



CITTA' DI TORINO

# DIPARTIMENTO GRANDI OPERE, INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ

Divisione Infrastrutture - Servizio Suolo Parcheggio

## PARCHEGGIO PUBBLICO INTERRATO PIAZZA BENGASI

CUP C11113000010007 - CIG 8530185359 - CPV 71242000-6 - C. NUTS ITC11

### PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

**Arch. Paola DE FILIPPI**

COLLABORATORI TECNICI DEL RUP

**Ing. Giovanni SELVAGGI**  
**Ing. Giuseppe POPPA**

R.T.P.

**ICIS S.r.l. - Società di Ingegneria**



Mandataria R.T.P. - Integrazione prestazioni specialistiche -  
Strutture - Geologia e Geotecnica - Viabilità e Sottoservizi - CAM

**STUDIO ROLI ASSOCIATI**



Architettura - Edilizia - Sistemazioni Esterne

**STUDIO RENATO LAZZERINI**



Impianti Idraulici, Meccanici,  
Elettrici e Speciali

**Dott. Stefano ROLETTI**

Acustica Ambientale

**Ing. Gian Franco SILLITTI**

Prevenzione Incendi

**GAE Engineering S.r.l.**



Strategia Antincendio  
Coordinamento Sicurezza in Progettazione

**Ing. Luigi QUARANTA**

Coordinamento Sicurezza in Progettazione



### RELAZIONE TECNICHE SPECIALISTICHE

#### Relazione Sismica e sulle Strutture

Integratori Prestazioni Specialistiche

**Ing. Paolo S. PAGANO (ICIS Srl)**

**Ing. Luciano LUCIANI (ICIS Srl)**

Progettista Strutture

**Dott. Ing. Andrea Alberto (ICIS Srl)**

REDAZIONE	CODICE GENERALE ELABORATO							
LGA Srl	L2687	PE	B	STR	00	r02		
	<small>CODICE OPERA</small>	<small>LIVELLO PROGETTO</small>	<small>CATEGORIA</small>	<small>DOCUMENTO</small>	<small>N. ELABORATO</small>	<small>REVISIONE</small>		
CONTROLLO	NOTE EMISSIONI						SCALA	
Dott. Ing. Andrea Alberto (ICIS Srl)	n	Data	Descrizione					
	00	agosto 2024	Prima Emissione Progetto Esecutivo					
	01	ottobre 2024	Emissione post Verifica					
	02	ottobre 2024	Emissione per Appalto					
AUTORIZZAZIONE	DATA							
Ing. Luciano LUCIANI (ICIS Srl)	ottobre 2024							
FILE								

## Sommario

1	Premessa.....	2
2	Normativa di riferimento.....	2
3	Descrizione dei manufatti .....	2
4	Ubicazione dell'opera .....	7
4.1	Caratterizzazione sismica.....	7
4.2	Verifica fattore comportamento.....	7
5	Caratterizzazione meccanica dei materiali .....	8
5.1	Terreno.....	8
5.2	Cemento armato.....	8
5.2.1	Conglomerato cementizio .....	8
5.2.2	Acciaio da cemento armato .....	9
5.2.3	Carpenteria metallica .....	9
6	Definizione dei carichi.....	10
6.1	Pesi propri strutturali.....	10
6.2	Carichi permanenti .....	10
6.2.1	Spinta delle terre.....	10
6.3	Sovraccarichi variabili.....	12
6.4	Carico Neve.....	13
6.5	Azione eolica .....	14
6.5.1	Pressione cinetica di riferimento .....	14
6.5.2	Coefficiente di esposizione .....	14
6.5.3	Coefficiente di forma .....	15
6.5.4	Pressioni complessive .....	15
7	Metodi di analisi e codici di elaborazione.....	16
7.1	Grado di affidabilita' del codice .....	16
7.2	Motivazione della scelta del codice .....	16
7.3	Esame dei risultati e controlli di valutazione del modello.....	16
7.4	Giudizio motivato di accettabilita' dei risultati.....	16
7.5	Sollecitazioni di membrana.....	16
7.6	Sollecitazioni di piastra .....	17
7.7	Sollecitazioni di piastra .....	17
7.8	Tensioni negli elementi bidimensionali .....	18
8	Criteri di calcolo .....	20
8.1	Combinazioni di carico – corpi interrati.....	20
8.2	Combinazioni di carico – corpi fuori terra .....	24
8.3	Ipotesi analisi sismica - Sisma NTC 2018 .....	29
9	Verifiche.....	32
9.1	Modello di calcolo .....	32
9.2	Analisi Paratie.....	36
9.3	Analisi Muri controterra.....	47
9.4	Analisi analitica al fuoco .....	53

## 1 Premessa

Il progetto in oggetto prevede la realizzazione di un parcheggio con due piani interrati e livello zero adibito a piazza mercatale sito in Torino, piazza Bengasi, realizzato attorno alla stazione di testa della metropolitana.

Nella presente relazione di calcolo sono descritti i carichi e le verifiche dei principali elementi costituenti il fabbricato.

## 2 Normativa di riferimento

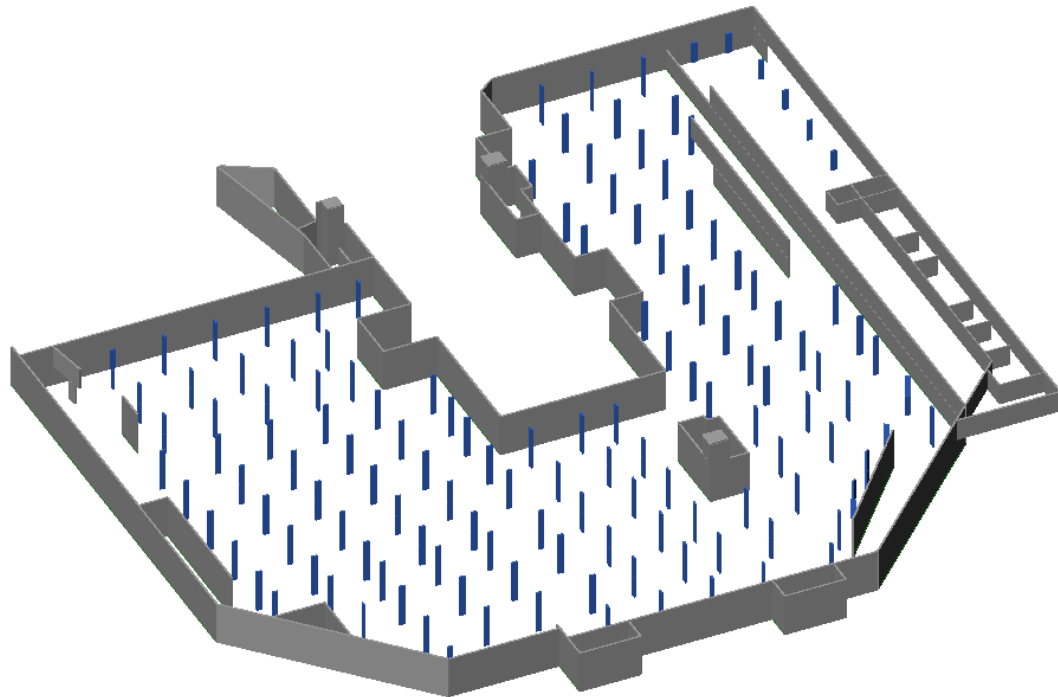
- **D.M. 17 GENNAIO 2018:** Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni;
- **CIRCOLARE N.7 DEL 21 GENNAIO 2019:** Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” » di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- **Legge 5 NOVEMBRE 1971, N. 1086:** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- **EN 1990 Eurocode:** Basis of Structural Design;
- **EN 1991 Eurocode 1:** Actions on structures;
- **EN 1992 Eurocode 2:** Design of concrete structures;
- **EN 1993 Eurocode 3:** Design of steel and concrete structures;
- **EN 1994 Eurocode 4:** Design of composite steel and concrete structures;
- **EN 1998 Eurocode 8:** Design of structures for earthquake resistance;
- **D.G.R. n°10-4161 del 26/11/2021:** D.P.R. 380/2001. Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico. Revoca delle D.G.R. 49-42336/1985, 2-19274/1988, 61-11017/2003, 4-3084/2011, 7-3340/2012, 65-7656/2014, 4-1470/2020, 14-2063/2020 e sostituzione dell'Allegato alla D.G.R. 5-2756 del 15 gennaio 2021.

## 3 Descrizione dei manufatti

Nel seguito vengono brevemente descritti gli interventi strutturali. Il manufatto ha una sagoma a U costruita intorno alla stazione esistente di testa della metropolitana di Torino attestata in piazza Bengasi. Le strutture portanti principali sono in cemento armato e costituite da:

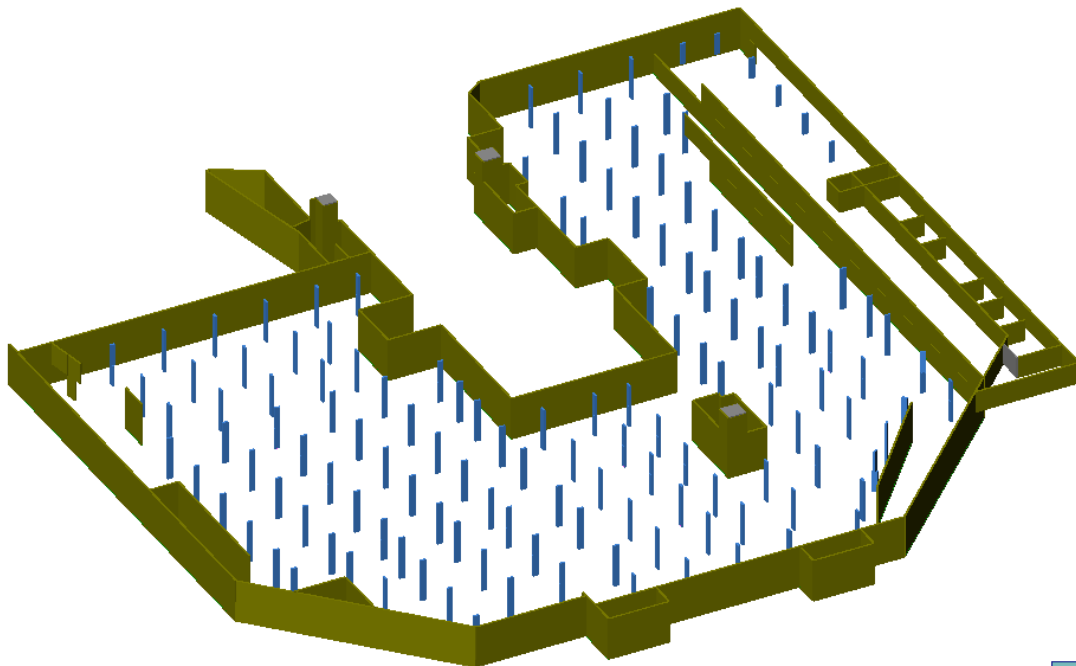
- muri controterra di spessore 30 cm al piano -2 e 30 cm al piano -1 lungo il perimetro esterno della piazza e sul lato est e sud rispetto al fabbricato del Dazio;
- muro di spessore 30 cm sul lato ovest del Dazio;
- setti interni di spessore 30 cm in corrispondenza delle rampe e dei locali impianti;
- setti da 30 cm in corrispondenza dei vani scala e ascensore;
- pilastri di dimensioni prevalentemente 80x30cm, stondati all'estremità, al piano -1 con capitello in testa;
- setti aventi dimensione variabili con spessore 30cm;

Vista UTENTE



Sezione  
■ R30\*80

Vista UTENTE  
39.94 m -26.23 m 0.00 m



Spessore  
■ 0.20 m  
■ 0.30 m

Figura 1-Vista 3D- Schema Muri - Pilastri

- solaio al piano 0 realizzato con piastra bidirezionale alleggerita con elementi cavi in plastica, dotati di certificazione per l'impiego, di spessore 50cm con opportune zone piene in corrispondenza degli elementi verticali e delle zone di ripresa di getto e di giunzione tra le fasi di cantiere; impostata tra +0,06m e -1,76m dal piano campagna rispetto al caposaldo CS3 posto a quota 231,62m su pozzo di ventilazione metro;

- solaio al piano -1 realizzato con piastra bidirezionale alleggerita con elementi cavi in plastica, dotati di certificazione per l'impiego, di spessore 30cm con opportune zone piene in corrispondenza degli elementi verticali e delle zone di ripresa di getto e di giunzione tra le fasi di cantiere; con estradosso a -3,09m e -4,91m dal piano campagna;
- solaio al piano -2 realizzato con piastra bidirezionale piena, gettato su terra previa posa di guaina impermeabile e strato di sabbia di regolarizzazione e con funzione di riduzione dell'attrito per effetto dei fenomeni di ritiro del getto, estradosso impostato tra -6,25m e -7,72m dal piano campagna;
- scale e pianerottoli realizzati in soletta piena da 12-15 cm;
- rampe in soletta piena da 20 cm + 5 cm per la realizzazione della rigatura superficiale;
- soletta piena da 20 cm per orizzontamento dei corpi emergenti;
- pilastri 25x25 cm per le elevazioni dei corpi emergenti;
- soletta piena da 20cm per le coperture inclinate dei corpi emergenti.

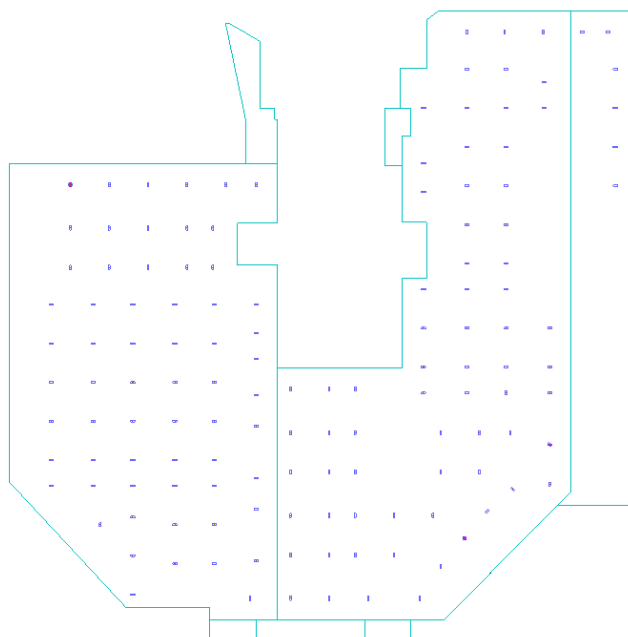
Vista POSTERIORE



Vista FRONTALE

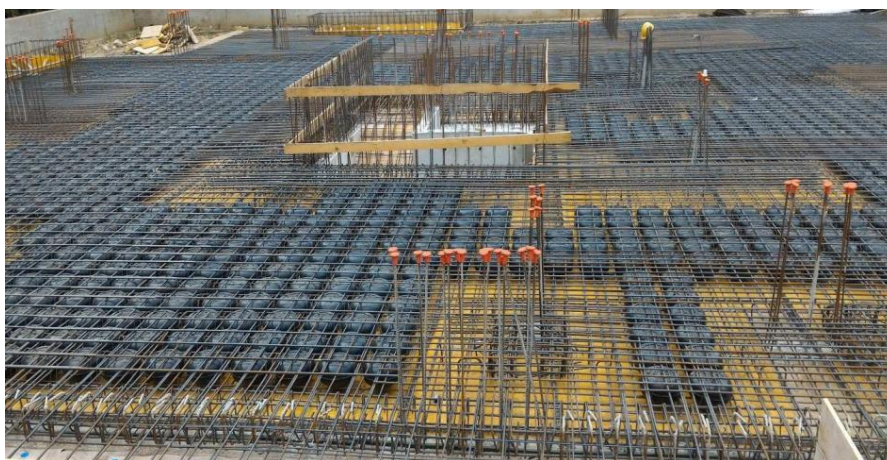


Vista SUPERIORE



**Figura 2-Pianta Piano Primo Interrato – Pianta Piano Secondo Interrato - Sezioni**

Gli orizzontamenti sono realizzati seguendo la pendenza naturale del terreno per continuità allo stato attuale e per il mantenimento delle condizioni di deflusso delle acque meteoriche a livello piazza.



**Figura 3 - Esempio di realizzazione di solaio alleggerito**

Per la realizzazione del parcheggio sono previste delle opere provvisorie temporanee per garantire le condizioni di sicurezza durante gli scavi:

- sul lato ovest e sud una berlinese con pali trivellati da 100 cm a passo 110cm e lunghezza rispettivamente 18m
- sul lato sud realizzazione della rampa di accesso del cantiere con scavo a scarpa, localmente taglia la berlinese realizzata per sostegno degli scavi
- sul lato est scavo a scarpa e berlinese con pali trivellati da 60 cm a passo 70cm e lunghezza 6m e terrazzamento intermedio per scavalcare il collettore fognario esistente;
- sul lato nord-est scavo in adiacenza ai micropali realizzati in occasione della costruzione delle scale di accesso alla stazione della metropolitana;
- sui lati interni della U scavo in adiacenza alle paratie realizzate in occasione della costruzione della stazione della metropolitana;

- attorno ai lati est, sud e ovest dell'edificio del Dazio berlinese di pali impostati all'incirca al livello della fondazione del fabbricato stesso per garantire l'assenza di cedimenti durante le operazioni di scavo, diametro Ø80 passo 90cm lunghezza 16m;
- sul lato nord est scavo in adiacenza alle berlinesi presenti per l'altro ramo di accesso alla stazione metropolitana e poi scavo a scarpa.



## 4 Ubicazione dell'opera

Il parcheggio è ubicato nel comune di Torino (TO).

I parametri che caratterizzano il sito sono:

Coordinate geografiche:

- Longitudine: 7,66128 E (UTM 394519,853m E fuso 32)
- Latitudine: 45,01693 N (UTM 4985703,129m N fuso 32)
- Quota sul livello del mare: a = 232 mslm
- Distanza dal mare:  $d_m > 30$  km
- Località ai fini della definizione del vento: zona geografica 1
- Località per la definizione del carico neve: zona I
- Località ai fini della definizione sismica: zona 3

### 4.1 Caratterizzazione sismica

Ai sensi della D.G.R. n°67-7656 del 21/05/2014 la struttura è da ritenersi di importanza normale con vita nominale ( $V_N$ ) pari a 50 anni.

Avendo una capacità di circa 600 posti auto interrati e una capienza di 172 posti per mercatali in superficie si suppone la seguente presenza media di persone nelle 24 ore:

- Nr.5 persone persone/banco (tra clienti e gestori) x 5/24 h = 192 persone;
- Nr.2 persone/auto x 640 posti x 0,667/24 = 36 persone.

Si stima un affollamento medio di oltre 100 persone al giorno, definendo quindi il manufatto come costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi e ovvero rilevante ai fini di un possibile collasso in caso di azione sismica.

La classe d'uso è la III, cui compete il coefficiente  $C_u=1,5$ ; ne consegue un periodo di riferimento ( $V_R$ ) di 75 anni.

