



PROVINCIA REGIONALE DI AGRIGENTO

LAVORI OCCORRENTI PER IL RADDOPPIO DELLA  
CARREGGIATA DELLA S.S.640 "DI PORTO EMPEDOCLE"  
TRATTO RICADENTE NEL TERRITORIO DELLA PROVINCIA DI  
AGRIGENTO COMPRESO TRA I KM 10 + 200 E 44 + 000

PROGETTO DEFINITIVO

SOTTOVIA 1.2 - SVINCOLO SERRADIFALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

# INDICE

<b>1. GENERALITÀ</b>	<b>4</b>
<b>1.1. DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE</b>	<b>4</b>
<b>1.2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b>	<b>5</b>
<b>1.3. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI</b>	<b>6</b>
1.3.1. CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	7
1.3.2. COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	8
1.3.3. CARATTERISTICHE DEI COSTITUENTI IL CALCESTRUZZO	9
1.3.4. CARATTERISTICHE DELLE MISCELE	10
<b>1.4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI</b>	<b>11</b>
1.4.1. RILEVATO STRADALE	11
1.4.2. TERRENI DI FONDAZIONE	11
<b>2. SCHEMATIZZAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO</b>	<b>12</b>
<b>2.1. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI</b>	<b>12</b>
<b>2.2. ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>12</b>
2.2.1. PESO PROPRIO STRUTTURA (G1) E CARICHI PERMANENTI (G2)	12
2.2.2. CARICHI MOBILI (Q1)	12
2.2.3. INCREMENTO DINAMICO (Q2)	14
2.2.4. CARICHI SUL RILEVATO	15
2.2.5. CARICHI SISMICI	15
<b>2.3. CONDIZIONI DI CARICO</b>	<b>15</b>
<b>3. I CODICI DI CALCOLO</b>	<b>17</b>
<b>3.1. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE SCAT</b>	<b>17</b>
3.1.1. SPINTA SUI PIEDRITTI	17
3.1.2. SCHEMATIZZAZIONE DI CALCOLO	18
3.1.3. VERIFICHE DI RESISTENZA	19
<b>4. ESAME DEI RISULTATI</b>	<b>20</b>
<b>4.1. RISULTATI DELLA ANALISI EFFETTUATA</b>	<b>20</b>
<b>4.2. VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL MODELLO</b>	<b>29</b>
<b>4.3. GIUDIZIO FINALE SULL'ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI</b>	<b>29</b>
<b>4.4. VALUTAZIONE DEI RISULTATI CON CALCOLI ALTERNATIVI</b>	<b>34</b>

**4.5. CONCLUSIONI ..... 35**

## 1. GENERALITÀ

Nel seguito, si tratterà delle strutture in calcestruzzo armato relative alla realizzazione di un sottovia .

Nella relazione si descrivono i problemi di carattere strutturale che sono stati affrontati nel corso della progettazione e per essi vengono espone le modalità di soluzione e le procedure di calcolo adottate per la determinazione delle dimensioni delle strutture principali.

La relazione si completa mediante una serie di elaborati che consistono in tabelle schematiche riportanti le caratteristiche della sollecitazione utilizzate alla base della verifica degli elementi strutturali costituenti il manufatto, nonché le verifiche di resistenza dei materiali, eseguite nelle sezioni più significative e maggiormente sollecitate dei manufatti.

### 1.1. DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE

L'opera ricade nell'ambito dei lavori per l'ammodernamento della S.S. 640 di Porto Empedocle e consiste in un sottovia scatolare avente una sezione corrente di forma rettangolare di 8.45 m x 9.90 m.

Sarà realizzato mediante una piastra di fondazione sulla quale si innesteranno i piedritti costituiti da setti continui in cemento armato a spessore costante e sui quali si realizzerà la soletta di copertura (trasverso) costituita da una piastra in calcestruzzo armato gettata in opera, anch'essa a spessore costante.

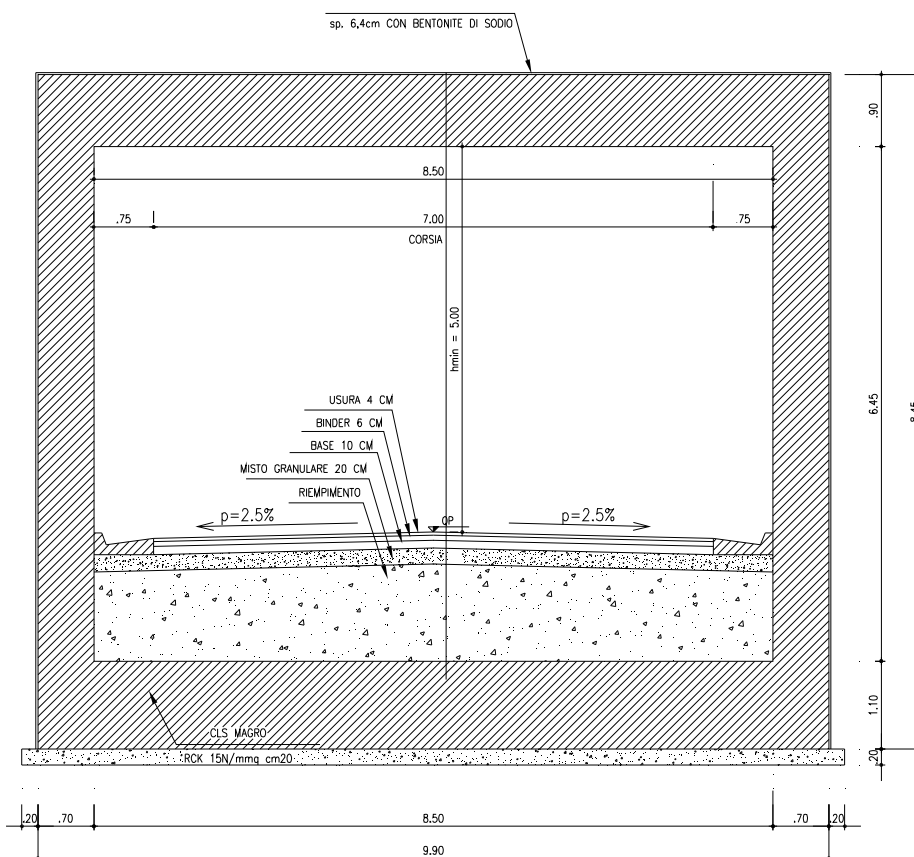


Figura 1.1: Sezione corrente dello scatolare

## 1.2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione degli elementi strutturali è stata condotta in conformità al quadro legislativo attualmente vigente in merito al dimensionamento delle strutture considerando, per quanto riguarda la classificazione sismica, quanto stabilito dalla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003. Le norme di riferimento adottate sono riportate nel seguito:

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996 – Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- Circolare Min. LL.PP. 14 Febbraio 1974 n°11951 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione;
- Circolare Min. LL.PP. 9 Gennaio 1980 n°20049 – Legge 5-11-1971, n°1086 – Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato;
- Circolare Min. LL.PP. 15 Ottobre 1996 n. 252 AA.GG./S.T.C. – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 Gennaio 1996;
- Circolare Min. LL.PP. 4 Luglio 1996, n. 156AA.GG./STC – Istruzione per l'applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 Gennaio 1996;
- Circolare n°27996 del 31 Ottobre 1986 del Ministero dei LL.PP. - Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche;
- Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. – Servizio Tecnico Centrale – istruzioni tecniche sul calcestruzzo strutturale – Bozza provvisoria;
- D.M. 14 Febbraio 1992 - Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche;
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi;
- Circolare LL.PP. 37406/STC del 24 giugno 1993 “Legge 5 Nov. 1971” n. 1086 - Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in C.A. normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M. 14.02.1992;
- Legge 2 Febbraio 1974, n°64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

- D.M. Ministero LL.PP. del 16 Gennaio 1996 – Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;
- Circolare Min. LL.PP. 10 Aprile 1997 n°65 – Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M. 16 Gennaio 1996”;
- Circolare Min. LL.PP. 5 Marzo 1985 n°25882 – Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica. Istruzioni – coefficiente di protezione sismica I;
- D.M. 11 Marzo 1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, la esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Circolare Min. LL. PP. Del 24 Settembre 1988 n° 30483 – L. 2 febbraio 1974, n. 64 – art. 1 D.M. 11 marzo 1988 – Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 4 Maggio 1990: “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione la esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali”.
- Circolare 34233 del 25 Febbraio 1991 del Ministero dei Lavori pubblici, Presidenza del consiglio, Servizio tecnico Centrale: “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”.
- CNR 10012-85 - Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni;
- CNR 10024-86 – Analisi di strutture mediante elaboratore: Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

### 1.3. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI

La forte importanza che riveste la durabilità dell’opera in funzione dell’ambiente nel quale è inserita, ha comportato una notevole attenzione alle tipologie dei materiali da utilizzarsi per le strutture da realizzare. Si consideri, infatti, che il manufatto deve garantire adeguati livelli di sicurezza anche dopo l’inevitabile degrado dei materiali dovuto al tempo ed all’azione degli agenti atmosferici.

