

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO : CATTOLICA - FANO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA BARRIERE ANTIRUMORE RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Tiziano Collotta Ord. Ingg. Lecco N.122 RESPONSABILE UFFICIO GEI	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Giuliana Garigali Ord. Ingg. Milano N. 18419 RESPONSABILE AREA DI PROGETTO BOLOGNA	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE FUNZIONE STP
--	--	--

RIFERIMENTO ELABORATO				DATA: OTTOBRE 2010		REVISIONE	
DIRETTORIO		FILE		n.	data		
codice commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo	1	NOVEMBRE 2011		
1 1 1 4 3 1 0 1		GEI APE	00601	2	APRILE 2012		
				SCALA:	-		

	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	-
	ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	-
CONSULENZA A CURA DI :	IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Tiziano Collotta O.I. Lecco N.122

VISTO DEL COORDINATORE GENERALE SPEA DIREZIONE OPERATIVA PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE LAVORI ASPI Ing. Alberto Selleri	VISTO DEL COMMITTENTE  Geom. Mauro Moretti	VISTO DEL CONCEDENTE 
---	--	--

INDICE

1 GENERALITÀ	3
1.1 PREMESSE	3
1.2 NORMATIVE E DOCUMENTAZIONI DI RIFERIMENTO	4
1.2.1 Normativa	4
1.2.2 Riferimenti bibliografici	4
1.3 SOFTWARE DI CALCOLO	5
2 MATERIALI	6
2.1 CALCESTRUZZO	6
2.2 ACCIAIO PER BARRE DA C.A.	6
2.3 MICROPALI	6
2.4 PARAMETRI GEOTECNICI	8
3 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI	9
3.1 AZIONI SULLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE E COMBINAZIONI DI CARICO	9
3.2 AZIONI SULLA STRUTTURA DI FONDAZIONE	10
3.2.1 Spinta delle terre in condizioni statiche	11
3.2.2 Azioni dovute al sisma	11
3.2.3 Azioni dovute al vento	12
3.2.3.1 Generalità	12
3.2.3.2 Velocità di riferimento	12
3.2.3.3 Pressione del vento	15
3.2.3.3.1 Pressione cinetica di riferimento	15
3.2.3.3.2 Coefficiente di esposizione	16
3.2.3.3.3 Coefficiente di forma	19
3.2.3.3.4 Coefficiente di Topografia	20
3.2.3.4 Pressione del vento assunta nei calcoli	21
4 TIPOLOGIE DI FONDAZIONE E SCHEMI DI CALCOLO	23
5 FONDAZIONI DIRETTE	26
5.1 TIPOLOGIE CONSIDERATE	26
5.1.1 Schemi di calcolo S1 e E1	26
5.2 VERIFICHE GEOTECNICHE – CRITERI E COEFFICIENTI	28
5.2.1 Schemi di calcolo S1 e E1	28
5.2.1.1 Verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione	28
5.2.1.2 Verifiche al ribaltamento	28
5.2.1.3 Verifiche di capacità portante del complesso fondazione-terreno	30
5.2.1.4 Verifiche delle tensioni di contatto terreno-fondazione	37
5.2.1.5 Verifiche degli spostamenti della testa della barriera	38
5.3 VERIFICHE GEOTECNICHE – RISULTATI	41
5.3.1 TIPO 1A	44
5.3.2 TIPO 1B	45
5.3.3 TIPO 1C	46
5.3.4 TIPO 1D	47

5.3.5	TIPO 2A	48
5.3.6	TIPO 2B	49
5.3.7	TIPO 2C	50
5.3.8	TIPO 2D	51
5.3.9	TIPO 3A	52
5.3.10	TIPO 3B	53
5.3.11	TIPO 3C	54
5.3.12	TIPO 3D	55
5.3.13	TIPO 3E	56
5.3.14	Verifica spostamenti in testa per effetto delle rotazioni delle fondazioni	57
5.4	VERIFICHE STRUTTURALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE – CRITERI	60
5.5	VERIFICHE STRUTTURALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE – RISULTATI	63
5.5.1	Verifiche di resistenza strutturale TORRINO (SEZ. A-A)	63
5.5.2	Verifiche di resistenza strutturale PLINTO (SEZ. B-B)	63
6	<i>FONDAZIONI SU MICROPALI</i>	65
6.1	TIPOLOGIE CONSIDERATE	65
6.2	ANALISI DELLA PALIFICATA E RELATIVE CONVENZIONI DI SEGNO	67
6.3	VERIFICHE GEOTECNICHE –CRITERI E COEFFICIENTI	69
6.3.1	Verifiche di capacità portante dei micropali	69
6.4	VERIFICHE GEOTECNICHE - RISULTATI	70
6.4.1	Sollecitazioni sui micropali	71
6.4.2	Verifiche di capacità portante	78
6.4.3	Verifica degli spostamenti della testa della barriera	78
6.5	VERIFICHE STRUTTURALI – CRITERI	79
6.5.1	Micropali	79

1 GENERALITÀ

1.1 PREMESSE

La presente relazione tecnica di calcolo riguarda le verifiche geotecniche e strutturali delle fondazioni degli elementi costituenti le opere di mitigazione acustica da collocare lungo il nuovo svincolo di Fano Nord sull'Autostrada A14 Bologna – Bari – Taranto.

In progetto sono previste barriere con montante “a becco di flauto”;

La prima tipologia sarà posizionata:

1. su fondazione propria, nei tratti di autostrada in rilevato;
2. su muri di controripa o muri di sostegno arretrato rispetto al filo della pavimentazione;
3. su opera d'arte con cordolo da 150 a 250 cm e relativi muri andatori;
4. su fondazione propria, nei punti di passaggio da muro di sostegno ordinario a opera d'arte con cordolo di 150 cm.

Sono barriere di altezza variabile da 2.50 m a 6.00 m e sono progettate in modo da resistere alle spinte delle terre, alle azioni dinamiche dovute al vento (condizioni statiche), al sisma (condizioni sismiche)

In questa relazione si espongono i seguenti calcoli:

- dimensionamento e verifiche geotecniche e strutturali delle fondazioni delle barriere con montante “a becco di flauto” su rilevato;
- dimensionamento e verifiche geotecniche e strutturali delle fondazioni delle barriere con montante “a becco di flauto” in trincea di nuova realizzazione;

Per le verifiche di resistenza strutturale dei montanti delle barriere acustiche si rimanda all'apposita relazione di calcolo delle strutture in elevazione.

Le soluzioni tipologiche proposte sono state studiate in modo da garantire, anche in presenza di barriere antirumore, il medesimo ingombro del rilevato della sezione corrente con arginello pari a 1.30 m. Tale approccio ha permesso definire in dettaglio i tratti di applicazione delle barriere acustiche nel corso delle diverse fasi di sviluppo del progetto, senza modificare il progetto del solido stradale e degli espropri.

1.2 NORMATIVE E DOCUMENTAZIONI DI RIFERIMENTO

1.2.1 Normativa

- **Legge n° 1086 del 5 novembre 1971 e circ. 11951 del 14/02/1974**
"Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" e relative istruzioni
- **D.M. LL.PP. del 9 Gennaio 1996 e Circ. 252 del 15/10/96**
"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche e relative istruzioni".
- **D.M. LL.PP. del 16 Gennaio 1996 e circ. 156 del 04/07/96**
"Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" e relative istruzioni
- **D.M. 11 marzo 1988**
"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003**
"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316 del 02 Ottobre 2003**
"Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.03"
- **Eurocodice 8:** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **Eurocodice 7:** Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali

1.2.2 Riferimenti bibliografici

- [B1]. **BRINCH-HANSEN, J. [1961]** - "A General Formula for Bearing Capacity" - *The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.11, Copenhagen.*
- [B2]. **BRINCH-HANSEN, J. [1970]** - "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity" - *The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.28, Copenhagen.*
- [B3]. **BUSTAMANTE M. & DOIX B. (1985)** - "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" *Bulletin Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°140, nov.-déc., ref. 3047*
- [B4]. **BUSTAMANTE M., GIANESSELLI L. [1982]** - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" - *Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.*
- [B5]. **BOWLES J.E. [1991]** - "Fondazioni – Progetto e Analisi" - Editore McGraw-Hill
- [B6]. **BOSCARDIN M. & CORDING E. [1989]** "Building settlement due to excavation induced settlement" *ASCE J. Geotech. Eng. 115 No. 1*
- [B7]. **DE BEER, E.E., LADANYI, B. [1961]** - "Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations circulaires établies en surface". *5th ICSMFE, Paris, 1, 577-581.*
- [B8]. **GROUP 6.0 for windows** – *Technical & User's manual – Ensoft Inc.*
- [B9]. **JAMIOLKOWSKI M. et al. [1983]** - "Scale effects of ultimate pile capacity" - *Discussion, JGED, ASCE.*
- [B10]. **LANCELLOTTA R. [1991]** " *Geotecnica*" – Edizioni Zanichelli.
- [B11]. **MEYERHOF, G.G. [1951]** - "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations" - *Geotechnique, 2, 301-332.*
- [B12]. **MEYERHOF, G.G. [1951]** - "Some recent research on the bearing capacity of foundations" - *Canadian Geotechnical Journal, 1, 16-26*

- [B13]. **MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. [1978]** - "Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand" - *Canadian Geotechnical Journal*, 15,171-182, 183-189.
- [B14]. **REESE L.C., WRIGHT S.J. [1977]** - "Drilled shaft manual" - U.S. Dept. Transportation, Offices of Research and Development, Implementation Div., HDV 2, Washington D.C., vol. 1
- [B15]. **REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1974]** - "Analysis of laterally loaded piles in sand" – Paper N° OCT 2080, *Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.*
- [B16]. **REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1975]** - "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" – Paper N° OCT 2313, *Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.*
- [B17]. **REESE L.C., WELCH R.C. [1975]** - "Lateral loading of deep foundations in stiff clay" – *Journal of the geotechnical Division, ASCE, Vol. 101, No GT7, Proceedings Paper 11456, 1975, pp. 633 – 649.*
- [B18]. **SKEMPTON, A. W. [1951]** - "The bearing capacity of clays" - *Building Research Congress, London, 1, 180-189.*
- [B19]. **VESIC, A.S. [1970]** - "Tests on instrumented Piles, Ogeechee River Site" - *JSMFD, ASCE, V. 96, N. SM2, Proc. Paper 7170, March.*
- [B20]. **VESIC, A.S. [1973]** - "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations". - *JSMFD, ASCE, Jan., 45-73.*
- [B21]. **WELCH, R.C., REESE L.C. [1972]** - "Laterally loaded Behavior of drilled shafts" – *Research Report N° 3-5-65-89, conducted for Texas Highway Department and U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, by Center for Highway Research, The University of Austin.*

1.3 SOFTWARE DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni ed il progetto/verifica delle carpenterie e delle armature delle fondazioni dirette è stato svolto con l'ausilio di un foglio di calcolo Excel mentre per l'analisi delle palificate si è fatto ricorso al programma di calcolo GROUP-6.0-3D (Ensoft Inc).

2 MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in esame sono previsti i seguenti materiali.

2.1 CALCESTRUZZO

Si adotta un calcestruzzo con resistenza caratteristica cubica $R'_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$.

In accordo alle indicazioni di normativa esso presenta le seguenti caratteristiche e limitazioni tensionali:

- Peso specifico (γ_c) 25 kN/m³
- Modulo elastico longitudinale (E_l) 28500 N/mm²;
- Tensione ammissibile a compressione ($\sigma_{c,amm}$) 8.50 N/mm²;
- Tensione ammissibile a taglio senza armature (τ_{co}) 0.53 N/mm²;
- Tensione ammissibile a taglio con armature (τ_{c1}) 1.69 N/mm²;
- Tensione ammissibile a taglio e torsione ($1.1 \tau_{c1}$) 1.86 N/mm²;
- Tensione ammissibile di aderenza per barre aderenti ($\tau_b = 3 \tau_{co}$) 1.59 N/mm².

2.2 ACCIAIO PER BARRE DA C.A.

Si adotta un acciaio del tipo FeB44K ad aderenza migliorata.

In accordo alle indicazioni di normativa esso presenta le seguenti caratteristiche e limitazioni tensionali:

- Peso specifico (γ_a) 78.5 kN/m³;
- Modulo elastico longitudinale (E_l) 206000 N/mm²;
- Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk}) $\geq 430 \text{ N/mm}^2$;
- Tensione caratteristica di calcolo (f_{yd}) $\geq 373.9 \text{ N/mm}^2$;
- Tensione ammissibile a trazione e compressione ($\sigma_{s,amm}$) 255 N/mm².

2.3 MICROPALI

Armatura

tubi in acciaio: S355 JR EN10210 (Fe510 UNI7806) senza saldatura longitudinale del tipo per costruzioni meccaniche.

Giunzioni tra i vari spezzoni di tubo: manicotti filettati.

Iniezione

Tipo: iniezione semplice globale in pressione.

Cemento: tipo Portland 325.
Inerti: polveri di calcare o ceneri volanti.
Rapporto acqua/cemento: inferiore a 0.5.
Resistenza caratteristica della miscela: superiore a 30 N/mm².

2.4 PARAMETRI GEOTECNICI

Per le fondazioni delle barriere antifoniche su rilevato nuovo o in ampliamento, i parametri geotecnici caratteristici dei materiali da rilevato utilizzati per le verifiche sono i seguenti:

$$\begin{aligned}\gamma &= 19 \text{ kN/m}^3 \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ \phi &= 35^\circ \\ \beta &= \tan^{-1}(4/7)^\circ \\ E &= 30 \div 35 \text{ MPa} \\ \nu &= 0.15 \div 0.20\end{aligned}$$

Nel caso in cui, per la realizzazione del rilevato, si utilizzi la tecnica della stabilizzazione a calce dei terreni in situ, si può assumere che, per i livelli tensionali di interesse, il comportamento meccanico del terreno risulti del tutto equivalente o comunque cautelativo, nell'ambito delle verifiche geotecniche eseguite per il dimensionamento delle opere; infatti, valori inferiori dell'angolo d'attrito ($\phi' \leq 35^\circ$) sono "compensati" da valori di intercetta di coesione $c' \geq 15 \div 20 \text{ kPa}$.

Per il terreno in situ, si sono assunti i seguenti parametri geotecnici

$$\begin{aligned}\gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ \phi &= 26^\circ \\ c_u &= 40 \text{ kN/m}^2 \\ E &= 15 \div 25 \text{ MPa} \\ \nu &= 0.25 \div 0.30\end{aligned}$$

(per le verifiche di capacità portante, tale parametrizzazione geotecnica si è rivelata più conservativa rispetto a quella per cui si sarebbe assunto $c'=5 \text{ kPa}$ e $\phi'=22^\circ$)

Per le fondazioni delle barriere antifoniche in trincea sono stati considerati due casi; i parametri geotecnici caratteristici dei materiali in posto utilizzati per le verifiche sono i seguenti

Terreno limo argilloso (scarpata sarà profilata con pendenza $\beta = \tan^{-1}(2/5)^\circ$):

$$\begin{aligned}\gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ c_u &= 75 \text{ kN/m}^2 \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ \phi &= 24^\circ\end{aligned}$$

3 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Le verifiche geotecniche e strutturali delle fondazioni sono state condotte considerando i carichi provenienti dalla struttura in elevazione e applicati alla base del montante.

I tipologici di fondazione sono stati sviluppati per diverse classi di altezze di barriera (H). In particolare, considerate le frequenze di applicazione nei diversi progetti, sono state considerate le seguenti classi:

Per le barriere con montante a “becco di flauto”:

$H \leq 3.50$ m (BARRIERE TIPO 3).;
 $3.50 < H \leq 5.00$ m (BARRIERE TIPO 2).;
 $5.00 < H \leq 6.00$ m (BARRIERE TIPO 1).

3.1 AZIONI SULLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE E COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni sulla struttura in elevazione e le sollecitazioni alla base del montante come riportate nella relazione strutturale e utilizzate in questa relazione sono distinte in base a:

- massima altezza della barriera per ciascuna classe ($H = 3.50$ m, $H = 5.00$ m, $H = 6.00$ m per le barriere a “becco di flauto”);
- direzione del vento rispetto alla condizione morfologica di progetto, che risulta in un diverso coefficiente topografico c_t come specificato nel punto 4 della relazione.

In condizioni statiche, le azioni sulla struttura in elevazione delle barriere a “becco di flauto” sono:

- Peso proprio dei pannelli;
- Azione del vento;
- Spinta delle terre;
- Spinte dovute al sovraccarico stradale;

In condizioni sismiche, le azioni sulla struttura in elevazione sia per le barriere a “becco di flauto” sia per le barriere integrate sono:

- Peso proprio dei pannelli;
- Azioni dovute al sisma;
- Spinta delle terre;

Queste azioni sono state combinate secondo quanto indicato nelle seguenti tabelle.

Combinazione	Permanenti	Vento	Sovraccarico Accidentale
A-0	1.0	0.0	0.0
A-I	1.0	1.0	0.0
A-II	1.0	0.6	1.0
F-I	1.0	0.4	0.0
SISMA	1.0	0.0	0.0

Tabella 1 - Combinazioni di carico per le barriere a "becco di flauto"

3.2 AZIONI SULLA STRUTTURA DI FONDAZIONE

In condizioni statiche, le azioni agenti sulla struttura di fondazione sono:

- Azioni provenienti dalla struttura in elevazione in condizioni statiche, con i criteri descritti al paragrafo precedente;
- Peso proprio della fondazione e del terreno portato;
- Spinta della terra in condizioni statiche.
- Spinta del sovraccarico accidentale (assunto pari a $q=20$ kPa)

In condizioni sismiche, le azioni applicate in fondazione sono:

- Azioni provenienti dalla struttura in elevazione in condizioni sismiche, con i criteri descritti al paragrafo precedente;
- Peso proprio della fondazione e del terreno portato;
- Azioni dovute al sisma in fondazione.

Le combinazioni di carico delle azioni in fondazione sono uguali a quelle previste per la struttura in elevazione.

Ai fini delle verifiche geotecniche e strutturali, la combinazione F-I è sempre meno gravosa della combinazione A-I ed è utilizzata per la verifica a fessurazione, che può essere omessa se il tasso di lavoro dell'acciaio nella combinazione A-I è inferiore a 160 MPa.

3.2.1 Spinta delle terre in condizioni statiche

Si assume che la tipologia dell'opera sia tale da consentire che si sviluppi un regime di spinta attiva da calcolarsi come segue (con ovvio significato dei simboli):

$$\sigma'_h = k_a \sigma'_v - 2c \sqrt{k_a}$$

Il coefficiente di spinta attiva (k_a) è stato valutato ricorrendo alla correlazione generale di Mueller-Breslau basata sulla teoria di Coulomb e riferita a superfici di rottura piane. In questo caso l'approssimazione rispetto a quanto si sarebbe ottenuto considerando superfici di rottura di geometria complessa risulta molto contenuta e a favore di sicurezza:

$$k_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

φ = angolo d'attrito del terreno

α = angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale)

δ = angolo d'attrito terreno-struttura

β = inclinazione del terreno a monte rispetto all'orizzontale.

Nella valutazione della spinta attiva si tiene in conto dell'attrito terreno-struttura per mezzo di un angolo (δ) pari a:

$$\delta/\varphi' = 0.5$$

Per la verifica delle fondazioni dirette non è stato considerato il contributo della spinta passiva offerto sul paramento anteriore della fondazione e del muro.

3.2.2 Azioni dovute al sisma

In accordo a quanto contenuto in O.P.C.M. 3274/2003 e successive modifiche, il calcolo della spinta è stato condotto assumendo i seguenti coefficienti sismici:

$$K_H = \frac{\gamma_I \times S \times a_g}{r}$$

$$K_V = 0.5 \times K_H$$

dove:

γ_I = coefficiente d'importanza, assunto per le tipologie di opere in oggetto pari all'unità;

S = coefficiente di sito; per tutti i siti in oggetto, il valore è pari a 1.25

a_g = accelerazione di picco su suolo di classe A, pari a 0.19 g. Il valore corrisponde a quello indicato nello studio GNDT, 1998, adottando un periodo di ritorno $T=475$ anni

r = coefficiente riduttivo pari a 2 per le fondazioni dirette e pari a 1 per le fondazioni su micropali (cfr. § 4.4.2 O.P.C.M. 3274/2003).

Si considerano le componenti di inerzia verticale ed orizzontale dei pesi della struttura e del terreno gravante sulla ciabatta di fondazione, applicate nei rispettivi baricentri.

La spinta attiva in condizioni sismiche è determinata in accordo a quanto descritto nella O.P.C.M. 3274/2003 e successive modifiche e/o nell'Eurocodice 8 (2003) secondo la teoria di Mononobe-Okabe, adottando, per le opere oggetto del presente documento, i soli casi di "falda assente" e "terreno a bassa permeabilità" (cfr. Annex E § E.5, E.6 e E.7 Eurocode 8 Final Draft prEN 1998-5, dec-2003).

Nella valutazione della spinta attiva in condizioni sismiche si tiene conto dell'attrito tra terreno e struttura adottando un angolo (δ) pari a $\delta = 0.0 \varphi$.

In accordo a quanto previsto dall'Eurocodice EC8, i parametri di progetto del terreno sono ottenuti partendo dai parametri caratteristici (di caratterizzazione geotecnica), applicando i seguenti coefficienti parziali di sicurezza (γ_M) con ovvio significato dei simboli:

$$\begin{aligned}\gamma_\varphi &= 1.25 \\ \gamma_{cu} &= 1.40\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_c &= 1.25 \\ \gamma_\gamma &= 1.00\end{aligned}$$

L'incremento di spinta in condizioni sismiche, inteso come differenza tra la spinta totale in condizioni sismiche (determinata come sopra indicato) e la spinta totale in condizioni statiche, viene applicato a 1/2 dell'altezza totale di spinta.

Per la verifica delle fondazioni dirette si trascura il contributo della spinta passiva offerto sul paramento anteriore della fondazione e del muro.

3.2.3 Azioni dovute al vento

3.2.3.1 Generalità

Il vento esercita sulle superfici esposte della barriera antirumore azioni dirette che variano sia nel tempo e sia nello spazio provocando in generale effetti di tipo dinamico.

Per gli abituali approcci progettuali è possibile perseguire l'approccio "*quasi statico equivalente*", vale a dire l'azione dinamica del vento è ricondotta a sistemi di forze e pressioni i cui effetti siano equivalenti a quelli del vento turbolento.

Nella progettazione dei sistemi fondazionali delle barriere antirumore, è pratica comune e ad onore del vero ampiamente giustificata, non adottare approfonditi procedimenti analitici, numerici o sperimentali che tengano esplicitamente conto della reale natura dinamica dell'azione del vento e trascurare gli effetti di risonanza che possono innescarsi a seguito della vicinanza delle frequenze naturali della costruzione e delle forzanti aerodinamiche.

Generalmente la direzione del vento è assunta orizzontale e ortogonale alla superficie esposta dei pannelli delle barriere antirumore.

3.2.3.2 Velocità di riferimento

La determinazione dell'azione del vento sui pannelli delle barriere antirumore parte dall'individuazione della cosiddetta *velocità di riferimento* v_{ref} . La velocità di riferimento è definita come il "*valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria*". Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno T_r pari a 50 anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%:

$$v_{ref} \Rightarrow \begin{cases} T_R = 50 \text{ anni} \\ P(v > v_{ref}) = 0.02 \end{cases}$$

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, che tengano conto della scabrezza del sito, della topografia del terreno e della direzione dei vento, per località poste a quota inferiore di 1500 m sul livello del mare, tale velocità non dovrà essere assunta minore del valore fornito dalla seguente espressione:

$$\begin{aligned} v_{ref} &= v_{ref,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_{ref} &= v_{ref,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) && \text{per } a_0 < a_s < 1500 \text{ m. s.l.m.} \end{aligned}$$

dove:

$v_{ref,0}$, a_0 , k_a sono parametri legati alla regione in cui è realizzata la barriera antirumore, i cui valori sono desumibili dalla

Tabella 2 ed in funzione delle zone definite in Figura 1.

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la barriera antirumore.