Si riassumono di seguito i principali parametri adottati nelle analisi secondo NTC 2018:

Ai sensi del cap.2, il fabbricato si configura come

- opera ordinaria  $V_N = 50$  anni
- classe d'uso II  $C_u = 1,5$
- periodo di riferimento  $V_R = 75$  anni

In riferimento al par. 3,2, il sito ha le seguenti caratteristiche:

- categoria suolo B
- categoria topografica T1
- amplificazione topografica  $S_T = 1$
- zona sismica 3

Ai sensi del paragrafo 7.2, 7.3, e 7.4 i criteri di modellazione e analisi sono i seguenti:

- classe di duttilità non dissipativo
- regolarità in pianta NO
- regolarità in elevazione SI
- tipo di struttura misto a pareti e telaio
- fattore di struttura  $q = 1,5$
- analisi dinamica modale con spettro di risposta

### 4.2 Verifica fattore comportamento

Ai sensi del paragrafo 7.3.1 si verifica il valore del fattore di comportamento:

$$q_{ND} = \min\left(\frac{2}{3}q_{CD''B''}; 1,5\right)$$
$$q_{CD''B''} = 3,0 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 * 1,1 = 3,3$$
$$q_{ND} = \min\left(\frac{2}{3}3,3; 1,5\right) = 1,5$$



## 5 Caratterizzazione meccanica dei materiali

### 5.1 Terreno

Le caratteristiche meccaniche del terreno di sedime sono desunte dalla relazione geologica e idrogeologica L2687-PD-B-GEO-02-00; si assumono cautelativamente i valori:

Livello 1 da quota 0 a quota -4

- $\Phi = 32,0^\circ$  Angolo di resistenza al taglio
- $\rho_t = 18.5 \text{ kg/m}^3$  Densità terreno
- $k_0 = 50 \text{ N/cm}^3$  Coefficiente di sottofondo

Livello 2 da quota -4 a quota -6

- $\Phi = 28,0^\circ$  Angolo di resistenza al taglio
- $\rho_t = 18.5 \text{ kg/m}^3$  Densità terreno
- $k_0 = 50 \text{ N/cm}^3$  Coefficiente di sottofondo

Livello 3 da quota -6 a quota -30

- $\Phi = 32,0^\circ$  Angolo di resistenza al taglio
- $\rho_t = 18,5 \text{ kg/m}^3$  Densità terreno
- $k_0 = 50 \text{ N/cm}^3$  Coefficiente di sottofondo

### 5.2 Cemento armato

#### 5.2.1 Conglomerato cementizio

Come specificato nei vari elaborati è ammesso l'impiego di conglomerati cementizi secondo le classi descritte di seguito come previsto da NTC 2018:

	$\gamma_c$ [-]	$\alpha_{cc}$ [-]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$E_c$ [MPa]	$\epsilon_{cu}$ [‰]	$\epsilon_{c2}$ [‰]	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{ctk0,05}$ [MPa]	$f_{ctk0,95}$ [MPa]	$f_{ctd}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]
<b>C30/37</b>	1.50	0.85	30.71	17.40	33019.4	-3.50	-2.00	38.71	2.94	2.06	3.82	1.37	3.53
<b>C32/40</b>	1.50	0.85	33.20	18.81	33642.8	-3.50	-2.00	41.20	3.10	2.17	4.03	1.45	3.72
<b>C35/45</b>	1.50	0.85	37.35	21.17	34625.5	-3.50	-2.00	45.35	3.35	2.35	4.36	1.56	4.02

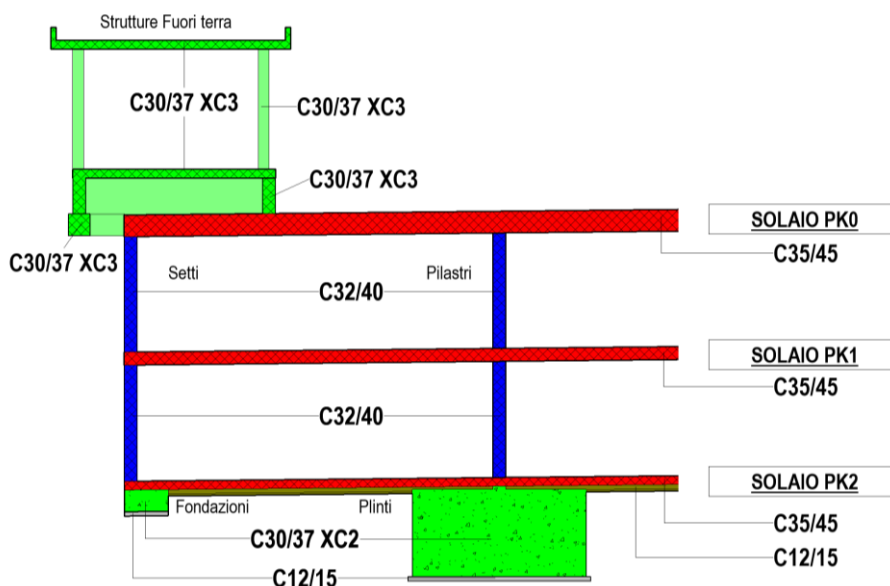


Figura 4- Schema Impiego conglomerato cementizio

#### 5.2.1.1 Copriferro

Il copriferro minimo è riferito alla UNI EN 1992-1.

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

$$c_{pilastrri} = \min(c_{min,b}; c_{min,dur}) = (24; 25) = 25 < c_{VVF} = 50\text{mm} \rightarrow \text{verifica analitica}$$

$$c_{solaio} = \min(c_{min,b}; c_{min,dur}) = (26; 30) = 30 \rightarrow 35\text{mm} = c_{VVF} = 50\text{mm} \rightarrow \text{verifica passiva}$$

### 5.2.2 Acciaio da cemento armato

Acciaio per cemento armato in barre ad aderenza migliorata B450C controllato in stabilimento e saldabile:  $f_{y,nom} = 450$  N/mm<sup>2</sup>;  $f_{t,nom} = 540$  N/mm<sup>2</sup>

Caratteristiche	Requisiti	Fratte (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t,nom}$	5.0
$(f_t / f_y)_k$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10.0
$(f_t / f_{y,nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: $\varnothing < 12\text{mm}$ 12 ≤ $\varnothing$ ≤ 16mm 16 ≤ $\varnothing$ ≤ 25mm 25 ≤ $\varnothing$ ≤ 40mm	4 $\varnothing$ 5 $\varnothing$ 8 $\varnothing$ 10 $\varnothing$	

### 5.2.3 Carpenteria metallica

Come meglio specificato negli elaborati è ammesso l'impiego di acciaio da carpenteria con le seguenti caratteristiche:

TIPO	$f_{tk}$	$f_{yk}$	$f_{yd}$	$f_{yd1}$	$f_{y2}$	$f_{yt3}$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$E_{cm}$	elemento
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>				N/mm <sup>2</sup>	
S235J0	360,00	235,00	223,81	223,81	223,81	188,00	1,05	1,05	1,25	210000	piastrame
S275J0	430,00	275,00	261,90	261,90	261,90	220,00	1,05	1,05	1,25	210000	profili

## 6 Definizione dei carichi

In accordo con le NTC 2018, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali
- carichi permanenti portati dalla struttura
- carichi variabili
- carico della neve
- azione eolica
- azione sismica

### 6.1 Pesi propri strutturali

Tenuti presenti i pesi dei materiali da costruzione, dei terreni ed elementi costruttivi di cui alla tabella 3.1.1.I del predetto D.M., si precisa che quali pesi propri strutturali sono stati assunti i seguenti:

TIPOLOGIA	G <sub>1</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
Peso proprio terreno	19,00
Peso proprio calcestruzzo	24,00
Peso proprio C.A.	25,00
Peso proprio acciaio	78,50

### 6.2 Carichi permanenti

Tenuti presenti i pesi dei materiali da costruzione, dei terreni ed elementi costruttivi di cui alla tabella 3.1.I del predetto D.M., si precisa che quali carichi permanenti sono stati assunti i seguenti:

TIPOLOGIA	G <sub>2</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	g <sub>2</sub> (kN/m)
Impianti		0,50	
Pacchetto su livello 0:			
- Massetto protezione guaina 8cm		1,92	
- Igloo carrabili 60cm		1,90	
- Soletta armata 20cm		5,00	
- Pavimentazione cls/bitume 20cm		5,00	
tot		13,82	
Pacchetto su livello -1 e -2:			
- Pavimentazione spolvero quarzo 4cm		0,96	
Pacchetto corpi emergenti:			
- Massetto 10cm		2,00	
- Pavimentazione		0,50	
tot		2,50	

I carichi sui solai di parcheggio vengono arrotondati rispettivamente a 14,0 kN/m<sup>2</sup> e 1,0 kN/m<sup>2</sup>

#### 6.2.1 Spinta delle terre

La spinta delle terre viene considerata nelle due condizioni seguenti:

- Spinta a riposo, essendo il manufatto completamente interrato e impedito di muoversi  
 $k_0 = 1 - \tan^2 \phi$
- Spinta attiva con il contributo dell'azione sismica secondo la formulazione pseudo-statica di Mononobe-Okabe

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

All'interno del software è presente un generatore di pressione per il terreno sia per la condizione a riposo sia per quella attiva in condizione statiche. L'incremento alla spinta attiva per tener conto dell'azione sismica è dato nel generatore attraverso un coefficiente moltiplicatore dei carichi (pari a 1,16) per passare da  $k_a$  a  $k_{aE}$ . I sovraccarichi variabili di esercizio e la sistemazione superficiale sono simulati considerando uno strato equivalente di terreno che si somma in quota allo strato di terreno presente sopra l'estradosso del manufatto secondo il seguente schema:

- Carichi esercizio  $q_1 = 9,0 \text{ kN/m}^2$ ; coefficiente di combinazione  $\psi_0 = 0,40$ ;  $k_a = 0,30 \rightarrow 9,0 \cdot 0,40 \cdot 0,3/18 = 0,06 \text{ m}$
- Sistemazione superficiale supposta in generale di 20 cm con densità  $20 \text{ kN/m}^3 \rightarrow 0,20 \cdot 20/18 = 0,22 \text{ m}$
- Copertura variabile tra 80cm e 100 cm.

Viene quindi assegnata un'altezza di carico equivalente di terreno dall'estradosso del parcheggio di 1,10m sul fronte ovest, 1,20 sul lato sud e 1,30 sul lato ovest. Di seguito si riporta il report di esempio relativo all'angolo nord-ovest, gli altri si rimanda alla relazione di calcolo e ai tabulati.

STATIC EARTH PRESSURE (EARTH PRESSURE AT REST) [UNIT : kN, m]

Surcharge Load : s = 0.000 kN/m<sup>2</sup>  
 Ground Level : GL = 2.600 m  
 Water Level : WL = 1.400 m

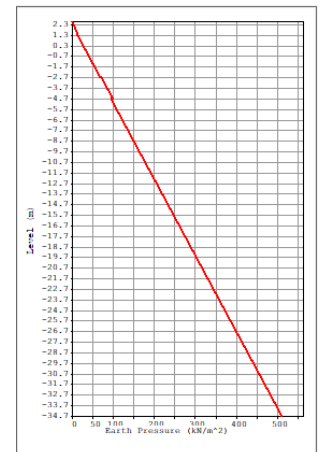
Coefficient of Earth Pressure at Rest :  $K_0 = 1 - \sin(\text{PHI})$   
 [Jaky's formula]  
 Soil Stress Friction Angle :  $\text{PHI} = (12 \cdot N)^{0.5} + 15$  ([deg])  
 [Dunham]

Soil Density : GAMMA = Density of Soil Property  
 Water Density : GAMMA.w = 9.807 kN/m<sup>3</sup>  
 Scale Factor : SF = 1.000

Earth Pressure at Level z :  $p_z = K_0 \cdot s + K_0 \cdot (\text{GAMMA} \cdot z - \text{GAMMA.w} \cdot (\text{WL} - z)) + \text{GAMMA.w} \cdot (\text{WL} - z)$

(). STATIC EARTH PRESSURE PROFILE

LEVEL (m)	PHI ([deg])	K0	GAMMA (kN/m <sup>3</sup> )	GAMMA.w (kN/m <sup>3</sup> )	p(z) (kN/m <sup>2</sup> )	ADD. p(z) (kN/m <sup>2</sup> )
2.600	28.000	0.531	19.000	0.000	0.000	0.000
1.400	28.000	0.531	19.000	9.807	12.096	0.000
1.300	28.000	0.531	19.000	9.807	13.564	0.000
1.300	32.000	0.470	18.500	9.807	12.131	0.000
-2.700	32.000	0.470	18.500	9.807	67.704	0.000
-2.700	28.000	0.531	18.500	9.807	71.239	0.000
-4.700	28.000	0.531	18.500	9.807	100.077	0.000
-4.700	32.000	0.470	18.500	9.807	95.490	0.000
-34.700	32.000	0.470	18.500	9.807	512.287	0.000



STATIC EARTH PRESSURE (ACTIVE EARTH PRESSURE) [UNIT : kN, m]

Surcharge Load : s = 0.000 kN/m<sup>2</sup>  
 Ground Level : GL = 2.600 m  
 Water Level : WL = 1.400 m

Coefficient of Active Earth Pressure :  $K_a = (1 - \sin(\text{PHI})) / (1 + \sin(\text{PHI}))$   
 [Rankine's Theory]  
 Soil Stress Friction Angle :  $\text{PHI} = (12 \cdot N)^{0.5} + 15$  ([deg])  
 [Dunham]

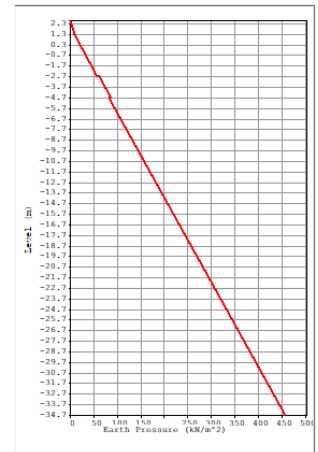
Soil Density : GAMMA = Density of Soil Property  
 Water Density : GAMMA.w = 9.807 kN/m<sup>3</sup>

Scale Factor : SF = 1.000

Earth Pressure at Level z :  $p_z = K_a \cdot s + K_a \cdot (\text{GAMMA} \cdot z - \text{GAMMA} \cdot w \cdot (\text{WL} - z)) + \text{GAMMA} \cdot w \cdot (\text{WL} - z)$

(). STATIC EARTH PRESSURE PROFILE

LEVEL (m)	PHI (deg)	Ka	GAMMA (kN/m <sup>3</sup> )	GAMMA.w (kN/m <sup>2</sup> )	p(z) (kN/m <sup>2</sup> )	ADD. p(z) (kN/m <sup>2</sup> )
2.600	28.000	0.361	19.000	0.000	0.000	0.000
1.400	28.000	0.361	19.000	9.807	8.232	0.000
1.300	28.000	0.361	19.000	9.807	9.544	0.000
1.300	32.000	0.307	18.500	9.807	8.269	0.000
-2.700	32.000	0.307	18.500	9.807	58.180	0.000
-2.700	28.000	0.361	18.500	9.807	61.325	0.000
-4.700	28.000	0.361	18.500	9.807	87.216	0.000
-4.700	32.000	0.307	18.500	9.807	83.135	0.000
-34.700	32.000	0.307	18.500	9.807	457.468	0.000



### 6.3 Sovraccarichi variabili

Quali sovraccarichi variabili, comprensivi degli effetti dinamici ordinari, sono stati adottati, ai sensi della tabella 3.1.II del predetto D.M., i valori seguenti per i carichi:

CATEGORIA	TIPO DI LOCALE	Verticali ripartiti (kN/m <sup>2</sup> )	Verticali concentrati (kN)	Orizzontali lineari (kN/m)
F	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2x10,00	1,00**
E	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	6,00	7,00	1,00*
C	Cat. C Scale comuni, balconi e ballatoi	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Sulla soletta di copertura è richiesto dalla Città la verifica con i carichi di prima categoria per ponti.

