



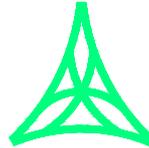
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

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

SOGGETTO DELEGATARIO:



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°5: Sottopasso ciclabile
 Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

H

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

02.01 . 10

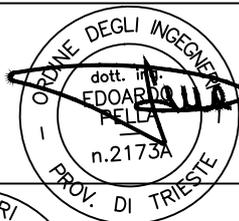
REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

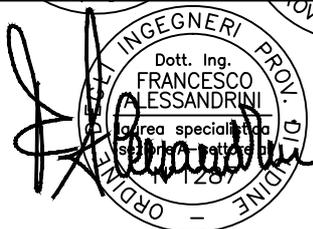
dott. ing. Stefano DI SANTOLO



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:
 1207H0201100.doc
 1207H0201100.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	4
2. CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DELLO SCATOLARE.....	5
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	10
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.....	13
2.2.1. RISULTATI DELLE ANALISI	13
2.2.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	15
2.2.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	16
2.2.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	16
2.2.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	16
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	22
3. CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO	25
3.1. MURO LATERALE DELLA TRINCEA – TIPO 1	25
3.1.1. RISULTATI DELLE ANALISI	25
3.1.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	26
3.1.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	27
3.1.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	27
3.1.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	27
3.2. MURO LATERALE DELLA TRINCEA – TIPO 2	29
3.2.1. RISULTATI DELLE ANALISI	29
3.2.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	30
3.2.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	31
3.2.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	31
3.2.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	31

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 per cordoli e velette	C32/40	XC4 - 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	5			
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 =	1.05 m		
Incr larghezza	b =	0.61 m	nb =	1
Incr lunghezza	l =	0.61 m	nl =	2
Larghezza diffusa	B' =	3.61 m		
Lunghezza diffusa	L' =	3.41 m		
Carico totale	Q =	600 kN		
Pressione impronta 1	p =	48.8 kN/mq		
Impronta 2				
Larghezza	B =	3.00 m		
Lunghezza	L =	2.20 m		
Angolo diffusione	a =	30 °		
Altezza rilevato	H =	1.05 m		
Incr larghezza	b =	0.61 m	nb =	2
Incr lunghezza	l =	0.61 m	nl =	2
Larghezza diffusa	B' =	4.21 m		
Lunghezza diffusa	L' =	3.41 m		
Carico totale	Q =	400 kN		
Pressione impronta 2	p =	27.8 kN/mq		
Larghezza totale	LT =	6.61 m	=B ₁ +B ₂ +b ₂	
Pressione media	pm =	50.9 kN/mq		

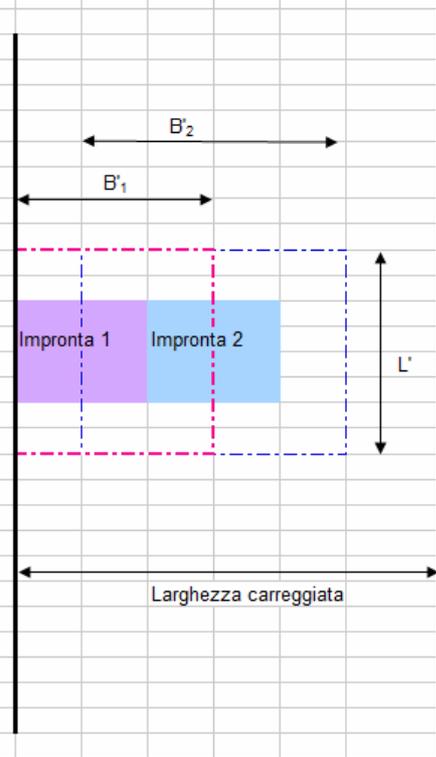


Figura 1: calcolo sovraccarico medio sul terrapieno

1.2.2. Carico da frenamento

L'azione di frenamento è esercitata sul piano stradale, ad almeno 0.90m dall'estradosso della struttura in esame. Considerata la larghezza dell'opera (4.80m), 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 1.05m.

1.2.4. Azione d'urto

Lo scatolare ha altezza netta interna minima di 3.20m, destinata ad uso ciclabile. Non si considera quindi l'azione d'urto contro la struttura del sottopasso.

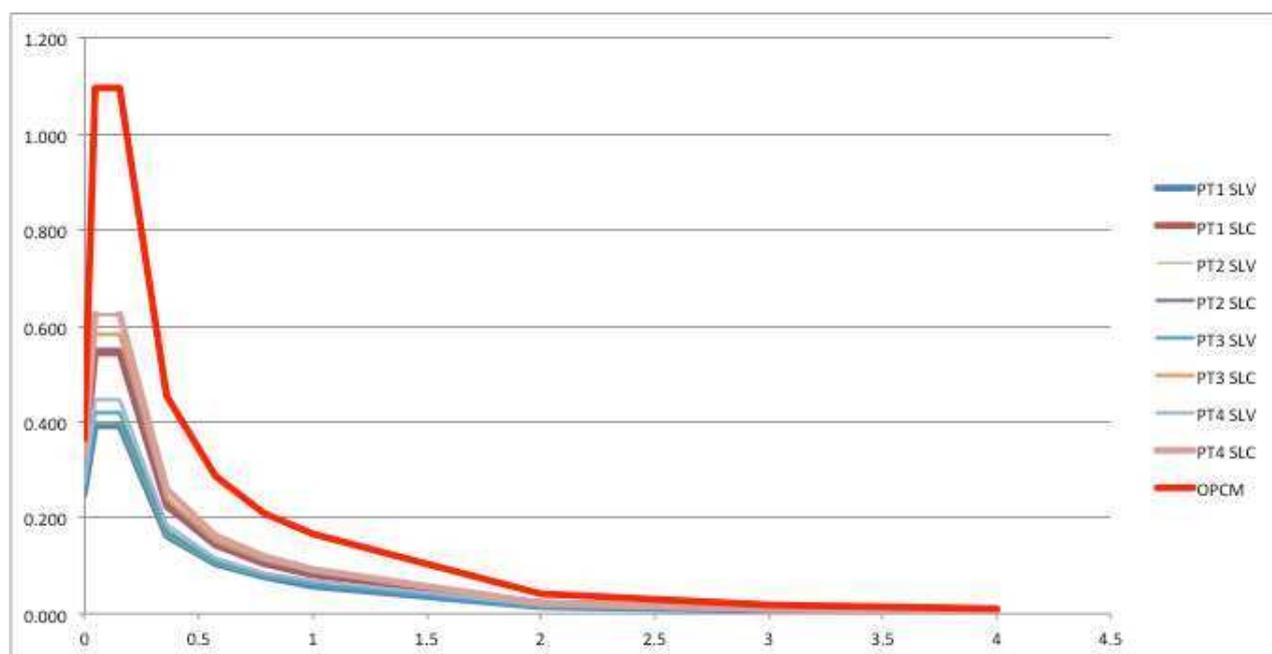
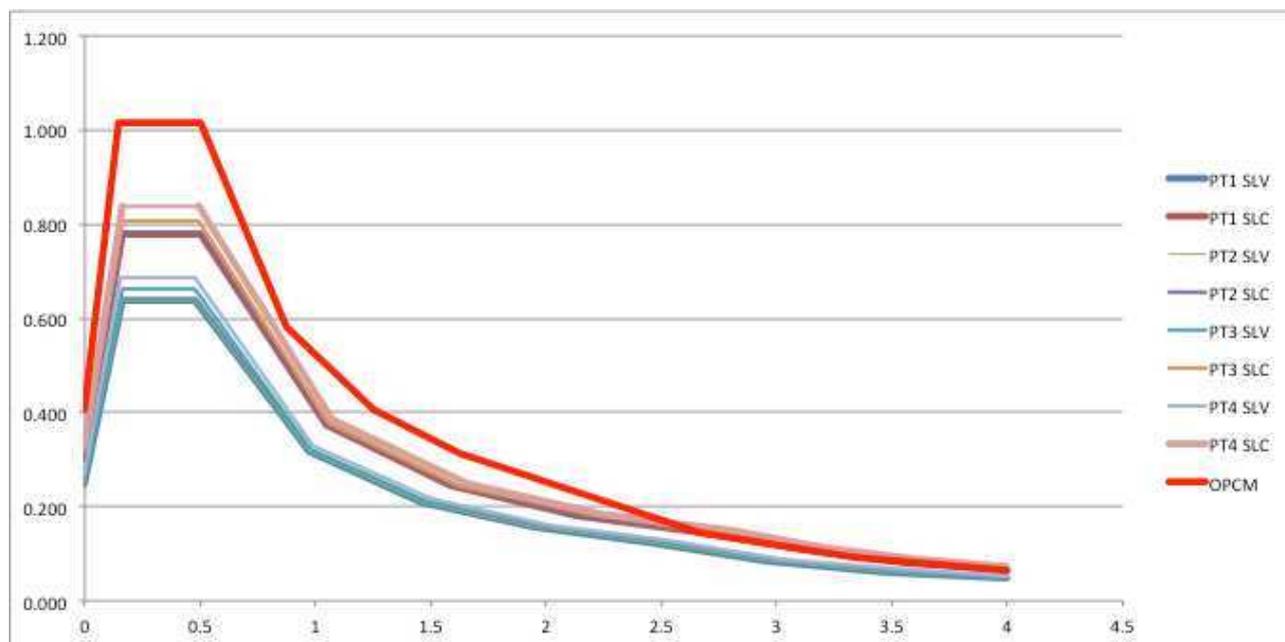
Si deve tuttavia considerare l'azione d'urto contro le barriere di sicurezza poste in sommità del cordolo di bordo dello scatolare. La forza (orizzontale) ha intensità di 100 kN, è applicata ad 1.00m dal piano stradale, ad un interasse pari a quello dei montanti (=1.50m nel caso in esame).

