COMMITTENTE:

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

PROGETTAZIONE:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

## U.O. INFRASTRUTTURE SUD

## PROGETTO DEFINITIVO

# LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
# COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
# TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

BARRIERE ANTIRUMORE

Lato Salerno-Battipaglia

Relazione di calcolo fondazioni BA H10

SCALA: -

| COMMESSA | LOTTO | FASE | ENTE | TIPO DOC. | OPERA/DISCIPLINA | PROGR. | REV. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NN1X | 01 | D | 78 | CL | BA0000 | 008 | B |

| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Approvato | Data | Autorizzato Data |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A | Emissione Esecutiva | F.Durastanti | Sett-2020 | G.Ficorella | Sett-2020 | M.D'Avino | Sett-2020 | D.Tiberti Ott-2020 |
| B | Emissione Esecutiva | F.Durastanti 0 | Ott-2020 | G.Ficorella | Ott-2020 | M.D'Avino | Ott-2020 | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Tecnica UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Dario Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10876

NN1X.0.1.D.78.CL.BA.00.0.0.008.B | n. Elab.:

I N D I C E

**1 PREMESSA ..... 3**

**2 DESCRIZIONE DELL'OPERA ..... 3**

**3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO ..... 6**

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI ..... 6
*3.1.1 Documenti di progetto ..... 6*
*3.1.2 Normativa e istruzioni ..... 6*

**4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI ..... 7**

4.1 CALCESTRUZZO ..... 7
*4.1.1 Magrone ..... 7*
*4.1.2 Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante ..... 7*
*4.1.3 Calcestruzzo riempimento micropali ..... 7*
4.2 ACCIAIO ..... 8
*4.2.1 Acciaio per cemento armato ..... 8*
*4.2.2 Acciaio da carpenteria metallica ..... 8*
*4.2.3 Acciaio armatura micropalo ..... 8*

**5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA ..... 9**

5.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA ..... 9

**6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO ..... 10**

6.1 PESI PROPRI ..... 10
6.1 CARICHI VARIABILI ..... 11
*6.1.1 Carico del vento ..... 11*
*6.1.2 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario ..... 14*
6.2 AZIONE SISMICA ..... 15
*6.2.1 Vita nominale ..... 15*
*6.2.2 Classe d'uso ..... 16*
*6.2.3 Periodo di riferimento ..... 17*
*6.2.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica ..... 17*
*6.2.5 Caratterizzazione sismica del terreno ..... 18*

**7 COMBINAZIONE DI CARICO ..... 25**

**8 VERIFICHE GEOTECNICHE MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA ..... 29**

8.1 SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI ..... 29
8.2 SOLLECITAZIONI AGENTI SU SINGOLO MICROPALO ..... 29
8.3 PORTANZA VERTICALE DEL MICROPALO ..... 31
*8.3.1 Verifica micropalo compresso ..... 34*
*8.3.2 Instabilità di tipo elastico ..... 35*
*8.3.3 Valutazione dei cedimenti ..... 36*
*8.3.4 Verifica micropalo teso ..... 37*
8.4 PORTANZA ORIZZONTALE ..... 38

**9 VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI ..... 44**

9.1 VERIFICA TUBO ARMATURA MICROPALO ..... 44

**10 VERIFICA DI RESISTENZA SUOLA DI FONDAZIONE ..... 46**

10.1 ARMATURE MINIME DI NORMATIVA ..... 46
10.2 VERIFICA SEZIONE TRASVERSALE 120X55CM ..... 47
10.3 VERIFICA A PUNZONAMENTO ..... 52

**11 CONCLUSIONI..... 54**

**12 INCIDENZA ..... 54**

# 1 PREMESSA

Nella presente relazione si dimensionano le fondazioni delle barriere antirumore su rilevato tipo **H10.**

Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto con le relative condizioni e combinazioni, e le verifiche effettuate.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 17/01/2018, "*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*" e le relative specifiche ferroviarie (cfr par. 3.1.2)

- azioni permanenti (pesi propri, permanenti, etc.);
- azioni sismiche;
- azioni variabili da traffico ferroviario, ambientali, etc...

