

**ITINERARIO RAGUSA-CATANIA**

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **PA898**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE**

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N. Granieri Dott. Ing. F. Durastanti Dott. Ing. V. Truffini Dott. Arch. A. Bracchini Dott. Ing. L. Nani	Dott. Ing. M. Abram Dott. Ing. F. Pambianco Dott. Ing. M. Briganti Botta Dott. Ing. L. Gagliardini Dott. Geol. G. Cerquiglini
---	--	---

MANDANTI:

	Dott. Ing. G. Guiducci Dott. Ing. A. Signorelli Dott. Ing. E. Moscatelli Dott. Ing. A. Bela	Dott. Ing. G. Lucibello Dott. Arch. G. Guastella Dott. Geol. M. Leonardi Dott. Ing. G. Parente
	Dott. Arch. E. A. E. Crimi Dott. Ing. M. Panfilii Dott. Arch. P. Ghirelli Dott. Ing. D. Pelle	Dott. Ing. L. Ragnacci Dott. Arch. A. Strati Archeol. M. G. Liseno
	Dott. Ing. D. Carlaccini Dott. Ing. S. Sacconi Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. F. Aloe Dott. Ing. A. Salvemini
	Dott. Ing. V. Rotisciani Dott. Ing. G. Pulli Dott. Ing. F. Macchioni	Dott. Ing. G. Verini Supplizi Dott. Ing. V. Piuanno Geom. C. Sugaroni
	Dott. Ing. P. Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



**OPERE IN SOTTERRANEO**  
**GALLERIA ARTIFICIALE FRANCOFONTE: ELABORATI GENERALI**  
Relazione Tecnica e di calcolo Galleria artificiale

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	SCALA:	
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.			
L0408Z	E	2101			
		CODICE ELAB.			
		T04GA00OSTRE01	C		-
C	Revisione a seguito di Rapporto di Verifica	Nov 2021	M.Rinaldi	E.Moscatelli	N.Granieri
B	Revisione a seguito istruttoria ANAS	Sett 2021	M.Rinaldi	E.Moscatelli	N.Granieri
A	Emissione	Giu 2021	M.Rinaldi	E.Moscatelli	N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>MATERIALI.....</b>	<b>5</b>
3.1	CALCESTRUZZO .....	5
3.2	ACCIAIO PER C.A. ....	5
<b>4</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO.....</b>	<b>6</b>
4.1	MODELLO STRUTTURALE .....	6
4.3	INTERAZIONE TERRENO – STRUTTURA .....	7
4.5	CARICHI STATICI DI PROGETTO .....	9
4.6	SISMA.....	10
4.6.1	Sisma orizzontale .....	10
4.6.2	Sisma verticale .....	13
4.7	SCHEMI DI CARICO.....	14
4.8	SEZIONI DI CALCOLO .....	15
4.9	COMBINAZIONI DI CARICO .....	16
4.11	CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	18
4.11.2	Calcolo del copriferro per le verifiche strutturali .....	21
<b>5</b>	<b>RISULTATI .....</b>	<b>22</b>
5.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI .....	22
5.2	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA .....	27
5.3	VERIFICHE.....	28
5.3.1	Calotta/reni.....	28
5.3.2	Piedritto .....	32
5.3.3	Arco rovescio .....	35
5.3.4	Murette.....	38
<b>6</b>	<b>ALLEGATI DI CALCOLO.....</b>	<b>41</b>
6.1	OUTPUT.....	41
6.3	INPUT .....	48

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione è redatta nell'ambito del Progetto Esecutivo dell'ammodernamento a n. 4 corsie della S.S. 514 di Chiaromonte e della S.S. 194 Ragusana dallo svincolo con la S.S. 115 allo svincolo con la S.S.114 (Collegamento Autostradale Ragusa – Catania).

Nella relazione sono riportate le verifiche volte al dimensionamento dei tratti in artificiale della nuova galleria naturale Francofonte carreggiata destra e sinistra. Per il dimensionamento si fa riferimento alla sezione allargata, a favore di sicurezza.

La sezione tipo della galleria artificiale è riportata nella figura seguente.

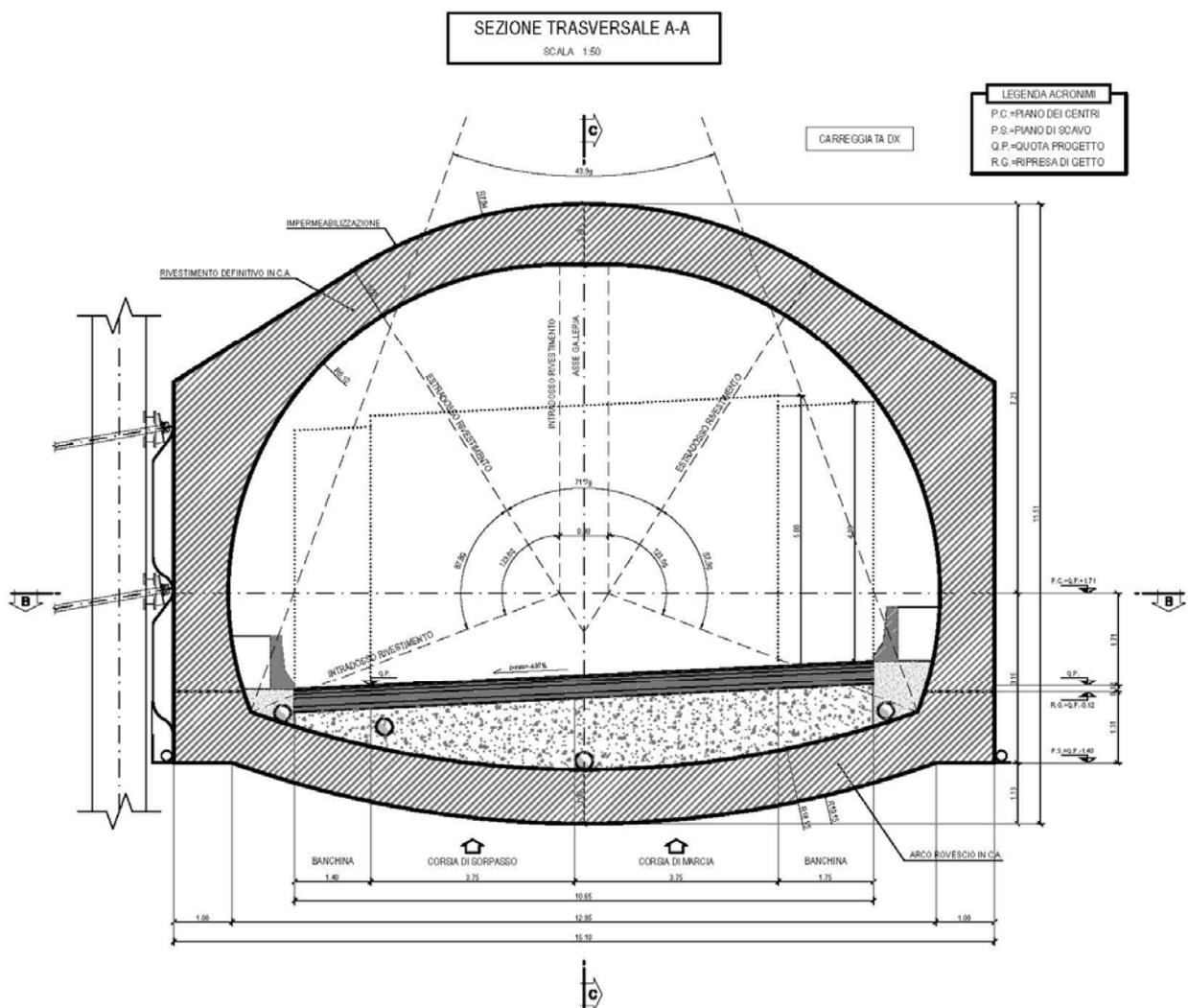


Figura 1-1 Sezione tipo corrente della galleria artificiale.

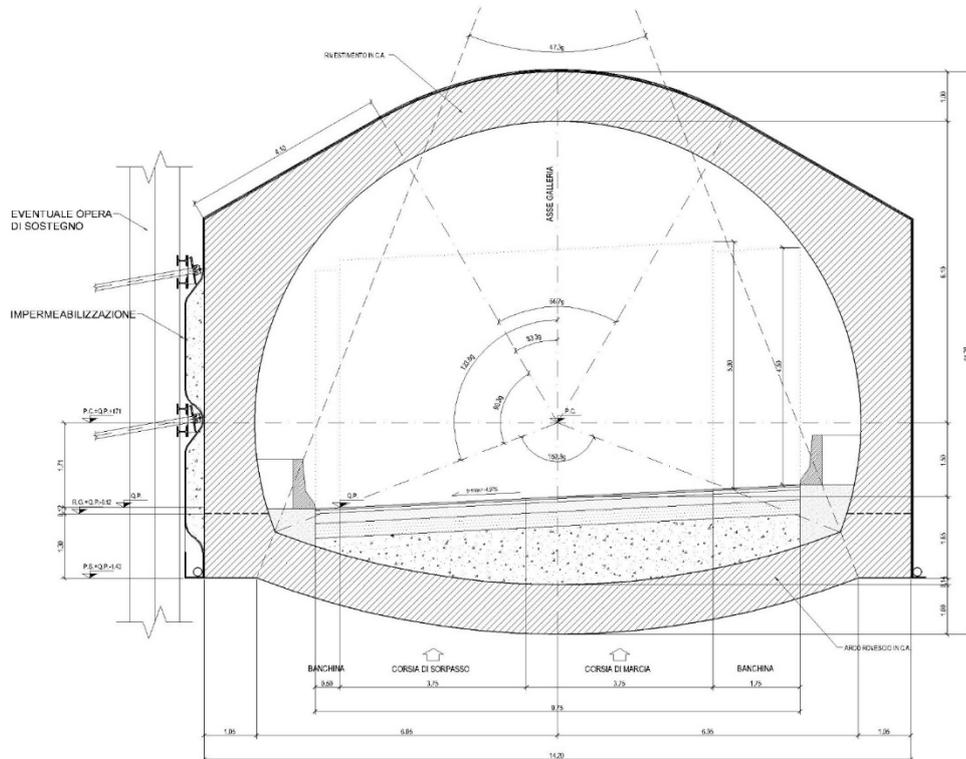


Figura 1-2 Sezione tipo corrente della galleria artificiale.

Per la valutazione dello stato di sollecitazione nella struttura della galleria artificiale è stata eseguita l'analisi in corrispondenza della sezione trasversale della galleria. La geometria di calcolo e le condizioni geometriche e geotecniche sono riportate nei paragrafi seguenti.

L'analisi è stata eseguita adottando il metodo degli elementi finiti, utilizzando il codice di calcolo SCAT dell'Aztec.

Il dimensionamento e le verifiche sono condotti con riferimento al DM 14/01/2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La progettazione è conforme alle normative italiane vigenti:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 (G.U. 21 dicembre 1971, n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 (G.U. 21 marzo 1974 n. 76) "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (pubblicato sulla G.U. n.29 –Suppl. Ordinario n.30 – del 4 febbraio 2008);
- Circolare 02/02/2009 " Istruzione C.S.LL.PP. per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008

### 3 MATERIALI

#### 3.1 CALCESTRUZZO

##### Resistenza a compressione

classe		C32/40	
classe di esposizione	XA2		
$R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	40		Resistenza caratteristica a compressione su cubi
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	32		Valore caratteristico della resistenza cilindrica
$f_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	36		Valore medio della resistenza cilindrica

##### Resistenza a trazione

$f_{ctm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2,6		Resistenza media a trazione semplice
$f_{ctk,0.05}$	1,8		Valore caratteristico inferiore della resistenza a trazione (frattile 5%)
$f_{ctk,0.95}$	3,3		Valore caratteristico superiore della resistenza a trazione (frattile 95%)
$f_{ctm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	3,1		Valore medio resistenza a trazione per flessione

##### Modulo elastico

$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	31.447		Modulo elastico istantaneo (secante tra la tensione nulla e 0,40 fcm)
-------------------------------	--------	--	---

#### 3.2 ACCIAIO PER C.A.

		<b>B450C</b>	
$f_{y\ nom}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450		Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento
$f_{t\ nom}$ (N/mm <sup>2</sup> )	540		Valore nominale della tensione caratteristica di rottura

## 4 MODELLO DI CALCOLO

### 4.1 MODELLO STRUTTURALE

Il metodo di calcolo utilizzato trae derivazione dal metodo delle reazioni iperstatiche; il calcolo è stato effettuato con l'ausilio del codice di calcolo automatico *SCAT Aztec ver.14*, mediante modellazione numerica ad elementi finiti.

