



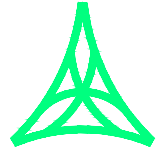
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

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°3: Sottopasso agricolo
 Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

H

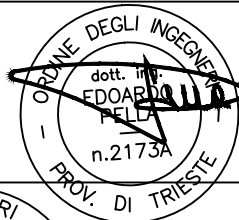
N. ALLEGATO e SUB.ALL.

01.01 . 10

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

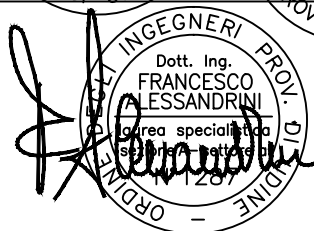
COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

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:
 1207H0101100.doc
 1207H0101100.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	2
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 TERMINALE	6
2.1.1. RISULTATI DELLE ANALISI	7
2.1.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	9
2.1.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	10
2.1.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	10
2.1.4.1. Urto contro la soletta del sottopasso	11
2.1.4.2. Urto contro le barriere di sicurezza	11
2.1.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	11
2.2. SEZIONE CENTRALE.....	15
2.2.1. RISULTATI DELLE ANALISI	16
2.2.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	18
2.2.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	19
2.2.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	19
2.2.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	20
2.3. SEZIONE DI IMBOCCO DELLO SCATOLARE	23
2.3.1. RISULTATI DELLE ANALISI	23
2.3.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	25
2.3.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	26
2.3.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	26
2.3.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	27

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°.

Le sezioni oggetto di analisi, ed interessate da tale azione, sono due: quella rappresentante i tratti terminali dello scatolare, e quella rappresentante la zona centrale.

Per queste il sovraccarico medio che si può considerare nel calcolo è:

Opera	3		
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 =	1.6 m	
Incr larghezza	b =	0.92 m	nb = 1
Incr lunghezza	l =	0.92 m	nl = 2
Larghezza diffusa	B' =	3.92 m	
Lunghezza diffusa	L' =	4.05 m	
Carico totale	Q =	600 kN	
Pressione impronta 1	p =	37.8 kN/mq	
Impronta 2			
Larghezza	B =	3.00 m	
Lunghezza	L =	2.20 m	
Angolo diffusione	a =	30 °	
Altezza rilevato	H =	1.6 m	
Incr larghezza	b =	0.92 m	nb = 2
Incr lunghezza	l =	0.92 m	nl = 2
Larghezza diffusa	B' =	4.85 m	
Lunghezza diffusa	L' =	4.05 m	
Carico totale	Q =	400 kN	
Pressione impronta 2	p =	20.4 kN/mq	
Larghezza totale	LT =	6.92 m	=B ₁ +B ₂
Pressione media	pm =	42.5 kN/mq	

Figura 1: calcolo sovraccarico medio sul terrapieno, per i tratti terminali dello scatolare

Opera		3																		
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 =	3.5 m																		
Incr larghezza	b =	2.02 m	nb =	2																
Incr lunghezza	l =	2.02 m	nl =	2																
Larghezza diffusa	B' =	7.04 m																		
Lunghezza diffusa	L' =	6.24 m																		
Carico totale	Q =	600 kN																		
Pressione impronta 1	p =	13.7 kN/mq																		
Impronta 2																				
Larghezza	B =	3.00 m																		
Lunghezza	L =	2.20 m																		
Angolo diffusione	a =	30 °																		
Altezza rilevato	H =	3.5 m																		
Incr larghezza	b =	2.02 m	nb =	2																
Incr lunghezza	l =	2.02 m	nl =	2																
Larghezza diffusa	B' =	7.04 m																		
Lunghezza diffusa	L' =	6.24 m																		
Carico totale	Q =	400 kN																		
Pressione impronta 2	p =	9.1 kN/mq																		
Larghezza totale	LT =	10.04 m	=B ₁ +B ₂ +b ₁ +b ₂																	
Pressione media	pm =	24.0 kN/mq																		

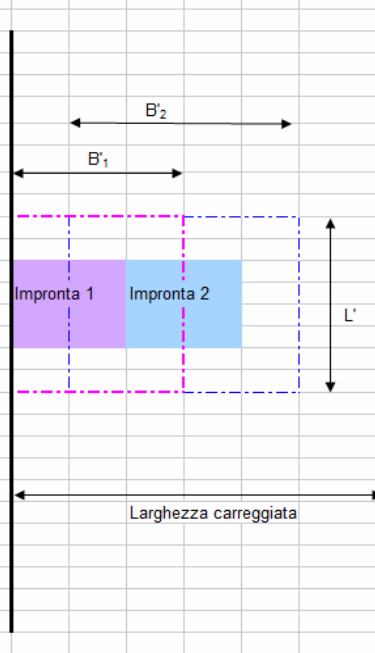


Figura 2: calcolo sovraccarico medio sul terrapieno, per il tratto centrale dello scatolare

1.2.2. Carico da frenamento

L'azione di frenamento è esercitata sul piano stradale, ad almeno 1.60m dall'estradosso della struttura in esame. Considerata la larghezza dell'opera, ed il rinterro della stessa, tale azione può essere trascurata.

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:

- sezioni terminali dello scatolare: HT = 1.60m
- sezione centrale dello scatolare: HT = 3.50m

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, e va applicata all'intradosso dell'impalcato.