# 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di fondazione profonde delle barriere antirumore su rilevato tipo H10 (modulo BM130); tali fondazioni saranno realizzate con micropali dotati di armatura tubolare in acciaio; sulla testa di tali micropali verrà poi realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato al quale vengono poi ancorate le basi delle barriere antirumore.

I risultati ottenuti in questa relazione saranno applicati alle barriere antirumore su rilevato tipo H8 e H9.

Per ulteriori indicazioni si rimanda agli elaborati progettuali. Si riporta di seguito la sezione tipo di tali barriere.

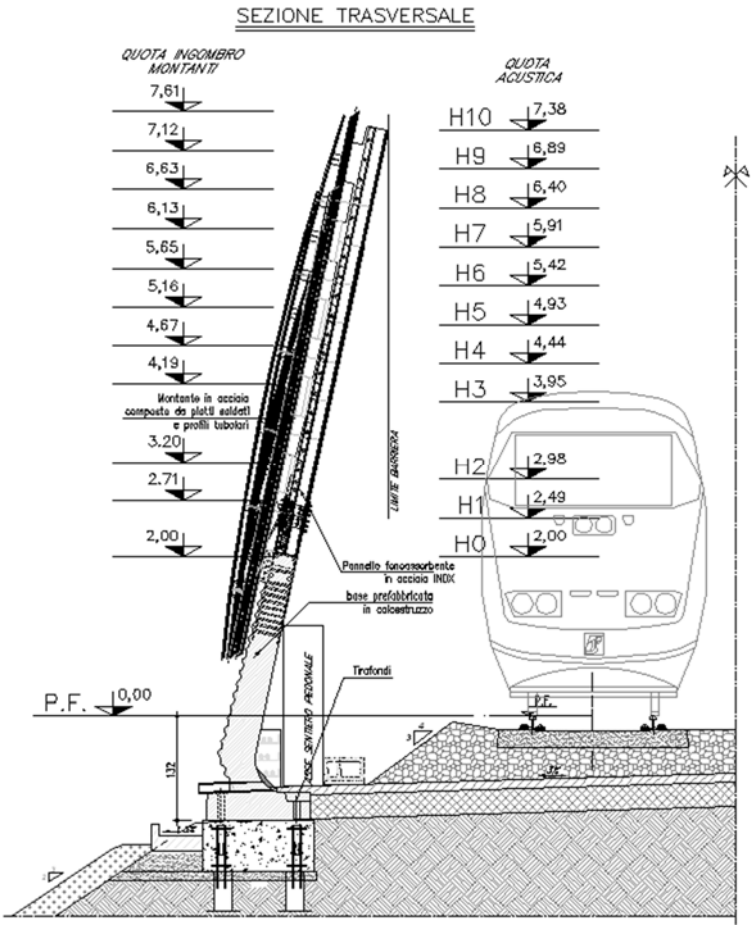



*Figura 1 – Sezione tipo barriera antirumore su rilevato.*

I micropali di lunghezza 10.0 m e diametro di perforazione pari a 0.225 m, sono del tipo valvolati iniettati a pressione. L' armatura in acciaio S275JR è costituita da un tubolare Φ177.8 spessore 10.0 mm.

L'ancoraggio nel calcestruzzo è realizzato mediante piastre ottagonali di dimensioni lorde 270x270x25 con lati da 112 mm, saldate ai micropali tramite doppi cordoni d'angolo su ciascun piatto di dimensioni 10x10 mm.

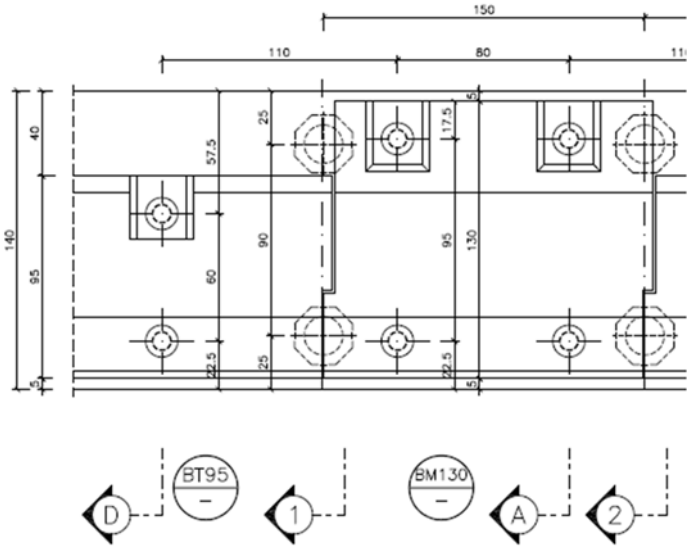



**Figura 2 – Schema micropali.**

Per ulteriori indicazioni si rimanda agli elaborati progettuali. Si riporta di seguito la sezione tipo di tali barriere.