Tutti questi elementi ambientali costituiscono dei fattori importantissimi dai quali non è possibile esulare quando si stabilisce la tipologia dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione dell’opera, pensando questo nell’ottica di garantire alla stessa una vita media compatibile con l’investimento che si sta realizzando.

### 1.3.1. Classi di esposizione ambientale

Ai fini di una corretta prescrizione del calcestruzzo, occorre classificare l'ambiente nel quale ciascun elemento strutturale sarà inserito. Per "ambiente", in questo contesto, si intende l'insieme delle azioni chimico-fisiche alle quali si presume che potrà essere esposto il calcestruzzo durante il periodo di vita delle opere e che causa effetti che non possono essere classificati come dovuti a carichi o ad azioni indirette quali deformazioni impresse, cedimenti e variazioni termiche.

In funzione di tali azioni, sono individuate le classi e sottoclassi di esposizione ambientale del calcestruzzo elencate nella tabella che segue.

Classe		Ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali
1 – Nessun rischio di corrosione delle armature o di attacco al calcestruzzo	X0	molto secco	Interni di edifici con umidità relativa molto bassa
2 – Corrosione delle armature indotta da carbonatazione del calcestruzzo	XC1	secco	Interni di edifici con umidità relativa bassa
	XC2	bagnato, raramente secco	Parti di strutture di contenimento liquidi; fondazioni
	XC3	umidità moderata	Interni di edifici con umidità da moderata ad alta; calcestruzzo all'esterno riparato dalla pioggia
	XC4	ciclicamente secco e bagnato	Superfici soggette a contatto con acqua non comprese nella classe XC2
3 – Corrosione indotta dai cloruri, esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare	XD1	umidità moderata	Superfici esposte a spruzzi diretti d'acqua contenente cloruri
	XD2	bagnato, raramente secco	Piscine; calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
	XD3	ciclicamente secco e bagnato	Parti di ponti; pavimentazioni; parcheggi per auto
4 – Corrosione indotta dai cloruri dell'acqua di mare	XS1	esposizione alla salsedine marina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture sulla costa o in prossimità
	XS2	sommerse	Parti di strutture marine
	XS3	nelle zone di maree, nelle zone soggette a spruzzi	Parti di strutture marine
5 – Attacco da cicli di gelo/disgelo, con o senza sali disgelanti	XF1	grado moderato di saturazione, in assenza di agenti disgelanti	Superfici verticali esposte alla pioggia e al gelo
	XF2	grado moderato di saturazione, in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali di opere stradali esposte al gelo e ad agenti disgelanti nebulizzati nell'aria
	XF3	grado elevato di saturazione, in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali esposti alla pioggia e al gelo
	XF4	grado elevato di saturazione, in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali e orizzontali esposte al gelo e a spruzzi d'acqua contenenti sali disgelanti
6 – Attacco chimico	XA1	aggressività debole	
	XA2	aggressività moderata	
	XA3	aggressività forte	

**Tabella 1.1: Classi di esposizioni secondo [8]**



	Classi di esposizione																		
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione:					Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
							Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360	
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 <sup>a)</sup>	4,0 <sup>a)</sup>	4,0 <sup>a)</sup>	-	-	-	
Altri requisiti												Aggregati conformi al prEN 12620:2000 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				Cemento resistente ai solfati <sup>b)</sup>			
a)	Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo per la relativa classe di esposizione.																		
b)	Qualora la presenza di SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.																		

**Tabella 1.2-Requisiti minimi del calcestruzzo in funzione della classe d'esposizione**

Le resistenze caratteristiche  $R_{ck}$  di tabella 1.2 sono da considerarsi quelle minime in relazione agli usi indicati nella 1.1. Le miscele non presenteranno un contenuto di cemento minore di 300 kg/m<sup>3</sup>. La definizione di una soglia minima per il dosaggio di cemento, risponde all'esigenza di garantire in ogni caso una sufficiente quantità di pasta di cemento, condizione essenziale per ottenere un calcestruzzo indurito a struttura chiusa e poco permeabile. Nelle normali condizioni operative, il rispetto dei valori di  $R_{ck}$  e a/c di tabella "Caratteristiche del calcestruzzo" può comportare dosaggi di cemento anche sensibilmente più elevati del valore minimo indicato.

Facendo riferimento alla 1.1, la classe di esposizione attribuita ai vari elementi strutturali costituenti le opere è così riassunta:

- ▶ Fondazione ..... XC2;
- ▶ Piedritti e solette .....XF2.

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

- ▶ Fondazione, piedritti e soletta .....  $R_{ck}$  30N/mm<sup>2</sup>;

**Acciaio per armature di tipo FeB 44k** controllato in stabilimento

- ▶ Modulo di elasticità di Joung (E)..... 210.000N/mm<sup>2</sup>
- ▶ Tensione ammissibile a compressione e trazione: .....  $\sigma_t$  255N/mm<sup>2</sup>

**1.3.2. Copriferro minimo e copriferro nominale**

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

I valori di copriferro minimo in funzione delle classi di esposizione del calcestruzzo sono indicati in 1.3. La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , nel caso di strutture gettate in opera, dovrà essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerando la classe di esposizione ambientale delle diverse sottostrutture, si dovranno adoperare dei copriferri adeguati come prescritti nella tavola delle prescrizioni dei materiali allegata al progetto. In breve sarà:

- ▶ Fondazione: .....c 50mm;
- ▶ Elevazione .....c 35mm;
- ▶ Soletta impalcato .....c 30mm.

Ambiente	Classe di esposizione	$C_{min}$ (mm)
Molto secco	X0	15
Umido senza gelo	XC1 XC2	20
Debolmente aggressivo	XC3 XA1 XD1	
Umido con gelo	XF1	
Marino senza gelo	XS1 XD2	30
Moderatamente aggressivo	XA2 XC4	
Umido con gelo e sali disgelanti	XF3	30
Marino con gelo	XF2	
Fortemente aggressivo	XS2 XS3XA3 XD3 XF4	40

**Tabella 1.3 – Copriferro minimo e classi di esposizione**

### 1.3.3. Caratteristiche dei costituenti il calcestruzzo

#### **Cemento**

Si utilizzeranno unicamente i cementi previsti nella Legge 26 Maggio 1965 n° 595 che soddisfino i requisiti di accettazione elencati nella norma UNI ENV 197/1, con esclusione del cemento alluminoso e dei cementi per sbarramenti di ritenuta.

#### **Acqua d'impasto**

L'acqua d'impasto, di provenienza nota, dovrà avere caratteristiche costanti nel tempo, conformi a quelle della norma UNI EN 1008.

#### **Aggregati**

Gli aggregati impiegati per il confezionamento del calcestruzzo dovranno avere caratteristiche conformi a quelle previste nella parte 1<sup>a</sup> della norma UNI 8520. Le caratteristiche dovranno essere verificate in fase di qualifica delle miscele. In caso di fornitura di aggregati da parte di azienda dotata di Sistema Qualità certificato secondo norme UNI EN ISO 9000, saranno ritenuti validi i risultati delle prove effettuate dall'Azienda.

### 1.3.4. Caratteristiche delle miscele

#### ***Granulometria degli aggregati***

Per la realizzazione di calcestruzzi con classi di resistenza maggiori di C 12/15 gli aggregati dovranno appartenere ad almeno tre classi granulometriche diverse. Nella composizione della curva granulometrica nessuna frazione sarà dosata in percentuale maggiore del 55%, salvo preventiva autorizzazione del Direttore dei Lavori.

Le classi granulometriche saranno mescolate tra loro in percentuali tali da formare miscele rispondenti ai criteri di curve granulometriche di riferimento, teoriche o sperimentali, scelte in modo che l'impasto fresco e indurito abbia i prescritti requisiti di resistenza, consistenza, omogeneità, aria inglobata, permeabilità, ritiro e acqua essudata. Si dovrà adottare una curva granulometrica che, in relazione al dosaggio di cemento, garantisca la massima compattezza e la migliore lavorabilità del calcestruzzo.

