

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. Carlacchini 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.	T04GA00OSTRE01C		
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

1	INTRODUZIONE.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	MATERIALI.....	5
3.1	CALCESTRUZZO.....	5
3.2	ACCIAIO PER C.A.....	5
4	MODELLO DI CALCOLO.....	6
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
5	RISULTATI	22
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
6	ALLEGATI DI CALCOLO.....	41
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.

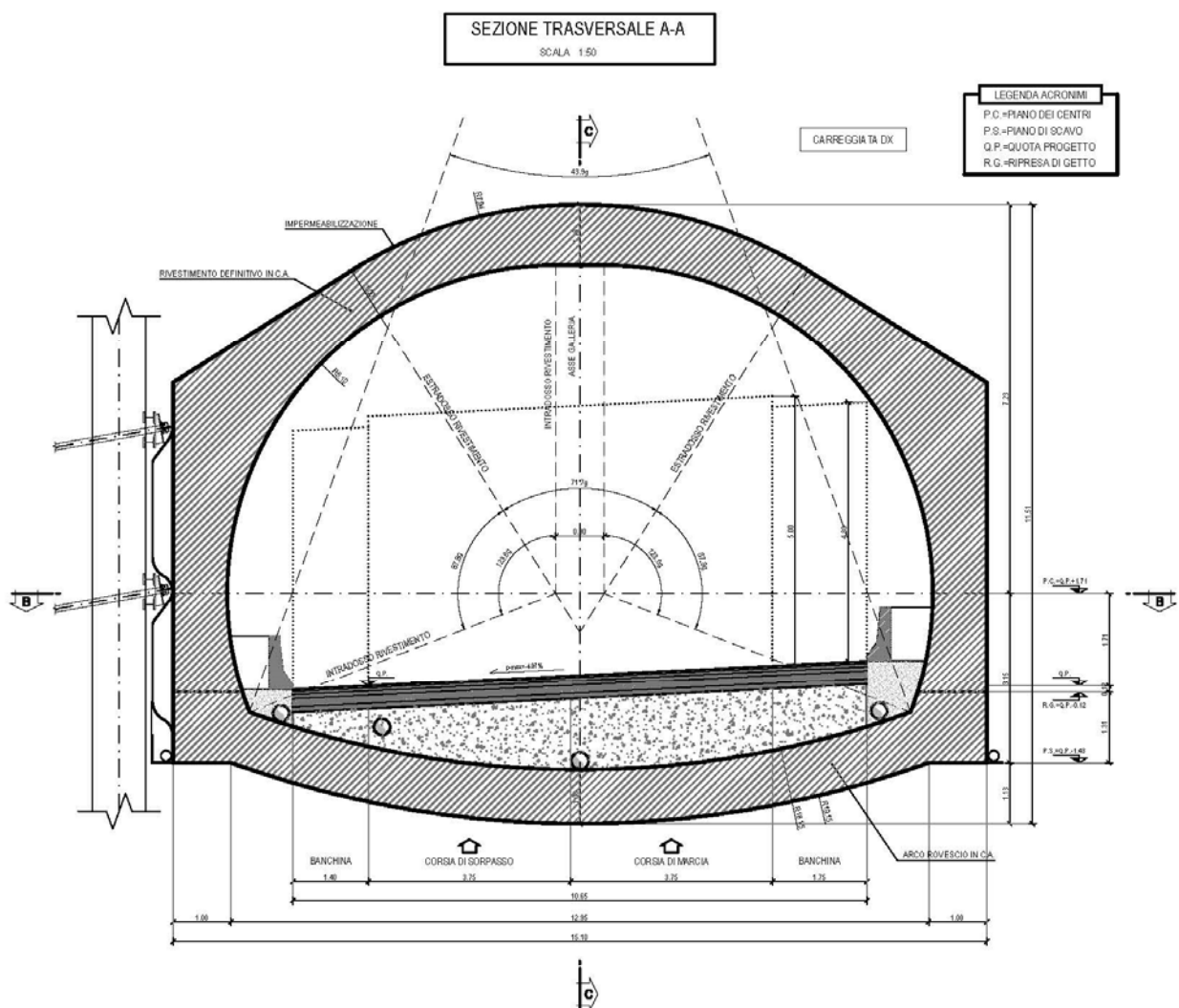


Figura 1-1 Sezione tipo corrente della galleria artificiale.

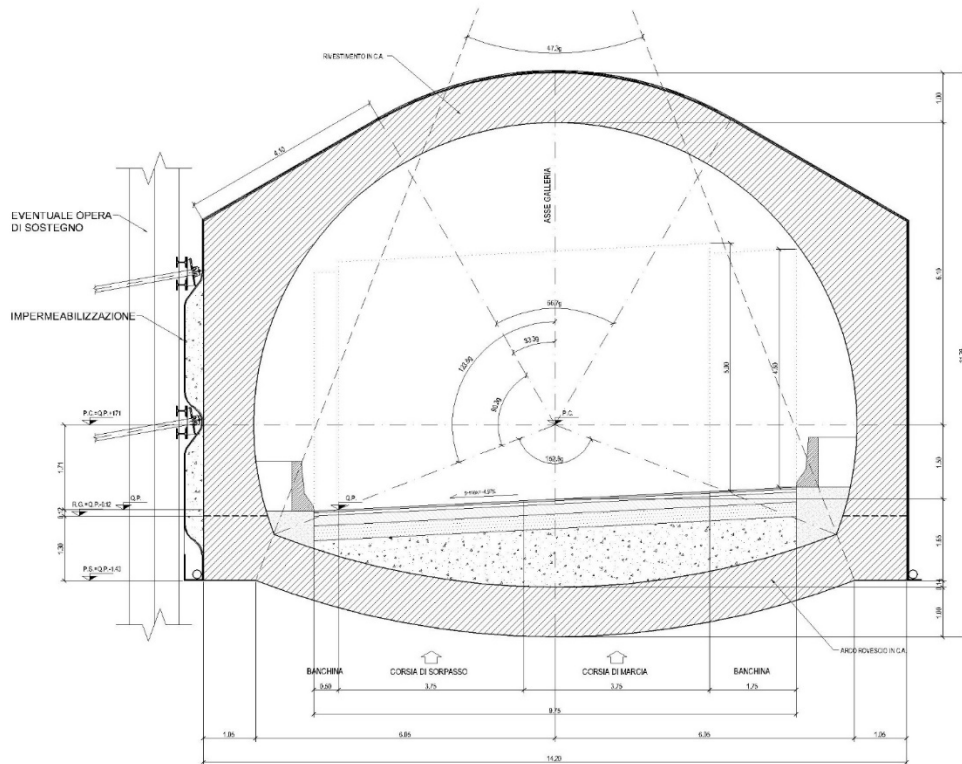


Figura 1-2 Sezione tipo corrente della galleria artificiale.