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 0.248g.

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	4.00m
altezza netta	3.30m
spessore soletta di fondazione	0.40m
spessore piedritti	0.40m
spessore traverso superiore	0.40m
altezza ricoprimento traverso	1.05m

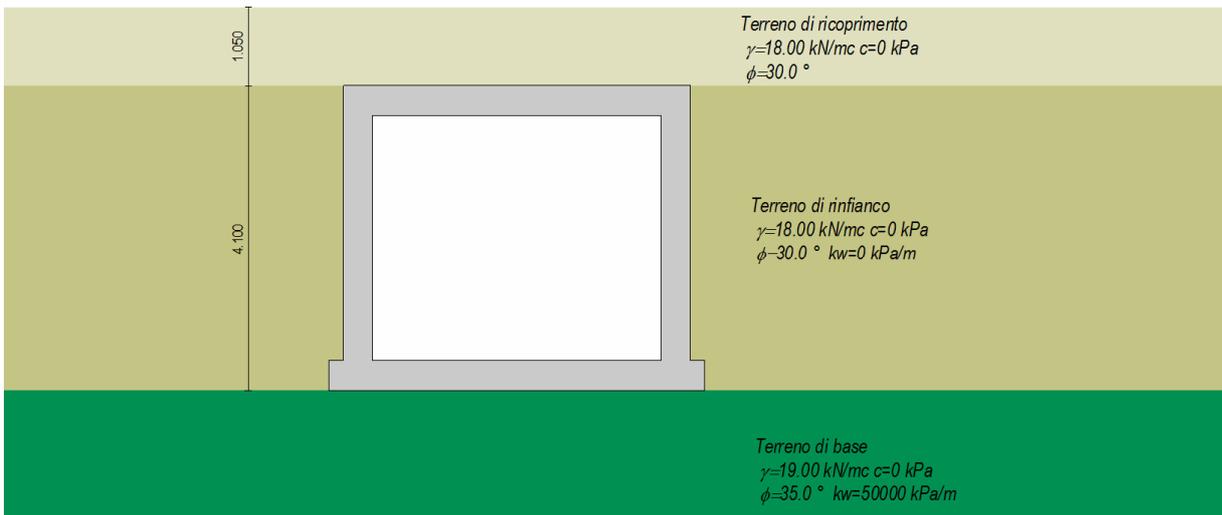


Figura 2: sezione tipo di calcolo

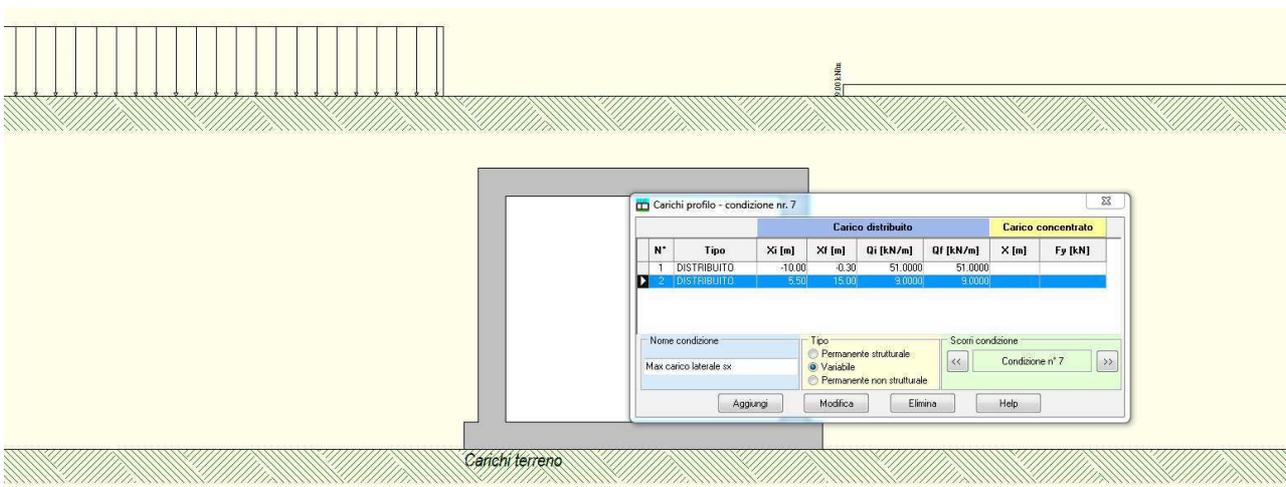


Figura 3: carico accidentale applicato a lato dello scatolare (max carico flessionale sui piedritti)

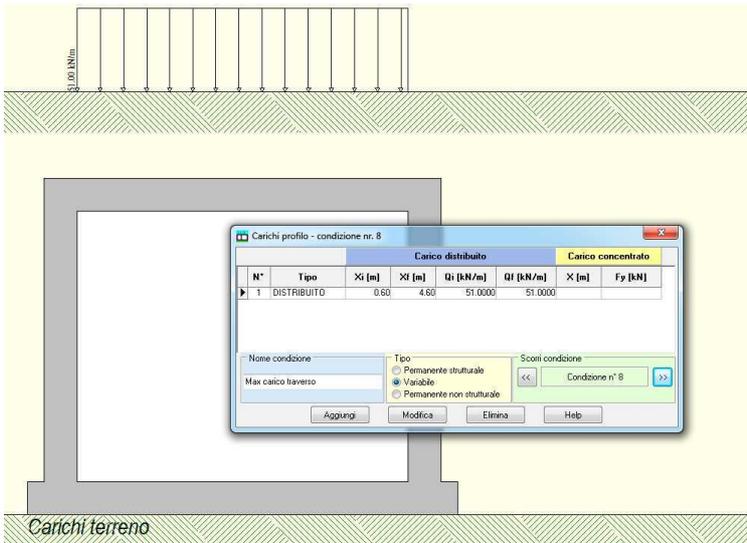


Figura 4: carico accidentale in mezzeria del traverso (max carico flessionale sul traverso)

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.