# 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

## 3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

I documenti utilizzati come input per il presente documento sono i seguenti:

### *3.1.1 Documenti di progetto*

- *NN1400D78RHGE0600001 – "PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale";*
- *NN1400D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – "PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6".*

### *3.1.2 Normativa e istruzioni*

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D Dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

# 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

## 4.1 CALCESTRUZZO

### *4.1.1 Magrone*

– Classe di resistenza C12/15;

– contenuto min. cemento 150 kg/m$^3$.

### *4.1.2 Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante*

Per le strutture di fondazione si impiega calcestruzzo di classe C28/35:

Classe di esposizione XC3

Resistenza cubica caratteristica a compressione 35MPa

– $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05$ N/mm$^2$ Resistenza caratteristica a compressione;

– $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc}/\gamma_c = 16.60$ N/mm$^2$ Resistenza di calcolo a compressione del cls;

– $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.83$ N/mm$^2$ Resistenza media a trazione del cls;

– $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.98$ N/mm$^2$ Resistenza caratteristica a trazione del cls;

– $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1.32$ N/mm$^2$ Resistenza di calcolo a trazione del cls.

– $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.45$ N/mm$^2$ Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls,

dove $\eta = 1.0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm;

– $f_{bd} = f_{bk}/\gamma_c = 2.96$ N/mm$^2$ Resistenza di calcolo di aderenza del cls.

– $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05$ N/mm$^2$ Resistenza media cilindrica a compressione del cls;

– $Ecm = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 32588.1$ N/mm$^2$ Modulo elastico del calcestruzzo

– $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 15.98$ N/mm$^2$ tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;

– $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 11.62$ N/mm$^2$ tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

### *4.1.3 Calcestruzzo riempimento micropali*

– classe di resistenza C25/30

– modulo elastico $E_c = 31.447$ N/mm$^2$;

– resistenza caratteristica a compressione cilindrica $f_{ck} = 24{,}90$ N/mm$^2$;

– resistenza media a compressione cilindrica $f_{cm} = 32{,}90$ N/mm$^2$;

– resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 14{,}11$ N/mm$^2$;

– resistenza a trazione ( valore medio ) $f_{ctm} = 2{,}56$ N/mm$^2$;

– resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 1{,}79$ N/mm$^2$;

– resistenza caratteristica a trazione per flessione $f_{cfk} = 2{,}15$ N/mm$^2$;

– resistenza di progetto a trazione $f_{ctd} = 1{,}19$ N/mm$^2$.

## 4.2 ACCIAIO

### *4.2.1 Acciaio per cemento armato*

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

– acciaio B450C

– tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450$ N/mm$^2$;

– tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540$ N/mm$^2$;

– resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391{,}30$ N/mm$^2$;

– modulo elastico $E_s = 206.000$ N/mm$^2$.

– tensione massima di esercizio per l'acciai $\sigma_s < 0{,}75\ f_{yk} = 337{,}50$ N/mm$^2$.

### *4.2.2 Acciaio da carpenteria metallica*

Si prescrive l'utilizzo di profilati in acciaio laminati a caldo S275:

– Tensione di snervamento $f_{yk} < 275$ N/mm$^2$;

– Tensione di rottura $f_{tk} < 430$ N/mm$^2$;

– Modulo elastico $E = 210000$ N/mm$^2$;

– Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$;

– Modulo di elasticità trasversale $G = E / [2\ (1 + \nu)] = 80769.23$ N/m$^2$;

– Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \cdot 10\text{-}6$ per °C-1 (per T fino a 100 °C);

– Densità $\rho = 7850$ kg/m$^3$.