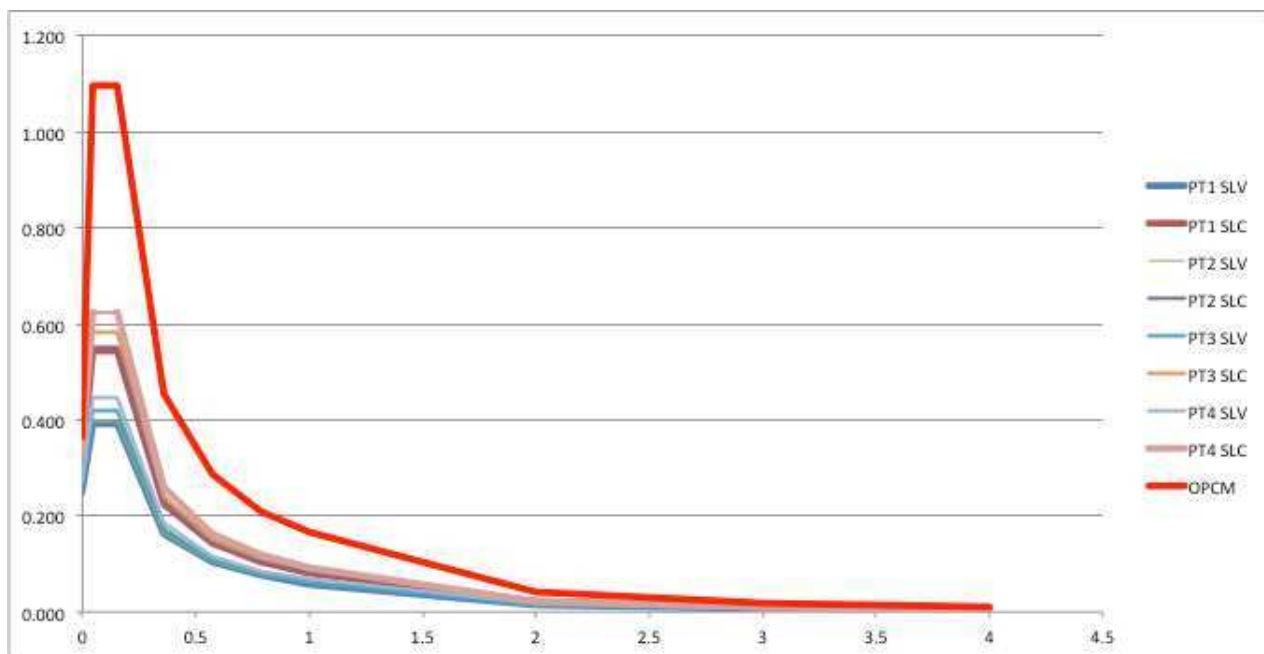
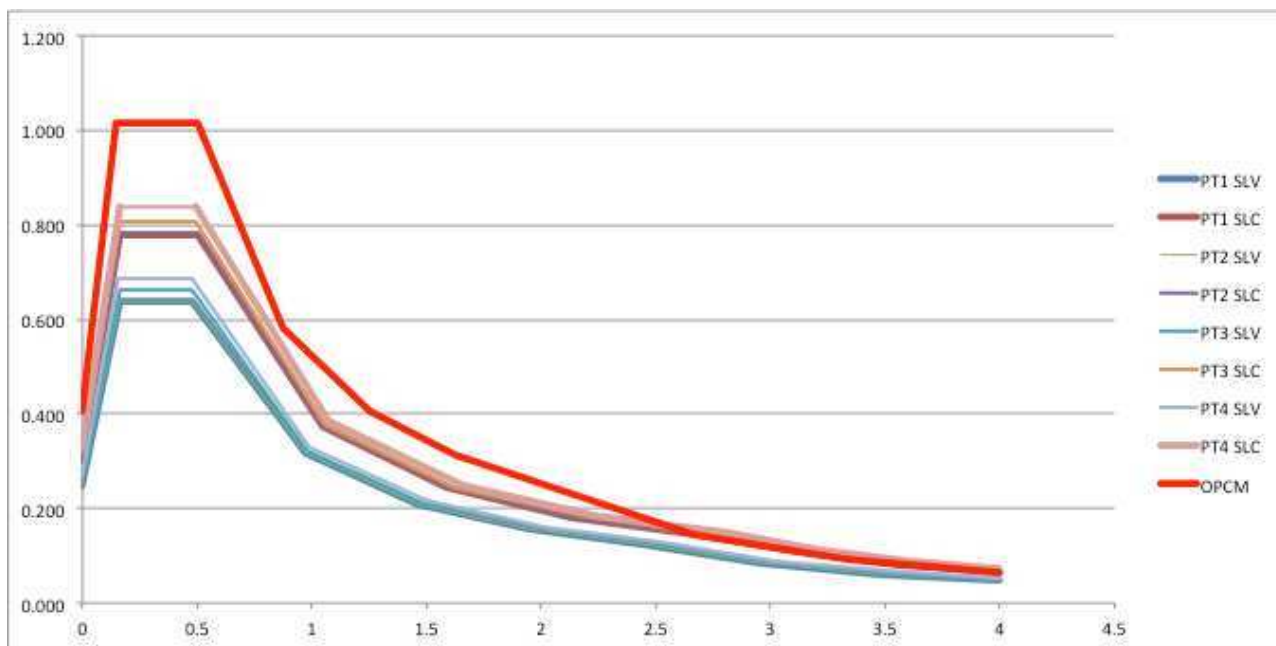
Si deve altresì considerare l'azione d'urto contro le barriere di sicurezza poste in sommità del cordolo di bordo dello scatolare. La forza (orizzontale) ha intensità di 100 kN, è applicata ad 1.00m dal piano stradale, ad un interasse pari a quello dei montanti (=1.50m nel caso in esame).

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 0.248g.

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 TERMINALE

La sezione di calcolo presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

larghezza netta	6.00m
altezza netta	5.30m
spessore soletta di fondazione	0.70m
spessore piedritti	0.60m
spessore traverso superiore	0.60m
altezza ricoprimento traverso	1.60m

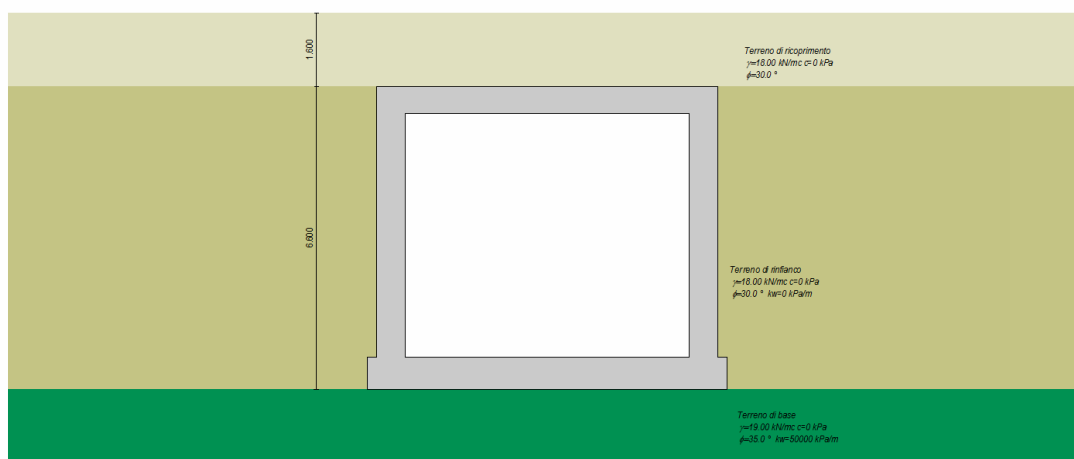


Figura 3: sezione tipo di calcolo

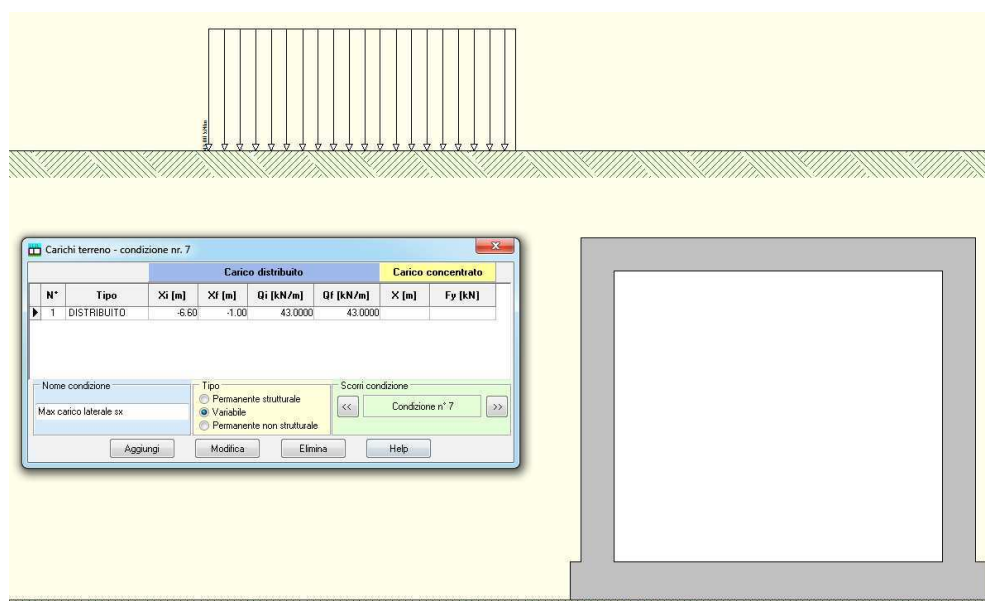


Figura 4: carico accidentale applicato a lato dello scatolare (max carico flessionale sui piedritti)