$Q_k = 9,0 \text{ kN/m}^2$

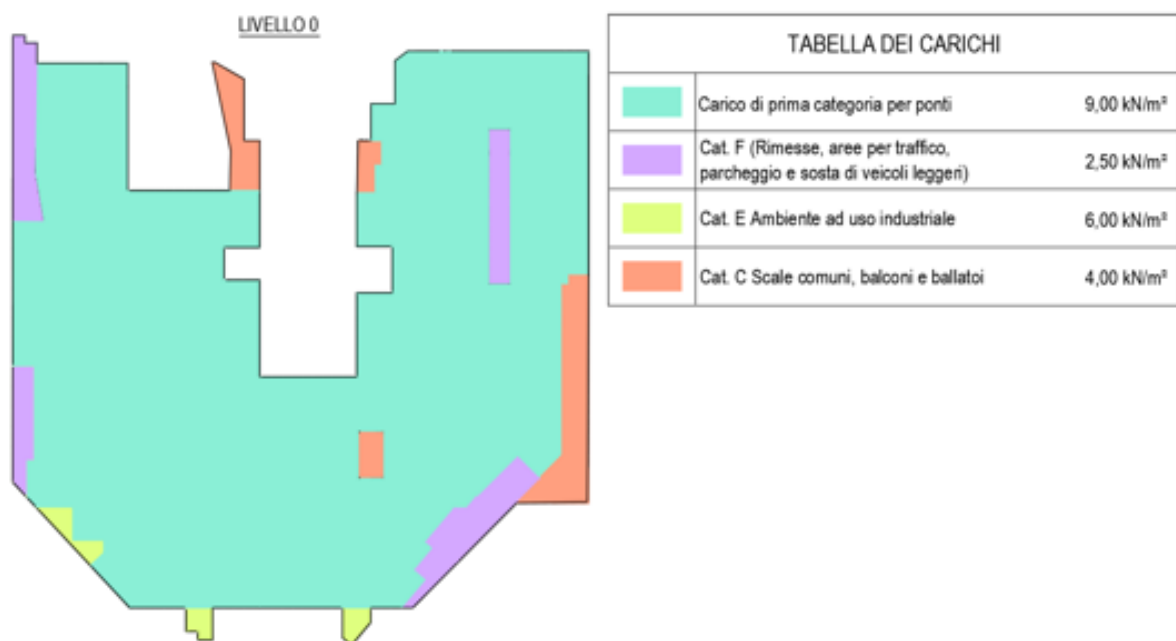


Figura 5- Sovraccarichi variabili Livello 0

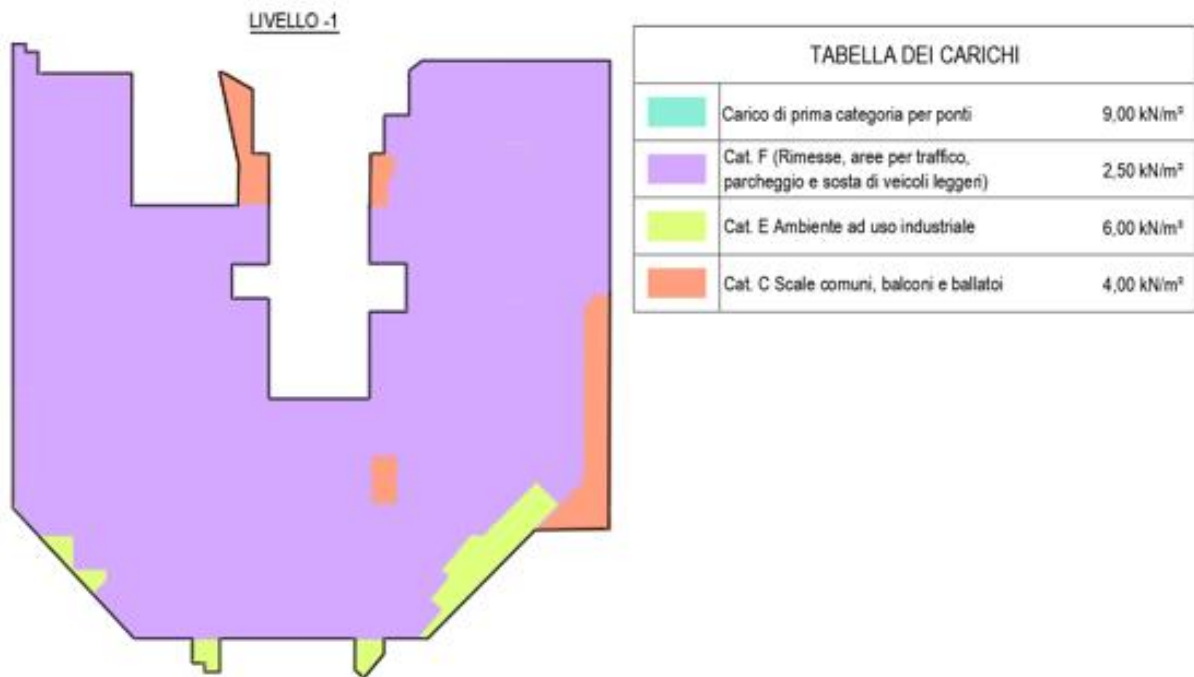


Figura 6 -Sovraccarichi variabili Livello -1

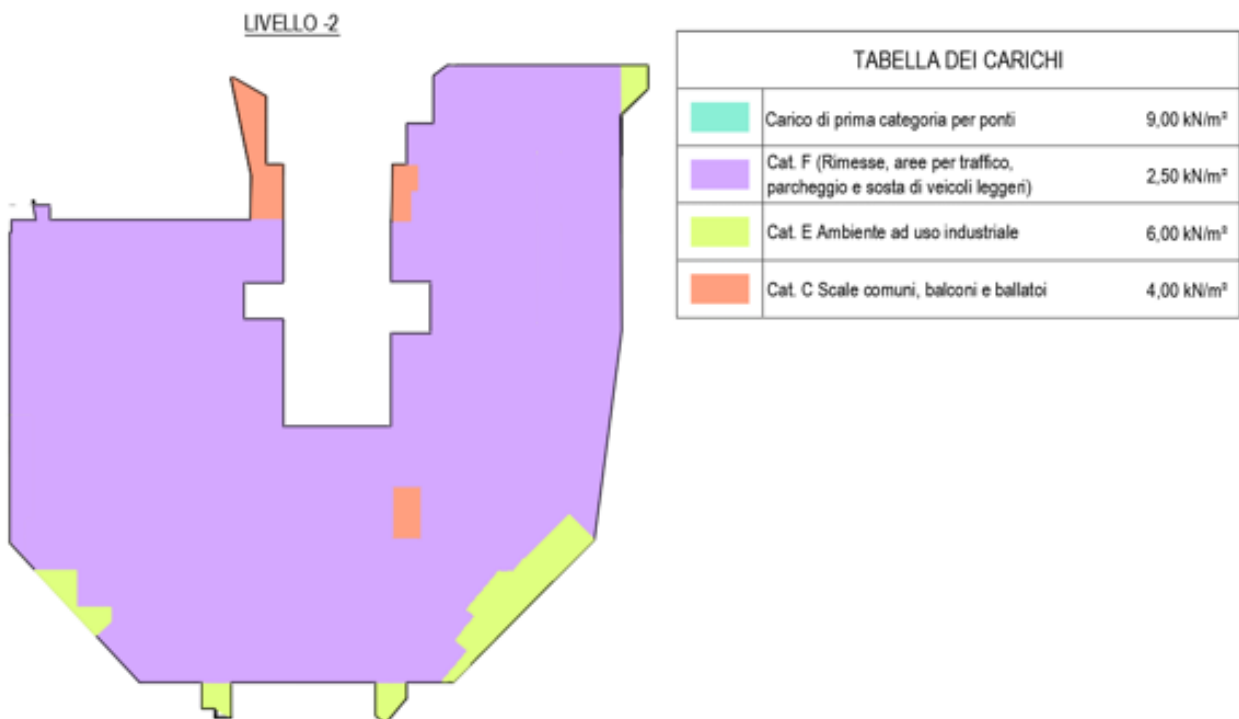


Figura 7 - Sovraccarichi variabili Livello - 2

Sono stati considerati anche i sovraccarichi derivanti dalle azioni di sollevamento degli ascensori. Tali carichi sono reperibili negli elaborati corrispondenti.

#### 6.4 Carico Neve

Il carico neve è stato calcolato secondo quanto indicato al § 3.4 del D.M. 17/01/2018.

Località: Torino

Altitudine:  $h_{s.l.m.} = 232 \text{ m slm} > 200 \text{ m slm}$

$$q_{sk} = 1.39 \cdot \left( 1 + \left( \frac{a_s}{728} \right)^2 \right)$$

$$q_{sk} = \mu \cdot q_{sk} \cdot c_E \cdot c_t = 0,80 \cdot 1,53 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,22 \text{ kN/m}^2$$

Nelle zone di accumulo sulle coperture con angolo medio tra 15 e 28° il carico neve risulta rispettivamente pari a:  
 $q_{sk,2} = 1,84\text{-}2,37 \text{ kN/m}^2$

## 6.5 Azione eolica

L'azione del vento è stata calcolata secondo quanto indicato al § 3.3 del D.M. 17 Gennaio 2018

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

$q_r$ : pressione cinetica di riferimento

$c_e$ : coefficiente di esposizione

$c_p$ : coefficiente di forma

$c_d$ : coefficiente dinamico

### 6.5.1 Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove:

$\rho$ : densità dell'aria ( $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ )

$v_r$ : è il valore caratteristico della velocità di riferimento del vento per un determinato periodo di ritorno ( $T_r$ );

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad \text{con}$$

$$c_r = 1 \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$c_r = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$  sono dati dalla tabella 3.3.I del D.M. 17.01.2018 in funzione della zona ove sorge la costruzione.

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito dove sorge la costruzione.

Località	Zona	$a_s$ (m)	$v_{b,0}$ (m/s)	$a_0$ (m)	$k_s$ (-)	$v_b$ (m/s)	$T_R$ (anni)	$c_r$ (-)	$v_r$ (m/s)	$q_r$ (N/m <sup>2</sup> )
Torino	1	232	25	1000	0,40	25	50	1,00	25	390,6

### 6.5.2 Coefficiente di esposizione

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

$k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{min}$  sono assegnati dalla tabella 3.3.II del suddetto D.M. in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

$c_t$  è il coefficiente di topografia. Esso è posto di regola pari ad 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose, montane. Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia può essere valutato con analisi più approfondite.



Z è l'altezza della costruzione.  
 Classe di rugosità del terreno: "A" Aree urbane.  
 Categoria di esposizione del sito: "V"

Categoria	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]	$z$ [m]	$C_t$	$C_e$
V	0,23	0,70	12	25	1,0	1,4

### 6.5.3 Coefficiente di forma

La copertura è a falde, con inclinazione di circa 15°

Falda sopravvento:  $C_{pe+} = +0.8$        $C_{pe-} = -0.2$

Falda sottovento:  $C_{pe} = -0.4$

Pressione interna:  $C_{pi+} = +0.2$        $C_{pi-} = -0.2$

### 6.5.4 Pressioni complessive

L'altezza media alla gronda è variabile tra i 3,30 e i 6,00m, la pressione complessiva risulta quindi

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,39 \cdot 1,48 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

## 7 Metodi di analisi e codici di elaborazione

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica degli elementi strutturali si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo:

ADVANCE DESIGN, versione 2024 prodotto, distribuito ed assistito dalla GRAITEC S.r.l., con sede in Noale (VE), Via Petrarca n°3.

Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows e permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

### 7.1 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

### 7.2 Motivazione della scelta del codice

ADVANCE DESIGN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidità. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

### 7.3 Esame dei risultati e controlli di valutazione del modello

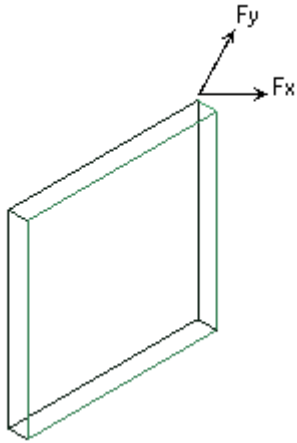
Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura da' origine a sollecitazioni simmetriche.

### 7.4 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta ad confermare la validità dei risultati.

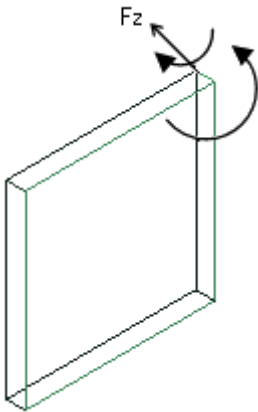
### 7.5 Sollecitazioni di membrana

- 2 gdl per nodo:  $T_x$ ,  $T_y$
- Forze consentite:  $F_x$ ,  $F_y$  nel piano dell'elemento



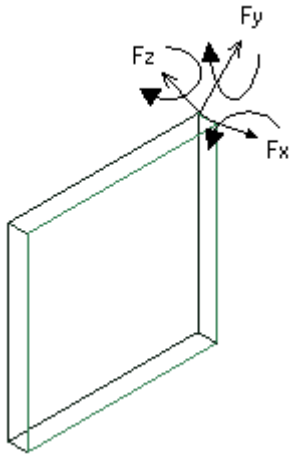
### 7.6 Sollecitazioni di piastra

- 3 gdl per nodo:  $T_x$ ,  $T_y$ ,  $T_z$
- Forze consentite: Forze di taglio  $F_z$ , momenti nel piano dell'elemento

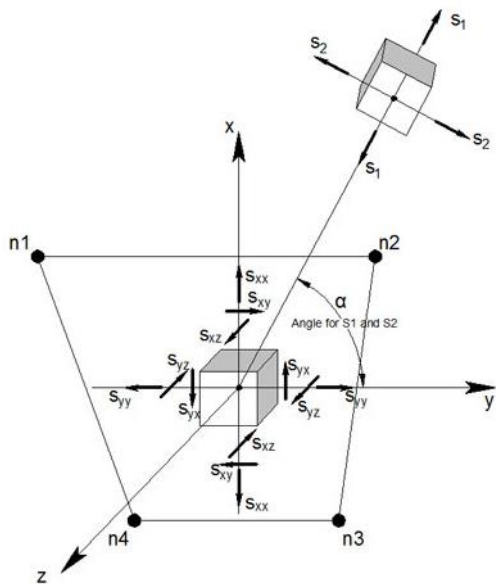


### 7.7 Sollecitazioni di piastra

- 6 gdl per nodo:  $T_x$ ,  $T_y$ ,  $T_z$ ,  $R_x$ ,  $R_y$ ,  $R_z$
- Forze consentite:  $F_x$ ,  $F_y$  nel piano dell'elemento, forze di taglio  $F_z$ , momenti nel piano dell'elemento



### 7.8 Tensioni negli elementi bidimensionali



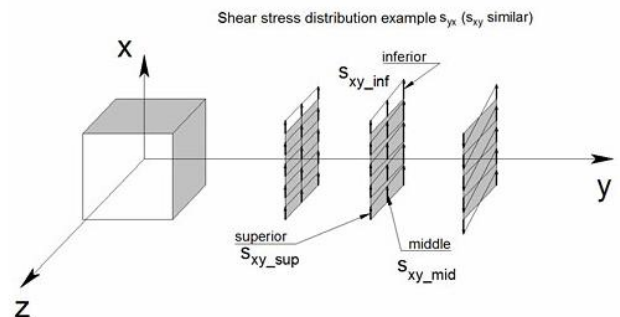
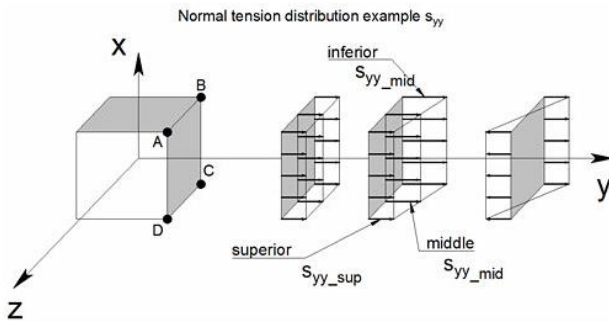
$$s_1 = \frac{s_{xx} + s_{yy}}{2} + \sqrt{\left(\frac{s_{xx} - s_{yy}}{2}\right)^2 + s_{xy}^2}$$

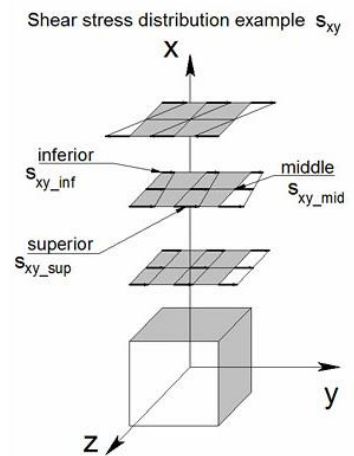
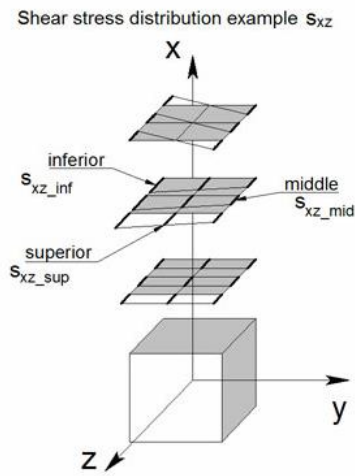
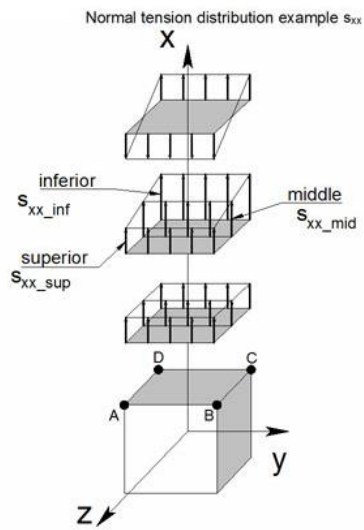
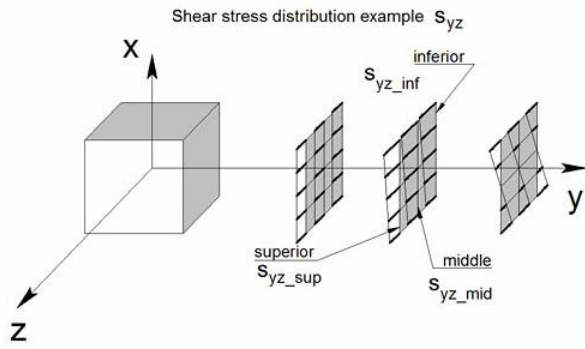
$$s_2 = \frac{s_{xx} + s_{yy}}{2} - \sqrt{\left(\frac{s_{xx} - s_{yy}}{2}\right)^2 + s_{xy}^2}$$

$$\alpha = \arctg \frac{1}{s_{xy}} \left( \frac{s_{yy} - s_{xx}}{2} - \sqrt{\left(\frac{s_{yy} - s_{xx}}{2}\right)^2 + s_{xy}^2} \right), \text{ for } s_{xy} \neq 0$$

$$\text{for } s_{xx} < s_{yy}, \quad \alpha = \frac{\pi}{2}$$

$$\text{for } s_{xx} \geq s_{yy}, \quad \alpha = 0$$





Tensione equivalente di Von Mises:

$$s_v = \sqrt{\frac{1}{2} \left( (s_{xx} - s_{yy})^2 + (s_{yy} - s_{zz})^2 + (s_{xx} - s_{zz})^2 + 6(s_{xy}^2 + s_{xz}^2 + s_{yz}^2) \right)}$$

## 8 Criteri di calcolo

I calcoli e le verifiche strutturali sono condotti con il criterio semiprobabilistico allo stato limite ultimo (SLU) e di esercizio (SLE).

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

$$\gamma G1 * G1 + \gamma G2 * G2 + \gamma Q2 * Qk1 + \sum \gamma Qi * \psi 0i * Qki$$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:  

$$G1 + G2 + Qk1 + \sum \psi 0i * Qki$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G1 + G2 + \psi 11 * Qk1 + \sum \psi 2i * Qki$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G1 + G2 + \sum \psi 2i * Qki$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:  

$$E + G1 + G2 + \sum \psi 2i * Qki$$

Tabella coefficienti di combinazione

Azione variabile	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
Categoria F	1,0	0,9	0,8
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve	0,5	0,2	0,0
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella coefficienti di sicurezza

		$\gamma_F$	EQU	A1- STR	A2-GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

### 8.1 Combinazioni di carico - corpi interrati

Elenco famiglie		
Nr.	Denominazione	Elenco casi di carico
1	Carichi Permanenti	1; 2
3	Altri	4
4	Neve NTC 2018	3
5	Carichi Variabili	5
6	Sisma NTC 2018-SLV	6; 7; 8
7	Analisi modale	0

Descrizione combinazioni			
Nr.	Nome	Dettagli	Codice
101	1x[6 EX][Newmark]	1.00*6	ECE
102	1x[6 EX]+0.3x[7 EY][Newmark]	1.00*6 + 0.30*7	ECE
103	1x[6 EX]-0.3x[7 EY][Newmark]	1.00*6 -0.30*7	ECE
104	1x[6 EX]+0.3x[8 EZ][Newmark]	1.00*6 + 0.30*8	ECE
105	1x[6 EX]-0.3x[8 EZ][Newmark]	1.00*6 -0.30*8	ECE
106	1x[6 EX]+0.3x[7 EY]+0.3x[8 EZ][Newmark]	1.00*6 + 0.30*7 + 0.30*8	ECE
107	1x[6 EX]-0.3x[7 EY]+0.3x[8 EZ][Newmark]	1.00*6 -0.30*7 + 0.30*8	ECE