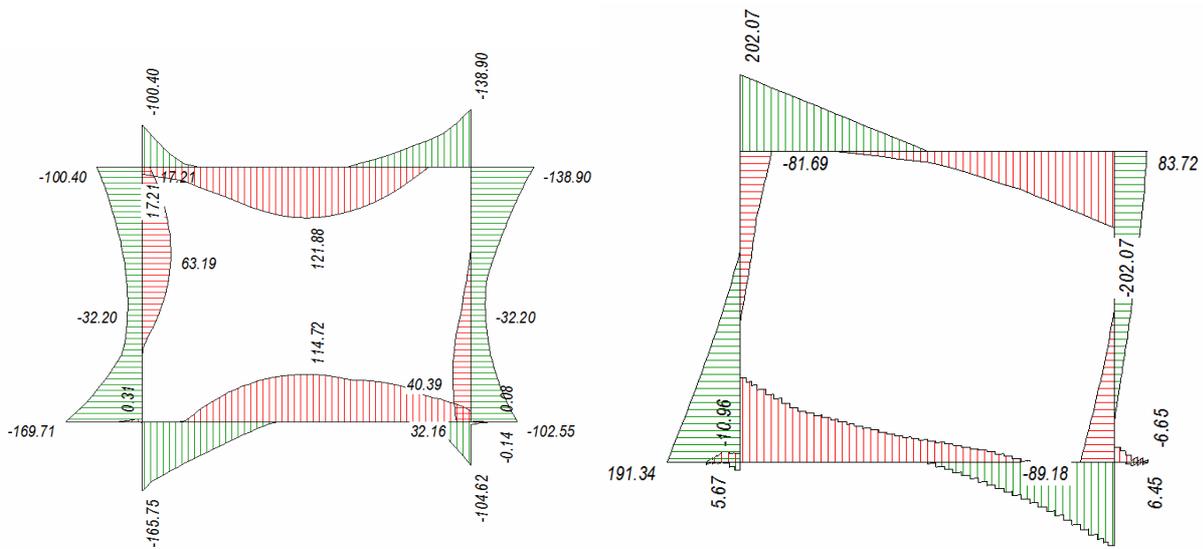


Figura 5: diagramma del momento flettente (sx) e del taglio (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

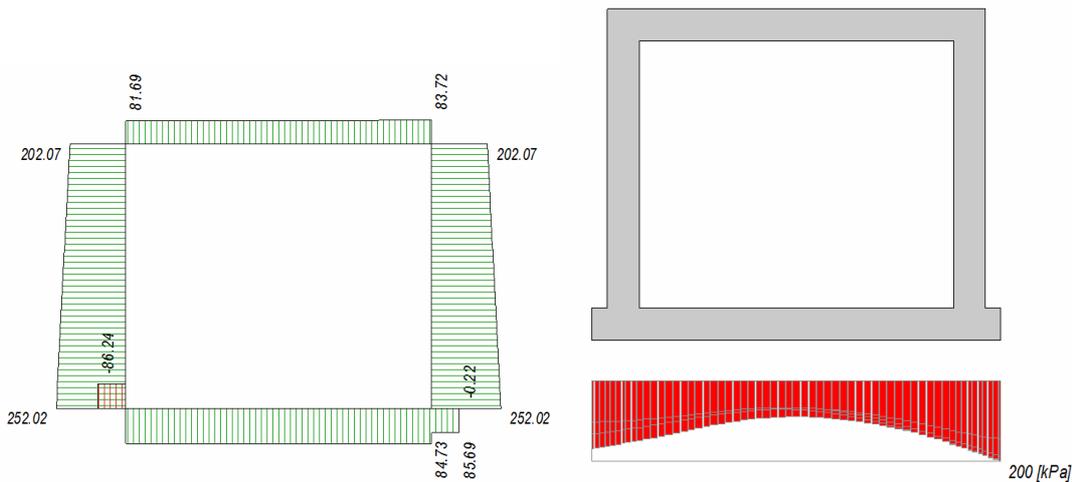


Figura 6: diagramma del carico assiale (sx) e delle pressioni al suolo (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kN/m] e [kN/mq], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

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. 1.00x0.40m Asup = $\Phi 16/20$ As,piegati = $\Phi 16/40$ – passo = 500mm - $\alpha = 45^\circ$	Ainf = $\Phi 20/20 + \Phi 14/40$
S2	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.40m Asup = $\Phi 16/20 + \Phi 14/20$	Ainf = $\Phi 20/20$

Elemento: piedritto

S3	sezione di incastro	dim. 1.00x0.40m As,est = $\Phi 20/20$ As,piegati = $\Phi 14/40$ – passo = 500mm - $\alpha = 45^\circ$	As,int = $\Phi 14/20$
S4	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.40m As,est = $\Phi 20/20$	As,int = $\Phi 14/20$

Elemento: traverso superiore

S5	sezione di incastro	dim. 1.00x0.40m Asup = $\Phi 16/20 + \Phi 14/40$ As,piegati = $\Phi 16/40$ – passo = 500mm - $\alpha = 45^\circ$	Ainf = $\Phi 16/20$
S6	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.40m Asup = $\Phi 16/20$	Ainf = $\Phi 16/20 + \Phi 14/20$

2.1.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Opera		5								
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	-71	68		-3.77	98				
	S2	-71	-50		-2.77	74				
SLE - Frequente	S1	-71	83		-4.57	124				
	S2	-71	-63		-3.48	99				
SLE - Rara	S1	-83	120		-6.60	184				
	S2	-83	-84		-4.63	134				
SLU	S1	-71	166	222			248	150	261	
	S2	-71	-115	56			-228	150		
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	-115	-68		-4.14	108				
	S4	-97	3		-0.31	<0				
SLE - Frequente	S3	-112	-83		-5.04	140				
	S4	-93	9		-0.51	1				
SLE - Rara	S3	-149	-120		-7.29	205				
	S4	-131	7		-0.52	<0				
SLU	S3	-115	-170	192			-215	157	196	
	S4	-97	64	45			123	154		
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	-43	-51		-3.22	105				
	S6	-43	44		-2.51	71				
SLE - Frequente	S5	-45	-62		-3.90	130				
	S6	-45	61		-3.47	102				
SLE - Rara	S5	-60	-96		-6.04	205				
	S6	-60	86		-4.89	144				
SLU	S5	-43	-139	203			-184	146	261	
	S6	-43	122	29			227	146		

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 $\sigma_{acc} < \min [240, 280] = 240 \text{ MPa}$ per $\Phi=20\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [222, 240] = 222 \text{ MPa}$ per $\Phi=20\text{mm}$ 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

Non è un'azione da considerare, in quanto il sottopasso è destinato a pista ciclabile.

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 1.20m, 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:

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

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

a. spinta del terreno	$S = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1.20^2 \cdot 0.5 = 6.5 \text{ kN/m}$	$z = 0.40m$
b. spinta del terreno per sovraccarico	$S = (35 \cdot 0.5) \cdot 1.20 = 21 \text{ kN/m}$	$z = 0.60m$
c. azione d'urto	$S = 100/1.5 = 67 \text{ kN/m}$	$z = 1.95m$

$$M_{SD,max} = 6.5 \cdot 0.4 + 21 \cdot 0.60 + 67 \cdot 1.95 = 146 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD,max} = 6.5 + 21 + 67 = 95 \text{ kN/m}$$

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:

azione orizzontale sollecitante	$F_{SD} = 169 \text{ kN/m}$
azione resistente per attrito	$F_{RD} = 269 \cdot \tan(2/3 \cdot 35^\circ) = 116 \text{ kN/m}$
resistenza passiva	$F_{RDP} = (1.05 + 4.1/2) \cdot 18 \cdot 3.0 \cdot 4.1 = 686 \text{ kN/m}$

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

$$\Delta F = 169 \cdot 1.1 - 116 = 60 \text{ kN/m}$$

$$K_{P,eff} = 60 \cdot 3.00 / 686 = 0.262 \quad (\approx 9\% \text{ di } K_P)$$

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.