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 ²)	40		Resistenza caratteristica a compressione su cubi
f_{ck} (N/mm ²)	32		Valore caratteristico della resistenza cilindrica
f_{cm} (N/mm ²)	36		Valore medio della resistenza cilindrica

Resistenza a trazione

f_{ctm} (N/mm ²)	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 ²)	3,1		Valore medio resistenza a trazione per flessione

Modulo elastico

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

3.2 ACCIAIO PER C.A.

		B450C	
$f_{y\ nom}$ (N/mm ²)	450		Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento
$f_{t\ nom}$ (N/mm ²)	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.

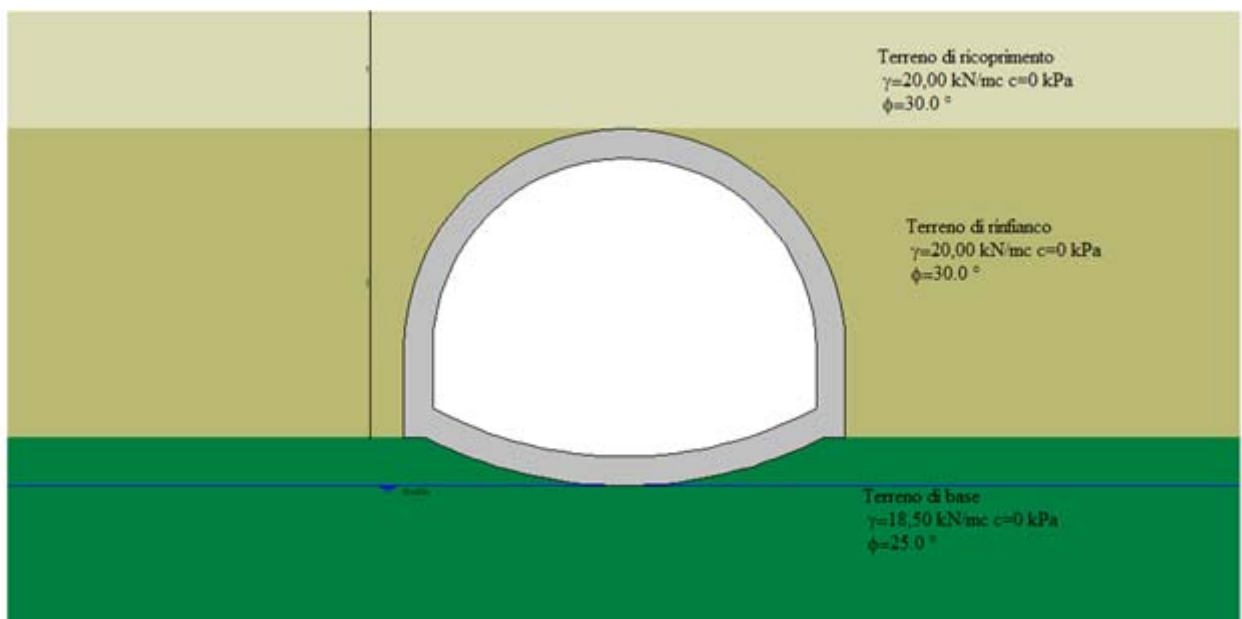


Figura 4-1 Modello di calcolo.

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;

ν = 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	γ	ϕ'	c'	E'
	(kN/m ³)	(°)	(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	<i>raggio esterno calotta</i>
R ar rov	16.70	m	<i>raggio esterno arco rovescio</i>
B pied	1.00	m	<i>larghezza piedritti</i>
B	1.00	m	<i>profondità di calcolo</i>
h	4.00	m	<i>altezza media ricoprimento</i>
H	11.40	m	<i>altezza complessiva</i>
zw	15.40	m	<i>profondità della falda da p.c.</i>
γ cls	25.00	kN/m ³	<i>gamma calcestruzzo</i>
kw,ar rov	1382	kN/m³	RIGIDEZZA MOLLE ARCO ROVESCIO
σ'_v	204	kPa	
τ_f	74	kPa	<i>tensione tangenziale limite</i>
s	10	mm	<i>spostamenti relativi per cui si ha la mobilitazione della resistenza limite</i>
k_h	7425	kN/m³	RIGIDEZZA DELLE MOLLE IN DIREZIONE ORIZZONTALE ARCO ROVESCIO

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:

γ = 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:

γ_w = peso specifico dell'acqua (10 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 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.