Zona	Descrizione	$v_{ref,0}$	a_0 (m)	k_a (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino, Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

Tabella 2 Parametri di macrozonazione per il vento

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare, i valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

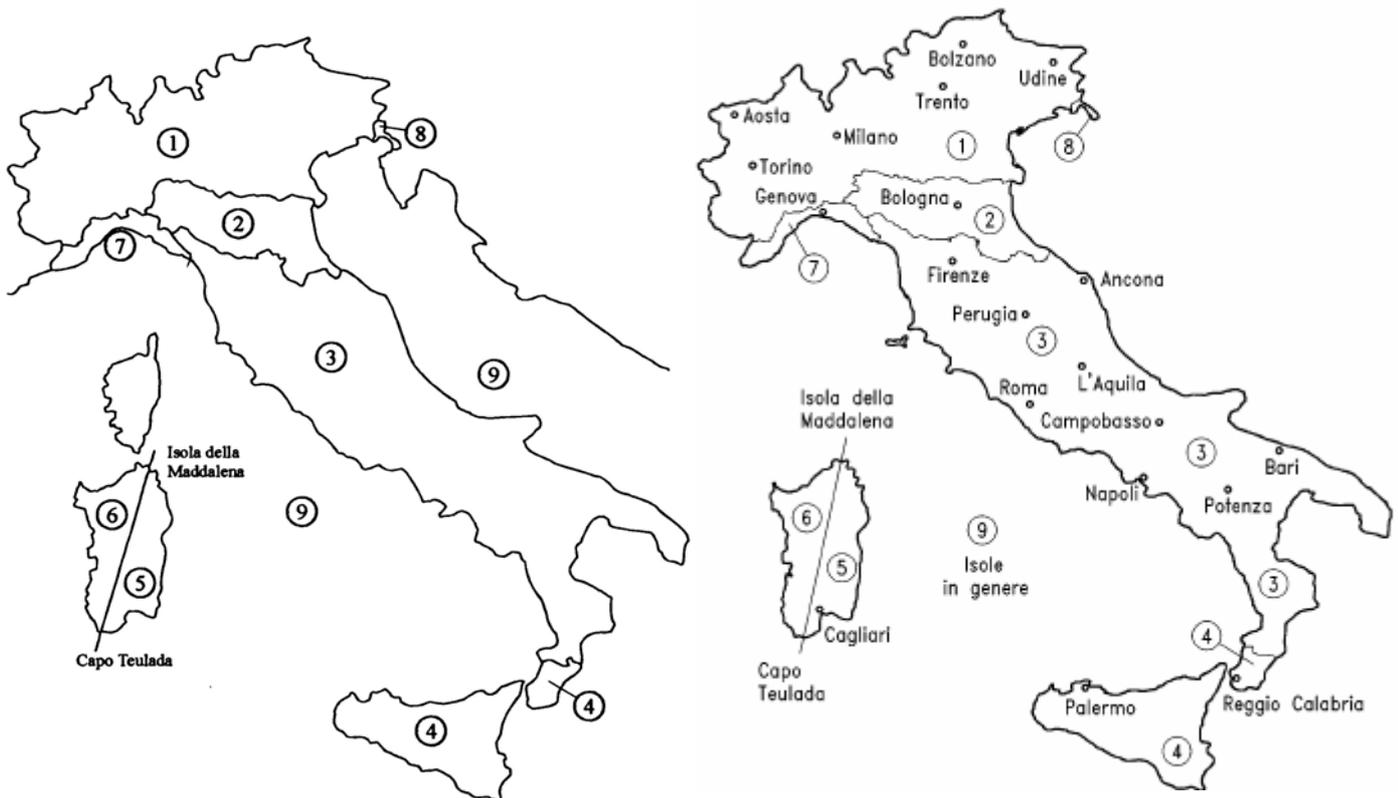


Figura 1 Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.2.3.3 Pressione del vento

La pressione esercitata dal vento sui pannelli delle barriere antirumore è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento;
- C_e è il coefficiente di esposizione;
- C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della barriera antirumore e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- C_d è il coefficiente con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

3.2.3.3.1 Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (N/m²) è data dall'espressione:

$$q = \frac{v_{ref}^2}{1.6}$$

dove:

- v_{ref} è la velocità di riferimento del vento associata ad un tempo di ritorno di 50 anni e definita come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria);

Per ottenere la pressione cinetica di riferimento q_b in N/m² è necessario inserire la velocità di riferimento v_{ref} in m/s

3.2.3.3.2 Coefficiente di esposizione

Il valore della velocità di riferimento del vento, legata a considerazioni di macrozonazione, va calibrato per tenere conto degli effetti locali (topografia ed esposizione) del sito dove è posta la barriera antirumore e della distanza dal suolo della barriera antirumore stessa.

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la barriera, per altezze dal suolo non maggiori di 200 m, il coefficiente di esposizione c_e può essere ottenuto con la formula:

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

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

dove:

- k_r parametro funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la barriera antirumore, i cui valori possono essere ottenuti dalla ;
- z_0 parametro funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la barriera antirumore, i cui valori possono essere ottenuti dalla ;
- z_{\min} parametro funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la barriera antirumore, i cui valori possono essere ottenuti dalla ;
- c_t il coefficiente di topografia, funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito ove sorge la barriera antirumore;

Categoria di esposizione del sito	k_r (-)	z_0 (m)	z_{\min} (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

Tabella 3 Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione c_e

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la barriera antirumore (Figura 2) e della classe di rugosità del terreno definita in Tabella 4. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 1 km
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una barriera antirumore possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla struttura di mitigazione acustica per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della barriera antirumore. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Tabella 4 *Classi di rugosità del terreno*

ZONE 1,2,3,4,5

	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 9

	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

ZONA 6

	2 km	10 km	30 km	500m	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8

	1.5 km	0.5 km	costa
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

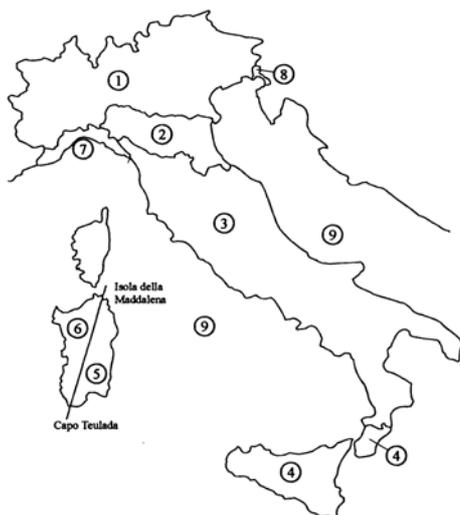


Figura 2 - Definizione delle categorie di esposizione in funzione delle zone individuate nella macrozonizzazione

3.2.3.3.3 Coefficiente di forma

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si adottano i valori deducibili dalla figura XX.

Avendo la barriera antirumore un'inclinazione sull'orizzontale $\alpha=90^\circ \geq 60^\circ$, si assume:

- sopravvento $c_p = +0.8$
- sottovento $c_p = -0.4$

Nelle calcolazioni è stato assunto: $c_p = +1.2$

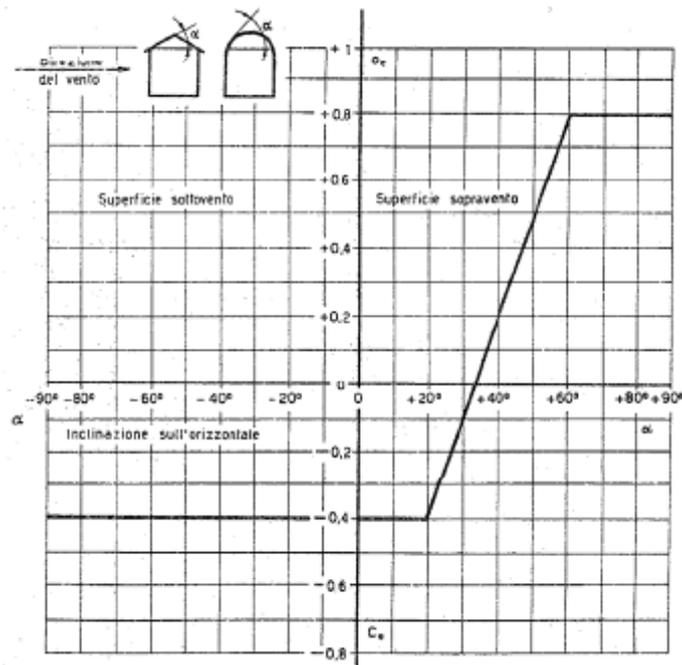


Figura 3 Coefficiente di esposizione.

3.2.3.3.4 Coefficiente di Topografia

Nel caso di barriere antirumore poste in corrispondenza della sommità di colline o di pendii isolati, si possono riscontrare incrementi locali della velocità del vento; l'introduzione del coefficiente topografico c_t nella formula per il calcolo della pressione del vento consente appunto di conteggiare i sopracitati incrementi locali di velocità.

Il coefficiente di topografia c_t è posto di regola pari a 1.0, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. Nel caso di barriere antirumore ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati, le formule proposte di seguito danno delle indicazioni di massima su come valutare il coefficiente di topografia c_t .

In questa relazione, tale approccio è esteso cautelativamente anche ai rilevati stradali.

Con riferimento alla Figura 4, si definiscono:

- H è l'altezza della collina o comunque del dislivello tra pc e sommità del rilevato o della collina;
- α_m è la pendenza media del pendio, definita come:

$$\alpha_m = \arctan \frac{H}{D}$$

Per la definizione del coefficiente di topografia, si introducono preliminarmente i coefficienti β e γ , definiti come segue:

- il coefficiente β risulta funzione dell'altezza della barriera H_{bar} e può essere calcolato come:

$$\beta = 0.5 \quad \text{per} \quad \frac{H_{bar}}{H} \leq 0.75$$

$$\beta = 0.8 - 0.4 \cdot \frac{H_{bar}}{H} \quad \text{per} \quad 0.75 < \frac{H_{bar}}{H} \leq 2$$

$$\beta = 0 \quad \text{per} \quad \frac{H_{bar}}{H} > 2$$

- il coefficiente γ risulta funzione della pendenza media del pendio α_m e quindi del rapporto H/D e può essere calcolato come:

$$\gamma = 0 \quad \text{per} \quad \frac{H}{D} \leq 0.10$$

$$\gamma = 5 \cdot \left(\frac{H}{D} - 0.10 \right) \quad \text{per} \quad 0.10 < \frac{H}{D} \leq 0.30$$

$$\gamma = 1 \quad \text{per} \quad \frac{H}{D} > 0.30$$

In tal modo, il coefficiente di topografia c_t si può definire nei seguenti casi:

- Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina (Figura 4a):

$$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$$

- Costruzioni sul livello superiore di un dislivello (Figura 4b):

$$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0.1 \cdot \frac{x}{H} \right) \text{ con comunque } c_t \geq 1$$

- Costruzioni su di un pendio (Figura 4c):

$$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$$

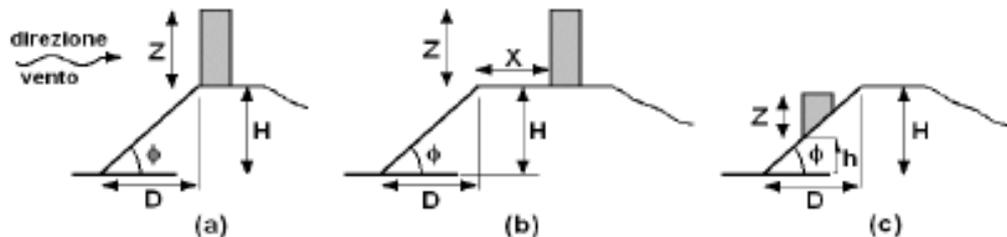


Figura 4 Schema per il calcolo del coefficiente di topografia.

3.2.3.4 Pressione del vento assunta nei calcoli

In relazione alle formule e agli abachi riportati nei paragrafi seguenti, nella definizione della pressione del vento, è stato assunto, considerando l'opera in Zona 3, Classe di rugosità C, categoria di esposizione II, quanto riportato nella tabella seguente.

$V_{ref,0}$	27	m/s
Q_{ref}	455.625	N/m ²
a_s	≈ 0÷100	m s.l.m.
a_0	< 500	m s.l.m.
k_0	0.020	1/s
V_{ref}	27	m/s
Z_0	0.05	m
Z_{min}	4	m
k_r	0.19	
C_p	1.20	
C_d	1.00	

Tabella 5 Parametri e Coefficienti che intervengono nella definizione della pressione del vento

I valori della pressione del vento impiegati nel presente progetto per le diverse altezze di barriera e per le diverse altezze di rilevato sono indicate di seguito.

Rilevato			Trincea	
H _{barriera}	H _{ril}	p	H _{barriera}	p
(m)	(m)	(kN/m ²)	(m)	(kN/m ²)
6.0	8.0	1.53	6.0	1.11
5.0	8.0	1.45	5.0	1.05
3.5	8.0	1.35	3.5	0.98
6.0	7.0	1.44		
5.0	7.0	1.39		
3.5	7.0	1.29		
6.0	6.0	1.33		
5.0	6.0	1.29		
3.5	6.0	1.22		
6.0	5.0	1.22		
5.0	5.0	1.18		
3.5	5.0	1.12		
6.0	4.0	1.11		
5.0	4.0	1.05		
3.5	4.0	0.98		
6.0	3.0	1.11		
5.0	3.0	1.05		
3.5	3.0	0.98		
6.0	2.0	1.11		
5.0	2.0	1.05		
3.5	2.0	0.98		
6.0	1.0	1.11		
5.0	1.0	1.05		
3.5	1.0	0.98		

4 TIPOLOGIE DI FONDAZIONE E SCHEMI DI CALCOLO

Sono state individuate due tipologie di fondazione in funzione dell'inserimento della barriera nel corpo stradale (barriere su rilevato e fondazioni in trincea).

Per le fondazioni su rilevato in allargamento si è deciso di adottare fondazioni superficiali.

Per le fondazioni delle barriere in trincea, le caratteristiche di resistenza e deformabilità dei materiali in sede e l'opportunità di ridurre gli scavi hanno imposto la scelta di fondazioni profonde su micropali.

Considerato le diverse fondazioni tipologiche applicabili nei diversi casi, sono stati individuati diversi schemi di calcolo riferiti alle 2 condizioni statiche (nel seguito indicati con S1÷S2) e 2 schemi riferiti alle condizioni sismiche, indicati con E1÷E2.

Più precisamente, per le condizioni statiche è:

- Schema di calcolo S1: fondazioni di barriere a “becco di flauto” su rilevato in allargamento (cfr.Figura 5);
- Schema di calcolo S2: fondazioni di barriere a “becco di flauto” in trincea di nuova realizzazione (cfr.Figura 6);

Per le condizioni sismiche è:

- Schema di calcolo E1: fondazioni su rilevato in allargamento (cfr.Figura 7);
- Schema di calcolo E2: fondazioni in trincea di nuova realizzazione (cfr. Figura 8);

Il dimensionamento è stato eseguito in modo da rispettare il limite di deformabilità ammissibile della fondazione tale per cui lo spostamento e la rotazione rigida della barriera, dovuti alla deformabilità della fondazione, comportano uno spostamento massimo della testa della barriera pari a 1/500 dell'altezza della struttura in elevazione.

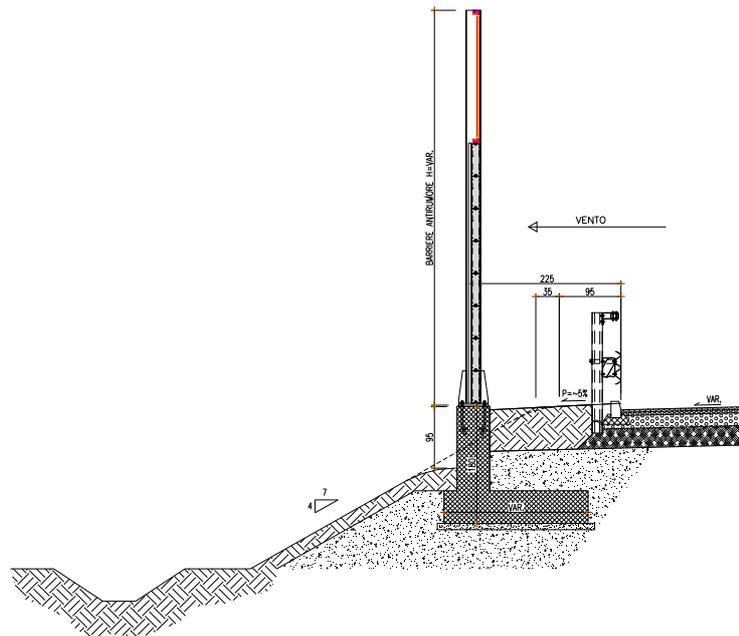


Figura 5 Schema di calcolo S1

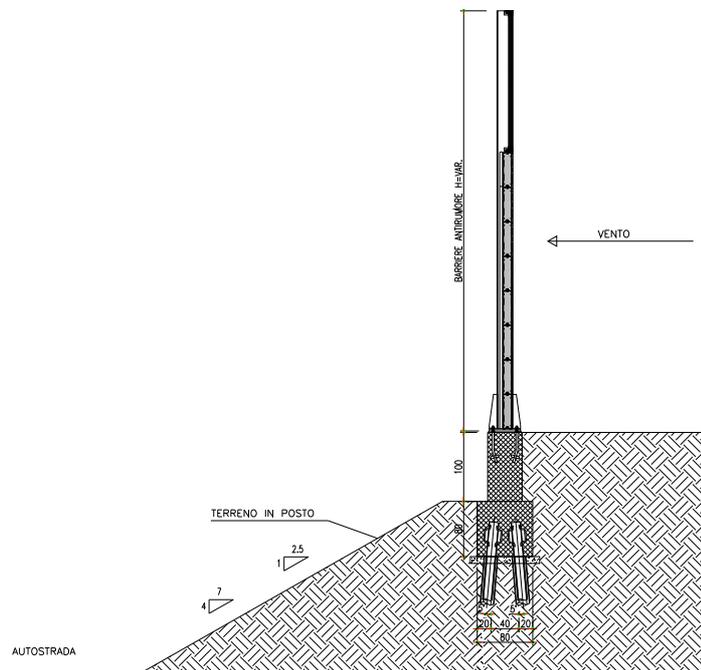


Figura 6 Schema di calcolo S2

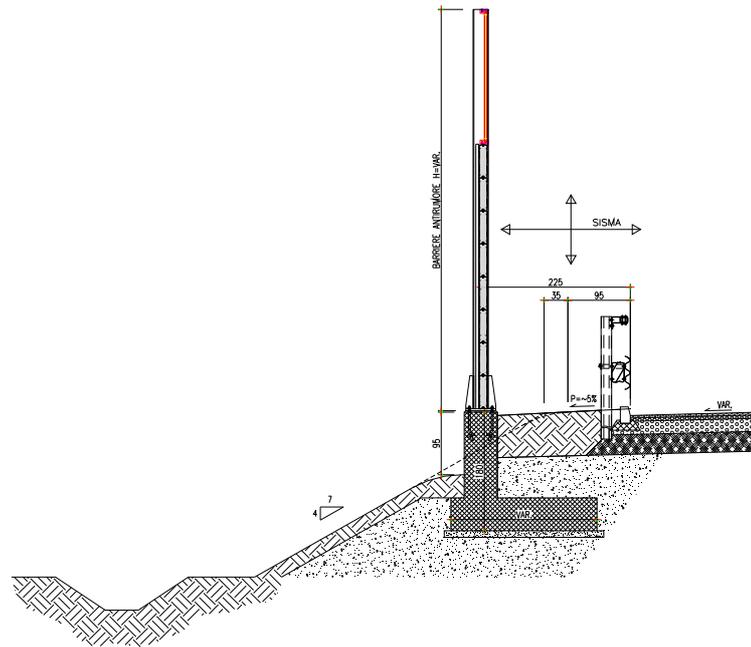


Figura 7 Schema di calcolo E1

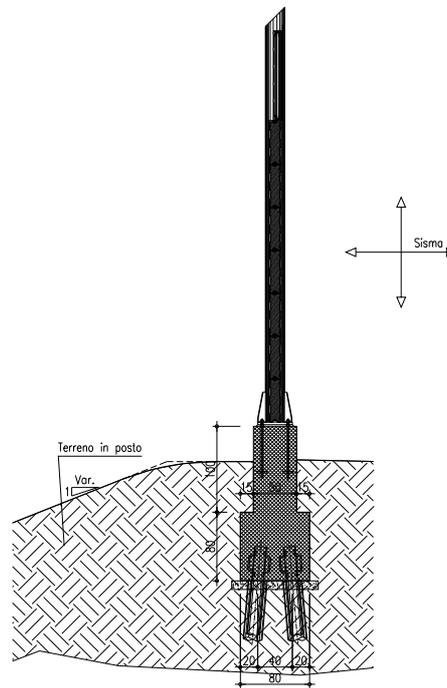


Figura 8 Schema di calcolo E2

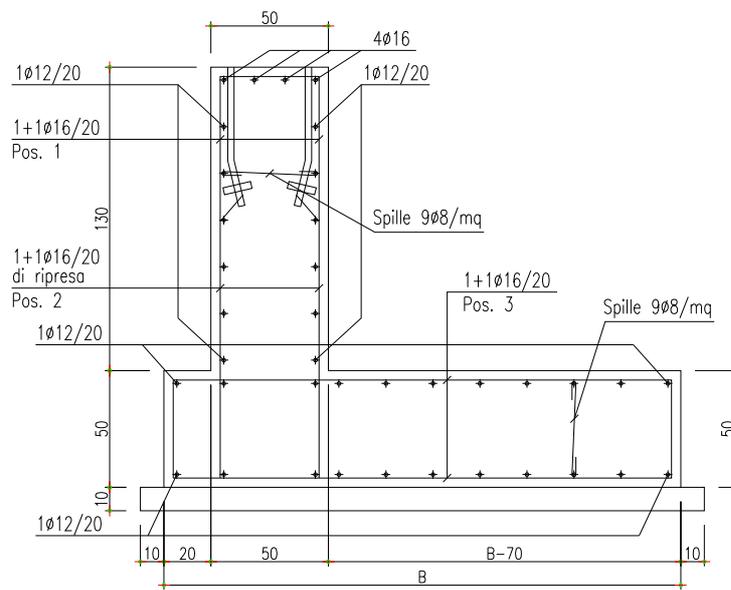
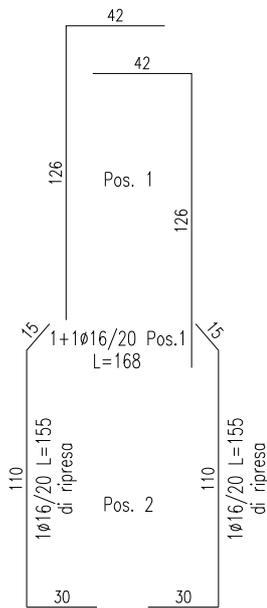
ARMATURA

$c = 4 \text{ cm}$

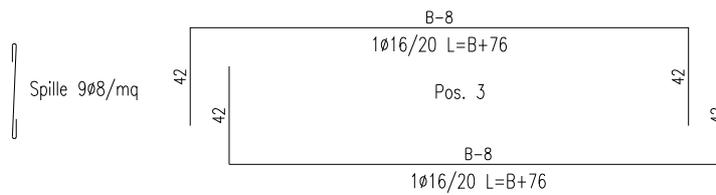
$A'_a = \phi 16/20$

$A_a = \phi 16/20$

Staffe $\phi 12/20$



ARMATURA



5.2 VERIFICHE GEOTECNICHE – CRITERI E COEFFICIENTI

5.2.1 Schemi di calcolo S1 e E1

Per le fondazioni delle barriere antirumore riferibili agli schemi di calcolo S1 e E1 sono state condotte le verifiche geotecniche e strutturali proprie di un muro di sostegno.

5.2.1.1 Verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione

In condizioni statiche le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione sono condotte in accordo a quanto stabilito dal D.M. 11/03/1988.

Assumendo rispetto al piano di fondazione:

N = Risultante delle azioni ortogonali

T = Risultante delle azioni parallele

$\mu = \text{tg}(\varphi)$ Coefficiente di attrito/aderenza fondazione terreno per condizioni drenate (si trascura l'eventuale termine di coesione)

per ogni combinazione di carico deve risultare (cfr. § D.4.2 del D.M. 11/03/1988):

$$FS = \mu \times \frac{N}{H} \geq 1.3$$

In condizioni sismiche le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione sono condotte in accordo ai criteri di progettazione allo stato limite ultimo (SLU) proposti dall'Eurocodice 8, nonché da quanto indicato dalla O.P.C.M. 3274/2003. I parametri di progetto del terreno da utilizzare nelle verifiche sono i valori derivati da quelli caratteristici ai quali vengono applicati i coefficienti parziali (γ_M).

Assumendo rispetto al piano di fondazione:

R_d = Risultante delle resistenze di progetto parallela alla superficie di scivolamento

$$\Rightarrow R_d = \mu \times N_d$$

dove:

N_d = Risultante delle azioni normali alla superficie di scivolamento

$\mu = \text{tg}(\varphi_d)$

S_d = Risultante delle sollecitazioni di progetto parallele alla superficie di scivolamento

$\mu = \text{tg}(\varphi_d)$ Coefficiente di attrito/aderenza fondazione-terreno

φ_d = angolo di attrito di progetto

per la combinazione di carico sismica deve risultare:

$S_d < R_d$ (cfr. § 3.3.1 O.P.C.M. 3274/2003).