Le caratteristiche del terreno di fondazione sono quelle definite nella relazione di calcolo, mentre, limitatamente a questa sola verifica, al terreno è associato un angolo di attrito interno di 35°, valor e questo

superiore a quello utilizzato per la determinazione delle spinta, ma realistico in relazione alle modalità costruttive del rilevato.

c.c. A1+M1 + R3

SLU $V = -402$ kN/m

$H = 94$ kN/m $e = B/6 = 5.2/6 = 0.87$ m

$p_{max} = 70$ kPa

SLV $V = -269$ kN/m

$H = 169$ kN/m $e = 1.74$ m

$p_{max} = 146$ 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	larghezza B	
35	0	0	1	1	19	5.2	
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 D	lunghezza L
35	0	0	1	1	18	5	12.5
0.610865							
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d =$	35.00°	c'_d	0	kPa
					c_{ud}	0	kPa
Carico verticale (V)		402 kN					
Carico orizzontale (H _B)		94 kN		(agente in direzione parallela a "B")			
Carico orizzontale (H _L)		0 kN		(agente in direzione parallela ad "L")			
Risultante orizzontale		94 kN					
Eccentricità "e _B "		0.87 m					
Eccentricità "e _L "		0.00 m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen							
B' =	3.460 m		m _B =	1.7832			
L' =	12.500 m		m _L =	1.2168			
A' =	43.250 mq						
$\theta =$	90°						
			m =	1.783			
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	z_q
N _{q,fond} =	33.30	1.194	1.574	0.622	1.000	1.000	1.00
				0.622			
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	z_c
N _{c,fond} =	46.12	1.200	1.385	0.610	1.000	1.000	1.00
		0.055	0.385	1.000	0.000	0.000	
N _{y,lat} =	33.92	s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,fond} =	33.92	0.889	1.000	0.476	1.000	1.000	1.00
In condizioni drenate:							
L	0	contributo coesivo					
	472	contributo terreno di fondazione					
	3502	contributo terreno laterale					
					$\gamma_R =$	2.30	
q _{ult} =	3975 kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	1728 kPa	
Q _{ult} =	171911 kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	74744 kN	

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

Terreno di fondazione								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr c_u	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ fondazione γ	m larghezza B		
35	0	0	1	1	19	5.2		
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 c_u	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ laterale γ	m profondità D	m lunghezza L	
35	0	0	1	1	18	5	12.5	
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d=$	35.00 °	c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Carico verticale (V)		269 kN						
Carico orizzontale (H _B)		169 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		0 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		169 kN						
Eccentricità "e _B "		1.74 m						
Eccentricità "e _L "		0.00 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B'=	1.720 m		m _B =	1.8790				
L'=	12.500 m		m _L =	1.1210				
A'=	21.500 mq							
$\theta=$	90 °							
			→	m=	1.879			
a _{lat} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
			s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q,lat} =	33.30		1.096	1.574	0.156	1.000	1.000	0.64
N _{q,fond} =	33.30				0.156			
			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} =	46.12		1.099	1.385	0.130	1.000	1.000	0.92
N _{c,fond} =	46.12		0.028	0.385	1.000	0.000	0.000	
			s_γ	d_γ	i_γ	b_γ	g_γ	z_γ
N _{γ,lat} =	33.92		0.945	1.000	0.058	1.000	1.000	0.64
N _{γ,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	20	contributo terreno di fondazione						
	518	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{uit} =	537	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	234	kPa
Q _{uit} =	11556	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	5024	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	4.00m
altezza pareti	4.00m
spessore soletta di fondazione	0.40m
spessore piedritti	0.40m

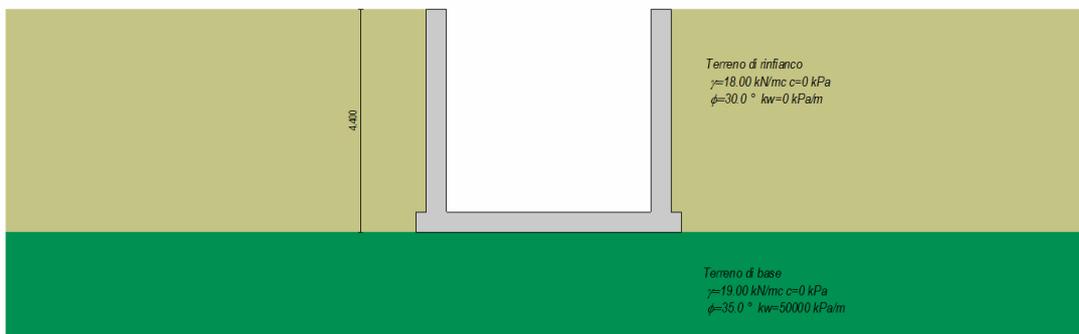


Figura 7: sezione tipo di calcolo

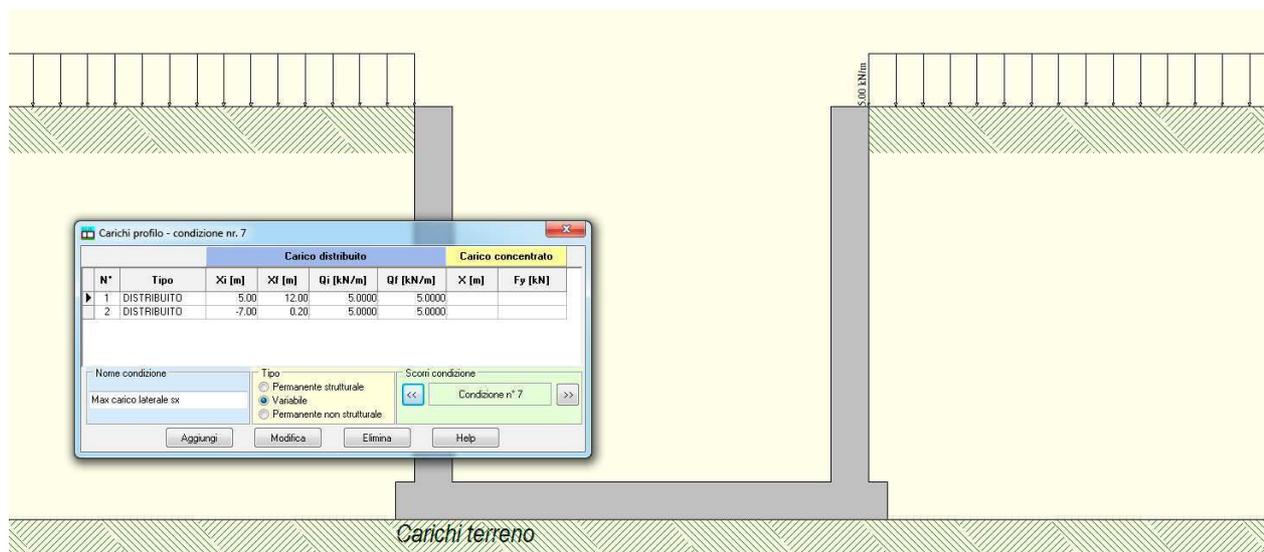


Figura 8: carico accidentale ($q=5 \text{ kPa}$) applicato a lato dello scatolare (max carico flessionale sui piedritti)

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

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.

