

# S.G.C. E78 GROSSETO – FANO

Tratto Siena Bettolle (A1)

Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena–Ruffolo (Lotto 0)

## PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI-81

R.T.I. di PROGETTAZIONE: Mandataria Mandante



**PROGETTISTI:**

Ing. Riccardo Formichi – Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)  
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Stefano Muffato – Sinergo SpA  
Ordine Ing. di Venezia n. 2087

**IL GEOLOGO**

Dott. Geol. Massimo Mezzanzanica – Pro Iter srl  
Albo Geol. Lombardia n. A762

**COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

Ing. Enrico Moretti – Erre.vi.a. srl  
Ordine Ing. di Milano n. 16237

**VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO**

Ing. Raffaele Franco Carso

PROTOCOLLO

DATA



## 06 - OPERE D'ARTE

### 06.06 - Opere d'arte minori - Sottovia stradali

06.06.01 - Sottovia stradale ramo Gr - Fi svincolo Cerchiaia (ST.01)

Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE  
T00ST01STRRE01B.pdf

REVISIONE

SCALA

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

DPFI0081

D

20

CODICE  
ELAB.

T00ST01STRRE01

B

1:200

D

C

B

Revisione per istruttoria ANAS

Maggio 2021

Imbiscuso

Imbiscuso

Muffato

A

Emissione

Ottobre 2020

Imbiscuso

Caobianco

Caobianco

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO



# INDICE

<b>1. OGGETTO E DESCRIZIONE DELLE OPERE .....</b>	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVE E CODICI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
2.1      NORMATIVA NAZIONALE COGENTE .....	6
2.2      NORME DI RIFERIMENTO.....	6
2.2.1 <i>Norme UNI</i> .....	6
2.2.2 <i>Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN</i> .....	6
2.2.3 <i>Norme CNR</i> .....	6
<b>3. VITA NOMINALE E CLASSI D'USO .....</b>	<b>8</b>
<b>4. MATERIALI.....</b>	<b>9</b>
4.1      BARRE IN ACCIAIO DA C.A. AD ADERENZA MIGLIORATA .....	9
4.2      CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE E SOLETTA.....	9
4.3      CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI .....	9
<b>5. PARAMETRI GEOTECNICI.....</b>	<b>11</b>
<b>6. STRUMENTI .....</b>	<b>13</b>
6.1      SOFTWARE IMPIEGATI .....	13
<b>7. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>15</b>
7.1      PESI PROPRI STRUTTURALI (G1).....	15
7.2      CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2).....	15
7.3      SPINTA DELLE TERRE .....	15
7.4      CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO .....	21
7.5      FORZA DI FRENAMENTO .....	23
7.6      AZIONE SISMICA .....	23
<b>8. COMBINAZIONI E FATTORI.....</b>	<b>28</b>
8.1      VERIFICHE GEOTECNICHE .....	29
8.1.1 <i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i> .....	29
<b>9. MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>31</b>
<b>10. VERIFICHE SLU.....</b>	<b>33</b>
10.1     STRUTTURA IN ELEVAZIONE: SOLETTA.....	33
10.1.1 <i>Sollecitazioni</i> .....	33
10.1.2 <i>Verifiche</i> .....	34
10.2     STRUTTURA IN ELEVAZIONE: PARETI.....	35
10.2.1 <i>Sollecitazioni</i> .....	35
10.2.2 <i>Verifiche</i> .....	36
10.3     SOLETTA DI FONDAZIONE .....	37
10.3.1 <i>Sollecitazioni</i> .....	37
10.3.2 <i>Verifiche</i> .....	38
<b>11. VERIFICHE SLE .....</b>	<b>39</b>
11.1     STRUTTURA IN ELEVAZIONE: SOLETTA.....	39
11.1.1 <i>Sollecitazioni SLE</i> .....	39
11.1.2 <i>Verifiche fessurazione e tensioni</i> .....	39
11.2     STRUTTURA IN ELEVAZIONE: PARETI.....	40
11.2.1 <i>Sollecitazioni SLE</i> .....	40

11.2.2	Verifiche fessurazione e tensioni .....	41
11.3	SOLETTA DI FONDAZIONE .....	41
11.3.1	Sollecitazioni SLE.....	41
11.3.2	Verifiche fessurazione e tensioni .....	42

# 1. OGGETTO E DESCRIZIONE DELLE OPERE

La presente relazione di calcolo comprende l'analisi e le successive verifiche strutturali delle opere necessarie alla realizzazione del sottovia scatolare ST01 sulla rampa Grosseto Siena in località Cerchiaia.

Le figure che seguono descrivono i tratti essenziali delle strutture oggetto di verifica.

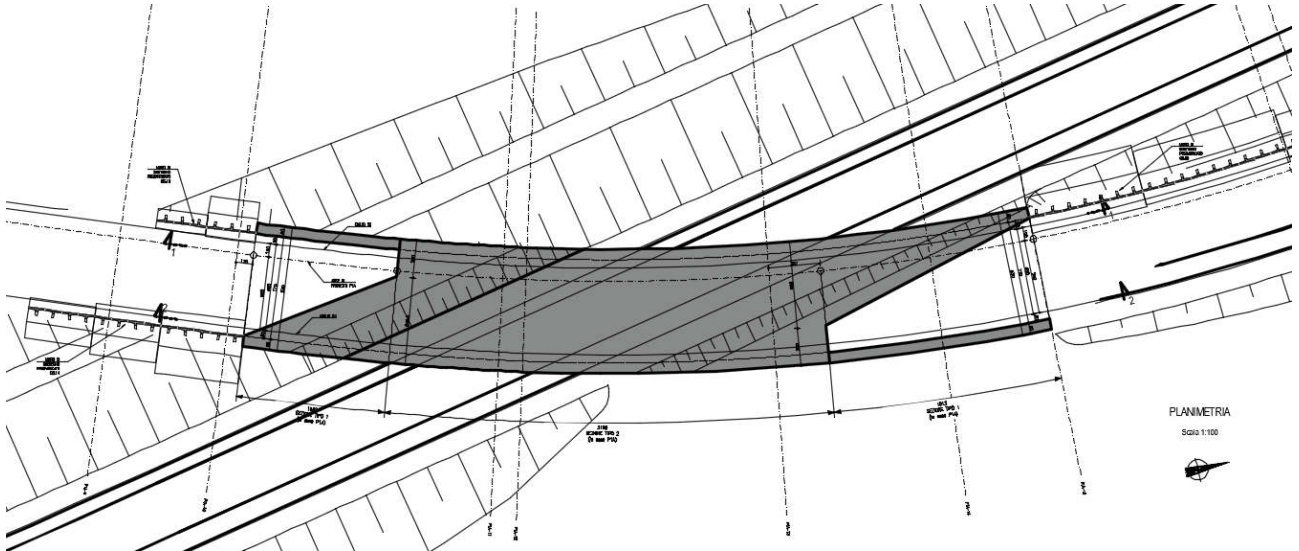


Figura 1: pianta

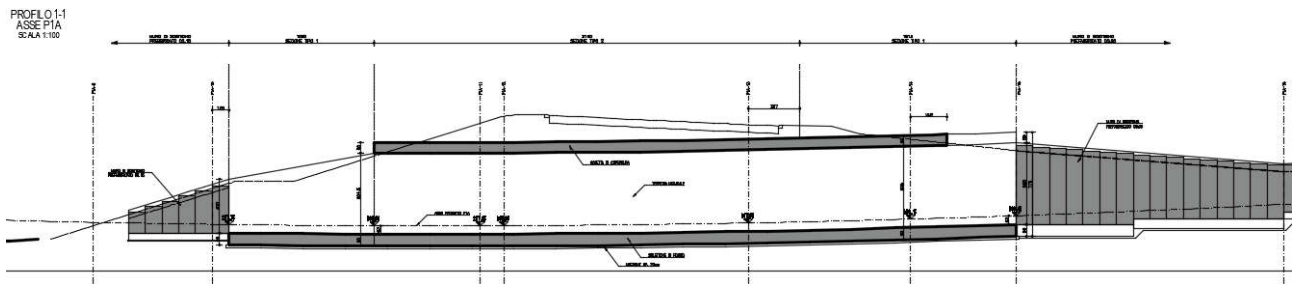


Figura 2: profilo 1-1 - Asse - P1A

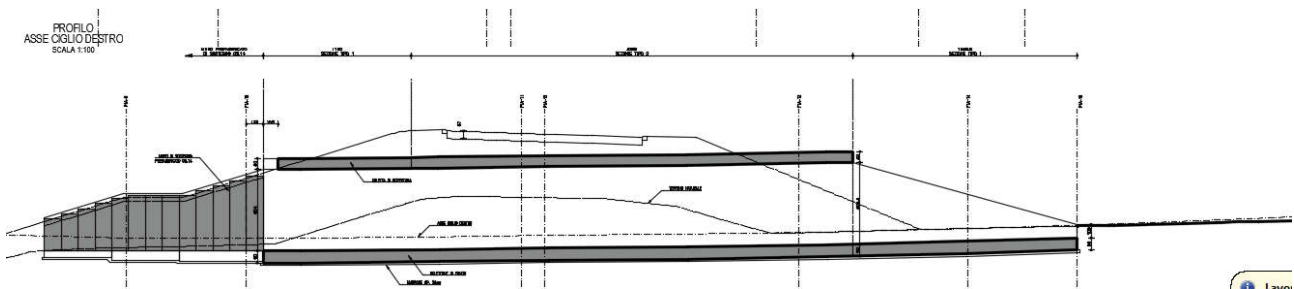


Figura 3: profilo asse ciglio destro

SEZIONE TRASVERSALE PA1-12  
(TIPO 2)  
SCALA 1:100

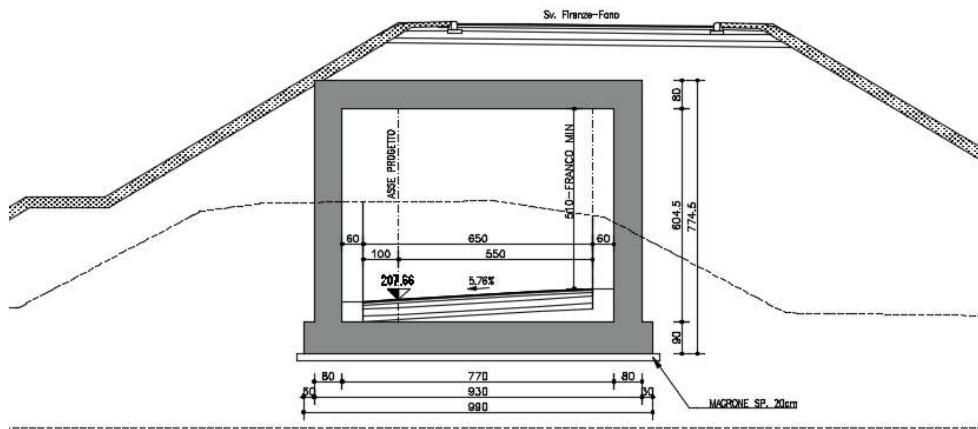


Figura 4 – Sezione trasversale tipo

## 2. NORMATIVE E CODICI DI RIFERIMENTO

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione:

### 2.1 Normativa nazionale cogente

- [1] Legge 5 novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [2] D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)
- [3] C.M. 21/01/2019 n.7 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018

### 2.2 Norme di riferimento

In ottemperanza a NTC §12, per riferimenti di calcolo o in mancanza di specifiche indicazioni si farà inoltre riferimento alle seguenti:

#### 2.2.1 Norme UNI

- [4] UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- [5] UNI EN 206: 2017 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

#### 2.2.2 Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN

(Con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali, la lista che segue è indicativa e non esaustiva dei codici eventualmente utilizzati nel seguito)

- [6] UNI EN 1991-1-5:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [7] UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [8] UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [9] UNI EN 1993-1-5:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- [10] UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- [11] UNI EN 1993-2:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio
- [12] UNI EN 1993-1-10:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- [13] UNI EN 1993-1-11:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
- [14] UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [15] UNI EN 1994-2:2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

#### 2.2.3 Norme CNR

Per eventuali ulteriori riferimenti si sono considerate anche le Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.):

- [16] CNR-DT207-2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- [17] CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- [18] CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;
- [19] CNR-UNI 10030/87 Anime irrigidite di travi in parete piena



### 3. VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

Con riferimento alla definizione delle azioni sismiche (si veda nel seguito) si definiscono i parametri di prestazione dell'opera.

In accordo al D.M. 17.01.2018, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $PV_R$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

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

Coerentemente con quanto prescritto dalle NTC e tenendo conto dell'importanza della costruzione in esame, si è prevista per l'opera una vita nominale  $V_N$  di 50 anni e una classe d'uso IV, cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 2.0.

Il periodo di riferimento per le azioni sismiche risulta quindi pari a  $V_R = 100$  anni.

Vita nominale ( $V_N$ ):	50 anni
Classe d'uso:	IV ( $C_U = 2.0$ )
Periodo di riferimento azione sismica ( $V_R = V_N * C_U$ ):	100 anni
Categoria di sottosuolo	C

Stato limite	PVR (Probabilità di superamento nel periodo $V_R$ )
SL Operatività	81 %
SL Danno	63 %
SL salvaguardia Vita	10 %
SL prevenzione Collasso	5 %

Con  $T_R =$  tempo di ritorno =  $-V_R/\ln(1-PV_R)$ :

Da cui:  $V_r = V_n \times C_u = 50 \times 2.0 = 100$  anni.