5.2.1.2 Verifiche al ribaltamento

In condizioni statiche le verifiche al ribaltamento sono condotte in accordo a quanto stabilito dal D.M. 11/03/1988.

Assumendo che valga:

M_{RIB} = Risultante momenti ribaltanti

M_{STA} = Risultante momenti stabilizzanti

deve risultare per ogni combinazione di carico (cfr. § D.4.3 del D.M. 11/03/1988):

$$FS = \frac{M_{STA}}{M_{RIB}} \geq 1.5$$

In condizioni sismiche le verifiche al ribaltamento sono condotte in accordo ai criteri di progettazione allo stato limite ultimo (SLU) e in accordo all'approccio proposto dall'Eurocodice 8, nonché da quanto indicato in § 12.3 in "Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona sismica" (AGI, 2005). I parametri di progetto del terreno da utilizzare nella verifica corrispondono ai valori caratteristici ridotti con i coefficienti parziali (γ_M).

Assumendo che valga:

$M_{RIB,d}$ = Risultante dei momenti ribaltanti di progetto

$M_{STA,d}$ = Risultante dei momenti stabilizzanti di progetto

per la combinazione di carico sismica deve risultare:

$$M_{RIB,d} < M_{STA,d}$$

5.2.1.3 Verifiche di capacità portante del complesso fondazione-terreno

La stima della capacità portante q_{lim} delle fondazioni delle barriere antirumore è stata effettuata attraverso la teoria di Meyerhof and Hanna (1978) e in accordo alla soluzione proposta da Vesic (1973). La formulazione teorica utilizzata consente di stimare la q_{lim} di una fondazione inserita in un contesto stratigrafico caratterizzato dalla presenza di 2 strati di cui il più profondo (strato 2) ha proprietà meccaniche più scadenti, sia in termini di resistenza al taglio sia in termini di parametri di deformabilità.

Tale condizione rispecchia il problema fisico della progettazione geotecnica delle fondazioni dirette delle Barriere Antirumore realizzate in corrispondenza del ciglio del rilevato autostradale, poggiate su terreni coesivi di scarse proprietà geotecniche.

In tale contesto stratigrafico, il cinematismo di rottura che governa la capacità portante potrebbe risultare quello per punzonamento (valori di rapporto H/B bassi, dove H indica la distanza tra intradosso fondazione e il passaggio stratigrafico tra strato 1 e strato 2). Quando il valore del rapporto H/B è alto il cinematismo di rottura si sviluppa unicamente all'interno dello strato 1.

Se il cinematismo di rottura che governa la capacità portante si sviluppa all'interno della scarpata del rilevato, la q_{lim} può essere ottenuta dalla seguente espressione:

$$q_{lim\ SCAR} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{ci} \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma B'} \cdot d_{\gamma B'} \cdot i_{\gamma B'} \cdot g_{\gamma B'} + q_{eq}(\beta_{APE}) \cdot N_q \cdot s_{qB'} \cdot d_{qB'} \cdot i_{qB'} \cdot g_{qB'}(\beta_{APE})$$

avendo l'accortezza di stimare la pressione efficace alla quota di imposta della fondazione ed i coefficienti di inclinazione del piano campagna in funzione dell'angolo di inclinazione equivalente β_{APE} della scarpata del rilevato (vedi Figura 13).

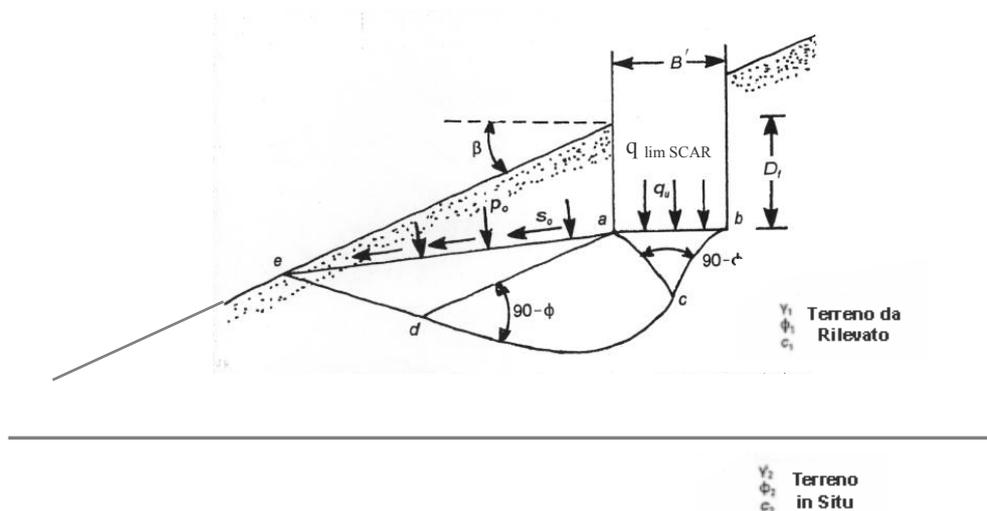


Figura 9 Cinematismo di rottura che si sviluppa all'interno della scarpata del rilevato senza interessare il terreno in situ.

Se il cinematismo di rottura che governa la capacità portante risulta essere quello per punzonamento, considerando un metro lineare di struttura, la q_{lim} può essere ottenuta dalla seguente espressione:

$$q_{lim\ PUNZ} = q_{b2} + \frac{2 \cdot (C_a + P_p \cdot \sin \delta)}{B} - \gamma_{ril} \cdot H_{ril}^*$$

dove:

- B = larghezza della fondazione (m)
- C_a = forza dovuta all'adesione che si sviluppo sulle superfici aa' e bb' (kN/m)
- P_p = forza "passiva" che agisce sulle superfici aa' e bb' (kN/m)
- q_{b2} = capacità portante riferita al contatto stratigrafico terreno 1 – terreno 2
- δ = inclinazione della forza passiva P_p rispetto all'orizzontale.

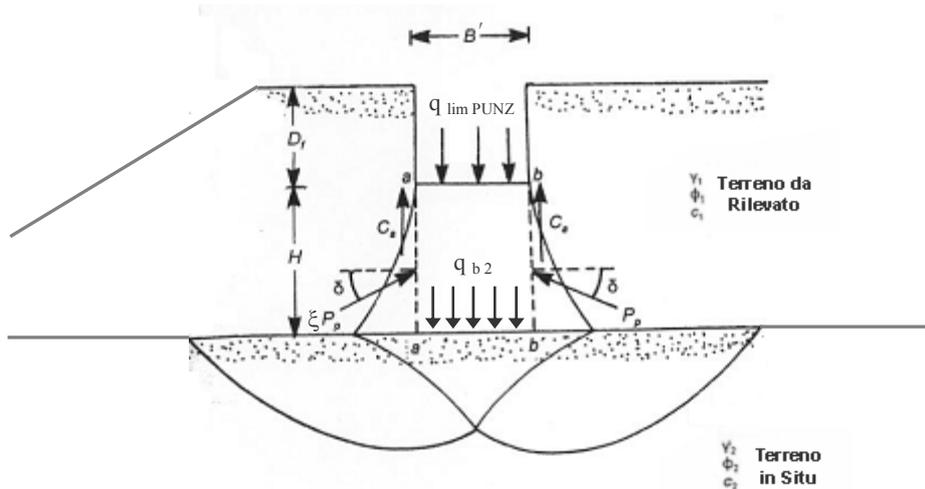


Figura 10 Cinematismo di rottura per "punzonamento".

Nel caso specifico, date le caratteristiche assunte per il terreno da rilevato si ha c_a = 0 kN/m. La forza P_p è definibile dall'espressione:

$$\text{lato monte: } P_{p\ \text{MONTE}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{ril} \cdot H_{ril}^*{}^2 \cdot \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) + (\gamma_{ril} \cdot D_f) \cdot H_{ril}^* \cdot \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{ril} \cdot H_{ril}^*{}^2 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot D_f}{H_{ril}^*} \right) \cdot \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right)$$

$$\text{lato valle: } P_{p\ \text{VALLE}} = \xi_{APE} \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_{ril} \cdot H_{ril}^*{}^2 \cdot \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right)$$

Considerando che la resistenza P_p valle offerta lato valle è minore di quella lato monte P_p monte, si è introdotto un coefficiente correttivo ξ_{APE} ≤ 1.0 funzione dell'angolo β_{APE} (pendenza equivalente della scarpata del rilevato), in grado di tener conto, seppur in maniera approssimativa, tale riduzione riconducibile alla presenza della scarpata del rilevato autostradale.

E' possibile assumere

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi' \quad \text{e} \quad K_s = \frac{K_{pH} \tan \delta}{\tan \phi'}$$

dove K_s è il cosiddetto "coefficiente di punzonamento" (punching shear coefficient).

Il coefficiente K_s è ottenuto dalle curve di Fig. 11, le quali forniscono l'andamento di K_s in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno da rilevato (strato1) per diversi valori di q*_{situ}/q*_{ril}. Essendo q*_{ril} e q*_{situ} i valori di capacità portanti per una fondazione che poggia senza affondamento sul terreno da rilevato e su terreno in situ.

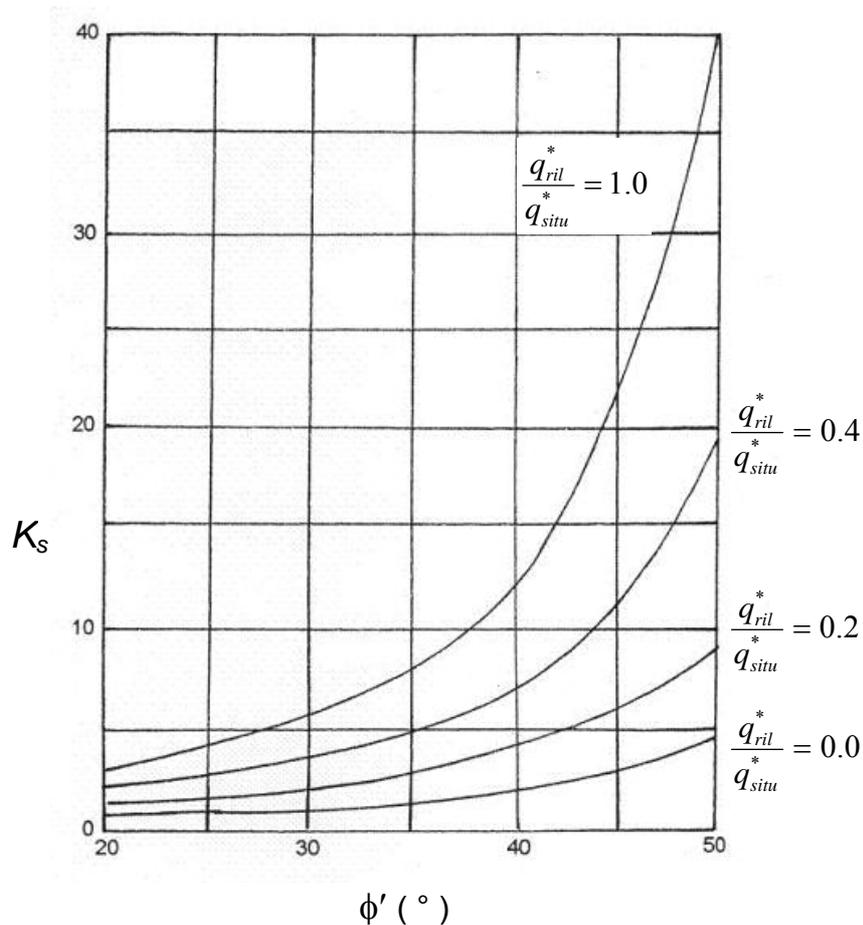


Figura 11 Stima del coefficiente di punzonamento.

Resta inteso che la q_{lim} della fondazione è il minore tra i 2 valori calcolati:

$$q_{lim} = \min \begin{cases} q_{lim \text{ PUNZ}} = q_{b2} + \frac{2 \cdot (C_a + P_p \cdot \sin \delta)}{B} - \gamma_{ril} \cdot H_{ril}^* \\ q_{lim \text{ SCAR}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{ci} \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma B'} \cdot d_{\gamma B'} \cdot i_{\gamma B'} \cdot g_{\gamma B'} + q_{eq}(\beta_{APE}) \cdot N_q \cdot s_{qB'} \cdot d_{qB'} \cdot i_{qB'} \cdot g_{qB'}(\beta_{APE}) \end{cases}$$

La valutazione delle q_{lim} indicate in precedenza è condotta in accordo alla soluzione di Vesic (1973). Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' , valutate con le note formule:

$$B' = B - 2 \cdot e_B = B - 2 \cdot \frac{M_B}{N}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L = L - 2 \cdot \frac{M_L}{N}$$

Condizioni Drenate

La valutazione della capacità portante limite di fondazioni superficiali in condizioni drenate avviene attraverso la nota formula:

$$q_{lim} = q_{lim \gamma} + q_{lim q} + q_{lim c}$$

essendo:

$$\begin{aligned} q_{lim \gamma B} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{cB} \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma B'} \cdot d_{\gamma B'} \cdot i_{\gamma B'} \cdot g_{\gamma B'} & q_{lim \gamma L} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{cL} \cdot L' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma L'} \cdot d_{\gamma L'} \cdot i_{\gamma L'} \cdot g_{\gamma L'} \\ q_{lim q B} &= q \cdot N_q \cdot s_{qB'} \cdot d_{qB'} \cdot i_{qB'} \cdot g_{qB'} & q_{lim q L} &= q \cdot N_q \cdot s_{qL'} \cdot d_{qL'} \cdot i_{qL'} \cdot g_{qL'} \\ q_{lim c B} &= c' \cdot N_c \cdot s_{cB'} \cdot d_{cB'} \cdot i_{cB'} \cdot g_{cB'} & q_{lim c L} &= c' \cdot N_c \cdot s_{cL'} \cdot d_{cL'} \cdot i_{cL'} \cdot g_{cL'} \end{aligned}$$

dove:

- N_{γ}, N_c, N_q = fattori di capacità portante
- ϕ' = angolo di attrito
- c' = coesione efficace
- q' = pressione efficace alla quota di imposta della fondazione
- B' = dimensione efficace minore della fondazione
- L' = dimensione efficace maggiore della fondazione
- e_B = componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a B
- e_L = componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a L
- N = carico agente in direzione normale alla base della fondazione
- H_B = carico agente in direzione parallela al lato minore della fondazione
- α_B = angolo d'inclinazione del piano di imposta della fondazione nella direzione di B
- β = angolo di inclinazione della scarpata del rilevato nella direzione di B
- z_w = distanza tra la quota della falda e la quota imposta della fondazione
- q_{lim} = pressione limite, riferita all'area efficace della fondazione
- γ' = peso di volume sommerso del terreno sotto falda
- γ = peso di volume naturale del terreno sopra falda
- $\gamma'_{cB} = \gamma' + \frac{z_w}{B'} (\gamma - \gamma') \geq \gamma'$ $\gamma'_{cL} = \gamma' + \frac{z_w}{L'} (\gamma - \gamma') \geq \gamma'$ = peso di volume del terreno

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi sono riportate qui di seguito.

coefficiente di capacità portante	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$
coefficiente di capacità portante	$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi' / 2)$
coefficiente di capacità portante	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$
coefficiente di inclinazione del carico	$i_{\gamma B'} = \left[1 - \frac{H_B}{N + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \cot \phi'} \right]^{m_{B'}+1}$ con $m_{B'} = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$
coefficiente di inclinazione del carico	$i_{\gamma L'} = \left[1 - \frac{H_L}{N + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \cot \phi'} \right]^{m_{L'}+1}$ con $m_{L'} = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'}$
coefficiente di inclinazione del carico	$i_{qB'} = \left[1 - \frac{H_B}{N + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \cot \phi'} \right]^{m_{B'}}$ con $m_{B'} = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$
coefficiente di inclinazione del carico	$i_{qL'} = \left[1 - \frac{H_L}{N + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \cot \phi'} \right]^{m_{L'}}$ con $m_{L'} = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'}$
coefficiente di inclinazione del carico	$i_{cB'} = i_{qB'} \cdot \frac{1 - i_{qB'}}{N_q - 1}$ e $i_{cL'} = i_{qL'} \cdot \frac{1 - i_{qL'}}{N_q - 1}$
coefficienti di forma	$s_{\gamma B'} = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}$ e $s_{\gamma L'} = 1 - 0.4 \cdot \frac{L'}{B'}$
coefficienti di forma	$s_{qB'} = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi'$ e $s_{qL'} = 1 + \frac{L'}{B'} \cdot \tan \phi'$
coefficienti di forma	$s_{cB'} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$ e $s_{cL'} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{L'}{B'}$
coefficiente di affondamento	$d_{\gamma B'} = 1$ e $d_{\gamma L'} = 1$
coefficiente di affondamento	$d_{qB'} = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{B'} \leq 1 \\ 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{B'} > 1 \end{cases}$
coefficiente di affondamento	$d_{qL'} = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{L'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{L'} \leq 1 \\ 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{L'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{L'} > 1 \end{cases}$
coefficiente di affondamento	$d_{cB'} = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{B'} \leq 1 \\ 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{B'} > 1 \end{cases}$
coefficiente di affondamento	$d_{cL'} = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{L'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{L'} \leq 1 \\ 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{L'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{L'} > 1 \end{cases}$
coefficiente di inclinazione p.c.	$g_{\gamma B'} = g_{qB'} = (1 - \tan \beta)^2$ e $g_{\gamma L'} = g_{qL'} = (1 - \tan \beta)^2$
coefficiente di inclinazione p.c.	$g_{cB'} = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ e $g_{cL'} = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$

Tabella 6 Fattori e Coefficienti di Capacità Portante (Condizioni Drenate)

Condizioni NON Drenate

Nel caso di terreni argillosi teneri omogenei, caratterizzati da un valore costante della resistenza al taglio non drenata (c_u), la capacità portante limite (in condizioni non drenate) risulta dalle seguenti espressioni:

$$q_{lim} = q_{lim\ \gamma_i} + q_{lim\ c_i}$$

essendo:

$$\begin{aligned} q_{lim\ \gamma B'} &= 0.5 \cdot \gamma_{cl} \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma B'} & q_{lim\ \gamma L'} &= 0.5 \cdot \gamma_{cl} \cdot L' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma L'} \\ q_{lim\ c B'} &= N_c \cdot c_u \cdot s_{c B'} \cdot d_{c B'} \cdot i_{c B'} \cdot g_{c B'} + q & q_{lim\ c L'} &= N_c \cdot c_u \cdot s_{c L'} \cdot d_{c L'} \cdot i_{c L'} \cdot g_{c L'} + q \end{aligned}$$

Nella valutazione del termine di capacità portante $q_{lim\ \gamma_i}$ viene assunto $q_{lim\ \gamma B'}$ o $q_{lim\ \gamma L'}$ in base al valore calcolato di s_{γ} ; si assumerà l'espressione per la quale risulta $s_{\gamma} > 0.6$.

Nella valutazione dei termini di capacità portante $q_{lim\ c_i}$ e $q_{lim\ c_i}$ tra $q_{lim\ c B'}$ e $q_{lim\ c B'}$ o $q_{lim\ c L'}$ e $q_{lim\ c L'}$ vengono scelti quelli che danno complessivamente il risultato minore.

coefficiente di capacità portante	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$
coefficiente di capacità portante	$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi' / 2)$
coefficiente di capacità portante	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$
coefficiente di inclinazione del carico	$i_{cB'} = 1 - \frac{m_{B'} \cdot H_B}{B' \cdot L' \cdot c_u \cdot N_c}$ con $m_{B'} = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$
coefficiente di inclinazione del carico	$i_{cL'} = 1 - \frac{m_{L'} \cdot H_L}{B' \cdot L' \cdot c_u \cdot N_c}$ con $m_{L'} = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'}$
coefficienti di forma	$s_{\gamma B'} = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}$ e $s_{\gamma L'} = 1 - 0.4 \cdot \frac{L'}{B'}$
coefficienti di forma	$s_{cB'} = 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{L'}$ e $s_{cL'} = 1 + 0.2 \cdot \frac{L'}{B'}$
coefficiente di affondamento	$d_{cB'} = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{B'} \leq 1 \\ 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{B'} > 1 \end{cases}$
coefficiente di affondamento	$d_{cL'} = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{L'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{L'} \leq 1 \\ 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{L'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{L'} > 1 \end{cases}$
coefficiente di inclinazione p.c.	$g_{cB'} = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ e $g_{cL'} = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$

Tabella 7 Fattori e Coefficienti di Capacità Portante (Condizioni NON Drenate)

In condizioni statiche le verifiche al carico limite fondazione-terreno sono condotte in accordo a quanto stabilito dal D.M. 11/03/1988, con i fattori di capacità portante, i fattori di inclinazione del carico, i fattori di forma, di affondamento e di inclinazione della fondazione e i fattori di inclinazione del terreno calcolati utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Posto:

$$\sigma_m = \frac{N}{L \cdot B'} = \text{pressione agente sull'area efficace della fondazione}$$

$$F_s = \frac{q_{lim} - q_0}{\sigma_m - q_0} = \text{fattore di sicurezza nei riguardi della capacità portante del terreno}$$

con

- q_{lim} = Capacità portante limite del terreno determinata per l'area efficace alla 'Meyerhof'
- q_0 = Pressione verticale efficace alla quota di imposta per l'area efficace alla 'Meyerhof'

per ogni combinazione di carico deve risultare (cfr. § D.4.4. del D.M. 11/03/1988):

$$F_s = \frac{q_{lim} - q_0}{\sigma_m - q_0} \geq 2.0$$

In condizioni sismiche le verifiche al carico limite fondazione-terreno sono state condotte in accordo a quanto stabilito in O.P.C.M 3274/2003, con i fattori di capacità portante, i fattori di inclinazione del carico, i fattori di forma, di affondamento e di inclinazione della fondazione e i fattori di inclinazione del terreno calcolati utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici, ridotti con i coefficienti parziali di sicurezza γ_M indicati dall'Eurocodice 8.

In queste condizioni, posto

$$S_d = \sigma_{md} - q_{0d} \text{ e } R_d = q_{limd} - q_{0d}$$

per ogni combinazione di carico deve essere:

$$S_d < R_d$$

5.2.1.4 Verifiche delle tensioni di contatto terreno-fondazione

La tensione minima al contatto tra il plinto e il terreno è pari a:

$$\begin{aligned} \sigma_{\min} &= N / B (1-6e/B) && \text{se } e < B/6 \\ \sigma_{\min} &= 0 && \text{se } e > B/6 \end{aligned}$$

La tensione massima è pari a:

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= N / B (1+6e/B) && \text{se } e < B/6 \\ \sigma_{\max} &= 4/3 N/(B-2e) && \text{se } e > B/6 \end{aligned}$$

con

e pari all'eccentricità $e = M/N$

B pari alla base della fondazione

5.2.1.5 Verifiche degli spostamenti della testa della barriera

Il dimensionamento e la verifica delle fondazioni dirette è stata condotta anche con riguardo agli spostamenti orizzontali indotti alla testa della barriera dalle rotazioni subite dalla sommità della fondazione.

Le rotazioni della testa della fondazione sono state calcolate con la seguente espressione:

$$\tan \vartheta = \frac{1 - \nu^2}{E} \frac{M}{B_{\text{reag}}^2 \cdot L} I_0$$

con:

- ν = coefficiente di poisson del terreno;
- E = modulo di deformabilità del terreno;
- M = momento flettente applicato al baricentro della fondazione;
- B_{reag} = tratto di larghezza della fondazione in cui la pressione di contatto tra calcestruzzo e terreno risulta positiva;

$$B_{\text{reag}} = \min \left(3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right); B \right)$$

- B = larghezza della fondazione;
- e = eccentricità dei carichi;
- L = sviluppo in pianta della fondazione;
- I_0 = coefficiente di influenza della fondazione, dipendente dal rapporto L/B e assunto pari a 4.44, mediando i coefficienti forniti in letteratura per fondazioni rigide e fondazioni flessibili (cfr. Bowles J. E., 1991).

Ai fini del dimensionamento delle opere in fondazione, poiché il rapporto tra le rigidezze delle strutture in elevazione e le strutture in fondazione è compreso tra $1/3$ e $1/4$ (vedi relazione STR), dovrà essere assunto un limite di deformabilità della testa della fondazione tale da produrre uno spostamento della testa della struttura di sostegno dei pannelli pari a $1/500$ della sua altezza.

Per quanto riguarda la scelta dei moduli operativi E per il terreno da rilevato e per il terreno in situ, si è verificato che essi risultassero inferiori a quelli deducibili dalla curva di decadimento del modulo di elasticità proposta da Berardi (1999).