È stata considerata una sezione di galleria di lunghezza unitaria (1.00m) definendo la forma della struttura tramite insieme di conci monodimensionali (elementi frame) con gli effettivi spessori delle parti strutturali che compongono il rivestimento della galleria.

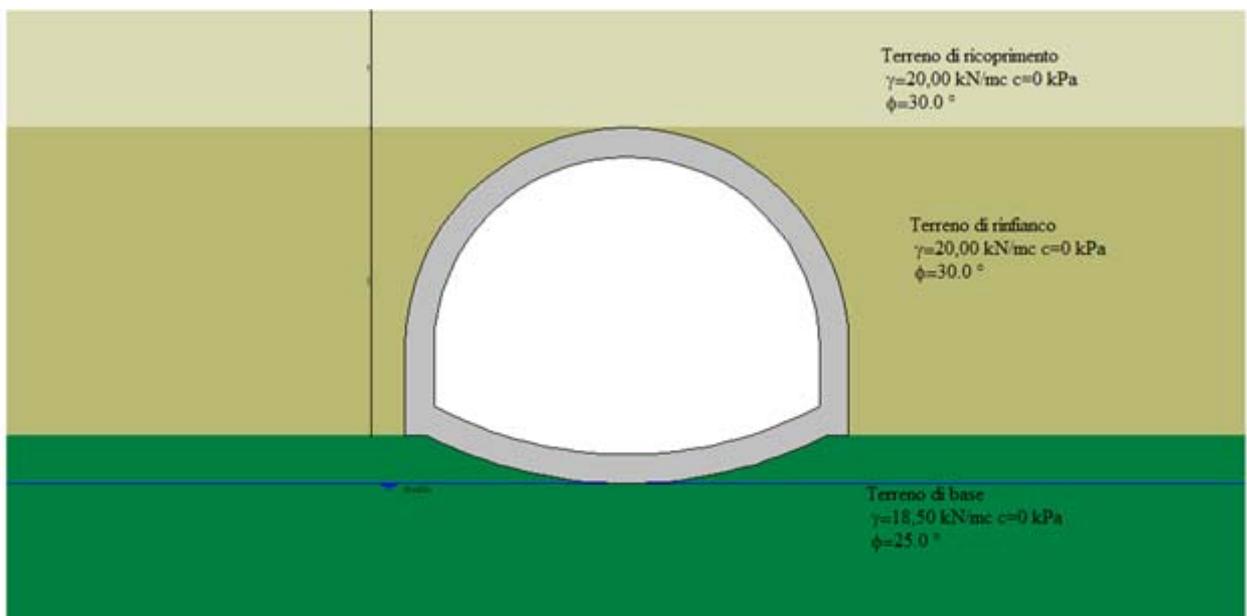


Figura 4-1 Modello di calcolo.

### 4.3 INTERAZIONE TERRENO – STRUTTURA

L'interazione terreno-struttura è stata schematizzata attraverso l'imposizione di vincoli elastici, soggetti a sola compressione in corrispondenza dei nodi della struttura. In particolare si è considerata l'interazione in direzione verticale e orizzontale per i nodi dell'arco rovescio.

La costante di reazione del terreno è stata valutata mediante la formulazione seguente (Formulazione di Galerkin):

$$k = \frac{E}{R_{es}(1 + \nu)}$$

con:

E = modulo elastico medio del volume di terreno che interagisce con la struttura;

R = raggio di curvatura equivalente;

$\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno.

I valori assegnati ai parametri per ciascun imbocco sono illustrati di seguito.

In corrispondenza dell'arco rovescio sono stati inoltre considerati vincoli elastici in direzione trasversale la cui rigidità è stata valutata considerando la mobilitazione della resistenza tangenziale limite con spostamenti relativi di circa 10 mm (come evidenziato da numerose ricerche sperimentali). Si è ipotizzata una resistenza tangenziale limite di tipo attritivo.

Nella tabella seguente sono sintetizzati i parametri geotecnici di calcolo per il materiale di ritombamento e per lo strato di base (assumendo la formazione peggiore tra i due imbocchi).

Terreno	$\gamma$	$\phi'$	$c'$	$E'$
	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(MPa)
ritombamento	20	30	0	50
strato di base (Qa)	18,5	25	0	30

È stato assunto un valore del coefficiente di Poisson  $\nu = 0.3$  ed un raggio equivalente  $R_{eq} = 16.70$  m per l'arco rovescio.

R cal	7.10	m	raggio esterno calotta
R ar rov	16.70	m	raggio esterno arco rovescio
B pied	1.00	m	larghezza piedritti
B	1.00	m	profondità di calcolo
h	4.00	m	altezza media ricoprimento
H	11.40	m	altezza complessiva
zw	15.40	m	profondità della falda da p.c.
$\gamma$ cls	25.00	kN/m <sup>3</sup>	gamma calcestruzzo
<b>kw,ar rov</b>	<b>1382</b>	<b>kN/m<sup>3</sup></b>	<b>RIGIDEZZA MOLLE ARCO ROVESCIO</b>
$\sigma'_v$	204	kPa	
$\tau_f$	74	kPa	tensione tangenziale limite
s	10	mm	spostamenti relativi per cui si ha la mobilitazione della resistenza limite
<b>k<sub>h</sub></b>	<b>7425</b>	<b>kN/m<sup>3</sup></b>	<b>RIGIDEZZA DELLE MOLLE IN DIREZIONE ORIZZONTALE ARCO ROVESCIO</b>

Il calcolo è stato eseguito trascurando la presenza della paratia di sostegno provvisoria realizzata per il sostegno degli scavi necessari per il getto delle opere in c.a. e presente in alcuni tratti di galleria. Tale ipotesi è giustificata dal carattere provvisorio dell'opera di sostegno, che quindi si ritiene "inefficace" nel lungo termine. Tuttavia l'ipotesi di trascurare l'azione di contenimento delle spinte e di maggior contrasto agli spostamenti orizzontali risulta cautelativa dal punto di vista del dimensionamento dell'opera in progetto.

#### 4.5 CARICHI STATICI DI PROGETTO

Nel calcolo sono stati inseriti i seguenti carichi statici, caratteristici:

##### Peso proprio strutturale Gk1

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato valutato automaticamente dal programma di calcolo fornendo, nei dati di input, le corrette dimensioni degli elementi strutturali ed il peso unitario del calcestruzzo ( $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ).

##### Pressione del terreno di copertura Gk2

Il peso del terreno gravante sulla soletta superiore della galleria è stato schematizzato come un carico variabile che dipende dalla curvatura della calotta e dall'inclinazione del piano campagna:

$$q_t = \gamma \cdot z \cdot B$$

con:

$\gamma$  = peso specifico del terreno di ritombamento;

$z$  = profondità dell'elemento dal piano campagna;

$B$  = profondità della sezione di calcolo (1 m).

##### Pressione del terreno in condizioni statiche Gk3

Il terreno ai lati della galleria esercita una spinta sulla stessa secondo un triangolo delle pressioni che dipende dalla quota del piano campagna. Per il calcolo sono state considerate condizioni di spinta a riposo del terreno, con coefficiente di spinta  $K_0$ , valutato pari a:

$$k_0 = 1 - \sin \phi'_d$$

##### Pressione idrostatica Gk4

È stata considerata la spinta idrostatica, coerentemente con il profilo geotecnico e la relazione geotecnica, sul piano di imposta dell'arco rovescio.

La spinta è stata calcolata secondo la seguente espressione:

$$q_w = \gamma_w \cdot z_w \cdot B$$

con:

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua ( $10 \text{ kN/m}^3$ );

$z_w$  = profondità dell'elemento rispetto alla quota della falda.

##### Sovraccarico accidentale Qk1

Nel calcolo è stato considerato un sovraccarico accidentale sugli elementi della calotta pari a  $20 \text{ kN/m}^2$  per tener conto della presenza della viabilità al di sopra dello spessore di ricoprimento.

## 4.6 SISMA

### 4.6.1 Sisma orizzontale

La pericolosità sismica nazionale è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> e riportati in allegato al DM delle NTC in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento con passo di 0.05°. In corrispondenza di ogni nodo del reticolo di riferimento, per ciascuna delle probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) nel periodo di riferimento ( $V_R$ ) sono assegnati i valori dei seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ai fini della definizione del periodo di riferimento dell'azione sismica ( $V_R$ ), con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni previste nel presente progetto sono assegnate alla classe d'uso IV.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento ( $V_R$ ) che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale ( $V_N$ ) per il coefficiente d'uso ( $C_U$ ), definito in funzione della classe d'uso (DM 14/01/2008 Tab. 2.4.II):

$$V_R = V_N \times C_U$$

La vita nominale  $V_N$  è stata posta pari a 50 anni. Per costruzioni in classe IV, il coefficiente d'uso ( $C_U$ ) è pari a 2.0. Pertanto la vita di riferimento per le azioni sismiche ( $V_R$ ) delle opere strutturali è pari a 100 anni.

La probabilità di superamento per le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) è pari al 10% e pertanto il periodo di ritorno dell'azione sismica risulta di 949 anni.

Come previsto in relazione sismica T04GE06GEORE01 e nella sua rappresentazione grafica, di cui si riporta uno stralcio in relazione, l'imbocco Nord è categoria di suolo C mentre l'imbocco Sud è categoria di suolo B.

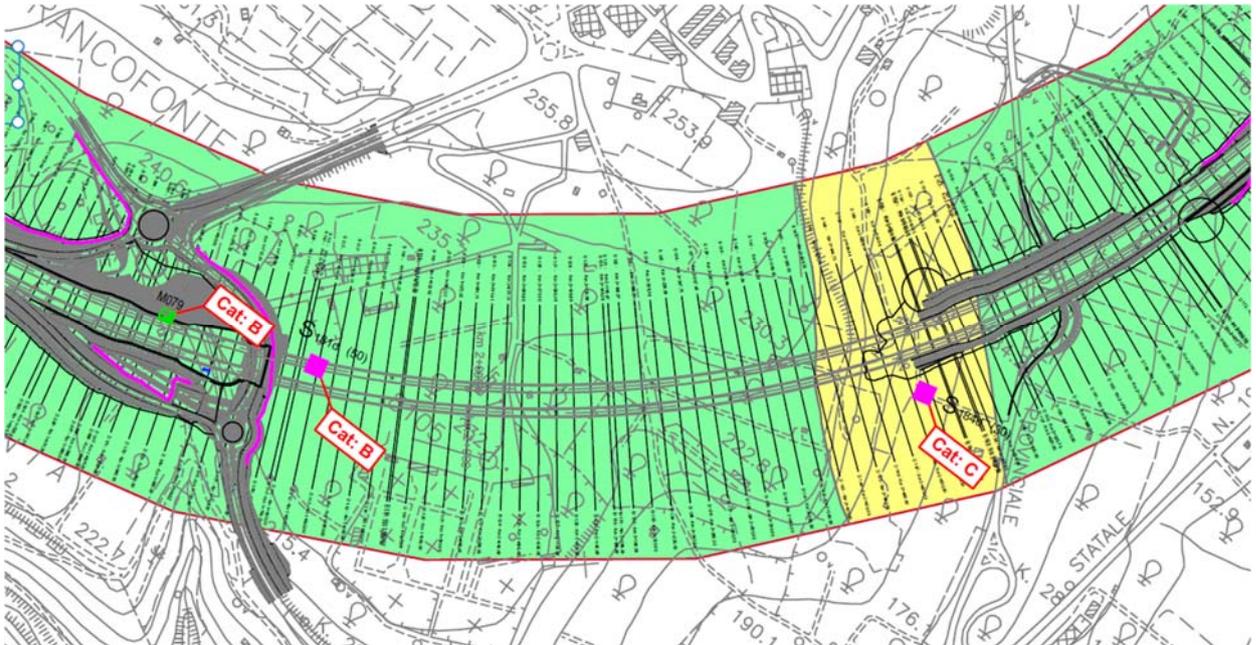


Figura – Categoria di Suolo Lotto 4 – Imbocco Nord e Sud

Per il calcolo dei parametri sismici si è fatto riferimento, a favore di sicurezza, ad una categoria del suolo di tipo C.