## 4. MATERIALI

### 4.1 Barre in acciaio da C.A. ad aderenza migliorata

Tipo di acciaio B450C

#### Proprietà dell'acciaio

Modulo elastico  $E_s$  [Mpa]: 210000  
Coefficiente di Poisson  $\nu$  [ad]: 0,30  
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio  $\gamma_s$  1,15  
Peso specifico acciaio da carpenteria  $\gamma_s$  [kN/m<sup>3</sup>]: 78,50  
Coefficiente di dilatazione termica lineare  $\alpha_t$  [C<sup>-1</sup>]: 1,25E-05  
Modulo di elasticità trasversale  $G_s$  [Mpa]: 80769,23

#### Resistenza

Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento  $f_{y,nom}$  [Mpa]: 450  
Valore nominale della tensione caratteristica di rottura  $f_{t,nom}$  [Mpa]: 540  
Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq f_{y,nom}$   $f_{yk}$  [Mpa]: 450  
Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} \geq f_{t,nom}$   $f_{tk}$  [Mpa]: 540  
Resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento  $f_{yd}$  [Mpa]: 391,30

### 4.2 Calcestruzzo per opere di fondazione e soletta

Classe di Resistenza C28/35  
Classe di Esposizione XC2  
Classe di Consistenza S4

#### Resistenza a compressione

Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg  $R_{ck}$  [MPa]: 35,00  
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28gg  $f_{ck}$  [MPa]: 29,05  
Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg  $f_{cm}$  [MPa]: 37,05  
Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione  $\alpha_{cc}$ : 0,85  
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo  $\gamma_c$ : 1,5  
Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd}$  [MPa]: 16.46

#### Resistenza a trazione

Resistenza media a trazione semplice  $f_{ctm}$  [MPa]: 2,83  
Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5%  $f_{ctk; 5\%}$  [Mpa]: 1,98  
Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95%  $f_{ctk; 95\%}$  [Mpa]: 2,98  
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  $f_{ctd}$  [Mpa]: 1,32

#### Proprietà del calcestruzzo

Modulo Elastico  $E_{cm}$  [MPa]: 32500  
Coefficiente di Poisson  $\nu$  [ad]: 0,20  
Coefficiente di dilatazione termica lineare [C<sup>-1</sup>]: 1E-05

### 4.3 Calcestruzzo per elevazioni

Classe di Resistenza C32/40  
Classe di Esposizione XC4+XD1+XF2  
Classe di Consistenza S4

### *Resistenza a compressione*

Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg	$R_{ck}$ [MPa]:	40,00
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28gg	$f_{ck}$ [MPa]:	33,20
Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg	$f_{cm}$ [MPa]:	41,20
Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione	$\alpha_{cc}$ :	0,85
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$ :	1,5
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd}$ [MPa]:	18,81

### *Resistenza a trazione*

Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$ [MPa]:	3,10
Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5%	$f_{ctk; 5\%}$ [Mpa]:	2,17
Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95%	$f_{ctk; 95\%}$ [Mpa]:	4,88
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$ [Mpa]:	1,45

### *Proprietà del calcestruzzo*

Modulo Elastico	$E_{cm}$ [MPa]:	33200
Coefficiente di Poisson	$\nu$ [ad]:	0,20
Coefficiente di dilatazione termica lineare	$[C^{-1}]$ :	1E-05

## 5. PARAMETRI GEOTECNICI

Si riporta di seguito un estratto della tavola 3/3 del profilo geotecnico della carreggiata Grosseto-Fano, redatto per ANAS S.p.A. in occasione della progettazione definitiva delle opere di adeguamento a 4 corsie del tratto compreso tra lo svincolo con la Siena-Firenze e lo svincolo di Ruffolo. Il sottopasso oggetto della presente relazione di calcolo è localizzato tra le sezioni GS18 e GS32.

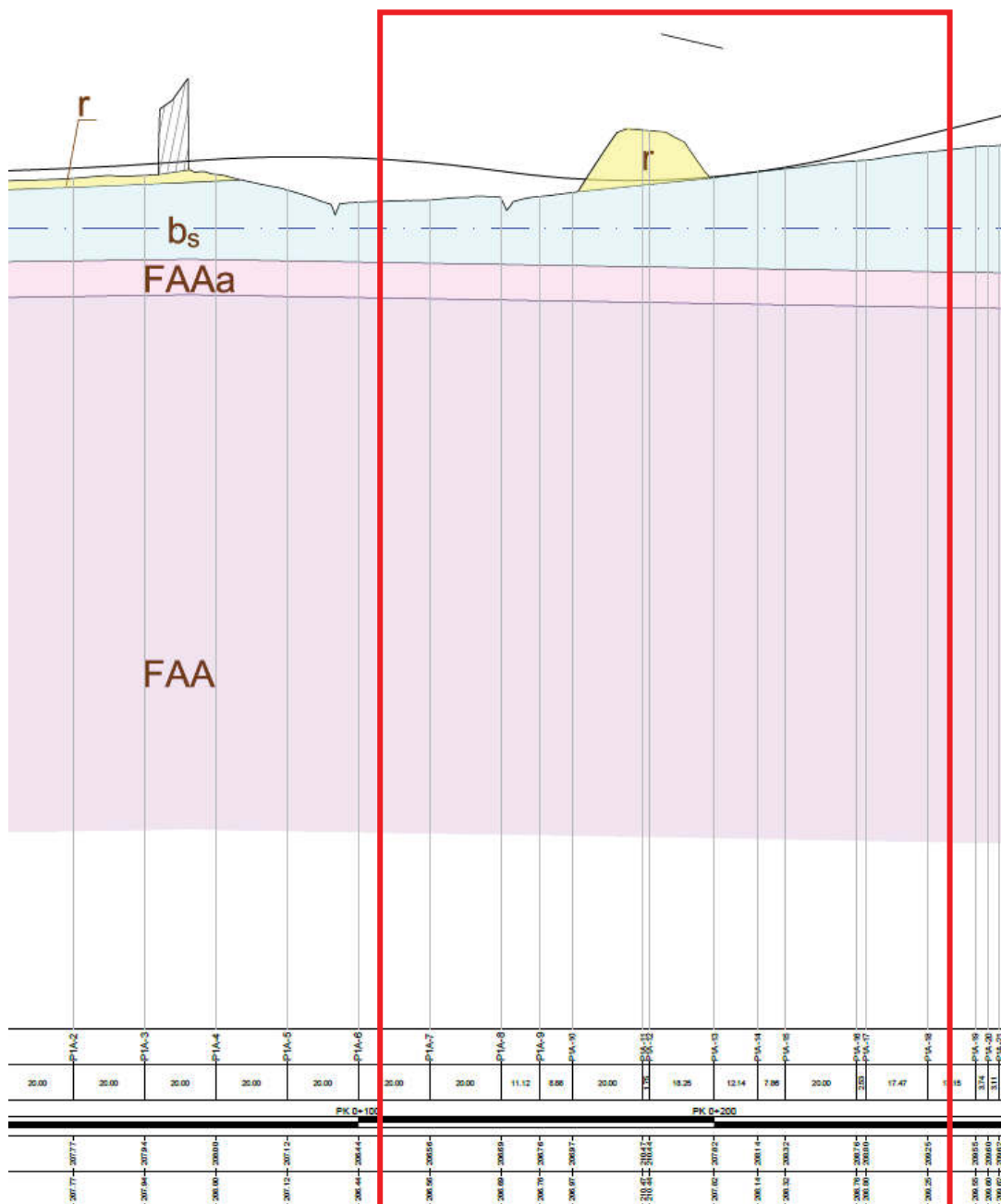



Figura 5: Estratto Tav.3/3 - Profilo geotecnico carreggiata Grosseto-Fano - ANAS S.p.A.

Si denota presenza di falda acquifera ad una profondità di circa 5 m dal piano campagna.

Nella tabella seguente sono riepilogati i parametri caratteristici delle principali unità geotecniche riconosciute in base ai risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio:

Parametri geotecnici E78 Grosseto-Fano - Lotto 0						
Unità geotecniche	Peso di volume naturale	Peso di volume saturo	Coesione efficace	Angolo di resistenza a taglio	Coesione non drenata	Modulo di elasticità
	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$c_u$ [kPa]	$E$ [MPa]
Unità r - Depositi antropici	18.0	19.0	0	35.0	-	10
Unità bg - Depositi alluvionali - Ghiaie con sabbie limose	18.0	20.0	0	35.0	-	10
Unità bs - Depositi alluvionali - Sabbie limose argillose	19.0	20.0	18	32.0	-	15
Unità bl - Depositi alluvionali - Limi sabbiosi argillosi	19.5	20.5	15	30.0	75	10
Unità b2 - Depositi eluvio-colluviali - Limi sabbiosi e sabbie limose	19.5	20.5	15	30.0	75	10
Unità FAAa - Argille azzurre plioceniche alterate	19.5	20.5	20	24.0	75	10
Unità FAA - Argille azzurre plioceniche	20	21	30	28.0	200	20

UNITA' GEOTECNICHE	
<b>r</b>	<b>Depositi antropici [Olocene]</b> Rilevati stradali e ferroviari, terrapieni, discariche
<b>b</b>	<b>Depositi alluvionali [Olocene]</b> Ghiaie con sabbie limose e limi sabbiosi argillosi, da mediamente addensate ad addensate, di colore giallo ocra
<b>bn</b>	<b>Depositi alluvionali terrazzati [Pleistocene-Olocene]</b> Ghiaie con ciottoli, sabbie e peliti massive pedogenizzate
<b>b2</b>	<b>Depositi eluvio-colluviali [Pleistocene-Olocene]</b> Limi sabbiosi e sabbie limose depositatisi alla base dei versanti
<b>SVV</b>	<b>Sabbie di S. Vivaldo [Pliocene]</b> Areniti poco cementate e sabbie a grana da fine a media, molto bioturbate, di colore giallo-ocra, localmente con resti di Ostreidi e Pectinidi
<b>FAA</b>	<b>Argille azzurre [Pliocene]</b> Peliti marnose massive, da molto consistenti a dure, spesso bioturbate, localmente fossilifere, talvolta intercalate a strati sabbiosi tabulari; all'interno e nelle parte alta sono presenti argille sabbiose e limi color nocciola con Lamellibranchi e Gasteropodi
<b>FAAa</b>	<b>Argille azzurre [Pliocene] - porzione alterata</b> Argille limose, limi argillosi e limi sabbiosi, da poco a mediamente consistenti
	

Per il materiale del rilevato stradale è stato assunto un angolo  $\phi = 35^\circ$

## 6. STRUMENTI

### 6.1 Software impiegati

Per la modellazione della paratia di sostegno è stato impiegato il software FEM Paratie Plus 2017 le cui caratteristiche sono disponibili al sito:

<http://www.harpaceas.it/paratie-plus-nuova-versione/>

**PARATIE** plus

ParatiePlus analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

Scopo precipuo di ParatiePlus è quindi il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno, e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);

la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;

il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;

i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Per il preprocessing e postprocessing dei risultati sono impiegati fogli di calcolo Microsoft Excel ®.

Per le verifiche geotecniche dei cordoli di fondazione delle barriere antirumore sono impiegati fogli di calcolo Microsoft Excel ® autoprodotti.

Per la modellazione delle strutture è impiegato il software FEM Straus7 le cui caratteristiche sono disponibili al sito:

<http://www.straus7.com/>

 **Straus7**<sup>®</sup>  
Finite Element Analysis System

Per il preprocessing e postprocessing dei risultati sono impiegati fogli di calcolo Microsoft Excel ®.

Per le verifiche delle membrature metalliche è impiegato il software Gelfi – Profili\_v6.

Per le verifiche delle sezioni in c.a. sono impiegati fogli di calcolo Microsoft Excel ® autoprodotti.

Per le verifiche delle sezioni in c.a. dei pali di fondazione si sono impiegati fogli di calcolo Microsoft Excel ® autoprodotti.

Per la verifica di sezioni generiche in calcestruzzo armato e precompresso, soggette a pressoflessione, tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n, si è impiegato il programma VCA SLU – ver. 7.7 del 30 agosto 2011, sviluppato dal Prof. Gelfi.



## 7. ANALISI DEI CARICHI

### 7.1 Pesi propri strutturali (G1)

Il peso proprio degli elementi strutturali viene considerato direttamente dal software, con i seguenti valori di densità:

- Calcestruzzo armato  $\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/m}^3$ ;

### 7.2 Carichi permanenti portati (G2)

I carichi permanenti portati consistono nel terreno sovrastante:

Peso specifico del terreno:  $\gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$ ;

### 7.3 Spinta delle terre

#### Coefficiente di spinta a riposo

Il coefficiente di spinta a riposo è calcolato attraverso le seguenti formulazioni:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad \text{per i terreni normalconsolidati}$$

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi) \cdot \sqrt{OCR} \quad \text{per i terreni sovraconsolidati}$$

con:

- $\phi$  angolo di attrito interno del terreno
- $OCR$  grado di sovraconsolidazione del terreno

#### Coefficiente di spinta attiva in fase statica

I valori dei coefficienti di spinta attiva ( $k_a$ ) possono essere calcolati mediante l'utilizzo di comprovate formulazioni disponibili in letteratura (Tabella 1).

Autori	Sokolovskii (1965)	Rankine (1857)	Lancellotta (2002) Mylonakis <i>et al.</i> (2007)	Coulomb (1773) Muller Breslau (1906)	Caquot e Kerisel (1948)	Chen (1975)
metodo	linee caratter.	appr. statico	estr. inferiore appr. statico	equil. limite appr. cinemat. sup. piana	equil. limite appr. cinemat. sup. curvilinea	estr. superiore appr. cinemat. sup. curvilinea
$\delta$	sì	0	sì	0	sì	sì
$i$	0	sì	sì	0	sì	sì
$\beta$	sì	0	0	sì	0	sì

Tabella 1: Soluzioni disponibili per gli stati limite in condizioni statiche **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

In Tabella 1 sono specificati gli autori di alcune delle principali formulazioni per il calcolo di  $k_a$  disponibili in letteratura, indicando per ciascuna di esse:

- la tipologia di metodo utilizzato per il calcolo di  $k_a$  (approccio statico, approccio cinematico, equilibrio limite, linee caratteristiche);



- se nel caso di metodo cinematico la superficie di scorrimento considerata sia piana o curvilinea;
- se la formulazione tiene conto o meno degli angoli  $\delta$ ,  $i$  e  $\beta$ , rispettivamente angolo di attrito terreno-opera di sostegno, angolo di inclinazione del piano campagna e angolo di inclinazione del paramento dell'opera (l'angolo  $\beta$  è misurato a partire dalla verticale per cui si ha  $\beta=0$  per un'opera di sostegno con paramento verticale).

Nel caso di condizioni attive, i valori di  $k_a$  ottenibili dalle formulazioni di Tabella 1 non differiscono in modo significativo come mostrato dai grafici in Figura 6. Pertanto, la scelta della specifica formulazione da utilizzare per il calcolo del coefficiente di spinta attiva è lasciata alla discrezione del progettista.

Nel caso si consideri l'angolo d'attrito fra terreno e opera di sostegno, questo non dovrà essere superiore ai 2/3 del valore dell'angolo d'attrito del terreno ( $\delta \leq 2/3 \phi'$ ).