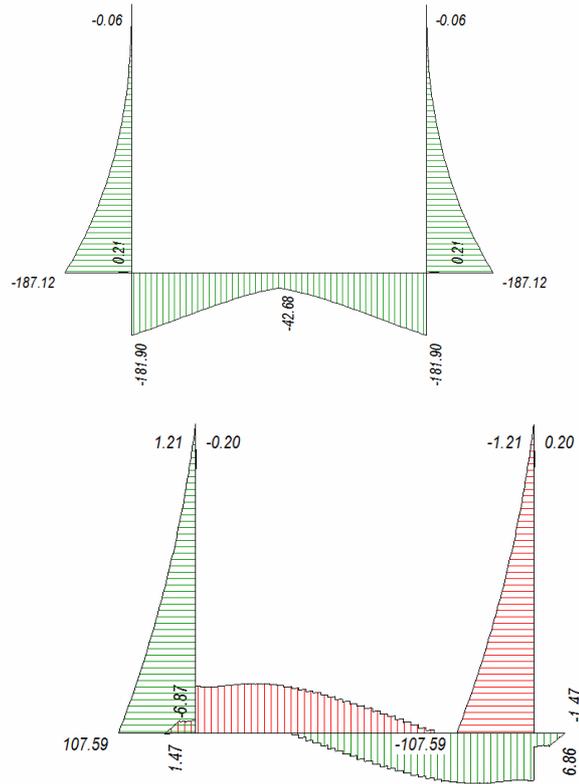


Figura 9: diagramma del momento flettente (sx) e del taglio (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

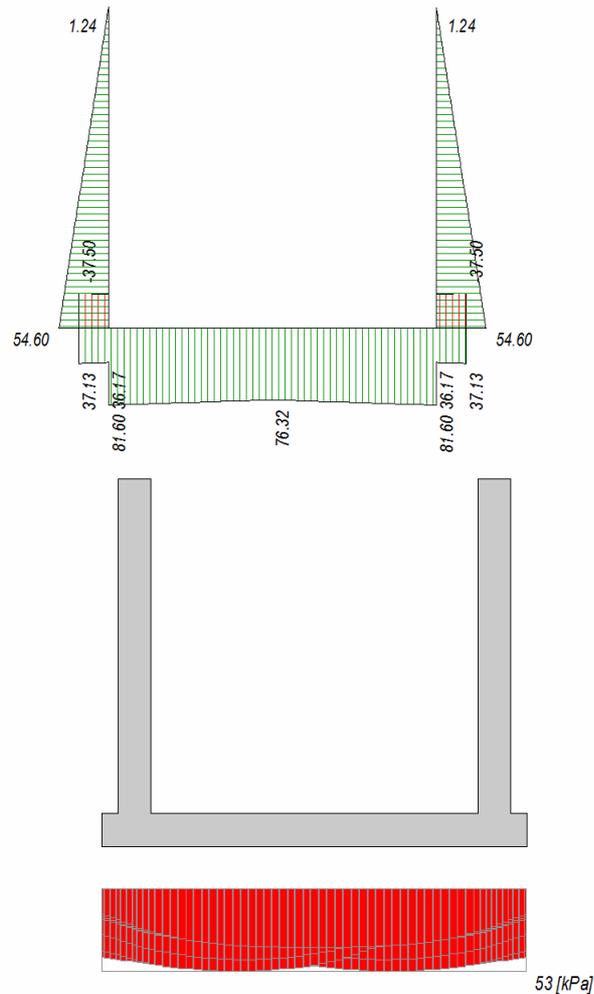


Figura 10: diagramma del carico assiale (s_x) e delle pressioni al suolo (d_x) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kN/m] e [kN/mq], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

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. 1.00x0.40m	
		Asup = $\Phi 14/20$	Ainf = $\Phi 20/20 + \Phi 16/40$
S2	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.40m	
		Asup = $\Phi 14/20$	Ainf = $\Phi 20/20$

Elemento: piedritto

S3	sezione di incastro	dim. 1.00x0.40m	
		As,est = $\Phi 20/20 + \Phi 16/40$	As,int = $\Phi 14/20$

2.2.3. Verifiche strutturali delle sezioni

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	-45	65		-3.55	94			
	S2	-45	2		-0.17	<0			
SLE - Frequente	S1	-45	68		-3.71	99			
	S2	-45	3		-0.21	<0			
SLE - Rara	S1	-45	73		-3.99	107			
	S2	-45	6		-0.36	2			
SLU	S1	-45	182	69			258	152	
	S2	-45	43	73			258	152	
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	-42	-65		-3.55	95			
SLE - Frequente	S3	-42	-68		-3.71	100			
SLE - Rara	S3	-42	-73		-3.98	108			
SLU	S3	-42	-188	108			-260	151	

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 $\sigma_{acc} < \min [240, 280] = 240 \text{ MPa}$ per $\Phi=20\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
 c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [222, 240] = 222 \text{ MPa}$ per $\Phi=20\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$

2.2.4. Verifiche strutturali in caso d'urto

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

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:

azione orizzontale sollecitante $F_{SD} = 60 \text{ kN/m}$
 azione resistente per attrito $F_{RD} = 148 * \tan(2/3 * 35^\circ) = 63 \text{ kN/m}$
 resistenza passiva $F_{RDP} = \frac{1}{2} * 18 * 4.4^2 * 3.0 = 522 \text{ kN/m}$

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

$$\Delta F = 60 \cdot 1.1 - 63 = 3 \text{ kN/m}$$

$$K_{P,eff} = 3 \cdot 3.00 / 522 = 0.017 \quad (\approx 1\% \text{ di } K_P)$$

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 = -216 kN/m	H = 0 kN/m	e = B/6 = 5.2/6 = 0.83m	p _{max} = 49 kPa
SLV	V = -148 kN/m	H = 60 kN/m	e = B/6 = 5.2/6 = 0.83m	p _{max} = 41 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	5.2		
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	D	L	
30	0	0	1	1	18	3.2	5.2	
0.523599								
tg φ_d	0.57735027		$\varphi_d=$	30.00 °	c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		216	kN					
Carico orizzontale (H _B)		0	kN					(agente in direzione parallela a "B")
Carico orizzontale (H _L)		0	kN					(agente in direzione parallela ad "L")
Risultante orizzontale		0	kN					
Eccentricità "e _B "		0.83	m					
Eccentricità "e _L "		0.00	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	3.540	m	m _B =	1.5950				
L' =	5.200	m	m _L =	1.4050				
A' =	18.408	m ²						
$\theta =$	90	°						
			→	m =	1.595			
a _{lat} =	6.13	(=e ^{T tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
			s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q, lat} =	18.40		1.477	1.367	1.000	1.000	1.000	1.00
N _{q, fond} =	33.30				1.000			
			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		1.491	1.246	1.000	1.000	1.000	1.00
N _{c, fond} =	46.12		0.136	0.246	1.000	0.000	0.000	
			s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y, lat} =	15.07		0.728	1.000	1.000	1.000	1.000	1.00
N _{y, fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L →	0	contributo coesivo						
	830	contributo terreno di fondazione						
	2140	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{ult} =	2970	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	1291	kPa
Q _{ult} =	54680	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	23774	kN

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

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	5.2		
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	D	L	
30	0	0	1	1	18	3.2	5.2	
0.523599								
tg φ_d	0.57735027		$\varphi_d=$	30.00 °	c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		148	kN					
Carico orizzontale (H _B)		60	kN	(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		0	kN	(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		60	kN					
Eccentricità "e _B "		0.83	m					
Eccentricità "e _L "		0.00	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B'=	3.540	m	m _B =	1.5950				
L'=	5.200	m	m _L =	1.4050				
A'=	18.408	m ²						
$\theta=$	90	°						
			→	m=	1.595			
a _{lat} =	6.13	(=e ^{T tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
			s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q,lat} =	18.40		1.477	1.367	0.436	1.000	1.000	0.64
N _{q,fond} =	33.30				0.436			
			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		1.491	1.246	0.415	1.000	1.000	0.92
N _{c,fond} =	46.12		0.136	0.246	1.000	0.000	0.000	
			s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,lat} =	15.07		0.728	1.000	0.259	1.000	1.000	0.64
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	138	contributo terreno di fondazione						
	601	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{ult} =	739	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	321	kPa
Q _{ult} =	13604	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	5915	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	4.45m
altezza pareti	3.00m
spessore soletta di fondazione	0.50m
spessore piedritti	0.40m

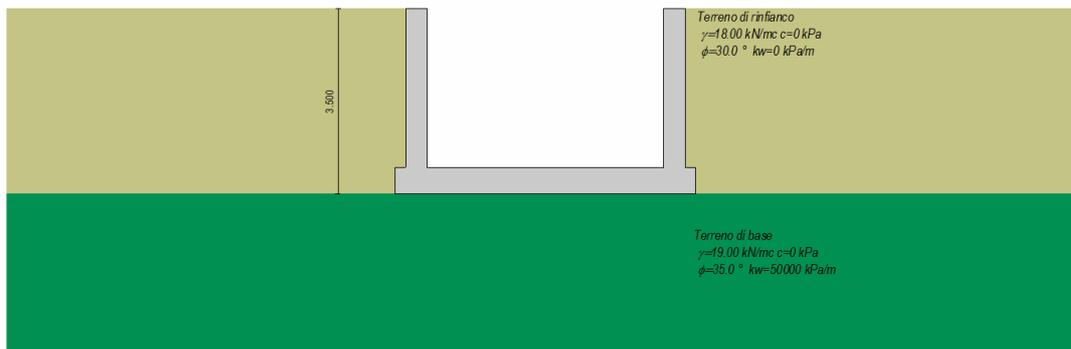


Figura 11: sezione tipo di calcolo

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.

