/3 * 35^\circ) = 89 \text{ kN/m}$

$$C.S. = 89/76 = 1.17 > 1.10$$

La capacità portante della fondazione dello scatolare è valutata nella c.c. allo SLU e SLV, secondo l'Approccio 2.

c.c.	A1+M1 + R3			
SLU	$V = -305 \text{ kN/m}$	$H = 0 \text{ kN/m}$	$e = B/6 = 7.4/6 = 1.23\text{m}$	$p_{max} = 48 \text{ kPa}$
SLV	$V = -207 \text{ kN/m}$	$H = 76 \text{ kN/m}$	$e = B/6 = 7.4/6 = 1.23\text{m}$	$p_{max} = 39 \text{ kPa}$

Terreno di fondazione								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ fondazione γ	m larghezza B		
35	0	0	1	1	19	7.4		
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Terreno laterale								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ laterale γ	m profondità D	m lunghezza L	
30	0	0	1	1	18	3	15	
0.523599								
tg φ_d	0.57735027		$\varphi_d = 30.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		207	kN					
Carico orizzontale (H _B)		76	kN		(agente in direzione parallela a "B")			
Carico orizzontale (H _L)		0	kN		(agente in direzione parallela ad "L")			
Risultante orizzontale		76	kN					
Eccentricità "e _B "		1.23	m					
Eccentricità "e _L "		0.00	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	4.940	m		m _B =	1.7523			
L' =	15.000	m		m _L =	1.2477			
A' =	74.100	mq						
$\theta =$	90	°						
				→ m =	1.752			
a _{lat} =	6.13	(=e ^{π tg φ_d)}						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{π tg φ_d)}						
			s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q,lat} =	18.40		1.231	1.242	0.449	1.000	1.000	0.63
N _{q,fond} =	33.30				0.449			
			s_c / s'_c	d_c / d'_c	i_c / i'_c	b_c / b'_c	g_c / g'_c	z_c
N _{c,lat} =	30.14		1.238	1.162	0.428	1.000	1.000	0.92
N _{c,fond} =	46.12		0.066	0.162	1.000	0.000	0.000	
			s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,lat} =	15.07		0.868	1.000	0.284	1.000	1.000	0.63
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	247	contributo terreno di fondazione						
	428	contributo terreno laterale						
						$\gamma_R =$	2.30	
q _{ult} =	675	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	293	kPa
Q _{ult} =	50017	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	21747	kN

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

3. CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO

Si riporta nel seguito l'aggiornamento dell'analisi delle sezioni dei muri di sostegno posti a ridosso del nastro stradale, applicando il nuovo set di carichi, e le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate. L'analisi è condotta col programma di calcolo MAX 10.10d, della Aztec Informatica, programma dedicato all'analisi di strutture scatolari interrate; s riporteranno nel seguito i principali dati di input ed output in formato grafico.

3.1. MURO LATERALE DELLA TRINCEA – TIPO 1

La sezione di calcolo presenta caratteristiche geometriche variabili, per adattarsi al meglio al piano stradale inclinato. La sezione di calcolo considerata è quella che presenta la massima altezza della parete; le caratteristiche geometriche sono illustrate nella figura seguente.