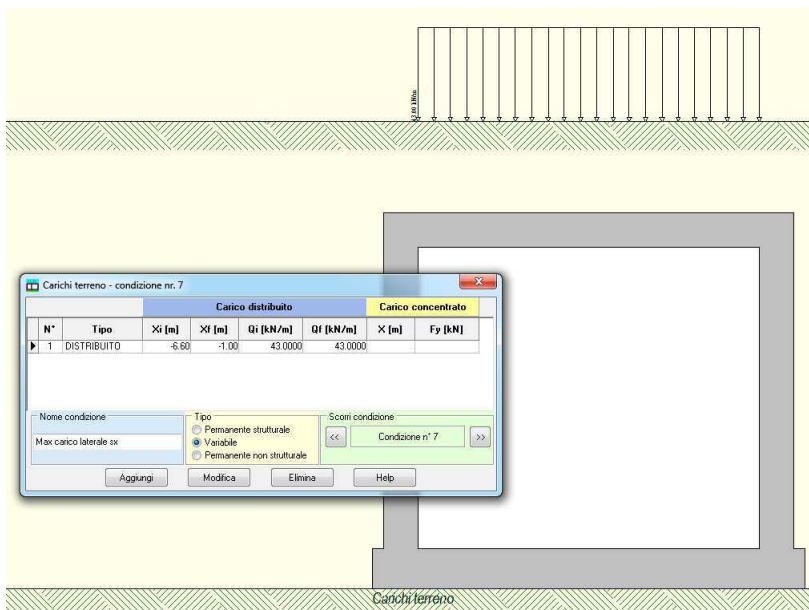


Figura 5: carico accidentale in mezzeria del traverso (max carico flessionale sul traverso)

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.

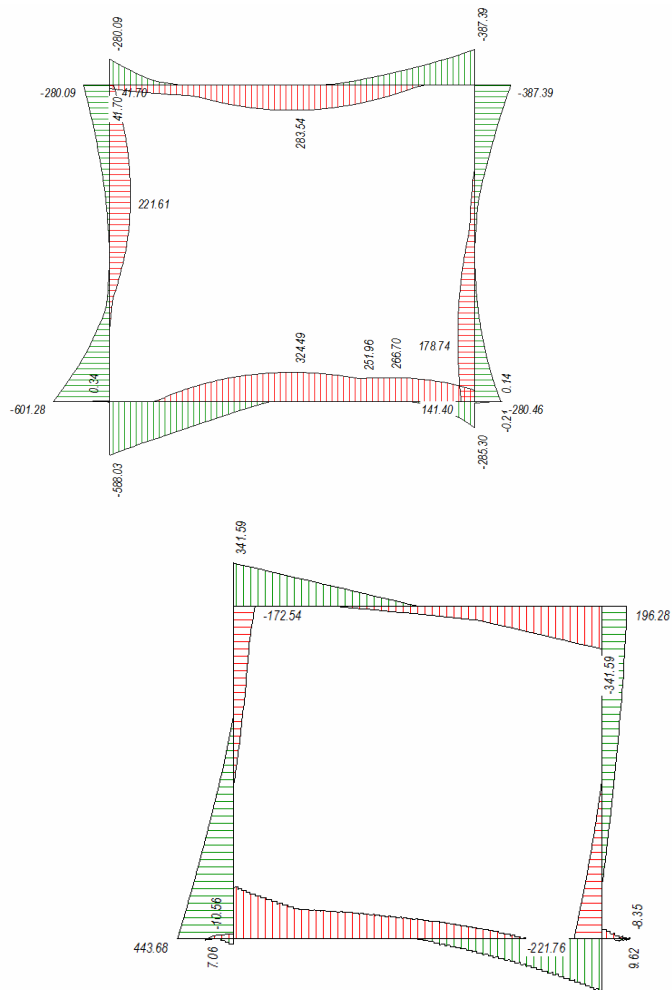


Figura 6: diagramma del momento flettente (sx) e del taglio (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

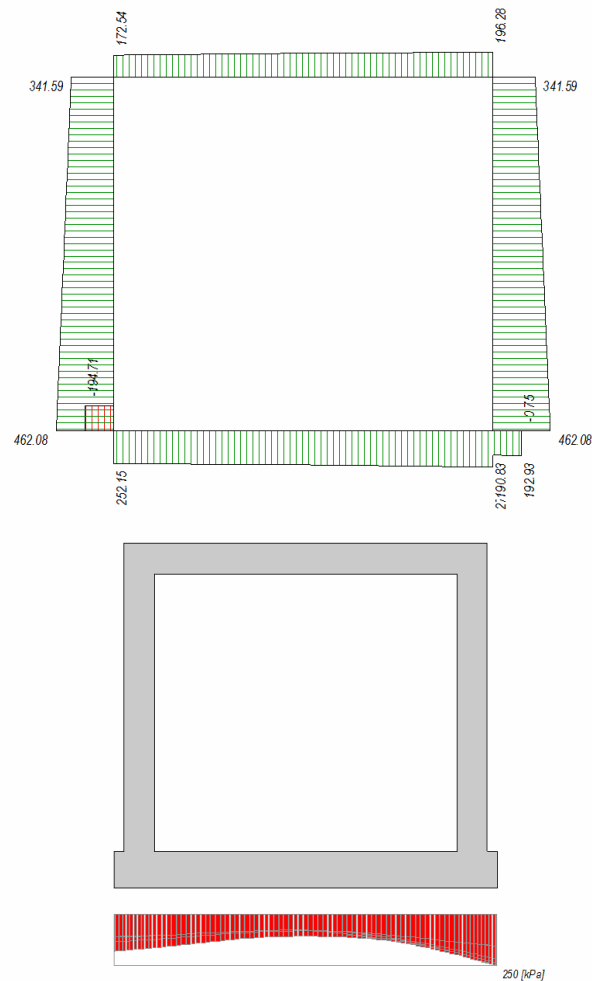


Figura 7: diagramma del carico assiale (sx) e delle pressioni al suolo (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kN/m] e [kN/mq], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

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
 $A_{sup} = \Phi 20/20$ $A_{inf} = \Phi 26/20 + \Phi 16/20$
 $A_{s, piegati} = \Phi 16/40 - \text{passo} = 500\text{mm} - \alpha = 45^\circ$

S2 sezione di mezzeria dim. 1.00x0.70m
 $A_{sup} = \Phi 20/20 + \Phi 16/40$ $A_{inf} = \Phi 26/20$

Elemento: piedritto

S3 sezione di incastro dim. 1.00x0.60m
 $A_{s, est} = \Phi 26/20 + \Phi 20/20$ $A_{s, int} = \Phi 20/20$
 $A_{s, piegati} = \Phi 16/40 - \text{passo} = 400\text{mm} - \alpha = 45^\circ$

S4 sezione di mezzeria dim. 1.00x0.60m
 $A_{s, est} = \Phi 26/20$ $A_{s, int} = \Phi 20/20$