I parametri sismici adottati nel calcolo sono illustrati nelle tabelle seguenti.

Si è fatto riferimento al comune di Francofonte.

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	60	0.0573	2,5075	0,2687
Danno (SLD)	101	0.0809	2,4514	0,2879
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.3006	2,3645	0,4559
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.4325	2,345	0,5148

**DATI SISMICI**

$V_N$	<b>50 anni</b>	Vita nominale
Classe d'uso	<b>IV</b>	
Cu	<b>2</b>	Coefficiente d'uso
	<b>C</b>	Categoria sottosuolo
	<b>T1</b>	Categoria topografica
$\beta_m$	<b>1.00</b>	Per muri non in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno

	<u>SLV</u>	<u>SLD</u>
ag/g (%g)	0.294	0.079
ag/g (m/s <sup>2</sup> )	2.885	0.771
F0	2.365	2.464
Tc*	0.456	0.288
SS	1.283	1.500
ST	1.00	1.00
<b>Kh</b>	<b>0.3772</b>	<b>0.1179</b>
<b>kv</b>	<b>0.1886</b>	<b>0.05895</b>

Per l'analisi in condizioni sismiche si fa riferimento al metodo pseudo statico.

In presenza di sisma tale struttura tendono ad avere un comportamento "rigido", ovvero la parete della galleria sottoposta alla spinta delle terre, tende a non subire spostamenti laterali. Sotto tali presupposti, l'incremento di spinta sismica delle terre ( $\Delta Pe$ ), da sommare alla spinta statica, è data dall'espressione di Wood:

$$\Delta Pe = k_h \cdot \gamma \cdot H$$

essendo:

H = altezza di calcolo della struttura;

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

$k_h$  = coefficiente di intensità sismica in direzione orizzontale.

In conformità alle NTC 2008 il coefficiente di intensità sismica è dato dall'espressione:

$$k_h = a_g / g \cdot S_s \cdot S_T \cdot \beta_m$$

In ragione della natura dell'opera, interagente col terreno, il fattore di struttura orizzontale è stato posto pari a  $q_h = 1.0$  (struttura non dissipativa).

Alle azioni esterne sono state sommate le forze d'inerzia ( $\Delta P_{str}$ ), proporzionali alle masse strutturali secondo il coefficiente di intensità sismica  $k_h$ .

#### 4.6.2 Sisma verticale

È considerata anche l'azione sussultoria del sisma, incrementando le azioni verticali mediante la seguente espressione:

$$F_{zi} = \pm k_v \cdot \gamma \cdot z$$

essendo:

$k_v$  = coefficiente di intensità sismica in direzione verticale ( $k_v = k_h / 2$ )

z = profondità dell'elemento rispetto al p.c.;

$\gamma$  = peso di volume del terreno.

Alla struttura è stato attribuito un fattore di struttura verticale  $q_v = 1.0$ .

Alle azioni esterne sono state sommate le forze d'inerzia ( $\Delta P_{strV}$ ), proporzionali alle masse strutturali secondo il coefficiente di intensità sismica  $k_v$ .

#### 4.7 SCHEMI DI CARICO

I carichi,  $Gk_2$ ,  $Gk_3$ ,  $Gk_4$ ,  $\Delta Pe$  e  $\Delta Pw$  sono stati inseriti direttamente nel programma di calcolo, quali carichi distribuiti sulle aste del modello di calcolo.

Circa carichi sismici  $\Delta Pe$ ,  $Fzi$ ,  $\Delta Pstr$ ,  $\Delta PstrV$  e  $\Delta Pw$  sono stati inseriti i valori relativi alla condizione allo SLV; le condizioni allo SLD sono state considerate introducendo parametri di riduzione dei carichi, secondo i rapporti SLD/SLV valutati in fase di analisi dei carichi.

Relativamente ai carichi  $Fzi = k_v \cdot \gamma \cdot z$ , questi sono stati considerati nel programma quale aliquote del carico caratteristico  $Gk_2$ , introducendo i fattori di moltiplicazione dei carichi  $\pm k_v$ .

Infine i valori dei carichi dovuti all'inerzia della struttura in direzione verticale ( $\Delta PstrV$ ) sono stati considerati nel programma quale aliquote del peso proprio degli elementi strutturali, valutato in automatico dal programma di calcolo, introducendo i fattori di moltiplicazione dei carichi  $\pm k_v$ .

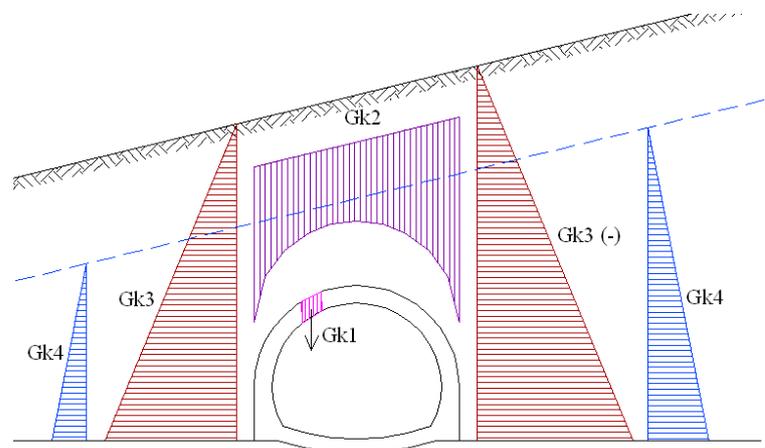


Figura 4-2 Schema di applicazione dei carichi statici.

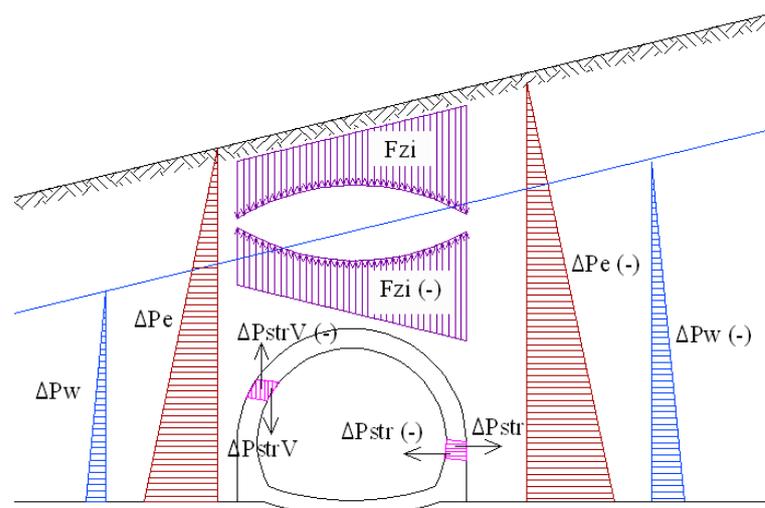


Figura 4-3 Schema di applicazione dei carichi sismici.

#### 4.8 SEZIONI DI CALCOLO

Per la galleria in oggetto entrambe gli imbocchi sono previsti con un tratto di galleria artificiale. Le gallerie sono realizzate a sezione costante, secondo la sezione tipo riportata in Figura 1-2.

Una volta eseguita la galleria artificiale si prevede di realizzare il ricoprimento della galleria artificiale fino alle quote di progetto.

L'altezza del ricoprimento è variabile in funzione delle condizioni locali. Nel calcolo è stata considerata la sezione con ricoprimento maggiore, pari a **4,00 m** e con un carico accidentale pari a **20 kN/m<sup>2</sup>** per tener conto della presenza della viabilità al di sopra dello spessore di ricoprimento. Si è, inoltre, tenuto conto delle caratteristiche geotecniche più sfavorevoli tra quelle individuate per i due imbocchi, relativamente al terreno di fondazione.

Con riferimento agli schemi di carico riportati in precedenza ed allo schema seguente, nelle tabelle che seguono sono riportati i carichi applicati nel modello di calcolo, sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche.

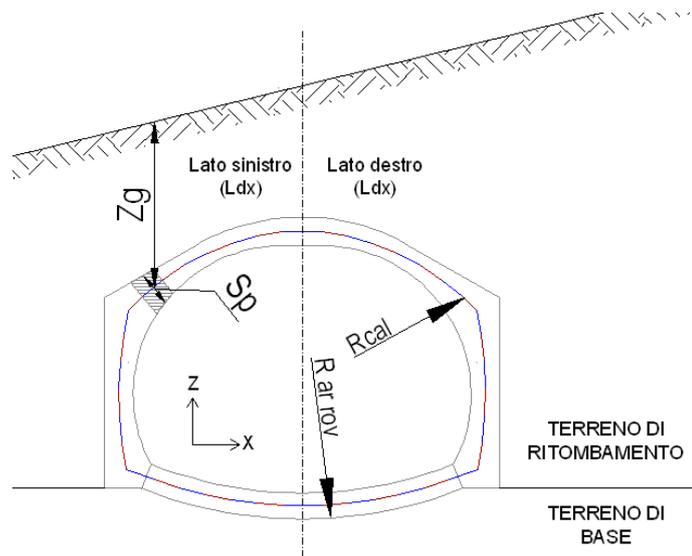


Figura 4-4 Parametri per la valutazione dei carichi agenti.

#### 4.9 COMBINAZIONI DI CARICO

La struttura della galleria è stata verificata per le condizioni di carico riportate di seguito, come previsto dal D.M. del 14 gennaio 2008 sia nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) sia nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE), mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze (§ 2.5.3).

Pertanto, definite le opportune combinazioni delle azioni (azioni di calcolo  $F_d$ ), si valutano le azioni interne (sollecitazioni di calcolo,  $E_d$ ) nei vari elementi strutturali.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale (impiegata per gli SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente (impiegata per gli SLE reversibili)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (impiegata per gli SLE, per gli effetti a lungo termine)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica (impiegata per gli SLU e SLE connessi all'azione sismica  $E$ )

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{G1}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono riportati nella tab. 2.6.I del DM 14/01/2008. Per i coefficienti di combinazione sono stati considerati i seguenti valori (Tab. 5.1.VI DM 14/01/2008):

$$\psi_{0j} = 0,75; \psi_{1j} = 0,75; \psi_{2j} = 0,0$$

**Tabella 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nel caso in esame si hanno le seguenti combinazioni di carico:

Stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} = 1.3 \cdot G_{k1} + 1.3 \cdot G_{k2} + 1.3 \cdot G_{k3} + 1.3 \cdot G_{k4} + 1.5 \cdot Q_{k1}$$

Stati limite di esercizio (SLE)

Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k4} + 0.75 \cdot Q_{k1}$$

Combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k4}$$

Combinazione sismica (impiegata per gli SLU e SLE connessi all'azione sismica E)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} = 1.0 \cdot (\Delta Pe + \Delta Pstr + \Delta Pw)_h + 0.3 \cdot (\Delta PstrV + Fzi)_v$$

$$+ G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k4}$$

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} = 0.3 \cdot (\Delta Pe + \Delta Pstr + \Delta Pw)_h + 1.0 \cdot (\Delta PstrV + Fzi)_v$$

$$+ G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k4}$$

Tutti i carichi considerati in condizioni statiche sono di tipo permanente (di tipo strutturale o permanente portato); le azioni sismiche sono state combinate considerando il sisma agente alternativamente nel verso delle X positive e negative, e composto con il sisma verticale (nella percentuale del 30%), anch'esso con segno Z positivo e Z negativo. Vista la simmetria della struttura e dei carichi applicati il sisma in direzione orizzontale è stato considerato agente nella sola direzione delle X negative.

Relativamente alle azioni suddette, sono stati individuati i seguenti scenari di contingenza:

- Analisi statica in condizioni di esercizio con parametri geotecnici caratteristici (analisi SLE);
- Analisi statica con parametri geotecnici caratteristici e azioni amplificate di un fattore di sicurezza (pari ad 1.3 per le azioni permanenti e 1.5 per le azioni accidentali);
- Analisi in presenza di sisma, con accelerazione sismica valutata in condizioni di Stato Limite di Danno (SLD), con parametri geotecnici caratteristici e sollecitazioni caratteristiche;
- Analisi in presenza di sisma, con accelerazione sismica valutata in condizioni di Stato Limite di Salvaguardia Vita (SLV) con parametri geotecnici caratteristici e sollecitazioni caratteristiche.