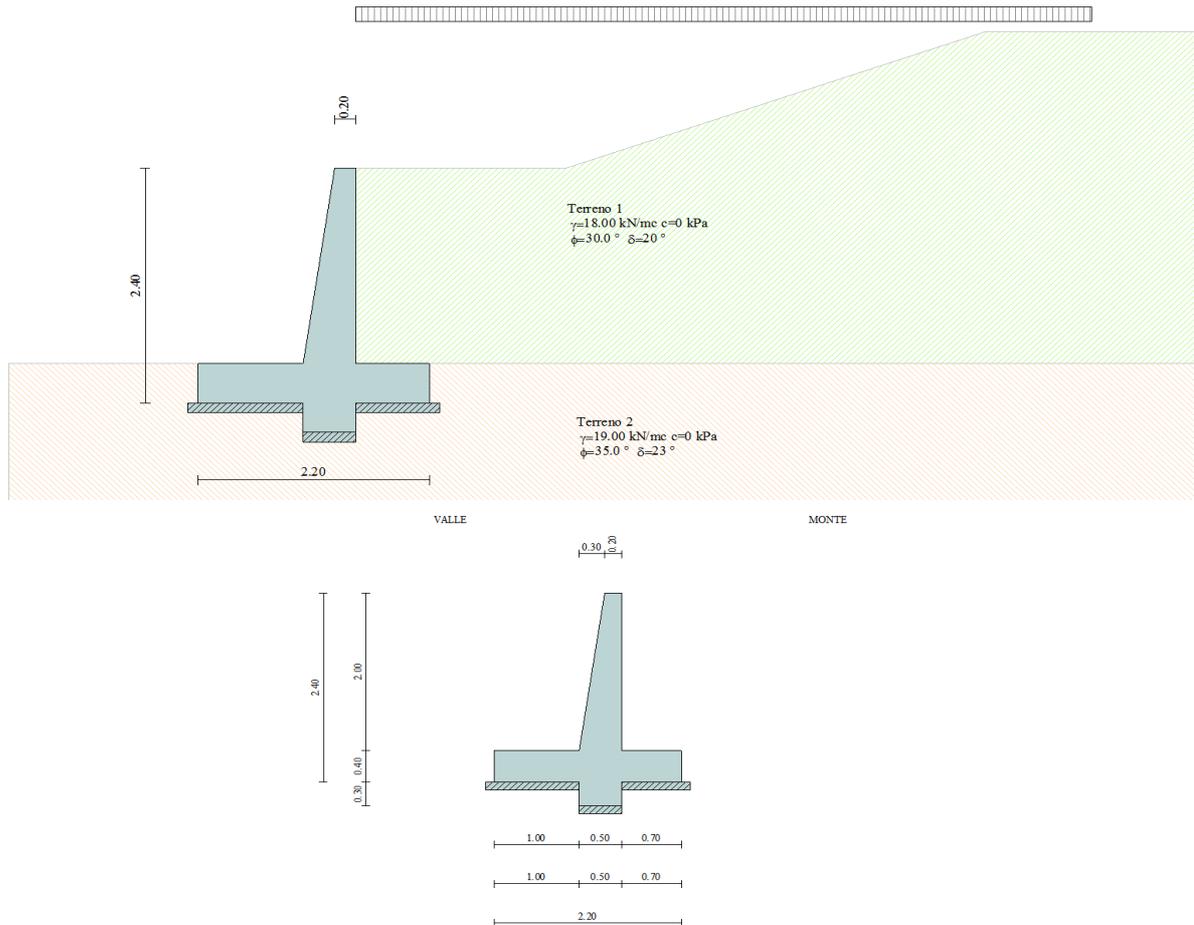


Figura 14: sezione tipo di calcolo

Il carico accidentale ha intensità di 2 kPa (neve), ed è applicato in sommità al terrapieno sostenuto dal muro.

L'analisi è condotta secondo l'Approccio 1, applicando i coefficienti parziali sulle azioni definiti nella tabella 2.5.I delle NTC08.

La spinta del terreno è valutata in condizioni di spinta attiva, e l'incremento sismico di tale carico è calcolato con la relazione di Mononobe/Okabe.