A titolo esemplificativo, si riporta di seguito l'espressione analitica della formulazione di Coulomb – Muller Breslau.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right)^2}$$

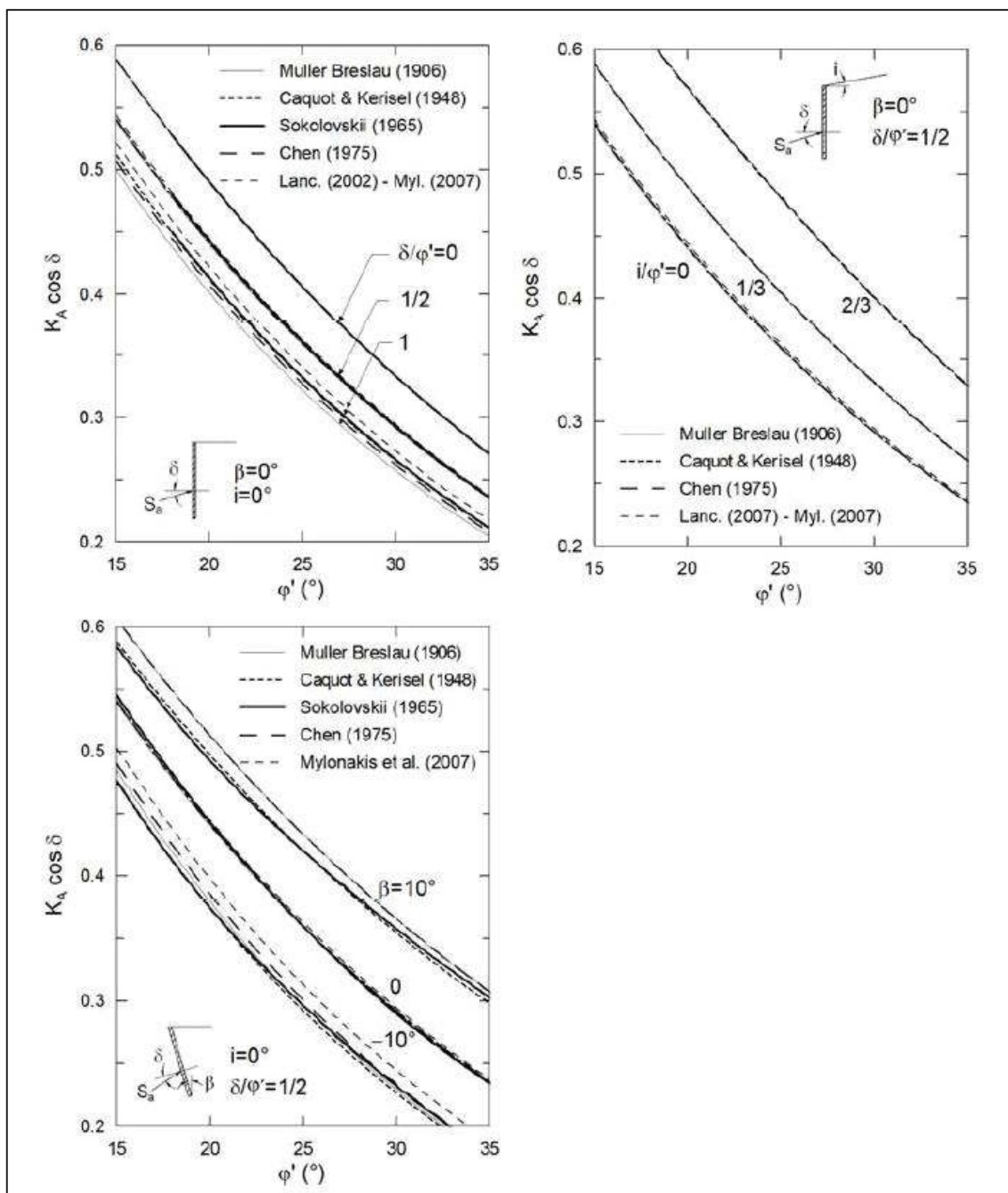


Figura 6: Confronto tra i valori di  $K_a \cdot \cos \delta$  ottenuti in condizioni statiche da alcune soluzioni di letteratura

### Coefficiente di spinta passiva in fase statica

I valori dei coefficienti di spinta passiva ( $k_p$ ) possono essere calcolati mediante l'utilizzo delle medesime formulazioni riportate in Tabella 1. Ciononostante, dal momento che i risultati di tali formulazioni possono risultare molto differenti fra loro, come mostrato dai grafici in Figura 7 è consigliabile utilizzare le formulazioni ottenute mediante un approccio statico o mediante un approccio cinematico che tenga conto della non planarità della superficie di scorrimento.

Nel caso si consideri l'angolo d'attrito fra terreno e opera di sostegno, questo non dovrà essere superiore ai 2/3 del valore dell'angolo d'attrito del terreno ( $\delta \leq 2/3 \phi'$ ).

Inoltre, se  $\delta > \phi'/2$  (e comunque  $\leq 2/3 \phi'$ ), nel caso si utilizzi una formulazione derivante da un approccio cinematico, sarà necessario tenere conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

A titolo esemplificativo, si riporta di seguito l'espressione analitica della formulazione di Lancellotta 2002 (formulazione cautelativa in quanto ottenuta mediante approccio statico).

$$K_p = \frac{\cos \delta + \sqrt{\text{sen}^2(\phi') - \text{sen}^2(\delta)}}{\cos i - \sqrt{\text{sen}^2(\phi') - \text{sen}^2(i)}} \cdot e^{+2\Psi \tan \phi'}$$

$$2\Psi = \text{sen}^{-1}\left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'}\right) + \text{sen}^{-1}\left(\frac{\sin i}{\sin \phi'}\right) + \delta + i$$

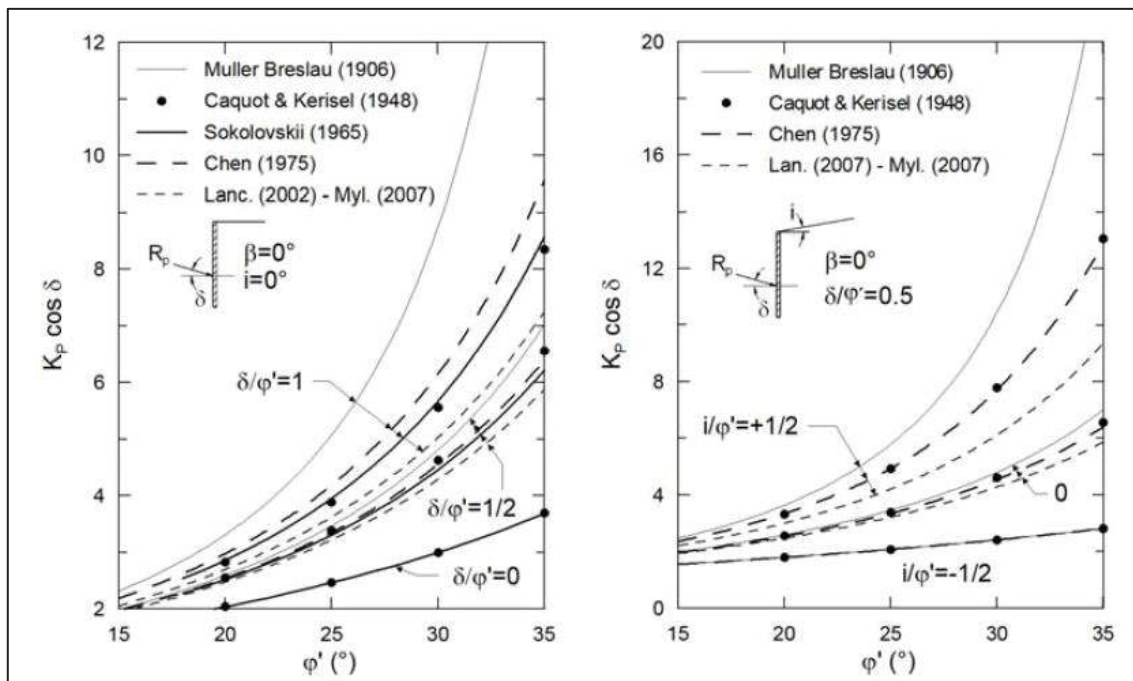


Figura 7: Confronto tra i valori di  $K_p \cdot \cos \delta$  ottenuti in condizioni statiche da alcune soluzioni di letteratura  
**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

### Coefficiente di spinta attiva in fase sismica

Le azioni sismiche possono essere tenute in considerazione mediante il metodo pseudostatico, nel quale si assume che un fissato valore di accelerazione agisce uniformemente nel volume di terreno esaminato.

I valori dei coefficienti di spinta attiva in condizioni sismiche ( $k_{a,sim}$ ) possono essere calcolati mediante l'utilizzo di comprovate formulazioni disponibili in letteratura (Tabella 2).

Autore	Lancellotta (2007)	Mylonakis et al. (2007)	Mononobe – Okabe (1924) (1929)	Chang (1981)
metodo	estr. inferiore appr. statico	estr. inferiore appr. statico	equil. limite appr. cinemat. sup. piana	estr. superiore appr. cinemat. sup. curvilinea
$\delta$	sì	sì	sì	sì
$i$	sì	sì	sì	sì
$\beta$	0	si	si	si

Tabella 2: Soluzioni disponibili per gli stati limite in condizioni pseudostatiche **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Analogamente a quanto già detto per il calcolo del  $k_a$  statico (paragrafo 0), anche nel caso di condizioni simiche, la scelta della specifica formulazione da utilizzare per il calcolo del coefficiente  $k_{a,sim}$  è lasciata alla discrezione del progettista, in quanto le varie formulazioni forniscono risultati simili come mostrato dai grafici riportati in Figura 8.

A titolo esemplificativo, si riporta di seguito l'espressione analitica della formulazione di Lancellotta 2007.

$$K_{a,sism} = \frac{\cos \delta - \sqrt{\sin^2(\phi') - \sin^2(\delta)}}{\cos(i + \vartheta) + \sqrt{\sin^2(\phi') - \sin^2(i + \vartheta)}} \cdot e^{-2\Psi_e \tan \phi'} \cdot \frac{\cos i}{\cos \vartheta}$$

$$2\Psi_e = \sin^{-1}\left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'}\right) - \sin^{-1}\left(\frac{\sin(i + \vartheta)}{\sin \phi'}\right) - \delta + i - \vartheta$$

$$\vartheta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

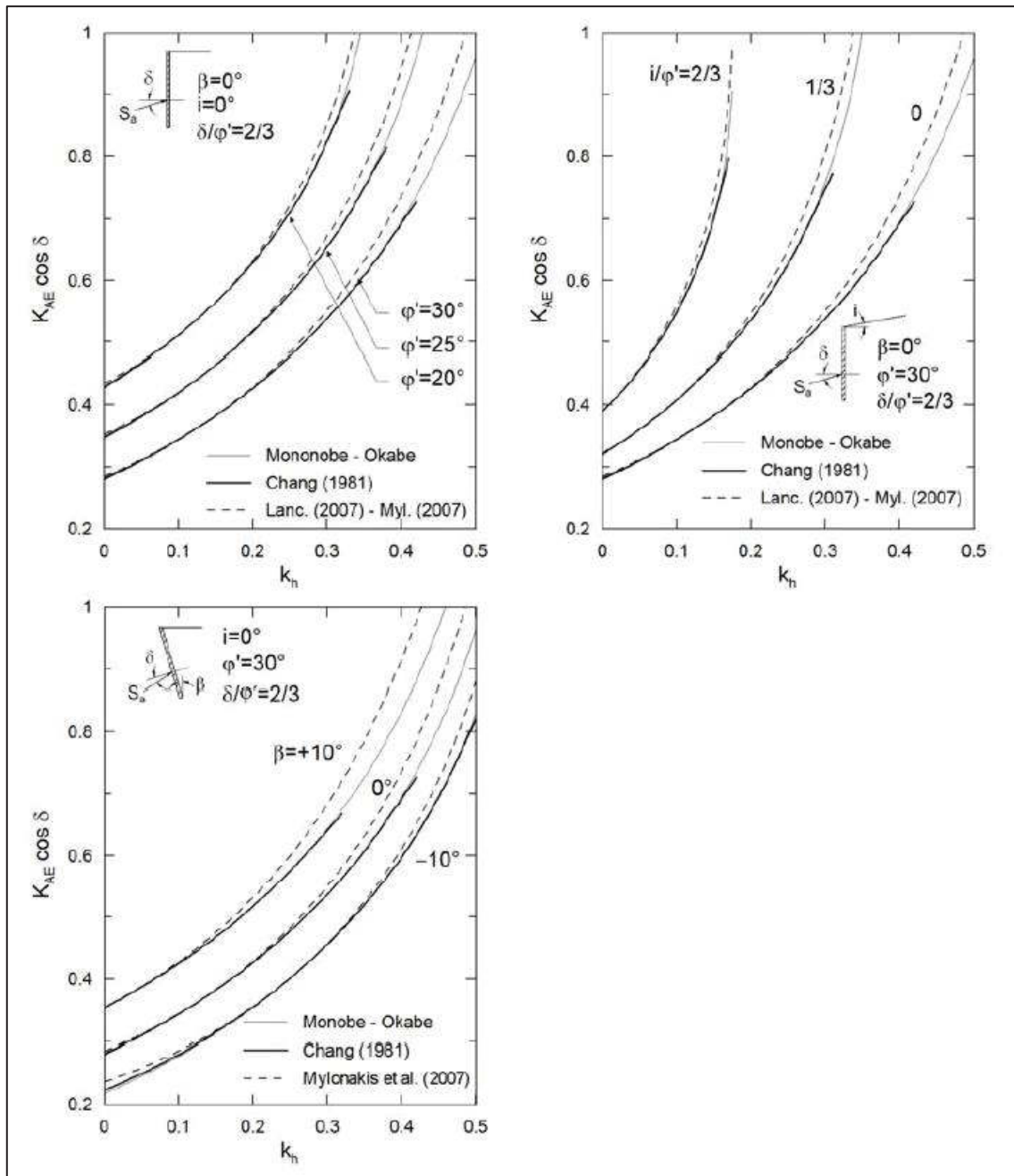


Figura 8: Confronto tra i valori di  $K_{a,sism} \cdot \cos \delta$  ottenuti con  $k_v = 0$

### Coefficiente di spinta passiva in fase sismica

I valori dei coefficienti di spinta passiva in condizioni sismiche ( $k_{p,sism}$ ) possono essere calcolati mediante l'utilizzo delle medesime formulazioni riportate in Tabella 2. Ciononostante, dal momento che i risultati di tali formulazioni possono risultare molto differenti fra loro, come mostrato dai grafici in Figura 9 è consigliabile utilizzare le formulazioni ottenute mediante un approccio statico o mediante un approccio cinematico che tenga conto della non planarità della superficie di scorrimento.

Nel caso si consideri l'angolo d'attrito fra terreno e opera di sostegno, questo non dovrà essere superiore ai 2/3 del valore dell'angolo d'attrito del terreno ( $\delta \leq 2/3 \phi'$ ).