Nel programma di calcolo sono state introdotte le combinazioni di calcolo valutate secondo le relazioni sopra descritte.

#### 4.11 CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Gli **elementi in c.a.** sono stati oggetto di verifiche strutturali agli stati limite ultimi (SLU) e stati limite di esercizio (SLE).

Le **verifiche agli SLU** sono state eseguite verificando la seguente condizione:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

- $R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base alle resistenze di progetto dei materiali ed in riferimento al comportamento degli elementi monodimensionali inflessi (prevalenza delle sollecitazioni flessionali e di taglio);
- $E_d$  è l'azione di calcolo relativa alle combinazioni di carico tipo STR.

Sono state distinte due condizioni di verifica:

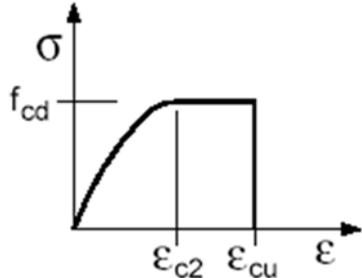
##### Verifiche a pressoflessione:

Le ipotesi adottate nel calcolo possono essere così riassunte:

1. conservazione delle sezioni piane;
2. perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
3. resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
4. rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
5. rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

##### 4.11.1.1.1 Caratteristiche di calcolo dei materiali:

###### 1. Calcestruzzo :

<p><b>C25/30</b></p> <p><math>f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,cyl} / \gamma_c = 14,17 \text{ N/mm}^2</math></p> <p>ove:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\gamma_c = 1,5</math> (fattore di sicurezza)</li> <li>- <math>\alpha_{cc} = 0,85</math> (coefficiente riduttivo per gli effetti di lunga durata)</li> </ul>	
$\epsilon_{c2} = 0,20 \%$	
$\epsilon_{cu} = 0,35 \%$	

**2. Acciaio:**

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$ ove: - $\gamma_s = 1,15$ (fattore di sicurezza)	
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_{sd} = 0,19 \%$	
$\epsilon_{ud} = 1,0 \%$	

Verifiche a taglio

Le verifiche nei confronti delle sollecitazioni di taglio sono condotte considerando come criterio di verifica:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Per la capacità resistente delle sezioni senza armatura specifica a taglio  $V_{Rd}$ , si valuta con la relazione 4.1.14 del D.M. del 14 gennaio 2008 :

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{2/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

d altezza utile della sezione (mm)

$b_w$  larghezza minima della sezione (mm)

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  tensione media di compressione agente nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ )

Per la verifica di sezioni con specifica armatura a taglio, si considera invece:

Criterio di verifica:

$$V_{Rd} = \min ( V_{Rsd} ; V_{Rcd} ) \geq V_{Ed}$$

Ipotesi di calcolo: la resistenza viene valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono:

- le armature trasversali (inclinate di un angolo  $\alpha$ )
- le armature longitudinali
- il corrente compresso di calcestruzzo
- i puntoni d'anima inclinati di un angolo  $\theta$ .

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

con:

d altezza utile della sezione

b<sub>w</sub> larghezza minima della sezione

A<sub>sw</sub> area dell'armatura trasversale

f'<sub>cd</sub> = 0,5 f<sub>cd</sub> resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;

α<sub>cd</sub> fattore maggiorativo dipendente dallo sforzo di compressione medio agente nella sezione di verifica; cautelativamente è stato posto pari ad α<sub>cd</sub> = 1 relativo alle sezioni non compresse (N<sub>Ed</sub>=0).

Le **verifiche agli SLE** sono state eseguite relativamente allo "stato limite di fessurazione"; lo "stato limite delle tensioni in esercizio" è automaticamente soddisfatto poiché le tensioni ammissibili sono meno vincolanti rispetto alla verifica a fessurazione, mentre le azioni di calcolo sono le medesime della verifica a fessurazione.

Lo stato limite di riferimento è stato scelto in particolare secondo le indicazioni della seguente tabella (v. Tab. 4.1.IV, NTC 2008) :

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>d</sub>	Stato limite	w <sub>d</sub>
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>

Relativamente alle condizioni di calcolo:

- condizioni ambientali: **ordinarie** (v. Tab. 4.1.III, NTC 2008)
- armatura: **poco sensibile** (acciai ordinari, p.to 4.1.2.2.4.4 della NTC 2008)

La condizione di verifica è risultata:

- stato limite di apertura delle fessure (sezione parzializzata):

$$w_d \leq w_3 = 0,3 \text{ mm}$$

ove  $w_d$  è il valore di calcolo di apertura delle fessure.

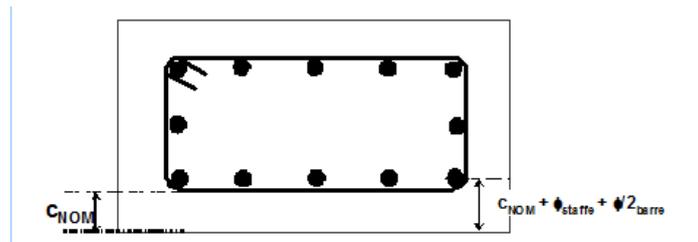
Per gli elementi in c.a., trattandosi di opere controterra, si è assicurato un copriferro di 50 mm rispettando le condizioni minime previste dalla tabella C4.I.IV della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617:

$C_{min}$	$C_o$	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

#### 4.11.2 Calcolo del copriferro per le verifiche strutturali

Il valore del copriferro nominale, in accordo alla definizione data sia dalle NTC, rappresenta la porzione netta di calcestruzzo a ricoprimento delle armature sia esse longitudinali che staffe. La distanza ( $d$ ), invece, indica la distanza tra il baricentro dell'armatura principale e la superficie esterna dell'elemento che viene impiegata nel dimensionamento strutturale in c.a. Il valore di  $d$  potrà essere opportunamente calcolato a partire dal copriferro nominale cui bisognerà aggiungere il diametro delle staffe e il semidiametro dell'armatura principale resistente :

- $d = \text{copriferro per le verifiche strutturali} = C_{nom} + \phi_{\text{staffe}} + \phi_{\text{barre}} / 2$



Nello specifico il valore di  $d$  è pari :  $5 \text{ cm} + \phi 14 + \phi 26/2 = 7.7 \text{ cm}$

## 5 RISULTATI

### 5.1 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

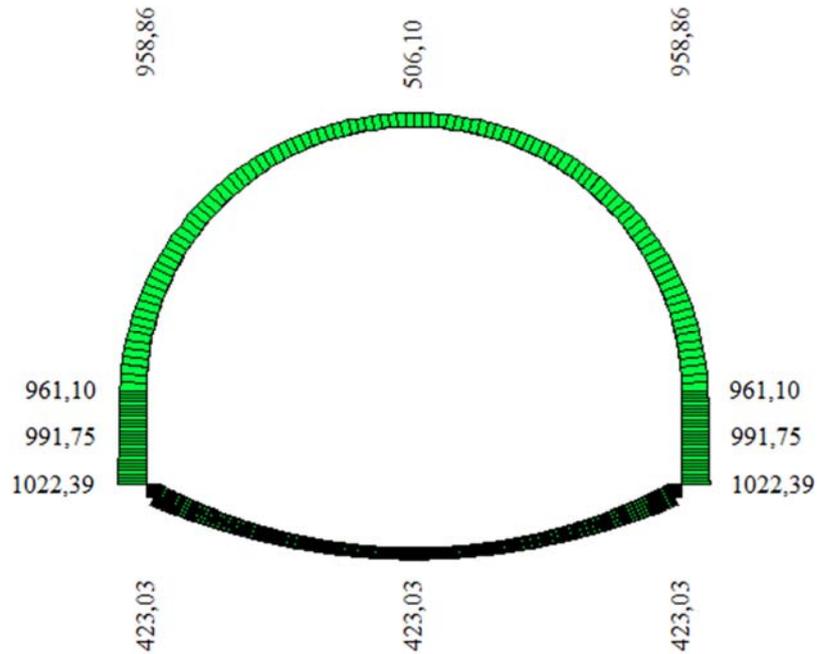


Figura 5-1 Combinazione SLE-frequente – Diagramma N (valori espressi in kN).

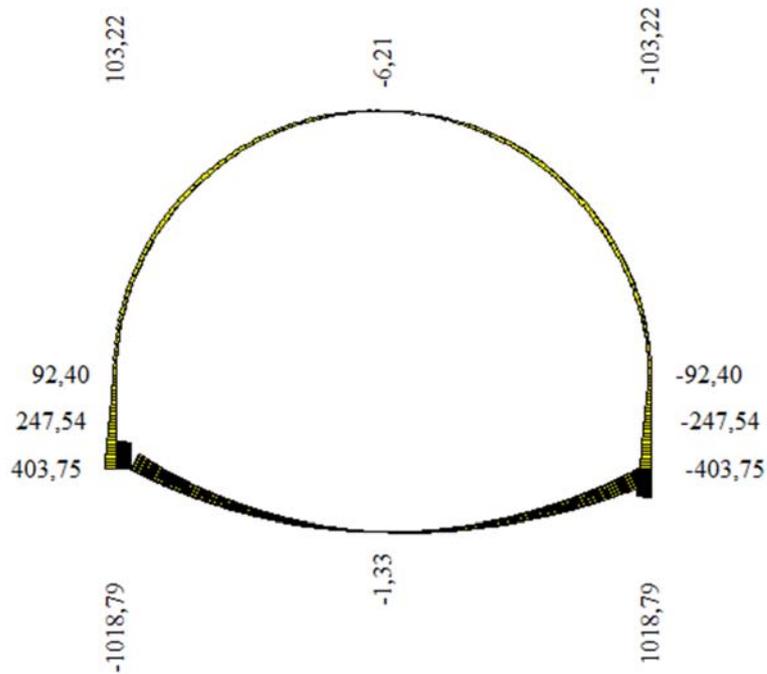


Figura 5-2 Combinazione SLE-frequente – Diagramma T (valori espressi in kN).

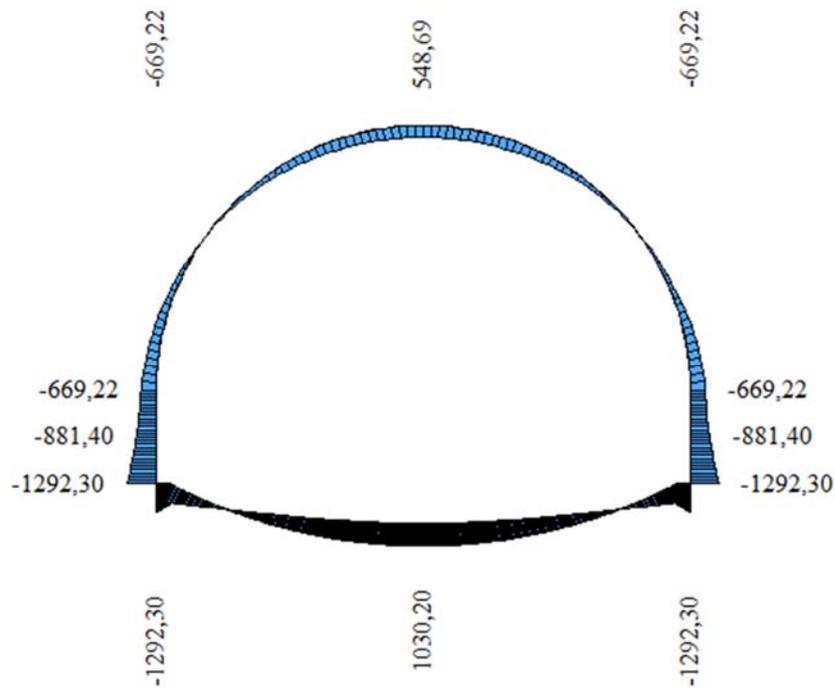


Figura 5-3 Combinazione SLE-frequente – Diagramma M (valori espressi in kN m).