3.1.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

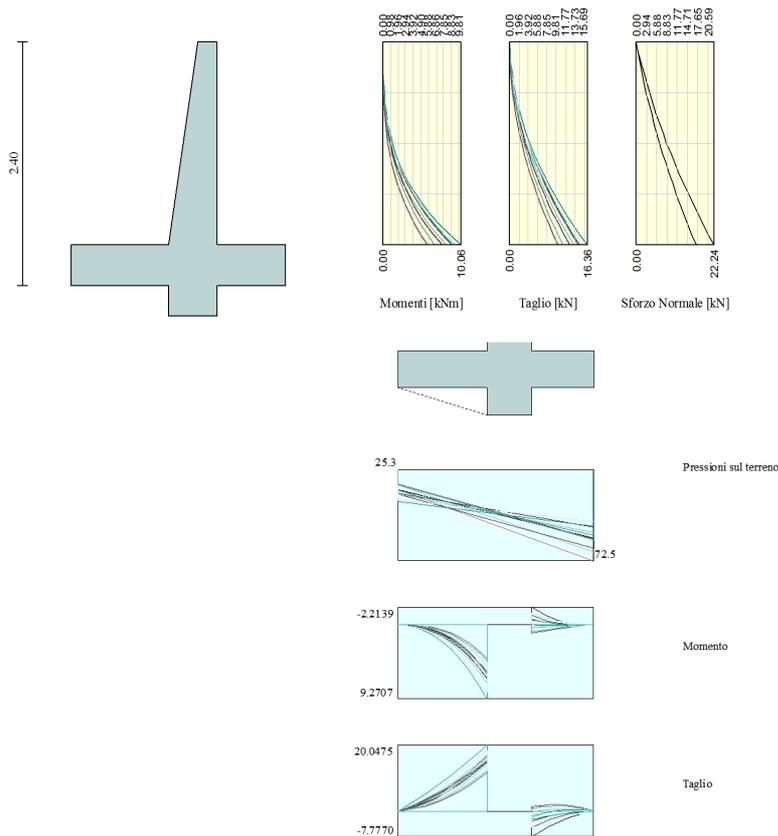


Figura 15: diagramma delle sollecitazioni nella parete e nella soletta di fondazione; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

3.1.2. Sezioni di verifica

Si riepilogano per maggiore chiarezza le caratteristiche dimensionali e di armatura delle sezioni di verifica, già considerate nella relazione di calcolo.

Elemento: soletta di fondazione

M1 sezione di incastro dim. 1.00x0.40m
 Asup = $\Phi 12/20$ Ainf = $\Phi 12/20$

Elemento: parete

M2 sezione di incastro dim. 1.00x0.35m
 As,est = $\Phi 16/20$ As,int = $\Phi 12/20$

3.1.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Verifiche strutturali delle sezioni del muro di sostegno - tipo 1									
Elemento:		Soletta di fondazione							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ_{cls} MPa	σ_{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	M1	0	-5		-0.46	28			
SLE - Frequente	M1	0	-5		-0.46	28			
SLE - Rara	M1	0	-5		-0.46	28			
SLU	M1	0	-10	21			-79	139	
Elemento:		Parete							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ_{cls} MPa	σ_{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	M2	-17	-6		-0.52	14			
SLE - Frequente	M2	-17	-6		-0.52	14			
SLE - Rara	M2	-17	-7		-0.61	18			
SLU	M2	-17	-11	16			-112	138	

Le verifiche tensionali allo SLE (c.c. rara e quasi permanente) sono soddisfatte, in quanto la tensione è inferiore al limite ammesso:

c.c. rara $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$ per la sezione M1
 $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$ per la sezione M2
 $\sigma_{acc} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

c.c. q. perm. $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$ per la sezione M1
 $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$ per la sezione M2

Le verifiche a fessurazione, condotte col metodo tabellare per ambiente "aggressivo" e armature "poco sensibili", sono soddisfatte, in quanto le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite ammesso.

c.c. frequente $\sigma_{acc} < \min [240, 240] = 240 \text{ MPa}$ per $\Phi=16\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [200, 160] = 160 \text{ MPa}$ per $\Phi=16\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$

3.1.4. Verifiche strutturali in caso d'urto

Si possono omettere considerata la destinazione d'uso del sottopasso (pista ciclabile).

3.1.5. Verifiche geotecniche

La verifica a ribaltamento dell'opera è verificata in quanto nelle combinazioni di carico "EQU+M2" la risultante cade sempre internamente al sedime della fondazione.

Dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte									
Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]	
1	A1-M1 - [1]	--	--	1.99	9.99	--	21.5471	0.0000	
2	A1-M1 - [1]	--	--	2.47	9.24	--	21.5471	0.0000	
3	A1-M1 - [1]	--	--	2.15	9.27	--	21.5471	0.0000	
4	A1-M1 - [1]	--	--	2.31	9.97	--	21.5471	0.0000	
5	A2-M2 - [1]	--	--	1.55	4.40	--	21.5444	0.0000	
6	EQU - [1]	--	5.57	--	--	--	23.8397	0.0000	
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1.38	21.5444	0.0000	
8	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.77	7.20	--	14.8313	3.9390	
9	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	1.73	7.58	--	14.8313	2.8560	
10	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.14	2.59	--	18.9321	6.3758	
11	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	1.11	2.70	--	18.9321	5.0757	
12	EQU - [2]	SismaH + SismaV negativo	4.20	--	--	--	18.9321	5.0757	
13	EQU - [2]	SismaH + SismaV positivo	4.87	--	--	--	18.9321	6.3758	
14	STAB - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1.28	18.9321	6.3758	
15	STAB - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1.27	18.9321	5.0757	
16	SLEQ - [1]	--	--	2.71	12.96	--	14.8313	0.0000	
17	SLEF - [1]	--	--	2.67	12.79	--	15.1330	0.0000	
18	SLEF - [1]	--	--	2.52	12.13	--	16.3419	0.0000	

La verifica a scorrimento è soddisfatta, in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore a 1.10. Tale risultato è ottenuto trascurando il contributo della resistenza passiva di valle.

La capacità portante della fondazione è calcolata automaticamente dal programma di calcolo, per ogni combinazione di carico, col metodo di Hansen; in condizioni sismiche il coefficiente N_γ è moltiplicato per un fattore riduttivo pari a 0.63.

La stabilità globale del sistema, valutata col metodo di Fellenius (che considera delle superfici di scivolamento circolari), porta ad avere un coefficiente di sicurezza di 1.27.

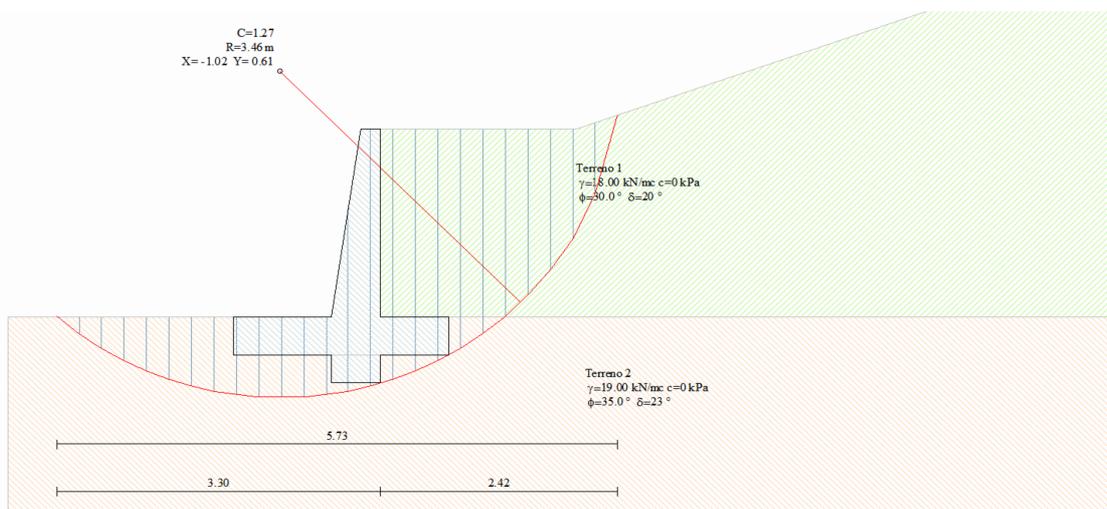


Figura 16: cerchio di scivolamento critico

3.2. MURO LATERALE DELLA TRINCEA – TIPO 2

La sezione di calcolo presenta caratteristiche geometriche variabili, per adattarsi al meglio al piano stradale inclinato. La sezione di calcolo considerata è quella che presenta la massima altezza della parete; le caratteristiche geometriche sono illustrate nella figura seguente.