Il ricorso al metodo di Berardi (1999) in questa sede consiste in una procedura iterativa, descritta sinteticamente di seguito:

1. Valutazione del modulo di Young a piccole deformazioni (E_0') medio nel tratto di interesse H_{ced} riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche (tale valore è assunto volutamente cautelativo). Il valore di H_{ced} dipende principalmente dalle dimensioni e dalla forma della fondazione, dal reale profilo del modulo di Young con la profondità e dal livello di mobilitazione di resistenza al taglio indotto dall'applicazione dei carichi. In questa sede, si è cautelativamente assunto $H_{ced} \approx 3.5B_{reag}$ (con B_{reag} si intende tratto di larghezza della fondazione in cui la pressione di contatto tra calcestruzzo e terreno risulta positiva).
2. Si ipotizza un cedimento s^* della fondazione di primo tentativo, si valuta il rapporto s^*/B_{reag} ed in riferimento alla curva di Figura 12, entrando in ascissa con il valore s^*/B_{reag} , si valuta il rapporto E/E_0 .
3. Definito il rapporto E/E_0 e quindi il modulo di Young "operativo" E in funzione del rapporto s^*/B_{reag} , si calcola il cedimento della fondazione con la seguente equazione:

$$s_B = \frac{q_{reag} \cdot B_{reag} \cdot (1 - \nu'^2) \cdot I_s}{E}$$

essendo:

- $q'_{reag} = (q_{reag} - q_0')$ = incremento di pressione efficace media netta
 - $q_{reag} = N/A_{reag}$ = pressione efficace esercitata sul terreno dalla fondazione
 - N = carico verticale comprensivo del peso del plinto di fondazione
 - A_{reag} = area della fondazione in cui la pressione di contatto tra calcestruzzo e terreno risulta positiva
 - q_0' = pressione verticale efficace geostatica alla quota intradosso plinto
 - B_{reag} = larghezza della fondazione in cui la pressione di contatto tra calcestruzzo e terreno risulta positiva
 - ν' = rapporto di Poisson = 0.20÷0.30
 - I_s = coefficiente di influenza (vedi la tabella seguente)
4. Si itera il procedimento sintantochè $s_B \equiv s^*$.
 5. Il modulo operativo da utilizzare nei calcoli delle rotazioni delle fondazioni delle barriere antirumore, dovrà essere minore di quello stimato con la procedura appena descritta:

$$E_{op} \leq E_{MAX} = E_0 \cdot \left(\frac{E}{E_0} \left(\frac{s_B \equiv s^*}{B_{reag}} \right) \right)$$

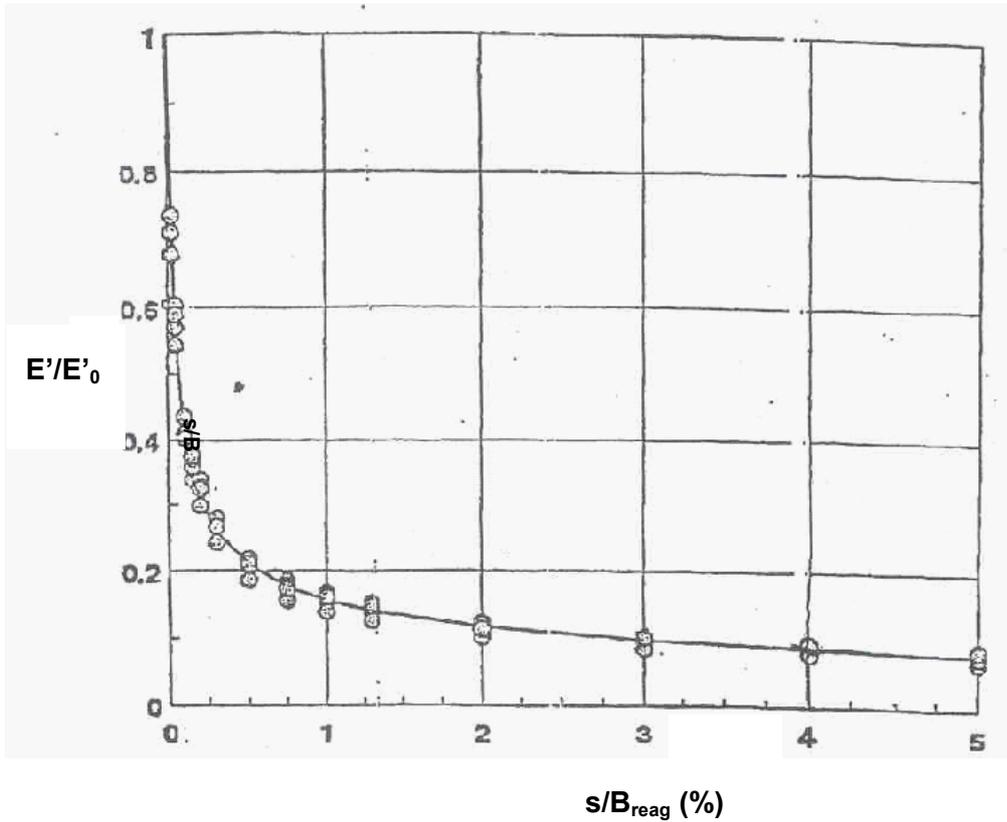


Figura 12 Curva di decadimento del modulo di Young in funzione di s/B (Berardi, 1999)

H_{ced}/B_{reag}	Area rettangolare				
	L/B				
	1	2	3	5	10 (>10)
0.5	0.35	0.39	0.40	0.41	0.42
1.0	0.56	0.65	0.67	0.68	0.71
1.5	0.63	0.76	0.81	0.84	0.89
2.0 (>2.0)	0.69	0.88	0.96	0.99	1.06

B_{reag} = dimensione minore della fondazione (dove σ contatto con terreno sono positive)
 L = dimensione maggiore della fondazione rettangolare
 H_{ced} = profondità di influenza, nell'ambito della quale si sviluppa gran parte del cedimento

Tabella 8 Valori del coefficiente di influenza I_s (Tsytoich, 1951)

5.3 VERIFICHE GEOTECNICHE – RISULTATI

Per ogni altezza di barriera, fissato lo schema di calcolo (S1÷S2 per le condizioni statiche, E1, E2, per le condizioni sismiche), sono state condotte le verifiche geotecniche e strutturali relative alle combinazioni di carico indicate in § 3.1.

I carichi si riferiscono ad un interasse tra i montanti pari a 3.00 m, salvo indicazioni diverse in merito.

Per ogni altezza di barriera, sono risultati dimensionanti:

per le barriere con montante a “becco di flauto” su rilevato in allargamento

- lo schema di calcolo S1 con la combinazione A-I in condizioni statiche;
- lo schema di calcolo E1 con la combinazione di carico sismica;

Nei paragrafi che seguono sono indicati i risultati delle verifiche dimensionanti, distinti in relazione all'altezza della barriera.

La definizione della larghezza B del plinto di fondazione delle barriere antirumore è avvenuta considerando 3 classi di altezza, secondo quanto indicato nella tabella seguente:

TIPO	ALTEZZA BARRIERA ANTIRUMORE
1	5.50 m , 6.00 m
2	4.00 m , 4.50 m, 5.00 m
3	3.00 m, 3.50 m

Per ogni classe altezza di barriera si sono analizzati 4 casi:

CASO A: La fondazione della barriera antirumore poggia sul terreno in situ e la quota intradosso plinto ha una soggiacenza d da PC maggiore di d^* .

CASO B: La fondazione della barriera antirumore poggia sul terreno in situ e la quota intradosso plinto ha una soggiacenza d da PC minore di d^* , oppure la fondazione della barriera antirumore poggia sul terreno da rilevato ma la distanza tra quota intradosso plinto e PC è ridotta ed il cinematismo di rottura che definisce la capacità portante risente pesantemente delle scadenti proprietà di resistenza al taglio del terreno in situ

CASO C: la fondazione della barriera antirumore poggia sul terreno da rilevato e la distanza tra quota intradosso plinto e PC è tale che il cinematismo di rottura che definisce la capacità portante risente marginalmente delle scadenti proprietà di resistenza al taglio del terreno in situ.

CASO D e E: la fondazione della barriera antirumore poggia sul terreno da rilevato, l'altezza del rilevato è tale che il cinematismo di rottura che definisce la capacità portante risente notevolmente dell'inclinazione della scarpata del rilevato autostradale.

Condizione	Altezza Barriera	Affondamento	Altezza Rilevato	Larghezza Plinto
TIPO 1A		$d > 0.70 \text{ m}$	-	$B = 2.20 \text{ m}$
TIPO 1B	5.50 m	$d \leq 0.70 \text{ m}$	$H_{\text{ril}} \leq 2.20 \text{ m}$	$B = 2.70 \text{ m}$
TIPO 1C	6.00 m	su rilevato	$2.20 \text{ m} < H_{\text{ril}} \leq 6.00 \text{ m}$	$B = 2.20 \text{ m}$
TIPO 1D		su rilevato	$H_{\text{ril}} > 6.0 \text{ m} \quad (H_{\text{ril}} \leq 9.0 \text{ m})$	$B = 2.50 \text{ m}$
TIPO 2A		$d > 0.70 \text{ m}$	-	$B = 2.00 \text{ m}$
TIPO 2B	4.00 m	$d \leq 0.70 \text{ m}$	$H_{\text{ril}} \leq 2.20 \text{ m}$	$B = 2.50 \text{ m}$
TIPO 2C	4.50 m	su rilevato	$2.20 \text{ m} < H_{\text{ril}} \leq 5.00 \text{ m}$	$B = 2.00 \text{ m}$
TIPO 2D	5.00 m	su rilevato	$H_{\text{ril}} > 5.0 \text{ m} \quad (H_{\text{ril}} \leq 9.0 \text{ m})$	$B = 2.30 \text{ m}$
TIPO 3A		$d > 0.90 \text{ m}$	-	$B = 1.60 \text{ m}$
TIPO 3B		$d \leq 0.90 \text{ m}$	$H_{\text{ril}} \leq 2.20 \text{ m}$	$B = 2.20 \text{ m}$
TIPO 3C	3.00 m	su rilevato	$2.20 \text{ m} < H_{\text{ril}} \leq 3.00 \text{ m}$	$B = 1.60 \text{ m}$
TIPO 3D	3.50 m	su rilevato	$3.00 \text{ m} < H_{\text{ril}} \leq 4.50 \text{ m}$	$B = 1.90 \text{ m}$
TIPO 3E		su rilevato	$H_{\text{ril}} > 4.50 \text{ m} \quad (H_{\text{ril}} \leq 9.0 \text{ m})$	$B = 2.20 \text{ m}$

Tabella 9 Definizione della larghezza del plinto di fondazione delle Barriere Antirumore in funzione dell'altezza della Barriera stessa e dell'altezza del rilevato.

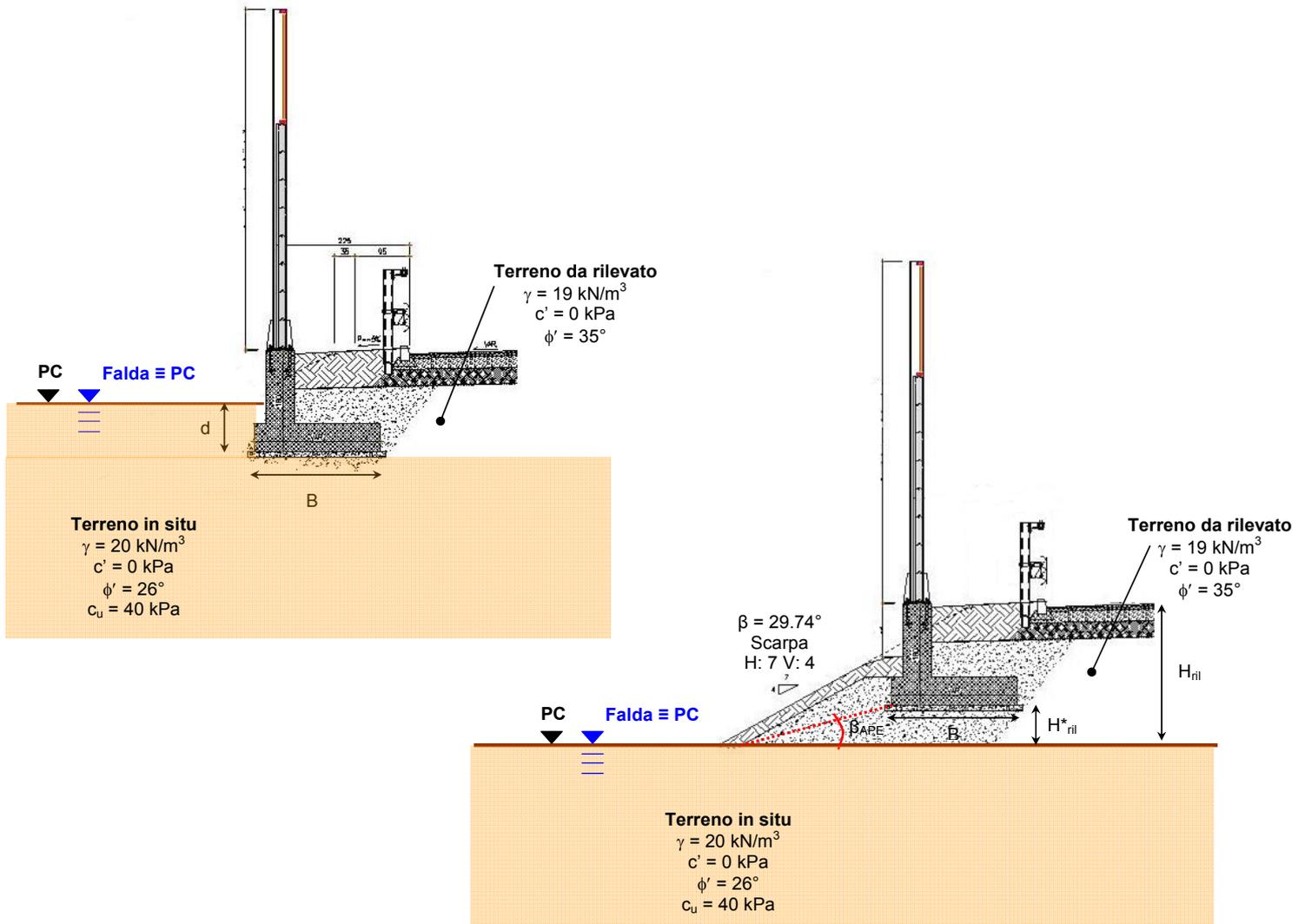


Figura 13 Grandezze geometriche utilizzate nell'analisi e nella definizione dei vari casi analizzati.

Si riportano di seguito tutti i risultati ottenuti nelle verifiche geotecniche eseguite:

- Scivolamento;
- Ribaltamento;
- Capacità Portante

5.3.1 TIPO 1A

$$H_{\text{barriera}} = 6 \text{ m}$$

$$B = 2.20 \text{ m}$$

	N	T	M _{stab}	M _{rib}	M _g				
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)				
A0	255.29	21.68	279.66	13.01	14.17				
AI	255.29	39.68	279.66	99.41	100.57				
All	255.29	57.83	279.66	87.66	88.83				
FI	255.29	28.88	279.66	47.57	48.73				
SISMA (-)	240.13	67.37	279.66	72.08	56.57				
SISMA (+)	270.45	71.04	296.26	58.77	60.00				
Scivolamento	N	T	μN	F _s	F _{s min}	F _s ≥ F _{s min}			
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)			
A0	255.29	21.68	124.51	5.74	1.30	ok			
AI	255.29	39.68	124.51	3.14	1.30	ok			
All	255.29	57.83	124.51	2.15	1.30	ok			
FI	255.29	28.88	124.51	4.31	1.30	ok			
Scivolamento	N	S _d	R _d = μN	S _d < R _d					
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)					
SISMA (-)	240.13	67.37	134.51	ok					
SISMA (+)	270.45	71.04	151.50	ok					
Ribaltamento	M _{STA}	M _{RIB}	F _s	F _{s min}	F _s ≥ F _{s min}				
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)				
A0	279.66	13.01	21.50	1.50	ok				
AI	279.66	99.41	2.81	1.50	ok				
All	279.66	87.66	3.19	1.50	ok				
FI	279.66	47.57	5.88	1.50	ok				
Ribaltamento	M _{STA,d}	M _{RIB,d}	M _{RIB,d} < M _{STA,d}						
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)						
SISMA (-)	279.66	72.08	ok						
SISMA (+)	296.26	58.77	ok						
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	F _s	F _{s min}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	255.29	21.68	14.17	40.74	7.13	185.04	5.29	2.00	ok
AI	255.29	39.68	100.57	60.26	7.13	136.79	2.44	2.00	ok
All	255.29	57.83	88.83	56.58	7.13	117.15	2.23	2.00	ok
FI	255.29	28.88	48.73	46.80	7.13	165.08	3.98	2.00	ok
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	S _d	R _d	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	240.13	67.37	56.57	46.30	7.13	60.43	39.17	53.29	ok
SISMA (+)	270.45	71.04	60.00	51.33	7.13	63.72	44.20	56.58	ok

5.3.2 TIPO 1B

$$H_{\text{barriera}} = 6 \text{ m}$$

$$B = 2.70 \text{ m}$$

	N	T	M _{stab}	M _{rib}	M _g				
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)				
A0	311.09	21.68	416.37	13.01	16.61				
AI	311.09	39.68	416.37	99.41	103.01				
All	311.09	57.83	416.37	87.66	91.27				
FI	311.09	28.88	416.37	47.57	51.17				
SISMA (-)	292.62	74.00	416.37	85.81	64.48				
SISMA (+)	329.56	77.67	441.09	64.39	68.21				
Scivolamento	N	T	μN	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}			
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)			
A0	311.09	21.68	217.83	10.05	1.30	ok			
AI	311.09	39.68	217.83	5.49	1.30	ok			
All	311.09	57.83	217.83	3.77	1.30	ok			
FI	311.09	28.88	217.83	7.54	1.30	ok			
Scivolamento	N	S _d	R _d = μN	S _d < R _d					
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)					
SISMA (-)	292.62	74.00	163.92	ok					
SISMA (+)	329.56	77.67	184.61	ok					
Ribaltamento	M _{STA}	M _{RIB}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}				
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)				
A0	416.37	13.01	32.02	1.50	ok				
AI	416.37	99.41	4.19	1.50	ok				
All	416.37	87.66	4.75	1.50	ok				
FI	416.37	47.57	8.75	1.50	ok				
Ribaltamento	M _{STA,d}	M _{RIB,d}	M _{RIB,d} < M _{STA,d}						
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)						
SISMA (-)	416.37	85.81	ok						
SISMA (+)	441.09	64.39	ok						
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	311.09	21.68	16.61	39.99	1.95	139.10	3.61	2.00	ok
AI	311.09	39.68	103.01	50.89	1.95	113.90	2.29	2.00	ok
All	311.09	57.83	91.27	49.07	1.95	101.41	2.11	2.00	ok
FI	311.09	28.88	51.17	43.74	1.95	128.79	3.04	2.00	ok
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	S _d	R _d	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	292.62	74.00	64.48	43.17	1.95	54.75	41.22	52.79	ok
SISMA (+)	329.56	77.67	68.21	48.05	1.95	56.76	46.10	54.81	ok

5.3.3 TIPO 1C

$H_{barriera} = 6 \text{ m}$
 $B = 2.20 \text{ m}$

	N	T	M _{stab}	M _{rib}	M _g
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
A0	255.29	21.68	279.66	13.01	14.17
AI	255.29	44.23	279.66	121.25	122.41
All	255.29	60.56	279.66	100.77	101.93
FI	255.29	30.70	279.66	56.30	57.47
SISMA (-)	240.13	67.37	279.66	72.08	56.57
SISMA (+)	270.45	71.04	296.26	58.77	60.00

Scivolamento	N	T	μN	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)
A0	255.29	21.68	178.76	8.25	1.30	ok
AI	255.29	44.23	178.76	4.04	1.30	ok
All	255.29	60.56	178.76	2.95	1.30	ok
FI	255.29	30.70	178.76	5.82	1.30	ok

Scivolamento	N	S _d	R _d = μN	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
SISMA (-)	240.13	67.37	134.51	ok
SISMA (+)	270.45	71.04	151.50	ok

Ribaltamento	M _{STA}	M _{RIB}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)
A0	279.66	13.01	21.50	1.50	ok
AI	279.66	121.25	2.31	1.50	ok
All	279.66	100.77	2.78	1.50	ok
FI	279.66	56.30	4.97	1.50	ok

Ribaltamento	M _{STA,d}	M _{RIB,d}	M _{RIB,d} < M _{STA,d}
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)
SISMA (-)	279.66	72.08	ok
SISMA (+)	296.26	58.77	ok

Capacità Portante	N	T	M _g	σ_m	q ₀	q _{lim}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	255.29	21.68	14.17	40.74	4.68	232.22	6.31	2.00	ok
AI	255.29	44.23	122.41	68.57	4.68	133.97	2.02	2.00	ok
All	255.29	60.56	101.93	60.72	4.68	119.70	2.05	2.00	ok
FI	255.29	30.70	57.47	48.63	4.68	191.41	4.25	2.00	ok

Capacità Portante	N	T	M _g	σ_m	q ₀	q _{lim}	S _d	R _d	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	240.13	67.37	56.57	46.30	4.68	52.45	41.62	47.77	ok
SISMA (+)	270.45	71.04	60.00	51.33	4.68	55.97	46.65	51.29	ok

5.3.4 TIPO 1D

$$H_{\text{barriera}} = 6 \text{ m}$$

$$B = 2.50 \text{ m}$$

	N	T	M _{stab}	M _{rib}	M _g
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
A0	288.77	21.68	358.33	13.01	15.64
AI	288.77	48.68	358.33	142.61	145.24
All	288.77	63.23	358.33	113.58	116.21
FI	288.77	32.48	358.33	64.85	67.48
SISMA (-)	271.63	71.35	358.33	80.12	61.32
SISMA (+)	305.92	75.02	379.61	62.14	64.93

Scivolamento	N	T	μN	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)
A0	288.77	21.68	202.20	9.33	1.30	ok
AI	288.77	48.68	202.20	4.15	1.30	ok
All	288.77	63.23	202.20	3.20	1.30	ok
FI	288.77	32.48	202.20	6.23	1.30	ok

Scivolamento	N	S _d	R _d = μN	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
SISMA (-)	271.63	71.35	152.16	ok
SISMA (+)	305.92	75.02	171.36	ok

Ribaltamento	M _{STA}	M _{RIB}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)
A0	358.33	13.01	27.55	1.50	ok
AI	358.33	142.61	2.51	1.50	ok
All	358.33	113.58	3.15	1.50	ok
FI	358.33	64.85	5.53	1.50	ok

Ribaltamento	M _{STA,d}	M _{RIB,d}	M _{RIB,d} < M _{STA,d}
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)
SISMA (-)	358.33	80.12	ok
SISMA (+)	379.61	62.14	ok

Capacità Portante	N	T	M _g	σ_m	q ₀	q _{lim}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	288.77	21.68	15.64	40.25	4.59	208.74	5.73	2.00	ok
AI	288.77	48.68	145.24	64.42	4.59	124.29	2.00	2.00	ok
All	288.77	63.23	116.21	56.78	4.59	116.17	2.14	2.00	ok
FI	288.77	32.48	67.48	47.35	4.59	174.01	3.96	2.00	ok

Capacità Portante	N	T	M _g	σ_m	q ₀	q _{lim}	S _d	R _d	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	271.63	71.35	61.32	44.20	4.59	49.87	39.61	45.28	ok
SISMA (+)	305.92	75.02	64.93	49.13	4.59	52.96	44.54	48.37	ok

5.3.5 TIPO 2A

$$H_{\text{barriera}} = 5 \text{ m}$$

$$B = 2.00 \text{ m}$$

	N	T	M _{stab}	M _{rib}	M _g				
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)				
A0	230.16	21.68	231.52	13.01	11.65				
AI	230.16	37.50	231.52	81.04	79.68				
All	230.16	56.52	231.52	76.64	75.28				
FI	230.16	28.00	231.52	40.22	38.86				
SISMA (-)	216.49	64.39	231.52	64.77	49.74				
SISMA (+)	243.82	68.05	245.26	54.32	52.88				
Scivolamento	N	T	μN	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}			
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)			
A0	230.16	21.68	112.26	5.18	1.30	ok			
AI	230.16	37.50	112.26	2.99	1.30	ok			
All	230.16	56.52	112.26	1.99	1.30	ok			
FI	230.16	28.00	112.26	4.01	1.30	ok			
Scivolamento	N	S _d	R _d = μN	S _d < R _d					
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)					
SISMA (-)	216.49	64.39	121.27	ok					
SISMA (+)	243.82	68.05	136.58	ok					
Ribaltamento	M _{STA}	M _{RIB}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}				
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)				
A0	231.52	13.01	17.80	1.50	ok				
AI	231.52	81.04	2.86	1.50	ok				
All	231.52	76.64	3.02	1.50	ok				
FI	231.52	40.22	5.76	1.50	ok				
Ribaltamento	M _{STA,d}	M _{RIB,d}	M _{RIB,d} < M _{STA,d}						
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)						
SISMA (-)	231.52	64.77	ok						
SISMA (+)	245.26	54.32	ok						
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	230.16	21.68	11.65	40.40	7.13	175.01	5.05	2.00	ok
AI	230.16	37.50	79.68	58.67	7.13	131.02	2.40	2.00	ok
All	230.16	56.52	75.28	57.01	7.13	107.30	2.01	2.00	ok
FI	230.16	28.00	38.86	46.15	7.13	156.69	3.83	2.00	ok
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	S _d	R _d	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	216.49	64.39	49.74	46.85	7.13	55.55	39.71	48.42	ok
SISMA (+)	243.82	68.05	52.88	51.89	7.13	58.72	44.76	51.58	ok