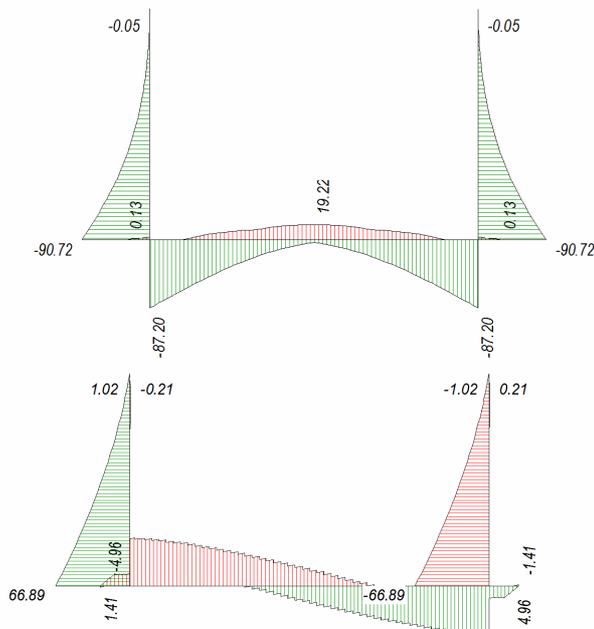


Figura 12: diagramma del momento flettente (sx) e del taglio (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

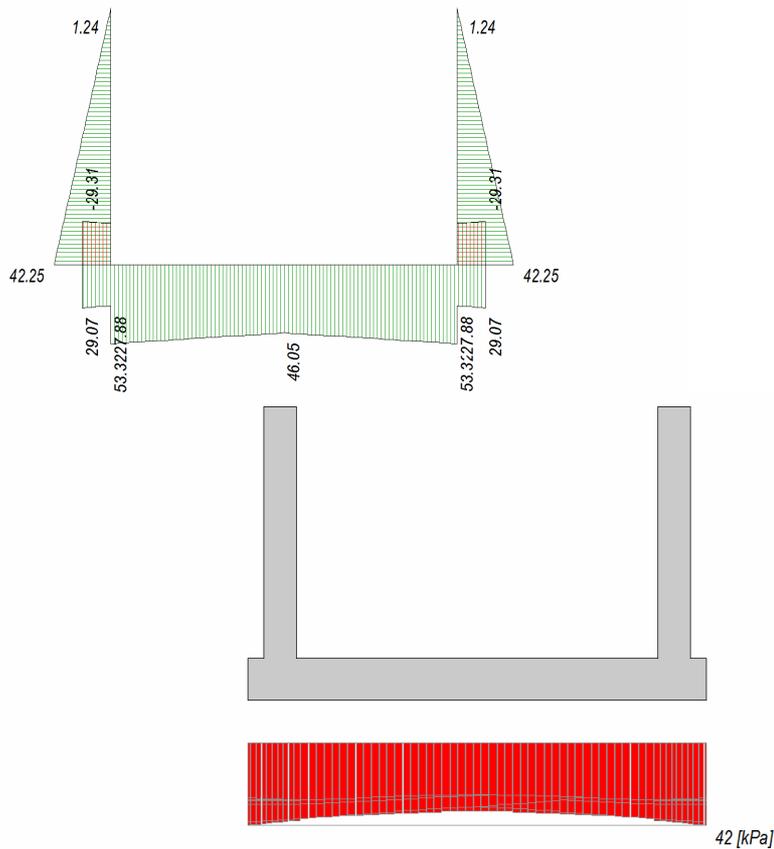


Figura 13: diagramma del carico assiale (sx) e delle pressioni al suolo (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kN/m] e [kN/mq], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

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. 1.00x0.40m
Asup = $\Phi 16/20$ Ainf = $\Phi 20/20$

S2 sezione di mezzeria dim. 1.00x0.40m
Asup = $\Phi 16/20$ Ainf = $\Phi 20/20$

Elemento: piedritto

S3 sezione di incastro dim. 1.00x0.40m
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	-27	30		-1.25	40			
	S2	-27	-14		-0.62	22			
SLE - Frequente	S1	-27	32		-1.34	43			
	S2	-27	-14		-0.62	22			
SLE - Rara	S1	-27	35		-1.46	48			
	S2	-27	-11		-0.48	15			
SLU	S1	-27	88	48			262	166	
	S2	-27	-20	19			-176	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	-32	-30		-1.84	53			
SLE - Frequente	S3	-32	-32		-1.96	57			
SLE - Rara	S3	-32	-35		-2.14	64			
SLU	S3	-32	-91	67			-200	150	

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

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

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 $F_{SD} = 50 \text{ kN/m}$
 azione resistente per attrito $F_{RD} = 140 * \tan(2/3 * 35^*) = 60 \text{ kN/m}$

C.S. = $60/50 = 1.20 > 1.10$

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 = -207 kN/m
 SLV V = -140 kN/m

H = 0 kN/m e = B/6 = 5.25/6 = 0.87m
 H = 50 kN/m e = B/6 = 5.25/6 = 0.87m

p_{max} = 38 kPa
 p_{max} = 34 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	5.25	
0.610865							
tgφ _d	0.70020754	φ _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 D	lunghezza L
30	0	0	1	1	18	2.5	25
0.523599							
tgφ _d	0.57735027		φ _d =	30.00°		c' _d	0 kPa
						c _{ud}	0 kPa
Carico verticale (V)		207 kN					
Carico orizzontale (H _B)		0 kN		(agente in direzione parallela a "B")			
Carico orizzontale (H _L)		0 kN		(agente in direzione parallela ad "L")			
Risultante orizzontale		0 kN					
Eccentricità "e _B "		0.87 m					
Eccentricità "e _L "		0.00 m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen							
B'	3.510 m	m _B	1.8769				
L'	25.000 m	m _L	1.1231				
A'	87.750 mq						
θ	90°						
		→ m = 1.877					
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	1.098	1.284	1.000	1.000	1.000	1.00
N _{q, fond}	33.30			1.000			
		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	1.101	1.190	1.000	1.000	1.000	1.00
N _{c, fond}	46.12	0.028	0.190	1.000	0.000	0.000	
		s _y	d _y	i _y	b _y	g _y	z _y
N _{y, lat}	15.07	0.944	1.000	1.000	1.000	1.000	1.00
N _{y, fond}	33.92						
In condizioni drenate:							
L	0	contributo coesivo					
	1068	contributo terreno di fondazione					
	1168	contributo terreno laterale					
					γ _R	2.30	
q _{ult}	2236 kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud}	972 kPa	
Q _{ult}	196178 kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud}	85295 kN	

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

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	5.25		
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	D	L	
30	0	0	1	1	18	2.5	25	
0.523599								
tg φ_d	0.57735027		$\varphi_d=$	30.00°	c' _d	0	kPa	
					c _{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		140	kN					
Carico orizzontale (H _B)		50	kN		(agente in direzione parallela a "B")			
Carico orizzontale (H _L)		0	kN		(agente in direzione parallela ad "L")			
Risultante orizzontale		50	kN					
Eccentricità "e _B "		0.87	m					
Eccentricità "e _L "		0.00	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	3.510	m	m _B =	1.8769				
L' =	25.000	m	m _L =	1.1231				
A' =	87.750	mq						
$\theta =$	90°		\rightarrow	m =	1.877			
a _{lat} =	6.13	(=e ^{T tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
			s _q	d _q	i _q	b _q	g _q	
N _{q,lat} =	18.40		1.098	1.284	0.436	1.000	1.000	
N _{q,fond} =	33.30				0.436		0.64	
			s _c / s' _c	d _c / d' _c	i _c / i' _c	b _c / b' _c	g _c / g' _c	
N _{c,lat} =	30.14		1.101	1.190	0.415	1.000	1.000	
N _{c,fond} =	46.12		0.028	0.190	1.000	0.000	0.000	
			s _y	d _y	i _y	b _y	g _y	
N _{y,lat} =	15.07		0.944	1.000	0.281	1.000	1.000	
N _{y,fond} =	33.92						0.64	
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	193	contributo terreno di fondazione						
	328	contributo terreno laterale						
					γ _R =	2.30		
q _{ult} =	520	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	226	kPa
Q _{ult} =	45654	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	19850	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.