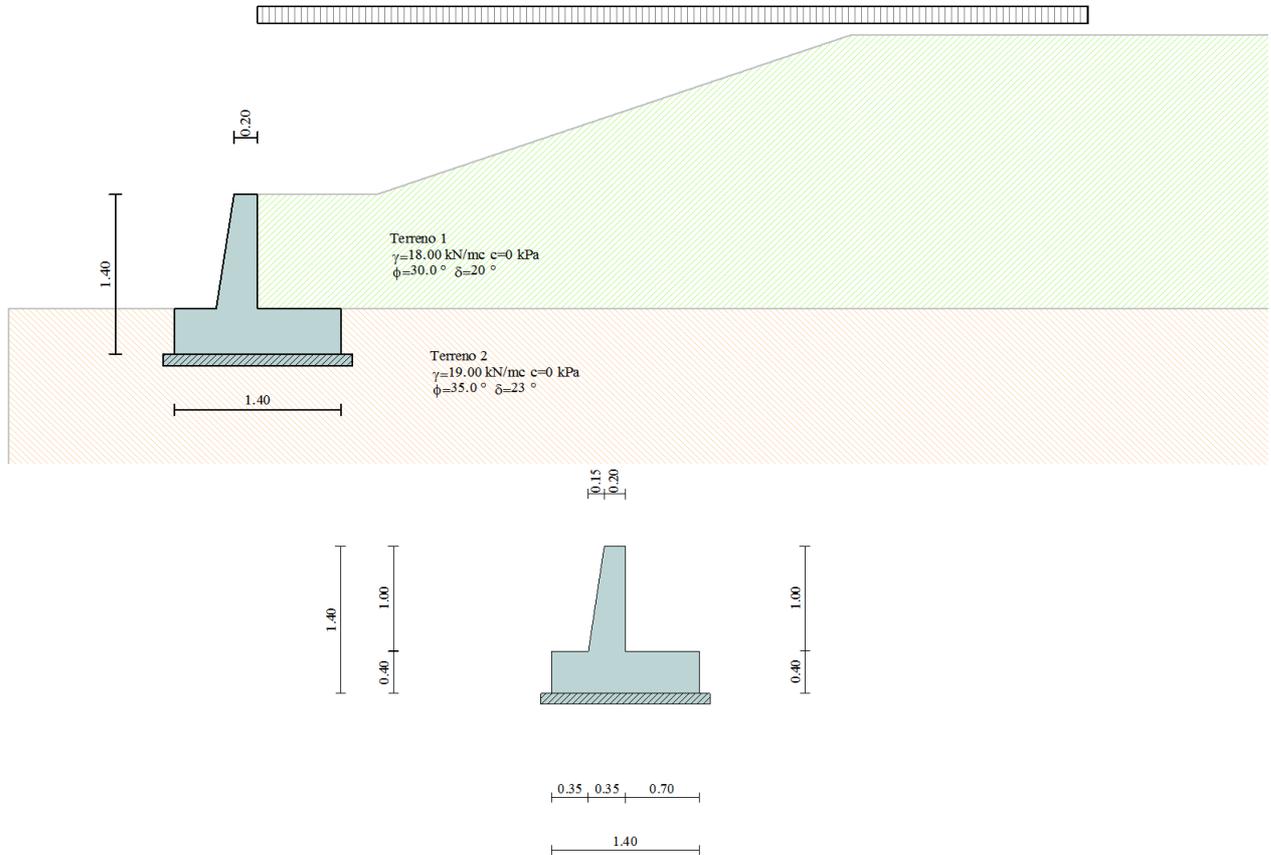


Figura 17: sezione tipo di calcolo

Il carico accidentale ha intensità di 2 kPa (neve), ed è applicato in sommità al terrapieno sostenuto dal muro.

L'analisi è condotta secondo l'Approccio 1, applicando i coefficienti parziali sulle azioni definiti nella tabella 2.5.I delle NTC08.

La spinta del terreno è valutata in condizioni di spinta attiva, e l'incremento sismico di tale carico è calcolato con la relazione di Mononobe/Okabe.