#### ***Dimensione massima nominale dell'aggregato***

La massima dimensione nominale dell'aggregato è scelta in funzione dei valori di copriferro ed interferro, delle dimensioni minime dei getti, delle modalità di getto e del tipo di mezzi d'opera utilizzati per la compattazione dei getti; come previsto nel punto 5.4. della norma UNI 9858, la dimensione massima nominale dell'aggregato non dovrà essere maggiore:

- di un quarto della dimensione minima dell'elemento strutturale;
- della distanza tra le singole barre di armatura o tra gruppi di barre d'armatura (interferro) diminuita di 5 mm;
- di 1,3 volte lo spessore del copriferro che vale 30 mm.

Dalla analisi dei dati citati si evince che la massima dimensione dell'inerte non potrà superare i 40 mm di diametro.

#### ***Rapporto acqua/cemento***

La quantità d'acqua totale da impiegare per il confezionamento dell'impasto dovrà essere calcolata tenendo conto dell'acqua libera contenuta negli aggregati. Si dovrà fare riferimento alla norma UNI 8520 parti 13<sup>a</sup> e 16<sup>a</sup> per la condizione "satura a superficie asciutta", nella quale l'aggregato non assorbe né cede acqua all'impasto. Facendo riferimento inoltre alla classe di esposizione ambientale, il rapporto acqua cemento non potrà superare il valore  $a/c = 0,60$ .

## 1.4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

In questo paragrafo, sono indicate le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni in sito e di riporto per la realizzazione del rilevato stradale (utilizzati per la determinazione della spinta agente sulle strutture).

### 1.4.1. Rilevato Stradale

▶ Peso di volume del terreno.....	19,00	kN/m <sup>3</sup>
▶ Peso di volume saturo del terreno.....	20,00	kN/m <sup>3</sup>
▶ Angolo di attrito interno.....	35°	
▶ Angolo di attrito terra muro .....	0°	
▶ Coesione.....	0.00	Mpa

### 1.4.2. Terreni di fondazione

I terreni di fondazione interessanti l'opera possono essere caratterizzati con i parametri seguenti:

▶ Peso di volume del terreno.....	20.00	kN/m <sup>3</sup>
▶ Peso di volume saturo del terreno.....	22.00	kN/m <sup>3</sup>
▶ Angolo di attrito interno.....	21°	
▶ Coesione.....	0.00	Mpa.

Questi parametri mediamente si riscontrano per tutti gli strati di terreno presenti nell'area fino ad una profondità di 25m.

## 2. SCHEMATIZZAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

### 2.1. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La analisi della struttura è stata condotta studiando una porzione di scatolare di lunghezza unitaria (1 metro). Il calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche della sollecitazione, è stato condotto utilizzando un software per la risoluzione dei sistemi strutturali con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.) del quale si discuterà nel capitolo successivo in metodo alle modalità operative e di sviluppo dei calcoli.

La sezione corrente dello scatolare è automaticamente discretizzata in elementi rettilinei di tipo asta che sono considerati rigidamente vincolati reciprocamente a costituire un telaio chiuso. L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo. La rigidità dei vincoli è stata determinata considerando una costante di Winkler pari a 0,15 MPa/cm.

La struttura è stata risolta quindi considerando uno schema statico piano (il piano X-Y nel quale giace la sezione trasversale corrente dello scatolare), pertanto, l'effetto del sisma, è stato considerato con riferimento alla direzione orizzontale X. Sulla base delle considerazioni fatte, la rigidità flessionale degli elementi strutturali costituenti il modello è stata calcolata considerando le seguenti dimensioni:

- 100x110 per gli elementi della trave di fondazione;
- 100x70 per gli elementi dei piedritti;
- 100x90 per gli elementi del traverso.

### 2.2. ANALISI DEI CARICHI

#### 2.2.1. Peso proprio struttura (g1) e carichi permanenti (g2)

Il peso proprio delle strutture è determinato automaticamente dal programma di calcolo, mentre i carichi permanenti agenti, sono stati applicati esplicitamente dopo apposito calcolo.

#### 2.2.2. Carichi mobili (q1)

Si sono adottati i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti stradali di prima categoria. I carichi vanno applicati su una corsia avente un ingombro trasversale stabilito in 3,50m.

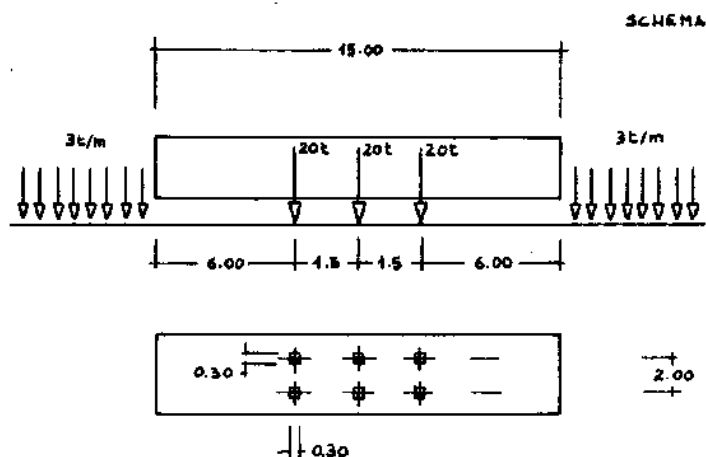


Figura 2.1:Schema dei carichi mobili

- ▶ Carico  $q_{1a}$ : mezzo convenzionale a tre assi: ..... 60,00 t
- ▶ Carico  $q_{1b}$ : carico ripartito: ..... 3,00 t/m
- ▶ Carico  $q_{1a} * 50\%$ : mezzo convenzionale a tre assi: ..... 30,00 t
- ▶ Carico  $q_{1b} * 50\%$ : carico ripartito: ..... 1,50 t/m
- ▶ Carico  $q_{1a} * 35\%$ : mezzo convenzionale a tre assi: ..... 21,00 t
- ▶ Carico  $q_{1b} * 35\%$ : carico ripartito: ..... 1,05 t/m
- ▶ Carico  $q_{1e}$ : folla compatta sui marciapiedi: ..... 0,40 t/ m<sup>2</sup>

I carichi della singola ruota vengono supposti agenti su un'area teorica maggiore di quella prevista dalla normativa. Si ipotizza infatti che i carichi si diffondano a 45° fino all'asse di mezzeria della soletta di copertura attraverso la pavimentazione stradale ed il terreno di ricoprimento in entrambe le direzioni.

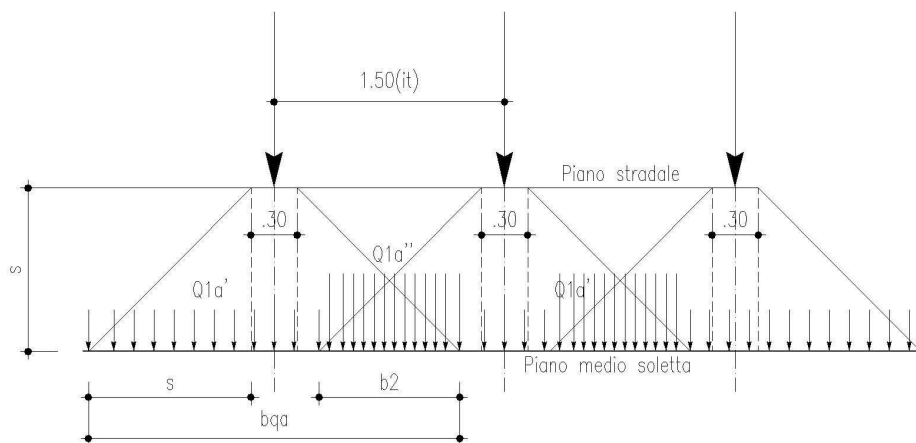
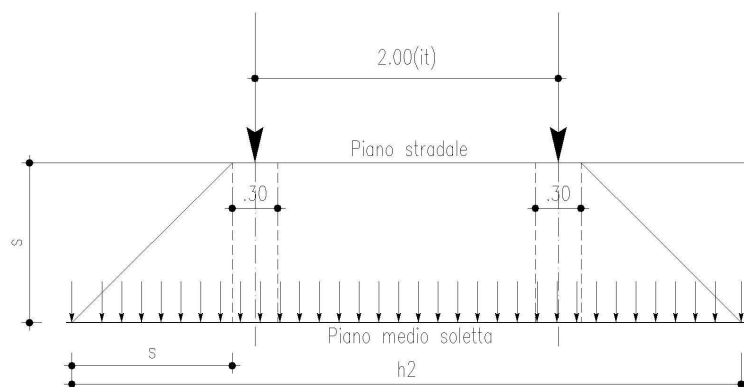


Figura 2.2:Schema di diffusione longitudinale dei carichi concentrati



**Figura 2.3: Schema di diffusione trasversale dei carichi concentrati**

Considerando quindi le dimensioni relative alla proiezione dei carichi in direzione longitudinale sull'asse della soletta, è possibile calcolare il carico distribuito nelle zone in cui le impronte di carico dei singoli assi interferiscono tra di loro (Q1a''). La distribuzione in senso trasversale viene considerata su di una larghezza pari alla minore tra la larghezza della carreggiata e la proiezione dei carichi sullo spessore medio della soletta.