108	1x[6 EX]+0.3x[7 EY]-0.3x[8 EZ][Newmark]	1.00*6 + 0.30*7 -0.30*8	ECE
109	1x[6 EX]-0.3x[7 EY]-0.3x[8 EZ][Newmark]	1.00*6 -0.30*7 -0.30*8	ECE
110	1x[7 EY][Newmark]	1.00*7	ECE
111	1x[7 EY]+0.3x[6 EX][Newmark]	1.00*7 + 0.30*6	ECE
112	1x[7 EY]-0.3x[6 EX][Newmark]	1.00*7 -0.30*6	ECE
113	1x[7 EY]+0.3x[8 EZ][Newmark]	1.00*7 + 0.30*8	ECE
114	1x[7 EY]-0.3x[8 EZ][Newmark]	1.00*7 -0.30*8	ECE
115	1x[7 EY]+0.3x[6 EX]+0.3x[8 EZ][Newmark]	1.00*7 + 0.30*6 + 0.30*8	ECE
116	1x[7 EY]-0.3x[6 EX]+0.3x[8 EZ][Newmark]	1.00*7 -0.30*6 + 0.30*8	ECE
117	1x[7 EY]+0.3x[6 EX]-0.3x[8 EZ][Newmark]	1.00*7 + 0.30*6 -0.30*8	ECE
118	1x[7 EY]-0.3x[6 EX]-0.3x[8 EZ][Newmark]	1.00*7 -0.30*6 -0.30*8	ECE
119	1x[8 EZ][Newmark]	1.00*8	ECE
120	1x[8 EZ]+0.3x[6 EX][Newmark]	1.00*8 + 0.30*6	ECE
121	1x[8 EZ]-0.3x[6 EX][Newmark]	1.00*8 -0.30*6	ECE
122	1x[8 EZ]+0.3x[7 EY][Newmark]	1.00*8 + 0.30*7	ECE
123	1x[8 EZ]-0.3x[7 EY][Newmark]	1.00*8 -0.30*7	ECE
124	1x[8 EZ]+0.3x[6 EX]+0.3x[7 EY][Newmark]	1.00*8 + 0.30*6 + 0.30*7	ECE
125	1x[8 EZ]-0.3x[6 EX]+0.3x[7 EY][Newmark]	1.00*8 -0.30*6 + 0.30*7	ECE
126	1x[8 EZ]+0.3x[6 EX]-0.3x[7 EY][Newmark]	1.00*8 + 0.30*6 -0.30*7	ECE
127	1x[8 EZ]-0.3x[6 EX]-0.3x[7 EY][Newmark]	1.00*8 -0.30*6 -0.30*7	ECE
128	1.3x[1 G]+1x[2 G2]	1.30*1 + 1.00*2	ECELUSTR
129	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]	1.30*1 + 1.30*2	ECELUSTR
130	1.3x[1 G]+1x[2 G2]+1.5x[3 N]	1.30*1 + 1.00*2 + 1.50*3	ECELUSTR
131	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 N]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3	ECELUSTR
132	1.3x[1 G]+1x[2 G2]+1.5x[3 N]+0.54x[4 C]	1.30*1 + 1.00*2 + 1.50*3 + 0.54*4	ECELUSTR
133	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 N]+0.54x[4 C]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 0.54*4	ECELUSTR
134	1.3x[1 G]+1x[2 G2]+1.5x[3 N]+1.5x[5 Q]	1.30*1 + 1.00*2 + 1.50*3 + 1.50*5	ECELUSTR
135	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 N]+1.5x[5 Q]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 1.50*5	ECELUSTR
136	1.3x[1 G]+1x[2 G2]+1.5x[3 N]+0.54x[4 C]+1.5x[5 Q]	1.30*1 + 1.00*2 + 1.50*3 + 0.54*4 + 1.50*5	ECELUSTR
137	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 N]+0.54x[4 C]+1.5x[5 Q]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 0.54*4 + 1.50*5	ECELUSTR
138	1.3x[1 G]+1x[2 G2]+1.35x[4 C]	1.30*1 + 1.00*2 + 1.35*4	ECELUSTR
139	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.35x[4 C]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.35*4	ECELUSTR
140	1.3x[1 G]+1x[2 G2]+1.35x[4 C]+0.75x[3 N]	1.30*1 + 1.00*2 + 1.35*4 + 0.75*3	ECELUSTR
141	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.35x[4 C]+0.75x[3 N]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.35*4 + 0.75*3	ECELUSTR
142	1.3x[1 G]+1x[2 G2]+1.35x[4 C]+1.5x[5 Q]	1.30*1 + 1.00*2 + 1.35*4 + 1.50*5	ECELUSTR
143	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.35x[4 C]+1.5x[5 Q]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.35*4 + 1.50*5	ECELUSTR
144	1.3x[1 G]+1x[2 G2]+1.35x[4 C]+0.75x[3 N]+1.5x[5 Q]	1.30*1 + 1.00*2 + 1.35*4 + 0.75*3 + 1.50*5	ECELUSTR
145	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.35x[4 C]+0.75x[3 N]+1.5x[5 Q]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.35*4 + 0.75*3 + 1.50*5	ECELUSTR
146	1.3x[1 G]+1x[2 G2]+1.5x[5 Q]	1.30*1 + 1.00*2 + 1.50*5	ECELUSTR
147	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 Q]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5	ECELUSTR
148	1.3x[1 G]+1x[2 G2]+1.5x[5 Q]+0.75x[3 N]	1.30*1 + 1.00*2 + 1.50*5 + 0.75*3	ECELUSTR
149	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 Q]+0.75x[3 N]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5 + 0.75*3	ECELUSTR
150	1.3x[1 G]+1x[2 G2]+1.5x[5 Q]+0.54x[4 C]	1.30*1 + 1.00*2 + 1.50*5 + 0.54*4	ECELUSTR
151	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 Q]+0.54x[4 C]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5 + 0.54*4	ECELUSTR
152	1.3x[1 G]+1x[2 G2]+1.5x[5 Q]+0.75x[3 N]+0.54x[4 C]	1.30*1 + 1.00*2 + 1.50*5 + 0.75*3 + 0.54*4	ECELUSTR
153	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 Q]+0.75x[3 N]+0.54x[4 C]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5 + 0.75*3 + 0.54*4	ECELUSTR
154	1x[1 G]+1x[2 G2]	1.00*1 + 1.00*2	ECELSQC
155	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3	ECELSQC
156	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 N]+0.4x[4 C]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.40*4	ECELSQC
157	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 N]+1x[5 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 1.00*5	ECELSQC
158	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 N]+0.4x[4 C]+1x[5 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.40*4 + 1.00*5	ECELSQC
159	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[4 C]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4	ECELSQC
160	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[4 C]+0.5x[3 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 0.50*3	ECELSQC



161	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[4\ C]+1x[5\ Q]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 1.00*5$	ECELSQ
162	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[4\ C]+0.5x[3\ N]+1x[5\ Q]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 0.50*3 + 1.00*5$	ECELSQ
163	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[5\ Q]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5$	ECELSQ
164	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[5\ Q]+0.5x[3\ N]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5 + 0.50*3$	ECELSQ
165	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[5\ Q]+0.4x[4\ C]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5 + 0.40*4$	ECELSQ
166	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[5\ Q]+0.5x[3\ N]+0.4x[4\ C]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5 + 0.50*3 + 0.40*4$	ECELSQ
167	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]$	$1.00*1 + 1.00*2$	ECELSFQ
168	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+0.2x[3\ N]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*3$	ECELSFQ
169	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+0.2x[3\ N]+0.8x[5\ Q]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*3 + 0.80*5$	ECELSFQ
170	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+0.4x[4\ C]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.40*4$	ECELSFQ
171	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+0.4x[4\ C]+0.8x[5\ Q]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.40*4 + 0.80*5$	ECELSFQ
172	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+0.9x[5\ Q]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.90*5$	ECELSFQ
173	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]$	$1.00*1 + 1.00*2$	ECELSQP
174	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+0.8x[5\ Q]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.80*5$	ECELSQP
175	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[101\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*101$	ECELUS
176	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[102\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*102$	ECELUS
177	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[103\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*103$	ECELUS
178	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[104\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*104$	ECELUS
179	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[105\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*105$	ECELUS
180	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[106\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*106$	ECELUS
181	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[107\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*107$	ECELUS
182	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[108\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*108$	ECELUS
183	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[109\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*109$	ECELUS
184	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[110\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*110$	ECELUS
185	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[111\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*111$	ECELUS
186	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[112\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*112$	ECELUS
187	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[113\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*113$	ECELUS
188	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[114\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*114$	ECELUS
189	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[115\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*115$	ECELUS
190	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[116\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*116$	ECELUS
191	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[117\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*117$	ECELUS
192	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[118\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*118$	ECELUS
193	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[119\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*119$	ECELUS
194	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[120\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*120$	ECELUS
195	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[121\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*121$	ECELUS
196	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[122\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*122$	ECELUS
197	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[123\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*123$	ECELUS
198	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[124\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*124$	ECELUS
199	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[125\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*125$	ECELUS
200	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[126\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*126$	ECELUS
201	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]+1x[127\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*127$	ECELUS
202	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[101\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*101$	ECELUS
203	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[102\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*102$	ECELUS
204	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[103\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*103$	ECELUS
205	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[104\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*104$	ECELUS
206	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[105\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*105$	ECELUS
207	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[106\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*106$	ECELUS
208	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[107\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*107$	ECELUS
209	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[108\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*108$	ECELUS
210	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[109\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*109$	ECELUS
211	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[110\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*110$	ECELUS
212	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[111\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*111$	ECELUS
213	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[112\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*112$	ECELUS
214	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[113\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*113$	ECELUS
215	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[114\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*114$	ECELUS
216	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[115\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*115$	ECELUS
217	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[116\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*116$	ECELUS
218	$1x[1\ G]+1x[2\ G2]-1x[117\ COMB]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*117$	ECELUS



278	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[123 COMB]+0.8x[5 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*123 + 0.80*5	ECELUS
279	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[124 COMB]+0.8x[5 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*124 + 0.80*5	ECELUS
280	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[125 COMB]+0.8x[5 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*125 + 0.80*5	ECELUS
281	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[126 COMB]+0.8x[5 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*126 + 0.80*5	ECELUS
282	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.8x[5 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*127 + 0.80*5	ECELUS

## 8.2 Combinazioni di carico - corpi fuori terra

Elenco famiglie		
Nr.	Denominazione	Elenco casi di carico
1	Carichi Permanenti	1; 2
2	Neve NTC 2018	3; 4; 5
3	Vento NTC 2018	6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 13
4	Sisma NTC 2018	14; 15
5	Analisi modale	0

Descrizione combinazioni			
Nr.	Nome	Dettagli	Codice
101	1x[14 EX][Newmark]	1.00*14	ECE
102	1x[14 EX]+0.3x[15 EY][Newmark]	1.00*14 + 0.30*15	ECE
103	1x[14 EX]-0.3x[15 EY][Newmark]	1.00*14 -0.30*15	ECE
104	1x[15 EY][Newmark]	1.00*15	ECE
105	1x[15 EY]+0.3x[14 EX][Newmark]	1.00*15 + 0.30*14	ECE
106	1x[15 EY]-0.3x[14 EX][Newmark]	1.00*15 -0.30*14	ECE
107	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]	1.30*1 + 1.30*2	ECELUSTR
108	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 NN]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3	ECELUSTR
109	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 AccuNeveX+]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4	ECELUSTR
110	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 AccuNeveX-]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5	ECELUSTR
111	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 NN]+0.9x[6 VX+S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 0.90*6	ECELUSTR
112	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 NN]+0.9x[7 VX+D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 0.90*7	ECELUSTR
113	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 NN]+0.9x[8 VX-S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 0.90*8	ECELUSTR
114	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 NN]+0.9x[9 VX-D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 0.90*9	ECELUSTR
115	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 NN]+0.9x[10 VY+S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 0.90*10	ECELUSTR
116	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 NN]+0.9x[11 VY+D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 0.90*11	ECELUSTR
117	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 NN]+0.9x[12 VY-S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 0.90*12	ECELUSTR
118	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 NN]+0.9x[13 VY-D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 0.90*13	ECELUSTR
119	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 AccuNeveX+]+0.9x[6 VX+S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4 + 0.90*6	ECELUSTR
120	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 AccuNeveX+]+0.9x[7 VX+D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4 + 0.90*7	ECELUSTR
121	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 AccuNeveX+]+0.9x[8 VX-S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4 + 0.90*8	ECELUSTR
122	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 AccuNeveX+]+0.9x[9 VX-D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4 + 0.90*9	ECELUSTR
123	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 AccuNeveX+]+0.9x[10 VY+S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4 + 0.90*10	ECELUSTR
124	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 AccuNeveX+]+0.9x[11 VY+D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4 + 0.90*11	ECELUSTR
125	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 AccuNeveX+]+0.9x[12 VY-S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4 + 0.90*12	ECELUSTR
126	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 AccuNeveX+]+0.9x[13 VY-D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4 + 0.90*13	ECELUSTR
127	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 AccuNeveX-]+0.9x[6 VX+S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5 + 0.90*6	ECELUSTR
128	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 AccuNeveX-]+0.9x[7 VX+D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5 + 0.90*7	ECELUSTR

129	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 AccuNeveX-] +0.9x[8 VX-S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5 + 0.90*8	ECELUSTR
130	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 AccuNeveX-] +0.9x[9 VX-D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5 + 0.90*9	ECELUSTR
131	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 AccuNeveX-] +0.9x[10 VY+S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5 + 0.90*10	ECELUSTR
132	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 AccuNeveX-] +0.9x[11 VY+D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5 + 0.90*11	ECELUSTR
133	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 AccuNeveX-] +0.9x[12 VY-S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5 + 0.90*12	ECELUSTR
134	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[5 AccuNeveX-] +0.9x[13 VY-D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*5 + 0.90*13	ECELUSTR
135	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[6 VX+S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*6	ECELUSTR
136	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[7 VX+D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*7	ECELUSTR
137	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 VX-S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*8	ECELUSTR
138	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[9 VX-D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*9	ECELUSTR
139	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[10 VY+S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*10	ECELUSTR
140	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[11 VY+D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*11	ECELUSTR
141	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[12 VY-S]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*12	ECELUSTR
142	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[13 VY-D]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*13	ECELUSTR
143	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[6 VX+S]+1.05x[3 NN]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*6 + 1.05*3	ECELUSTR
144	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[6 VX+S]+1.05x[4 AccuNeveX+]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*6 + 1.05*4	ECELUSTR
145	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[6 VX+S]+1.05x[5 AccuNeveX-]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*6 + 1.05*5	ECELUSTR
146	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[7 VX+D]+1.05x[3 NN]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*7 + 1.05*3	ECELUSTR
147	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[7 VX+D]+1.05x[4 AccuNeveX+]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*7 + 1.05*4	ECELUSTR
148	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[7 VX+D]+1.05x[5 AccuNeveX-]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*7 + 1.05*5	ECELUSTR
149	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 VX-S]+1.05x[3 NN]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*8 + 1.05*3	ECELUSTR
150	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 VX-S]+1.05x[4 AccuNeveX+]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*8 + 1.05*4	ECELUSTR
151	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 VX-S]+1.05x[5 AccuNeveX-]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*8 + 1.05*5	ECELUSTR
152	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[9 VX-D]+1.05x[3 NN]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*9 + 1.05*3	ECELUSTR
153	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[9 VX-D]+1.05x[4 AccuNeveX+]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*9 + 1.05*4	ECELUSTR
154	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[9 VX-D]+1.05x[5 AccuNeveX-]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*9 + 1.05*5	ECELUSTR
155	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[10 VY+S]+1.05x[3 NN]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*10 + 1.05*3	ECELUSTR
156	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[10 VY+S]+1.05x[4 AccuNeveX+]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*10 + 1.05*4	ECELUSTR
157	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[10 VY+S]+1.05x[5 AccuNeveX-]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*10 + 1.05*5	ECELUSTR
158	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[11 VY+D]+1.05x[3 NN]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*11 + 1.05*3	ECELUSTR
159	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[11 VY+D]+1.05x[4 AccuNeveX+]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*11 + 1.05*4	ECELUSTR
160	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[11 VY+D]+1.05x[5 AccuNeveX-]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*11 + 1.05*5	ECELUSTR
161	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[12 VY-S]+1.05x[3 NN]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*12 + 1.05*3	ECELUSTR
162	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[12 VY-S]+1.05x[4 AccuNeveX+]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*12 + 1.05*4	ECELUSTR

163	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[12 VY-S]+1.05x[5 AccuNeveX-]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*12 + 1.05*5	ECELUSTR
164	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[13 VY-D]+1.05x[3 NN]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*13 + 1.05*3	ECELUSTR
165	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[13 VY-D]+1.05x[4 AccuNeveX+]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*13 + 1.05*4	ECELUSTR
166	1.3x[1 G]+1.3x[2 G2]+1.5x[13 VY-D]+1.05x[5 AccuNeveX-]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*13 + 1.05*5	ECELUSTR
167	1x[1 G]+1x[2 G2]	1.00*1 + 1.00*2	ECELSQ
168	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 NN]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3	ECELSQ
169	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[4 AccuNeveX+]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4	ECELSQ
170	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[5 AccuNeveX-]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5	ECELSQ
171	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 NN]+0.6x[6 VX+S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.60*6	ECELSQ
172	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 NN]+0.6x[7 VX+D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.60*7	ECELSQ
173	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 NN]+0.6x[8 VX-S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.60*8	ECELSQ
174	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 NN]+0.6x[9 VX-D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.60*9	ECELSQ
175	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 NN]+0.6x[10 VY+S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.60*10	ECELSQ
176	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 NN]+0.6x[11 VY+D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.60*11	ECELSQ
177	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 NN]+0.6x[12 VY-S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.60*12	ECELSQ
178	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[3 NN]+0.6x[13 VY-D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.60*13	ECELSQ
179	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[4 AccuNeveX+]+0.6x[6 VX+S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 0.60*6	ECELSQ
180	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[4 AccuNeveX+]+0.6x[7 VX+D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 0.60*7	ECELSQ
181	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[4 AccuNeveX+]+0.6x[8 VX-S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 0.60*8	ECELSQ
182	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[4 AccuNeveX+]+0.6x[9 VX-D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 0.60*9	ECELSQ
183	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[4 AccuNeveX+]+0.6x[10 VY+S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 0.60*10	ECELSQ
184	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[4 AccuNeveX+]+0.6x[11 VY+D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 0.60*11	ECELSQ
185	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[4 AccuNeveX+]+0.6x[12 VY-S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 0.60*12	ECELSQ
186	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[4 AccuNeveX+]+0.6x[13 VY-D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 0.60*13	ECELSQ
187	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[5 AccuNeveX-]+0.6x[6 VX+S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5 + 0.60*6	ECELSQ
188	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[5 AccuNeveX-]+0.6x[7 VX+D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5 + 0.60*7	ECELSQ
189	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[5 AccuNeveX-]+0.6x[8 VX-S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5 + 0.60*8	ECELSQ
190	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[5 AccuNeveX-]+0.6x[9 VX-D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5 + 0.60*9	ECELSQ
191	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[5 AccuNeveX-]+0.6x[10 VY+S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5 + 0.60*10	ECELSQ
192	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[5 AccuNeveX-]+0.6x[11 VY+D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5 + 0.60*11	ECELSQ
193	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[5 AccuNeveX-]+0.6x[12 VY-S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5 + 0.60*12	ECELSQ
194	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[5 AccuNeveX-]+0.6x[13 VY-D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*5 + 0.60*13	ECELSQ
195	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[6 VX+S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*6	ECELSQ
196	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[7 VX+D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*7	ECELSQ
197	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[8 VX-S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*8	ECELSQ
198	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[9 VX-D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*9	ECELSQ
199	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[10 VY+S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*10	ECELSQ
200	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[11 VY+D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*11	ECELSQ
201	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[12 VY-S]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*12	ECELSQ
202	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[13 VY-D]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*13	ECELSQ