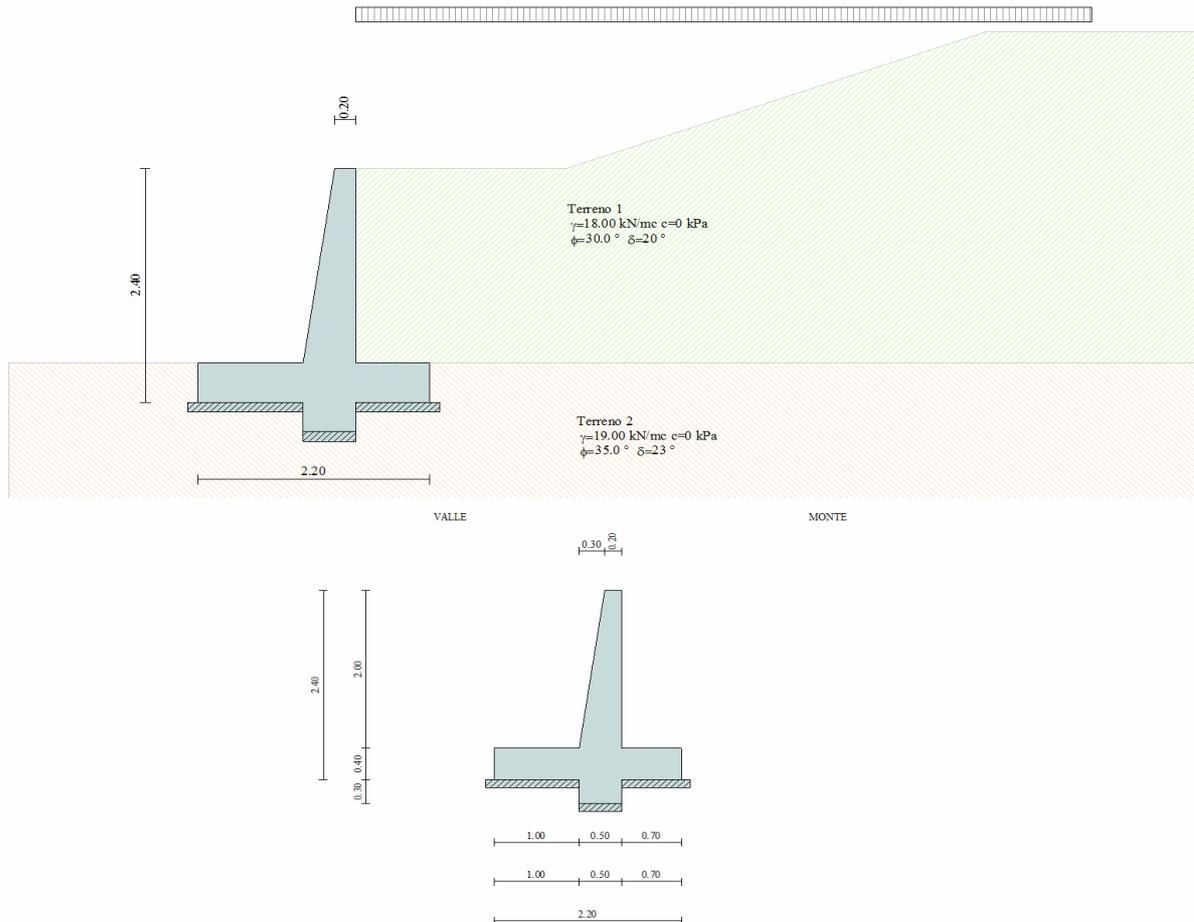


Figura 14: sezione tipo di calcolo

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.

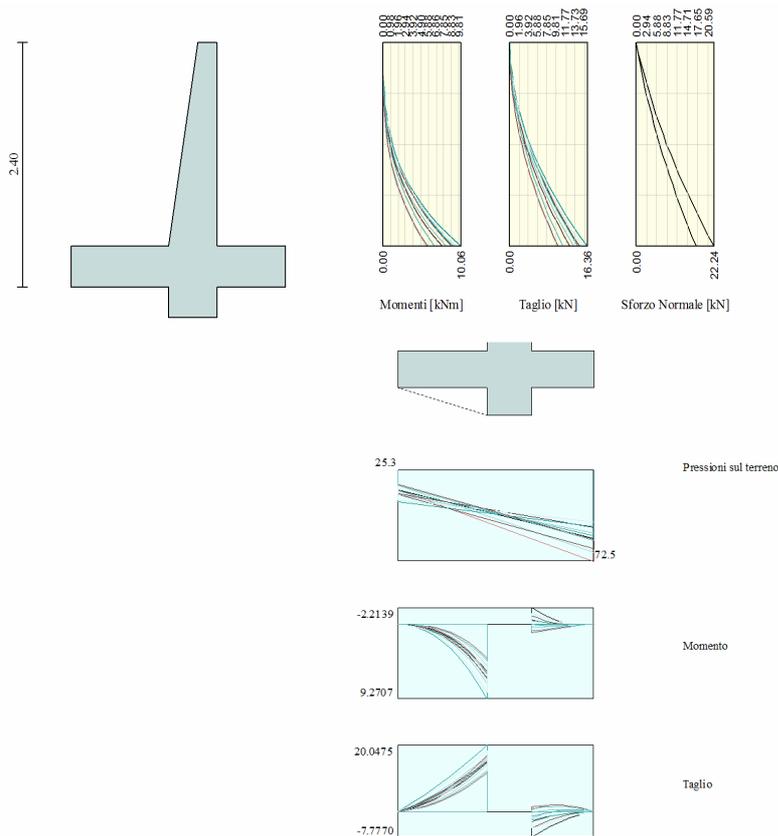


Figura 15: diagramma delle sollecitazioni nella parete e nella soletta di fondazione; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

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	SLER - [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 0.65.

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

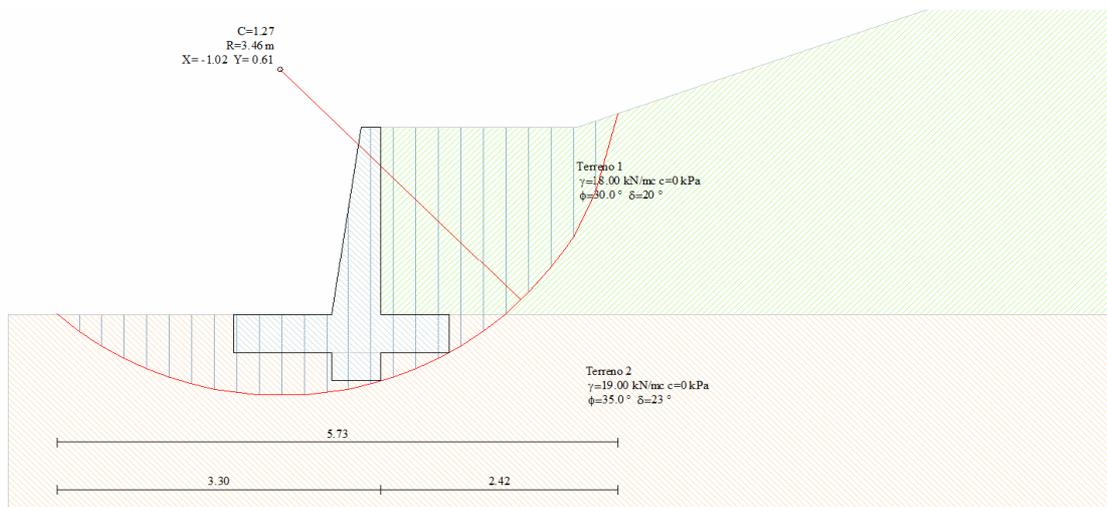


Figura 16: cerchio di scivolamento critico

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.