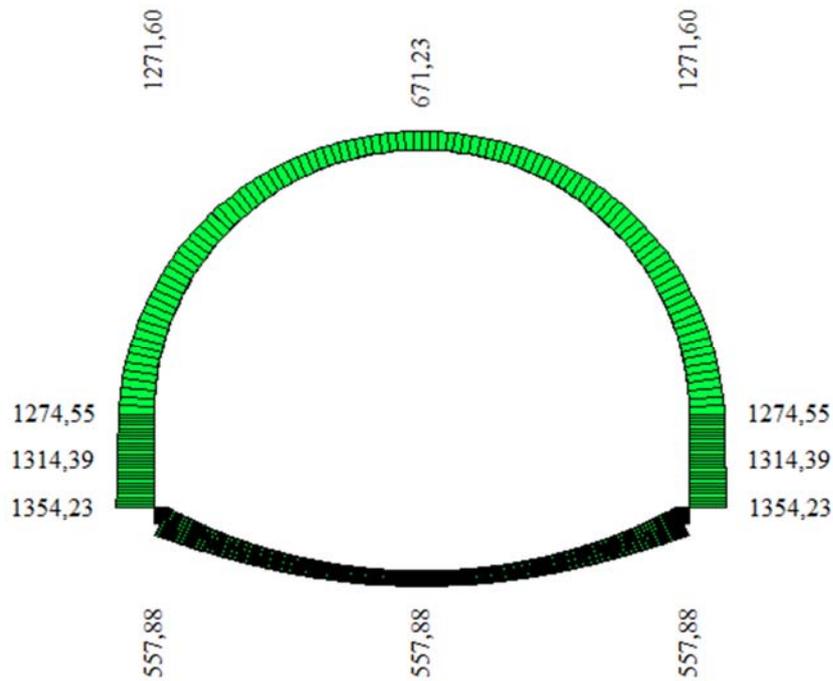


Figura 5-4 Combinazione SLU-statica – Diagramma N (valori espressi in kN).

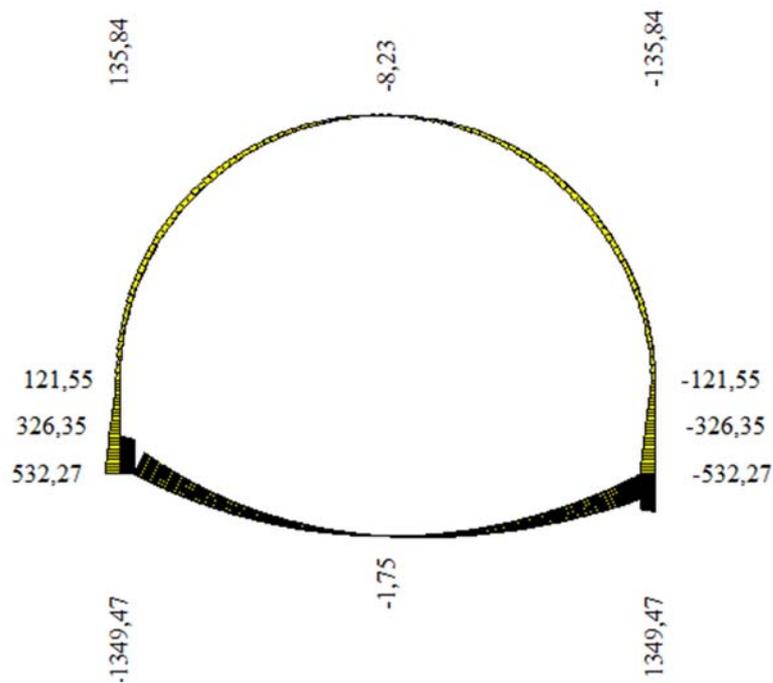


Figura 5-5 Combinazione SLU-statica – Diagramma T (valori espressi in kN).

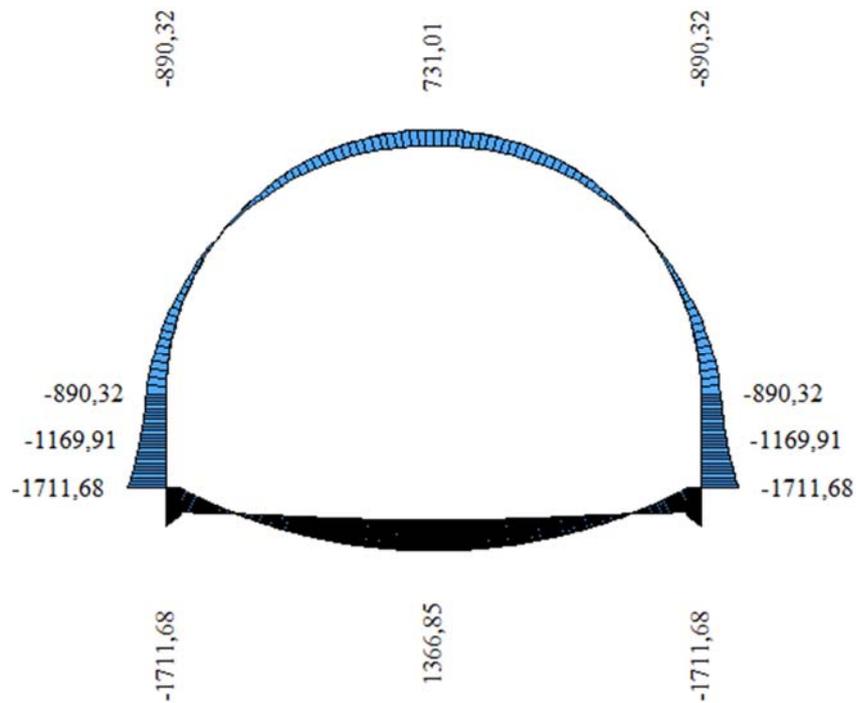


Figura 5-6 Combinazione SLU-statica – Diagramma M (valori espressi in kN m).

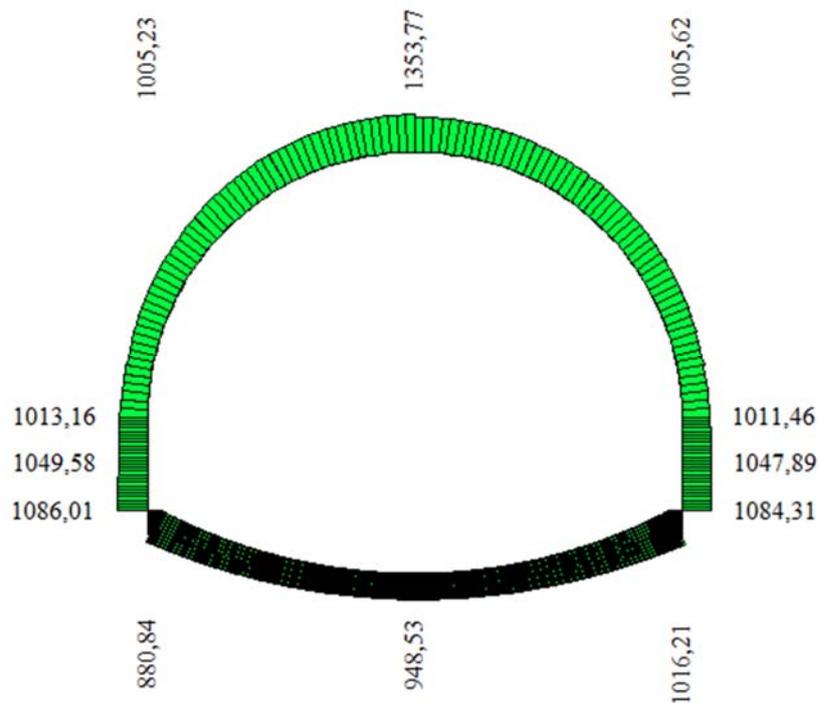


Figura 5-7 Combinazione SLV-sismica – Diagramma involucro N (valori espressi in kN).

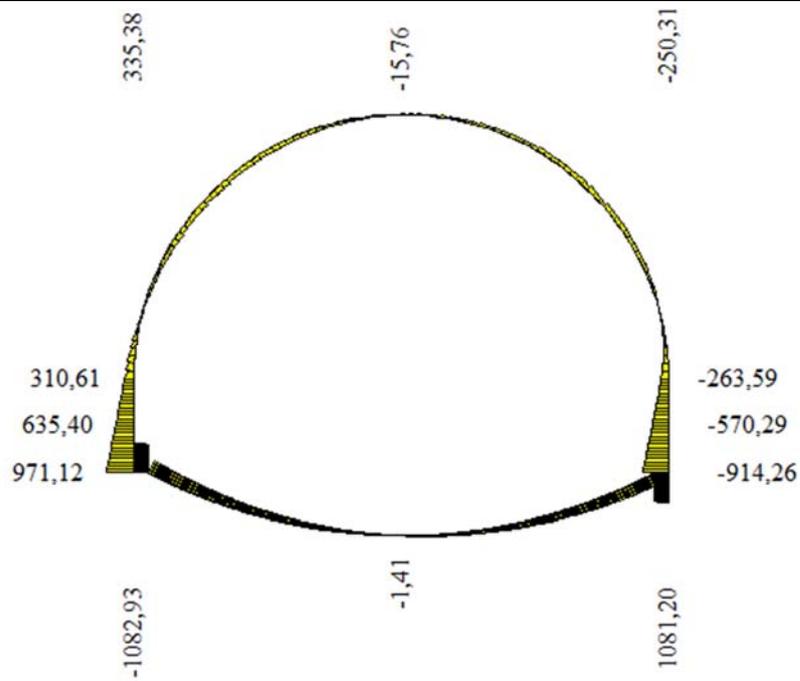


Figura 5-8 Combinazione SLV-sismica – Diagramma involuppo T (valori espressi in kN).

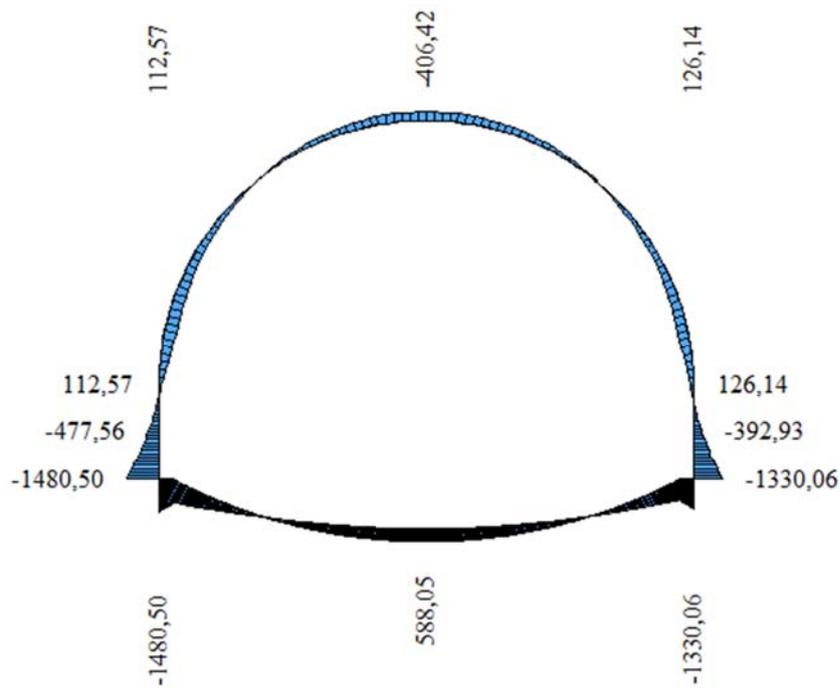
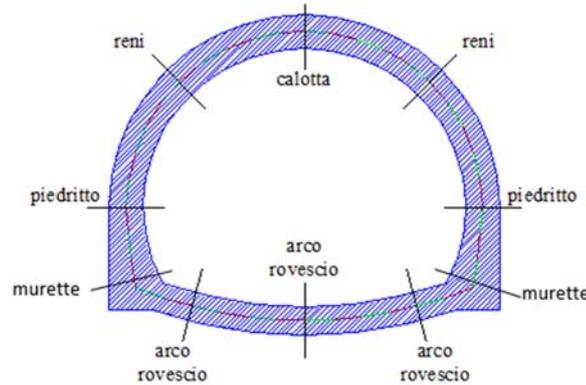


Figura 5-9 Combinazione SLV-sismica – Diagramma involuppo M (valori espressi in kN m).