Inoltre, se  $\delta > \phi'/2$  (e comunque  $\leq 2/3 \phi'$ ), nel caso si utilizzi una formulazione derivante da un approccio cinematico, sarà necessario tenere conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

A titolo esemplificativo, si riporta di seguito l'espressione analitica della formulazione di Lancellotta 2007 (formulazione cautelativa in quanto ottenuta mediante approccio statico).

$$K_{p,sism} = \frac{\cos \delta + \sqrt{\sin^2(\phi') - \sin^2(\delta)}}{\cos(i + \vartheta) - \sqrt{\sin^2(\phi') - \sin^2(i + \vartheta)}} \cdot e^{+2\Psi_e \tan \phi'} \cdot \frac{\cos i}{\cos \vartheta}$$

$$2\Psi_e = \operatorname{sen}^{-1}\left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'}\right) + \operatorname{sen}^{-1}\left(\frac{\sin(i + \vartheta)}{\sin \phi'}\right) + \delta + i - \vartheta$$

$$\vartheta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

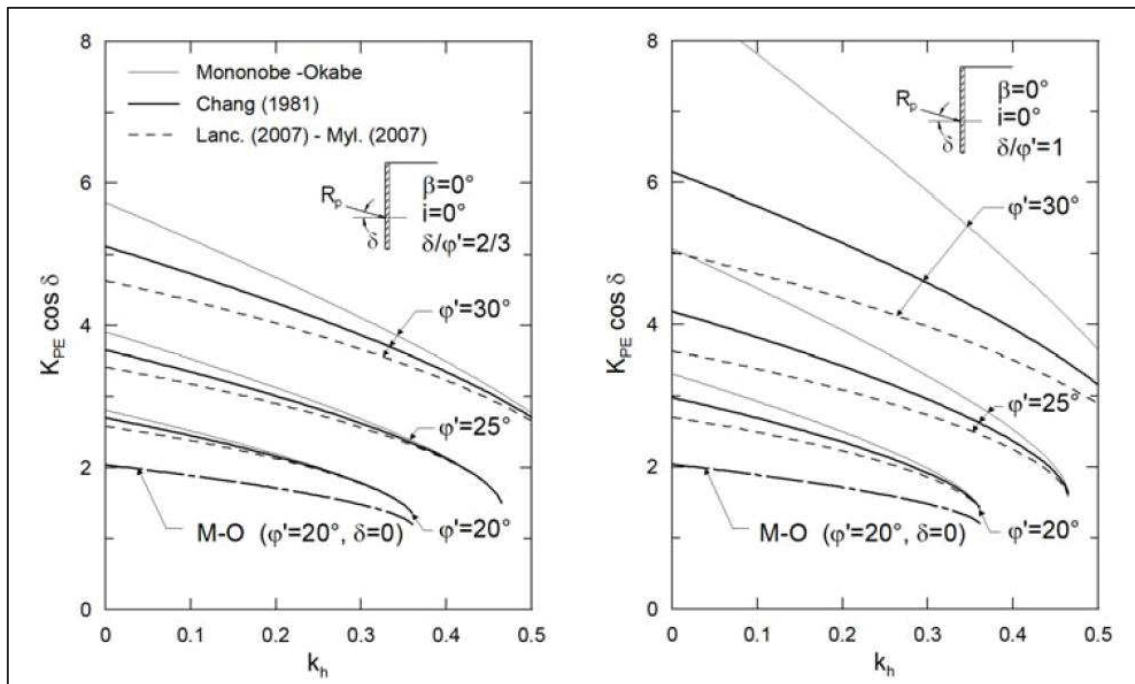
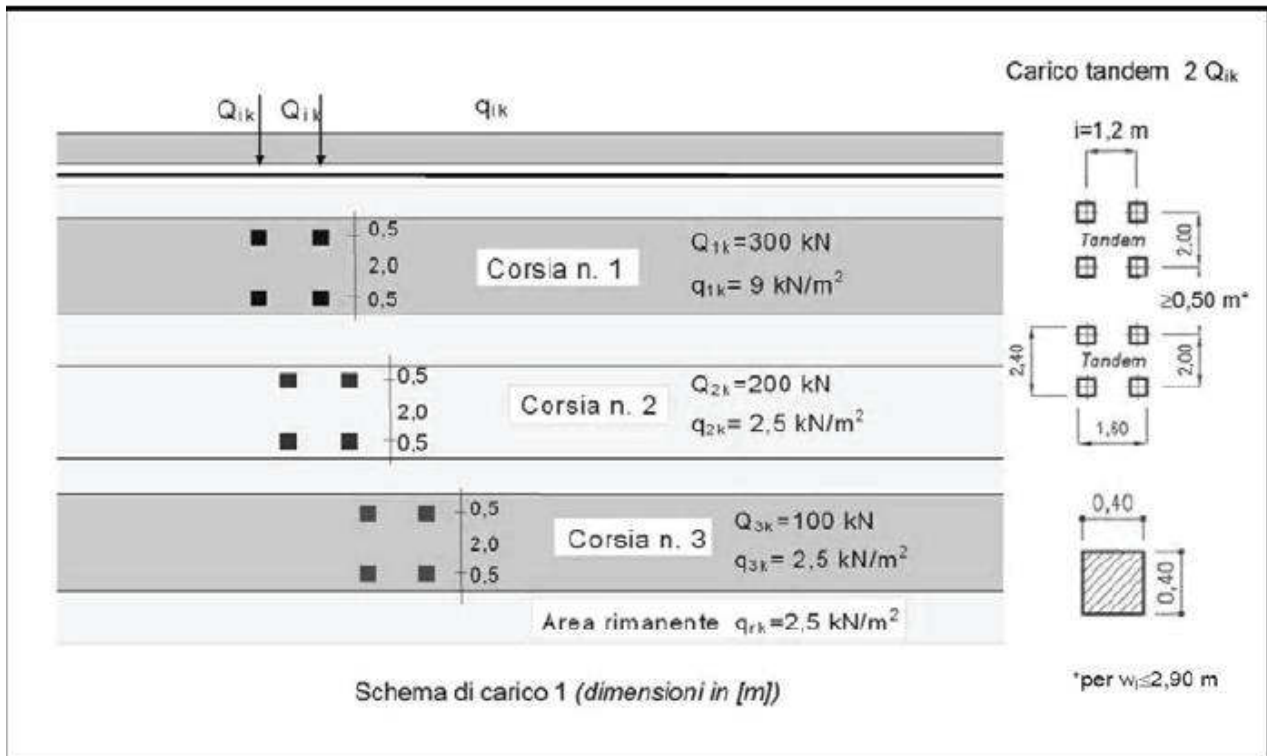


Figura 9: Confronto tra i valori di  $K_{p,sism} \cdot \cos \delta$  ottenuti con  $k_v = 0$  Carichi da traffico stradale (Q)

#### 7.4 Carichi variabili da traffico

Secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche 2008 (D.M. 14/01/2008) si considerano i carichi mobili da traffico  $q_{1,a}$  (mezzo convenzionale a due assi disposti come indicato nello schema in figura)





Si considera un carico distribuito derivante dalla diffusione dei carichi tandem. Tali carichi, considerati applicati su un'impronta di 1.20mx2.00m, vengono diffusi a 30° all'interno dello strato di rilevato e di pavimentazione e a 45° all'interno di metà spessore della soletta, in modo da avere il risultato di tale distribuzione sul piano medio della soletta stessa.

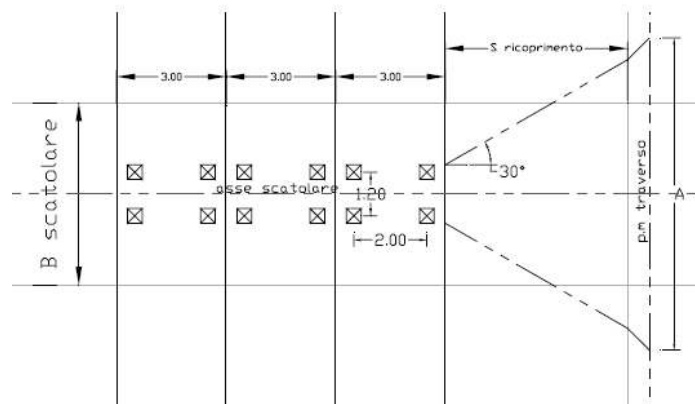


Figura 10 – Diffusione dei carichi concentrati in direzione trasversale

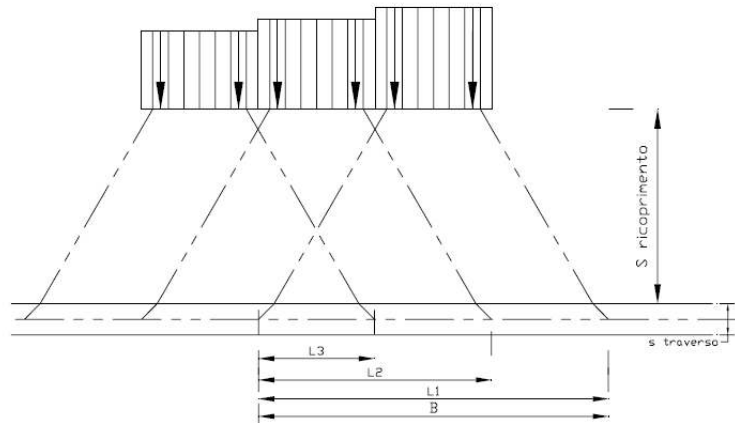


Figura 11 – Diffusione dei carichi in direzione longitudinale

$$A = 1.2 + 0.4 + 2 (s/2 \times \text{tg}45 + h \times \text{tg}30)$$

$$B = 2.0 + 0.4 + 2 (s/2 \times \text{tg}45 + h \times \text{tg}30)$$

## 7.5 Forza di frenamento

Considerando che la fascia di soletta di calcolo ha la larghezza di 1.00m e che in pianta le forze concentrate hanno distanza, lungo lo stesso asse, di 2.00m, è stata determinata la forza di frenamento in funzione di un solo asse del carico verticale agente sulla corsia convenzionale n.1:  $q_3 = 0.6 (Q1k) + 0.10 q1k L$  in cui L è riferito alla luce dello scatolare, ed è stata suddivisa su tutta la larghezza della piattaforma stradale.

## 7.6 Azione sismica

Collocazione dell'opera: 43.292931, 11.336919



Figura 12: Collocazione dell'opera (Google Earth)



Vita nominale:

Vn = 50 anni

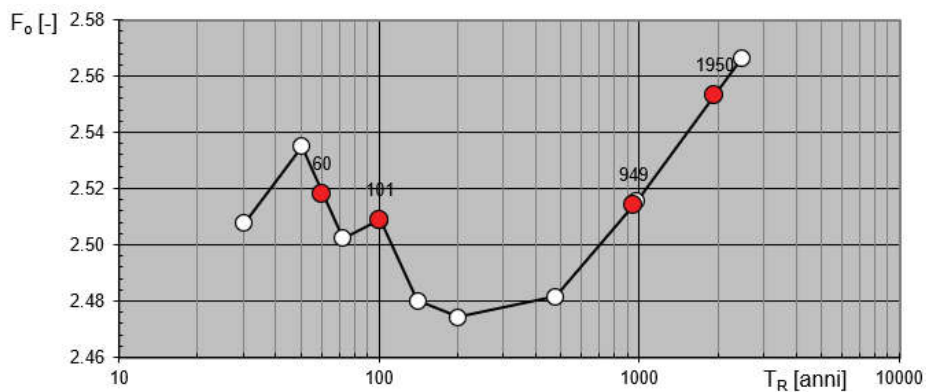
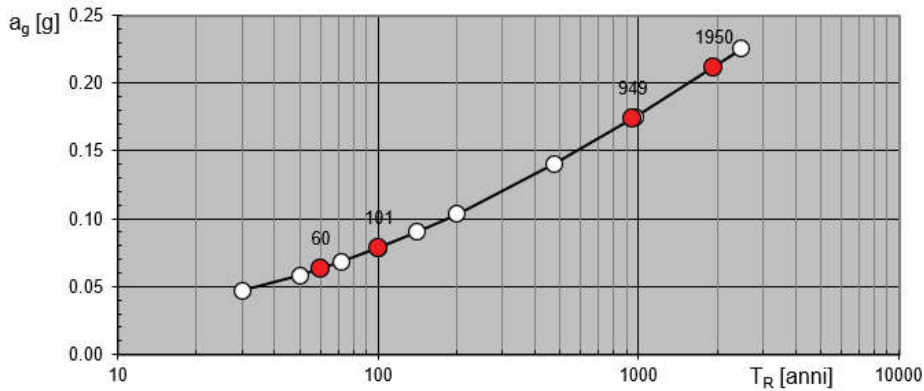
Classe d'uso:

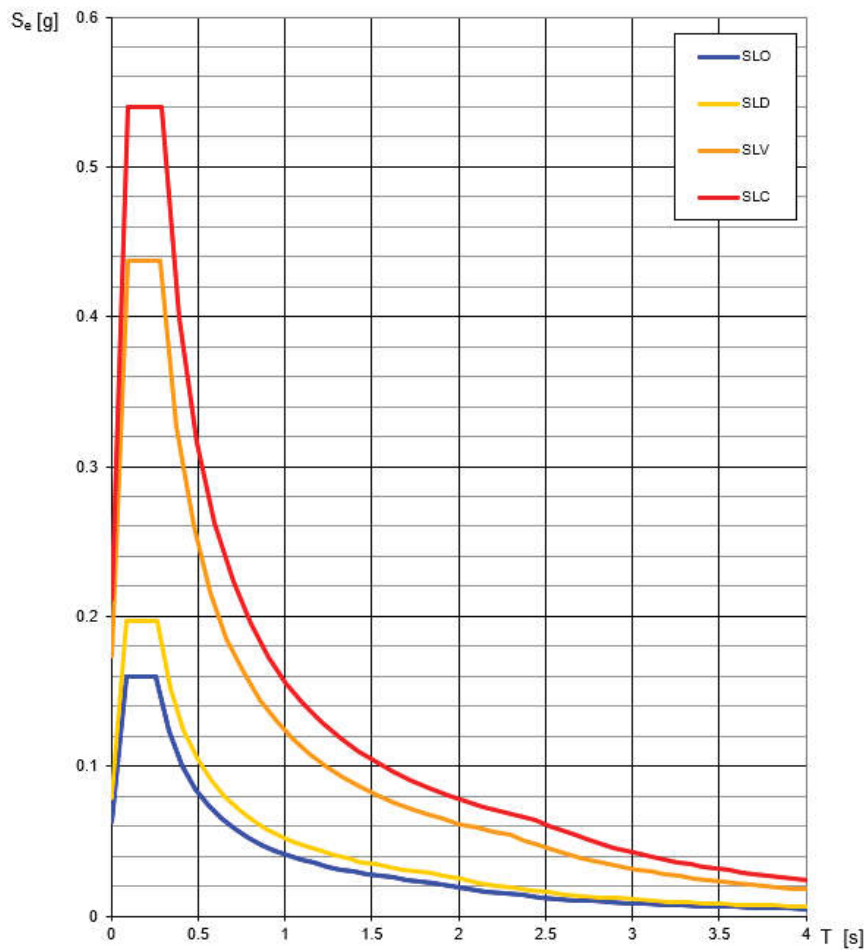
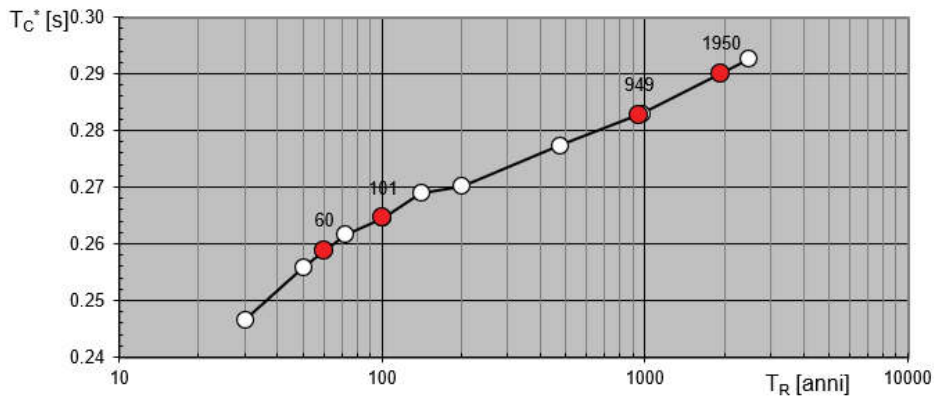
IV - Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. Categoria del sottosuolo:

C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT,30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu,30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografica:

T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$





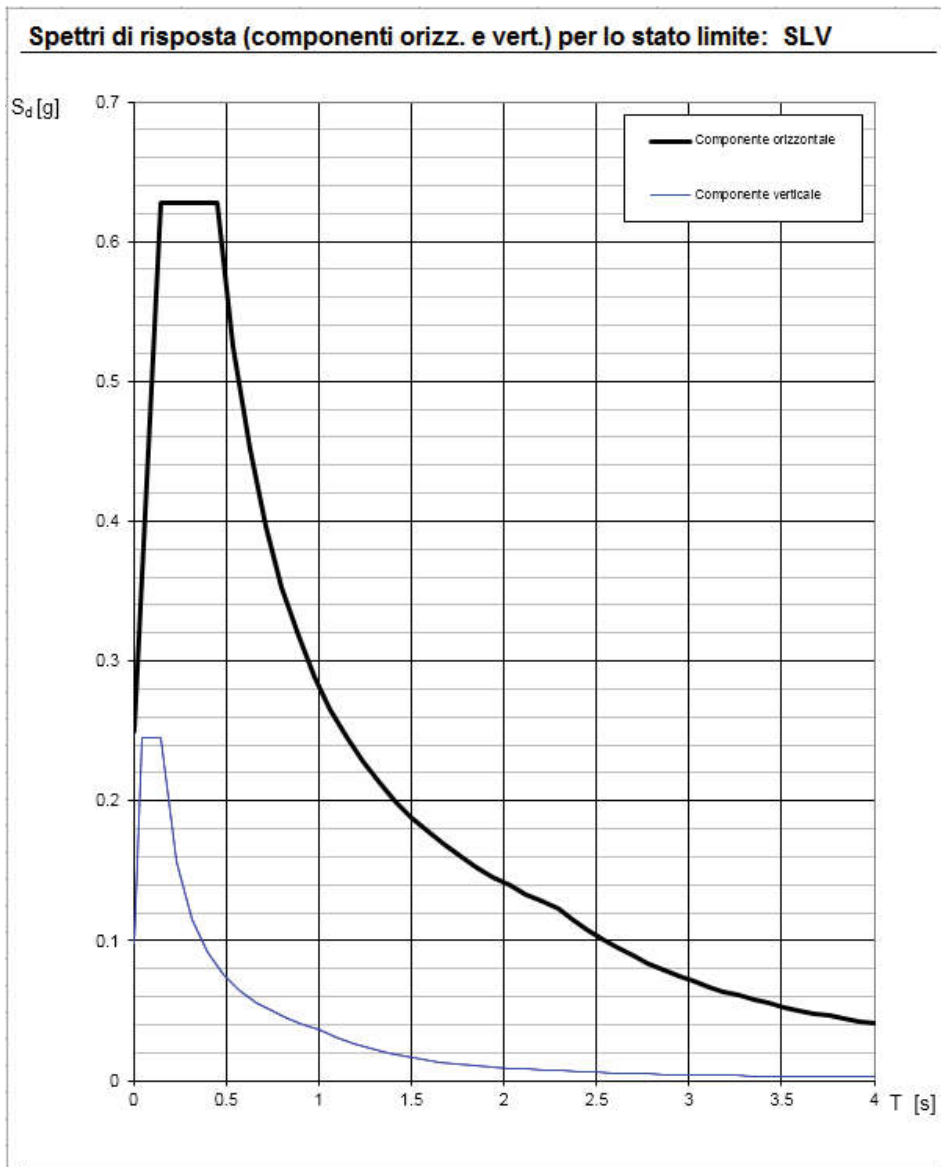
Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascun

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.063	2.518	0.259
SLD	101	0.078	2.509	0.265
SLV	949	0.174	2.514	0.283
SLC	1950	0.212	2.553	0.290

Si assume fattore di struttura seguente:

$$q = 1$$

adottando quindi lo spettro elastico senza particolari richieste di duttilità alla struttura.



### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato BLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.174 g
$F_o$	2.514
$T_c$	0.283 s
$S_B$	1.438
$C_c$	1.593
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.438
$\eta$	1.000
$T_B$	0.150 s
$T_c$	0.451 s
$T_D$	2.295 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_s(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.250
$T_B$ ←	0.150	0.628
$T_c$ ←	0.451	0.628
	0.538	0.525
	0.626	0.452
	0.714	0.396
	0.802	0.353
	0.890	0.318
	0.977	0.289
	1.065	0.265
	1.153	0.245
	1.241	0.228
	1.329	0.213
	1.417	0.200
	1.504	0.188
	1.592	0.178
	1.680	0.168
	1.768	0.160
	1.856	0.152
	1.943	0.146
	2.031	0.139
	2.119	0.133
	2.207	0.128
$T_D$ ←	2.295	0.123
	2.376	0.115
	2.457	0.107
	2.538	0.101
	2.620	0.095
	2.701	0.089
	2.782	0.084
	2.863	0.079
	2.944	0.075
	3.026	0.071
	3.107	0.067
	3.188	0.064
	3.269	0.061
	3.350	0.058
	3.432	0.055
	3.513	0.053
	3.594	0.050
	3.675	0.048
	3.756	0.046
	3.838	0.044
	3.919	0.042
	4.000	0.041

## 8. COMBINAZIONI E FATTORI

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione da utilizzare per il calcolo secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, si fa riferimento a quanto prescritto in nelle NTC 18

Le condizioni di carico derivanti dal traffico stradale, sono quindi combinate con le azioni permanenti ed accidentali di diversa natura secondo le seguenti modalità.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A<sub>d</sub> (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

## 8.1 Verifiche geotecniche

Le verifiche dei muri di sostegno sono condotte secondo il metodo degli Stati Limite, come prescritto dalle "Nuove norme tecniche sulle costruzioni" del 17 gennaio 2018.

Si eseguono verifiche agli stati limite ultimi, con lo scopo di verificare la sicurezza delle opere, e agli stati limite di esercizio, necessarie per verificare che i tassi di lavoro all'interno delle strutture garantiscano i livelli prestazionali richiesti per tutto il periodo di vita utile delle opere.

### 8.1.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Le verifiche sono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
  - ribaltamento;
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Per ogni stato limite considerato si accerta che sia soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  e  $R_d$  rappresentano rispettivamente le sollecitazioni e le resistenze di progetto.

In accordo con le NTC 2018 le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) delle opere in oggetto sono effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione A1 + M1 + R3 (dove il segno '+' in ossequio alla normativa ha il significato di 'combinato con').

I fattori di sicurezza parziali sulle azioni (A1), sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistenze (R3) sono riportati rispettivamente in Tabella 3, Tabella 4 e Tabella 5.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> per la spinta delle terre si faccia riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Tabella 3: Coefficienti parziali  $\gamma_F$  e  $\gamma_E$  per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.1 NTC 18).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_Y$	$\gamma_Y$	1,0	1,0

Tabella 4: Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.11 NTC 18).

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE
	(R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 5: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno (Tabella 6.5.1 NTC 18).



## 9. MODELLO DI CALCOLO

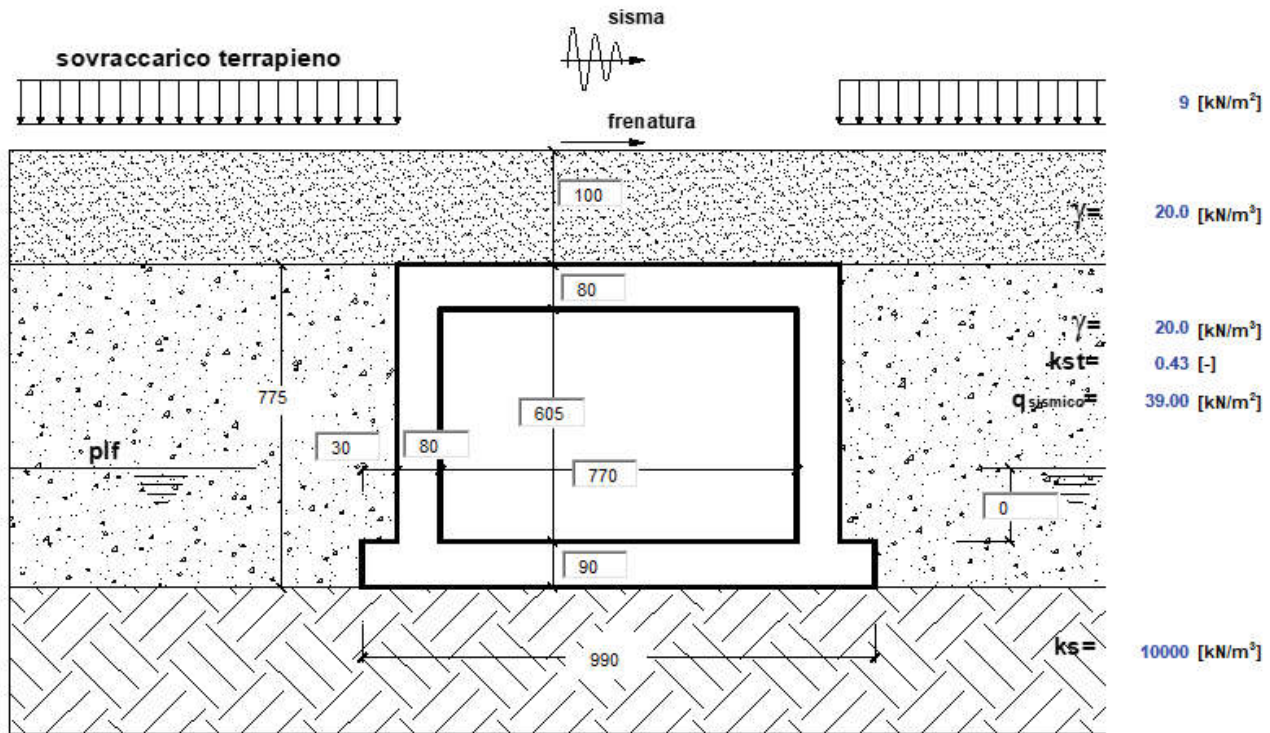
Lo schema di calcolo che si adotta è quello di un modello piano (stato di deformazione piana) essendo l'opera sufficientemente lunga da rendere trascurabili gli effetti di bordo.

La tipologia strutturale adottata è quella di un portale rettangolare, chiuso dalla trave di fondazione, su suolo elastico alla Winkler. La trave di fondazione è dotata di due sbalzi laterali di 30 cm.

Le spinte del terreno sono calcolate considerando pareti impedito di muoversi, quindi facendo riferimento al coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .

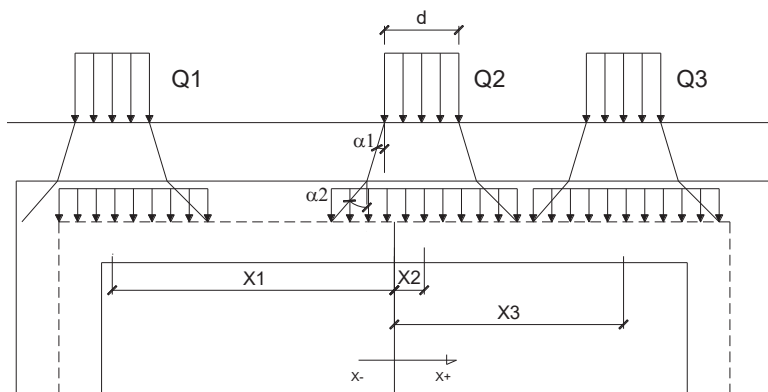
Anche per le azioni sismiche si fa riferimento a metodi che ipotizzano pareti rigide.

I carichi sulla soletta di copertura sono quelli previsti dalla normativa per ponti stradali.