Sulla base di quanto detto, si ottiene il carico da applicare in corrispondenza del traverso:

Carico applicato sul traverso	16 kN/m
-------------------------------	---------

### 2.2.3. Incremento dinamico ( $q_2$ )

Il coefficiente dinamico viene calcolato con la seguente relazione:

$$\phi = 1,4 - \frac{(L-10)}{150} \text{ per } L > 10\text{m};$$

$$\phi = 1,4 \text{ per } L \leq 10;$$

$$\phi = 1 \text{ per } L \geq 70;$$

Pertanto si ha:

Fattore di incremento dinamico dei carichi mobili ( $\phi$ )	1,4000
--	--------

I carichi mobili sono stati inseriti con il proprio valore nominale, per contemplare l'effetto dell'incremento dinamico, nelle combinazioni di carico, si è utilizzato un coefficiente di combinazione pari proprio al fattore di incremento dinamico.

## 2.2.4. Carichi sul rilevato

Sul rilevato in corrispondenza del traverso, viene considerato un carico accidentale, dovuto ai carichi viaggianti, uniformemente distribuito e pari a  $20\text{kN/m}^2$ , visto l'alto livello di importanza della strada in cui si inserisce l'opera in oggetto.

## 2.2.5. Carichi sismici

L'area dell'intervento è classificata, ai sensi dell'ordinanza 3274 del P.C.M. di terza categoria.

La forza sismica è calcolata con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M.LL.PP. del 16 Gennaio 1996 utilizzando il metodo semplificato di tipo statico, quindi è stata calcolata la forza di inerzia, funzione dei soli carichi permanenti agenti sulla struttura utilizzando l'espressione:

$$F_h = C \cdot W$$

essendo:

S	Coefficiente S dipendente dalla sismicità dell'area	6
C	Coefficiente di intensità sismica	0.04

I carichi sono determinati direttamente dal programma di calcolo che li dispone nella condizione di carico automatica (condizioni 4 e 5) "Spinta Sismica". In queste condizioni di carico è inserita anche la sovraspinta sismica dovuta al terrapieno di rinfianco che è calcolata secondo il metodo di Mononobe Okabe, contemplato dalla normativa tecnica vigente in materia (descritto nel seguito).

## 2.3. CONDIZIONI DI CARICO

I carichi determinati, sulla base della analisi effettuata, sono stati applicati sulla struttura definendo una molteplicità di condizioni di carico come descritto nel seguito:

- Condizione 1 (Peso Proprio) Condizione automatica generata dal programma che include il peso proprio degli elementi strutturali
- Condizione 2 (Spinta terreno sinistra)
- Condizione 3 (Spinta terreno destra)
- Condizione 4 (Sisma da sinistra)
- Condizione 5 (Sisma da destra)
- Condizione 7 (Carico mobile centrato);
- Condizione 8 (Carico mobile a sinistra)
- Condizione 9 (Carico mobile a destra)
- Condizione 10 (Carico sul rilevato a sinistra)



- Condizione 11 (Carico sul rilevato a destra)

Nelle combinazioni di carico in cui figura l'azione sismica, non sono stati considerati i carichi mobili, come prevede la normativa per i ponti stradali, pertanto i moltiplicatori delle condizioni relative sono nulli.

### 3. I CODICI DI CALCOLO

#### 3.1. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE SCAT

Il programma *SCAT*<sup>®</sup> è dedicato all'analisi e al calcolo di strutture scatolari interrate. I tipi di scatolari che è possibile analizzare con il programma *SCAT* sono:

- scatolari di forma semplice, anche con angoli smussati;
- scatolari a sezione pluriconnessa;
- scatolari a sezione tipo vasca;
- scatolari a sezione circolare e a sezione tipo galleria.

Inoltre è possibile analizzare scatolari sia parzialmente che totalmente interrati o anche strutture scatolari assolutamente indipendenti dal terreno.

La versione del programma utilizzata è la Rel. 6.06c del 2001, distribuita dalla società AZTECH, nella forma originale commercializzata senza alcuna modifica apportata da parte dell'utente. L'assistenza da parte del fornitore è costituita da un call center presso il quale sono disponibili Ingegneri specializzati in grado di fornire le più disparate delucidazioni in merito all'utilizzo del software. La documentazione a corredo fornita con il software, è costituita oltre che dal manuale operativo d'uso, anche da una serie di esempi svolti utili per la validazione del metodo di calcolo utilizzato.

##### 3.1.1. Spinta sui piedritti

La spinta sui piedritti viene calcolata basandosi sulla teoria di Rankine o del masso illimitato considerando il terreno in uno stato di equilibrio limite e supponendo che non ci sia attrito fra il terreno e la parete.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono:

$$\sigma = \gamma z K + p_v K$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K + p_v K H$$

in cui  $p_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta e  $K$  il coefficiente di spinta determinato con la teoria di Rankine.

Per il calcolo della spinta in condizioni dinamiche, si fa riferimento a quanto stabilito dalla Normativa italiana che suggerisce la adozione del metodo di Mononobe Okabe.

L'incremento di spinta dovuto al sisma, è computato facendo riferimento a quanto riportato nel seguito. Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a:

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

in cui:

$$\theta = \arctg(C);$$

$C$  è il coefficiente di intensità sismica.

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche, l'incremento di spinta da applicare è espresso dalla relazione:

$$\Delta S = A \cdot S' - S$$

il coefficiente  $A$  vale:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 2/3 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali dovute ai carichi permanenti delle strutture, che possono valutarsi mediante l'espressione:

$$F_i = C \cdot W$$

in cui  $W$  è il peso degli elementi strutturali e dei relativi sovraccarichi permanenti; la forza risultante va applicata nel baricentro dei pesi.

### 3.1.2. Schematizzazione di calcolo

Partendo dalle caratteristiche meccaniche del terreno, dalla geometria dell'opera e dai sovraccarichi agenti, il programma analizza la struttura scatolare schematizzandola come un telaio piano costituito da elementi trave aventi base pari a 100cm e risolvendola mediante il metodo degli elementi finiti (FEM).

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato, se esplicitamente richiesto in fase di input dei dati, con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler).

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $\mathbf{K}_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $\mathbf{K}$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ .

Indicando con  $\mathbf{u}$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma:

$$|\mathbf{K}| \cdot \{u\} = \{p\}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $\mathbf{u}$

$$\{u\} = |\mathbf{K}|^{-1} \cdot \{p\}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico impostata.