### *4.2.3 Acciaio armatura micropalo*

tipologia S275JR:

| | |
|---|---|
| Rapporto a/c max | 0.50 |
| Classe di Resistenza minima | C25/30 |
| Tipo di Cemento | CEM III-V |

Si dovrà inoltre garantire il seguente requisito: Viscosità Marsh: 10-30 sec (ugello di 13mm)

# 5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: si riportano di seguito i terreni su cui poggiano le opere analizzate lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. Da un'analisi dei dati a disposizione emerge che la stratigrafia del terreno sul quale verrà impostato il piano di posa della fondazione delle barriere antirumore e i relativi micropali è caratterizzato dai valori dei parametri di calcolo riportati.

La tipologia di opera analizzata si sviluppa per tutto lo sviluppo della linea: per le verifiche geotecniche si considera a favore di sicurezza l'unità geotecnica L1 essendo quella con caratteristiche peggiori.

| | Peso di volume naturale | Angolo di resistenza al taglio | Coesione drenata | Coesione non drenata | Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni | Nspt caratteristico | Permeabilità | Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E'=E_0/5$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\gamma$ | $\varphi'$ | c' | Cu | $E_0$ (1) | | k | E' |
| | [kN/m$^3$] | [°] | [kPa] | [kPa] | [MPa] | [colpi/30 cm] | [m/s] | [MPa] |
| **Limo scarsa consistenza L1** | 19 | 23 | 3 | 35 | 140 | <10 | $3.5\ E^{-06}$ | 28 |

La falda è considerata ad una profondità di 5.50 m da p.c.

## 5.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità Vs,30.

Si può ricavare il parametro VS,30 mediante la relazione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Come riportato dettagliatamente nella relazione geologica, l'analisi dell'assetto stratigrafico e dei valori di VS,30 disponibili dalle prove sismiche Masw ha permesso di definire la categoria di sottosuolo come "C e E".

Nel seguito, a vantaggio di sicurezza, si assume l'intera area di progetto appartenente alla categoria di sottosuolo di fondazione "E" ovvero "*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m*".

# 6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I carichi permanenti e variabili vengono desunti dalla "Relazione di calcolo base BM130 per tipologia di barriera H10, per velocità fino a 200 km/h", riportata nell'allegato A del Manuale di Progettazione RFI, (RFI DTC SI AM MA IFS 001 B). Per i carichi variabili si effettua la verifica puntuale che le azioni da considerare prescritte dalla normativa vigente per il sito in esame risultino uguali o minore a quelle considerate per il calcolo tipologico; nei casi in cui non risultino soddisfatte si procederà alle opportune modifiche ed integrazioni.

La barriera in oggetto è la tipologia H10 (h = 7.38 m dal p.f.) e saranno considerati i pesi e le relative sollecitazioni di una barriera H10 montata sul modulo BM130.

## 6.1 PESI PROPRI

Le barriere antirumore sono composte da una alternanza di moduli BM e BT, di lunghezza 1,50 m ciascuno. Le azioni agenti in testa ai micropali di fondazione sono date dalla somma dei contributi dei pannelli, del modulo BM130 e del modulo BT95. A questi va aggiunto il peso del cordolo di fondazione (1.40 m x 0.65 m x 3.00 m x 25 kN/m3 = 68.25 kN).

Di seguito si riportano i singoli contributi:

| Sollecitazioni ad estradosso zoccolo BM | | | |
|---|---|---|---|
| | N (KN) | V (KN) | M* (KNm) |
| PP BM | -64.5 | 0.0 | 3.23 |
| $PP_{PA}$ | -8.34 | 0.0 | 7.59 |
| $PP_{PB}$ | -16.68 | 0.0 | 15.18 |
| PP BT95 | -41.27 | 0.0 | 2.1 |
| Ppcor | -68.25 | 0.0 | 0 |

dove:

PP = peso proprio;

$PP_{PA}$ = peso pannelli asciutti;

$PP_{PB}$ = peso pannelli bagnati.

## 6.1 CARICHI VARIABILI

### *6.1.1 Carico del vento*

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- $q_b$ = pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$ = coefficiente di esposizione ;
- $c_p$ = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- $c_d$ = coefficiente dinamico.

**Pressione cinetica di riferimento:**

La pressione cinetica di riferimento $q_b$ (N/m$^2$) è data dall'espressione:

$$q_b = ½ \rho v_b^2$$

dove

- $v_b$ = velocità di riferimento del vento (m/s);
- $\rho$ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m3.