Elemento: traverso superiore

S5 sezione di incastro dim. 1.00x0.60m
 $A_{sup} = \Phi 20/10$ $A_{inf} = \Phi 20/20$
 $A_{s, piegati} = \Phi 16/40 - \text{passo} = 400\text{mm} - \alpha = 45^\circ$

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 3

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
SLE - Q. Permanente	S1	-168	205	
	S2	-168	-163	
SLE - Frequente	S1	-167	235	
	S2	-167	-192	
SLE - Rara	S1	-178	299	
	S2	-178	-234	
SLU	S1	-194	588	410
	S2	-219	-325	152

σ_{cls} MPa	σ_{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
-3.22	78			
-2.90	97			
-3.67	92			
-3.40	121			
-4.63	121			
-4.13	153			
		907	290	523
		-558	252	

Elemento: Piedritto

Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m
SLE - Q. Permanente	S3	-252	-205	
	S4	-208	39	
SLE - Frequente	S3	-248	-235	
	S4	-203	46	
SLE - Rara	S3	-295	-299	
	S4	-251	41	
SLU	S3	-187	-601	444
	S4	-137	222	172

σ_{cls} MPa	σ_{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
-4.14	77			
-0.90	5			
-4.70	92			
-1.07	10			
-5.95	118			
-0.95	3			
		-855	319	544
		352	230	

Elemento: Soletta superiore

Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m
SLE - Q. Permanente	S5	-102	-161	
	S6	-102	122	
SLE - Frequente	S5	-106	-183	
	S6	-106	155	
SLE - Rara	S5	-123	-247	
	S6	-123	203	
SLU	S5	-182	-388	342
	S6	-139	284	64

σ_{cls} MPa	σ_{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
-3.44	92			
-3.00	98			
-3.89	107			
-3.80	129			
-5.23	146			
-4.97	173			
		-656	291	544
		447	230	

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 $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 15.0$ MPa per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 16.8$ MPa per le sezioni S3/S4/S5/S6
 $\sigma_{acc} < 0.8 f_{yk} = 360$ MPa

c.c. q. perm. $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 11.2$ MPa per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 12.6$ 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 $\sigma_{acc} < \min [220, 280] = 220$ MPa per $\Phi=26$ mm e $s=200$ mm
c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [194, 240] = 194$ MPa per $\Phi=26$ mm e $s=200$ 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:

$$M_{SD,app} = -155 - 83 = -238 \text{ kNm/m} < M_{SD,SLU} = -388 \text{ kNm/m}$$

$$M_{SD,camp} = +113 + 83 = +196 \text{ kNm/m} < M_{SD,SLU} = 220 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD,app} = +160 + 87 = 247 \text{ kN/m} < V_{SD,SLU} = 277 \text{ kN/m}$$

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 1.85m (lato Nord) e 1.05m (lato Sud), 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	$S = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1.85^2 \cdot 0.5 = 31 \text{ kN/m}$	$z = 0.62 \text{ m}$
b. spinta del terreno per sovraccarico	$S = (30 \cdot 0.5) \cdot 1.85 = 28 \text{ kN/m}$	$z = 0.93 \text{ m}$
c. azione d'urto	$S = 100 / 1.5 = 67 \text{ kN/m}$	$z = 2.85 \text{ m}$

$$M_{SD,max} = 31 \cdot 0.62 + 28 \cdot 0.93 + 67 \cdot 2.85 = 237 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD,max} = 31 + 28 + 67 = 126 \text{ kN/m}$$

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:

$$\text{azione orizzontale sollecitante} \quad F_{SD} = 385 \text{ kN/m}$$

azione resistente per attrito
resistenza passiva

$$F_{RD} = 605 * \tan(2/3 * 35^\circ) = 261 \text{ kN/m}$$
$$F_{RDP} = (1.6+6.6/2)*18*3.0*6.6 = 1746 \text{ kN/m}$$

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

$$\Delta F = 385*1.1-261 = 163 \text{ kN/m}$$

$$K_{P,eff} = 163*3.00/1746 = 0.279 \quad (\approx 10\% \text{ di } K_P)$$

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

c.c.	A1+M1 + R3			
SLU	V = -654 kN/m	H = 119 kN/m	e = B/6 = 7.6/6 = 1.27m	p _{max} = 185 kPa
SLV	V = -605 kN/m	H = 385 kN/m	e = 1.73m	p _{max} = 238 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	7.6
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
φ'	c'	cu	angolo attrito	coesione	γ	D
35	0	0	1	1	18	6.7
0.610865						
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d=$	35.00 °	c' _d	0 kPa
					c _{ud}	0 kPa
Carico verticale (V)		654 kN				
Carico orizzontale (H _B)		119 kN		(agente in direzione parallela a "B")		
Carico orizzontale (H _L)		0 kN		(agente in direzione parallela ad "L")		
Risultante orizzontale		119 kN				
Eccentricità "e _B "		1.27 m				
Eccentricità "e _L "		0.00 m				
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen						
B' =	5.060 m		m _B =	1.8587		
L' =	30.750 m		m _L =	1.1413		
A' =	155.595 mq					
$\vartheta =$	90 °					
			→ m =	1.859		
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
N _{q,lat} =	33.30		1.115	1.526	0.688	1.000
N _{q,fond} =	33.30				0.688	1.000
			s _c / s' _c	d _c / d' _c	i _c / i' _c	b _c / b' _c
N _{c,lat} =	46.12		1.119	1.353	0.679	1.000
N _{c,fond} =	46.12		0.033	0.353	1.000	1.000
			s _y	d _y	i _y	b _y
N _{y,lat} =	33.92		0.934	1.000	0.563	1.000
N _{y,fond} =	33.92					1.000
In condizioni drenate:						
L	0	contributo coesivo				
	858	contributo terreno di fondazione				
	4706	contributo terreno laterale				
					γ _R =	2.30
q _{ult} =	5564	kPa	Capacità portante unitaria di progetto		q _{ud} =	2419 kPa
Q _{ult} =	865728	kN	Capacità portante di progetto		Q _{ud} =	376404 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	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	coesione	coes. non dr	coeff. mat.	coeff. mat.	KN/m ³	m		
φ'	c'	cu	angolo attrito	coesione	γ	D		
35	0	0	1	1	18	6.7		
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d=$	35.00 °	c' _d	0 kPa		
					c _{ud}	0 kPa		
Carico verticale (V)		605 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 "		1.73 m						
Eccentricità "e _L "		0.00 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B'=	4.140 m		m _B =	1.8813				
L'=	30.750 m		m _L =	1.1187				
A'=	127.305 mq							
$\theta=$	90 °							
			→	m=	1.881			
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		1.094	1.526	0.149	1.000	1.000	0.64
N _{q,fond} =	33.30				0.149			
			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		1.097	1.353	0.123	1.000	1.000	0.92
N _{c,fond} =	46.12		0.027	0.353	1.000	0.000	0.000	
			s _y	d _y	i _y	b _y	g _y	z _y
N _{y,lat} =	33.92		0.946	1.000	0.054	1.000	1.000	0.64
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	44	contributo terreno di fondazione						
	643	contributo terreno laterale						
					γ _R =	2.30		
q _{ult} =	687	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	299 kPa	
Q _{ult} =	87457	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	38025 kN	

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

2.2. SEZIONE CENTRALE

La sezione di calcolo presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

larghezza netta	6.00m
altezza netta	5.30m
spessore soletta di fondazione	0.70m
spessore piedritti	0.60m
spessore traverso superiore	0.60m
altezza ricoprimento traverso	3.50m