### 3.1.3. Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

## 4. ESAME DEI RISULTATI

### 4.1. RISULTATI DELLA ANALISI EFFETTUATA

#### Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	8,45	[m]
Larghezza esterna	9,90	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,70	[m]
Spessore piedritto destro	0,70	[m]
Spessore fondazione	1,10	[m]
Spessore traverso	0,90	[m]

#### Caratteristiche strati terreno

##### Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento
Spessore dello strato	2,40 [m]
Peso di volume	19,0000 [kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000 [kN/mc]
Angolo di attrito	35,00 [°]
Coesione	0,000 [MPa]

##### Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco
Peso di volume	19,0000 [kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000 [kN/mc]
Angolo di attrito	35,00 [°]
Angolo di attrito terreno struttura	23,00 [°]
Coesione	0,000 [MPa]
Costante di Winkler	0,000 [MPa/cm]

##### Strato di base

Descrizione	Terreno di fondazione
Peso di volume	20,0000 [kN/mc]

Peso di volume saturo	22,0000 [kN/mc]
Angolo di attrito	21,00 [°]
Angolo di attrito terreno struttura	21,00 [°]
Coesione	0,000 [MPa]
Costante di Winkler	0,150 [MPa/cm]

## Caratteristiche materiali utilizzati

### *Materiale calcestruzzo*

$R_{bk}$ calcestruzzo	30,000 [MPa]
Peso specifico calcestruzzo	25,0000 [kN/mc]
Modulo elastico E	30874,286 [MPa]
Tensione ammissibile acciaio	254,977 [MPa]
Tensione ammissibile cls ( $\sigma_{amm}$ )	9,707 [MPa]
Tensione tang.ammissibile cls ( $\tau_{c0}$ )	0,596 [MPa]
Tensione tang.ammissibile cls ( $\tau_{c1}$ )	1,810 [MPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0,50
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120

## Condizioni di carico

### *Simbologia adottata e unità di misura*

#### *Forze concentrate*

- X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
- Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
- $F_y$  componente Y del carico concentrato
- $F_x$  componente X del carico concentrato
- M momento

#### *Forze distribuite*

- $X_i, X_f$  ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
- $Y_i, Y_f$  ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
- $V_{ni}$  componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
- $V_{nf}$  componente normale del carico distribuito nel punto finale
- $V_{ti}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
- $V_{tf}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
- $D_{te}$  variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
- $D_{ti}$  variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

### Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)Condizione di carico n° 7 (Carico mobile centrato)

Distr Traverso  $X_i= 0,45$   $X_f= 9,45$   $V_{ni}= 16,00$   $V_{nf}= 16,00$   $V_{ti}= 0,00$   $V_{tf}= 0,00$

Condizione di carico n° 8 (Carico mobile sinistra)

Distr Traverso  $X_i= 0,00$   $X_f= 9,00$   $V_{ni}= 16,00$   $V_{nf}= 16,00$   $V_{ti}= 0,00$   $V_{tf}= 0,00$

Condizione di carico n° 9 (Carico mobile destra)

Distr Traverso  $X_i= 0,90$   $X_f= 9,90$   $V_{ni}= 16,00$   $V_{nf}= 16,00$   $V_{ti}= 0,00$   $V_{tf}= 0,00$

Condizione di carico n° 10 (carico rilevato sinistra)

Distr Terreno  $X_i= -15,00$   $X_f= 0,00$   $V_{ni}= 20,00$   $V_{nf}= 20,00$

Condizione di carico n° 11 (carico rilevato destra)

Distr Terreno  $X_i= 9,90$   $X_f= 24,90$   $V_{ni}= 20,00$   $V_{nf}= 20,00$

## Impostazioni di progetto

Verifica materiali:      **Tensioni ammissibili**

Verifiche secondo :

- D.M. 11/03/1988

- D.M. 16/01/1996

Copriferro sezioni 5,00 [cm]

## Descrizione combinazioni di carico

Combinazione n° 1

Condizione 1 (Peso Proprio)                      x 1.00

Condizione 2 (Spinta terreno sinistra)        x 1.00

Condizione 3 (Spinta terreno destra)         x 1.00

Condizione 7 (Carico mobile centrato)        x 1.00

---

Condizione 10 (carico rilevato sinistra) x 1.00

Combinazione n° 2

Condizione 1 (Peso Proprio) x 1.00

Condizione 2 (Spinta terreno sinistra) x 1.00

Condizione 3 (Spinta terreno destra) x 1.00

Condizione 7 (Carico mobile centrato) x 1.00

Condizione 11 (carico rilevato destra) x 1.00

Combinazione n° 3

Condizione 1 (Peso Proprio) x 1.00

Condizione 2 (Spinta terreno sinistra) x 1.00

Condizione 3 (Spinta terreno destra) x 1.00

Condizione 7 (Carico mobile centrato) x 1.00

Condizione 10 (carico rilevato sinistra) x 1.00

Condizione 11 (carico rilevato destra) x 1.00

Combinazione n° 4

Condizione 1 (Peso Proprio) x 1.00

Condizione 2 (Spinta terreno sinistra) x 1.00

Condizione 3 (Spinta terreno destra) x 1.00

Condizione 8 (Carico mobile sinistra) x 1.00

Condizione 10 (carico rilevato sinistra) x 1.00

Combinazione n° 5

Condizione 1 (Peso Proprio) x 1.00

Condizione 2 (Spinta terreno sinistra) x 1.00

Condizione 3 (Spinta terreno destra) x 1.00

Condizione 8 (Carico mobile sinistra) x 1.00

Condizione 11 (carico rilevato destra) x 1.00

Combinazione n° 6

Condizione 1 (Peso Proprio) x 1.00

Condizione 2 (Spinta terreno sinistra) x 1.00

Condizione 3 (Spinta terreno destra) x 1.00

Condizione 8 (Carico mobile sinistra) x 1.00

Condizione 10 (carico rilevato sinistra) x 1.00

Condizione 11 (carico rilevato destra) x 1.00



Combinazione n° 7

Condizione 1 (Peso Proprio)	x 1.00
Condizione 2 (Spinta terreno sinistra)	x 1.00
Condizione 3 (Spinta terreno destra)	x 1.00
Condizione 9 (Carico mobile destra)	x 1.00
Condizione 10 (carico rilevato sinistra)	x 1.00

Combinazione n° 8

Condizione 1 (Peso Proprio)	x 1.00
Condizione 2 (Spinta terreno sinistra)	x 1.00
Condizione 3 (Spinta terreno destra)	x 1.00
Condizione 9 (Carico mobile destra)	x 1.00
Condizione 11 (carico rilevato destra)	x 1.00

Combinazione n° 9

Condizione 1 (Peso Proprio)	x 1.00
Condizione 2 (Spinta terreno sinistra)	x 1.00
Condizione 3 (Spinta terreno destra)	x 1.00
Condizione 9 (Carico mobile destra)	x 1.00
Condizione 10 (carico rilevato sinistra)	x 1.00
Condizione 11 (carico rilevato destra)	x 1.00

Combinazione n° 10

Condizione 1 (Peso Proprio)	x 1.00
Condizione 2 (Spinta terreno sinistra)	x 1.00
Condizione 3 (Spinta terreno destra)	x 1.00
Condizione 4 (Sisma da sinistra)	x 1.00

Combinazione n° 11

Condizione 1 (Peso Proprio)	x 1.00
Condizione 2 (Spinta terreno sinistra)	x 1.00
Condizione 3 (Spinta terreno destra)	x 1.00
Condizione 5 (Sisma da destra)	x 1.00

## Analisi della spinta e verifiche

### *Simbologia adottata ed unità di misura*

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

$X$  ascisse (espresse in m) positive verso destra  
 $Y$  ordinate (espresse in m) positive verso l'alto  
 $M$  momento espresso in kNm  
 $V$  taglio espresso in kN  
 $SN$  sforzo normale espresso in kN  
 $ux$  spostamento direzione X espresso in cm  
 $uy$  spostamento direzione Y espresso in cm  
 $\sigma_i$  pressione sul terreno espressa in MPa

### Tipo di analisi

Pressione in calotta

Pressione geostatica

### Spinta sui piedritti

Attiva [combinazione 1]  
 Attiva [combinazione 2]  
 Attiva [combinazione 3]  
 Attiva [combinazione 4]  
 Attiva [combinazione 5]  
 Attiva [combinazione 6]  
 Attiva [combinazione 7]  
 Attiva [combinazione 8]  
 Attiva [combinazione 9]  
 Attiva [combinazione 10]  
 Attiva [combinazione 11]

### Sisma

Coefficiente di intensità sismica (percento)

4.00

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

Pressione in calotta(solo peso terreno)

0,0456000

Angolo diffusione sovraccarico

35,00 [°]

### Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,244	0,000
2	0,244	0,000
3	0,244	0,000
4	0,244	0,000
5	0,244	0,000
6	0,244	0,000

7	0,244	0,000
8	0,244	0,000
9	0,244	0,000
10	0,244	0,268
11	0,244	0,268

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	94
Numero elementi traverso	52
Numero elementi piedritto sinistro	76
Numero elementi piedritto destro	76
Numero molle fondazione	95
Numero molle piedritto sinistro	77
Numero molle piedritto destro	77

## Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	$u_{Xmin}$ [cm]	$u_{Xmax}$ [cm]	$u_{Ymin}$ [cm]	$u_{Ymax}$ [cm]
0,35	-0,2703	0,2738	0,8361	1,1083
2,68	-0,2712	0,2730	0,7693	0,9511
4,95	-0,2721	0,2721	0,7633	0,8839
7,22	-0,2730	0,2712	0,7693	0,9511
9,46	-0,2738	0,2703	0,8361	1,1083

Inviluppo spostamenti traverso

X [m]	$u_{Xmin}$ [cm]	$u_{Xmax}$ [cm]	$u_{Ymin}$ [cm]	$u_{Ymax}$ [cm]
0,35	-0,5052	0,5082	0,8488	1,1247
2,64	-0,5060	0,5075	1,0318	1,2854
4,95	-0,5067	0,5067	1,1390	1,3598
7,26	-0,5075	0,5060	1,0318	1,2854
9,55	-0,5082	0,5052	0,8488	1,1247

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	$u_{Xmin}$ [cm]	$u_{Xmax}$ [cm]	$u_{Ymin}$ [cm]	$u_{Ymax}$ [cm]
0,55	-0,2703	0,2738	0,8361	1,1083
4,27	-0,4623	0,3205	0,8430	1,1171
8,00	-0,5052	0,5082	0,8488	1,1247

**Inviluppo spostamenti piedritto destro**

Y [m]	u <sub>Xmin</sub> [cm]	u <sub>Xmax</sub> [cm]	u <sub>Ymin</sub> [cm]	u <sub>Ymax</sub> [cm]
0,55	-0,2738	0,2703	0,8361	1,1083
4,27	-0,3205	0,4623	0,8430	1,1171
8,00	-0,5082	0,5052	0,8488	1,1247

**Inviluppo sollecitazioni nodali****Inviluppo sollecitazioni fondazione**

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0,35	-326,33	-208,76	-531,49	-429,46	124,08	136,48
2,68	430,59	608,93	-241,84	-181,61	126,64	136,48
4,95	705,60	873,19	-17,43	28,75	128,84	136,48
7,22	430,59	608,93	194,33	255,59	126,64	136,48
9,55	-326,33	-208,76	429,46	531,49	124,08	136,48

**Inviluppo sollecitazioni traverso**

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0,35	-325,19	-217,92	304,57	408,39	86,00	100,30
2,64	261,21	376,70	148,48	199,53	88,06	100,30
4,95	462,62	589,08	-8,69	8,69	90,14	100,30
7,26	261,21	376,70	-199,53	-148,48	88,06	100,30
9,55	-325,19	-217,92	-408,39	-304,57	86,00	100,30

**Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0,55	-326,33	-208,76	109,91	148,68	434,95	538,76
4,27	-96,52	-53,32	-21,85	6,05	369,76	473,57
8,00	-325,19	-217,92	-100,30	-86,00	304,57	408,39

**Inviluppo sollecitazioni piedritto destro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0,55	-326,33	-208,76	-148,68	-109,91	434,95	538,76
4,27	-96,52	-53,32	-6,05	21,85	369,76	473,57
8,00	-325,19	-217,92	86,00	100,30	304,57	408,39

**Inviluppo pressioni terreno****Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione**

<b>X [m]</b>	<b><math>\sigma_{\min}</math> [MPa]</b>	<b><math>\sigma_{\max}</math> [MPa]</b>
0,35	0,125	0,166
2,68	0,115	0,143
4,95	0,114	0,133
7,22	0,115	0,143
9,55	0,125	0,166

## Inviluppo verifiche

### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione  $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione  $H = 110,00 \text{ cm}$

<b>X</b>	<b><math>A_{fi}</math></b>	<b><math>A_{fs}</math></b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b><math>\sigma_{fi}</math></b>	<b><math>\sigma_{fs}</math></b>	<b><math>\tau_c</math></b>
0,35	26,55	37,17	2,282	103,473	27,697	-0,596
2,68	21,24	37,17	4,030	50,226	154,287	-0,286
4,95	21,24	37,17	5,739	71,176	226,903	-0,032
7,22	21,24	37,17	4,030	50,226	154,287	0,286
9,55	26,55	37,17	2,282	103,473	27,697	0,596

### Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione  $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione  $H = 90,00 \text{ cm}$

<b>X</b>	<b><math>A_{fi}</math></b>	<b><math>A_{fs}</math></b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b><math>\sigma_{fi}</math></b>	<b><math>\sigma_{fs}</math></b>	<b><math>\tau_c</math></b>
0,35	31,86	21,24	3,443	38,472	172,299	0,565
2,64	31,86	21,24	3,662	138,362	43,555	0,276
4,95	31,86	21,24	5,680	223,537	67,079	0,012
7,26	31,86	21,24	3,662	138,362	43,555	-0,276
9,55	31,86	21,24	3,443	38,472	172,299	-0,565

**Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)**Base sezione  $B = 100$  cmAltezza sezione  $H = 70,00$  cm

Y	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0,55	21,24	21,24	5,798	68,931	165,618	0,269
4,27	21,24	21,24	1,685	22,763	7,513	-0,040
8,00	21,24	21,24	5,748	66,232	174,904	-0,182

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**Base sezione  $B = 100$  cmAltezza sezione  $H = 70,00$  cm

Y	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0,55	21,24	21,24	5,798	68,931	165,618	-0,269
4,27	21,24	21,24	1,685	22,763	7,513	0,040
8,00	21,24	21,24	5,748	66,232	174,904	0,182

**4.2. VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL MODELLO**

La valutazione sommaria del comportamento del modello è conducibile mediante la analisi delle immagini che il programma produce e che forniscono diverse informazioni qualitative e quantitative in merito alle caratteristiche di sollecitazione della struttura ed alle sue deformazioni.

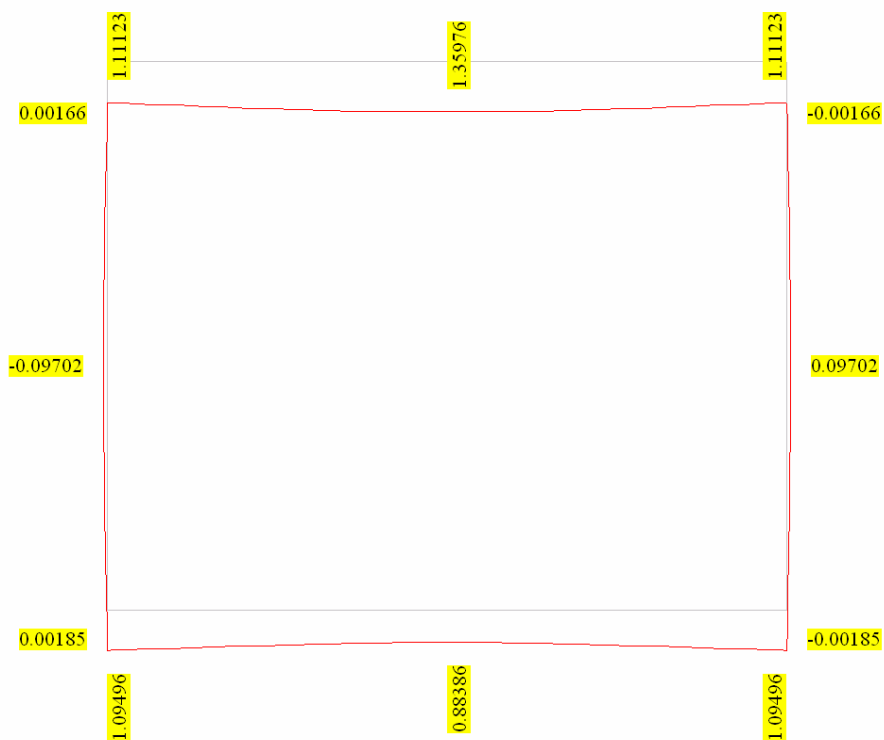
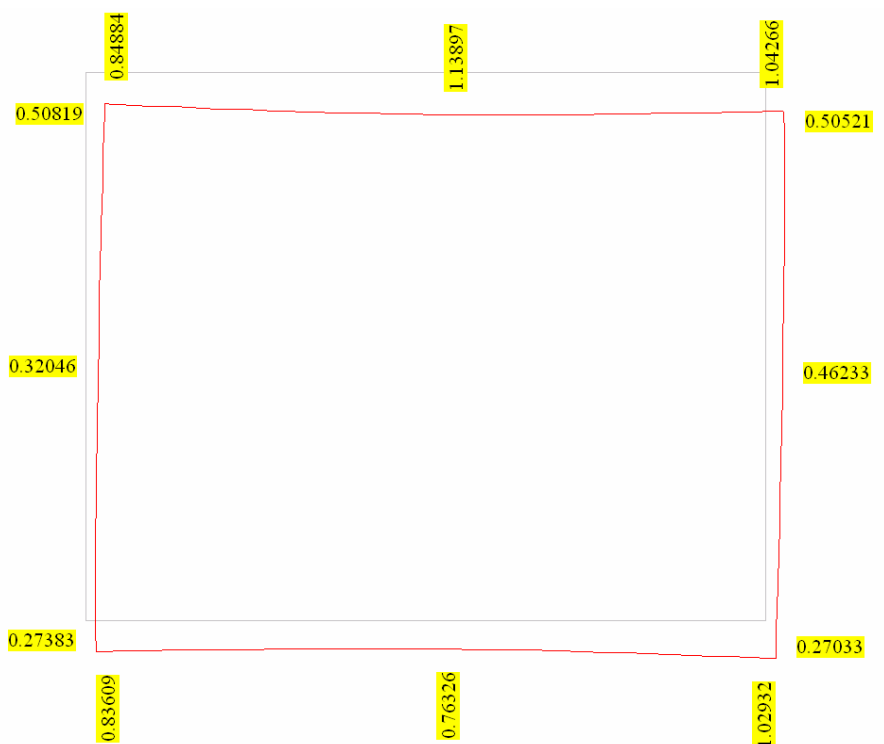
Questi elementi sono essenziali per la valutazione della bontà delle ipotesi fatte e per identificare a prima vista eventuali anomalie di comportamento del modello che possono denotare imprecisioni in fase di input dei dati o eventuali errori di calcolo da parte del programma.