## 5.2 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Le sezioni oggetto di verifiche sono indicate nell'immagine che segue.



Nella tabella seguente sono riassunte le massime sollecitazioni ottenute dal calcolo e riferite alle sezioni di verifica indicate in figura.

Combinazione	Sezione	$M_{max}$	N ( corrisp. )	T ( N corrisp. )
		kN·m	kN	kN
SLU (statica)	<i>calotta/reni</i>	731	670	100 (670)
	<i>piedritto</i>	890	1275	122 (1275)
	<i>Murette</i>	1712	1354	532 (1354)
	<i>arco rovescio</i>	1712	558	1350 (558)
SLE (frequente)	<i>calotta</i>	550	506	
	<i>piedritto</i>	670	961	
	<i>Murette</i>	1290	991	
	<i>arco rovescio</i>	1290	423	
SLV (sismica)	<i>calotta/reni</i>	553	1241	100 (1240)
	<i>piedritto</i>	478	1050	635 (1050)
	<i>Murette</i>	1480	1086	971 (1086)
	<i>arco rovescio</i>	1480	880	1082 (880)

## 5.3 VERIFICHE

### 5.3.1 Calotta/reni

#### Dati sezione

Le verifiche sono condotte in corrispondenza della sezione con  $M_{max}$  in calotta (SLU)

$b = 100$  cm

$h = 100$  cm

$A_f = \varnothing 26/10 + \varnothing 20/20$  armatura a trazione

$A'_f = \varnothing 26/20$  armatura a compressione

$c = 8$  cm copriferro

#### Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezGA\_cal\_slu

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	26.55	8
			2	68.8	92

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N 670 0 kN  
M 731 550 kNm  
M\_xEd 0 0

P.to applicazione N  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

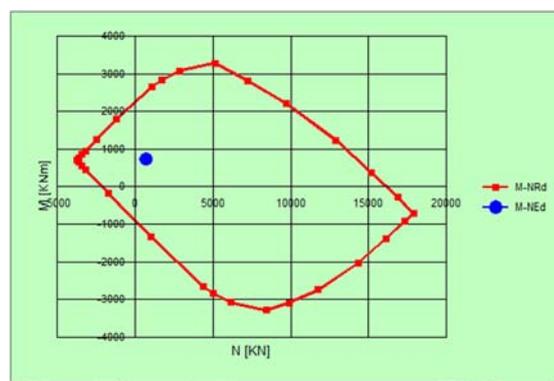
Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C25/30

$\epsilon_{cu}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.9 ‰  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6 ‰  
 $\tau_{c1}$  1.829 ‰

$\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  12.41 ‰  
d 92 cm  
x 20.24 x/d 0.2201  
 $\delta$  0.7151

Metodo di calcolo S.L.U. + S.L.U. - Metodo n  
Tipo flessione Retta Deviata  
N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L\_0 0 cm Col. modello  
Precompresso



In condizioni sismiche (SLV) il  $M_{max}$  tende le fibre superiori, pertanto si riporta la verifica anche per tale condizione di carico.

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezGA\_cal\_slv

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	26.55	8
			2	68.8	92

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

$N_{Ed}$  1241 0 kN  
 $M_{xEd}$  -553 550 kNm  
 $M_{yEd}$  0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
 $L_0$  0 cm Col. modello

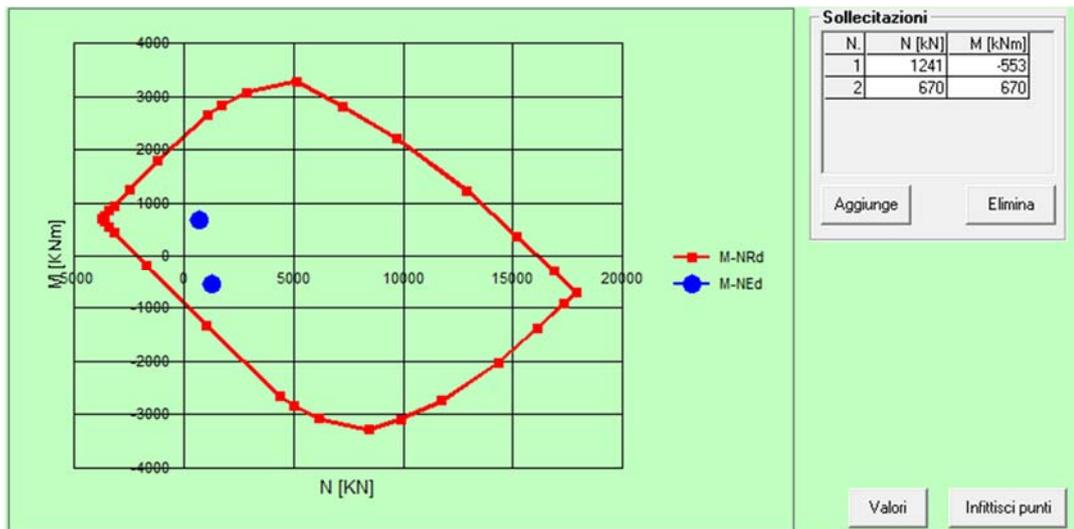
Precompresso

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  $\sqrt{}$   
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$M_{xRd}$  2'710 kNm  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  9.266 ‰  
 $d$  92 cm  
 $x$  25.22  $x/d$  0.2742  
 $\delta$  0.7827



Verifica a taglio

Il valore di taglio max si ha per la combinazione SLV.

<b>Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio</b>		
<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} = 100 \text{ kN}$	
Altezza della sezione	$h = 1000 \text{ mm}$	
Copriferro della sezione	$\delta = 80 \text{ mm}$	
Altezza utile della sezione	$d = 920 \text{ mm}$	
Diametro delle staffe	$d_w = 14 \text{ mm}$	
Numero di braccia	$n_w = 5$	
Area totale staffe	$A_{sw} = 769.30 \text{ mm}^2$	
Passo delle staffe	$s = 200 \text{ mm}$	
Inclinazione delle staffe	$\alpha = 90 \text{ deg}$	
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta = 40 \text{ deg}$	$\cot(\theta) = 1.19$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$	
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c = 1.2$	
<b>Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"</b>	$V_{Rsd} = 1485.2 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
<b>Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"</b>	$V_{Rcd} = 4602.2 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
<b>Resistenza a taglio della sezione</b>	$V_{Rd} = 1485.2 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
<b>Esito della verifica</b>	<b>soddisfatta</b>	

Verifica delle tensioni in esercizio (per la combinazione SLE – frequente)

$N = 506 \text{ kN}$

$M = 550 \text{ kN}$

$\sigma_c = 3,94 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 67,6 \text{ MPa}$

Verifica a fessurazione (per la combinazione SLE – frequente)

<u>Verifica apertura fessure</u>		
$\sigma_s$	67.6 N/mm <sup>2</sup>	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
$x_n$	320.0 mm	Asse neutro della sezione
$c$	80 mm	Copriferro
$b$	1000 mm	Larghezza sezione
$h$	1000 mm	Altezza sezione
$k_t$	0.4	$k_t=0.6$ ; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
$k_2$	0.5	$k_2=0.5$ ; 1.0 caso flessione/trazione semplice
$k_1$	0.8	$k_1=0.8$ ; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
$w$	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
$d$	920 mm	Altezza utile della sezione
$\delta$	53 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
$f_{ck}$	33.2 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cilindrica cls
$A_{c\_eff}$	200000 mm <sup>2</sup>	Area efficace del calcestruzzo
$A_{s\_long}$	5309 mm <sup>2</sup>	Area ferri longitudinali in zona tesa
$E_s$	206000 N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico acciaio da c.a.
$f_{ctm}$	3.1 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione media cls
$E_{cm}$	33643 N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico medio cls
$\alpha_e$	6.12	Rapporto $E_s/E_{cm}$
$f_{cm}$	41.2 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media cls
$\rho_{eff}$	2.65 %	Rapporto area acciai/area efficace
$\epsilon_{sm}$	0.02 %	Deformazione unitaria media
$k_3$	3.40	Coefficiente
$k_4$	0.425	Coefficiente
$\Delta s_{max}$	346.7 mm	Distanza massima tra le fessure
$w_d$	✓ 0.068 mm	Valore di calcolo apertura fessure

### 5.3.2 Piedritto

#### Dati sezione

Le verifiche sono condotte in corrispondenza della sezione con  $M_{max}$  sul piedritto (SLU\_statica).

$b = 100$  cm

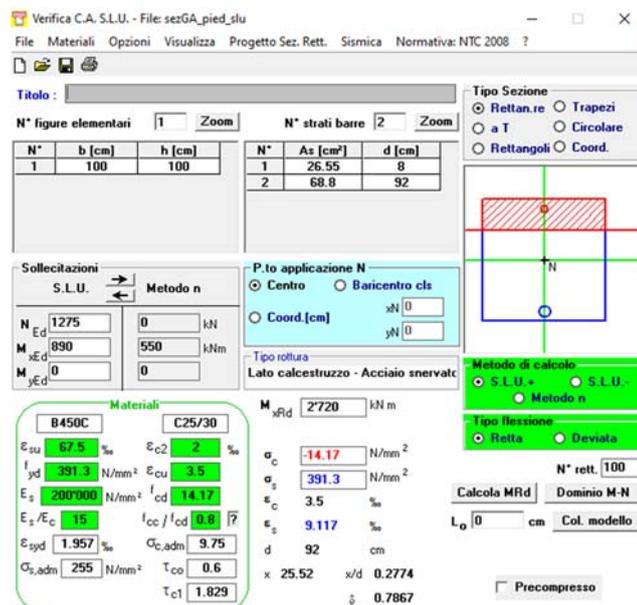
$h = 100$  cm

$A_f = \varnothing 26/20 + \varnothing 20/20$  armatura a trazione

$A'_f = \varnothing 26/20$  armatura a compressione

$c = 8$  cm copriferro

#### Verifica a pressoflessione



Verifica C.A. S.L.U. - File: sezGA\_pied\_slu

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	26.55	8
			2	68.8	92

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 1275 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 890 550 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls  
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xEd</sub> 2720 kNm

Materiali: B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17 ‰  
 $E_c/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8

$\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  9.117 ‰  
d 92 cm  
x 25.52 x/d 0.2774  
δ 0.7867

Tipo Sezione: Rettang. re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n

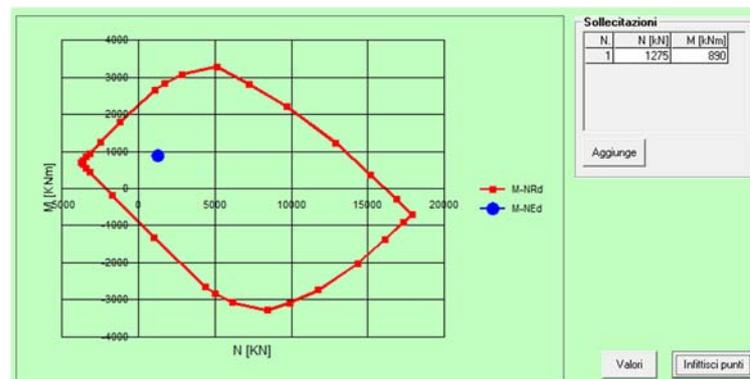
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso



Verifica a taglio

Il valore di taglio max si ha per la combinazione SLV.