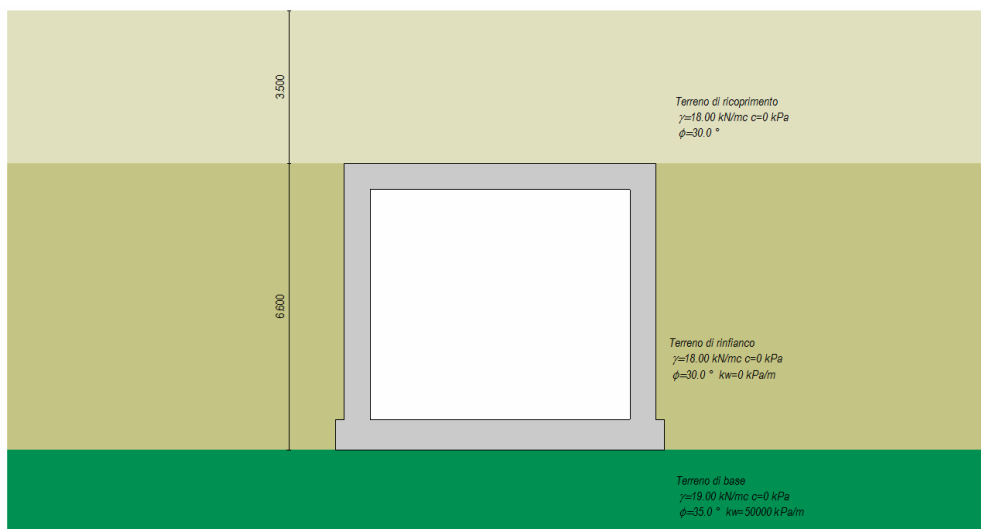


Figura 8: sezione tipo di calcolo

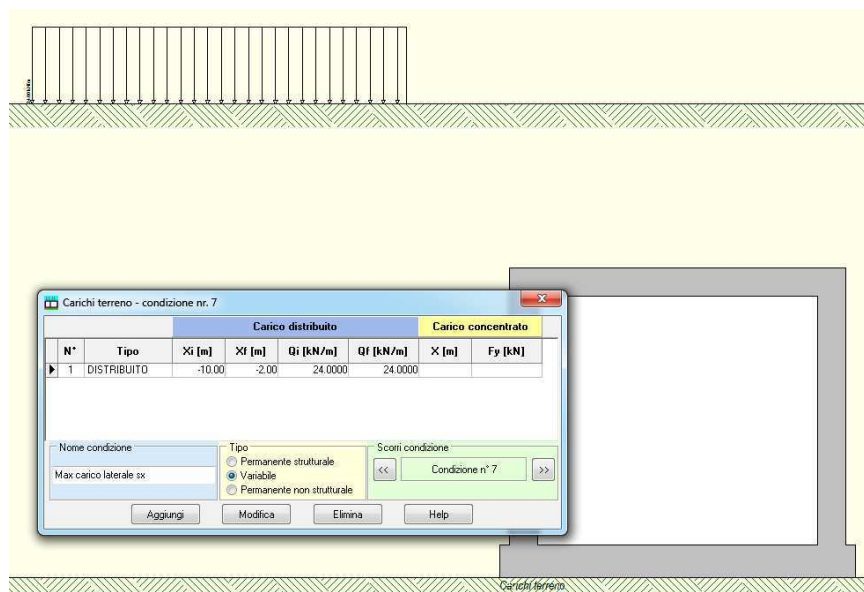


Figura 9: carico accidentale applicato a lato dello scatolare (max carico flessionale sui piedritti)

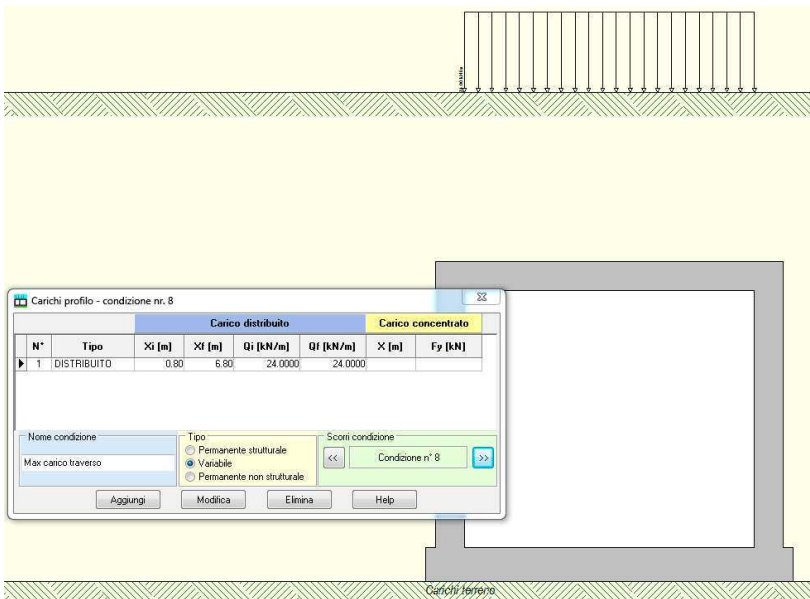


Figura 10: carico accidentale in mezzeria del traverso (max carico flessionale sul traverso)

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

2.2.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

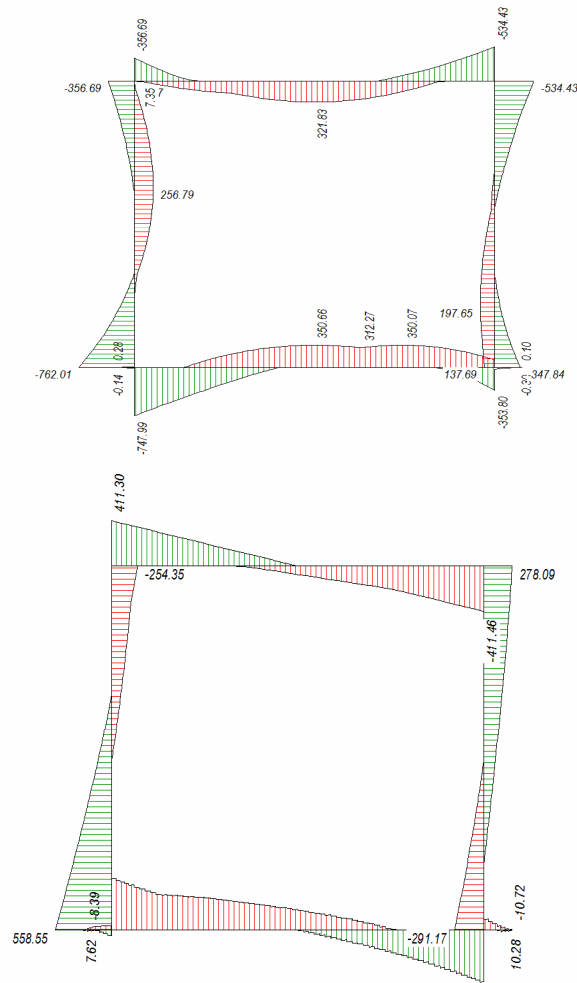


Figura 11: diagramma del momento flettente (sx) e del taglio (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