(dimensioni in cm)

modulo elastico cls	E	3.36E+07 [kN/m²]	$\gamma_{cls}$	25 [kN/m³]
acc. sismica or.	kh	0.25 [-]	$\gamma_w$	10 [kN/m³]
modulo elastico cls	E	3.36E+07 [kN/m²]	$\gamma_{cls}$	25 [kN/m³]
acc. sismica or.	kh	0.25 [-]	$\gamma_w$	10 [kN/m³]



SOVRACCARICHI			
angolo di diffusione nel ricoprimento	$\alpha 1$ [°]	30	
angolo di diffusione nella soletta	$\alpha 2$ [°]	45	
CONDIZIONI DI CARICO		A	B
impronta del carico	d [m]	0.40	10.00
area influenza long.	l [m]	3.00	10.00
Carico 1	Q1 [kN]	300	0
	X1 [m]	-2.75	0
Carico 2	Q2 [kN]	300	9
	X2 [m]	0	0
Carico 3	Q3 [kN]	0	0
	X3 [m]	0	0
Carico distribuito	[kN/m]	20	20

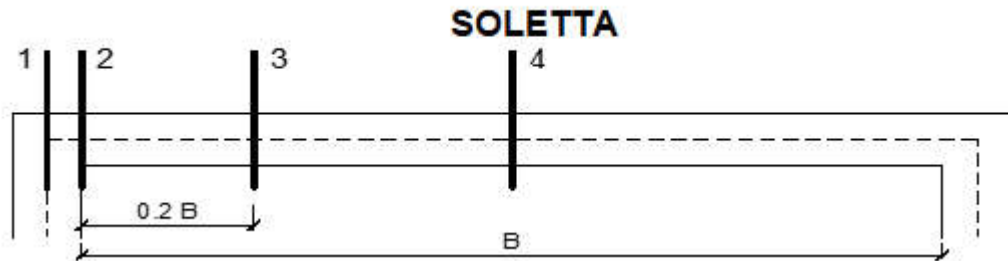


condizioni di carico	combinazioni di carico									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
peso proprio + perm.	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1	1	1	
falda + spinta terreno	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1	1	1	
sovaccarico A	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.75	0.75			
sovaccarico B	1.35	1.35				0.4	0.4			
sovaccarico terreno sn	1.35	1.35			1.35	0.4	0.4			
sovaccarico terreno dx	1.35					0.4	0.4			
frenatura				1.35	1.35	0.75	0.4			
sisma									1	

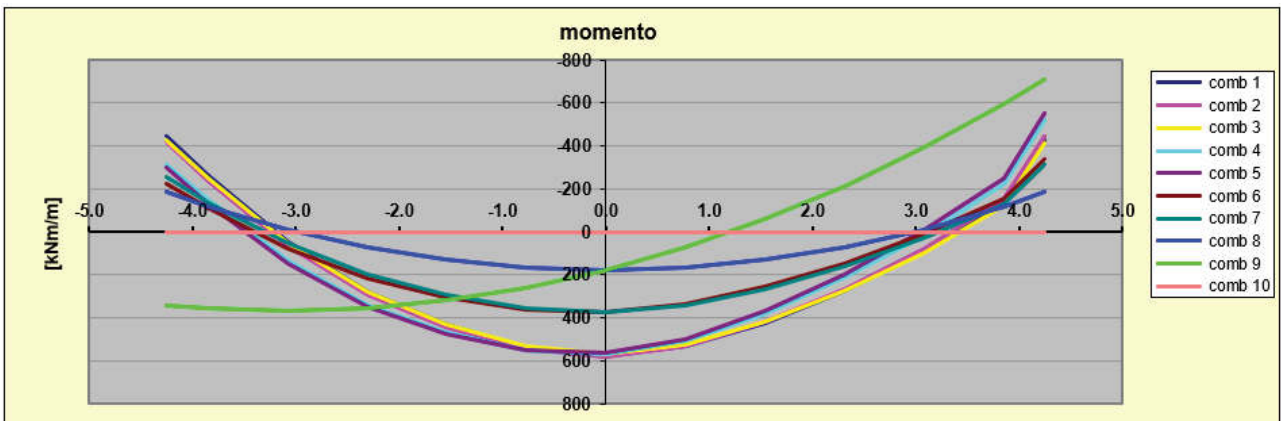
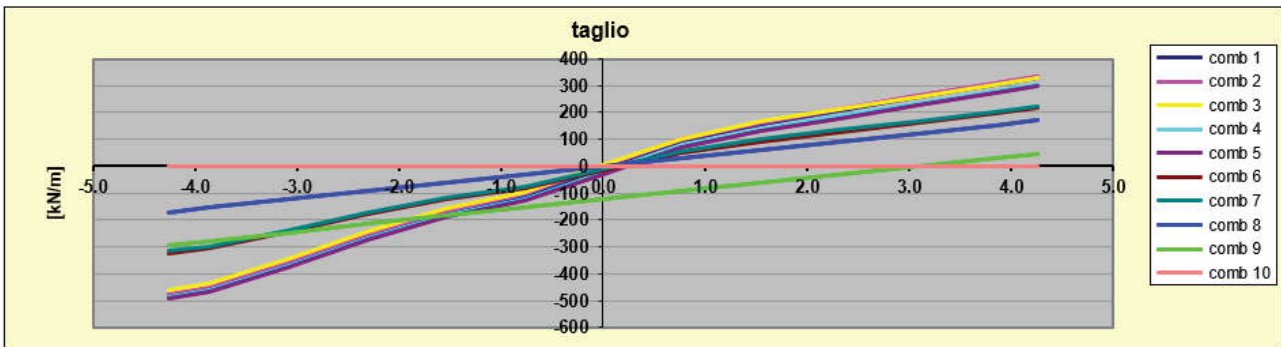
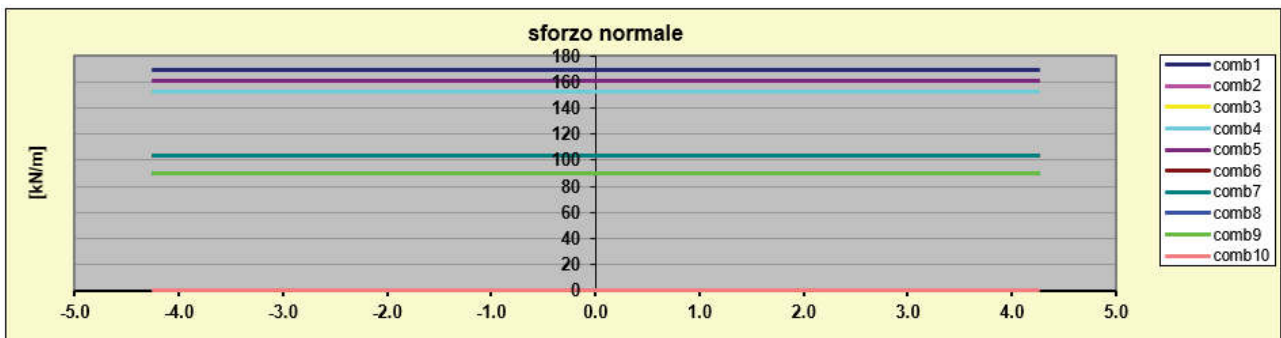
## 10. VERIFICHE SLU

### 10.1 Struttura in elevazione: soletta

Si riportano di seguito le visualizzazioni delle sollecitazioni agenti sui vari elementi per le diverse combinazioni



#### 10.1.1 Sollecitazioni



## 10.1.2 Verifiche

### Calcestruzzo

classe cls   
 Rck 35 (MPa)  
 fck 28  
 $\gamma_m$  1.5  
 $\alpha_{cc}$  0.85  
 $f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c} =$  21.96 (MPa)

### Copriferro (asse armatura)

c = 5.00 (cm)

### Acciaio

tipo di acciaio   
 $f_{yk} =$  450 (MPa)  
 $\gamma_s =$  1.15  
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E =$  391.30 (MPa)  
 $E_s =$  206000 (MPa)  
 $\epsilon_{ys} =$  0.190%

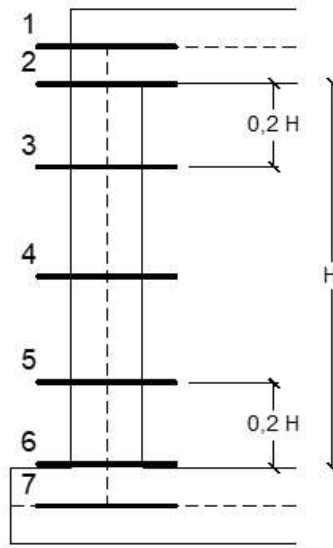
sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-735.5	93.8	30.0	5.0	875.7
2	-591.1	93.8	25.0	5.0	740.1
3 min	-187.9	93.8	10.0	5.0	326.6
3 max	390.2	142.3	15.0	5.0	482.6
4	631.2	143.1	25.0	5.0	757.2

Sez.	V <sub>Ed</sub>	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	490.7	309.92	14	40.0	40.0	21.80	730.60
2	466.3	309.92	14	40.0	40.0	21.80	730.60
3	274.7	281.95	10	20.0	20.0	21.80	1491.03
4	123.3	300.07	10	20.0	20.0	21.80	1491.03

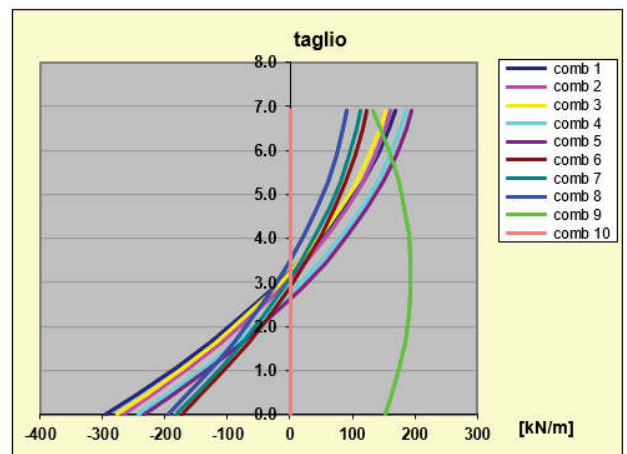
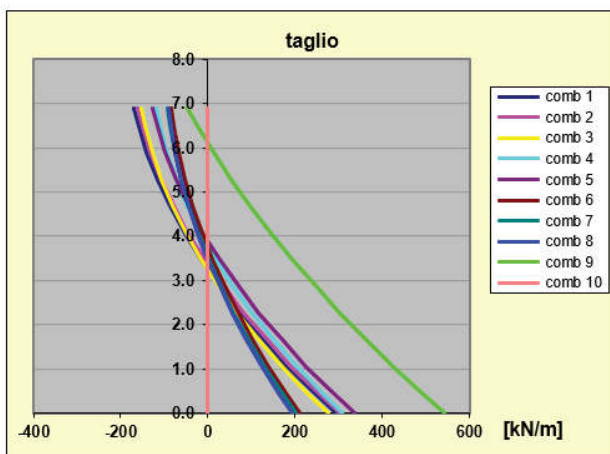
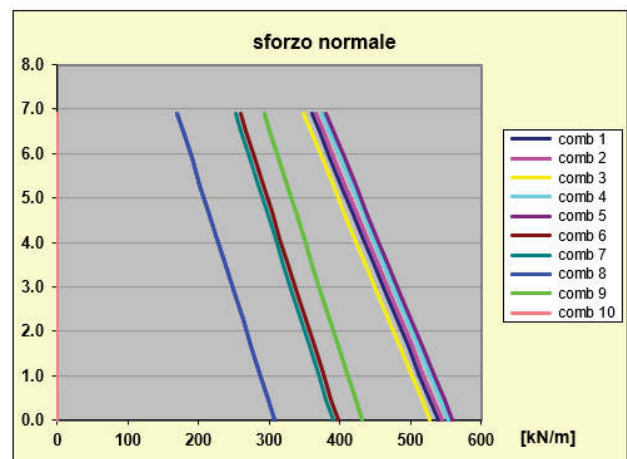
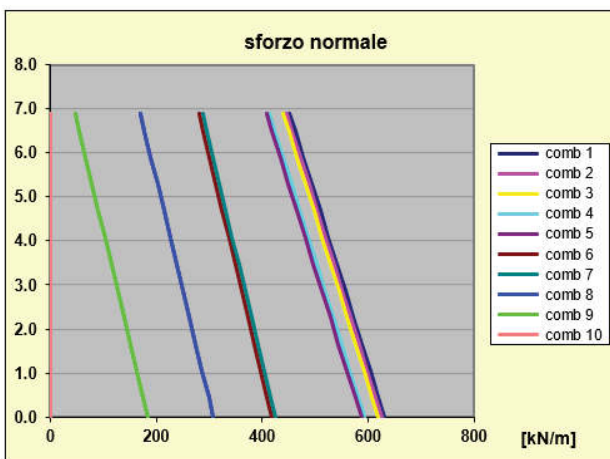
Sezione verificata  
 Sezione verificata  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria

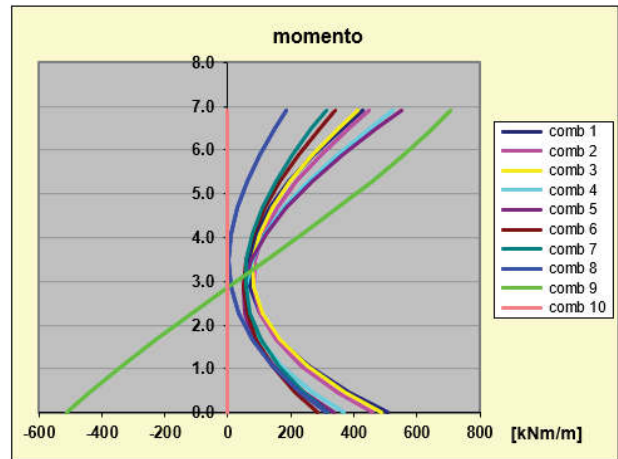
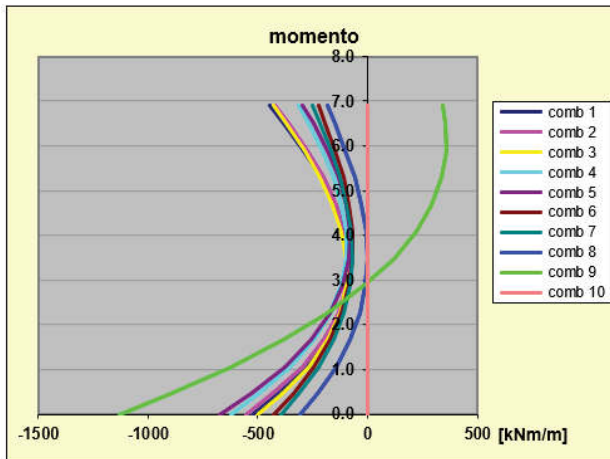
## 10.2 Struttura in elevazione: pareti

Si riportano di seguito le visualizzazioni delle sollecitazioni agenti sui vari elementi per le diverse combinazioni.