<b>Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio</b>		
<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} = 635 \text{ kN}$	
Altezza della sezione	$h = 1000 \text{ mm}$	
Copriferro della sezione	$\delta = 80 \text{ mm}$	
Altezza utile della sezione	$d = 920 \text{ mm}$	
Diametro delle staffe	$d_w = 14 \text{ mm}$	
Numero di braccia	$n_w = 5$	
Area totale staffe	$A_{sw} = 769.30 \text{ mm}^2$	
Passo delle staffe	$s = 200 \text{ mm}$	
Inclinazione delle staffe	$\alpha = 90 \text{ deg}$	
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta = 40 \text{ deg}$	$\cot(\theta) = 1.19$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$	
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c = 1.2$	
<b>Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"</b>	$V_{Rsd} = 1485.2 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
<b>Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"</b>	$V_{Rcd} = 4602.2 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
<b>Resistenza a taglio della sezione</b>	$V_{Rd} = 1485.2 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
<b>Esito della verifica</b>	<b>soddisfatta</b>	

Verifica delle tensioni in esercizio (per la combinazione SLE – frequente)

$N = 961 \text{ kN}$

$M = 670 \text{ kN}$

$\sigma_c = 4,995 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 64,30 \text{ MPa}$

Verifica a fessurazione (per la combinazione SLE – frequente)

<u>Verifica apertura fessure</u>		
$\sigma_s$	64.3 N/mm <sup>2</sup>	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
$x_n$	321.0 mm	Asse neutro della sezione
$R_{ck}$	40 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cubica cls
$c$	80 mm	Copriferro
$b$	1000 mm	Larghezza sezione
$h$	1000 mm	Altezza sezione
$k_t$	0.4	$k_t=0.6$ ; 0.4 carichi breve durata/longa durata
$k_2$	0.5	$k_2=0.5$ ; 1.0 caso flessione/trazione semplice
$k_1$	0.8	$k_1=0.8$ ; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
$w$	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
$d$	920 mm	Altezza utile della sezione
$\delta$	53 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
$f_{ck}$	33.2 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cilindrica cls
$A_{c\_eff}$	200000 mm <sup>2</sup>	Area efficace del calcestruzzo
$A_{s\_long}$	5309 mm <sup>2</sup>	Area ferri longitudinali in zona tesa
$E_s$	206000 N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico acciaio da c.a.
$f_{ctm}$	3.1 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione media cls
$E_{cm}$	33643 N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico medio cls
$\alpha_e$	6.12	Rapporto $E_s/E_{cm}$
$f_{cm}$	41.2 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media cls
$\rho_{eff}$	2.65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
$\epsilon_{sm}$	0.02 %	Deformazione unitaria media
$k_3$	3.40	Coefficiente
$k_4$	0.425	Coefficiente
$\Delta s_{max}$	346.7 mm	Distanza massima tra le fessure
$w_d$	0.065 mm	Valore di calcolo apertura fessure

### 5.3.3 Arco rovescio

#### Dati sezione

Le verifiche sono condotte in corrispondenza della sezione con  $M_{max}$  sull'arco rovescio.

$b = 100$  cm

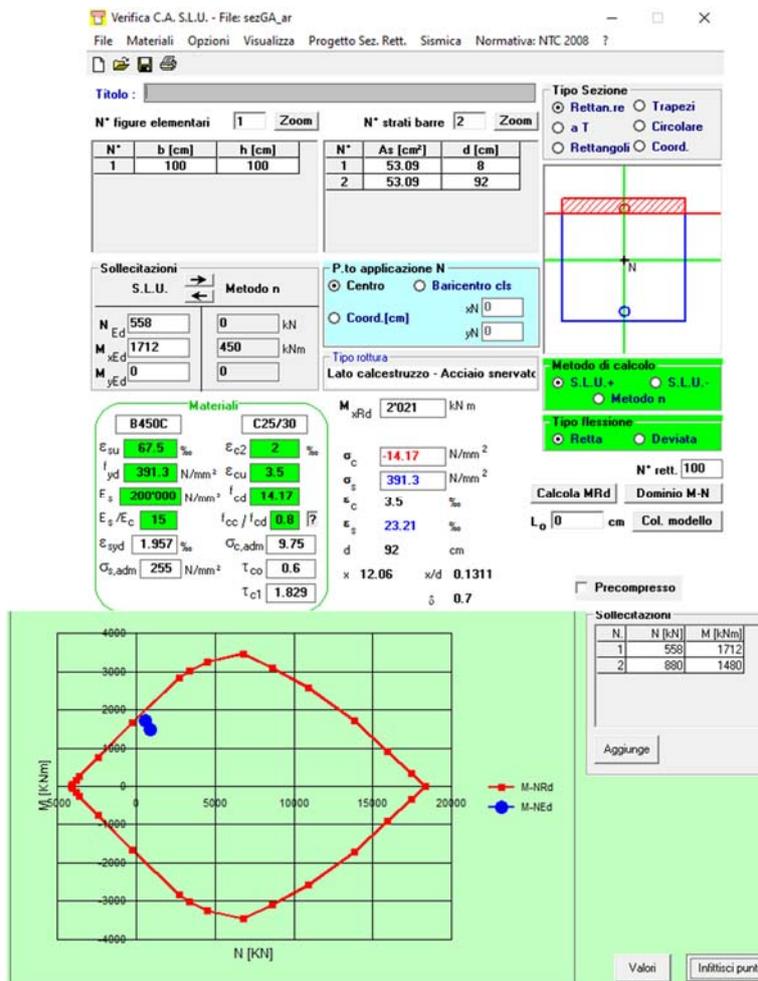
$h = 100$  cm

$A_f = \varnothing 26/10$  armatura a trazione

$A'_f = \varnothing 26/10$  armatura a compressione

$c = 8$  cm copriferro

#### Verifica a pressoflessione



Verifica a taglio

Il valore di taglio max si ha per la combinazione SLU.

<b>Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio</b>		
<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} = 1350 \text{ kN}$	
Altezza della sezione	$h = 1000 \text{ mm}$	
Copriferro della sezione	$\delta = 80 \text{ mm}$	
Altezza utile della sezione	$d = 920 \text{ mm}$	
Diametro delle staffe	$d_w = 14 \text{ mm}$	
Numero di braccia	$n_w = 5$	
Area totale staffe	$A_{sw} = 769.30 \text{ mm}^2$	
Passo delle staffe	$s = 200 \text{ mm}$	
Inclinazione delle staffe	$\alpha = 90 \text{ deg}$	
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta = 40 \text{ deg}$	$\cot(\theta) = 1.19$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$	
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c = 1.2$	
<b>Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"</b>	$V_{Rsd} = 1485.2 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
<b>Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"</b>	$V_{Rcd} = 4602.2 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
<b>Resistenza a taglio della sezione</b>	$V_{Rd} = 1485.2 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
<b>Esito della verifica</b>	<b>soddisfatta</b>	

Verifica delle tensioni in esercizio (per la combinazione SLE – frequente)

$N = 423 \text{ kN}$

$M = 1290 \text{ kN}$

$\sigma_c = 6,435 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 209,3 \text{ MPa}$

Verifica a fessurazione (per la combinazione SLE – frequente)

<u>Verifica apertura fessure</u>		
$\sigma_s$	209.3 N/mm <sup>2</sup>	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
$x_n$	350.0 mm	Asse neutro della sezione
$R_{ck}$	40 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cubica cls
$c$	80 mm	Copriferro
$b$	1000 mm	Larghezza sezione
$h$	1000 mm	Altezza sezione
$k_t$	0.4	$k_t=0.6$ ; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
$k_2$	0.5	$k_2=0.5$ ; 1.0 caso flessione/trazione semplice
$k_1$	0.8	$k_1=0.8$ ; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
$w$	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
$d$	920 mm	Altezza utile della sezione
$\delta$	53 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
$f_{ck}$	33.2 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cilindrica cls
$A_{c\_eff}$	200000 mm <sup>2</sup>	Area efficace del calcestruzzo
$A_{s\_long}$	5309 mm <sup>2</sup>	Area ferri longitudinali in zona tesa
$E_s$	206000 N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico acciaio da c.a.
$f_{ctm}$	3.1 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione media cls
$E_{cm}$	33643 N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico medio cls
$\alpha_e$	6.12	Rapporto $E_s/E_{cm}$
$f_{cm}$	41.2 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media cls
$\rho_{eff}$	2.65 %	Rapporto area acciai/area efficace
$\epsilon_{sm}$	0.08 %	Deformazione unitaria media
$k_3$	3.40	Coefficiente
$k_4$	0.425	Coefficiente
$\Delta s_{max}$	346.7 mm	Distanza massima tra le fessure
$w_d$	0.261 mm	Valore di calcolo apertura fessure

### 5.3.4 Murette

#### Dati sezione

Le verifiche sono condotte in corrispondenza della sezione con  $M_{max}$  in corrispondenza dell'innesto tra murette e arco rovescio. La verifica in favore di sicurezza è stata condotta su una sezione media pari a 120 cm

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$A_f = \varnothing 26/20 \text{ armatura a trazione (doppio strato)}$$

$$A'_f = \varnothing 26/20 \text{ armatura a compressione}$$

$$c = 8 \text{ cm} \quad \text{copriferro}$$

#### Verifica a pressoflessione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	26.55	8
			2	53.09	112

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 1354 0 kN  
M xEd 1712 450 kNm  
M yEd 0 0

P.to applicazione N  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd 2'848 kNm

Materiali B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

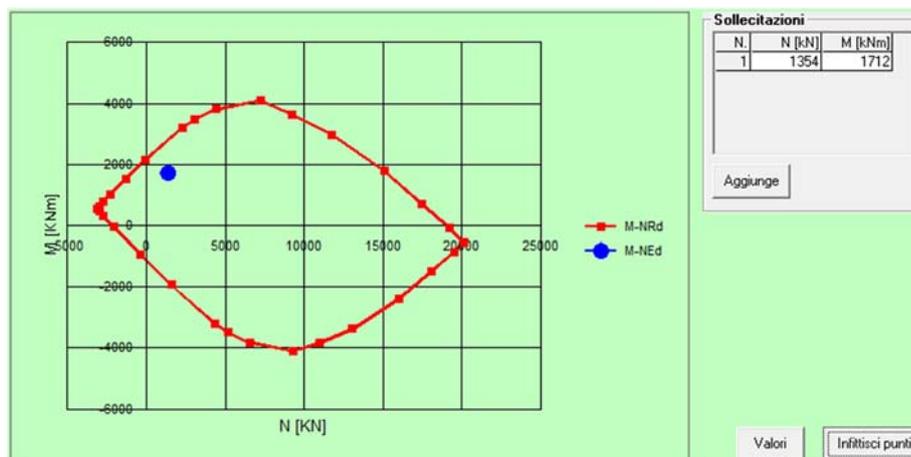
$\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  15.31 ‰  
d 112 cm  
x 20.84 x/d 0.1861  
0.7

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo  
 S.L.U. +  S.L.U.  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviato

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso



Verifica a taglio

Il valore di taglio max si ha per la combinazione SLU.

<b>Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio</b>		
<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} = 971 \text{ kN}$	
Altezza della sezione	$h = 1200 \text{ mm}$	
Copriferro della sezione	$\delta = 80 \text{ mm}$	
Altezza utile della sezione	$d = 1120 \text{ mm}$	
Diametro delle staffe	$d_w = 14 \text{ mm}$	
Numero di braccia	$n_w = 5$	
Area totale staffe	$A_{sw} = 769.30 \text{ mm}^2$	
Passo delle staffe	$s = 200 \text{ mm}$	
Inclinazione delle staffe	$\alpha = 90 \text{ deg}$	
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta = 40 \text{ deg}$	$\cot(\theta) = 1.19$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$	
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c = 1.2$	
<b>Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"</b>	$V_{Rsd} = 1808.1 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
<b>Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"</b>	$V_{Rcd} = 5602.7 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
<b>Resistenza a taglio della sezione</b>	$V_{Rd} = 1808.1 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
<b>Esito della verifica</b>	<b>soddisfatta</b>	

Verifica delle tensioni in esercizio (per la combinazione SLE – frequente)

$N = 961 \text{ kN}$

$M = 1290 \text{ kN}$

$\sigma_c = 7,155 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 162,8 \text{ MPa}$

Verifica a fessurazione (per la combinazione SLE – frequente)

<u>Verifica apertura fessure</u>		
$\sigma_s$	162.8 N/mm <sup>2</sup>	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
$x_n$	440.0 mm	Asse neutro della sezione
$R_{ck}$	40 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cubica cls
$c$	80 mm	Copriferro
$b$	1000 mm	Larghezza sezione
$h$	1400 mm	Altezza sezione
$k_t$	0.4	$k_t=0.6$ ; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
$k_2$	0.5	$k_2=0.5$ ; 1.0 caso flessione/trazione semplice
$k_1$	0.8	$k_1=0.8$ ; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
$w$	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
$d$	1320 mm	Altezza utile della sezione
$\delta$	53 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
$f_{ck}$	33.2 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cilindrica cls
$A_{c,eff}$	200000 mm <sup>2</sup>	Area efficace del calcestruzzo
$A_{s,long}$	5309 mm <sup>2</sup>	Area ferri longitudinali in zona tesa
$E_s$	206000 N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico acciaio da c.a.
$f_{ctm}$	3.1 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione media cls
$E_{cm}$	33643 N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico medio cls
$\alpha_e$	6.12	Rapporto $E_s/E_{cm}$
$f_{cm}$	41.2 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media cls
$\rho_{eff}$	2.65 %	Rapporto area acciai/area efficace
$\epsilon_{sm}$	0.05 %	Deformazione unitaria media
$k_3$	3.40	Coefficiente
$k_4$	0.425	Coefficiente
$\Delta s_{max}$	346.7 mm	Distanza massima tra le fessure
$w_d$	0.183 mm	Valore di calcolo apertura fessure