203	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[6 VX+S]+0.7x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*6 + 0.70*3$	ECELSQ
204	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[6 VX+S]+0.7x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*6 + 0.70*4$	ECELSQ
205	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[6 VX+S]+0.7x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*6 + 0.70*5$	ECELSQ
206	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[7 VX+D]+0.7x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*7 + 0.70*3$	ECELSQ
207	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[7 VX+D]+0.7x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*7 + 0.70*4$	ECELSQ
208	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[7 VX+D]+0.7x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*7 + 0.70*5$	ECELSQ
209	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[8 VX-S]+0.7x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*8 + 0.70*3$	ECELSQ
210	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[8 VX-S]+0.7x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*8 + 0.70*4$	ECELSQ
211	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[8 VX-S]+0.7x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*8 + 0.70*5$	ECELSQ
212	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[9 VX-D]+0.7x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*9 + 0.70*3$	ECELSQ
213	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[9 VX-D]+0.7x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*9 + 0.70*4$	ECELSQ
214	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[9 VX-D]+0.7x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*9 + 0.70*5$	ECELSQ
215	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[10 VY+S]+0.7x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*10 + 0.70*3$	ECELSQ
216	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[10 VY+S]+0.7x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*10 + 0.70*4$	ECELSQ
217	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[10 VY+S]+0.7x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*10 + 0.70*5$	ECELSQ
218	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[11 VY+D]+0.7x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*11 + 0.70*3$	ECELSQ
219	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[11 VY+D]+0.7x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*11 + 0.70*4$	ECELSQ
220	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[11 VY+D]+0.7x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*11 + 0.70*5$	ECELSQ
221	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[12 VY-S]+0.7x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*12 + 0.70*3$	ECELSQ
222	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[12 VY-S]+0.7x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*12 + 0.70*4$	ECELSQ
223	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[12 VY-S]+0.7x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*12 + 0.70*5$	ECELSQ
224	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[13 VY-D]+0.7x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*13 + 0.70*3$	ECELSQ
225	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[13 VY-D]+0.7x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*13 + 0.70*4$	ECELSQ
226	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[13 VY-D]+0.7x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*13 + 0.70*5$	ECELSQ
227	1x[1 G]+1x[2 G2]	$1.00*1 + 1.00*2$	ECELSFQ
228	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.5x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.50*3$	ECELSFQ
229	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.5x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.50*4$	ECELSFQ
230	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.5x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.50*5$	ECELSFQ
231	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[6 VX+S]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*6$	ECELSFQ
232	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[7 VX+D]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*7$	ECELSFQ
233	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[8 VX-S]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*8$	ECELSFQ
234	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[9 VX-D]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*9$	ECELSFQ
235	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[10 VY+S]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*10$	ECELSFQ
236	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[11 VY+D]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*11$	ECELSFQ
237	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[12 VY-S]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*12$	ECELSFQ
238	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[13 VY-D]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*13$	ECELSFQ
239	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[6 VX+S]+0.4x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*6 + 0.40*3$	ECELSFQ
240	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[6 VX+S]+0.4x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*6 + 0.40*4$	ECELSFQ
241	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[6 VX+S]+0.4x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*6 + 0.40*5$	ECELSFQ
242	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[7 VX+D]+0.4x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*7 + 0.40*3$	ECELSFQ
243	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[7 VX+D]+0.4x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*7 + 0.40*4$	ECELSFQ

244	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[7 VX+D]+0.4x[5 AccuNeveX-]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*7 + 0.40*5	ECELSFQ
245	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[8 VX-S]+0.4x[3 NN]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*8 + 0.40*3	ECELSFQ
246	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[8 VX-S]+0.4x[4 AccuNeveX+]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*8 + 0.40*4	ECELSFQ
247	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[8 VX-S]+0.4x[5 AccuNeveX-]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*8 + 0.40*5	ECELSFQ
248	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[9 VX-D]+0.4x[3 NN]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*9 + 0.40*3	ECELSFQ
249	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[9 VX-D]+0.4x[4 AccuNeveX+]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*9 + 0.40*4	ECELSFQ
250	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[9 VX-D]+0.4x[5 AccuNeveX-]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*9 + 0.40*5	ECELSFQ
251	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[10 VY+S]+0.4x[3 NN]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*10 + 0.40*3	ECELSFQ
252	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[10 VY+S]+0.4x[4 AccuNeveX+]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*10 + 0.40*4	ECELSFQ
253	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[10 VY+S]+0.4x[5 AccuNeveX-]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*10 + 0.40*5	ECELSFQ
254	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[11 VY+D]+0.4x[3 NN]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*11 + 0.40*3	ECELSFQ
255	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[11 VY+D]+0.4x[4 AccuNeveX+]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*11 + 0.40*4	ECELSFQ
256	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[11 VY+D]+0.4x[5 AccuNeveX-]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*11 + 0.40*5	ECELSFQ
257	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[12 VY-S]+0.4x[3 NN]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*12 + 0.40*3	ECELSFQ
258	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[12 VY-S]+0.4x[4 AccuNeveX+]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*12 + 0.40*4	ECELSFQ
259	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[12 VY-S]+0.4x[5 AccuNeveX-]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*12 + 0.40*5	ECELSFQ
260	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[13 VY-D]+0.4x[3 NN]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*13 + 0.40*3	ECELSFQ
261	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[13 VY-D]+0.4x[4 AccuNeveX+]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*13 + 0.40*4	ECELSFQ
262	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.2x[13 VY-D]+0.4x[5 AccuNeveX-]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.20*13 + 0.40*5	ECELSFQ
263	1x[1 G]+1x[2 G2]	1.00*1 + 1.00*2	ECELSQP
264	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.4x[3 NN]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.40*3	ECELSQP
265	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.4x[4 AccuNeveX+]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.40*4	ECELSQP
266	1x[1 G]+1x[2 G2]+0.4x[5 AccuNeveX-]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.40*5	ECELSQP
267	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[101 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*101	ECELUS
268	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[102 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*102	ECELUS
269	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[103 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*103	ECELUS
270	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[104 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*104	ECELUS
271	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[105 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*105	ECELUS
272	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[106 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*106	ECELUS
273	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[101 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*101	ECELUS
274	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[102 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*102	ECELUS
275	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[103 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*103	ECELUS
276	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[104 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*104	ECELUS
277	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[105 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*105	ECELUS
278	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*106	ECELUS
279	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[101 COMB]+0.4x[3 NN]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*101 + 0.40*3	ECELUS
280	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[101 COMB]+0.4x[4 AccuNeveX+]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*101 + 0.40*4	ECELUS
281	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[101 COMB]+0.4x[5 AccuNeveX-]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*101 + 0.40*5	ECELUS
282	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[102 COMB]+0.4x[3 NN]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*102 + 0.40*3	ECELUS
283	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[102 COMB]+0.4x[4 AccuNeveX+]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*102 + 0.40*4	ECELUS
284	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[102 COMB]+0.4x[5 AccuNeveX-]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*102 + 0.40*5	ECELUS
285	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[103 COMB]+0.4x[3 NN]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*103 + 0.40*3	ECELUS



286	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[103 COMB]+0.4x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*103 + 0.40*4$	ECELUS
287	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[103 COMB]+0.4x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*103 + 0.40*5$	ECELUS
288	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[104 COMB]+0.4x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*104 + 0.40*3$	ECELUS
289	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[104 COMB]+0.4x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*104 + 0.40*4$	ECELUS
290	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[104 COMB]+0.4x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*104 + 0.40*5$	ECELUS
291	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[105 COMB]+0.4x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*105 + 0.40*3$	ECELUS
292	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[105 COMB]+0.4x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*105 + 0.40*4$	ECELUS
293	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[105 COMB]+0.4x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*105 + 0.40*5$	ECELUS
294	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[106 COMB]+0.4x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*106 + 0.40*3$	ECELUS
295	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[106 COMB]+0.4x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*106 + 0.40*4$	ECELUS
296	1x[1 G]+1x[2 G2]+1x[106 COMB]+0.4x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*106 + 0.40*5$	ECELUS
297	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[101 COMB]+0.4x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*101 + 0.40*3$	ECELUS
298	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[101 COMB]+0.4x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*101 + 0.40*4$	ECELUS
299	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[101 COMB]+0.4x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*101 + 0.40*5$	ECELUS
300	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[102 COMB]+0.4x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*102 + 0.40*3$	ECELUS
301	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[102 COMB]+0.4x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*102 + 0.40*4$	ECELUS
302	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[102 COMB]+0.4x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*102 + 0.40*5$	ECELUS
303	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[103 COMB]+0.4x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*103 + 0.40*3$	ECELUS
304	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[103 COMB]+0.4x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*103 + 0.40*4$	ECELUS
305	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[103 COMB]+0.4x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*103 + 0.40*5$	ECELUS
306	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[104 COMB]+0.4x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*104 + 0.40*3$	ECELUS
307	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[104 COMB]+0.4x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*104 + 0.40*4$	ECELUS
308	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[104 COMB]+0.4x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*104 + 0.40*5$	ECELUS
309	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[105 COMB]+0.4x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*105 + 0.40*3$	ECELUS
310	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[105 COMB]+0.4x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*105 + 0.40*4$	ECELUS
311	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[105 COMB]+0.4x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*105 + 0.40*5$	ECELUS
312	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]+0.4x[3 NN]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*106 + 0.40*3$	ECELUS
313	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]+0.4x[4 AccuNeveX+]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*106 + 0.40*4$	ECELUS
314	1x[1 G]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]+0.4x[5 AccuNeveX-]	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*106 + 0.40*5$	ECELUS

### 8.3 Ipotesi analisi simica - Sisma NTC 2018

#### Sintesi dei dati

Spettro:

Tipo di calcolo

Tipo di terreno:

Zona B

Accelerazione orizzontale al suolo ag/g:

0.061

Fattore di amplificazione F0: 2.787  
 Periodo T<sub>c</sub>\*: 0.280  
 Categoria topografica: T1  
 Parametro del terreno (S): 1.20  
 Periodo T<sub>B</sub>: 0.13 s  
 Periodo T<sub>C</sub>: 0.40 s  
 Periodo T<sub>D</sub>: 1.84 s  
 Coefficiente di importanza (γ<sub>1</sub>): 1.00  
 Fattore di struttura:  
 - X: 1.5  
 - Y: 1.5  
 - Z: 1.000

Modalità residua disponibile: No  
 Metodo: CQC

Valori modali								
Modo N°	Pulsazione (Rad/s)	Periodo (s)	frequenza (Hz)	Energia (J)	Masse modali			Smorzamento (%)
					X T (%)	Y T (%)	Z T (%)	
1	23.22	0.27	3.70	269.37	101.48 ( 0.17)	0.01 ( 0.00)	0.00 ( 0.00)	5.0
2	23.95	0.26	3.81	286.03	94.99 ( 0.16)	0.02 ( 0.00)	0.00 ( 0.00)	5.0
3	27.04	0.23	4.30	61.96	0.00 ( 0.00)	0.01 ( 0.00)	121.60 ( 0.20)	5.0
4	32.55	0.19	5.18	74.14	0.01 ( 0.00)	0.02 ( 0.00)	0.04 ( 0.00)	5.0
5	35.21	0.18	5.60	140.87	0.08 ( 0.00)	0.15 ( 0.00)	220.55 ( 0.36)	5.0
6	38.36	0.16	6.11	113.30	8.92 ( 0.01)	6.42 ( 0.01)	145.64 ( 0.24)	5.0
7	40.24	0.16	6.40	97.36	0.19 ( 0.00)	0.63 ( 0.00)	16.50 ( 0.03)	5.0
8	43.38	0.14	6.90	202.20	3.16 ( 0.01)	0.90 ( 0.00)	0.54 ( 0.00)	5.0
9	43.46	0.14	6.92	942.00	28.85 ( 0.05)	0.15 ( 0.00)	0.00 ( 0.00)	5.0
10	44.69	0.14	7.11	296.04	191.04 ( 0.31)	42.67 ( 0.07)	375.99 ( 0.62)	5.0
11	46.01	0.14	7.32	552.58	13364.64 ( 21.94)	2242.16 ( 3.68)	2.24 ( 0.00)	5.0
12	46.55	0.13	7.41	1071.30	9.85 ( 0.02)	26.90 ( 0.04)	0.01 ( 0.00)	5.0
13	49.97	0.13	7.95	158.90	1.30 ( 0.00)	0.68 ( 0.00)	0.76 ( 0.00)	5.0
14	50.25	0.13	8.00	1262.43	0.84 ( 0.00)	0.03 ( 0.00)	317.31 ( 0.52)	5.0
15	51.05	0.12	8.12	1287.18	1.72 ( 0.00)	126.03 ( 0.21)	0.00 ( 0.00)	5.0
16	52.07	0.12	8.29	1355.78	2.92 ( 0.00)	0.16 ( 0.00)	425.50 ( 0.70)	5.0
17	53.79	0.12	8.56	363.73	6.27 ( 0.01)	14.99 ( 0.02)	28.04 ( 0.05)	5.0
18	54.23	0.12	8.63	1458.79	0.44 ( 0.00)	1.95 ( 0.00)	15.30 ( 0.03)	5.0
19	56.15	0.11	8.94	1592.22	0.00 ( 0.00)	0.04 ( 0.00)	144.23 ( 0.24)	5.0
20	56.34	0.11	8.97	925.12	1788.70 ( 2.94)	15366.29 ( 25.23)	0.33 ( 0.00)	5.0
21	56.59	0.11	9.01	456.29	318.12 ( 0.52)	2919.41 ( 4.79)	0.03 ( 0.00)	5.0
22	57.44	0.11	9.14	374.73	60.03 ( 0.10)	339.68 ( 0.56)	0.96 ( 0.00)	5.0
23	58.96	0.11	9.38	349.16	0.82 ( 0.00)	15.07 ( 0.02)	11.23 ( 0.02)	5.0
24	59.39	0.11	9.45	1117.75	0.01 ( 0.00)	0.00 ( 0.00)	135.05 ( 0.22)	5.0
25	59.71	0.11	9.50	1661.13	0.28 ( 0.00)	0.04 ( 0.00)	9.36 ( 0.02)	5.0
26	61.47	0.10	9.78	378.93	11.07 ( 0.02)	0.07 ( 0.00)	4.79 ( 0.01)	5.0
27	62.73	0.10	9.98	543.87	2.11 ( 0.00)	12.26 ( 0.02)	0.88 ( 0.00)	5.0
28	64.67	0.10	10.29	1488.57	0.38 ( 0.00)	0.14 ( 0.00)	305.81 ( 0.50)	5.0
29	66.09	0.10	10.52	855.28	16.67 ( 0.03)	19.27 ( 0.03)	7.29 ( 0.01)	5.0
30	67.33	0.09	10.72	1653.43	85.70 ( 0.14)	0.03 ( 0.00)	100.16 ( 0.16)	5.0
31	68.31	0.09	10.87	1708.05	4.46 ( 0.01)	0.27 ( 0.00)	3112.32 ( 5.11)	5.0
32	70.65	0.09	11.24	2162.92	775.53 ( 1.27)	328.01 ( 0.54)	623.65 ( 1.02)	5.0
33	70.97	0.09	11.29	2060.75	345.08 ( 0.57)	790.86 ( 1.30)	842.35 ( 1.38)	5.0
34	71.62	0.09	11.40	2080.79	3293.88 ( 5.41)	6.87 ( 0.01)	2869.59 ( 4.71)	5.0
35	72.20	0.09	11.49	2491.53	11517.01 ( 18.91)	194.38 ( 0.32)	253.78 ( 0.42)	5.0
36	74.09	0.08	11.79	2465.16	271.99 ( 0.45)	206.38 ( 0.34)	26.99 ( 0.04)	5.0
37	76.47	0.08	12.17	2240.82	2.64 ( 0.00)	0.02 ( 0.00)	8273.08 ( 13.58)	5.0
38	77.04	0.08	12.26	2797.70	267.31 ( 0.44)	17.00 ( 0.03)	118.82 ( 0.20)	5.0
39	81.54	0.08	12.98	2126.02	74.31 ( 0.12)	115.07 ( 0.19)	445.25 ( 0.73)	5.0
40	83.60	0.08	13.31	3028.98	3.31 ( 0.01)	2.05 ( 0.00)	4505.34 ( 7.40)	5.0
41	86.33	0.07	13.74	3315.28	1429.97 ( 2.35)	151.59 ( 0.25)	1.79 ( 0.00)	5.0
42	90.02	0.07	14.33	1893.11	107.46 ( 0.18)	1359.78 ( 2.23)	115.52 ( 0.19)	5.0
43	90.99	0.07	14.48	3556.90	86.18 ( 0.14)	82.52 ( 0.14)	2631.94 ( 4.32)	5.0
44	93.21	0.07	14.83	2836.49	1082.83 ( 1.78)	3.77 ( 0.01)	24.95 ( 0.04)	5.0
45	101.28	0.06	16.12	2702.45	82.91 ( 0.14)	2479.54 ( 4.07)	13.72 ( 0.02)	5.0
46	104.38	0.06	16.61	5349.27	5.17 ( 0.01)	4.09 ( 0.01)	3625.62 ( 5.95)	5.0
47	106.92	0.06	17.02	4317.02	633.44 ( 1.04)	382.53 ( 0.63)	33.51 ( 0.06)	5.0
48	110.97	0.06	17.66	5677.71	154.15 ( 0.25)	6193.46 ( 10.17)	1.31 ( 0.00)	5.0
49	120.33	0.05	19.15	8238.08	0.01 ( 0.00)	0.01 ( 0.00)	4133.12 ( 6.79)	5.0
50	125.71	0.05	20.01	6661.99	6.78 ( 0.01)	3222.81 ( 5.29)	0.05 ( 0.00)	5.0
51	128.81	0.05	20.50	4322.92	1796.65 ( 2.95)	11.27 ( 0.02)	0.13 ( 0.00)	5.0
52	139.65	0.04	22.23	9859.89	0.23 ( 0.00)	3.28 ( 0.01)	2539.84 ( 4.17)	5.0
53	147.98	0.04	23.55	9177.72	1397.19 ( 2.29)	185.75 ( 0.30)	3.06 ( 0.01)	5.0
54	157.99	0.04	25.15	9812.44	180.81 ( 0.30)	748.66 ( 1.23)	0.13 ( 0.00)	5.0
55	183.65	0.03	29.23	15894.73	2.26 ( 0.00)	10.50 ( 0.02)	2321.34 ( 3.81)	5.0
56	195.17	0.03	31.06	15934.01	2244.86 ( 3.69)	18.41 ( 0.03)	0.03 ( 0.00)	5.0
57	199.58	0.03	31.76	16249.08	25.28 ( 0.04)	3618.28 ( 5.94)	9.11 ( 0.01)	5.0
58	245.08	0.03	39.01	26700.27	1956.49 ( 3.21)	1.30 ( 0.00)	2.53 ( 0.00)	5.0
59	251.83	0.02	40.08	34314.46	0.32 ( 0.00)	3.59 ( 0.01)	4434.77 ( 7.28)	5.0
60	265.01	0.02	42.18	30970.37	8.05 ( 0.01)	2492.42 ( 4.09)	7.52 ( 0.01)	5.0

61	420.24	0.01	66.88	105279.16	5.80 ( 0.01)	14.94 ( 0.02)	10510.25 ( 17.26)	5.0
62	442.01	0.01	70.35	128509.65	7329.00 ( 12.03)	162.79 ( 0.27)	8.17 ( 0.01)	5.0
63	466.99	0.01	74.32	155854.24	63.74 ( 0.10)	11651.97 ( 19.13)	13.07 ( 0.02)	5.0
64	702.22	0.01	111.76	379010.71	7479.53 ( 12.28)	3.97 ( 0.01)	0.33 ( 0.00)	5.0
<b>Totale</b>				<b>1030991.13</b>	<b>58735.21 ( 96.43)</b>	<b>55604.35 ( 91.29)</b>	<b>53893.10 ( 88.48)</b>	

## 9 Verifiche

### 9.1 Modello di calcolo

La struttura è costituita da solai bidirezionali, muri contro terra, setti e pilastri, modellati nello spazio con elementi FEM rispettivamente a piastra (*shell*) per solai, muri e setti e con elementi asta (*beam*) per pilastri.