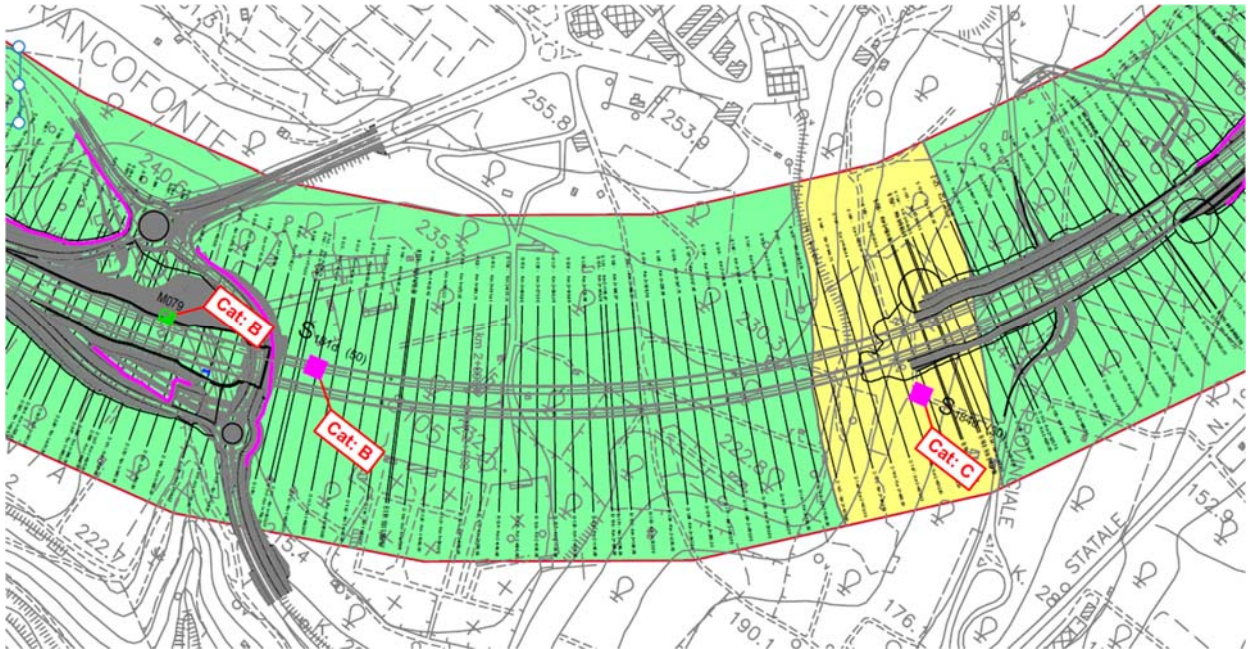


Figura – Categoria di Suolo Lotto 4 – Imbocco Nord e Sud

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	50 anni	Vita nominale
Classe d'uso	IV	
Cu	2	Coefficiente d'uso
	C	Categoria sottosuolo
	T1	Categoria topografica
β_m	1.00	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 ²)	2.885	0.771
F0	2.365	2.464
Tc*	0.456	0.288
SS	1.283	1.500
ST	1.00	1.00
Kh	0.3772	0.1179
kv	0.1886	0.05895

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 (ΔPe), 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;

γ = 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 (ΔP_{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.;

γ = 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 (ΔP_{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 , ΔPe e ΔPw sono stati inseriti direttamente nel programma di calcolo, quali carichi distribuiti sulle aste del modello di calcolo.

Circa carichi sismici ΔPe , Fzi , $\Delta Pstr$, $\Delta PstrV$ e ΔPw 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 $\pm k_v$.

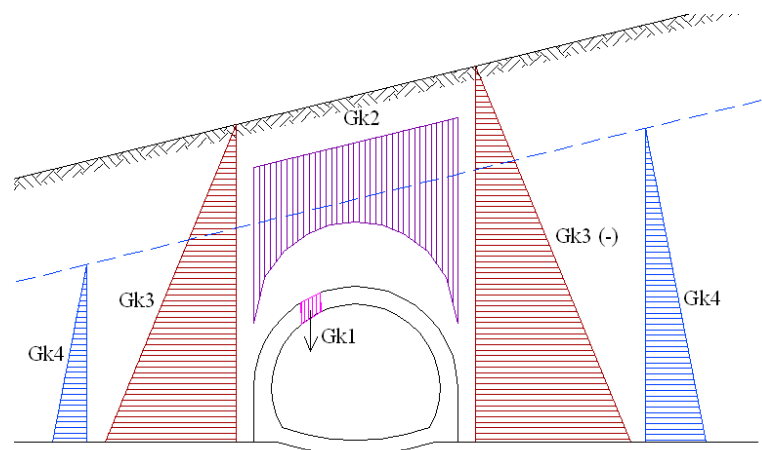


Figura 4-2 Schema di applicazione dei carichi statici.

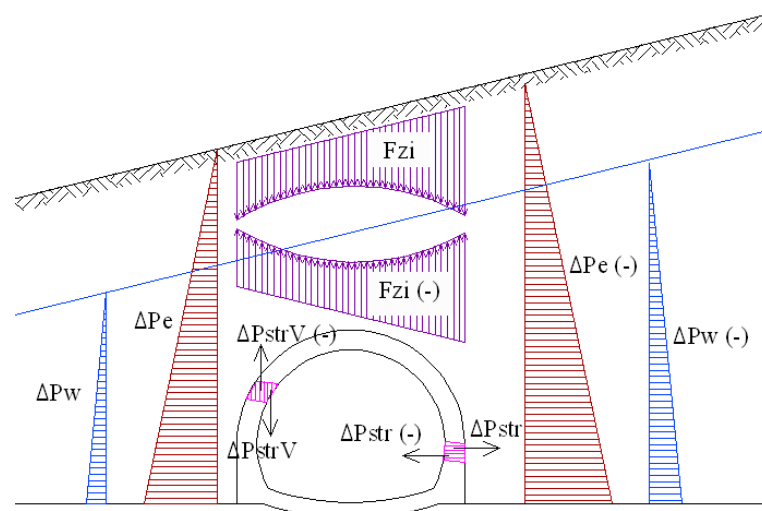


Figura 4-3 Schema di applicazione dei carichi sismici.

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/m²** 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.

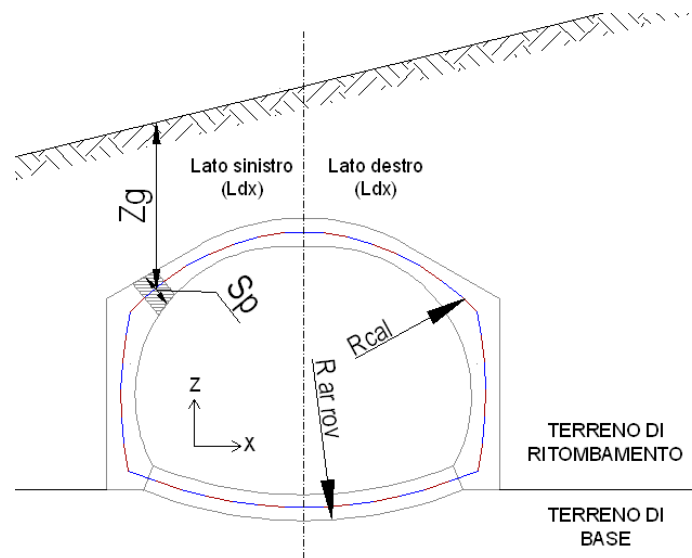


Figura 4-4 Parametri per la valutazione dei carichi agenti.