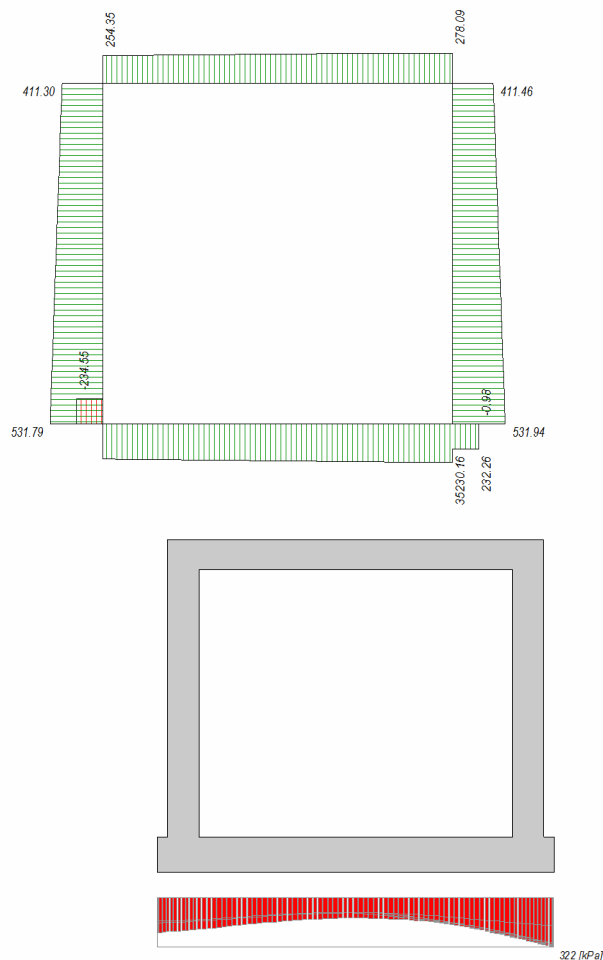


Figura 12: diagramma del carico assiale (sx) e delle pressioni al suolo (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kN/m] e [kN/mq], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

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 = $\Phi 26/20$ Ainf = $\Phi 26/10$
 As,piegati = $\Phi 16/40$ – passo = 500mm - $\alpha = 45^\circ$

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

Elemento: piedritto

S3 sezione di incastro dim. 1.00x0.60m
 As,est = $\Phi 26/10$ As,int = $\Phi 20/20$
 As,piegati = $\Phi 16/40$ – passo = 350mm - $\alpha = 45^\circ$

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 = $\Phi 20/20 + \Phi 26/20$ Ainf = $\Phi 26/20$
 As,piegati = $\Phi 16/40$ – passo = 400mm - $\alpha = 45^\circ$

S6 sezione di mezzeria dim. 1.00x0.60m
Asup = $\Phi 26/20$

Ainf = $\Phi 26/20 + \Phi 16/40$

2.2.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Opera 3

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
SLE - Q. Permanente	S1	-212	254	
	S2	-212	-229	
SLE - Frequente	S1	-214	270	
	S2	-214	-240	
SLE - Rara	S1	-223	304	
	S2	-223	-257	
SLU	S1	-339	763	474
	S2	-290	-351	180

σ_{cls} MPa	σ_{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
-3.60	69			
-3.75	112			
-3.81	74			
-3.93	119			
-4.26	84			
-4.20	128			
		1294	311	523
		-711	304	

Elemento: Piedritto

Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m
SLE - Q. Permanente	S3	-354	-254	
	S4	-310	36	
SLE - Frequente	S3	-352	-270	
	S4	-307	41	
SLE - Rara	S3	-372	-304	
	S4	-327	44	
SLU	S3	-287	-763	558
	S4	-214	257	125

σ_{cls} MPa	σ_{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
-4.89	74			
-0.93	<0			
-5.16	81			
-1.00	<0			
-5.79	93			
-1.07	1			
		-1060	252	622
		364	241	

Elemento: Soletta superiore

Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m
SLE - Q. Permanente	S5	-157	-243	
	S6	-157	203	
SLE - Frequente	S5	-160	-254	
	S6	-160	215	
SLE - Rara	S5	-172	-284	
	S6	-172	235	
SLU	S5	-264	-535	412
	S6	-222	322	75

σ_{cls} MPa	σ_{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
-4.44	104			
-4.08	111			
-4.63	109			
-4.31	118			
-5.17	123			
-4.71	129			
		-877	289	544
		670	282	

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 $\sigma_{acc} < \min [220, 280] = 220 \text{ MPa}$ per $\Phi=26\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [194, 240] = 194 \text{ MPa}$ 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, diffusione a 45° degli effetti del carico o rizzontale, e schema statico di trave su 2 incastri per la fascia di muro caricata, si ha:

urto di automobile: $V_{SD} = 250 / (1.50+2*0.5) = 100 \text{ kN/m}$
 $M_{SD,inc} \approx [250 / (1.50+2*0.5)]*(0.5*4.8^2) / 5.3^2 = +41 \text{ kNm/m}$
 $M_{SD,par} \approx -[250 / (1.50+2*0.5)]*(2*0.5^2*4.8^2) / 5.3^2 = -41 \text{ kNm/m}$

urto generico: $V_{SD} = 250 / (1.50+2*1.25) = 63 \text{ kN/m}$
 $M_{SD,inc} \approx [250 / (1.50+2*1.25)]*(1.25*4.05^2) / 5.3^2 = 46 \text{ kNm/m}$
 $M_{SD,par} \approx -[250 / (1.50+2*1.25)]*(2*1.25^2*4.05^2) / 5.3^2 = -115 \text{ kNm/m}$

La sezione S3 presenta le seguenti resistenze:

$M_{Rd,inc} = +319 \text{ kNm} > M_{Sd}$
 $M_{Rd,par} = -523 \text{ kNm} > M_{Sd}$
 $V_{Rd} > 190 \text{ kN/m} > V_{Sd}$

Le verifiche di resistenza sono quindi soddisfatte.

2.2.5. 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 $F_{SD} = 465 \text{ kN/m}$
azione resistente per attrito $F_{RD} = 840 * \tan(2/3 * 35^\circ) = 363 \text{ kN/m}$
resistenza passiva $F_{RDP} = (3.5+6.6/2)*18*3.0*6.6 = 2423 \text{ kN/m}$

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

$\Delta F = 465*1.1-363 = 149 \text{ kN/m}$

$K_{p,eff} = 149*3.00/2423 = 0.185 \text{ } (\approx 6\% \text{ di } K_p)$

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

c.c.	A1+M1 + R3			
SLU	$V = -1201 \text{ kN/m}$	$H = 61 \text{ kN/m}$	$e = B/6 = 7.6/6 = 1.27\text{m}$	$p_{max} = 227 \text{ kPa}$
SLV	$V = -840 \text{ kN/m}$	$H = 465 \text{ kN/m}$	$e = 1.55\text{m}$	$p_{max} = 307 \text{ kPa}$