L'analisi verrà condotta per fasi di realizzazione, in primis verrà analizzato la parte Est e successivamente la parte Ovest, in accordo con le fasi costruttive dell'opera.

Vista UTENTE  
-4.14 m 31.94 m -3.15 m

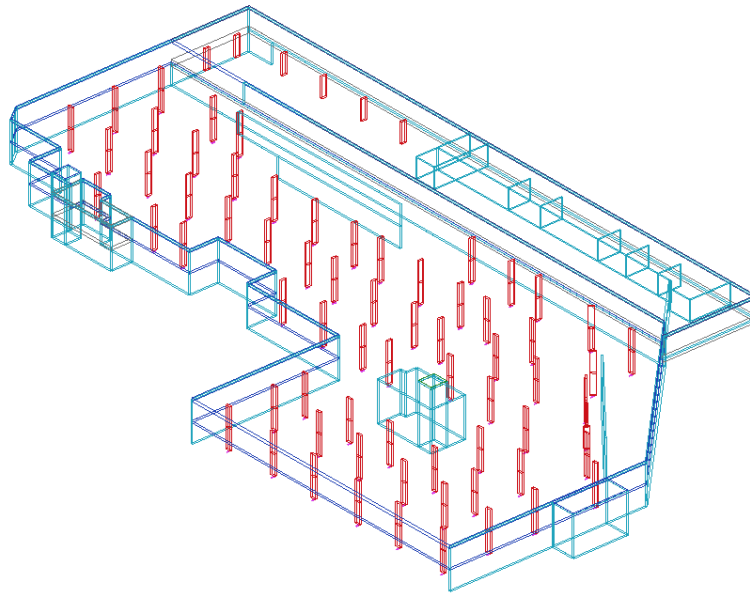
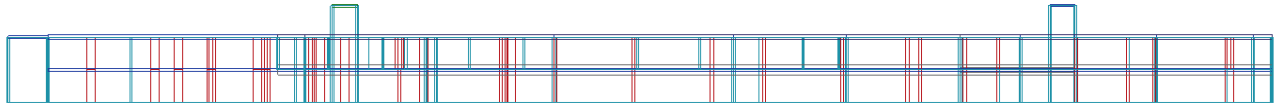


Figura 8: Vista assonometrica modello strutturale - Fase 1

Vista DESTRA  
-4.14 m 31.94 m -3.15 m



Vista FRONTALE  
-4.14 m 31.94 m -3.15 m

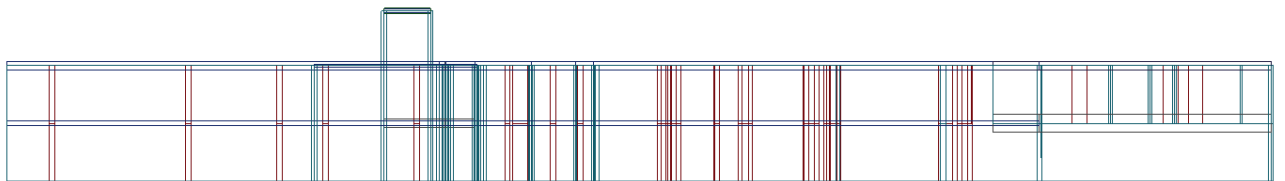


Figura 9: Viste in sezione – Fase 1

Vista UTENTE  
-63.49 m -20.91 m -1.57 m

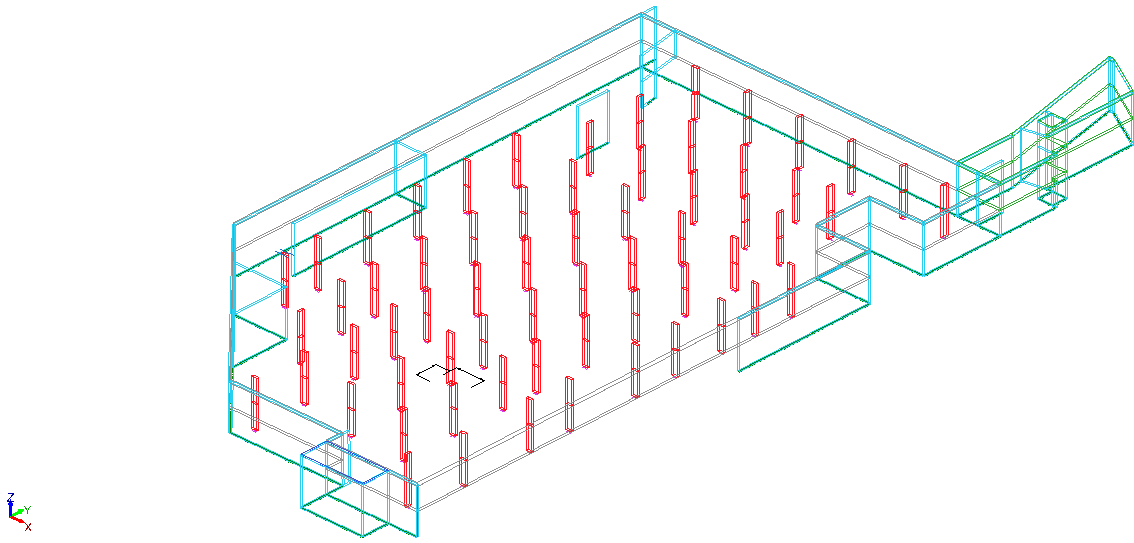
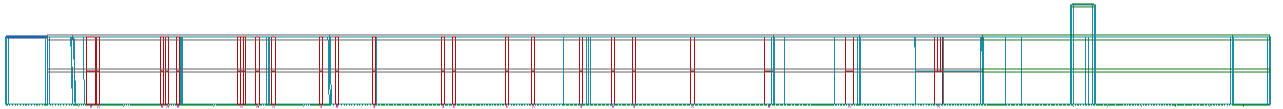


Figura 10: Vista assometrica modello strutturale - Fase 2

Vista DESTRA  
-63.49 m -20.91 m -1.57 m



Vista FRONTALE  
-63.49 m -20.91 m -1.57 m

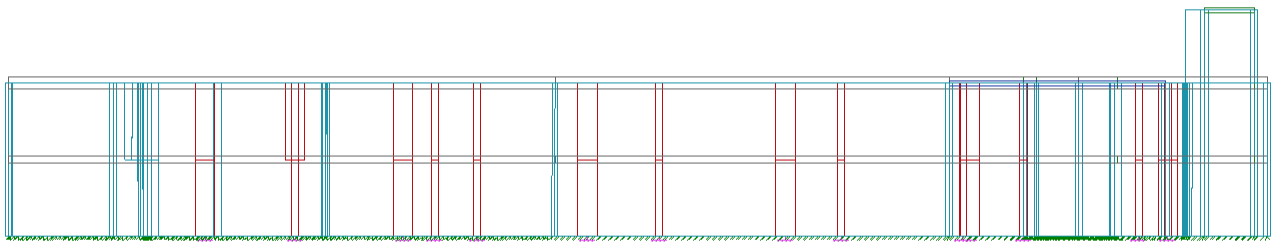


Figura 11: Viste in sezione – Fase 1

## 9.2 Analisi Paratie

### 1 Teoria

#### 1.1 Interazione terreno – struttura

L'analisi di una opera di sostegno flessibile (paratia o diaframma) costituisce un classico esempio di interazione terreno – struttura in cui il comportamento meccanico di quest'ultima viene fortemente influenzato dalla sua interazione con il terreno circostante, che nello specifico rappresenta sia il carico agente (spinta attiva a tergo dell'opera) che la reazione in grado di garantire la stabilità dell'opera (resistenza passiva a valle). In tale contesto assume chiaramente grande rilevanza la modellazione del comportamento meccanico del terreno chiamato ad interagire con l'opera di sostegno. In particolare è da notare la rilevanza della successione delle fasi realizzative per una corretta analisi del comportamento strutturale.

Il metodo "alla Winkler", pur con le limitazioni che verranno richiamate nel seguito, costituisce da questo punto di vista un buon compromesso che consente l'analisi del fenomeno di interazione in modo efficace con un limitato numero di parametri per la definizione del comportamento meccanico del terreno.

#### 1.2 Modello del terreno

Il modello si fonda sull'ipotesi che l'interazione tra terreno e struttura possa essere schematizzata con una serie di molle orizzontali discrete che rappresentano la reazione che il terreno oppone ai movimenti della struttura.

Pertanto l'interazione è descritta da una generica relazione tra lo spostamento orizzontale  $y$  e la reazione  $p$  del terreno in un determinato punto. Per descrivere tale relazione viene comunemente adottata una legge elastica-perfettamente plastica, assumendo una variazione lineare della reazione in funzione dello spostamento con limite inferiore individuato dal valore di spinta attiva, che corrisponde alla massima decompressione del terreno, e limite superiore corrispondente al valore della resistenza passiva. Pertanto schematicamente si può rappresentare l'elemento che simula il terreno nello schema FEM come una molla con blocco di attrito che rappresenta la pressione ultima del terreno (rottura attiva o passiva).

Per tenere conto dell'influenza della storia tensionale del terreno, è possibile differenziare la rigidezza della molla tra le fasi di scarico – ricarico ( $ur$ ) e le fasi di compressione vergine ( $vc$ ), pervenendo pertanto ad una relazione  $p - y$  di tipo bilatera. Il punto di passaggio tra le due differenti rigidezze è individuato dal massimo livello di carico cui è stato sottoposto l'elemento di terreno durante la sua storia tensionale ed è pertanto dipendente dal grado di sovraconsolidazione e dall'evoluzione della situazione statica dell'opera durante le varie fasi realizzative. La situazione iniziale del terreno prima dell'esecuzione dell'opera viene descritta dal coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  che permette di determinare la tensione orizzontale geostatica, che costituisce lo stato di partenza per l'evoluzione tensionale indotta dalle fasi di realizzazione dell'opera.

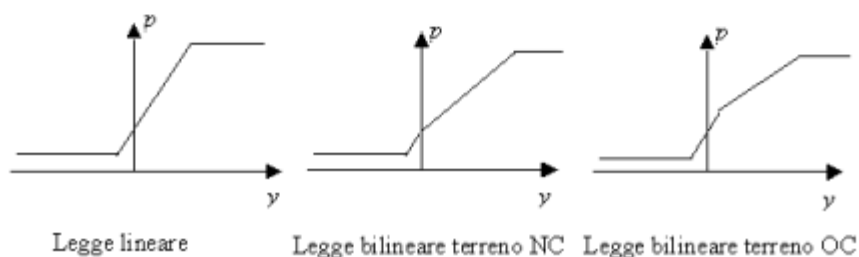


Figura 1 Legge forza-spostamento per le molle di interazione



### 1.3 Stima dei parametri

#### 1.3.1 Rigidezza delle molle

La rigidezza delle molle che simulano la reazione del terreno nei confronti dell'opera di sostegno non costituisce una proprietà fisica del terreno stesso quanto un parametro dipendente dall'interazione terreno – struttura. Per tale ragione a rigore essa non può essere determinata facendo riferimento alle sole caratteristiche meccaniche del terreno. Inoltre bisogna tenere presente l'influenza che tale parametro assume nel modello, soprattutto per quanto riguarda la valutazione degli spostamenti. In virtù delle suddette motivazioni si suggerisce di effettuare comunque analisi con valori differenti di tale parametro al fine di valutarne l'influenza sui risultati finali e operare le conseguenti scelte progettuali secondo i dettami del giudizio ingegneristico.

Generalmente la rigidezza  $k$  della molla viene determinata facendo riferimento alle caratteristiche di deformazione del terreno espresse da un modulo di rigidezza equivalente. Diversi approcci sono stati proposti sulla base di confronti con simulazioni numeriche o misure sperimentali su modelli o opere in vera grandezza: alcuni di essi sono sintetizzati nel seguito. Oltre al modulo di rigidezza del terreno, intervengono alcuni coefficienti correttivi riferiti alla struttura ed una lunghezza caratteristica che rappresenta la dimensione della zona collaborante. Si sottolinea che tali formule hanno carattere semiempirico, basandosi sull'analisi a ritroso di casi reali, e pertanto devono essere considerate come suggerimenti operativi da utilizzare con la dovuta cautela.

- *Jamiolkowski e Pasqualini* (1980) suggeriscono di fare riferimento al modulo di elasticità secante del terreno corrispondente alla mobilitazione del 50% della pressione limite  $E_{s,50}$ :

$$k = \frac{E_{s,50}}{\rho \cdot t} \cdot C_p \quad (1)$$

dove  $t$  rappresenta la profondità di infissione;  $\rho$  è un coefficiente adimensionale pari ad uno per diaframma libero al piede oppure al rapporto tra la posizione del punto a spostamento nullo al di sotto del fondo scavo e la profondità di infissione per diaframma con incastro parziale al piede;  $C_p$  è un coefficiente adimensionale di profondità pari a  $\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{z}{t}$  dove  $z$  rappresenta la profondità dal piano di fondo scavo.

Per la valutazione di  $E_{s,50}$  gli stessi Autori consigliano di fare riferimento alle seguenti correlazioni basate sulla prova penetrometrica statica (CPT):

- terreni a grana fine (limi ed argille)
    - $E_{s,50 \text{ non drenato}} \approx (8 + 20) q_c$
    - $E_{s,50 \text{ drenato}} \approx (4 + 6) q_c$
  - terreni sabbiosi
    - NC  $E_{s,50} \approx (2 + 6) q_c$
    - OC  $E_{s,50} \approx (6 + 12) q_c$
- *Schmitt* (1995) propone di fare riferimento al modulo edometrico del terreno  $E_{ed}$  ed alla rigidezza relativa dell'opera di sostegno (espressa attraverso la lunghezza caratteristica  $\lambda$  delle travi alla Winkler), ottenendo:

$$k = 2.1 \cdot \frac{E_{ed}^{4/3}}{EJ^{1/3}} \quad (2)$$

dove  $EI$  rappresenta la rigidezza della paratia.

- *Menard e Bourdon* (1965) fanno riferimento al modulo pressiométrico del terreno  $E_M$ , ottenuto sperimentalmente con la prova pressiométrica, largamente diffusa in Francia:

$$k = \frac{E_M}{\alpha \cdot L/2 + 0.13 \cdot (9 \cdot L)^\alpha} \quad (3)$$

dove  $\alpha$  è un coefficiente che tiene conto del comportamento viscoso del terreno e  $L$  è una lunghezza caratteristica che gli Autori pongono pari ai  $2/3$  della profondità di infissione della paratia.

- *Monaco e Marchetti* (2002) propongono l'uso del modulo ottenuto con il dilatometro piatto, maggiormente diffuso in Italia, in sostituzione del modulo pressiométrico.

### 1.3.2 Parametri di stato limite ultimo

Come esposto nella descrizione del modello, le molle che rappresentano la reazione del terreno agli spostamenti orizzontali della struttura sono collegate a dei blocchi ad attrito che rappresentano i valori limite dati dalla rottura attiva o passiva del terreno. I corrispondenti valori di spinta attiva o resistenza passiva possono essere determinati con i metodi classici della geotecnica a partire dai parametri di rottura del terreno (*Lancellotta*, 1993). Facendo riferimento alla legge di rottura di *Mohr – Coulomb* tali parametri sono l'angolo di resistenza al taglio e la coesione apparente. Inoltre per tenere conto dell'accoppiamento all'interfaccia muro terreno si fa riferimento all'angolo di attrito muro – terreno e all'aderenza muro – terreno. Nella prassi geotecnica l'angolo di attrito muro – terreno viene assunto pari ad una frazione dell'angolo di resistenza al taglio in funzione dei materiali adottati per la realizzazione dell'opera (ad esempio  $1/2$  o  $2/3$  nel caso di diaframmi in c.a.), mentre l'aderenza viene tipicamente trascurata a parte casi particolari.

Nel caso di verifiche a breve termine in materiali a bassa permeabilità (argille) può essere opportuno fare riferimento a verifiche in condizioni non drenate per le quali si considera un criterio di resistenza in termini di tensioni totali e la resistenza viene definita tramite la coesione non drenata  $c_u$  (o  $s_u$ ).

### 1.3.3 Storia tensionale e spinta a riposo

La storia tensionale del deposito di terreno interviene nella definizione del modello per altri due aspetti: la posizione del punto di variazione di pendenza nella legge bilineare e la definizione della spinta a riposo che costituisce il punto di partenza per valutare l'evoluzione della reazione del terreno nel corso della realizzazione dell'opera. La storia tensionale viene tipicamente descritta in termini di grado di sovraconsolidazione (*OCR*, dall'inglese *OverConsolidation Ratio*), dato dal rapporto tra la massima tensione verticale efficace subita dall'elemento di terreno nel corso della sua storia e la tensione efficace geostatica:

$$OCR = \frac{\sigma'_{v, \max}}{\sigma'_{v0}} \quad (4)$$

La determinazione del grado di sovraconsolidazione sulla scorta di prove di laboratorio (edometriche) è possibile solo per materiali campionabili in modo indisturbato, mentre diviene problematica per terreni a grana grossa, difficilmente campionabili.

Il grado di consolidazione influenza il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  che rappresenta il rapporto tra le tensioni efficaci geostatiche orizzontali e verticali e permette la valutazione della spinta del terreno sull'opera prima dell'inizio delle fasi di scavo.

Il coefficiente  $K_0$  può essere determinato mediante prove in sito o prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno.

Correlazione empiriche largamente utilizzate per la stima di  $K_0$  sulla base dell'angolo di resistenza al taglio o dell'indice di plasticità per terreni coesivi sono (Jamiolkowski e Pasqualini, 1979):

$$\begin{aligned} K_0^{NC} &= 1 - \sin \phi' \\ K_0^{NC} &= 0.44 + 0.42 \cdot \frac{IP}{100} \end{aligned} \quad (5)$$

Il coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati è correlabile con il valore per terreni normalconsolidati mediante la relazione empirica (Lancellotta, 1993):

$$K_0^{OC} = K_0^{NC} OCR^{0.5} \quad (6)$$

Tali relazioni sono da considerare valide solo per sovraconsolidazione meccanica e per un solo ciclo di carico – scarico, infatti non tengono conto dell'intera storia geologica del deposito e di eventuali fenomeni di ageing.

#### 1.4 Pressioni interstiziali

Una componente di spinta aggiuntiva rispetto a quella fino a qui discussa è data dalla presenza delle pressioni interstiziali disposte sul contorno dell'opera. Queste vengono definite in maniera autonoma mediante la ricostruzione del reticolo di flusso a lato del diaframma. Si impone, facendo ricorso ad alcune semplificazioni, la continuità del flusso idraulico (bilancio di massa della fase liquida in condizioni stazionarie). Indicando con  $h_w$  l'altezza piezometrica ed assumendo che ogni strato sia caratterizzato da una permeabilità  $K_w$  costante ed isotropa, la continuità del flusso idraulico viene espressa come:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left( K_w \left( \frac{\partial b_x}{\partial z} + \frac{\partial b_y}{\partial y} \right) \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_w \left( \frac{\partial b_x}{\partial z} + \frac{\partial b_y}{\partial y} \right) \right) = 0 \quad (7)$$

I terreni vengono considerati completamente saturi al di sotto della quota piezometrica e completamente asciutti al di sopra. Vengono pertanto escluse situazioni di pressioni interstiziali negative tanto in condizioni sature (tensioni efficaci superiori a quelle totali) quanto in condizioni non sature (terreni il cui comportamento non è più modellabile in maniera soddisfacente facendo ricorso alle soli tensioni efficaci).