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 γ_{G1} e γ_{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 γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾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)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} = 1.0 \cdot (\Delta P_e + \Delta P_{str} + \Delta P_w)_h + 0.3 \cdot (\Delta P_{str} V + F_{zi})_v$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} = 0.3 \cdot (\Delta P_e + \Delta P_{str} + \Delta P_w)_h + 1.0 \cdot (\Delta P_{str} V + F_{zi})_v$$

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

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:

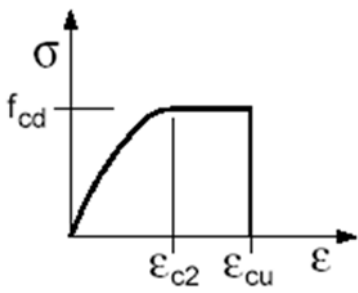
Verifiche a pressoflessione:

Le ipotesi adottate nel calcolo possono essere così riassunte:

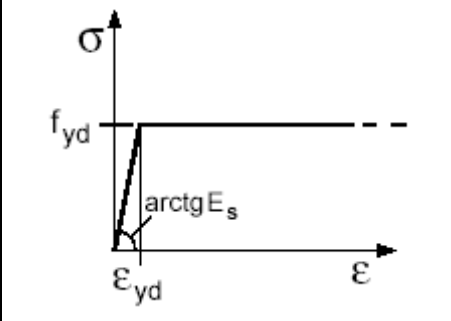
1. conservazione delle sezioni piane;
2. perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
3. resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
4. rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
5. rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento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

4.11.1.1.1 Caratteristiche di calcolo dei materiali:

1. Calcestruzzo :

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

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 α)
- le armature longitudinali
- il corrente compresso di calcestruzzo
- i puntoni d'anima inclinati di un angolo θ .

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_w larghezza minima della sezione

A_{sw} area dell'armatura trasversale

f'_{cd} = 0,5 f_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;

α_{cd} fattore maggiorativo dipendente dallo sforzo di compressione medio agente nella sezione di verifica; cautelativamente è stato posto pari ad α_{cd} = 1 relativo alle sezioni non compresse (N_{Ed}=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 _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

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.

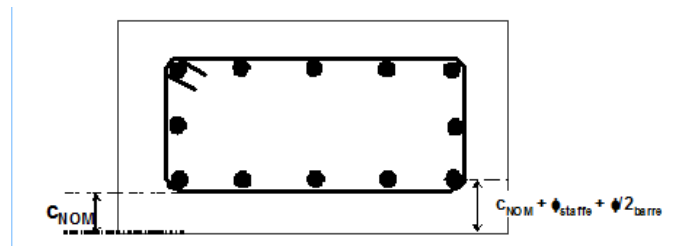
Per gli elementi in c.a., trattandosi di opere controterra, si è assicurato un copriferro di 50 mm rispettando le condizioni minime previste dalla tabella C4.I.IV della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617:

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

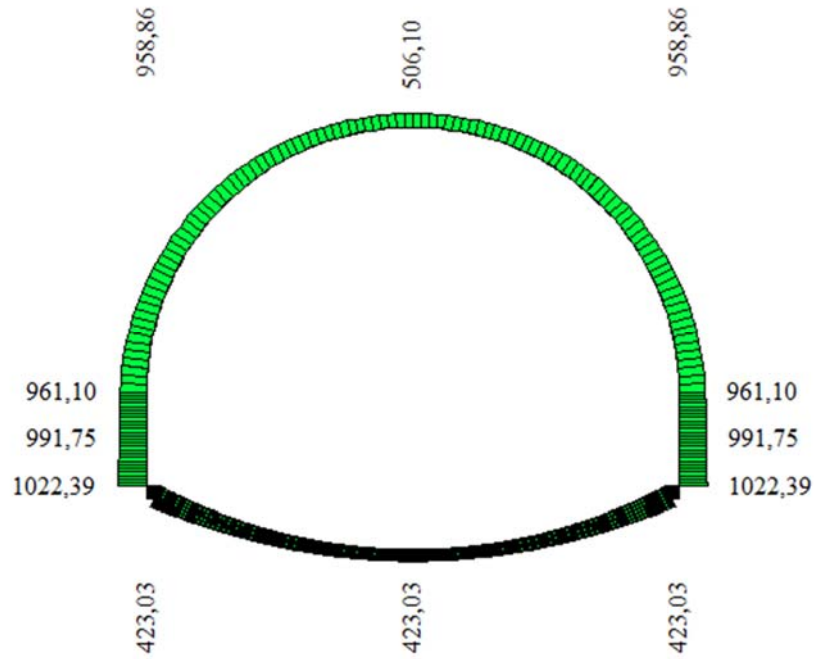


Figura 5-1 Combinazione SLE-frequente – Diagramma N (valori espressi in kN).

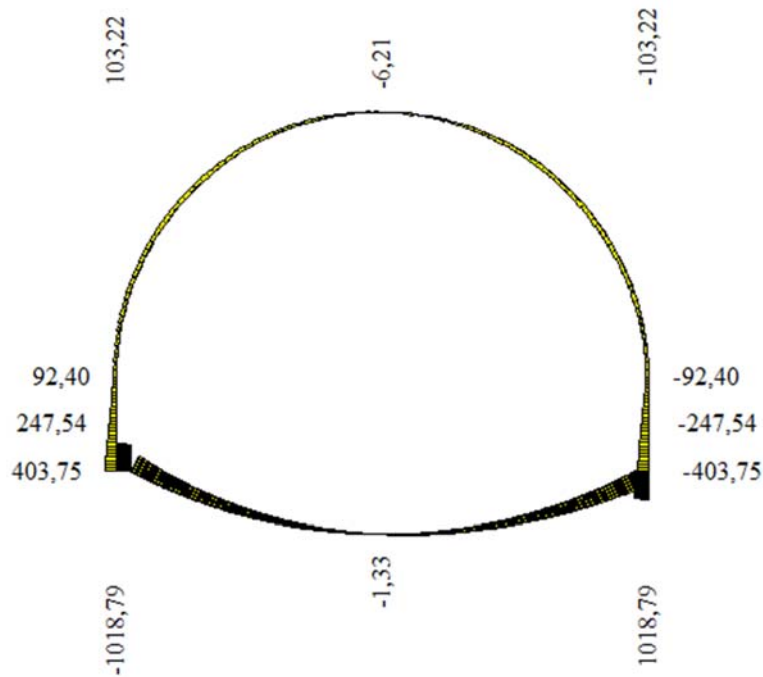


Figura 5-2 Combinazione SLE-frequente – Diagramma T (valori espressi in kN).