### 10.2.1 Sollecitazioni





## 10.2.2 Verifiche

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### Calcestruzzo

classe cls    
 Rck 40 (MPa)   
 fck 32   
 $\gamma_m$  1.5   
 $\alpha_{cc}$  0.85   
 $f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c} = 25.10$  (MPa)

#### Copriferro (asse armatura)

c = 6.00 (cm)

#### Acciaio

tipo di acciaio    
 $f_{yk} = 450$  (MPa)   
 $\gamma_s = 1.15$    
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.30$  (MPa)   
 $E_s = 206000$  (MPa)   
 $\epsilon_{ys} = 0.190\%$

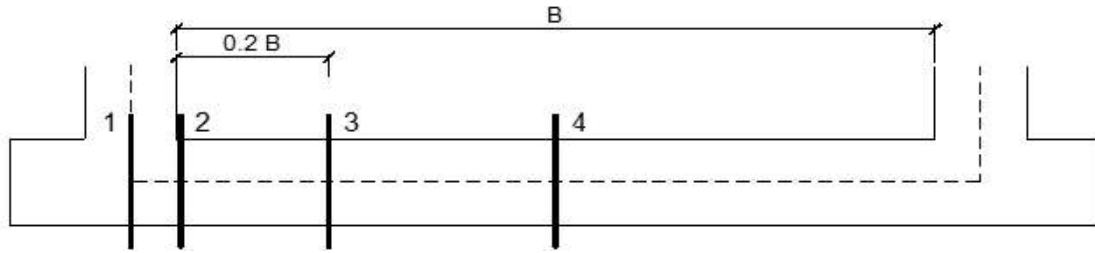
sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-708.3	293.3	25.0	5.0	802.3
2	-652.5	301.3	25.0	5.0	805.0
3 min	-458.0	325.5	25.0	5.0	813.2
3 max	337.7	78.9	25.0	5.0	728.5
4 min	-236.5	349.7	25.0	5.0	821.5
4 max	219.5	103.1	25.0	5.0	736.9
5 min	-383.5	151.5	25.0	5.0	753.6
5 max	226.9	398.1	25.0	5.0	837.8
6	-898.4	175.7	35.0	5.0	1027.5
7	-1130.5	184.7	40.0	5.0	1161.1

Sez.	V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	194.3	351.20		20.0	20.0	21.80	0.00
2	186.1	352.64		20.0	20.0	21.80	0.00
3	174.0	343.59		20.0	20.0	21.80	0.00
4	194.0	314.42		20.0	20.0	21.80	0.00
5	362.6	319.45	14	33.0	33.0	21.80	1059.12
6	490.6	358.23	14	33.0	33.0	21.80	1059.12
7	541.3	374.68	14	33.0	33.0	21.80	1059.12

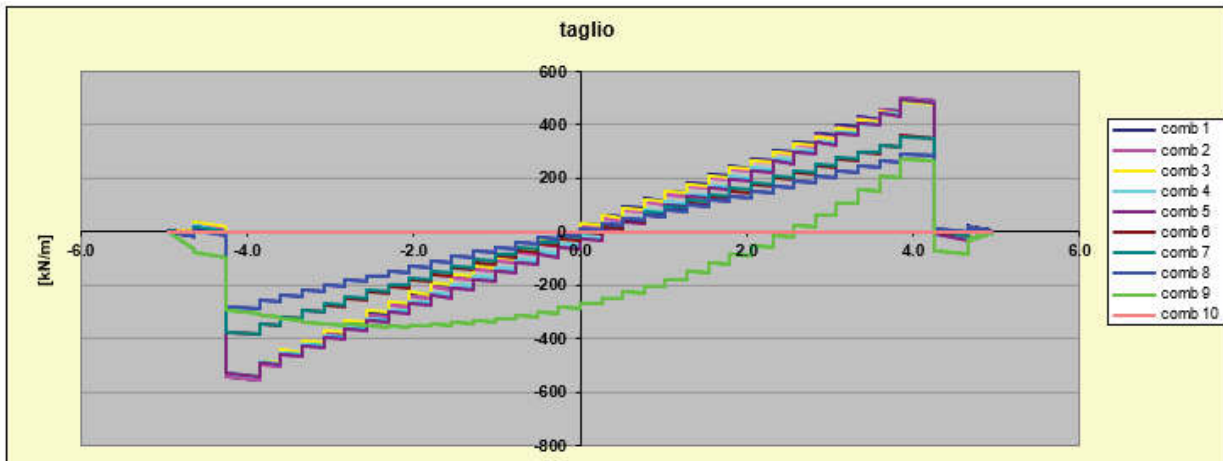
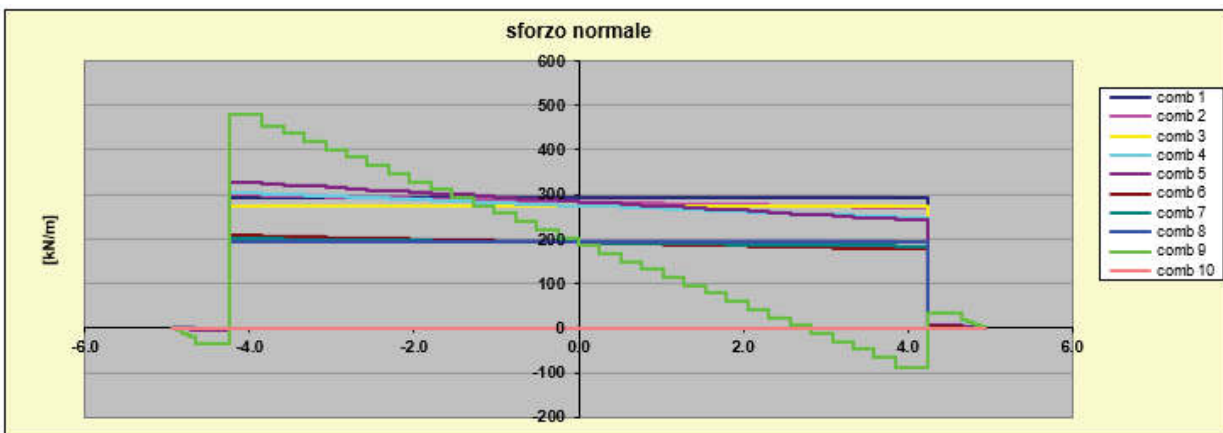
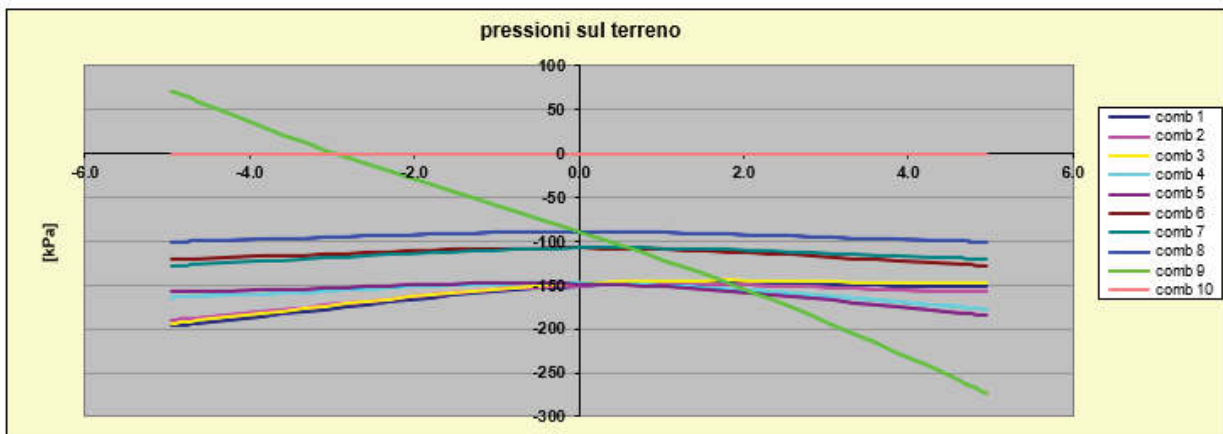
Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Sezione verificata  
 Sezione verificata  
 Sezione verificata

### 10.3 Soletta di fondazione

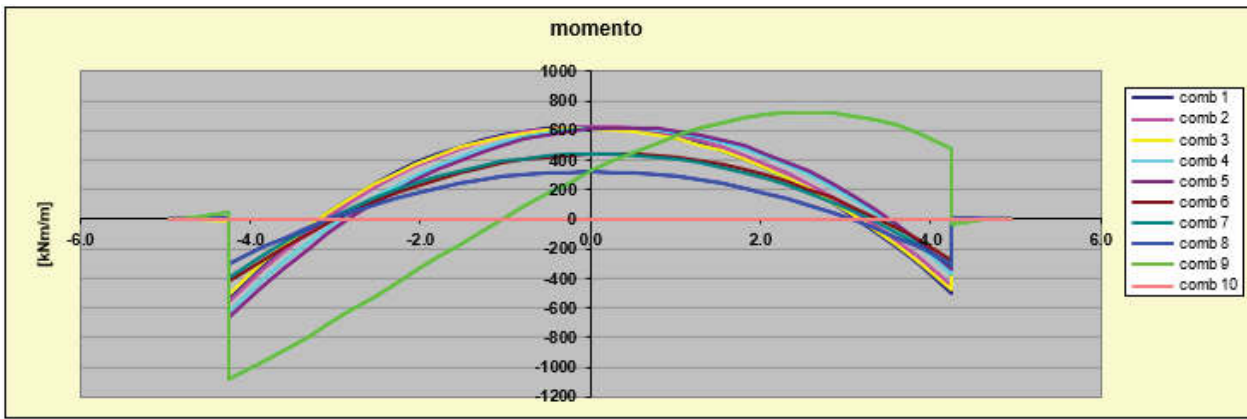
Si riportano di seguito le visualizzazioni delle sollecitazioni agenti sui vari elementi per le diverse combinazioni.



#### 10.3.1 Sollecitazioni







### 10.3.2 Verifiche

sez.	M [kNm/m]	N [kN/m]	Af [cmq/m]	A'f [cmq/m]	Mu [kNm/m]
1	-1084.5	478.1	30	5	1137.5
2	-963.8	478.1	30	5	1137.5
3 min	-440.7	365.0	15	5	635.8
3 max	717.3	23.6	25	5	808.3
4	624.2	283.3	20	5	757.4

Sez.	$V_{Ed}$ (-)	$V_{Rd}$	$\phi$ staffe (mm)	i orizz. (cm)	i vert. (cm)	$\theta$ (°)	$V_{Rsd}$ (kN/m)	
1	543.9	370.18	14	40.0	40.0	21.80	818.28	Sezione verificata
2	555.6	370.18	14	40.0	40.0	21.80	818.28	Sezione verificata
3	355.8	339.86	14	40.0	40.0	21.80	818.28	Sezione verificata
4	323.0	322.86	14	40.0	40.0	21.80	818.28	Sezione verificata

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

##### Calcestruzzo

classe cls   
 $R_{ck}$  = 35 (MPa)  
 $f_{ck}$  = 28  
 $\gamma_m$  = 1.5  
 $\alpha_{cc}$  = 0.85  
 $f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c} = 21.96$  (MPa)

##### Copriferro (asse armatura)

$c = 6.00$  (cm)

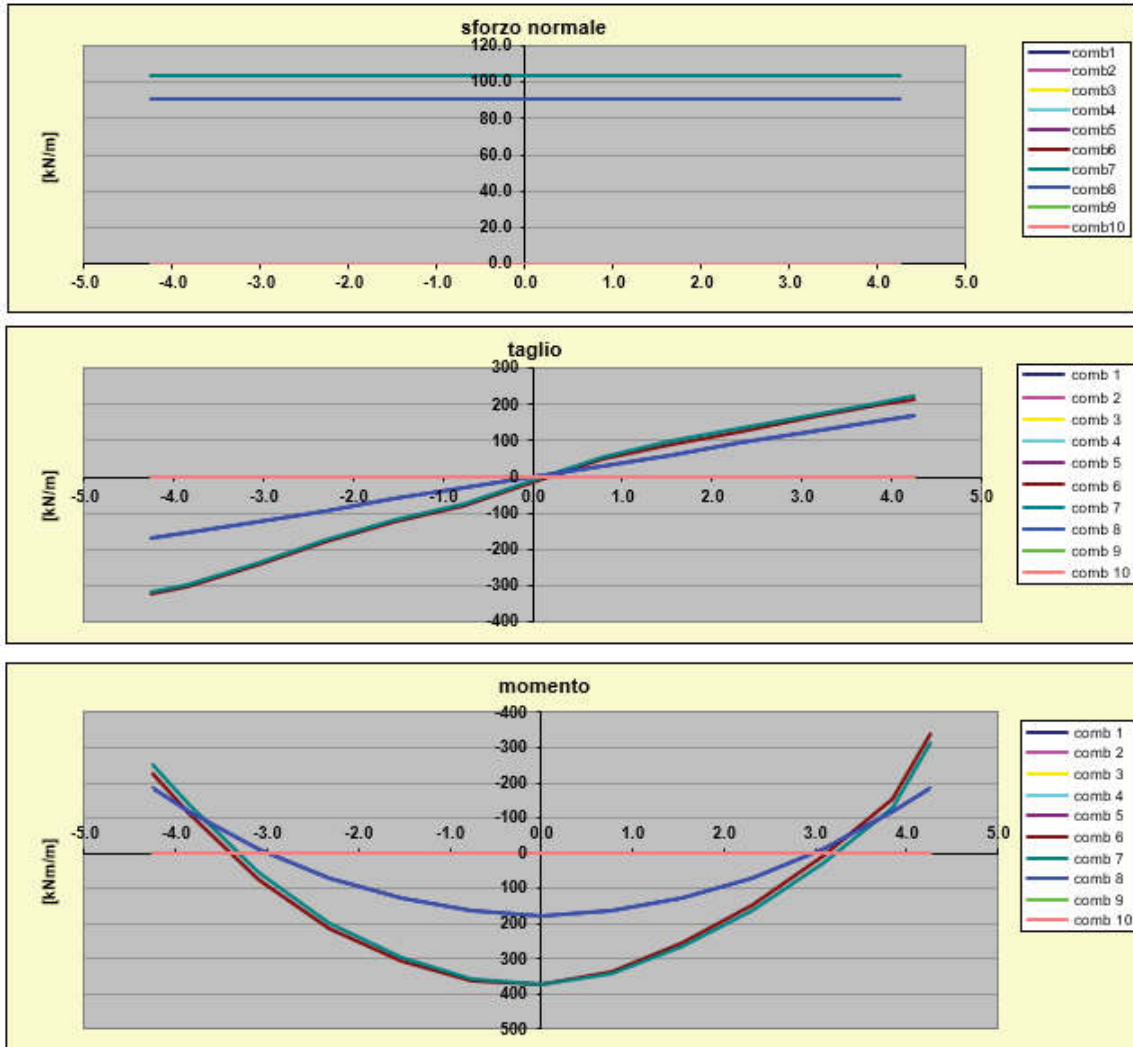
##### Acciaio

tipo di acciaio   
 $f_{yk} = 450$  (MPa)  
 $\gamma_s = 1.15$   
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$  (MPa)  
 $E_s = 206000$  (MPa)  
 $\epsilon_{ys} = 0.190\%$