3.2.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

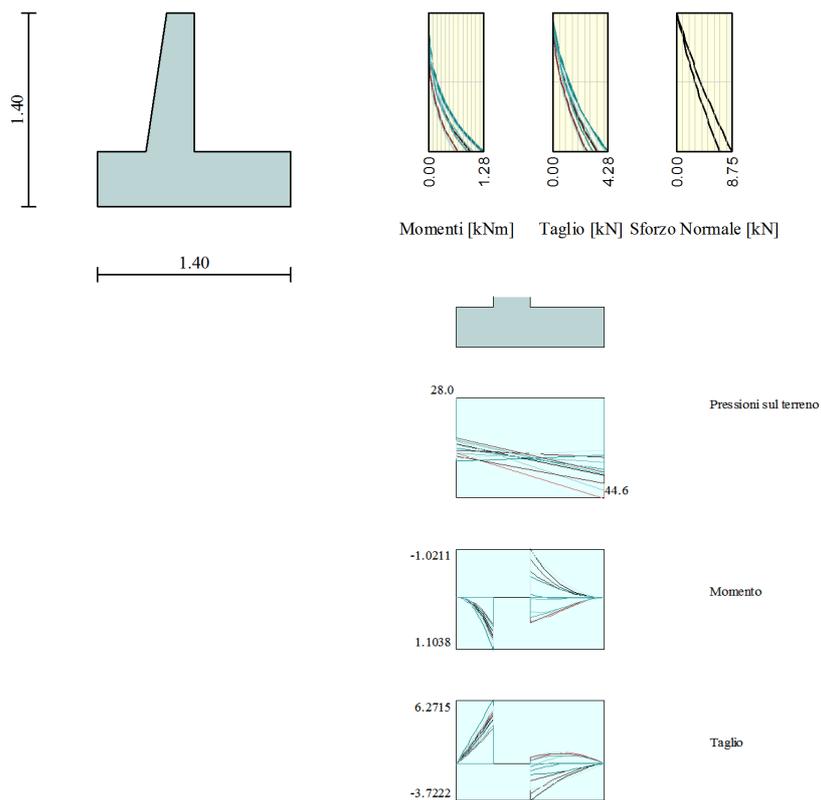


Figura 18: diagramma delle sollecitazioni nella parete e nella soletta di fondazione; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

3.2.2. Sezioni di verifica

Si riepilogano per maggiore chiarezza le caratteristiche dimensionali e di armatura delle sezioni di verifica, già considerate nella relazione di calcolo.

Elemento: soletta di fondazione

M1 sezione di incastro dim. 1.00x0.30m
 $A_{sup} = \Phi 12/20$ $A_{inf} = \Phi 12/20$

Elemento: parete

M2 sezione di incastro dim. 1.00x0.25m
 $A_{s,est} = \Phi 12/20$ $A_{s,int} = \Phi 8/20$

3.2.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Verifiche strutturali delle sezioni del muro di sostegno - tipo 2									
Elemento:		Soletta di fondazione							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	M1	0	-1		-0.10	8			
SLE - Frequente	M1	0	-1		-0.10	8			
SLE - Rara	M1	0	-1		-0.10	8			
SLU	M1	0	2	7			79	111	
Elemento:		Parete							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	M2	-6	-1		-0.27	9			
SLE - Frequente	M2	-6	-1		-0.27	9			
SLE - Rara	M2	-6	-1		-0.27	9			
SLU	M2	-6	-2	5			-44	99	

Le verifiche tensionali allo SLE (c.c. rara e quasi permanente) sono soddisfatte, in quanto la tensione è inferiore al limite ammesso:

c.c. rara $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$ per la sezione M1
 $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$ per la sezione M2
 $\sigma_{acc} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

c.c. q. perm. $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$ per la sezione M1
 $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$ per la sezione M2

Le verifiche a fessurazione, condotte col metodo tabellare per ambiente "aggressivo" e armature "poco sensibili", sono soddisfatte, in quanto le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite ammesso.

c.c. frequente $\sigma_{acc} < \min [280, 240] = 240 \text{ MPa}$ per $\Phi=12\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
 c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [240, 160] = 160 \text{ MPa}$ per $\Phi=12\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$

3.2.4. Verifiche strutturali in caso d'urto

Si possono omettere considerata la destinazione d'uso del sottopasso (pista ciclabile).