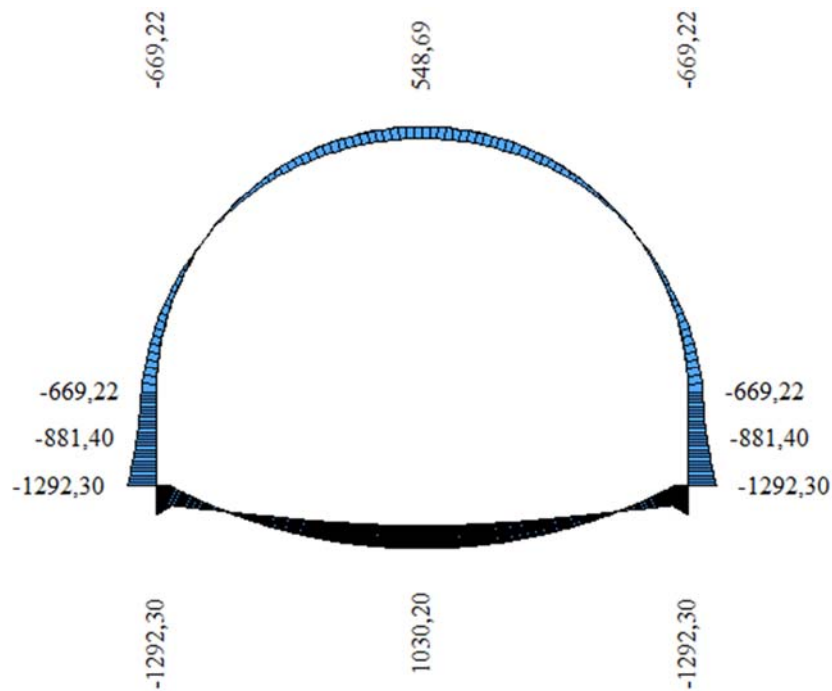


Figura 5-3 Combinazione SLE-frequente – Diagramma M (valori espressi in kN m).

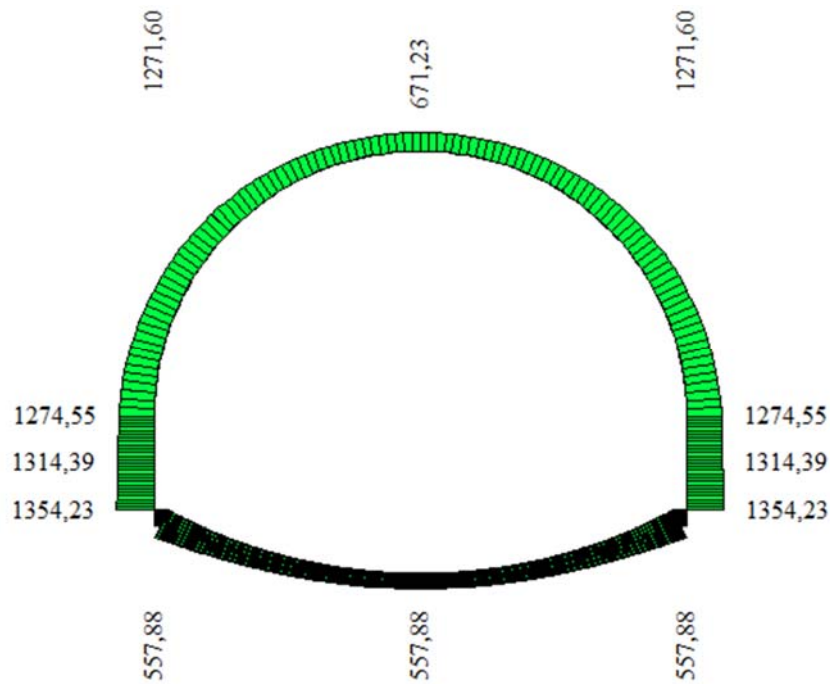


Figura 5-4 Combinazione SLU-statica – Diagramma N (valori espressi in kN).

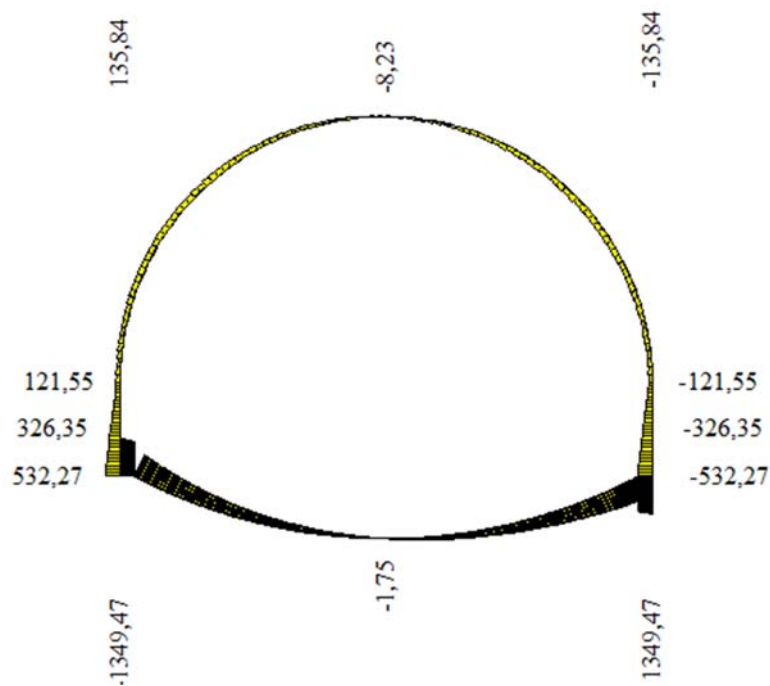


Figura 5-5 Combinazione SLU-statica – Diagramma T (valori espressi in kN).

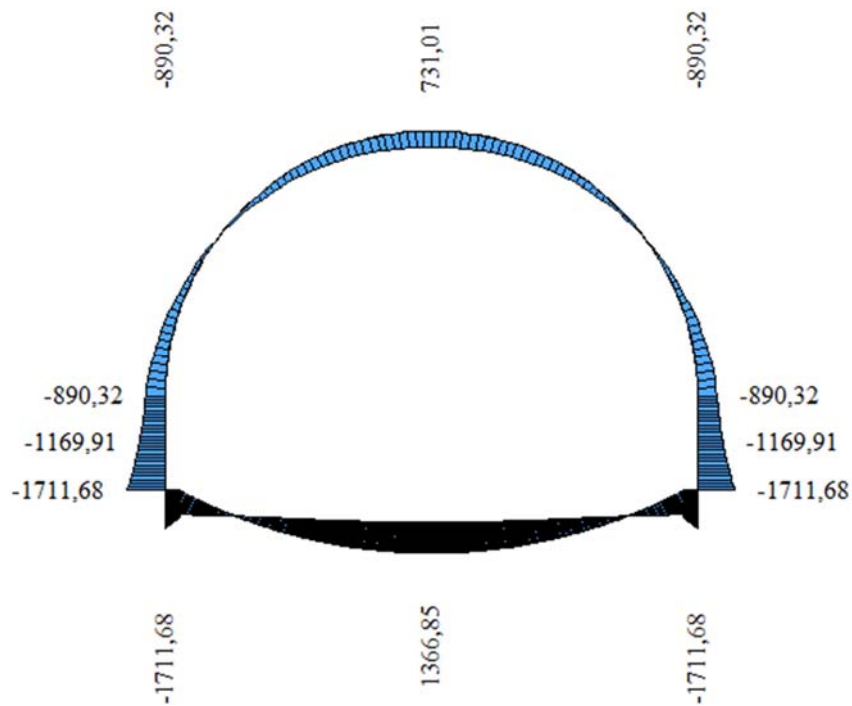


Figura 5-6 Combinazione SLU-statica – Diagramma M (valori espressi in kN m).