5.3.6 TIPO 2B

$$H_{\text{barriera}} = 5 \text{ m}$$

$$B = 2.50 \text{ m}$$

	N	T	M _{stab}	M _{rib}	M _g				
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)				
A0	285.96	21.68	357.07	13.01	13.38				
AI	285.96	37.50	357.07	81.04	81.42				
All	285.96	56.52	357.07	76.64	77.02				
FI	285.96	28.00	357.07	40.22	40.60				
SISMA (-)	268.98	71.02	357.07	77.84	57.00				
SISMA (+)	302.94	74.68	378.27	59.94	60.34				
Scivolamento	N	T	μN	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}			
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)			
A0	285.96	21.68	200.23	9.24	1.30	ok			
AI	285.96	37.50	200.23	5.34	1.30	ok			
All	285.96	56.52	200.23	3.54	1.30	ok			
FI	285.96	28.00	200.23	7.15	1.30	ok			
Scivolamento	N	S _d	R _d = μN	S _d < R _d					
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)					
SISMA (-)	268.98	71.02	150.67	ok					
SISMA (+)	302.94	74.68	169.70	ok					
Ribaltamento	M _{STA}	M _{RIB}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}				
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)				
A0	357.07	13.01	27.46	1.50	ok				
AI	357.07	81.04	4.41	1.50	ok				
All	357.07	76.64	4.66	1.50	ok				
FI	357.07	40.22	8.88	1.50	ok				
Ribaltamento	M _{STA,d}	M _{RIB,d}	M _{RIB,d} < M _{STA,d}						
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)						
SISMA (-)	357.07	77.84	ok						
SISMA (+)	378.27	59.94	ok						
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	285.96	21.68	13.38	39.61	2.11	136.51	3.58	2.00	ok
AI	285.96	37.50	81.42	49.37	2.11	113.12	2.35	2.00	ok
All	285.96	56.52	77.02	48.60	2.11	98.45	2.07	2.00	ok
FI	285.96	28.00	40.60	43.01	2.11	126.86	3.05	2.00	ok
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	S _d	R _d	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	268.98	71.02	57.00	43.18	2.11	53.93	41.08	51.82	ok
SISMA (+)	302.94	74.68	60.34	48.05	2.11	55.88	45.94	53.78	ok

5.3.7 TIPO 2C

$$H_{\text{barriera}} = 5 \text{ m}$$

$$B = 2.00 \text{ m}$$

	N	T	M _{stab}	M _{rib}	M _g				
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)				
A0	230.16	21.68	231.52	13.01	11.65				
AI	230.16	39.18	231.52	88.26	86.90				
All	230.16	57.53	231.52	80.98	79.62				
FI	230.16	28.68	231.52	43.11	41.75				
SISMA (-)	216.49	64.39	231.52	64.77	49.74				
SISMA (+)	243.82	68.05	245.26	54.32	52.88				
Scivolamento	N	T	μN	Fs	Fs _{min}	Fs ≥ Fs _{min}			
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)			
A0	230.16	21.68	161.16	7.44	1.30	ok			
AI	230.16	39.18	161.16	4.11	1.30	ok			
All	230.16	57.53	161.16	2.80	1.30	ok			
FI	230.16	28.68	161.16	5.62	1.30	ok			
Scivolamento	N	S _d	R _d = μN	S _d < R _d					
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)					
SISMA (-)	216.49	64.39	121.27	ok					
SISMA (+)	243.82	68.05	136.58	ok					
Ribaltamento	M _{STA}	M _{RIB}	Fs	Fs _{min}	Fs ≥ Fs _{min}				
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)				
A0	231.52	13.01	17.80	1.50	ok				
AI	231.52	88.26	2.62	1.50	ok				
All	231.52	80.98	2.86	1.50	ok				
FI	231.52	43.11	5.37	1.50	ok				
Ribaltamento	M _{STA,d}	M _{RIB,d}	M _{RIB,d} < M _{STA,d}						
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)						
SISMA (-)	231.52	64.77	ok						
SISMA (+)	245.26	54.32	ok						
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	Fs	Fs _{min}	Fs ≥ Fs _{min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	230.16	21.68	11.65	40.40	4.70	224.57	6.16	2.00	ok
AI	230.16	39.18	86.90	61.63	4.70	141.50	2.40	2.00	ok
All	230.16	57.53	79.62	58.65	4.70	115.19	2.05	2.00	ok
FI	230.16	28.68	41.75	46.86	4.70	189.97	4.39	2.00	ok
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	S _d	R _d	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	216.49	64.39	49.74	46.85	4.70	48.52	42.14	43.82	ok
SISMA (+)	243.82	68.05	52.88	51.89	4.70	51.94	47.19	47.24	ok

5.3.8 TIPO 2D

$$H_{\text{barriera}} = 5 \text{ m}$$

$$B = 2.30 \text{ m}$$

	N	T	M _{stab}	M _{rib}	M _g				
<i>COMBINAZIONE</i>	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)				
A0	263.64	21.68	303.50	13.01	12.69				
AI	263.64	43.42	303.50	106.49	106.17				
All	263.64	60.07	303.50	91.91	91.60				
FI	263.64	30.37	303.50	50.40	50.08				
SISMA (-)	247.98	68.36	303.50	72.41	54.10				
SISMA (+)	279.29	72.03	321.52	57.69	57.36				
Scivolamento	N	T	μN	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}			
<i>COMBINAZIONE</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)			
A0	263.64	21.68	184.60	8.52	1.30	ok			
AI	263.64	43.42	184.60	4.25	1.30	ok			
All	263.64	60.07	184.60	3.07	1.30	ok			
FI	263.64	30.37	184.60	6.08	1.30	ok			
Scivolamento	N	S _d	R _d = μN	S _d < R _d					
<i>COMBINAZIONE</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(-)					
SISMA (-)	247.98	68.36	138.91	ok					
SISMA (+)	279.29	72.03	156.45	ok					
Ribaltamento	M _{STA}	M _{RIB}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}				
<i>COMBINAZIONE</i>	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)				
A0	303.50	13.01	23.34	1.50	ok				
AI	303.50	106.49	2.85	1.50	ok				
All	303.50	91.91	3.30	1.50	ok				
FI	303.50	50.40	6.02	1.50	ok				
Ribaltamento	M _{STA,d}	M _{RIB,d}	M _{RIB,d} < M _{STA,d}						
<i>COMBINAZIONE</i>	(kNm)	(kNm)	(-)						
SISMA (-)	303.50	72.41	ok						
SISMA (+)	321.52	57.69	ok						
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
<i>COMBINAZIONE</i>	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	263.64	21.68	12.69	39.88	4.60	200.56	5.55	2.00	ok
AI	263.64	43.42	106.17	58.80	4.60	128.26	2.28	2.00	ok
All	263.64	60.07	91.60	54.75	4.60	111.60	2.13	2.00	ok
FI	263.64	30.37	50.08	45.77	4.60	170.65	4.03	2.00	ok
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	S _d	R _d	S _d < R _d
<i>COMBINAZIONE</i>	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	247.98	68.36	54.10	44.35	4.60	46.31	39.76	41.71	ok
SISMA (+)	279.29	72.03	57.36	49.28	4.60	49.30	44.68	44.71	ok

5.3.9 TIPO 3A

$H_{barriera} = 3.5 \text{ m}$
 $B = 1.60 \text{ m}$

	N	T	M _{stab}	M _{rib}	M _g
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
A0	182.06	21.68	149.61	13.01	9.04
AI	182.06	32.01	149.61	49.70	45.74
AII	182.06	53.23	149.61	57.84	53.87
FI	182.06	25.81	149.61	27.68	23.72
SISMA (-)	171.25	58.68	149.61	53.06	40.45
SISMA (+)	192.87	62.34	158.49	47.47	43.27

Scivolamento	N	T	μN	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)
A0	182.06	21.68	88.79	4.10	1.30	ok
AI	182.06	32.01	88.79	2.77	1.30	ok
AII	182.06	53.23	88.79	1.67	1.30	ok
FI	182.06	25.81	88.79	3.44	1.30	ok

Scivolamento	N	S _d	R _d = μN	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
SISMA (-)	171.25	58.68	95.93	ok
SISMA (+)	192.87	62.34	108.04	ok

Ribaltamento	M _{STA}	M _{RIB}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)
A0	149.61	13.01	11.50	1.50	ok
AI	149.61	49.70	3.01	1.50	ok
AII	149.61	57.84	2.59	1.50	ok
FI	149.61	27.68	5.40	1.50	ok

Ribaltamento	M _{STA,d}	M _{RIB,d}	M _{RIB,d} < M _{STA,d}
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)
SISMA (-)	149.61	53.06	ok
SISMA (+)	158.49	47.47	ok

Capacità Portante	N	T	M _g	σ_m	q ₀	q _{lim}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	182.06	21.68	9.04	40.44	9.37	187.72	5.74	2.00	ok
AI	182.06	32.01	45.74	55.29	9.37	153.14	3.13	2.00	ok
AII	182.06	53.23	53.87	60.19	9.37	112.04	2.02	2.00	ok
FI	182.06	25.81	23.72	45.31	9.37	173.16	4.56	2.00	ok

Capacità Portante	N	T	M _g	σ_m	q ₀	q _{lim}	S _d	R _d	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	171.25	58.68	40.45	50.62	9.37	57.89	41.25	48.52	ok
SISMA (+)	192.87	62.34	43.27	55.84	9.37	61.40	46.47	52.02	ok

5.3.10 TIPO 3B

$H_{barriera} = 3.5 \text{ m}$
 $B = 2.20 \text{ m}$

	N	T	M _{stab}	M _{rib}	M _g
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
A0	249.02	21.68	276.83	13.01	10.09
AI	249.02	32.01	276.83	49.70	46.79
AII	249.02	53.23	276.83	57.84	54.92
FI	249.02	25.81	276.83	27.68	24.77
SISMA (-)	234.23	66.63	276.83	67.35	48.17
SISMA (+)	263.80	70.29	293.27	54.21	51.12

Scivolamento	N	T	μN	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)
A0	249.02	21.68	174.36	8.04	1.30	ok
AI	249.02	32.01	174.36	5.45	1.30	ok
AII	249.02	53.23	174.36	3.28	1.30	ok
FI	249.02	25.81	174.36	6.76	1.30	ok

Scivolamento	N	S _d	R _d = μN	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
SISMA (-)	234.23	66.63	131.21	ok
SISMA (+)	263.80	70.29	147.77	ok

Ribaltamento	M _{STA}	M _{RIB}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)
A0	276.83	13.01	21.29	1.50	ok
AI	276.83	49.70	5.57	1.50	ok
AII	276.83	57.84	4.79	1.50	ok
FI	276.83	27.68	10.00	1.50	ok

Ribaltamento	M _{STA,d}	M _{RIB,d}	M _{RIB,d} < M _{STA,d}
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)
SISMA (-)	276.83	67.35	ok
SISMA (+)	293.27	54.21	ok

Capacità Portante	N	T	M _g	σ_m	q ₀	q _{lim}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	249.02	21.68	10.09	39.17	2.39	132.03	3.52	2.00	ok
AI	249.02	32.01	46.79	45.50	2.39	115.44	2.62	2.00	ok
AII	249.02	53.23	54.92	47.19	2.39	95.37	2.08	2.00	ok
FI	249.02	25.81	24.77	41.48	2.39	125.19	3.14	2.00	ok

Capacità Portante	N	T	M _g	σ_m	q ₀	q _{lim}	S _d	R _d	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	234.23	66.63	48.17	43.65	2.39	52.81	41.26	50.42	ok
SISMA (+)	263.80	70.29	51.12	48.52	2.39	54.65	46.12	52.25	ok

5.3.11 TIPO 3C

$$H_{\text{barriera}} = 3.5 \text{ m}$$

$$B = 1.60 \text{ m}$$

	N	T	M _{stab}	M _{rib}	M _g				
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)				
A0	182.06	21.68	149.61	13.01	9.04				
AI	182.06	32.01	149.61	49.70	45.74				
AII	182.06	53.23	149.61	57.84	53.87				
FI	182.06	25.81	149.61	27.68	23.72				
SISMA (-)	171.25	58.68	149.61	53.06	40.45				
SISMA (+)	192.87	62.34	158.49	47.47	43.27				
Scivolamento	N	T	μN	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}			
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)			
A0	182.06	21.68	127.48	5.88	1.30	ok			
AI	182.06	32.01	127.48	3.98	1.30	ok			
AII	182.06	53.23	127.48	2.39	1.30	ok			
FI	182.06	25.81	127.48	4.94	1.30	ok			
Scivolamento	N	S _d	R _d = μN	S _d < R _d					
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)					
SISMA (-)	171.25	58.68	95.93	ok					
SISMA (+)	192.87	62.34	108.04	ok					
Ribaltamento	M _{STA}	M _{RIB}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}				
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)				
A0	149.61	13.01	11.50	1.50	ok				
AI	149.61	49.70	3.01	1.50	ok				
AII	149.61	57.84	2.59	1.50	ok				
FI	149.61	27.68	5.40	1.50	ok				
Ribaltamento	M _{STA,d}	M _{RIB,d}	M _{RIB,d} < M _{STA,d}						
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)						
SISMA (-)	149.61	53.06	ok						
SISMA (+)	158.49	47.47	ok						
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	182.06	21.68	9.04	40.44	4.70	159.73	4.34	2.00	ok
AI	182.06	32.01	45.74	55.29	4.70	141.77	2.71	2.00	ok
AII	182.06	53.23	53.87	60.19	4.70	119.08	2.06	2.00	ok
FI	182.06	25.81	23.72	45.31	4.70	151.45	3.61	2.00	ok
Capacità Portante	N	T	M _g	σ _m	q ₀	q _{lim}	S _d	R _d	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	171.25	58.68	40.45	50.62	4.70	62.18	45.92	57.47	ok
SISMA (+)	192.87	62.34	43.27	55.84	4.70	66.72	51.14	62.02	ok

5.3.12 TIPO 3D

$H_{barriera} = 3.5 \text{ m}$
 $B = 1.90 \text{ m}$

	N	T	M _{stab}	M _{rib}	M _g
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
A0	215.54	21.68	208.20	13.01	9.57
AI	215.54	32.80	208.20	52.50	49.06
AI	215.54	53.70	208.20	59.52	56.08
FI	215.54	26.13	208.20	28.80	25.37
SISMA (-)	202.74	62.65	208.20	59.90	44.31
SISMA (+)	228.33	66.32	220.56	50.84	47.20

Scivolamento	N	T	μN	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)
A0	215.54	21.68	150.92	6.96	1.30	ok
AI	215.54	32.80	150.92	4.60	1.30	ok
AI	215.54	53.70	150.92	2.81	1.30	ok
FI	215.54	26.13	150.92	5.78	1.30	ok

Scivolamento	N	S _d	R _d = μN	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
SISMA (-)	202.74	62.65	113.57	ok
SISMA (+)	228.33	66.32	127.90	ok

Ribaltamento	M _{STA}	M _{RIB}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)
A0	208.20	13.01	16.01	1.50	ok
AI	208.20	52.50	3.97	1.50	ok
AI	208.20	59.52	3.50	1.50	ok
FI	208.20	28.80	7.23	1.50	ok

Ribaltamento	M _{STA,d}	M _{RIB,d}	M _{RIB,d} < M _{STA,d}
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)
SISMA (-)	208.20	59.90	ok
SISMA (+)	220.56	50.84	ok

Capacità Portante	N	T	M _g	σ_m	q ₀	q _{lim}	F _s	F _{smin}	F _s ≥ F _{s min}
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	215.54	21.68	9.57	39.67	4.73	227.69	6.38	2.00	ok
AI	215.54	32.80	49.06	49.73	4.73	172.97	3.74	2.00	ok
AI	215.54	53.70	56.08	52.08	4.73	126.55	2.57	2.00	ok
FI	215.54	26.13	25.37	43.16	4.73	205.14	5.21	2.00	ok

Capacità Portante	N	T	M _g	σ_m	q ₀	q _{lim}	S _d	R _d	S _d < R _d
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	202.74	62.65	44.31	46.20	4.73	48.02	41.47	43.29	ok
SISMA (+)	228.33	66.32	47.20	51.20	4.73	51.49	46.47	46.76	ok

5.3.13 TIPO 3E

$H_{barriera} = 3.5 \text{ m}$
 $B = 2.20 \text{ m}$

	N	T	M_{stab}	M_{rib}	M_g				
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)				
A0	249.02	21.68	276.83	13.01	10.09				
AI	249.02	35.45	276.83	61.91	58.99				
All	249.02	55.29	276.83	65.16	62.25				
FI	249.02	27.19	276.83	32.57	29.65				
SISMA (-)	234.23	66.63	276.83	67.35	48.17				
SISMA (+)	263.80	70.29	293.27	54.21	51.12				
Scivolamento	N	T	μN	F_s	F_{smin}	$F_s \geq F_{smin}$			
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)			
A0	249.02	21.68	174.36	8.04	1.30	ok			
AI	249.02	35.45	174.36	4.92	1.30	ok			
All	249.02	55.29	174.36	3.15	1.30	ok			
FI	249.02	27.19	174.36	6.41	1.30	ok			
Scivolamento	N	S_d	$R_d = \mu N$	$S_d < R_d$					
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kN)	(-)					
SISMA (-)	234.23	66.63	131.21	ok					
SISMA (+)	263.80	70.29	147.77	ok					
Ribaltamento	M_{STA}	M_{RIB}	F_s	F_{smin}	$F_s \geq F_{smin}$				
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)	(-)				
A0	276.83	13.01	21.29	1.50	ok				
AI	276.83	61.91	4.47	1.50	ok				
All	276.83	65.16	4.25	1.50	ok				
FI	276.83	32.57	8.50	1.50	ok				
Ribaltamento	$M_{STA,d}$	$M_{RIB,d}$	$M_{RIB,d} < M_{STA,d}$						
COMBINAZIONE	(kNm)	(kNm)	(-)						
SISMA (-)	276.83	67.35	ok						
SISMA (+)	293.27	54.21	ok						
Capacità Portante	N	T	M_g	σ_m	q_0	q_{lim}	F_s	F_{smin}	$F_s \geq F_{smin}$
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)
A0	249.02	21.68	10.09	39.17	4.61	200.75	5.68	2.00	ok
AI	249.02	35.45	58.99	48.09	4.61	154.23	3.44	2.00	ok
All	249.02	55.29	62.25	48.83	4.61	121.81	2.65	2.00	ok
FI	249.02	27.19	29.65	42.31	4.61	181.66	4.70	2.00	ok
Capacità Portante	N	T	M_g	σ_m	q_0	q_{lim}	S_d	R_d	$S_d < R_d$
COMBINAZIONE	(kN)	(kN)	(kNm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
SISMA (-)	234.23	66.63	48.17	43.65	4.61	45.53	39.04	40.91	ok
SISMA (+)	263.80	70.29	51.12	48.52	4.61	48.53	43.91	43.92	ok

5.3.14 Verifica spostamenti in testa per effetto delle rotazioni delle fondazioni

Per ognuno dei casi esaminati (A, B, C e D) è stato scelto un caso caratteristico (evidenziato in giallo nella tabella seguente). Rispetto ai casi evidenziati si è applicata la procedura iterativa descritta nel §5.2.1.5 per la stima del modulo operativo massimo $E_{0\ MAX}$ da impiegare nella valutazione delle rotazioni delle fondazioni delle barriere. Per ogni caso esaminato, si è opportunamente scelto il valore da attribuire al modulo a piccole deformazione E_0 in funzione della natura del terreno (da rilevato, in situ) ragionevolmente coinvolto nell'ambito della porzione di sottosuolo che partecipa alla valutazione dei cedimenti.

TIPO	$H_{barriera}$ (m)	B (m)	N (kN)	M (kNm)	e (m)	b' (m)	L (m)	q_{req} (kPa)
TIPO 1A	6.0	2.2	255.29	100.57	0.39	2.12	3.00	40.17
TIPO 1A	6.0	2.2	255.29	88.83	0.35	2.20	3.00	38.68
TIPO 1B	6.0	2.7	311.09	103.01	0.33	2.70	3.00	38.41
TIPO 1B	6.0	2.7	311.09	91.27	0.29	2.70	3.00	38.41
TIPO 1C	6.0	2.2	255.29	122.41	0.48	1.86	3.00	45.71
TIPO 1C	6.0	2.2	255.29	101.93	0.40	2.10	3.00	40.48
TIPO 1D	6.0	2.5	288.77	145.24	0.50	2.24	3.00	42.95
TIPO 1D	6.0	2.5	288.77	116.21	0.40	2.50	3.00	38.50
TIPO 2A	5.0	2.0	230.16	79.68	0.35	1.96	3.00	39.11
TIPO 2A	5.0	2.0	230.16	75.28	0.33	2.00	3.00	38.36
TIPO 2B	5.0	2.5	285.96	81.42	0.28	2.50	3.00	38.13
TIPO 2B	5.0	2.5	285.96	77.02	0.27	2.50	3.00	38.13
TIPO 2C	5.0	2.0	230.16	86.9	0.38	1.87	3.00	41.09
TIPO 2C	5.0	2.0	230.16	79.62	0.35	1.96	3.00	39.10
TIPO 2D	5.0	2.3	263.64	106.17	0.40	2.24	3.00	39.20
TIPO 2D	5.0	2.3	263.64	91.6	0.35	2.30	3.00	38.21
TIPO 3A	3.5	1.6	182.06	45.74	0.25	1.60	3.00	37.93
TIPO 3A	3.5	1.6	182.06	53.87	0.30	1.51	3.00	40.13
TIPO 3B	3.5	2.2	249.02	46.79	0.19	2.20	3.00	37.73
TIPO 3B	3.5	2.2	249.02	54.92	0.22	2.20	3.00	37.73
TIPO 3C	3.5	1.6	182.06	45.74	0.25	1.60	3.00	37.93
TIPO 3C	3.5	1.6	182.06	53.87	0.30	1.51	3.00	40.13
TIPO 3D	3.5	1.9	215.54	49.06	0.23	1.90	3.00	37.81
TIPO 3D	3.5	1.9	215.54	56.08	0.26	1.90	3.00	37.81
TIPO 3E	3.5	2.2	249.02	58.99	0.24	2.20	3.00	37.73
TIPO 3E	3.5	2.2	249.02	62.25	0.25	2.20	3.00	37.73

Tabella 10 Scelta dei Casi caratteristici per la stima dei moduli operativi da impiegare nella valutazione delle rotazioni delle fondazioni delle barriere antirumore.

	$H_{barriera}$ (m)	B (m)	N (kN)	M (kNm)	e (m)	b' (m)	L (m)	q_{req} (kPa)	q_0 (kPa)	E_0 (MPa)	$E_{op\ MAX}$ (MPa)	E_{op} (MPa)
TIPO 3A	3.50	1.60	182.06	53.87	0.30	1.51	3.00	40.13	9.37	75	31.1	25
TIPO 1B	6.00	2.70	311.09	103.01	0.33	2.70	3.00	38.41	1.95	60	19	15

TIPO 1C	6.00	2.20	255.29	122.41	0.48	1.86	3.00	45.71	4.68	100	40.6	35
TIPO 1D	6.00	2.50	288.77	145.24	0.50	2.24	3.00	42.95	4.59	150	84.3	35

Tabella 11 Stima dei moduli operativi da impiegare nella valutazione delle rotazioni delle fondazioni delle barriere antirumore.