Osservando che il contorno dell'opera costituisce una linea di flusso per l'acqua di falda, ed assumendo che il suo spessore sia trascurabile rispetto al percorso di filtrazione, si perviene alla formulazione monodimensionale della (7), ossia:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left( K_w \frac{\partial b_x}{\partial z} \right) = 0 \quad (8)$$

che integra ad.

$$K_w \frac{\partial h_w}{\partial z} = \text{cost} \quad (9)$$

Il problema di flusso viene quindi risolto a partire dalle quote piezometriche imposte a monte ed a valle dell'opera. Se queste coincidono, la distribuzione delle pressioni interstiziali sarà di tipo idrostatico. Altrimenti, si avrà una distribuzione congruente con il regime dissipatorio instaurato in seguito alla differenza di carico esistente tra monte e valle.

Nel caso di presenza di un unico strato si otterrà:

$$\frac{\partial b_p}{\partial z} = -\frac{\Delta b_p}{L} \quad (10)$$

essendo  $L$  la lunghezza totale del percorso di filtrazione lungo il contorno dell'opera e  $\Delta h_w$  la differenza di quota piezometrica tra monte e valle dell'opera.

Nel caso siano invece presenti più strati con permeabilità differenti si avrà che:

$$-K_i \frac{\Delta h_w^i}{L_i} = \text{cost} \quad (11)$$

essendo  $K_i$  la permeabilità del generico strato  $i$  ed  $L_i$  lo spessore del medesimo.

Poiché  $\sum \Delta h_w^i = \Delta h_w$  ne consegue che

$$\Delta h_w^i = \frac{\Delta h_w \frac{L_i}{K_i}}{\sum_j \frac{L_j}{K_j}} \quad (12)$$

con distribuzione lineare della caduta di piezometrica all'interno di ciascuno strato.

Una volta ricavato il valore locale della piezometrica, le pressioni interstiziali  $p_w$  vengono imposte a partire dalla relazione  $p_w = \gamma_w (h_w - z)$ .

### 1.5 Sovraccarichi

La presenza di opere preesistenti o di materiali disposti a piano campagna implica precisi effetti sulla distribuzione tensionale nel terreno a tergo dell'opera. Il problema viene trattato in due maniere differenti, in funzione dell'estensione di detto carico.

Per un sovraccarico uniformemente distribuito agente a piano campagna ed esteso su area infinita, le tensioni verticali geostatiche vengono incrementate di una quota pari a quella del carico distribuito. In altre parole, se  $q$  è il carico distribuito, le tensioni efficaci verticali operative  $\sigma'_v$  saranno pari a

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} + q \quad (13)$$

essendo  $\sigma'_{v0}$  le tensioni geostatiche calcolate a partire dal piano campagna. Ne consegue che, valendo per la situazione iniziale il legame

$$\sigma'_z = K_0 \sigma'_v \quad (14)$$

anche la spinta orizzontale iniziale sarà più alta che non in assenza di sovraccarico.

Nel caso di una forza concentrata o di un carico distribuito avente ridotte dimensioni (dovuto ad esempio alla presenza della fondazione superficiale di un'altra opera) si dovrà ugualmente tenere conto di un incremento delle tensioni orizzontali inizialmente agenti sull'opera. Tuttavia, a differenza dal caso precedente, l'incremento non varierà linearmente con la profondità, ma sarà funzione della distanza (in direzione verticale ed orizzontale) dal carico.

E' pertanto necessario in questo caso fare riferimento a schemi più raffinati. In particolare ci si suole riferire alla formulazione data da *Boussinesq* (1885). Tale formulazione considera il terreno come un semispazio elastico omogeneo isotropo, con carichi (distribuiti o localizzati) applicati alla frontiera. Per un carico uniforme nastroforme si ha un incremento di tensione orizzontale dato da:

$$\sigma'_z = \frac{2}{\pi} (\alpha - \sin \alpha \cos 2\beta) \quad (15)$$

dove gli angoli  $\alpha$  e  $\beta$  sono quelli indicati in figura (2):

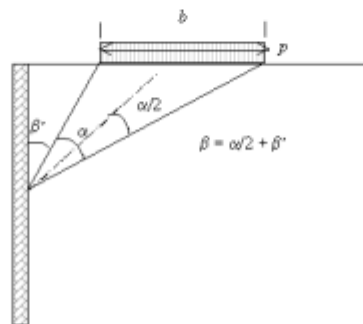


Figura 2 Effetto dei sovraccarichi



## 1.9 Verifica dell'ancoraggio dei tiranti

### 1.9.1 Calcolo della lunghezza sigillata

La verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio viene eseguita secondo il metodo proposto e discusso da Bustamante e Doix (1985), per il quale si adotta la formula:

$$T_L = \pi D_S L_S q_S$$

$T_L$  : trazione limite del tirante o del micropalo isolato

$D_S$  : diametro medio del bulbo della sigillatura

$L_S$  : lunghezza della sigillatura

$q_S$  : attrito laterale unitario limite lungo la superficie laterale del bulbo

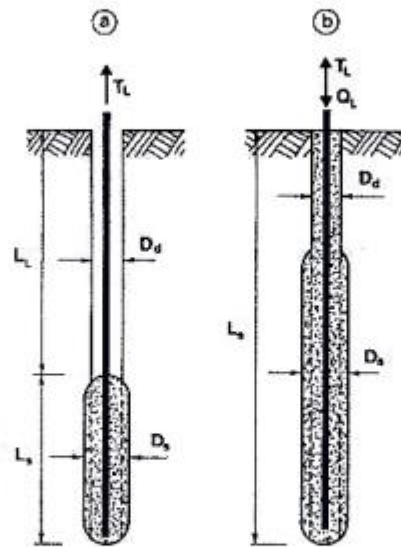


Fig 35 Rappresentazione schematica di un tirante(a) e di un micropalo (b)

#### 1.9.1.1 Diametro del bulbo della sigillatura

Il valore del diametro del bulbo di ancoraggio  $D_S$  viene valutato in funzione del diametro di perforazione  $D_d$  e della natura del terreno, con la relazione:

$$D_S = \alpha D_d$$

in cui il coefficiente di maggiorazione dipende dal metodo di iniezione (IRS o IGU) oltre che dalla natura del terreno, e viene quantificato per mezzo della seguente tabella:

Suoli	Coefficiente $\alpha$		Quantità minima di malta consigliata $V_e$
	IRS*	IGU**	
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	$1,5 \cdot V_s^*$
Ghiaia sabbiosa	1,6 ÷ 1,8	1,2 ÷ 1,4	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5 ÷ 1,6	1,2 ÷ 1,3	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia grossolana	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia media	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia fina	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia limosa	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	$\begin{cases} 1,5 \div 2 \cdot V_s & \text{per IRS} \\ 1,5 \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Limo	1,4 ÷ 1,6	1,1 ÷ 1,2	$\begin{cases} 2 \cdot V_s & \text{per IRS} \\ 1,5 \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Argilla	1,8 ÷ 2	1,2	$\begin{cases} 2,5 \div 3 \cdot V_s & \text{per IRS} \\ 1,5 \div 2 \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Marna	1,8	1,1 ÷ 1,2	$(1,5 \div 2) \cdot V_s$ per strato compatto
Calcari marnosi	1,8	1,1 ÷ 1,2	$(2 \div 6) \cdot V_s$ o più, se strato fratturato
Gesso alterato e fratturato	1,8	1,1 ÷ 1,2	
Roccia alterata e fratturata	1,2	1,1	$(1,1 \div 1,5) \cdot V_s$ se lo strato è finemente fessurato 2 o più: se lo strato è fratturato

$V_s$  : volume del bulbo della sigillatura;  
 IRS : iniezione ripetitiva e selettiva;  
 IGU : iniezione globale con processo di messa in pressione unico.  
 \* : con  $p_1 > p_2$   
 \*\* : con  $0,5 \cdot p_1 < p_2 < p_1$

Il volume  $V_i$  rappresenta la quantità minima di malta da immettere nel terreno in corrispondenza della lunghezza  $L_s$ .

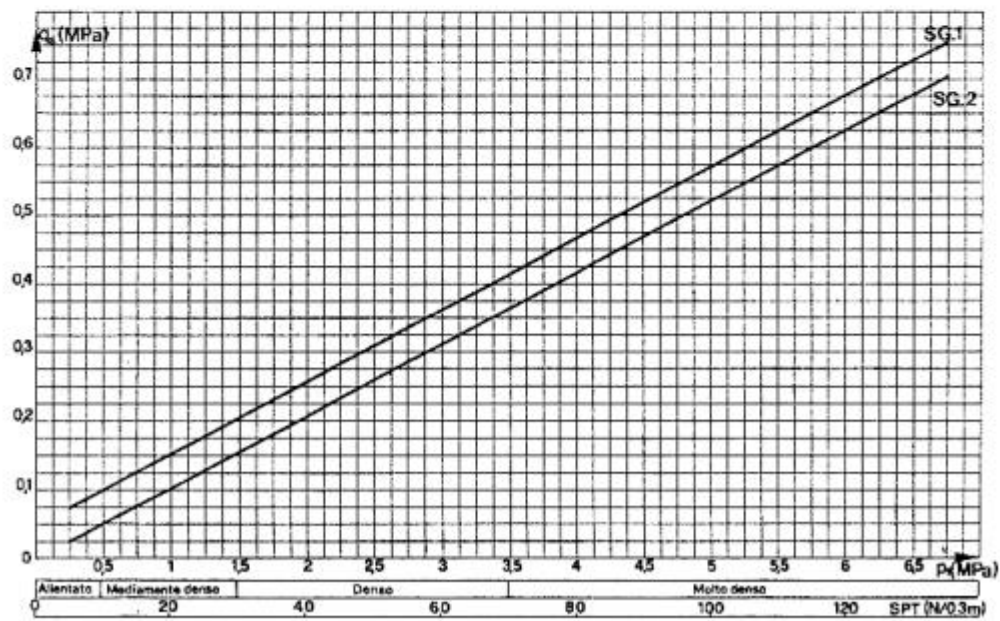
### 1.9.1.2 Attrito laterale unitario minimo

Il valore di  $q_s$  non viene fatto dipendere dal diametro del bulbo o dal diametro di perforazione, ma solo dal metodo di iniezione (IRS o IGU) e dalla natura del terreno. La seguente tabella riassume gli orientamenti per la scelta degli abaci relativi al calcolo di  $q_s$ :

Suoli	Metodo per l'iniezione	
	IRS*	IGU**
Ghiaia Ghiaia sabbiosa Sabbia ghiaiosa Sabbia grossolana Sabbia media Sabbia fina Sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo Argilla	AL 2	AL 2
Marna Calcari marnosi Gesso alterato e fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e fratturata	≥ R. 1	≥ R. 2

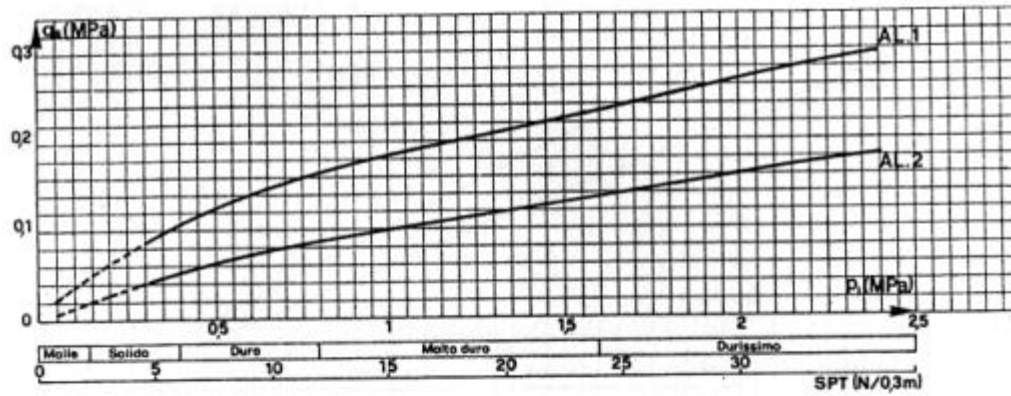
\* : con  $p_i \leq p_t$   
\*\* : con  $0,5 \cdot p_t < p_i < p_t$

Abaco SG1 - SG2:

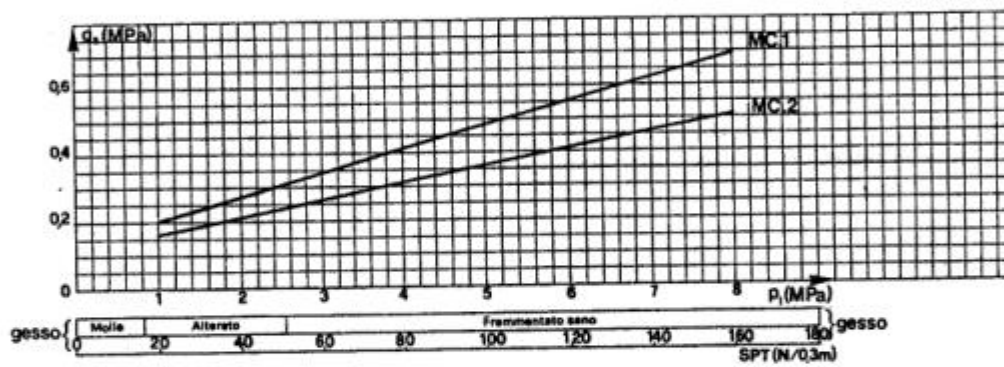


Abaco AL1 - AL2:

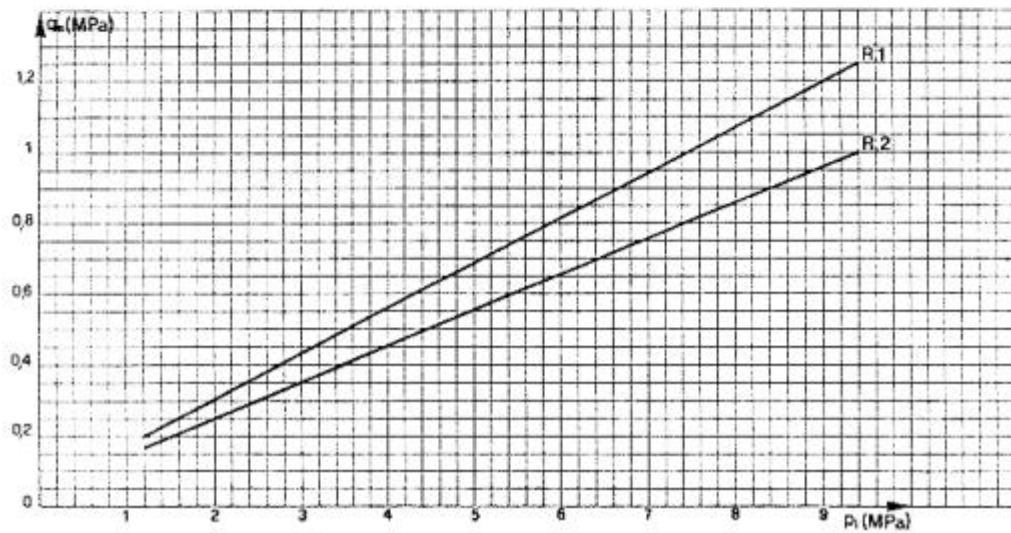




Abaco MC1 - MC2:



Abaco R1 - R2:



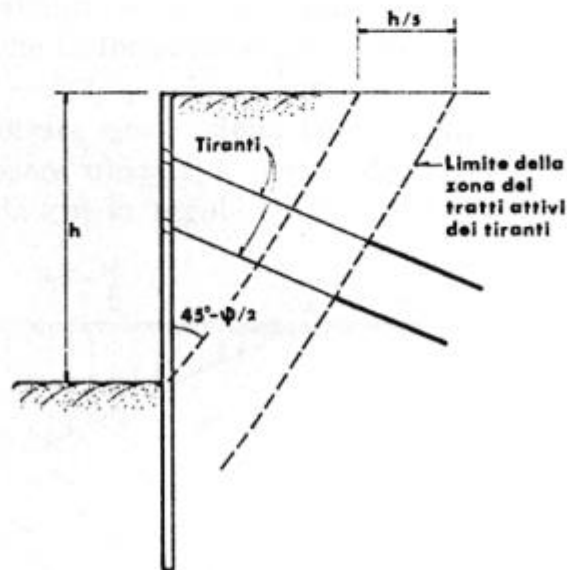
### 1.9.1.3 Coefficiente di sicurezza

Il metodo proposto prevede l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza, riassunti dalla seguente tabella:

Tipo di fondazione	Durata di utilizzo	Valore del coefficiente di sicurezza $F_s$ secondo lo stile di sollecitazione.	
		stradicamento	compressione
Tirante	Provvisorio	1,8	—
	Permanente	2,0	—
Micropalo	Provvisorio	2,0	1,8
	Permanente	2,2	2,0

### 1.9.2 Calcolo della lunghezza libera

La lunghezza libera di un tirante o di un micropalo deve essere sufficiente per garantire che il volume di suolo raccolto nell'intorno dell'elemento e ad esso strettamente associato nel tratto della sigillatura non corra alcun rischio di rottura d'insieme. La seguente figura rappresenta la zona di terreno a tergo dell'opera oltre la quale debbono essere portate le fondazioni dei tiranti o dei micropali:

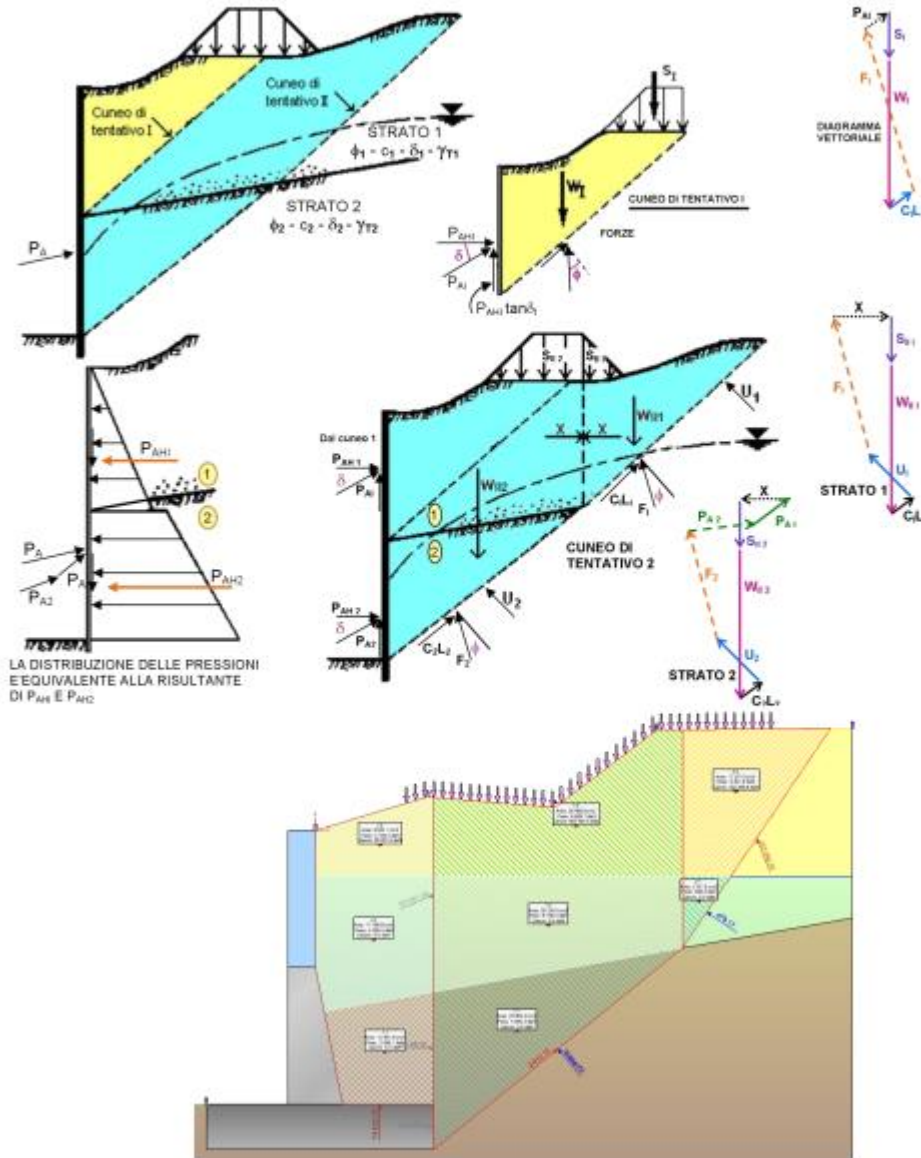


### 9.3 Analisi Muri controterra

Il metodo che viene utilizzato in IS Muri per il calcolo della spinta attiva sul paramento di monte è il *Metodo di Culmann, o Metodo del Cuneo di Tentativo*;

in pratica è una generalizzazione della teoria di Coulomb per poter risolvere i casi più particolari che con le teorie classiche che spesso schematizzano e semplificano troppo.