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	7.6		
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		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	
35	0	0	1	1	18	10	30.75	
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		1201	kN					
Carico orizzontale (H _B)		62	kN		(agente in direzione parallela a "B")			
Carico orizzontale (H _L)		0	kN		(agente in direzione parallela ad "L")			
Risultante orizzontale		62	kN					
Eccentricità "e _B "		1.27	m					
Eccentricità "e _L "		0.00	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	5.060	m	m _B =	1.8587				
L' =	30.750	m	m _L =	1.1413				
A' =	155.595	m ²						
$\theta =$	90	°						
			→	m =	1.859			
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		1.115	1.156	0.906	1.000	1.000	1.00
N _{q, fond} =	33.30				0.906			
			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		1.119	1.104	0.903	1.000	1.000	1.00
N _{c, fond} =	46.12		0.033	0.104	1.000	0.000	0.000	
			s_γ	d_γ	i_γ	b_γ	g_γ	z_γ
N _{γ, lat} =	33.92		0.934	1.000	0.859	1.000	1.000	1.00
N _{γ, fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	1309	contributo terreno di fondazione						
	7000	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{ult} =	8309	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	3612	kPa
Q _{ult} =	1292795	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	562085	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	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	coesione	coes. non dr	coeff. mat.	coeff. mat.	KN/m ³	m	m	
φ'	c'	cu	angolo attrito	coesione	γ	D	L	
35	0	0	1	1	18	10	30.75	
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d=$	35.00 °	c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Carico verticale (V)		840 kN						
Carico orizzontale (H _B)		465 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		0 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		465 kN						
Eccentricità "e _B "		1.55 m						
Eccentricità "e _L "		0.00 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	4.500 m		m _B =	1.8723				
L' =	30.750 m		m _L =	1.1277				
A' =	138.375 mq							
$\theta =$	90 °		\rightarrow m =	1.872				
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		1.102	1.156	0.221	1.000	1.000	0.64
N _{q,fond} =	33.30				0.221			
			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		1.106	1.104	0.197	1.000	1.000	0.92
N _{c,fond} =	46.12		0.029	0.104	1.000	0.000	0.000	
			s_γ	d_γ	i_γ	b_γ	g_γ	z_γ
N _{γ,lat} =	33.92		0.941	1.000	0.099	1.000	1.000	0.64
N _{γ,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	87	contributo terreno di fondazione						
	1085	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{ult} =	1171	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	509	kPa
Q _{ult} =	162060	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	70461	kN

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

2.3. SEZIONE DI IMBOCCO DELLO SCATOLARE

La sezione di calcolo presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

larghezza netta	6.00m
altezza pareti	5.50m
spessore soletta di fondazione	0.70m
spessore piedritti	0.50m

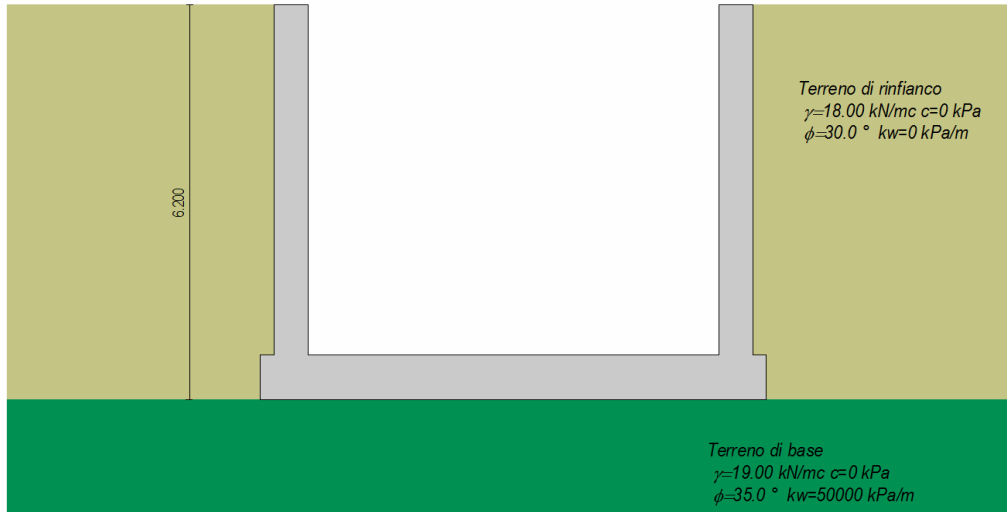


Figura 13: sezione tipo di calcolo

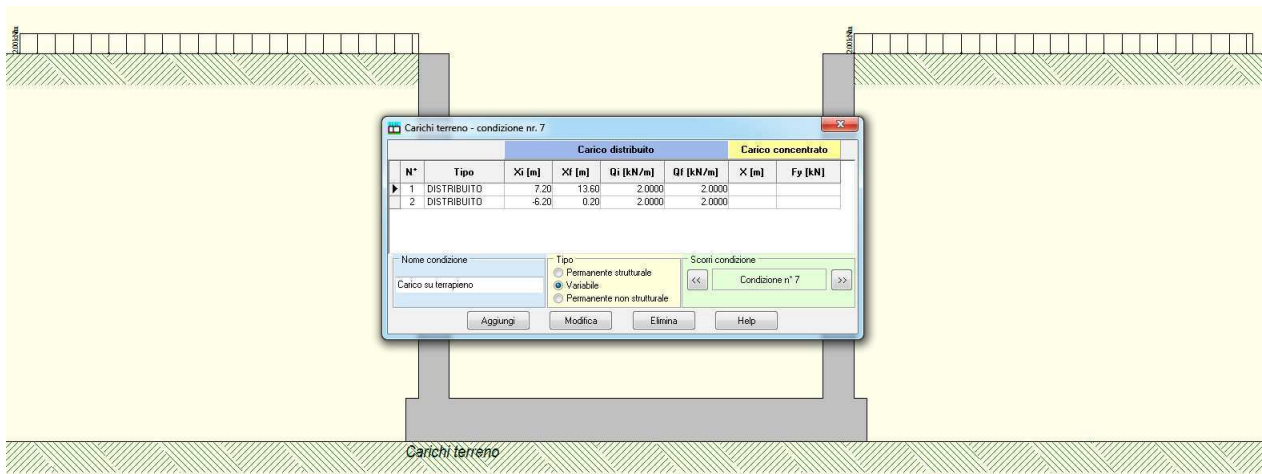


Figura 14: carico accidentale ($q=2 \text{ kPa}$) applicato a lato delle pareti (max carico flessionale sui piedritti)

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.

2.3.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

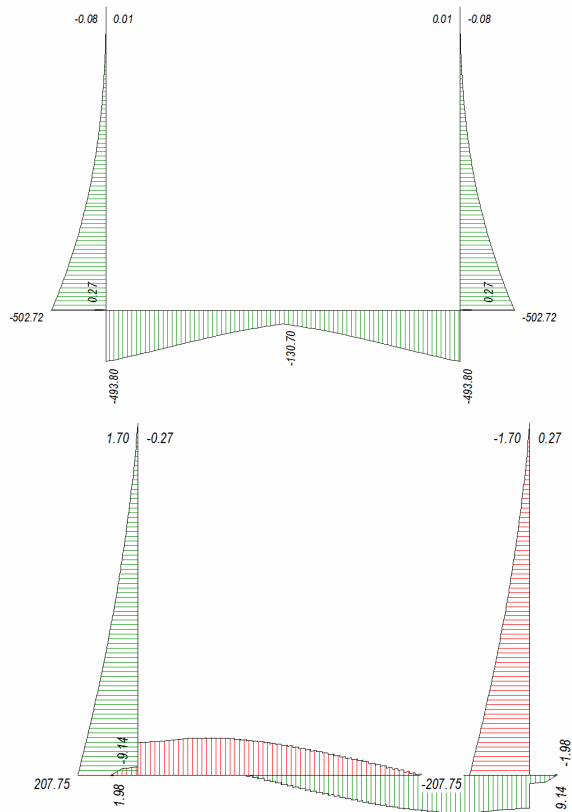


Figura 15: diagramma del momento flettente (sx) e del taglio (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