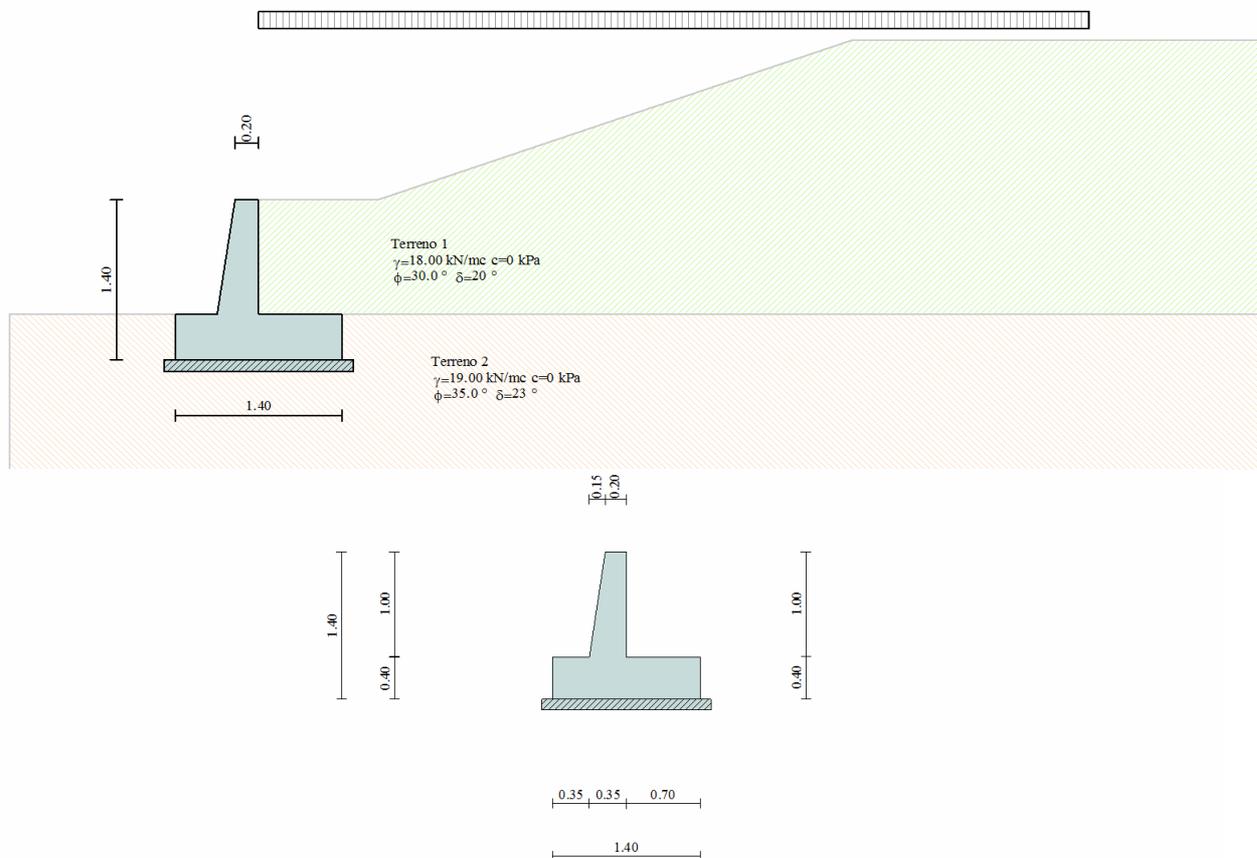


Figura 17: sezione tipo di calcolo

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.

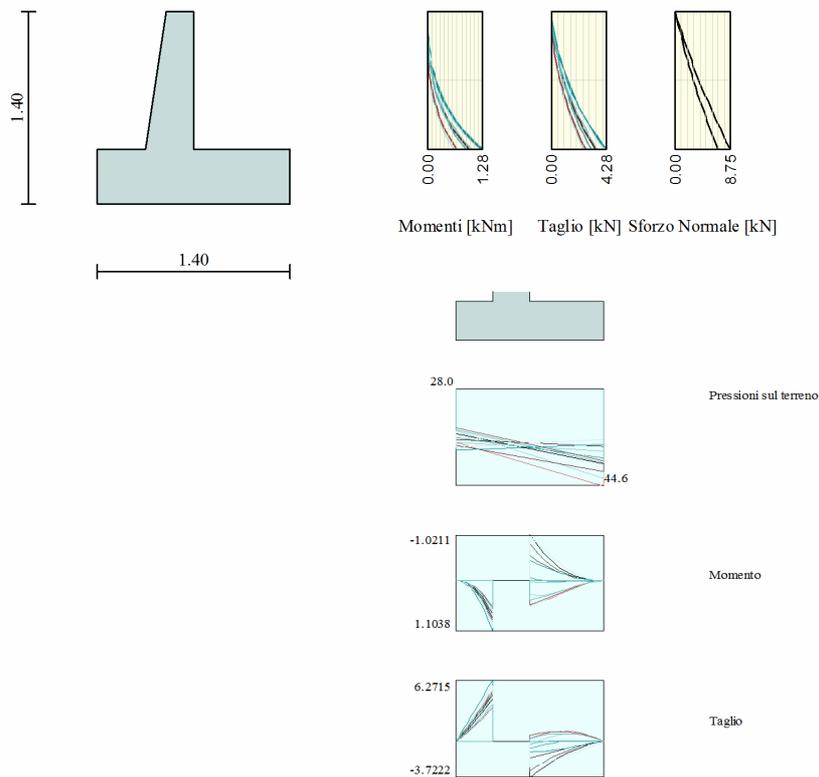


Figura 18: diagramma delle sollecitazioni nella parete e nella soletta di fondazione; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

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 (quilt)	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 0.65.

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

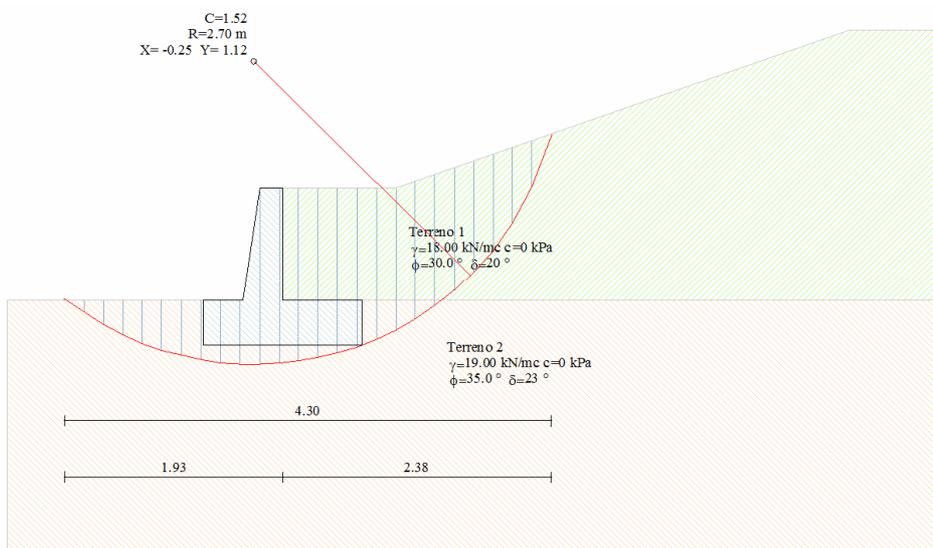


Figura 19: cerchio di scivolamento critico