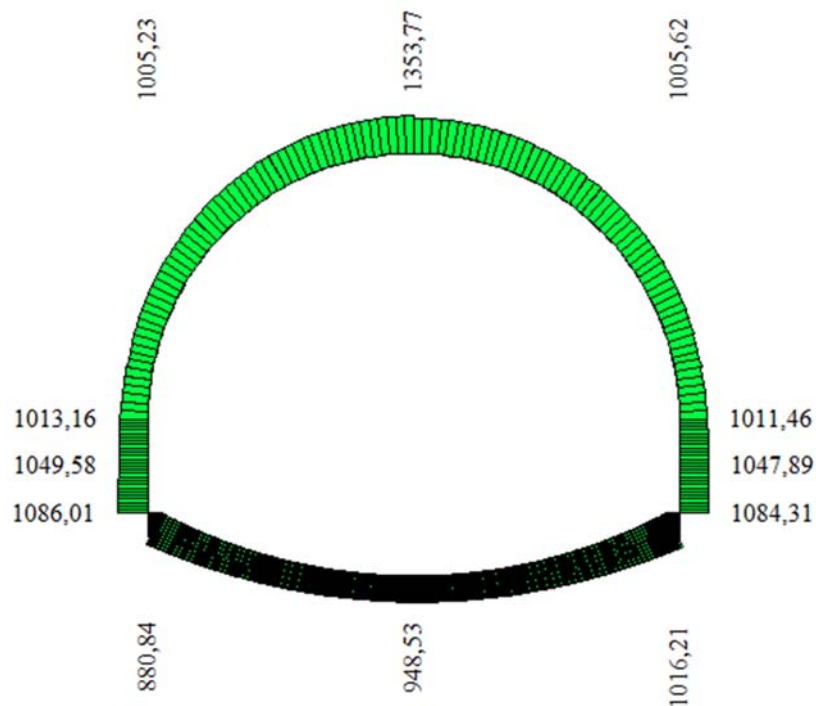


Figura 5-7 Combinazione SLV-sismica – Diagramma involucro N (valori espressi in kN).

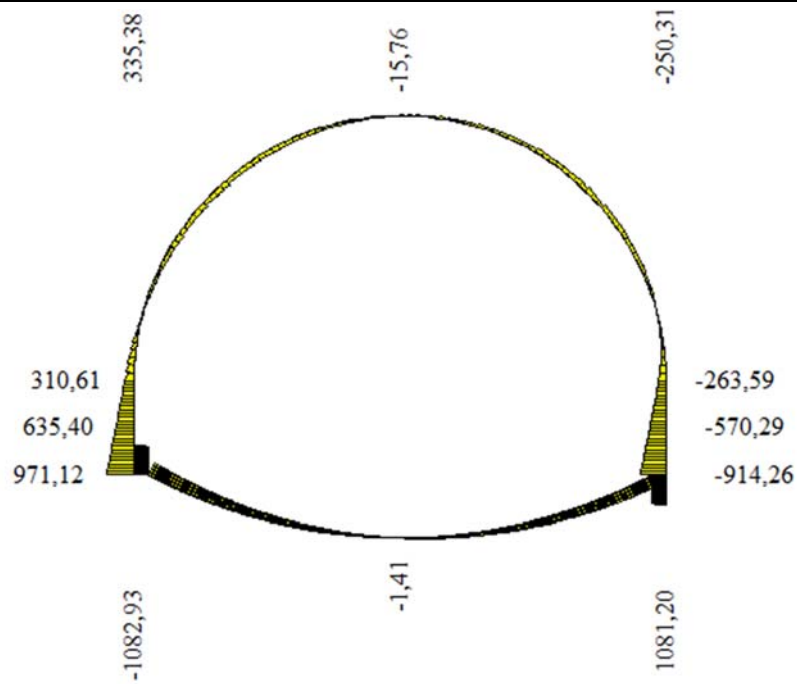


Figura 5-8 Combinazione SLV-sismica – Diagramma involuppo T (valori espressi in kN).

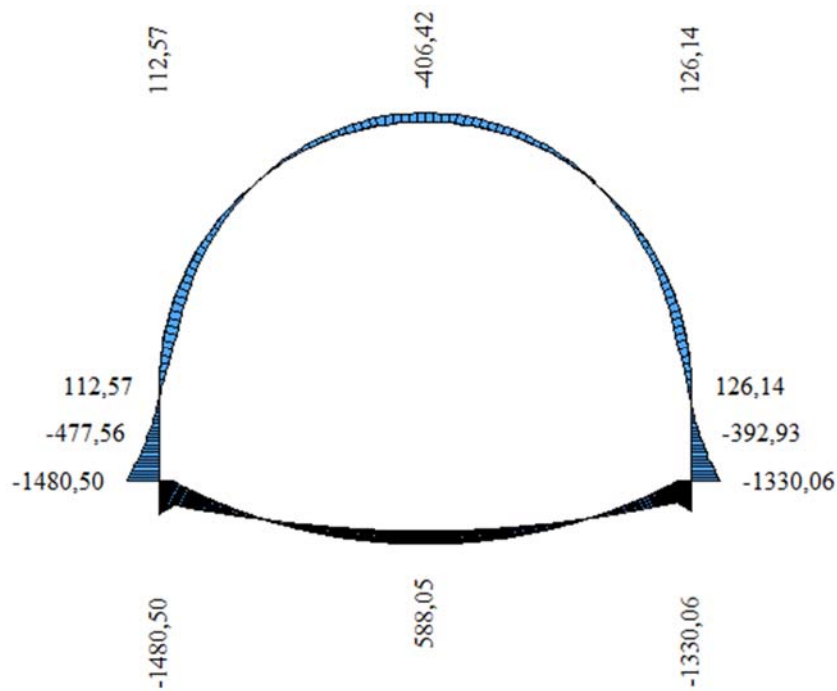
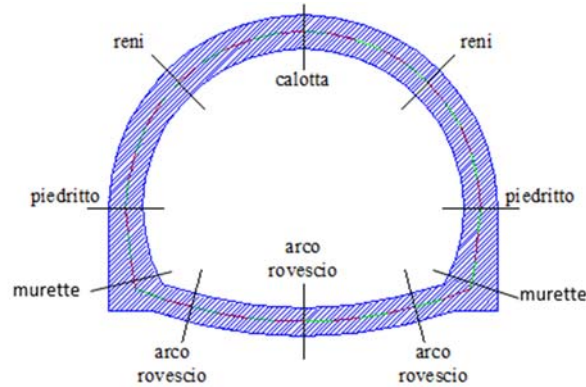


Figura 5-9 Combinazione SLV-sismica – Diagramma involuppo M (valori espressi in kN m).