Nel seguito quindi si commenteranno i risultati ottenuti sia per quanto riguarda le sollecitazioni agenti nelle sezioni che le verifiche di resistenza dei materiali eseguite automaticamente dal programma.

**4.3. GIUDIZIO FINALE SULL'ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI**

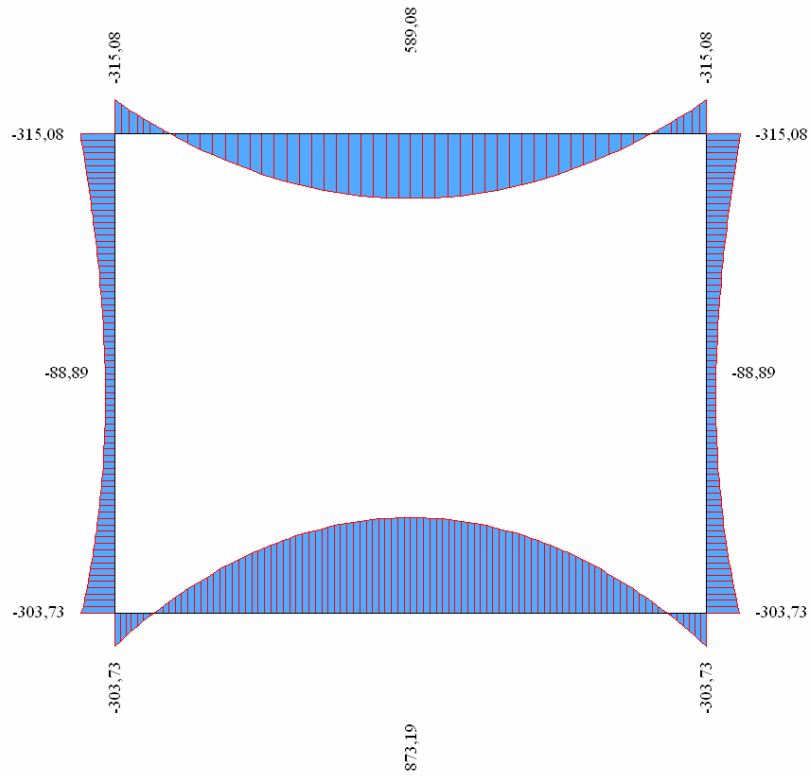
Si ritiene che i risultati ottenuti dall'elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

Dall'entità delle deformazioni, si evince che la struttura ha effettivamente assunto un comportamento che soddisfa le ipotesi alla base legge di Hooke ossia che gli stati deformativi sono linearmente dipendenti dagli stati tensionali in quanto visti i risultati, ci si trova nel campo dei piccoli spostamenti (le deformazioni massime sono dell'ordine di 2÷3 mm).

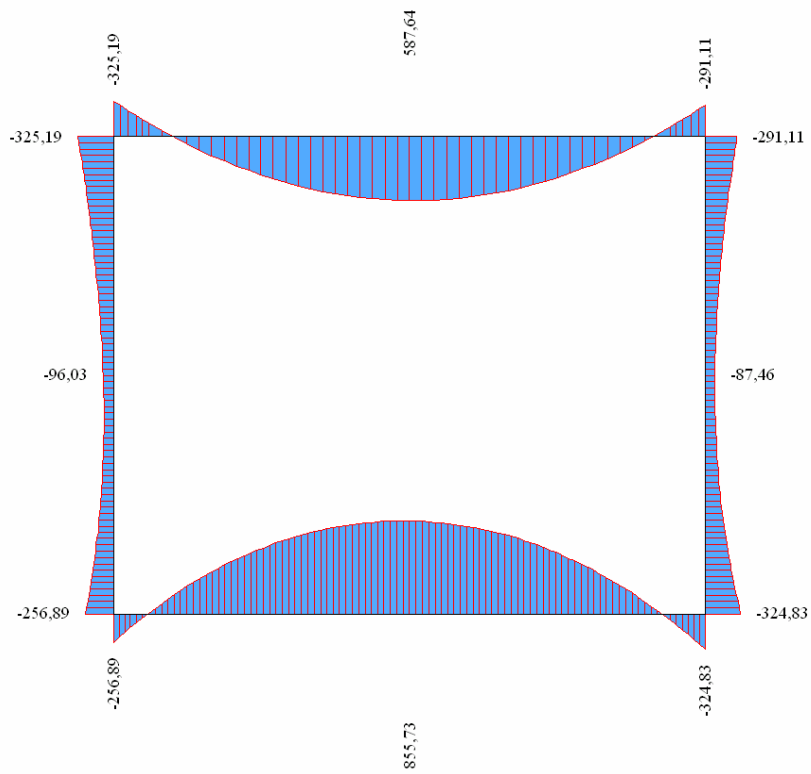
**Figura 4.1: Deformata nella combinazione 3****Figura 4.2: Deformata nella combinazione 10**

La deformata della combinazione 3 è, come era da aspettarsi, simmetrica in quanto i carichi applicati sono centrati sul traverso.

La deformata nella combinazione 10, evidenzia chiaramente la presenza della forza sismica che agisce, rispettivamente, nel verso delle X positive.



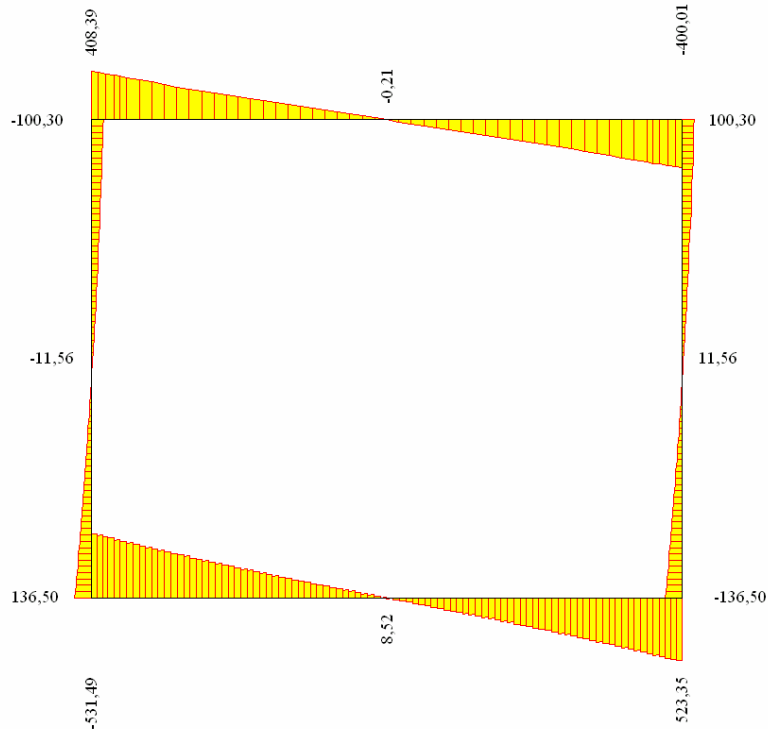
**Figura 4.3: Diagramma dei momenti combinazione 3**