IS Muri grazie a questa teoria è perfettamente in grado di calcolare la spinta attiva in presenza di pendio di forma qualunque anche multistrato (avente anche inclinati), con carichi, in presenza di falda...ecc.



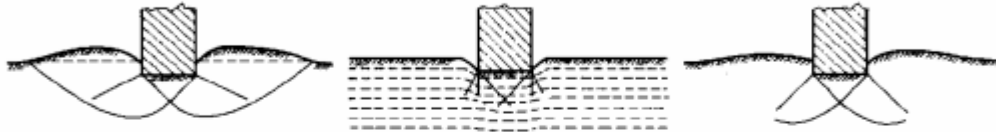
## 2.5 Metodo di calcolo per le Verifiche della Fondazione

### 2.5.1 Capacità portante delle fondazioni dirette

Il carico unitario ammissibile  $q_{amm}$  di una fondazione deve essere tale da assicurare un adeguato margine di sicurezza rispetto al carico limite  $q_{lim}$ .

Secondo la compressibilità del terreno su cui poggia la fondazione, la "rottura" può verificarsi secondo uno dei seguenti meccanismi:

- **Rottura generale:** si formano superfici di scorrimento, con origine ai bordi della fondazione, che si propagano fino alla superficie. Il terreno sotto la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, e si solleva ai lati della fondazione. Il collasso è di tipo fragile.
- **Rottura per punzonamento:** la fondazione affonda nel terreno, senza che si formino superfici di scivolamento. Questo tipo di "rottura" è caratteristico di terreni altamente compressibili. Non è identificabile un ben preciso punto di collasso.
- **Rottura locale:** questo caso è intermedio fra i due precedenti: si formano superfici di scorrimento, che però non si propagano fino in superficie, e la compressibilità del terreno ha un ruolo notevole.



Gli approcci di tipo "classico", analizzati nel seguito, sono teoricamente applicabili solo ad una rottura di tipo generale. In genere, è lecito affermare che la rottura di tipo generale, per una fondazione diretta, prevale nei seguenti casi:

- Nei terreni sabbiosi di elevata densità relativa (in condizioni drenate).
- Nei terreni fini (in condizioni non drenate, per l'ipotesi di incompressibilità del mezzo)

In altri casi (ad esempio per terreni sabbiosi molto sciolti e fondazioni profonde) può prevalere la rottura per punzonamento.

### 2.5.2 Condizioni drenate

Quando si può supporre che l'applicazione dei carichi sia così lenta da permettere la dissipazione delle pressioni interstiziali si può eseguire l'analisi di capacità portante in termini di tensioni efficaci, ossia in condizioni drenate. Un semplice modello di calcolo di riferimento si ottiene ipotizzando che una fondazione superficiale trasmetta un carico unitario, e che il terreno sotto di essa si trovi in condizioni di collasso per cui si formi una zona di equilibrio limite per spinta attiva ed una zona di equilibrio limite per spinta passiva. Tramite la teoria di Rankine si può ricavare il regime di spinta ed il valore del carico limite, ottenuto imponendo l'equilibrio tra spinta attiva e spinta passiva:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q$$

In cui compaiono  $\gamma'$  (peso per unità di volume del terreno),  $B$  (larghezza della base),  $c'$  (coesione efficace),  $q'$  (sovraccarico laterale), e  $N_\gamma$ ,  $N_c$  e  $N_q$ , detti coefficienti di capacità portante. Questa formula evidenzia come la capacità portante dipenda da tre contributi:

- Le forze d'attrito lungo la superficie di scorrimento, dovute al peso del terreno sotto la fondazione e compreso all'interno delle stesse.
- La coesione distribuita lungo le superfici di scorrimento.
- Il sovraccarico applicato in superficie ai lati della fondazione (ad esempio dovuto all'approfondimento del piano di posa rispetto al piano campagna).



### 2.5.3 Condizioni non drenate

In un terreno argilloso, l'applicazione di un carico avvia il "lento" processo di consolidazione, per cui il terreno diminuisce il proprio contenuto d'acqua, diminuiscono le pressioni neutre ed aumentano le tensioni efficaci, cioè il carico viene progressivamente trasferito allo "scheletro solido". Col trascorrere del tempo aumenta la resistenza al taglio, perciò le condizioni peggiori sono quelle iniziali. La consolidazione è un processo lento, mentre l'applicazione del carico avviene in un tempo breve, perciò la verifica viene svolta con l'ipotesi che non ci sia diminuzione di contenuto d'acqua e che le pressioni interstiziali non siano ancora dissipate, e viene svolta in termini di tensioni totali con riferimento alla resistenza al taglio non drenata  $s_u$ . In pratica si utilizza la stessa formula descritta per le condizioni drenate, in cui si impone  $\phi' = 0$  e  $c' = s_u$ .

### 2.5.4 Rottura generale - la formula di Brinch-Hansen

Sono state sviluppate molte distinte analisi per la definizione numerica dei coefficienti di capacità portante. È pratica comune utilizzare l'equazione di Brinch-Hansen (1970) che esprime il valore della capacità portante sommando i contributi di attrito, coesione e carico ed aggiungendo dei coefficienti correttivi.

#### 2.5.4.1 Condizioni drenate

L'espressione da adottare è la seguente:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

#### 2.5.4.2 Condizioni non drenate

Per il caso non drenato, la formula generale si riduce alla seguente espressione ( $\phi' = 0$ ):

$$q_{lim} = s_u \cdot N_c \cdot s_c^o \cdot d_c^o \cdot i_c^o \cdot b_c^o \cdot g_c^o + q + t_\gamma^o$$

### 2.5.5 Rottura per punzonamento

Questo tipo di rottura richiede una significativa variazione di volume del terreno, perciò non può verificarsi in condizioni non drenate, in cui per ipotesi il terreno è incompressibile. La verifica si applica perciò soprattutto a depositi di terreni sabbiosi sciolti. Lo studio di questo fenomeno è stato approfondito da Vesic (1973), approssimando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura all'espansione di una cavità cilindrica.

### 2.5.6 Rottura locale

Questo tipo di rottura costituisce un caso intermedio fra i due precedenti, e come per il punzonamento non si verifica in condizioni non drenate, per l'ipotesi di terreno incompressibile. La capacità portante  $q_{lim}$  può essere calcolata con la stessa espressione utilizzata per la rottura generale, introducendovi però un angolo di resistenza al taglio corretto.

### 2.5.7 Collasso per slittamento

Il collasso per slittamento è scongiurato se il contributo dell'attrito e della coesione sull'area efficace della fondazione più il contributo della resistenza passiva laterale è maggiore delle forze orizzontali sollecitanti,  $V < F + E$ .

## 2.6 Metodo di calcolo dalle stabilità globale

### 2.6.1 Teoria

All'interno di un pendio molto esteso e sottoposto a deformazione piana si isola un volume mediante una superficie cilindrica. Il terreno è in equilibrio limite quando viene soddisfatta la condizione di rottura, che nell'ipotesi del criterio di Mohr - Coulomb è funzione della coesione, dell'angolo di resistenza al taglio e della pressione interstiziale:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \phi$$

In cui:

$\tau$  = tensione tangenziale mobilitata

$c'$  = coesione efficace intercetta

$u$  = pressione idrostatica

$\phi$  = angolo di resistenza al taglio

Se lungo la superficie la tensione tangenziale applicata, detta resistenza mobilitata, è minore della resistenza a rottura disponibile, si può determinare una condizione di equilibrio limite tramite un coefficiente di sicurezza, che rappresenta il fattore per cui dividere i parametri di resistenza del terreno ed avere la rottura del pendio lungo la superficie considerata.

$$\tau = \frac{c'}{F} + \frac{1}{F} (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \phi$$

Questo valore è utilizzato per determinare la sicurezza del pendio nei confronti della rottura per taglio e viene assunto costante lungo tutta la superficie, in modo che in ogni punto di essa venga mobilitata la stessa aliquota di resistenza al taglio. Si ricava che il fattore di sicurezza è dato dal rapporto tra la resistenza disponibile e quella mobilitata. Per determinare tale valore si utilizzano le equazioni dell'equilibrio dei corpi rigidi ossia le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale ed alla rotazione rispetto ad un punto del piano delle forze.

Nel pendio viene definito un numero elevato di superfici di scorrimento, ad ognuna di queste è possibile associare un fattore di sicurezza. Il fattore di sicurezza minore definisce la cosiddetta superficie critica e viene assunto come rappresentativo delle condizioni di stabilità del pendio.

Nell'ambito della teoria dell'equilibrio limite sono stati sviluppati numerosi metodi per il calcolo del fattore di sicurezza. Fra questi vi sono i cosiddetti metodi delle strisce, che prevedono di suddividere il volume di terreno considerato in blocchi di spessore finito, ma piccolo, di cui è possibile scrivere le equazioni di equilibrio. Si riescono a considerare, grazie all'efficacia ed alla flessibilità di questi metodi, pendii di forma complessa e costituiti da terreni aventi caratteristiche fisiche e meccaniche diverse.

Per mantenere le strisce in condizione di equilibrio bisogna applicare sui lati e sulla base le risultanti degli sforzi efficaci e delle pressioni interstiziali, che si trasmettono mutuamente tra i blocchi. Per il volume suddiviso in  $n$  strisce si ha che il problema è  $n-2$  volte iperstatico e le incognite sono le forze di interazione tra le strisce ( $X_i$  ed  $E_i$ ), i bracci di queste, valutate rispetto al limite inferiore del lato considerato, e le forze normali alla base ( $N_i$ ). Complessivamente si hanno  $4n-2$  incognite. Avendo a disposizione  $3n$  equazioni di equilibrio, ossia 3 per ciascuna striscia, il problema risulta affetto da un alto grado di indeterminazione.

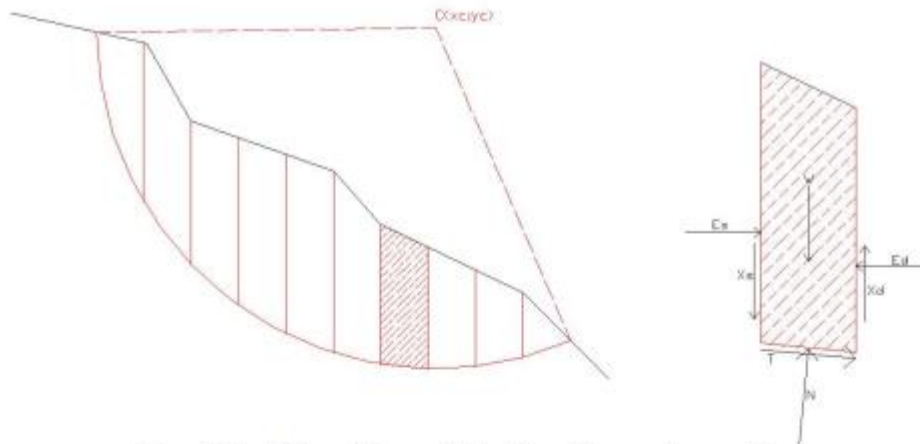


Figura 1. 1 Suddivisione della superficie in strisce e forze agenti su una di esse

I metodi di calcolo vengono suddivisi in due grandi gruppi: i metodi "semplificati" ed i metodi "rigorosi". Nei primi si adottano semplificazioni che trascurano alcune forze che agiscono sulle strisce o fissano la loro direzione ed il loro punto di applicazione. La soluzione che si ricava non consente di soddisfare tutte le condizioni di equilibrio delle strisce. Per quanto riguarda il secondo tipo di metodi si ricercano le n-2 equazioni mancanti, rispettando così l'equilibrio globale delle strisce.

## 2.6.2 Metodi implementati

I metodi di calcolo implementati da **IS Muri** sono:  
 Fellenius (1927)  
 Bishop (1955)

### 2.6.2.1 Metodo di Fellenius

Il metodo calcola l'equilibrio alla traslazione in direzione normale alla base della striscia. L'ipotesi semplificativa prevede di assumere che la risultante delle forze, agente sui lati di ogni striscia, non abbia componenti in direzione normale alla base di questa, oppure si trascurano le forze interstriscia ( $X_i = E_i = 0$ ).

La formula per valutare il fattore di sicurezza risulta quindi:

$$F = \frac{\sum [c' l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{hi}) \cdot \operatorname{tg} \phi]}{\sum W_i \cdot \operatorname{sen} \alpha_i}$$

In cui:

$c'$  = coesione efficace

$l_i$  = lunghezza della base della striscia i-esima

$W_i$  = peso della striscia i-esima

$\alpha_i$  = inclinazione della base della striscia

$U_{hi}$  = pressione interstiziale agente alla base della striscia i-esima

$\phi$  = angolo di resistenza al taglio

La formula per valutare il fattore di sicurezza in presenza di sisma risulta:

$$F = \frac{\sum [c' \cdot l_i + [W_i(1 + K_v) \cdot \cos \alpha_i - K_H \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i - U_{bi}(1 + K_v)] \cdot \operatorname{tg} \phi]}{\sum W_i \cdot \left[ (1 + K_v) \cdot \sin \alpha_i + K_H \left( \frac{d_G}{R} \right) \right]}$$

In cui:

$R$  = raggio della superficie circolare

$d_G$  = distanza tra il baricentro della striscia  $i$ -esima ed il centro della superficie circolare

Il calcolo in presenza di sisma vale solo per le superfici di forma circolare, per quelle generiche è applicabile solo il caso statico.

### 2.6.2.2 Metodo di Bishop

Si suppone che le forze interstriscia abbiano direzione orizzontale e che le forze di taglio siano nulle, questo è alla base del metodo di Bishop semplificato, che non presenta svantaggi rispetto al metodo rigoroso. Dall'equazione d'equilibrio alla traslazione in direzione normale alla base della striscia si ricava l'espressione del fattore di sicurezza:

$$F = \frac{\sum [c' \cdot b_i + (W_i - u_{bi} \cdot b) \cdot \operatorname{tg} \phi] \left[ \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \frac{\tan \phi}{F}} \right]}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

In cui:

$b_i$  = larghezza della base della striscia  $i$ -esima

$c'$  = coesione efficace

$W_i$  = peso della striscia  $i$ -esima

$\alpha_i$  = inclinazione della base della striscia

$U_{bi}$  = pressione interstiziale agente alla base della striscia  $i$ -esima

$\phi$  = angolo di resistenza al taglio

Il calcolo segue una procedura iterativa, partendo, come primo tentativo, dal valore del fattore di sicurezza calcolato con il metodo di Fellenius.

Questo metodo non tiene conto dell'equilibrio alla traslazione orizzontale della striscia, che, quindi, non è verificato. Nonostante ciò il metodo dà risultati molto simili a quelli ottenuti con i cosiddetti metodi "rigorosi".

La formula per valutare il fattore di sicurezza in presenza di sisma risulta:

$$F = \frac{\sum [c' \cdot b_i + W_i(1 + K_v) \cdot \operatorname{tg} \phi - u_{bi} \cdot b \cdot \operatorname{tg} \phi] \left[ \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \frac{\tan \phi}{F}} \right]}{\sum W_i \cdot \left[ (1 + K_v) \cdot \sin \alpha_i + K_H \left( \frac{d_G}{R} \right) \right]}$$

In cui:

$R$  = raggio della superficie circolare

$d_G$  = distanza tra il baricentro della striscia  $i$ -esima ed il centro della superficie circolare

Il calcolo in presenza di sisma vale solo per le superfici di forma circolare, per quelle generiche è applicabile solo il caso statico.



## 9.4 Analisi analitica al fuoco

### Teoria

L'analisi termica della sezione richiede l'integrazione su tutto il dominio e nel tempo dell'equazione di Fourier nella forma:

$$\text{div}(\lambda_c \cdot \text{grad}\theta) + w = c_c \cdot \rho_c \cdot \frac{\delta\theta}{\delta t}$$

con la condizione al contorno:

$$\text{div}(\lambda_c \cdot \text{grad}\theta) = h_{net,d}$$

I flussi  $h_{net,d}$  che attraversano il contorno della sezione sono definiti dall'EC1 Parte 1-2:

$$h_{net,d} = \gamma_{n,c} \cdot h_{net,c} + \gamma_{n,r} \cdot h_{net,r} \quad [\text{W}/\text{m}^2];$$

$$h_{net,d} = \phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot \left[ (\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right] \quad [\text{W}/\text{m}^2];$$

$$h_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad [\text{W}/\text{m}^2];$$

essendo:

$\alpha_c$  coefficiente di scambio di calore per convezione [ $\text{W}/\text{m}^2\text{°C}$ ];

$\varepsilon_m$  fattore di emissività della superficie dell'elemento [-];

$\varepsilon_f$  fattore di emissività dell'incendio [ ];

$\sigma$  Stephan Boltzmann constant ( $= 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W}/\text{m}^2\text{K}^4$ )

$\theta_g$  temperatura dei gas del compartimento [ $^{\circ}\text{C}$ ];

$\theta_m$  temperatura della superficie dell'elemento [ $^{\circ}\text{C}$ ];

$\phi$  fattore di configurazione [-];

$\gamma_{n,c}$  fattore che considera i diversi tipi nazionali di prove [-];

$\gamma_{n,r}$  fattore che considera i diversi tipi nazionali di prove [-];

L'integrazione dell'equazione di Fourier avviene con il metodo degli elementi finiti discretizzando la sezione con elementi a tre e quattro nodi.

Le condizioni al contorno vengono imposte tramite i *tipi di esposizione*, che definiscono i parametri di scambio termico, e le *zone di esposizione*, che localizzano i flussi sul contorno della sezione (v. cap. 3.2).