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_{Ed} 670 0 kN
M_{xEd} 731 550 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

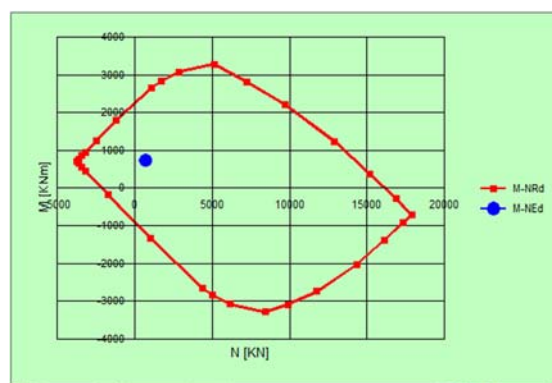
M_{xRd} 2'533 kNm

Materiali B450C C25/30

Proprietà	B450C	C25/30
ϵ_{cu}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	14.17 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0.6
		τ_{c1} 1.829

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 12.41 ‰
d 92 cm
x 20.24 x/d 0.2201
 δ 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
L₀ 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_{Ed} -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
L₀ 0 cm Col. modello

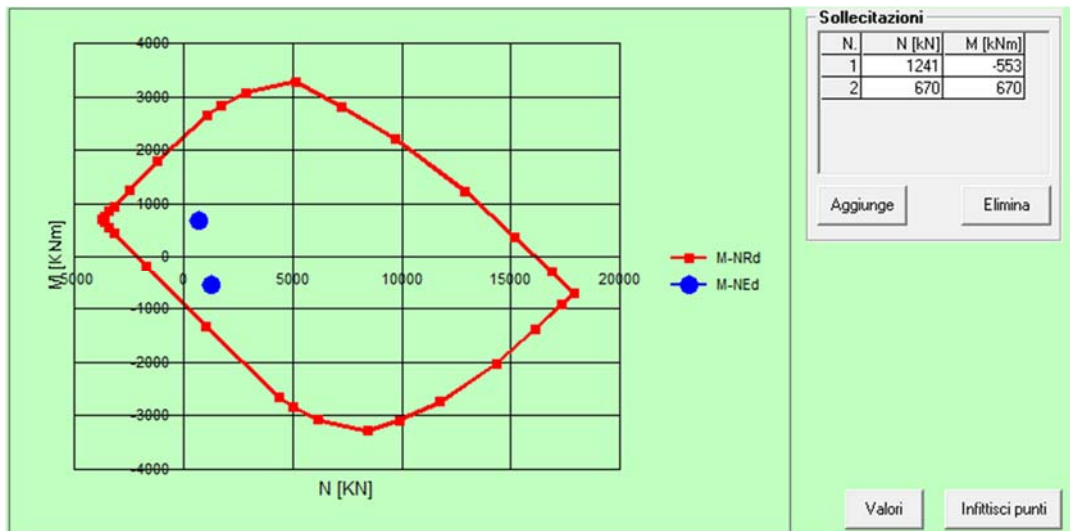
Precompresso

Materiali

B450C C25/30

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

M_{xRd} 2'710 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 9.266 ‰
d 92 cm
x 25.22 x/d 0.2742
 δ 0.7827



Verifica a taglio

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

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio		
<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	$\alpha_c = 1.2$	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} = 1485.2 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} = 4602.2 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} = 1485.2 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Esito della verifica	soddisfatta	

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>		
σ_s	67.6 N/mm ²	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
δ	53 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	5309 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2.65 %	Rapporto area acciai/area efficace
ϵ_{sm}	0.02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.40	Coefficiente
k_4	0.425	Coefficiente
Δs_{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

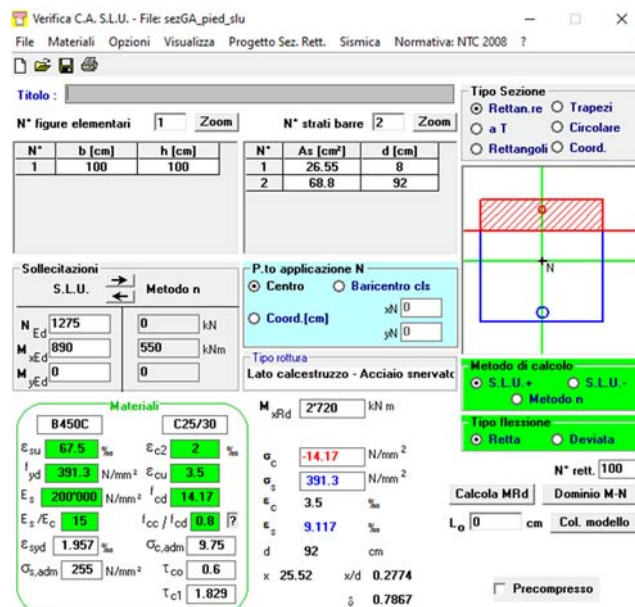
$h = 100$ cm

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

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

$c = 8$ cm copriferro

Verifica a pressoflessione



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: 1275 kN
M Ed: 890 kNm
M yEd: 0
M yEd: 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

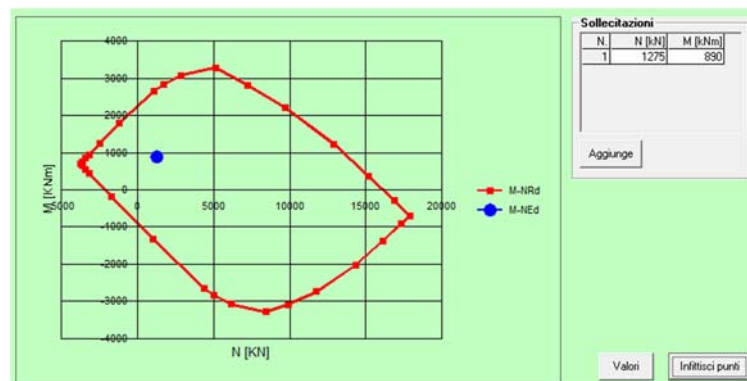
Materiali: B450C C25/30

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

M xEd: 2'720 kNm
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_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
L₀: 0 cm Col. modello
Precompresso