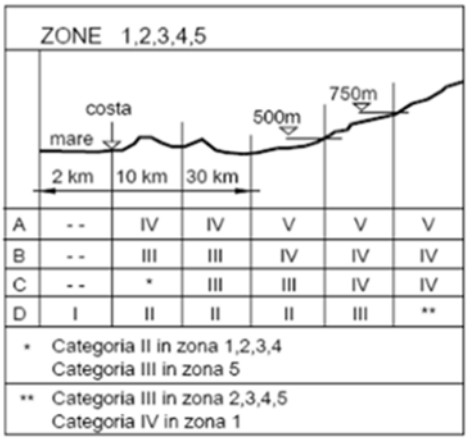
Essendo $v_b$ pari a 27 m/s si ottiene:

| $q_b$ [kN/mq] | 0.456 |
|---|---|

**Coefficiente di esposizione:**

Il coefficiente d'esposizione $c_e$ dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione($k_r$, $z_0$, $z_{min}$). Facendo riferimento alla tabella 3.3.I del D.M. 2018, la regione Campania ricade in zona 3, pertanto i parametri saranno i seguenti:

| Zona | $v_{b,0}$ [m/s] | $a_0$ [m] | $k_a$ [1/s] |
|---|---|---|---|
| 3 | 27 | 500 | 0.02 |




| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 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

Classe di rugosità del terreno: B = Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive;

| 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 |

Considerando l'altezza della barriera, considerata dalla sommità della barriera fino alla base è 8.70 m.

| | | | |
|---|---|---|---|
| $k_r$ | 0,20 | | Cat. III (*D.M.18, Tab 3.3.II*) |
| $z_0$ | 0,10 | m | |
| $z_{min}$ | 5,00 | m | |
| z | 7,23 | m | altezza sul suolo del punto considerato (Z) |

Il valore di $c_e$ può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

essendo z l'altezza della barriera pari a $8.70 > z_{min} = 5$, si ha:

| | |
|---|---|
| $c_e$ | 2.05 |

**Coefficiente di forma**

Il coefficiente di forma $c_p$ dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento ripetto alla direzione del vento. il suo valore può essere ricavato da dati suffragiati da opportua documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

In riferimento alle pareti isolate (§7.4.1) – Zona D (Prospetto 7.9) - E.C.1 si ottiene:

| | |
|---|---|
| $c_p$ | 1.20 |

**Coefficiente dinamico**

Il coefficiente dinamico può essere assunto cautelativamente pari a 1:

| | |
|---|---|
| $c_d$ | 1.00 |

Quindi riassumento si ha:

- $q_b$ 0.456
- $C_e$ 2.05
- $C_p$ 1.20
- $C_d$ 1

da cui si ricava la pressione del vento, secondo D.M. 2018:

$P_V = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$ $= 0{,}456 \cdot 1{,}93 \cdot 1{,}20 \cdot 1{,}0 =$ **1,12 kN/m²**

- $M_{Vento} = P_{Vento} \cdot 3m \cdot h_{barr}(h_{BM130} + h_{cord} + h_{barr}/2) + P_{Vento} \cdot 1.5m \cdot h_{BM130} \cdot (h_{BM130}/2 + h_{cord}) + P_{Vento} \cdot 1.5m \cdot h_{BT95} (h_{BT95}/2 + h_{cord})$
- $V_{Vento} = P_{Vento} \cdot 3\ m \cdot h_{barr} + P_{Vento} \cdot 1.5\ m \cdot (h_{BM130}) + P_{Vento} \cdot 1.5\ m \cdot (h_{BT95})$
- $h_{barr} = h_{TOT} - h_{BM130} = 7{,}23 - 3{,}3 = 3{,}93m$
- $h_{BM130} = h_{BT95} = 3{,}3$
- $h_{cord} = 0{,}55$ m altezza cordolo
- $N_{Vento} = V_{Vento}\ tg(12°)$

**CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO SULLA BARRERA**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Tipo barriera | H10 | BM | 130 | |
| pressione vento | | *qp* = | 1.120 | KN/mq |
| altezza totale barriera | | h_tot = | 8.70 | m |
| interasse BM | | i = | 3.0 | m |
| interasse BT95 | | i = | 1.5 | m |
| altezza base montante | | h_BM = | 3.30 | m |
| altezza base tampone | | h_BT 95= | 3.30 | m |
| altezza cordolo | | h_cordolo = | 0.65 | m |
| altezza barriera | | h_barr = | 5.40 | m |
| | | | | |
| | | M_vento = | **146.143** | KNm |
| | | V_vento = | **29.23** | KN |
| | | N_vento = | **-6.21** | KN |

*6.1.2 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario*

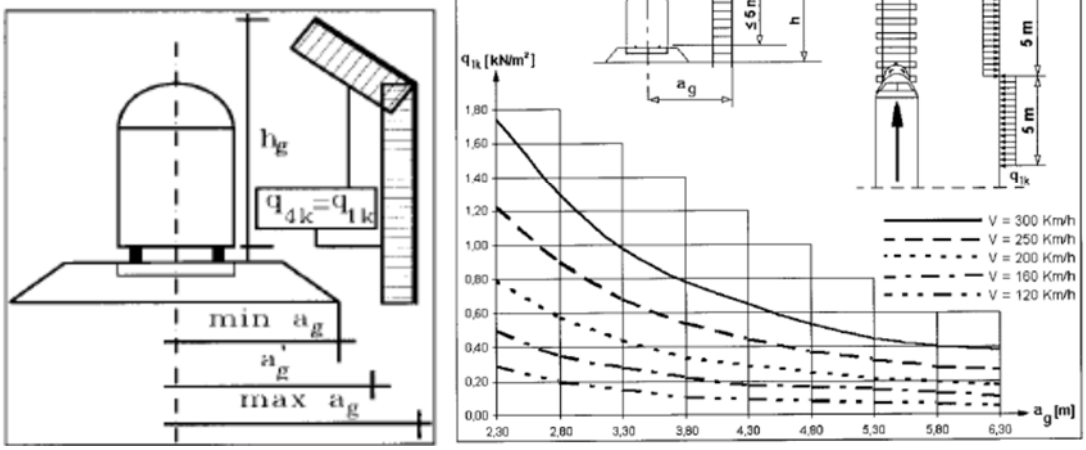
In accordo con quanto previsto al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari, si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.7.4 – NTC2018)

Il valore dell'azione ±q4k agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia $a_g$' dal binario:

$a_g$' = 0,6 min $a_g$ + 0,4 max $a_g$

dove le distanze min $a_g$ e max $a_g$ sono state determinate in base al grafico sottostante.




Considerando V = 140 km/h si ottiene:

$q1k = 0{,}22$ kN/m$^2$ Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.

Le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento quindi complessivamente si ha:

$q_{tot}$= 1.50 kN/m$^2$→ Vento + Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.

Il manuale di progettazione (RFI DTC SI PS MA IFS 001 D) prescrive che il valore minimo della risultante della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica deve essere pari a 1.50 kN/m$^2$ per linee percorse a velocità V≤200 Km/h e pari a pari a 2.50 kN/m$^2$ per linee percorse a velocità V>200 Km/h. (5.2.3.2.2 PARTE II - SEZIONE 2 PONTI E STRUTTURE).

Tale limitazione viene rispettata.

| AZIONE AERODINAMICA | | |
|---|---|---|
| q1k = | 0.38 | KN/mq |
| | | |
| M_aerodin = | **49.61** | KNm |
| V_aerodin = | **9.92** | KN |
| N_aerodin = | **-2.11** | KN |

## 6.2 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa $a_g$ in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza $P_{VR}$, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento $V_R$, come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{VR}$, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di $a_g$, $F_o$ e $T_c^*$ necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

### *6.2.1 Vita nominale*

La vita nominale di un'opera strutturale $V_N$ è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI";

| **TIPO DI COSTRUZIONE** (1) | **Vita Nominale [ $V_N$ ]** (1) |
|---|---|
| OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE (V<250 Km/h) | 50 |
| ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ (V<250 km/h) | 75 |
| ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ (V≥250 Km/h) | 100 |
| OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m | ≥ 100 (2) |
| (1) - La medesima $V_N$ si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.<br>(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI. ( | |

Nel caso in esame si considera $\mathbf{V_N = 75}$.