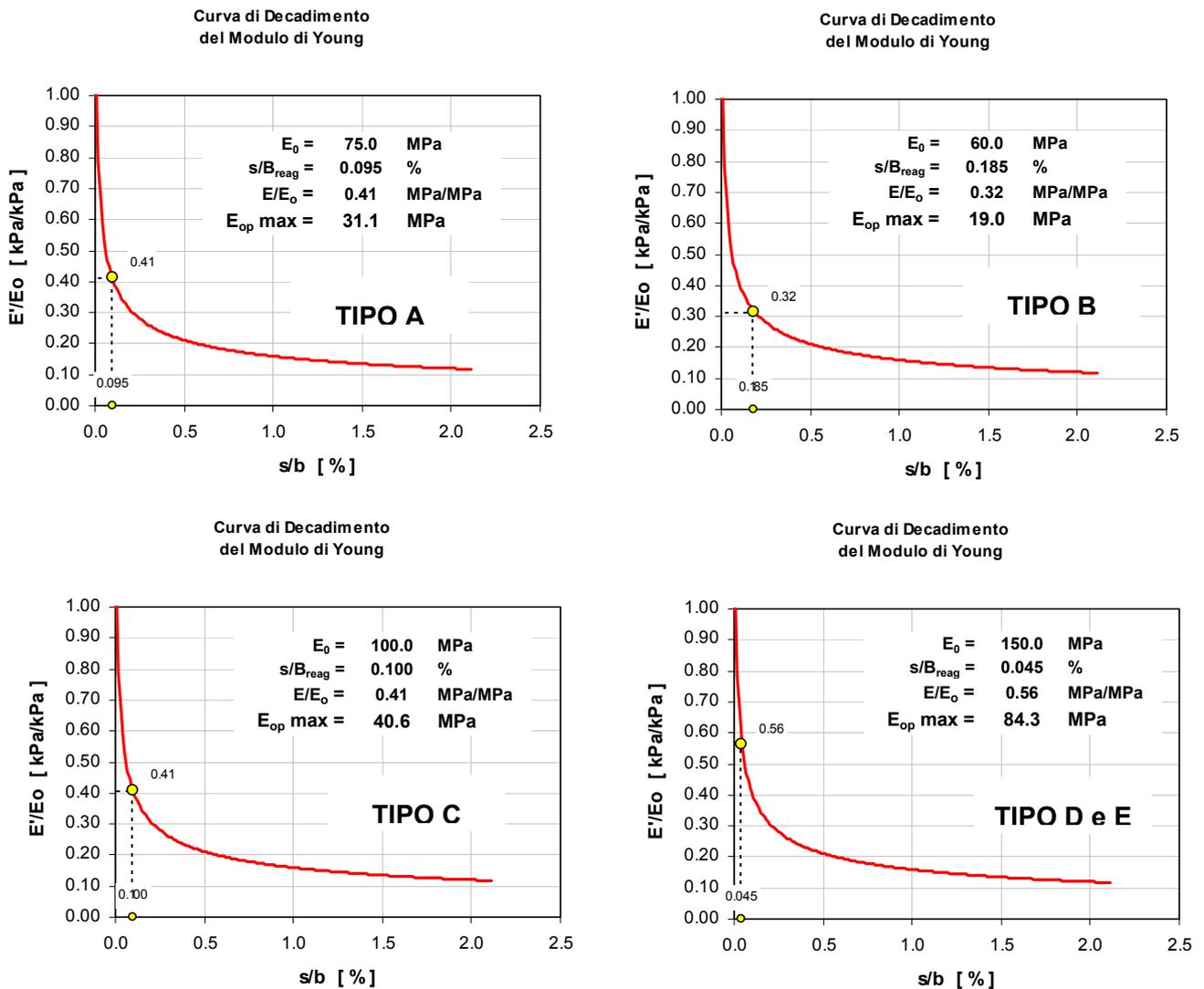


Figura 14 Curva di decadimento del modulo di elasticità e stima dei moduli operativi per la valutazione delle rotazione delle fondazioni delle barriere antirumore.

TIPO	H _{bar} (m)	B (m)	N (kN)	M (kNm)	e (m)	b' (m)	q _{reag} (kPa)	E (MPa)	v (-)	l (-)	tang θ (rad)	δ (mm)	δ_{LIM} (mm)	
TIPO 1A	6.0	2.2	255.29	100.57	0.39	2.12	40.17	25	0.25	4.44	0.0012	9.7	12.0	ok
TIPO 1A	6.0	2.2	255.29	88.83	0.35	2.20	38.68	25	0.25	4.44	0.0010	7.9	12.0	ok
TIPO 1B	6.0	2.7	311.09	103.01	0.33	2.70	38.41	15.0	0.25	4.44	0.0013	10.2	12.0	ok
TIPO 1B	6.0	2.7	311.09	91.27	0.29	2.70	38.41	15.0	0.20	4.44	0.0012	9.2	12.0	ok
TIPO 1C	6.0	2.2	255.29	122.41	0.48	1.86	45.71	35.0	0.20	4.44	0.0014	11.2	12.0	ok
TIPO 1C	6.0	2.2	255.29	101.93	0.40	2.10	40.48	35.0	0.20	4.44	0.0009	7.3	12.0	ok
TIPO 1D	6.0	2.5	288.77	145.24	0.50	2.24	42.95	35.0	0.20	4.44	0.0012	9.2	12.0	ok
TIPO 1D	6.0	2.5	288.77	116.21	0.40	2.50	38.50	35.0	0.20	4.44	0.0008	5.9	12.0	ok
TIPO 2A	5.0	2.0	230.16	79.68	0.35	1.96	39.11	25	0.25	4.44	0.0011	7.8	10.0	ok
TIPO 2A	5.0	2.0	230.16	75.28	0.33	2.00	38.36	25	0.25	4.44	0.0010	7.1	10.0	ok
TIPO 2B	5.0	2.5	285.96	81.42	0.28	2.50	38.13	15	0.25	4.44	0.0012	8.2	10.0	ok
TIPO 2B	5.0	2.5	285.96	77.02	0.27	2.50	38.13	15	0.20	4.44	0.0012	7.9	10.0	ok
TIPO 2C	5.0	2.0	230.16	86.9	0.38	1.87	41.09	35	0.20	4.44	0.0010	6.9	10.0	ok
TIPO 2C	5.0	2.0	230.16	79.62	0.35	1.96	39.10	35	0.20	4.44	0.0008	5.7	10.0	ok
TIPO 2D	5.0	2.3	263.64	106.17	0.40	2.24	39.20	35	0.20	4.44	0.0009	5.8	10.0	ok
TIPO 2D	5.0	2.3	263.64	91.6	0.35	2.30	38.21	35	0.20	4.44	0.0007	4.8	10.0	ok
TIPO 3A	3.5	1.6	182.06	45.74	0.25	1.60	37.93	25	0.25	4.44	0.0010	5.3	7.0	ok
TIPO 3A	3.5	1.6	182.06	53.87	0.30	1.51	40.13	25	0.25	4.44	0.0013	6.9	7.0	ok
TIPO 3B	3.5	2.2	249.02	46.79	0.19	2.20	37.73	15	0.25	4.44	0.0009	4.7	7.0	ok
TIPO 3B	3.5	2.2	249.02	54.92	0.22	2.20	37.73	15	0.20	4.44	0.0011	5.7	7.0	ok
TIPO 3C	3.5	1.6	182.06	45.74	0.25	1.60	37.93	35	0.20	4.44	0.0007	3.8	7.0	ok
TIPO 3C	3.5	1.6	182.06	53.87	0.30	1.51	40.13	35	0.20	4.44	0.0010	5.1	7.0	ok
TIPO 3D	3.5	1.9	215.54	49.06	0.23	1.90	37.81	35	0.20	4.44	0.0006	2.9	7.0	ok
TIPO 3D	3.5	1.9	215.54	56.08	0.26	1.90	37.81	35	0.20	4.44	0.0006	3.3	7.0	ok
TIPO 3E	3.5	2.2	249.02	58.99	0.24	2.20	37.73	35	0.20	4.44	0.0005	2.6	7.0	ok
TIPO 3E	3.5	2.2	249.02	62.25	0.25	2.20	37.73	35	0.20	4.44	0.0005	2.8	7.0	ok

Tabella 12 Verifica compatibilità degli spostamenti in testa alla barriera antirumore

5.4 VERIFICHE STRUTTURALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE – CRITERI

Le verifiche strutturali sono state eseguite in accordo con i limiti previsti per il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, sia per le condizioni statiche sia per le condizioni sismiche, tenendo conto delle disposizioni normative di riferimento.

Per la verifica della fondazione delle barriere antifoniche si considera che le sezioni resistenti del muretto verticale (torrino) e della platea orizzontale hanno identiche caratteristiche:

- calcestruzzo Rck = 35 MPa
- altezza della sezione H = 0,50 m
- copriferro c = 50 mm
- armatura doppia simmetrica As = 5+5 Ø 16 / m = 1005 + 1005 mm²/m
- **Taglio resistente ultimo** (nota 1) **Vrd ≤ 181 kN/m**
- **Momento resistente allo SLU** **Mrd ≤ 162 kNm/m**
- Momento di prima fessurazione (nota 2) Mrf = 133 kNm/m

Poiché la sezione è debolmente armata, svolgendo il calcolo in sezione parzializzata per un momento flettente $M = M_{rf}$, si ottengono le seguenti tensioni massime nei materiali:

$$\sigma_c = 5.78 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad \sigma_s = 318.4 \text{ N/mm}^2$$

il che comporterebbe la violazione del limite tensionale imposto per l'acciaio in condizioni di esercizio e combinazione di carico "rara" $\sigma_{s,lim} = 300 \text{ N/mm}^2$

Pertanto, allo Stato Limite di esercizio in combinazione di carico "rara" è prudentiale limitare il momento flettente al valore per il quale la tensione nelle armature risulti al massimo pari a $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ quando il calcolo è svolto in sezione parzializzata:

- **Momento limite allo SLE - comb. "rara" (comb. AI o AII)** **Mrd ≤ 125 kNm/m**

Inoltre, al fine di migliorare la durabilità dell'opera, allo Stato Limite di esercizio in combinazione di carico "quasi-permanente" è prudentiale limitare il momento flettente al valore per il quale la tensione nelle armature risulti al massimo pari a $\sigma_s = 180 \text{ N/mm}^2$ quando il calcolo è svolto in sezione parzializzata:

- **Momento limite allo SLE - comb. "quasi-perm." (comb. FI)** **Mrd ≤ 75 kNm/m**

Note:

1. Il calcolo della capacità resistente a taglio V_{rd} è stato eseguito mediante la nota formula, valida per sezioni prive di specifiche armature a taglio (trascurando a favore della sicurezza la presenza della spillatura e, in ogni caso, il contributo favorevole dell'azione assiale, per cui $\delta = 0$):

$$V_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,25 \cdot 1.26 \cdot 1.15 \cdot 1.11 \cdot 1000 \cdot 0.45 = 181 \text{ kN}$$

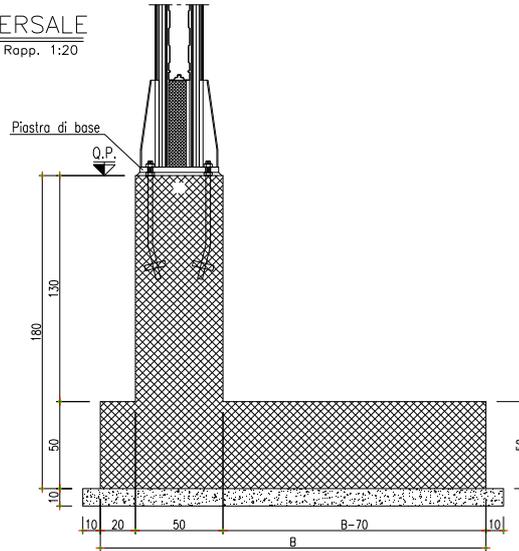
2. Il momento di prima fessurazione è stato calcolato, assumendo la resistenza a trazione media del calcestruzzo $f_{ctm} = 2.88 \text{ N/mm}^2$, tramite la ben nota formula:

$$M_f = f_{ctm} \cdot B \cdot H^2 / 6 + 14 \cdot A_s \cdot f_{ctm} \cdot [(H/2 - c) / (H/2)] \cdot (H - 2 \cdot c)$$

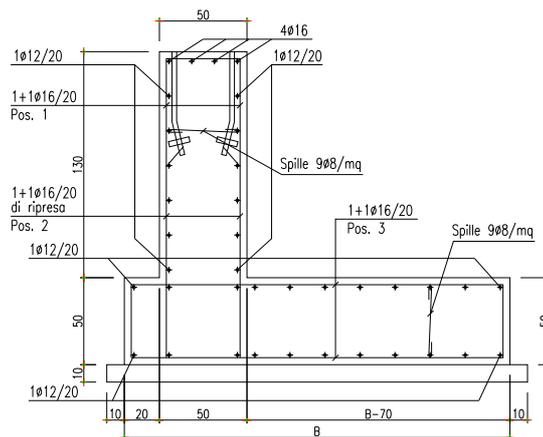
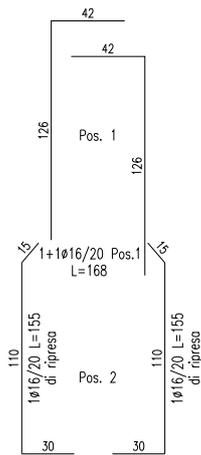
$$M_f = 2.88 \cdot 1000 \cdot 500^2 / 6 + 14 \cdot 1005 \cdot 2.88 \cdot [(500/2 - 50) / (500/2)] \cdot (500 - 2 \cdot 50) = 120 + 13 = 133 \text{ kNm}$$

SEZIONE TRASVERSALE

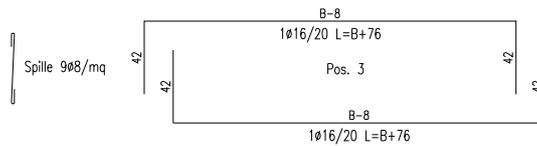
Rapp. 1:20



CARPENTERIA



ARMATURA



5.5 VERIFICHE STRUTTURALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE – RISULTATI

5.5.1 Verifiche di resistenza strutturale TORRINO (SEZ. A-A)

Le azioni, riferite a metro lineare di struttura, sono valutate per:

$$H_{\text{barriera}} = 6.0 \text{ m}$$

$$P_{\text{vento}} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

E si riferiscono al baricentro della sezione di spiccato del torrino.

COMBINAZIONE E	N	T	M _g
	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
A0	20.55	3.77	1.63
AI	20.55	12.77	40.33
AII	20.55	15.27	28.82
FI	20.55	7.37	17.11
SISMA (-)	19.33	14.75	10.26
SISMA (+)	21.77	15.39	10.67

Tabella 13 Azioni per le verifiche di resistenza strutturale

Stato Limite	M _d (kNm/m)	M _{rd} (kNm/m)
SLU (1.5·M _{AI} ; 1.5·M _{AII} ; M _{Sisma})	60.50	162
SLE AI	40.33	125
SLE AII	28.28	125
SLE FI	17.11	75

Tabella 14 Sollecitazioni Flettenti – Verifica di resistenza strutturale

Stato Limite	T _d (kN/m)	T _{rd} (kN/m)
SLU (1.5·T _{AI} ; 1.5·M _{AII} ; M _{Sisma})	22.90	162

Tabella 15 Sollecitazioni Taglianti – Verifica di resistenza strutturale

Con riferimento ai valori limite calcolati, le sollecitazioni riportate in tabella sono ampiamente verificate.

5.5.2 Verifiche di resistenza strutturale PLINTO (SEZ. B-B)

Per le verifiche di resistenza strutturale del plinto di fondazione si assume uno schema a mensola incastrata come indicato nella figura seguente.

Le verifiche riportate si riferiscono al caso più gravoso tra quelli analizzati e nell'ipotesi cautelativa di trascurare la reazione del terreno.

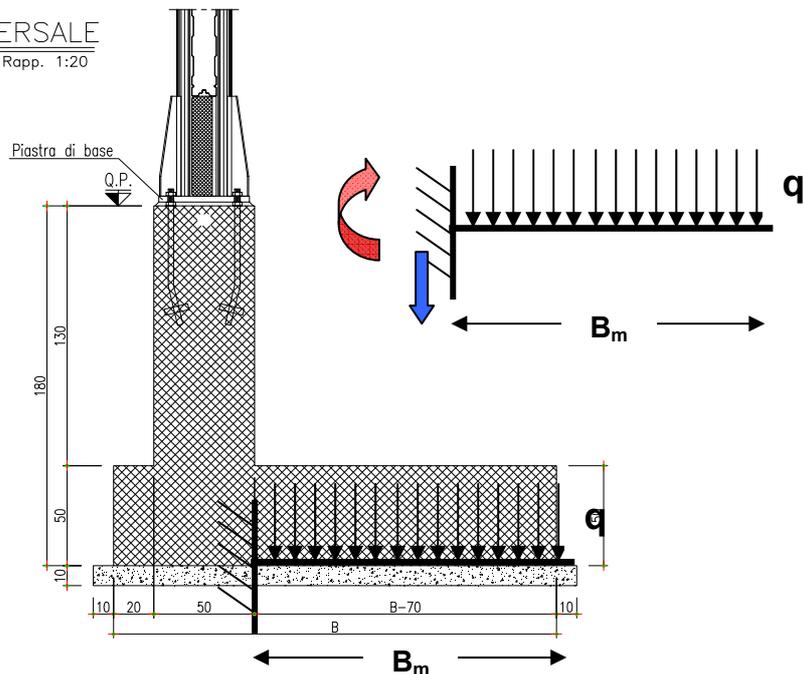
Caso Statico $q_{\text{stat}} = 37.2 \text{ kPa}$ ($1.30\text{m} \times 19 \text{ kN/m}^3 + 0.50 \times 25 \text{ kN/m}^3$)

Caso Sismico $q_{\text{sis}} = 39.41 \text{ kPa}$

$B_m \text{ MAX} = 2.00 \text{ m}$

SEZIONE TRASVERSALE

Rapp. 1:20



$$M_d = 1.5 \cdot \frac{q \cdot B_M^2}{2} \approx 111.60 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \leq M_{rd} = 162 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_d = \frac{q \cdot B_M^2}{2} \approx 74.4 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \leq M_{rd} = 75 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$T_d = 1.5 \cdot q \cdot B_M \approx 111.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq V_{rd} = 181 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6 FONDAZIONI SU MICROPALI

6.1 TIPOLOGIE CONSIDERATE

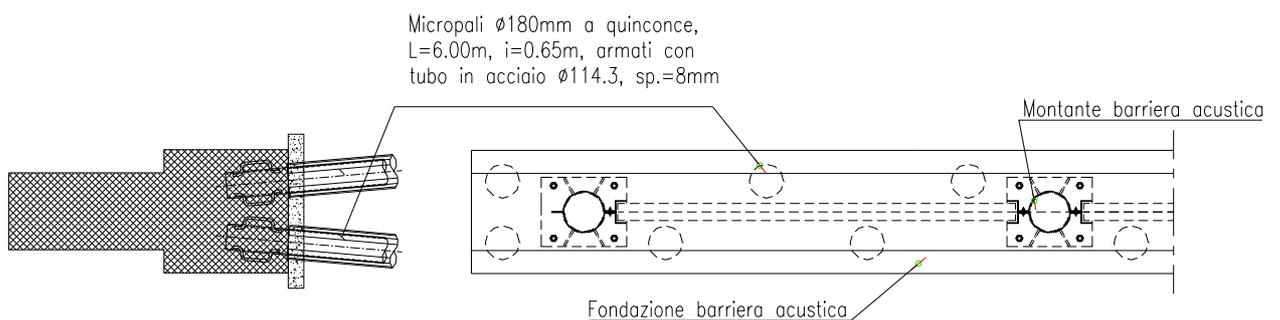
Nella tabella seguente sono riportate le tipologie di fondazioni da utilizzarsi in funzione delle altezze delle barriere FOA e della tipologia di schema di calcolo utilizzato.

Hfoa	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
Schema di calcolo								
S2 – E2	TIPO 5C			TIPO 5B (TIPO 4B)			TIPO 5A	

Tabella 16 Quadro sinottico delle tipologie di fondazioni per le FOA

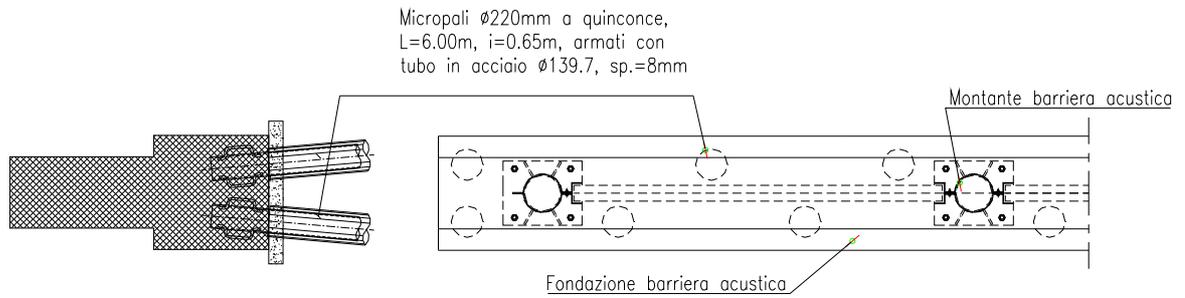
Tipo 5C

CARPENTERIA E ARMATURA



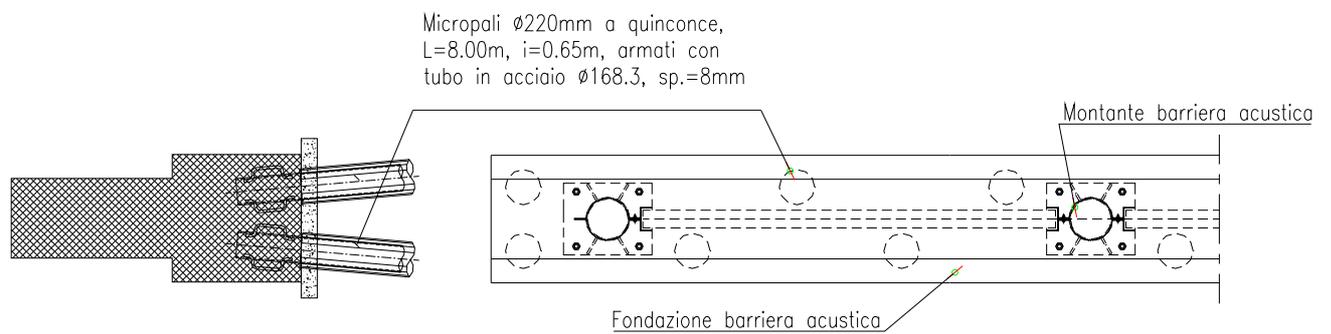
Tipo 5B

CARPENTERIA E ARMATURA



Tipo 5A

CARPENTERIA E ARMATURA



6.2 ANALISI DELLA PALIFICATA E RELATIVE CONVENZIONI DI SEGNO

L'analisi della palificata è stata condotta con il programma di calcolo Group 6.0, prodotto da Ensoft Inc, che consente di analizzare il comportamento di un gruppo di pali sottoposto a sollecitazioni assiali, di taglio e momento.

Il programma consente di definire sia un modello bidimensionale, utilizzabile dove tale semplificazione risulti accettabile, sia tridimensionale. E' possibile schematizzare pali verticali o inclinati, e si possono assumere vincoli del tipo a incastro, a cerniera o elastici tra la testa del palo e la fondazione. Il calcolo della palificata viene condotto ipotizzando che il plinto di fondazione sia infinitamente rigido.

Dove non diversamente specificato dall'utente, il programma è in grado di generare internamente curve di risposta non lineare del terreno, carico – cedimento (curve t-z) per condizioni di carico assiale, torsione – rotazione ($M - \theta$) per condizioni di carico torsionali, e carico orizzontale – spostamento orizzontale (curve p-y) per carichi orizzontali.

In particolare, le curve p-y di risposta del terreno, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà geomeccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

Reese, Cox e Koop [B15]	per sabbie
Welch e Reese [B21]	per argille tenere
Reese, Cox e Koop [B16]	per argille dure sotto falda
Welch-Reese [B21] e Reese-Welch [B17]	per argille dure sopra falda

Per quanto riguarda le curve carico – cedimento relative a condizioni di carico assiale, il programma genera internamente, in base alla natura del terreno, le curve di trasferimento del carico assiale in funzione dello spostamento verticale del palo; tali curve sono implementate sulla base di dati ricavati da numerosi studi effettuati su pali strumentati, relizzati in terreni di diversa natura.

L'effetto gruppo può essere simulato dal programma mediante la definizione di coefficienti riduttivi che intervengono sia sulle curve carico cedimento del palo, sia sulle curve p-y.

Nei calcoli delle palificate si considera un sistema di riferimento cartesiano, con l'asse Z parallelo all'asse autostradale, l'asse Y ortogonale all'asse autostradale e diretto verso valle (quindi lato lato autostrada per opere in trincea) e asse X ortogonale agli assi Z e Y e diretto verso il basso.

Si considera la seguente convenzione di segni e si considereranno positivi:

- N se concorde con l'asse Z;
- T_z e T_y con verso concorde agli assi di riferimento;
- M_z e M_y come indicato in figura.