## 11. VERIFICHE SLE

### 11.1 Struttura in elevazione: soletta

#### 11.1.1 Sollecitazioni SLE



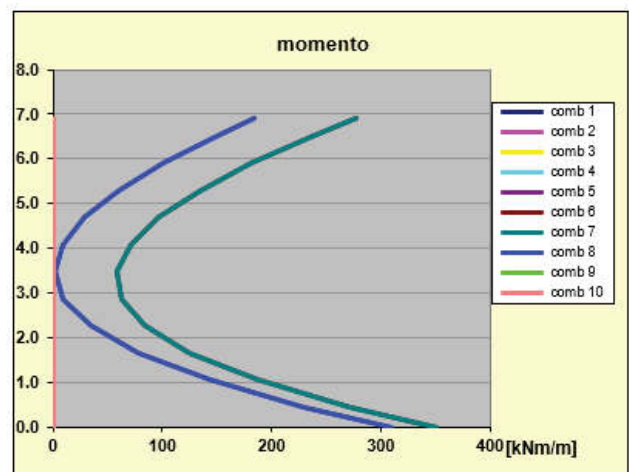
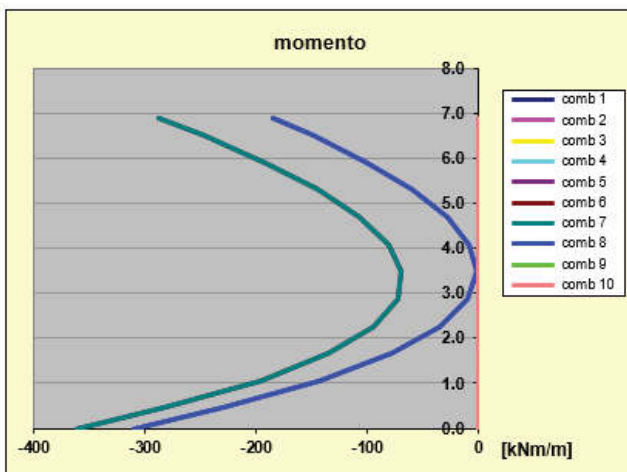
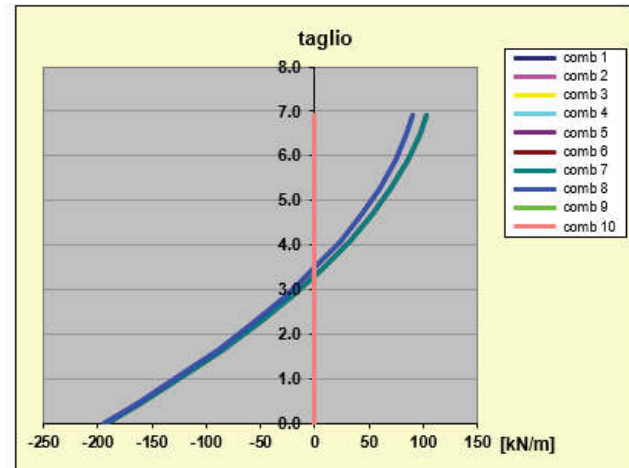
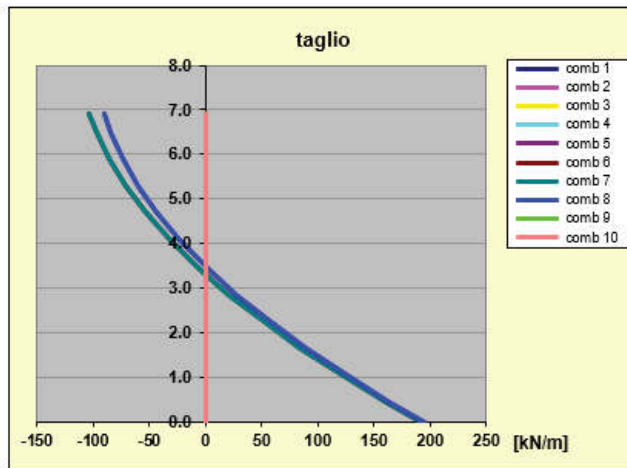
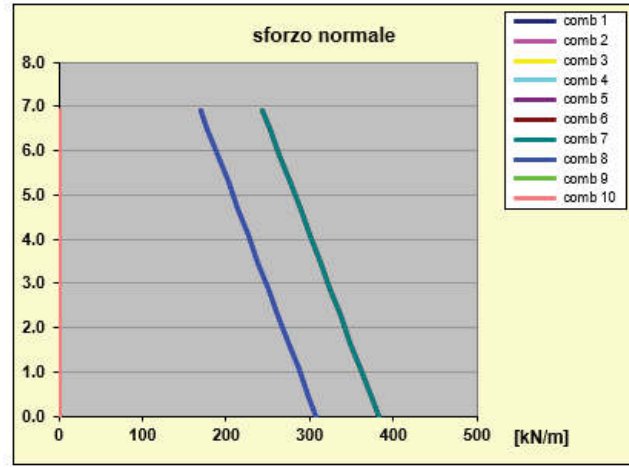
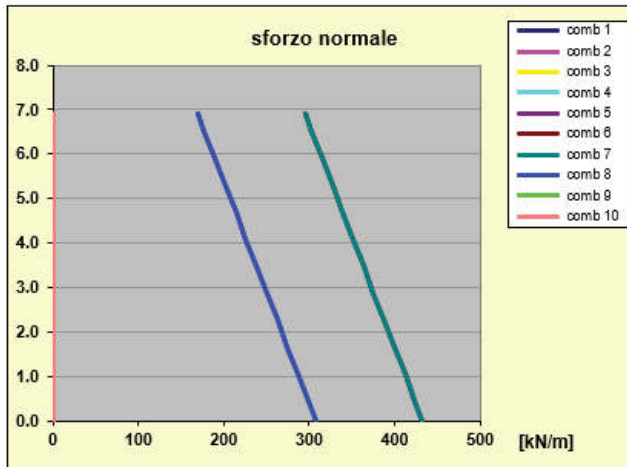
#### 11.1.2 Verifiche fessurazione e tensioni

sez.	M [kNm/m]	N [kN/m]	i [cm]	ϕ [mm]	A <sub>f</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	A' <sub>f</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	σ <sub>c</sub> [Mpa]	σ <sub>f</sub> [Mpa]	w <sub>k</sub> [mm]
1	-708.3	90.5			30	5	9.58	339.09	0.257
2	-594.2	90.5			30	5	8.06	282.31	0.186
3 min	-214.7	90.5			10	5	4.49	265.46	0.158
3 max	354.9	90.5			15	5	6.28	315.98	0.188
4	373.4	103.4			25	5	5.46	202.70	0.120



## 11.2 Struttura in elevazione: pareti

### 11.2.1 Sollecitazioni SLE

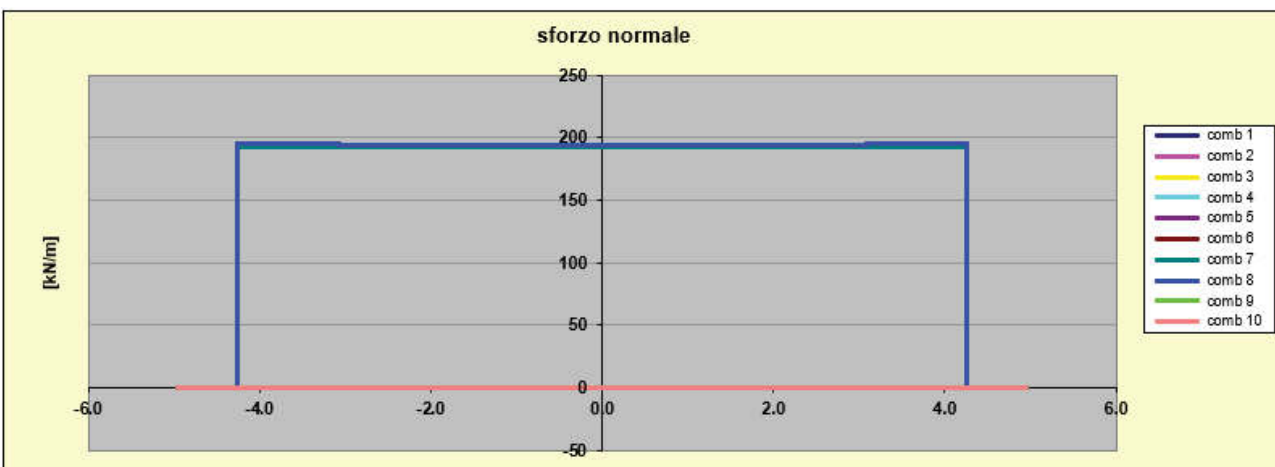
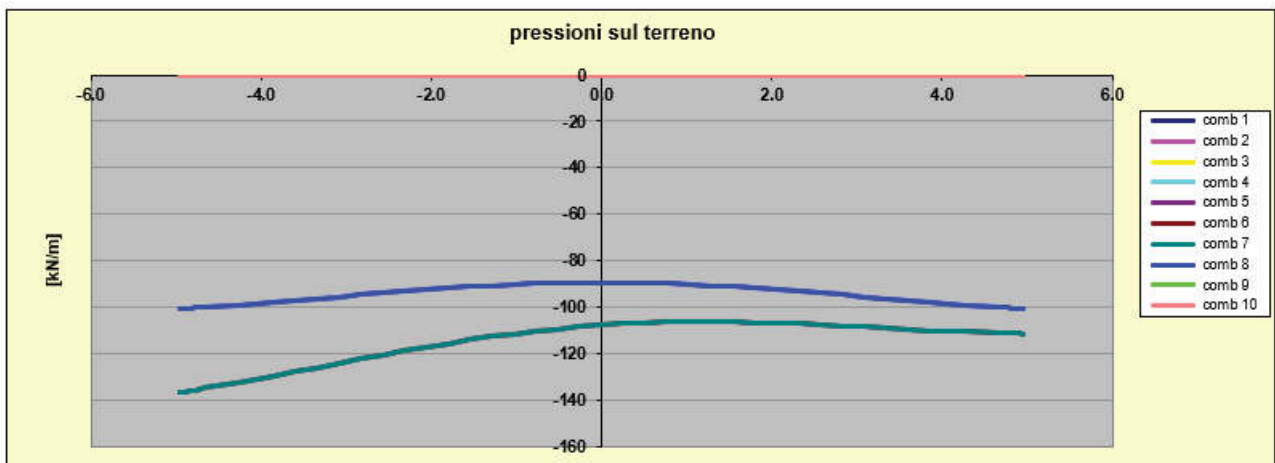


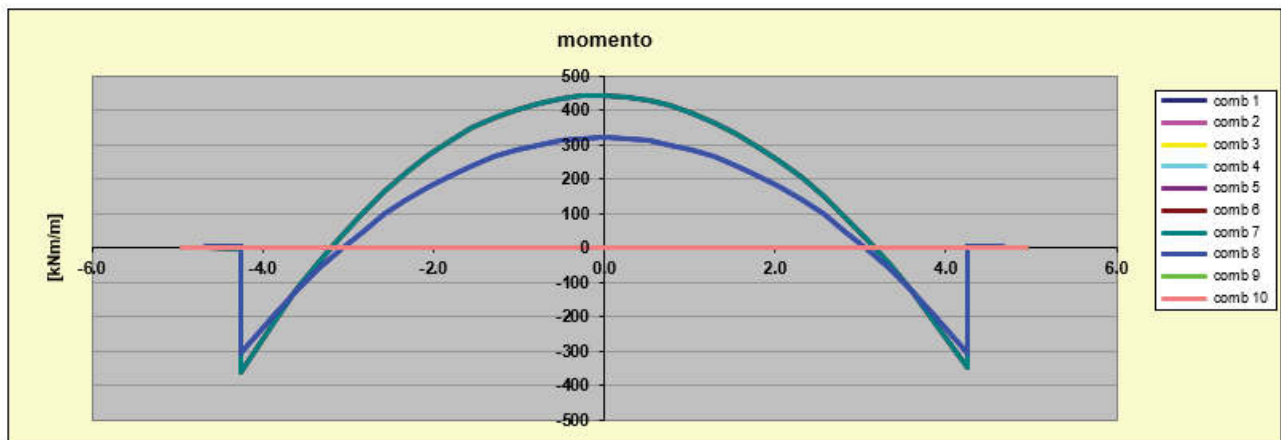
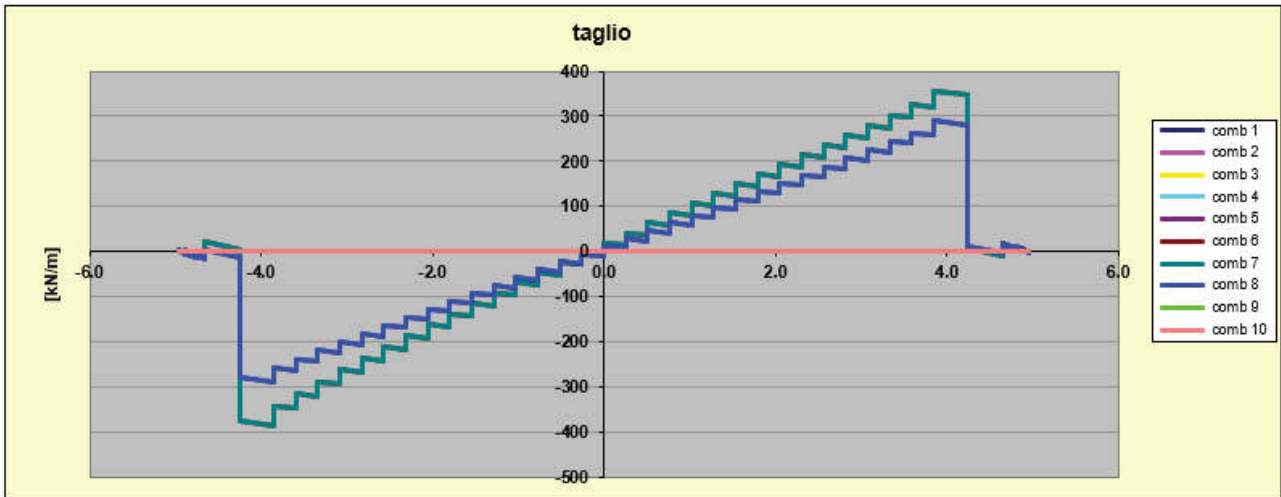
### 11.2.2 Verifiche fessurazione e tensioni

sez.	M	N	i	$\phi$	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-287.2	295.2			25	5	4.34	118.99	0.071
2	-247.0	303.2			25	5	3.75	94.42	0.056
3 min	-144.2	327.4			25	5	2.18	33.74	0.020
3 max	0.0	0.0			25	5	0.00		
4 min	-81.1	351.6			25	5	1.23	5.19	0.003
4 max	0.0	0.0			25	5	0.00		
5 min	-134.8	400.0			25	5	2.02	21.28	0.013
5 max	0.0	0.0			25	5	0.00		
6	-281.6	424.2			35	5	3.91	71.69	0.043
7	-361.0	433.2			40	5	4.78	92.18	0.055

### 11.3 Soletta di fondazione

#### 11.3.1 Sollecitazioni SLE





### 11.3.2 Verifiche fessurazione e tensioni

sez.	M	N	i	$\phi$	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-363.5	192.2			30	5	4.14	130.51	0.078
2	-211.1	192.2			30	5	2.45	64.74	0.038
3 min	0.0	0.0			15	5	0.00		
3 max	219.3	192.1			25	5	2.69	80.51	0.048
4	441.5	192.0			20	5	5.78	240.79	0.143