Verifica a taglio

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

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio		
<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	$\alpha_c = 1.2$	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} = 1485.2 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} = 4602.2 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} = 1485.2 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Esito della verifica	soddisfatta	

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>		
σ_s	64.3 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	321.0 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	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
δ	53 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	5309 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2.65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.40	Coefficiente
k_4	0.425	Coefficiente
Δs_{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

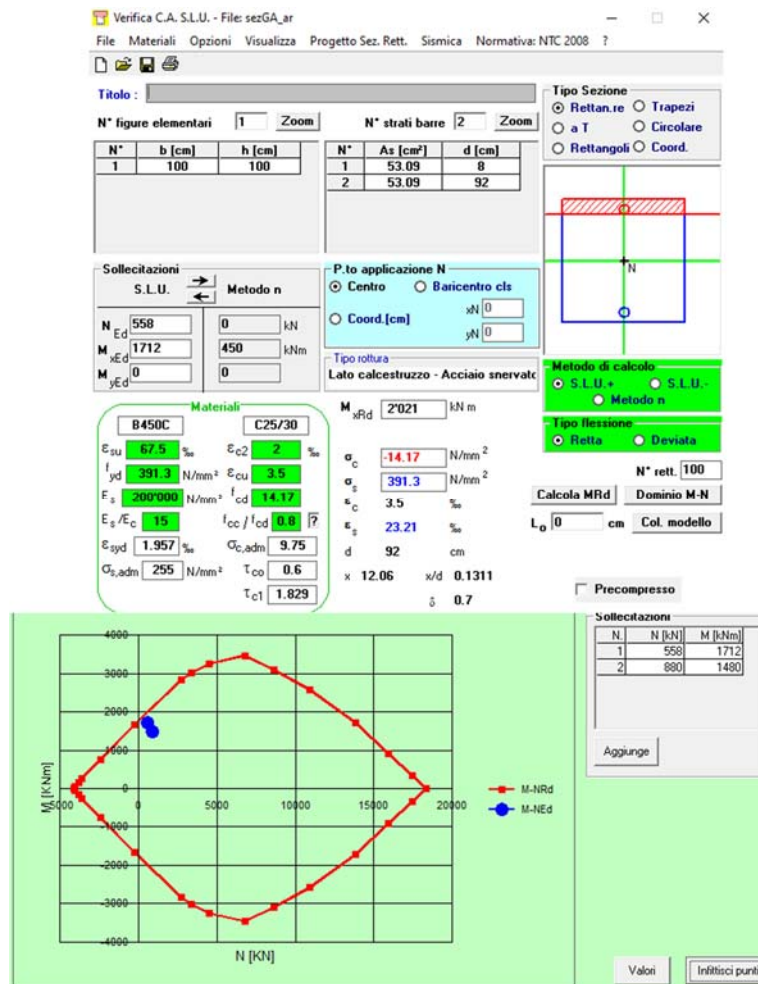
$h = 100$ cm

$A_f = \varnothing 26/10$ 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.

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio		
<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	$\alpha_c = 1.2$	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} = 1485.2 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} = 4602.2 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} = 1485.2 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Esito della verifica	soddisfatta	

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>		
σ_s	209.3 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	350.0 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	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
δ	53 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	5309 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2.65 %	Rapporto area acciai/area efficace
ϵ_{sm}	0.08 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.40	Coefficiente
k_4	0.425	Coefficiente
Δs_{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

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

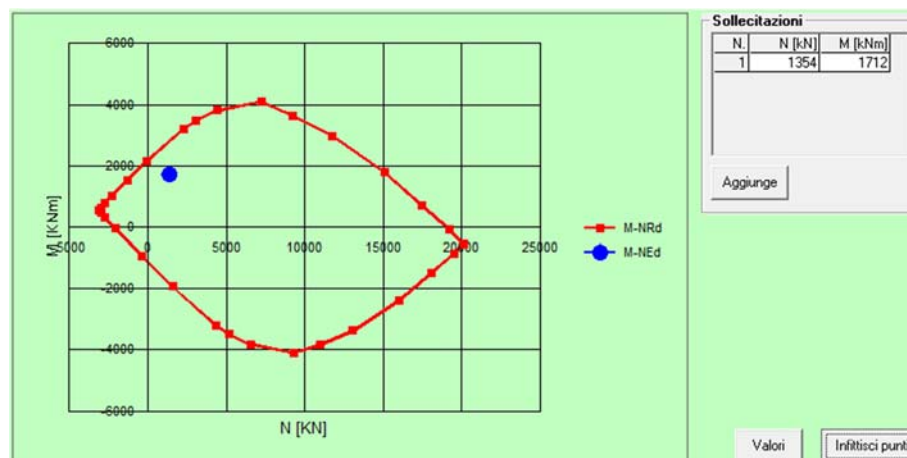
σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 15.31 ‰
d 112 cm
x 20.84 x/d 0.1861
δ 0.7

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
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



Verifica a taglio

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

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio		
<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	$\alpha_c = 1.2$	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} = 1808.1 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} = 5602.7 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} = 1808.1 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Esito della verifica	soddisfatta	

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>		
σ_s	162.8 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	440.0 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	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
δ	53 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
$A_{c,eff}$	200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
$A_{s,long}$	5309 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2.65 %	Rapporto area acciai/area efficace
ϵ_{sm}	0.05 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.40	Coefficiente
k_4	0.425	Coefficiente
Δs_{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 _{ck} 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 γ_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]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd}' e σ_{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

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
- Ψ Coefficiente di combinazione della condizione
- C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

- γ_{G1sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
- γ_{G1fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
- γ_{G2sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
- γ_{G2fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
- γ_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
- γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
- γ_{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	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{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	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	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	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{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	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60

Peso dell'unità di volume	γ	1,00	1,00
---------------------------	----------	------	------

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
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)

	Effetto	γ	Ψ	C
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)

	Effetto	γ	Ψ	C
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)

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
--	----------------	----------	--------	----------

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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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

	Effetto	γ	Ψ	C
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)

	Effetto	γ	Ψ	C
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)

	Effetto	γ	Ψ	C
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)

	Effetto	γ	Ψ	C
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