## 6 ALLEGATI DI CALCOLO

### 6.1 OUTPUT

#### Sollecitazioni

##### Massimi e minimi

##### Combinazione n° 1

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1473,97	0,50	1162,60	14,57	937,97	14,20
Piedritto sinistro	-1473,97	2,15	476,78	2,15	1165,82	2,15
Piedritto destro	-1473,97	2,15	-476,78	2,15	1165,82	2,15
Traverso	-737,85	14,60	171,12	3,08	1083,44	0,50

##### Combinazione n° 2

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1130,93	0,50	894,37	14,57	761,37	14,20
Piedritto sinistro	-1130,93	2,15	412,13	2,15	896,78	2,15
Piedritto destro	-1130,93	2,15	-412,13	2,15	896,78	2,15
Traverso	-499,11	14,60	111,50	3,08	833,15	14,60

##### Combinazione n° 3

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1711,68	0,50	1350,39	14,57	1070,62	14,20
Piedritto sinistro	-1711,68	2,15	532,27	2,15	1354,23	2,15
Piedritto destro	-1711,68	2,15	-532,27	2,15	1354,23	2,15
Traverso	-890,32	14,60	210,93	3,08	1271,60	0,50

**Combinazione n° 4**

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1337,12	0,50	1057,13	14,57	880,31	14,20
Piedritto sinistro	-1337,12	2,15	464,76	2,15	1060,08	2,15
Piedritto destro	-1337,12	2,15	-464,76	2,15	1060,08	2,15
Traverso	-624,07	14,60	143,31	3,08	996,19	14,60

**Combinazione n° 5**

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1147,26	0,50	-834,52	0,50	1130,37	14,20
Piedritto sinistro	-1147,26	2,15	825,67	2,15	836,76	2,15
Piedritto destro	-1016,37	2,15	-776,80	2,15	831,27	2,15
Traverso	547,06	1,00	284,96	0,50	1160,64	7,38

**Combinazione n° 6**

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1307,40	0,50	957,55	14,57	1193,87	14,20
Piedritto sinistro	-1307,40	2,15	828,84	2,15	959,56	2,15
Piedritto destro	-1183,60	2,15	-788,40	2,15	959,54	2,15
Traverso	448,38	1,18	290,58	0,50	1157,45	7,38

**Combinazione n° 7**

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1312,75	0,50	-958,72	0,50	1255,34	14,20
Piedritto sinistro	-1312,75	2,15	904,23	2,15	961,45	2,15
Piedritto destro	-1176,44	2,15	-854,88	2,15	957,65	2,15
Traverso	558,70	1,04	313,28	0,50	1236,19	7,38

### Combinazione n° 8

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1152,60	0,50	-836,50	0,50	1191,83	14,20
Piedritto sinistro	-1152,60	2,15	901,06	2,15	838,64	2,15
Piedritto destro	-1009,20	2,15	-843,28	2,15	829,39	2,15
Traverso	664,20	0,91	307,66	0,50	1239,37	7,38

### Combinazione n° 9

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1314,10	0,50	-958,55	0,50	1237,05	14,20
Piedritto sinistro	-1314,10	2,15	886,41	2,15	961,16	2,15
Piedritto destro	-1170,25	2,15	-830,83	2,15	958,09	2,15
Traverso	521,35	1,04	304,73	0,50	1268,04	7,38

### Combinazione n° 10

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1474,24	0,50	1083,97	14,57	1300,56	14,20
Piedritto sinistro	-1474,24	2,15	889,58	2,15	1083,97	2,15
Piedritto destro	-1337,48	2,15	-842,42	2,15	1086,36	2,15
Traverso	428,89	1,18	310,34	0,50	1264,86	7,38

### Combinazione n° 11

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1480,50	0,50	-1082,93	0,50	1367,00	14,20
Piedritto sinistro	-1480,50	2,15	971,12	2,15	1086,01	2,15

Piedritto destro-1330,06	2,15	-914,26	2,15	1084,31	2,15
Traverso 544,40	1,04	335,38	0,50	1352,02	7,38

**Combinazione n° 12**

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1320,36	0,50	-960,70	0,50	1303,49	14,20
Piedritto sinistro-1320,36		2,15	967,95	2,15	963,21	2,15
Piedritto destro-1162,83		2,15	-902,66	2,15	956,05	2,15
Traverso 645,28		1,00	329,76	0,50	1355,20	7,38

**Combinazione n° 13**

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1307,44	14,60	957,49	14,57	1193,77	0,88
Piedritto sinistro-1183,62		2,15	788,45	2,15	959,63	2,15
Piedritto destro-1307,44		2,15	-828,89	2,15	959,47	2,15
Traverso 448,56		13,92	-290,62	14,60	1160,91	7,38

**Combinazione n° 14**

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1147,30	14,60	835,00	14,57	1130,41	0,88
Piedritto sinistro-1016,38		2,15	776,85	2,15	831,37	2,15
Piedritto destro-1147,30		2,15	-825,73	2,15	836,66	2,15
Traverso 547,24		14,10	-285,01	14,60	1164,02	7,38

**Combinazione n° 15**

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
----------	---------	-------	--------	-------	--------	-------

Fondazione	-1312,79	14,60	959,46	14,57	1255,24	0,88
Piedritto sinistro	-1176,45	2,15	854,93	2,15	957,75	2,15
Piedritto destro	-1312,79	2,15	-904,28	2,15	961,35	2,15
Traverso	558,88	14,06	-313,33	14,60	1239,60	7,38

### Combinazione n° 16

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1152,64	14,60	836,97	14,57	1191,88	0,88
Piedritto sinistro	-1009,22	2,15	843,33	2,15	829,49	2,15
Piedritto destro	-1152,64	2,15	-901,12	2,15	838,54	2,15
Traverso	664,39	14,19	-307,72	14,60	1242,72	7,38

### Combinazione n° 17

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1474,28	14,60	-1083,23	0,50	1300,46	0,88
Piedritto sinistro	-1337,50	2,15	842,47	2,15	1086,46	2,15
Piedritto destro	-1474,28	2,15	-889,64	2,15	1083,87	2,15
Traverso	429,07	13,92	-310,39	14,60	1268,37	7,38

### Combinazione n° 18

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1314,14	14,60	959,03	14,57	1237,10	0,88
Piedritto sinistro	-1170,26	2,15	830,88	2,15	958,19	2,15
Piedritto destro	-1314,14	2,15	-886,47	2,15	961,06	2,15
Traverso	521,54	14,06	-304,78	14,60	1271,48	7,38

### Combinazione n° 19

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1480,55	14,60	1083,66	14,57	1366,91	0,88
Piedritto sinistro	-1330,07	2,15	914,31	2,15	1084,42	2,15
Piedritto destro	-1480,55	2,15	-971,17	2,15	1085,90	2,15
Traverso	544,59	14,06	-335,43	14,60	1355,48	7,38

### Combinazione n° 20

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1320,40	14,60	961,17	14,57	1303,55	0,88
Piedritto sinistro	-1162,84	2,15	902,71	2,15	956,15	2,15
Piedritto destro	-1320,40	2,15	-968,01	2,15	963,10	2,15
Traverso	645,48	14,10	-329,82	14,60	1358,60	7,38

### Combinazione n° 21

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1292,30	0,50	1019,50	14,57	809,95	14,20
Piedritto sinistro	-1292,30	2,15	403,75	2,15	1022,39	2,15
Piedritto destro	-1292,30	2,15	-403,75	2,15	1022,39	2,15
Traverso	-669,22	14,60	158,17	3,08	958,86	0,50

### Combinazione n° 22

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1292,30	0,50	1019,50	14,57	809,95	14,20
Piedritto sinistro	-1292,30	2,15	403,75	2,15	1022,39	2,15
Piedritto destro	-1292,30	2,15	-403,75	2,15	1022,39	2,15
Traverso	-669,22	14,60	158,17	3,08	958,86	0,50

**Combinazione n° 23**

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-1292,30	0,50	1019,50	14,57	809,95	14,20
Piedritto sinistro	-1292,30	2,15	403,75	2,15	1022,39	2,15
Piedritto destro	-1292,30	2,15	-403,75	2,15	1022,39	2,15
Traverso	-669,22	14,60	158,17	3,08	958,86	0,50

## 6.3 INPUT

### Geometria scatolare

Descrizione: Scatolare tipo galleria

Altezza esterna	12,20	[m]
Larghezza esterna	15,10	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,00	[m]
Spessore piedritti	1,00	[m]
Altezza piedritti	2,00	[m]
Spessore arco rovescio	1,00	[m]
Freccia arco rovescio	1,65	[m]
Spessore calotta	1,00	[m]

### Caratteristiche strati terreno

#### Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	4,00	[m]
Peso di volume	20,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Coesione	0	[kPa]

#### Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	20,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20,00	[°]
Coesione	0	[kPa]

Costante di Winkler	20000	[kPa/m]
---------------------	-------	---------

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	18,5000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	18,5000	[kN/mc]
Angolo di attrito	25,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	25,00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	20000	[kPa/m]
Tensione limite	500	[kPa]

**Falda**

Quota falda (rispetto al piano di posa)	0,00	[m]
---	------	-----

**Caratteristiche materiali utilizzati**

*Materiale calcestruzzo*

R <sub>ck</sub> calcestruzzo	40000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24,5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	33149080	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	450000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

**Condizioni di carico**

*Convenzioni adottate*

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie  
Ascisse X (espresse in m) positive verso destra  
Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto  
Carichi concentrati espressi in kN  
Coppie concentrate espressi in kNm  
Carichi distribuiti espressi in kN/m

### *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°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (Carico Stradale)

Distr Terreno  $X_i = -11,75$   $X_f = 25,95$   $V_{ni} = 20,00$   $V_{nf} = 20,00$

## Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

**Stato Limite Ultimo**

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c$	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100.0 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d > (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) * \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 * d * b_w * \alpha_c * f_{cd}' * (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
$b_w$	larghezza minima sezione [mm]
$\sigma_{cp}$	tensione media di compressione [N/mm <sup>2</sup> ]
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura
$A_{sw}$	area armatura trasversale [mm <sup>2</sup> ]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo, funzione di $f_{cd}'$ e $\sigma_{cp}$

$$f_{cd}' = 0.5 * f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

---

$$v_{min}=0.035*k^{3/2}*f_{ck}^{1/2}$$

### **Stato Limite di Esercizio**

#### Criteria di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)  $0.60 f_{ck}$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)  $0.45 f_{ck}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)  $0.80 f_{yk}$

#### Criteria verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure  $w_1=0,20$   $w_2=0,30$   $w_3=0,40$

#### Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Copriferro sezioni 0,0500 [m]

## Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

- $\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione
- $\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione
- C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

### Norme Tecniche 2008

### Simbologia adottata

- $\gamma_{G1sfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
- $\gamma_{G1fav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
- $\gamma_{G2sfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
- $\gamma_{G2fav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
- $\gamma_Q$  Coefficiente parziale sulle azioni variabili
- $\gamma_{\tan\phi'}$  Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
- $\gamma_{c'}$  Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
- $\gamma_{cu}$  Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
- $\gamma_{qu}$  Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,35	1,15
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

**Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1fav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Q1sfav}$	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60

---

Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1,00	1,00
---------------------------	----------	------	------

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
CaricoStradale	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
CaricoStradale	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

---

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
CaricoStradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
CaricoStradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
CaricoStradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico Stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
--	----------------	----------	--------	----------

Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
CaricoStradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
CaricoStradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
CaricoStradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
CaricoStradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLE (Quasi Permanente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
CaricoStradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
CaricoStradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

---

Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
CaricoStradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00