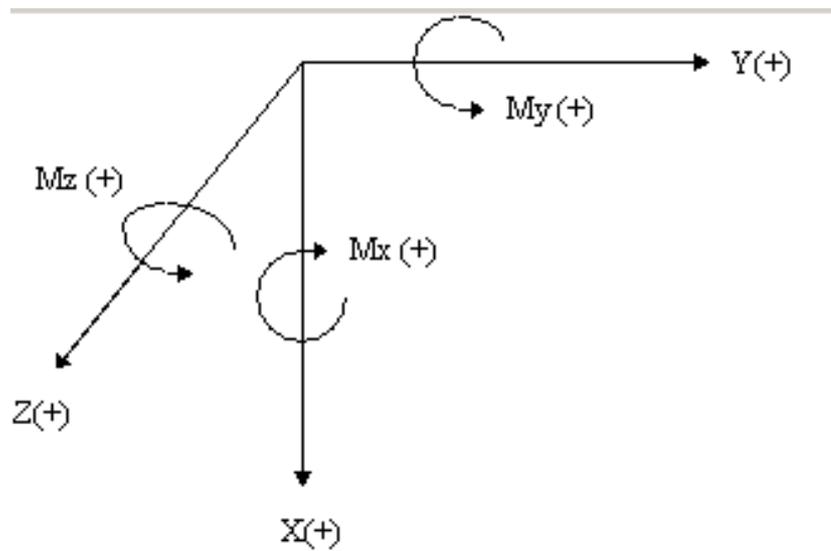


Figura 15 *Convenzione dei segni delle forze e dei momenti*

Le geometrie sono definite in modo che il vento è considerato agente lungo l'asse Y .

6.3 VERIFICHE GEOTECNICHE –CRITERI E COEFFICIENTI

6.3.1 Verifiche di capacità portante dei micropali

La capacità portante limite del terreno (Q_{lim}) viene definita sulla base delle indicazioni fornite da Bustamante e Doix (1985) e ricavate da una serie di prove sperimentali:

$$Q_{lim} = \pi \cdot D_b \cdot L_b \cdot \tau_{LIM}$$

dove:

D_b = diametro medio del bulbo

D_p = diametro di perforazione

L_b = lunghezza del bulbo

$\alpha = D_b/D_p$

τ_{LIM} = aderenza limite bulbo–terreno

Tenuto conto che le iniezioni avvengono in pressione, è stato scelto un parametro

$$\alpha \tau_{LIM} = 130 \text{ kPa}$$

ritenuto ragionevole per la natura dei terreni interessati dalla realizzazione dei micropali.

Per le verifiche di capacità portante in condizioni statiche si è adottato un valore del coefficiente di sicurezza globale pari a $FS=2.5$ (D.M. 88) nei confronti dei carichi assiali corrispondenti allo stato limite di esercizio.

In condizioni sismiche si è fatto riferimento alle metodologie di calcolo specificate negli Eurocodici 1, 7 e 8.

Si è verificato che $F_{cd, s} \leq R_{cd, s}$

dove:

$F_{cd, s}$ = carico assiale di compressione assunto in progetto nelle verifiche allo stato limite ultimo per condizioni sismiche;

$R_{cd, s}$ = $R_{ck, s}/\gamma_r$ resistenza di calcolo di progetto ottenuta applicando alla resistenza caratteristica ($R_{ck, s}$) – stimata in funzione dei parametri di resistenza caratteristica del terreno - un coefficiente parziale (γ_r) funzione della tipologia del palo (cfr. EC 8 parte 5), in questo caso assunto 1.35

6.4 VERIFICHE GEOTECNICHE - RISULTATI

Per ogni altezza di barriera e per ogni tipologia di terreno, fissato lo schema di calcolo (S2 per le condizioni statiche, E2 per le condizioni sismiche), sono state condotte le verifiche geotecniche e strutturali relative alle combinazioni di carico indicate in § 3.1.

I carichi si riferiscono ad un interasse tra i montanti pari a 3.00 m.

Si riportano di seguito i calcoli della sola combinazione statica, la quale per la struttura in esame appare dimensionante.

H_{barriera}	Combinazione	N	T	M
(m)		(kN)	(kN)	(kNm)
3.5	Statica comb. AI	101.12	50.02	57.87
3.5	Sisma +	107.12	68.83	47.32
5.0	Statica comb. AI	104.58	55.51	89.21
5.0	Sisma +	110.79	69.24	49.67
6.0	Statica comb. AI	107.39	59.74	117.41
6.0	Sisma +	113.77	69.57	51.87

Tabella 17 *Combinazioni di carico*

Le soluzioni progettuali adottate prevedono fondazioni con scavo e armatura dei micropali differenziata in funzione dell'altezza.

Per ogni altezza, sono risultati dimensionanti:

- terreno naturale limo argilloso in condizioni drenate;
- lo schema di calcolo S1 con la combinazione A-I in condizioni statiche;
- lo schema di calcolo E2 in condizioni sismiche.

Nei paragrafi che seguono sono indicati i risultati delle verifiche dimensionanti, distinti in relazione all'altezza della barriera.

6.4.1 Sollecitazioni sui micropali

Si riportano le sollecitazioni risultanti sui micropali in base ai calcoli eseguiti con il programma di calcolo GROUP 6.0:

TIPO 5A $H_{bar} = 6.0$ m

micropalo	Statica Comb. AI			Comb. Sisma+		
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
1	-48.8	3.25	1.55	-21.9	10.1	5.42
2	244	2.36	1.62	167	9.37	5.02
3	-183	1.7	1.63	-101	8.31	4.42
4	96.2	1.34	1.78	70.6	8.38	4.36

TIPO 5B $H_{bar} = 5.0$ m

micropalo	Statica Comb. AI			Comb. Sisma+		
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
1	-30.5	5.0	1.2	-19.3	10.4	4.8
2	195.0	3.9	1.1	157.0	9.6	4.4
3	-145.0	2.9	1.0	-93.9	8.6	3.9
4	8.5	2.4	1.1	67.7	8.6	3.8

TIPO 5C $H_{bar} = 3.5$ m

micropalo	Statica Comb. AI			Comb. Sisma+		
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
1	-19.8	5.9	2.1	-19.3	10.3	4.5
2	151.0	5.2	1.8	151.0	9.7	4.2
3	-91.9	4.5	1.5	-87.9	8.7	3.8
4	62.7	4.2	1.4	63.8	8.8	3.7