3.2.5. Verifiche geotecniche

La verifica a ribaltamento dell'opera è verificata in quanto nelle combinazioni di carico "EQU+M2" la risultante cade sempre internamente al sedime della fondazione.

Dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte									
Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]	
1	A1-M1 - [1]	--	--	2.07	11.76	--	8.9062	0.0000	
2	A1-M1 - [1]	--	--	2.58	10.75	--	8.9062	0.0000	
3	A1-M1 - [1]	--	--	2.26	11.00	--	8.9062	0.0000	
4	A1-M1 - [1]	--	--	2.38	11.51	--	8.9062	0.0000	
5	A2-M2 - [1]	--	--	1.52	5.14	--	9.2827	0.0000	
6	EQU - [1]	--	6.12	--	--	--	10.3040	0.0000	
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1.68	9.2827	0.0000	
8	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.74	9.03	--	5.6968	1.7750	
9	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	1.69	9.50	--	5.6968	1.3642	
10	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.06	3.15	--	7.5551	3.0174	
11	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	1.02	3.21	--	7.5551	2.5282	
12	EQU - [2]	SismaH + SismaV negativo	4.39	--	--	--	7.5551	2.5282	
13	EQU - [2]	SismaH + SismaV positivo	5.16	--	--	--	7.5551	3.0174	
14	STAB - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1.54	7.5551	3.0174	
15	STAB - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1.52	7.5551	2.5282	
16	SLEQ - [1]	--	--	2.97	15.86	--	5.6968	0.0000	
17	SLEF - [1]	--	--	2.89	15.51	--	5.8968	0.0000	
18	SLER - [1]	--	--	2.64	14.21	--	6.6971	0.0000	

La verifica a scorrimento è soddisfatta, in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore a 1.00. Tale risultato è ottenuto considerando il contributo della resistenza passiva di valle, nella misura del 10%: ciò garantisce che non vi siano spostamenti permanenti significativi a seguito dell'attivazione di questa spinta.

La capacità portante della fondazione è calcolata automaticamente dal programma di calcolo, per ogni combinazione di carico, col metodo di Hansen; in condizioni sismiche il coefficiente N_γ è moltiplicato per un fattore riduttivo pari a 0.63.

La stabilità globale del sistema, valutata col metodo di Fellenius (che considera delle superfici di scivolamento circolari), porta ad avere un coefficiente di sicurezza di 1.27.

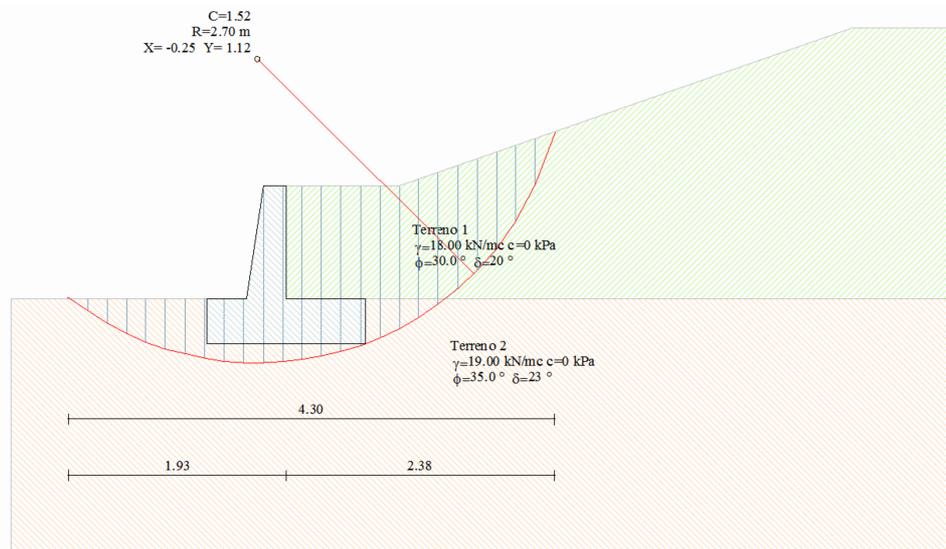


Figura 19: cerchio di scivolamento critico