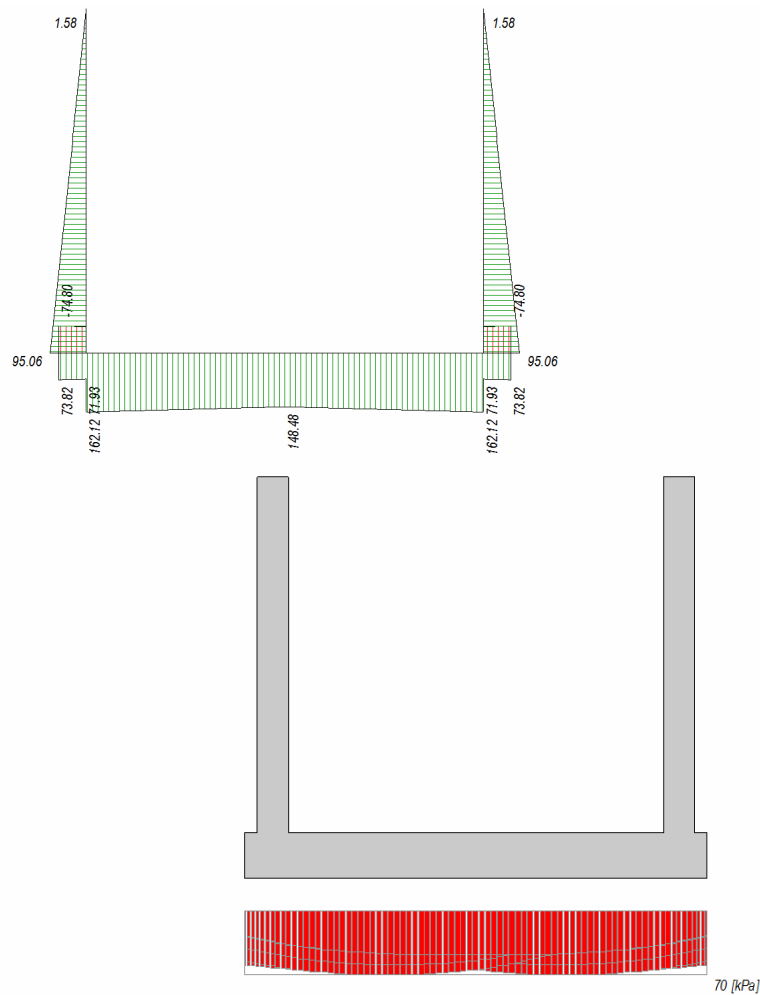


Figura 16: diagramma del carico assiale (sx) e delle pressioni al suolo (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kN/m] e [kN/mq], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

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. 1.00x0.70m	
		Asup = $\Phi 20/20$	Ainf = $\Phi 20/20 + \Phi 16/20$
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 = $\Phi 26/20 + \Phi 20/20$	As,int = $\Phi 16/20$
		As,piegati = $\Phi 16/40$ – passo = 500mm - $\alpha = 45^\circ$	

2.3.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Opera

3

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	-86	170		-2.94	99			
	S2	-86	14		-0.27	1			
SLE - Frequente	S1	-88	173		-2.99	100			
	S2	-88	15		-0.29	1			
SLE - Rara	S1	-89	177		-3.06	103			
	S2	-89	18		-0.34	2			
SLU	S1	-107	493	113			640	235	
	S2	-107	131	128			411	235	

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	-73	-170		-4.27	93			
SLE - Frequente	S3	-73	-173		-4.34	95			
SLE - Rara	S3	-73	-177		-4.44	97			
SLU	S3	-73	-503	207			-717	201	348

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 $\sigma_{acc} < \min [240,280] = 220 \text{ MPa}$ 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 $s=200\text{mm}$

2.3.4. 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:

$M_{Rd} = +227 \text{ kNm}$ $> M_{Sd}$
 $V_{Rd} = 176 \text{ kN/m}$ $> V_{Sd}$

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	$F_{SD} = 119 \text{ kN/m}$
azione resistente per attrito	$F_{RD} = 282 * \tan(2/3 * 35^\circ) = 121 \text{ kN/m}$
resistenza passiva	$F_{RDP} = \frac{1}{2} * 18 * 6.2^2 * 3.0 = 1037 \text{ kN/m}$

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

$$\Delta F = 119 * 1.1 - 121 = 10 \text{ kN/m}$$

$$K_{P,eff} = 10 * 3.00 / 1037 = 0.029 \quad (\approx 1\% \text{ di } K_P)$$

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	$V = -411 \text{ kN/m}$	$H = 0 \text{ kN/m}$	$e = B/6 = 7.4/6 = 1.23\text{m}$	$p_{max} = 63 \text{ kPa}$
SLV	$V = -282 \text{ kN/m}$	$H = 119 \text{ kN/m}$	$e = 1.55\text{m}$	$p_{max} = 54 \text{ kPa}$

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	D	L	
30	0	0	1	1	18	0.7	10	
0.523599								
tg φ_d	0.57735027		$\varphi_d=$	30.00 °	c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		411	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 "		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 =	1.6693				
L'=	10.000	m	m _L =	1.3307				
A'=	49.400	mq						
$\theta=$	90	°						
			→	m=	1.669			
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		1.346	1.056	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		1.357	1.038	1.000	1.000	1.000	1.00
N _{c,fond} =	46.12		0.099	0.038	1.000	0.000	0.000	
			s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,lat} =	15.07		0.802	1.000	1.000	1.000	1.000	1.00
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	1277	contributo terreno di fondazione						
	330	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{ult} =	1607	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	699	kPa
Q _{ult} =	79387	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	34516	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	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	D	L
30	0	0	1	1	18	3	10
0.523599							
tg φ_d	0.57735027		$\varphi_d=$	30.00 °	c' _d	0	kPa
					c _{ud}	0	kPa
Carico verticale (V)		282	kN				
Carico orizzontale (H _B)		119	kN	(agente in direzione parallela a "B")			
Carico orizzontale (H _L)		0	kN	(agente in direzione parallela ad "L")			
Risultante orizzontale		119	kN				
Eccentricità "e _B "		1.55	m				
Eccentricità "e _L "		0.00	m				
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen							
B' =	4.300	m	m _B =	1.6993			
L' =	10.000	m	m _L =	1.3007			
A' =	43.000	mq					
$\theta =$	90	°					
			→	m =	1.699		
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		1.301	1.242	0.394	1.000	1.000
N _{q,fond} =	33.30				0.394		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		1.310	1.162	0.371	1.000	1.000
N _{c,fond} =	46.12		0.086	0.162	1.000	0.000	0.000
			s _y	d _y	i _y	b _y	g _y
N _{y,lat} =	15.07		0.828	1.000	0.228	1.000	1.000
N _{y,fond} =	33.92						0.64
In condizioni drenate:							
L	0	contributo coesivo					
	168	contributo terreno di fondazione					
	407	contributo terreno laterale					
					γ _R =	2.30	
q _{ult} =	575	kPa	Capacità portante unitaria di progetto		q _{ud} =	250	kPa
Q _{ult} =	24715	kN	Capacità portante di progetto		Q _{ud} =	10745	kN

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.