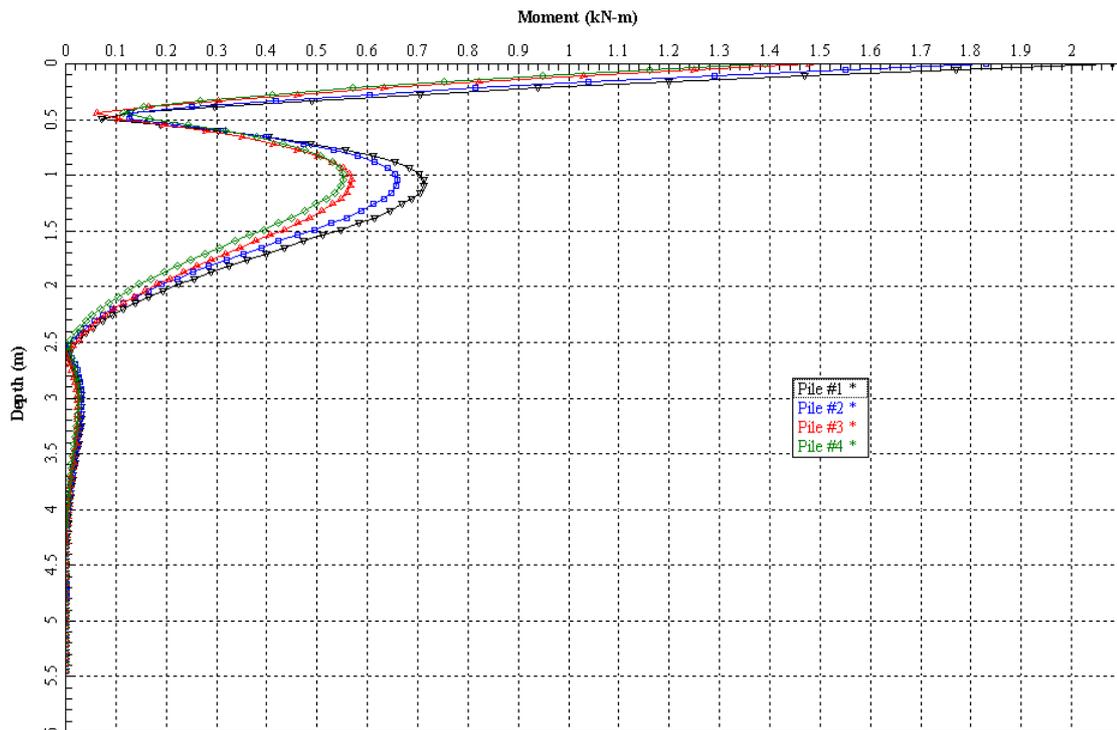


Figura 16 TIPO 5C Hbarr = 3.5 m – Comb AI – Andamento del momento

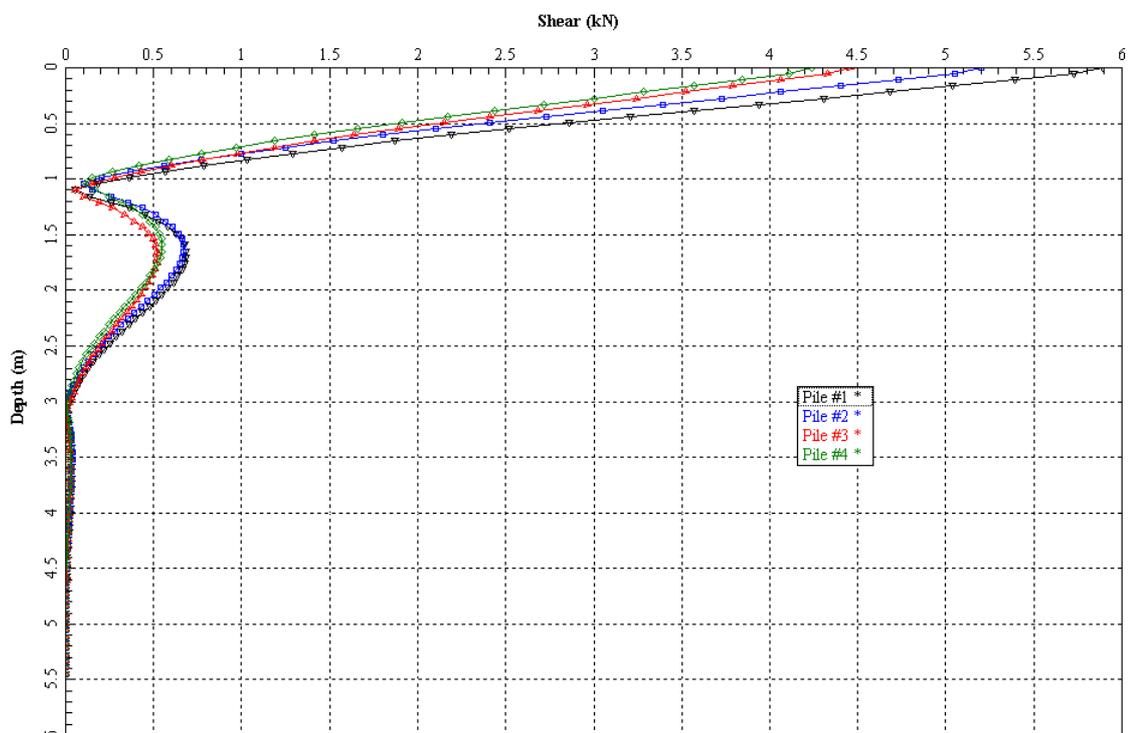


Figura 17 TIPO 5C Hbarr = 3.5 m – Comb AI – Andamento del taglio

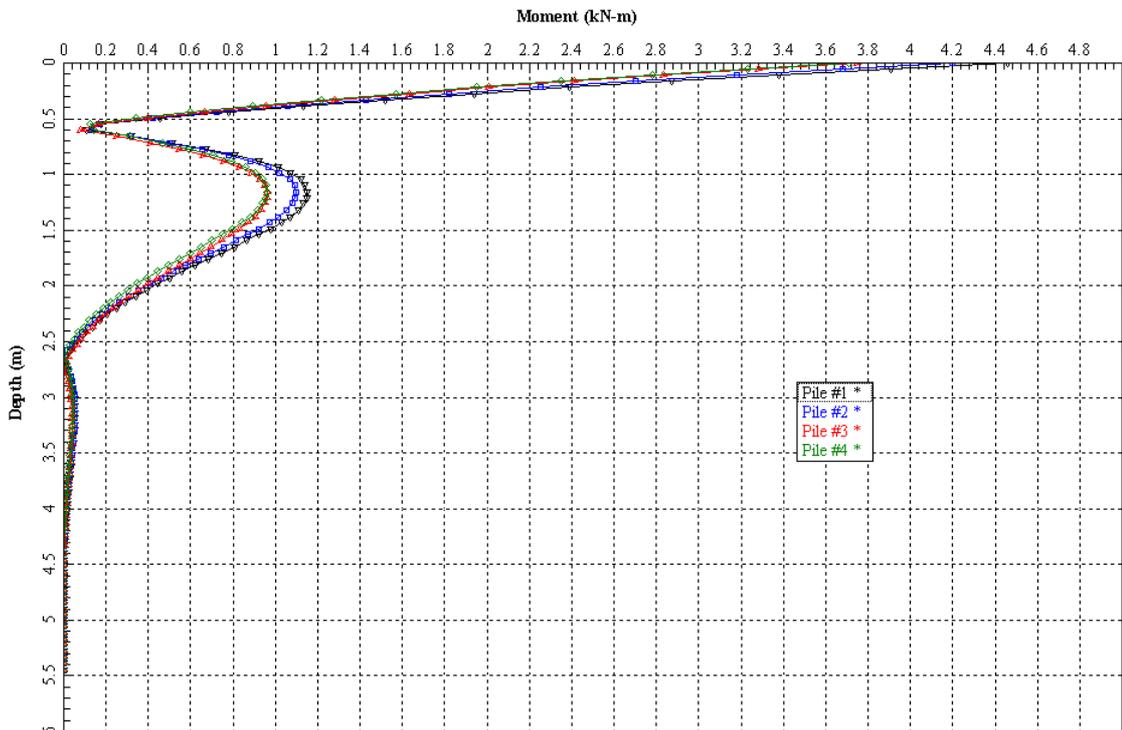


Figura 18 TIPO 5C Hbarr = 3.5 m – Sisma – Andamento del momento

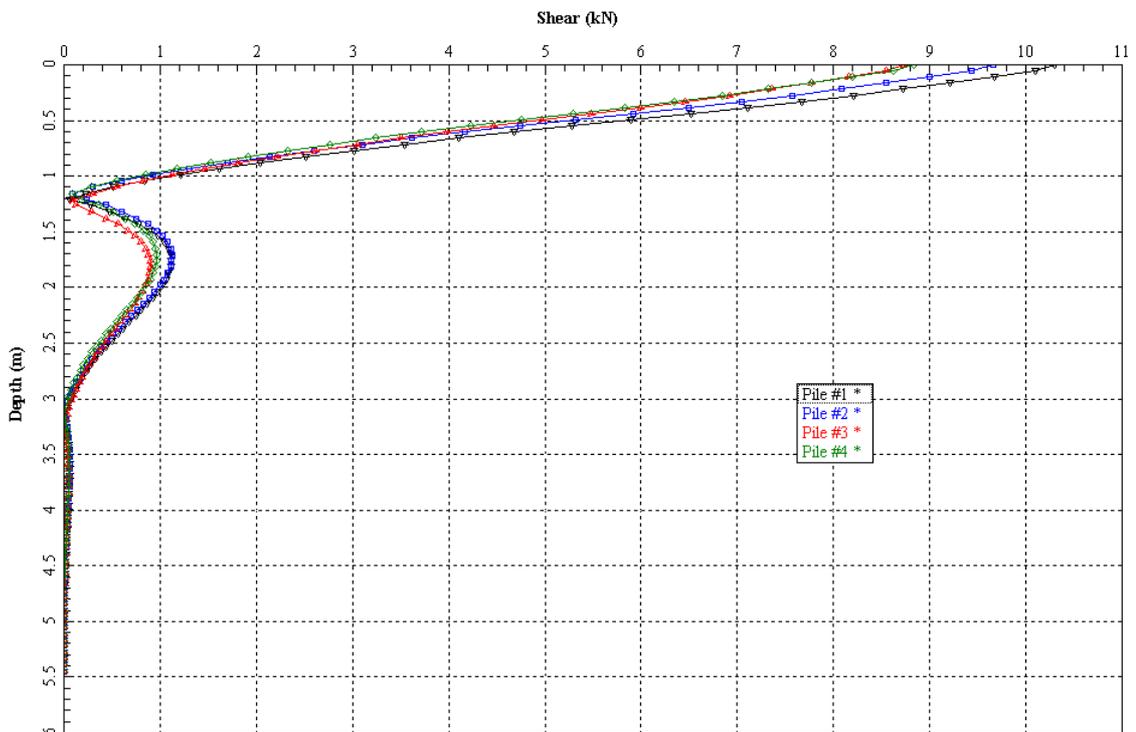


Figura 19 TIPO 5C Hbarr = 3.5 m – Sisma – Andamento del taglio

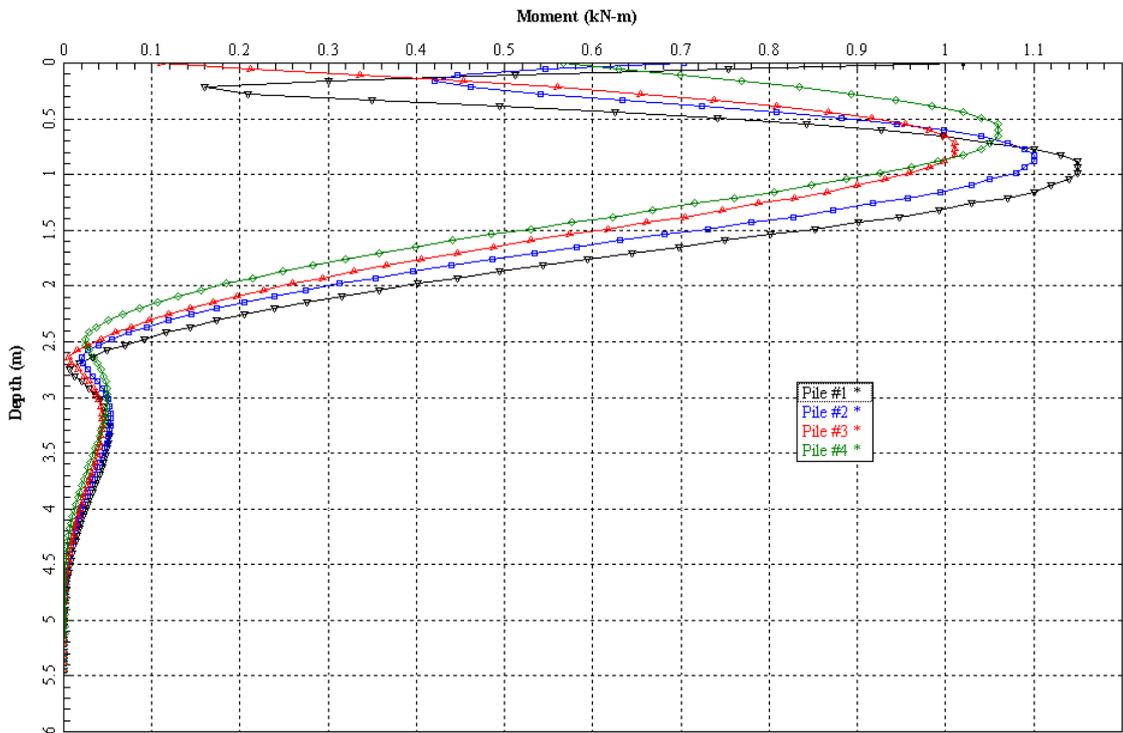


Figura 20 TIPO 5B $H_{barr} = 5.0\text{ m}$ – Comb AI – Andamento del momento

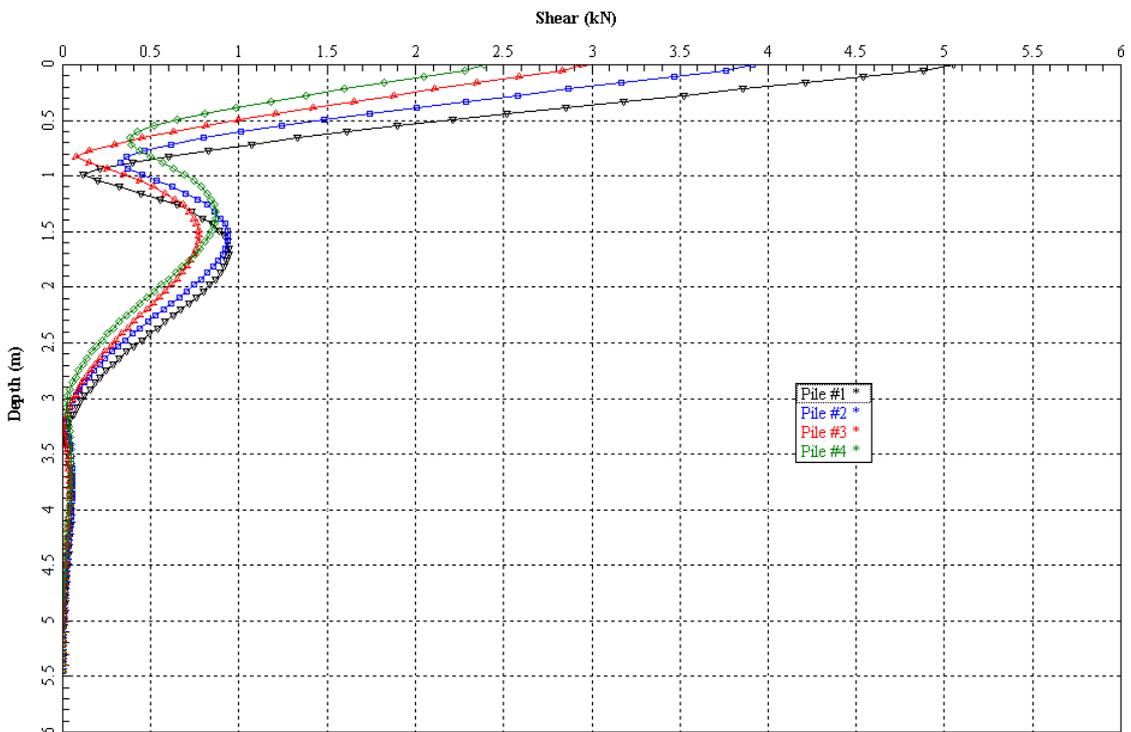


Figura 21 TIPO 5B $H_{barr} = 5.0\text{ m}$ – Comb AI – Andamento del taglio

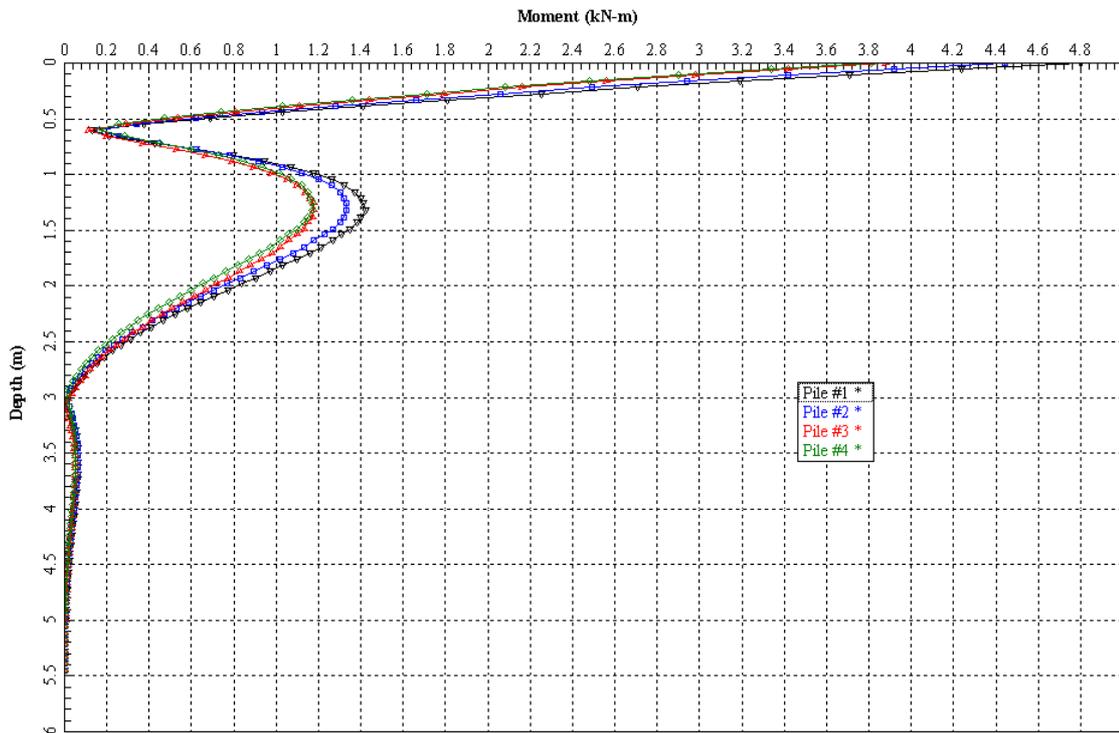


Figura 22 TIPO 5B Hbarr = 5.0 m – Sisma – Andamento del momento

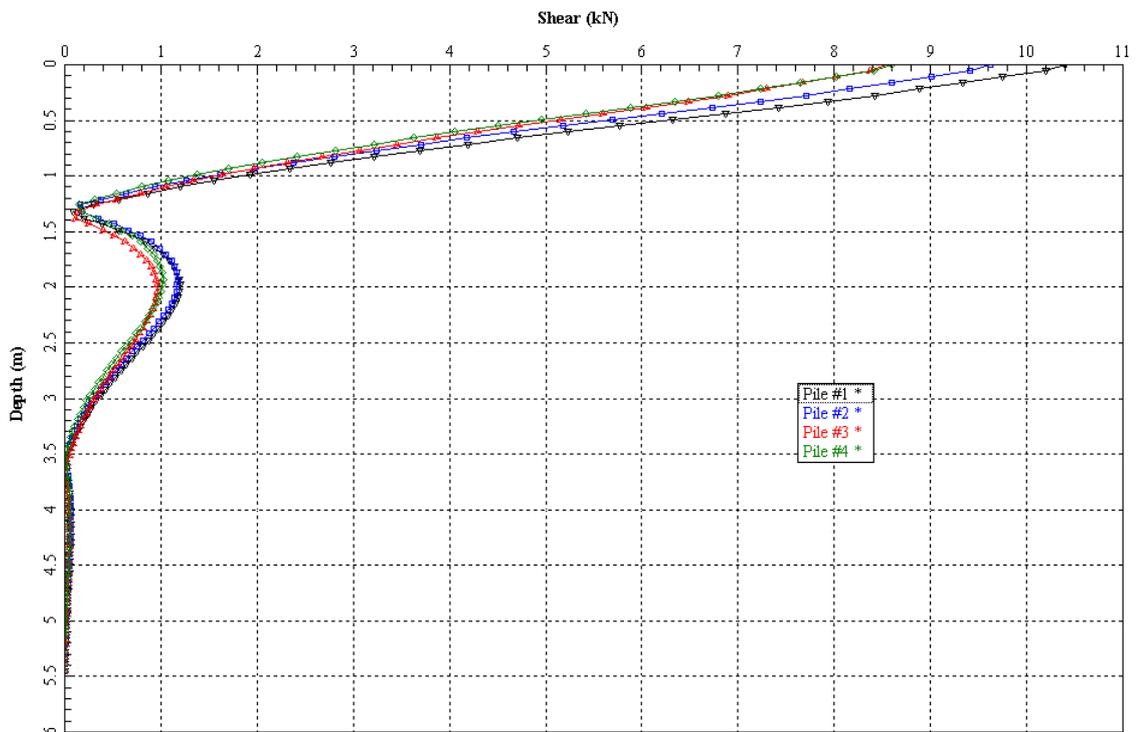


Figura 23 TIPO 5B Hbarr = 5.0 m – Sisma – Andamento del taglio

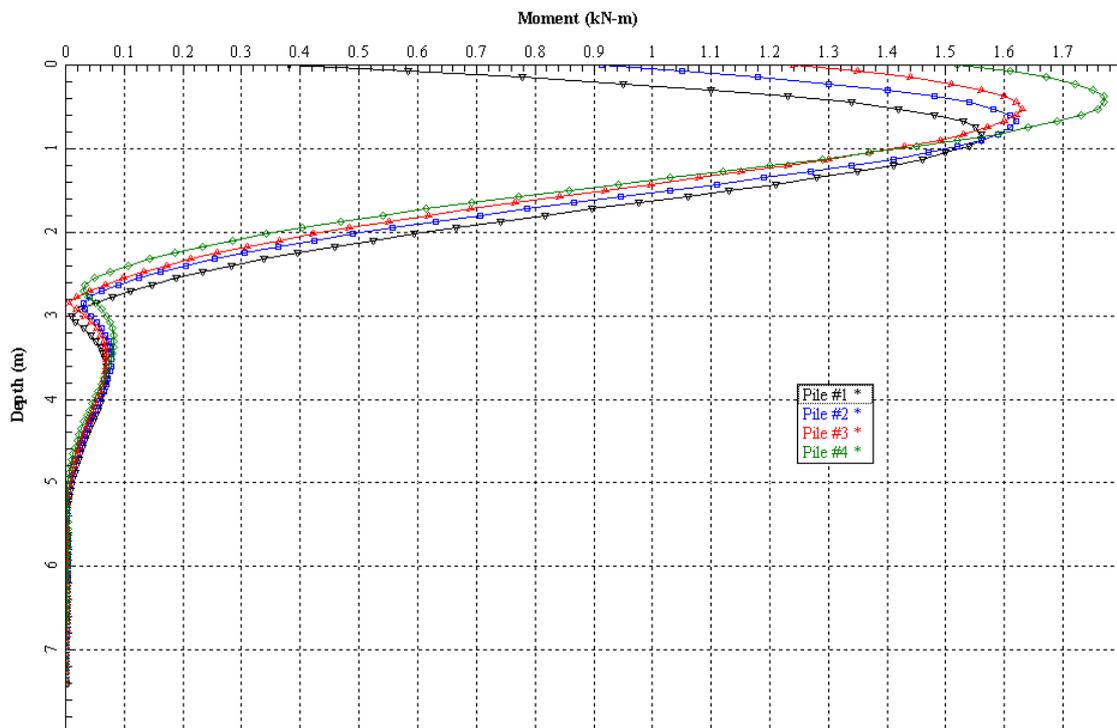


Figura 24 TIPO 5A $H_{barr} = 6.0\text{ m}$ – Comb AI – Andamento del momento

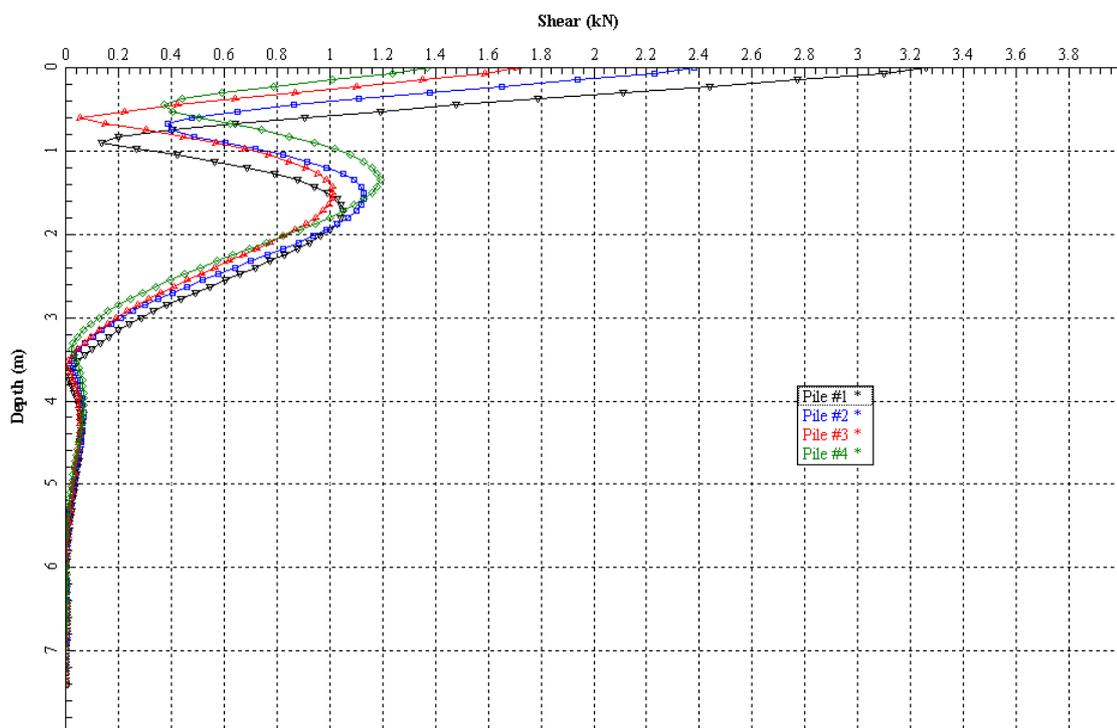


Figura 25 TIPO 5A $H_{barr} = 6.0\text{ m}$ – Comb AI – Andamento del taglio

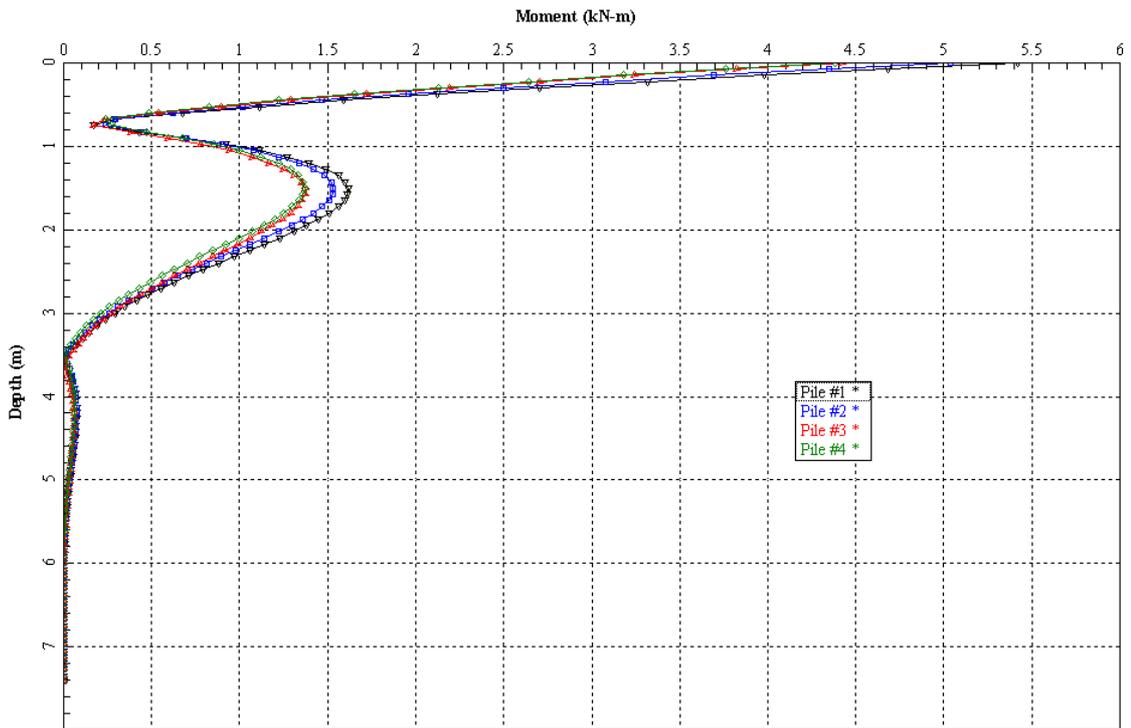


Figura 26 TIPO 5A Hbarr = 6.0 m – Sisma – Andamento del momento

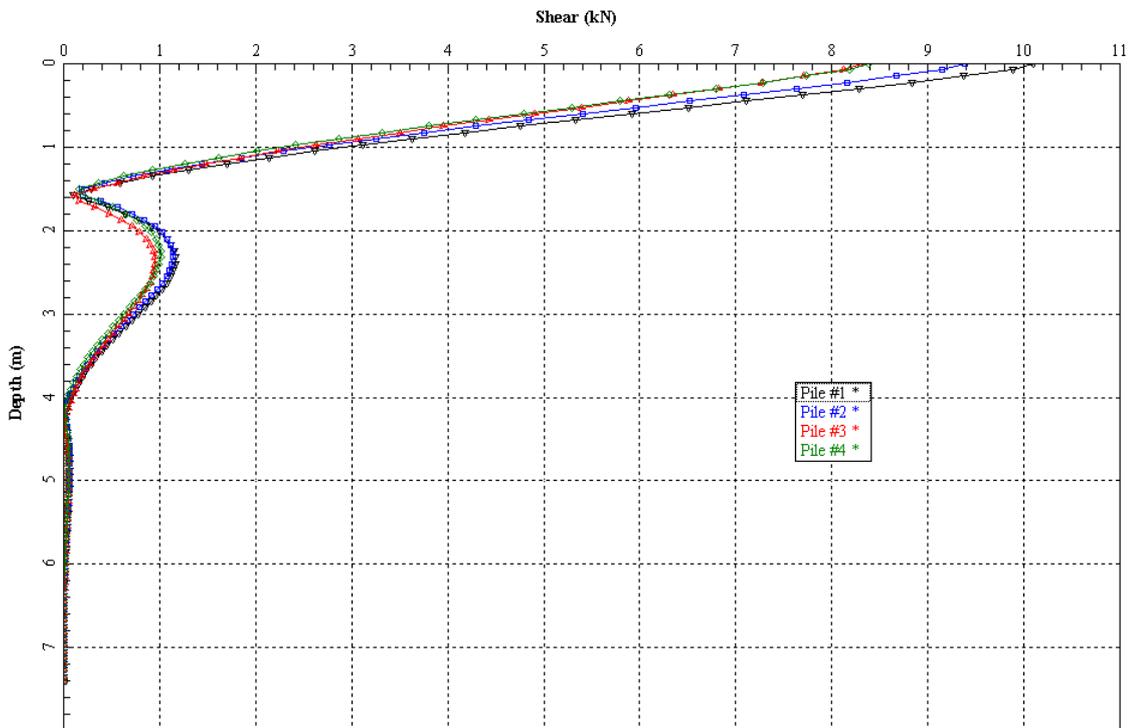


Figura 27 TIPO 5A Hbarr = 6.0 m – Sisma – Andamento del taglio

6.4.2 Verifiche di capacità portante

Le verifiche sono state condotte in accordo alle indicazioni del paragrafo 6.3.1, in condizioni statiche e sismiche:

TIPO 5C e TIPO 5B ($L_{\text{micropalo}} = 6.0 \text{ m}$):

$$L_{\text{utile}} = 5.5 \text{ m}$$

$$Q_{\text{lim}} = 494 \text{ kN}$$

$$N_{\text{max, statica}} = 195 \text{ kN}$$

$$FS = 2.53 > 2.50$$

$$R_{\text{cd, s}} = R_{\text{ck, s}}/\gamma_r = 36$$

$$F_{\text{cd, s}} = 220 \text{ kN} \leq R_{\text{cd, s}} = 366$$

TIPO 5A ($L_{\text{micropalo}} = 8.0 \text{ m}$):

$$Q_{\text{lim}} = 613 \text{ kN}$$

$$N_{\text{max, statica}} = 244 \text{ kN}$$

$$FS = 2.51 > 2.50$$

$$R_{\text{cd, s}} = R_{\text{ck, s}}/\gamma_r = 454$$

$$F_{\text{cd, s}} = 234 \text{ kN} \leq R_{\text{cd, s}} = 454$$

6.4.3 Verifica degli spostamenti della testa della barriera

Si riportano qui di seguito i valori degli spostamenti e delle rotazioni ottenuti con il programma di calcolo GROUP 6.0:

H_{bar} (m)	Comb.	s_h (mm)	ϑ (rad)	$\bar{\delta}$ (mm)	$\bar{\delta}_{\text{MAX}}$ (mm)
6.00	STAT. AI	0.81	0.000910	7.91	12.00
5.00	STAT. AI	0.92	0.000913	7.13	10.00
3.50	STAT. AI	0.96	0.000422	3.19	7.00

Tabella 18 Verifica compatibilità degli spostamenti in testa alla barriera antirumore

Come risulta dalla tabella precedente, i valori delle deformazioni calcolate a testa barriera (δ) risultano compatibili con i valori ammissibili.

6.5 VERIFICHE STRUTTURALI – CRITERI

6.5.1 Micropali

La verifica strutturale dei micropali è stata condotta con il metodo delle stati limite ultimi verificando le sezioni maggiormente sollecitate da momento e taglio sia nelle condizioni statiche che sismiche.

Nella verifica di resistenza a flessione della paratia, costituita dai micropali, in via cautelativa si considera reagente la sola sezione costituita dal profilo tubolare d'acciaio.

Il massimo sforzo σ_{id} si ricava in base al massimo momento flettente con taglio associato ed al massimo taglio con momento flettente associato secondo le note relazioni

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_a} ; \tau = \frac{2 \cdot T_{max}}{A_a}$$

Trattandosi di stati pluriassiali (sforzo normale e flessione accompagnata da taglio) va verificato, come indicato dalla vigente normativa, che la tensione σ_{id} sia inferiore alla tensione massima ammissibile σ_{max} ; si evidenzia che prudentemente si trascura il contributo dell'azione assiale:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} < \sigma_{max}$$

dove:

$$\sigma_{max} = \frac{f_y}{\gamma_s} \approx 309 \text{ N/mm}^2$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

TIPO 5A H_{bar} = 6.0 m - Comb. AI

micropalo	∅	sp	∅ _{int}	W	A	N	T	M
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ²)	(kN)	(kN)	(kNm)
1	168.3	8	152.3	154.2	40.3	-48.8	3.25	1.55
2	168.3	8	152.3	154.2	40.3	244.0	2.36	1.62
3	168.3	8	152.3	154.2	40.3	-183.0	1.70	1.63
4	168.3	8	152.3	154.2	40.3	96.2	1.34	1.78

TIPO 5A H_{bar} = 6.0 m - Comb. AI -> SLU

micropalo	∅	sp	∅ _{int}	W	A	N	T	M	σ _N	σ _M	τ	σ _{id}
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ²)	(kN)	(kN)	(kNm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
1	168.3	8	152.3	154.2	40.3	-73.2	4.9	2.3	18.2	15.1	2.4	33.5
2	168.3	8	152.3	154.2	40.3	366.0	3.5	2.4	90.8	15.8	1.8	106.7
3	168.3	8	152.3	154.2	40.3	-274.5	2.6	2.4	68.1	15.9	1.3	84.0
4	168.3	8	152.3	154.2	40.3	144.3	2.0	2.7	35.8	17.3	1.0	53.2

TIPO 5B H_{bar} = 5.0 m - Comb. AI

micropalo	∅	sp	∅ _{int}	W	A	N	T	M
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ²)	(kN)	(kN)	(kNm)
1	139.7	8	123.7	103.1	33.1	-30.5	5.04	1.15
2	139.7	8	123.7	103.1	33.1	195.0	3.89	1.10
3	139.7	8	123.7	103.1	33.1	-145.0	2.94	1.02
4	139.7	8	123.7	103.1	33.1	8.5	2.36	1.06

TIPO 5B H_{bar} = 5.0 m - Comb. AI -> SLU

micropalo	∅	sp	∅ _{int}	W	A	N	T	M	σ _N	σ _M	τ	σ _{id}
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ²)	(kN)	(kN)	(kNm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
1	139.7	8	123.7	103.1	33.1	-45.8	7.6	1.7	13.8	16.7	4.6	31.6
2	139.7	8	123.7	103.1	33.1	292.5	5.8	1.7	88.4	16.0	3.5	104.5
3	139.7	8	123.7	103.1	33.1	-217.5	4.4	1.5	65.7	14.8	2.7	80.7
4	139.7	8	123.7	103.1	33.1	12.8	3.5	1.6	3.9	15.4	2.1	19.6

TIPO 5C H_{bar} = 3.50 m - Comb. AI

micropalo	∅	sp	∅ _{int}	W	A	N	T	M
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ²)	(kN)	(kN)	(kNm)
1	114.3	8	98.3	66.4	26.7	-19.8	5.89	2.08
2	114.3	8	98.3	66.4	26.7	151.0	5.20	1.82
3	114.3	8	98.3	66.4	26.7	-91.9	4.45	1.48
4	114.3	8	98.3	66.4	26.7	62.7	4.24	1.37

TIPO 5C H_{bar} = 3.50 m - Comb. AI -> SLU

micropalo	∅	sp	∅ _{int}	W	A	N	T	M	σ _N	σ _M	τ	σ _{id}
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ²)	(kN)	(kN)	(kNm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
1	114.3	8	98.3	66.4	26.7	-29.7	8.8	3.1	11.1	47.0	6.6	59.2
2	114.3	8	98.3	66.4	26.7	226.5	7.8	2.7	84.8	41.1	5.8	126.3
3	114.3	8	98.3	66.4	26.7	-137.9	6.7	2.2	51.6	33.4	5.0	85.5
4	114.3	8	98.3	66.4	26.7	94.1	6.4	2.1	35.2	30.9	4.8	66.7

TIPO 5A H_{bar} = 6.0 m - Comb. Sisma+

micropalo	∅	sp	∅ _{int}	W	A	N	T	M
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ²)	(kN)	(kN)	(kNm)
1	168.3	8	152.3	154.2	40.3	-21.9	10.10	5.42
2	168.3	8	152.3	154.2	40.3	167.0	9.37	5.02
3	168.3	8	152.3	154.2	40.3	-101.0	8.31	4.42
4	168.3	8	152.3	154.2	40.3	70.6	8.38	4.36

TIPO 5A H_{bar} = 6.0 m - Comb. Sisma+ -> SLU

micropalo	∅	sp	∅ _{int}	W	A	N	T	M	σ _N	σ _M	τ	σ _{id}
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ²)	(kN)	(kN)	(kNm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
1	168.3	8	152.3	154.2	40.3	-32.9	15.2	8.1	8.2	52.7	7.5	62.3
2	168.3	8	152.3	154.2	40.3	250.5	14.1	7.5	62.2	48.8	7.0	111.7
3	168.3	8	152.3	154.2	40.3	-151.5	12.5	6.6	37.6	43.0	6.2	81.3
4	168.3	8	152.3	154.2	40.3	105.9	12.6	6.5	26.3	42.4	6.2	69.6

TIPO 5B H_{bar} = 5.0 m - Comb. Comb. Sisma+

micropalo	∅	sp	∅ _{int}	W	A	N	T	M
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ²)	(kN)	(kN)	(kNm)
1	139.7	8	123.7	103.1	33.1	-19.3	10.40	4.80
2	139.7	8	123.7	103.1	33.1	157.0	9.61	4.43
3	139.7	8	123.7	103.1	33.1	-93.9	8.55	3.88
4	139.7	8	123.7	103.1	33.1	67.7	8.60	3.79

TIPO 5B H_{bar} = 5.0 m - Comb. Sisma+ -> SLU

micropalo	∅	sp	∅ _{int}	W	A	N	T	M	σ _N	σ _M	τ	σ _{id}
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ²)	(kN)	(kN)	(kNm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
1	139.7	8	123.7	103.1	33.1	-29.0	15.6	7.2	8.7	69.8	9.4	80.2
2	139.7	8	123.7	103.1	33.1	235.5	14.4	6.6	71.1	64.4	8.7	136.4
3	139.7	8	123.7	103.1	33.1	-140.9	12.8	5.8	42.6	56.4	7.7	99.9
4	139.7	8	123.7	103.1	33.1	101.6	12.9	5.7	30.7	55.1	7.8	86.9

TIPO 5C H_{bar} = 3.50 m - Comb. Comb. Sisma+

micropalo	∅	sp	∅ _{int}	W	A	N	T	M
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ²)	(kN)	(kN)	(kNm)
1	114.3	8	98.3	66.4	26.7	-19.3	10.30	4.46
2	114.3	8	98.3	66.4	26.7	151.0	9.66	4.19
3	114.3	8	98.3	66.4	26.7	-87.9	8.74	3.75
4	114.3	8	98.3	66.4	26.7	63.8	8.83	3.70

TIPO 5C H_{bar} = 3.50 m - Comb. Sisma+ -> SLU

micropalo	∅	sp	∅ _{int}	W	A	N	T	M	σ _N	σ _M	τ	σ _{id}
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ²)	(kN)	(kN)	(kNm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
1	114.3	8	98.3	66.4	26.7	-29.0	15.5	6.7	10.8	100.7	11.6	113.4
2	114.3	8	98.3	66.4	26.7	226.5	14.5	6.3	84.8	94.6	10.8	180.4
3	114.3	8	98.3	66.4	26.7	-131.9	13.1	5.6	49.4	84.7	9.8	135.1
4	114.3	8	98.3	66.4	26.7	95.7	13.2	5.6	35.8	83.6	9.9	120.6