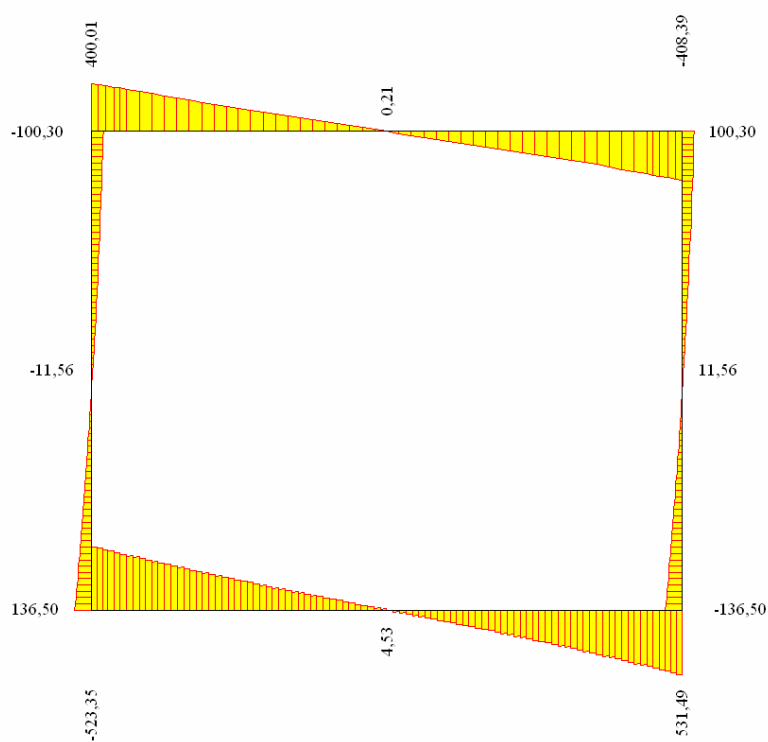
**Figura 4.4: Diagramma dei momenti combinazione 5**



Anche analizzando i diagrammi dei momenti si riscontra la validità del modello in quanto, nella combinazione di carico 3, il diagramma è perfettamente simmetrico ed il momento in mezzeria per la soletta di copertura è massimo, a differenza di quanto si riscontra nelle combinazioni 5 e 7 dove si ha il momento massimo rispettivamente sugli appoggi sinistro e destro.

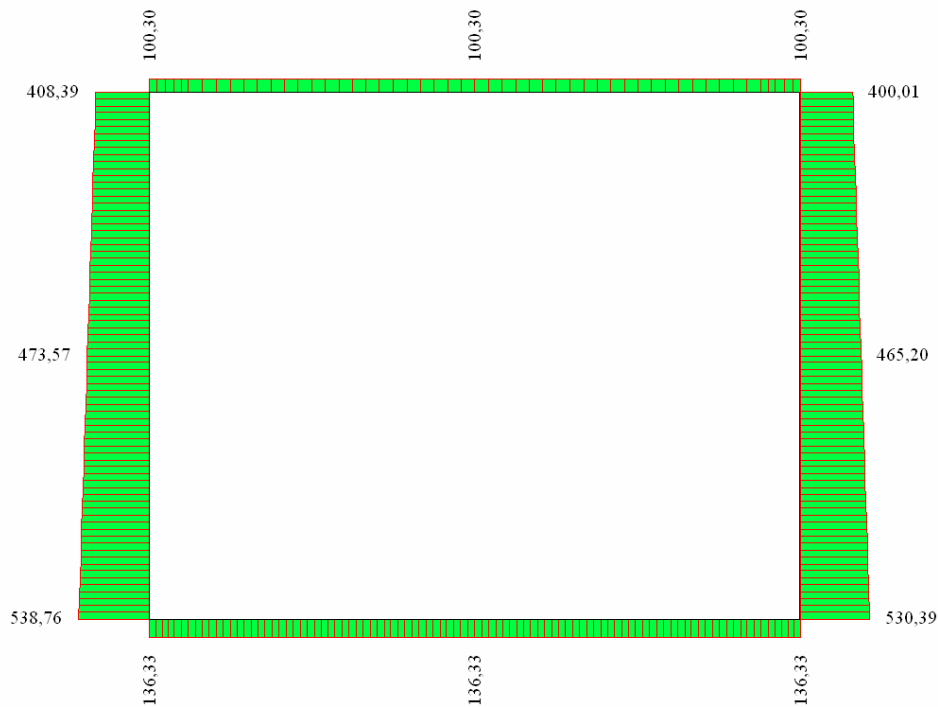


**Figura 4.5: Diagramma del taglio combinazione 6**



**Figura 4.6: Diagramma del taglio combinazione 9**

Anche i diagrammi del taglio delle combinazioni 6 e 9, rispecchia un comportamento adeguato del modello di calcolo utilizzato. Dai diagrammi si evince come siano le combinazioni 6 e 9 quelle che determinano il taglio massimo sugli appoggi di sinistra e destra, coincidenti con la presenza del carico mobile a sinistra e a destra alternativamente, e dei carichi sul rilevato a sinistra e a destra contemporaneamente.



**Figura 4.7: Diagramma dello sforzo normale nella combinazione 6**

Infine si riporta il diagramma dello sforzo normale nella combinazione 6; da un confronto con il diagramma del taglio nella stessa combinazione, si può notare l'attendibilità del diagramma in quanto nei nodi di incastro di sommità, il taglio della soletta coincide con lo sforzo normale trasmesso ai piedritti; invero per la suola di fondazione ciò non accade in quanto parte dello sforzo normale è equilibrato dalla reazione del terreno.

#### 4.4. VALUTAZIONE DEI RISULTATI CON CALCOLI ALTERNATIVI

Si eseguono in questo paragrafo dei controlli con calcoli alternativi relativamente alla esecuzione delle verifiche di resistenza eseguite automaticamente dal programma nelle diverse sezioni della struttura. A tal proposito si prenderanno i valori delle sollecitazioni indicati nei tabulati di calcolo riportati nei paragrafi precedenti e, mediante dei calcoli alternativi, si eseguiranno le verifiche di resistenza dei materiali confrontandole con quelle ottenute dal programma.

Si prende in considerazione la sezione di mezzeria del traverso. Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni indicate nei tabulati prodotti dal programma nelle varie combinazioni di carico:

<b>X [m]</b>	<b>M<sub>max</sub> [kNm]</b>	<b>V<sub>max</sub> [kN]</b>	<b>N<sub>max</sub> [kN]</b>
0,35	-217,92	408,39	100,30
2,64	376,70	199,53	100,30
4,95	589,08	8,69	100,30
7,26	376,70	-148,48	100,30
9,55	-217,92	-304,57	100,30

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche di resistenza eseguite dal programma, come indicati nei tabulati di calcolo:

Base sezione  $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione  $H = 90.00 \text{ cm}$

<b>X</b>	<b>A<sub>fi</sub></b>	<b>A<sub>fs</sub></b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b><math>\sigma_{fi}</math></b>	<b><math>\sigma_{fs}</math></b>	<b><math>\tau_c</math></b>
4,95	31,86	21,24	5,680	223,537	67,079	0,012

Verifica a presso flessione

Sezione Rettangolare  $b = 100 \text{ cm}$   $h = 90 \text{ cm}$

***Caratteristiche di sollecitazione:***

$M = 589.08 \text{ kNm}$

$N = 100.30 \text{ kN}$

***Tensioni:***

$\sigma_c = 5.68 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 222.8 \text{ MPa}$

***asse neutro  $x = 23.51 \text{ cm}$***

Pertanto, confrontando i valori ottenuti in queste verifiche con quelli prodotti dal software utilizzato, si evince come i risultati siano coincidenti.

## 4.5. CONCLUSIONI

Dalle considerazioni espresse nei paragrafi in merito agli stati di sollecitazione determinati dal software di calcolo adottato per la risoluzione del modello, considerando anche il confronto con i calcoli alternativi eseguiti per la verifica di resistenza di alcune sezioni strutturali, si può asserire che i risultati ottenuti dal software siano attendibili.