### *6.2.2 Classe d'uso*

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

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

Nel caso in esame si considera $\mathbf{C_U = 1.5.}$

### *6.2.3 Periodo di riferimento*

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento $V_R$ che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale $V_N$ per il coefficiente d'uso $C_U$ :

$V_R = V_N \cdot C_U$ $= 75 \cdot 1.50 = 112.5$ anni (periodo di riferimento).

### *6.2.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica*

Fissata la vita di riferimento $V_R$, i due parametri $T_R$ e $P_{VR}$ sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

| | STATO LIMITE | $P_{VR}$: probabilità di superamento nel periodo di riferimento |
|---|---|---|
| **SLE** | SLO - Stato Limite di Operatività | 81% |
| | SLD - Stato Limite di Danno | 63% |
| **SLU** | SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita | 10% |
| | SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso | 5% |

$$T_R = -\frac{V_R}{ln\left(1 - P_{V_R}\right)} = -\frac{Cu \cdot V_N}{ln\left(1 - P_{V_R}\right)}$$

da cui si ottiene:

| Stati limite | | Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $V_R$ (anni) |
|---|---|---|
| **SLE** | **SLO** | 68 |
| | **SLD** | 113 |
| **SLU** | **SLV** | 1068 |
| | **SLC** | 2193 |

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo $T_R$ in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1068$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 112.5$;
- il periodo TR in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 1068$ anni.

### *6.2.5 Caratterizzazione sismica del terreno*

**Categorie di Sottosuolo**

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

Si considera cautelativamente la Categoria E.

**Condizioni topografiche**

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

| **Categoria** | **Caratteristiche della superficie topografica** |
|---|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤15° |
| T2 | Pendii con inclinazione media i > 15° |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30° |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30° |

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come T1.

**Amplificazione Stratigrafica e Topografica**

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di $C_C$ in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

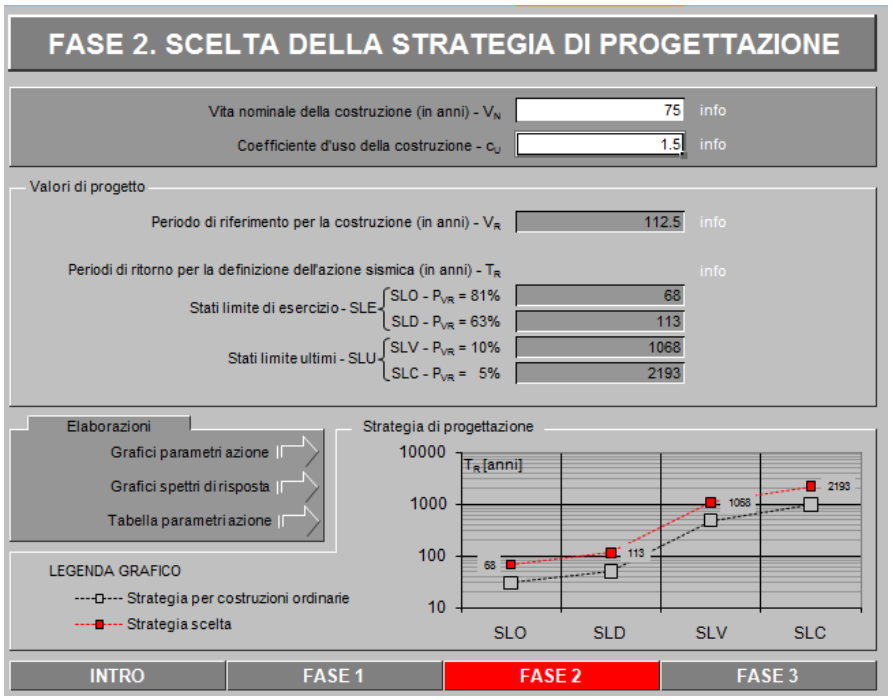
| Categoria sottosuolo | $S_S$ | $C_C$ |
|---|---|---|
| A | 1.00 | 1.00 |
| B | $1.00 \le 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.20$ | $1.10 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0,20}$ |
| C | $1.00 \le 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.50$ | $1.05 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.33}$ |
| D | $0.90 \le 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.80$ | $1.25 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.50}$ |
| E | $1.00 \le 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.60$ | $1.15 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.40}$ |

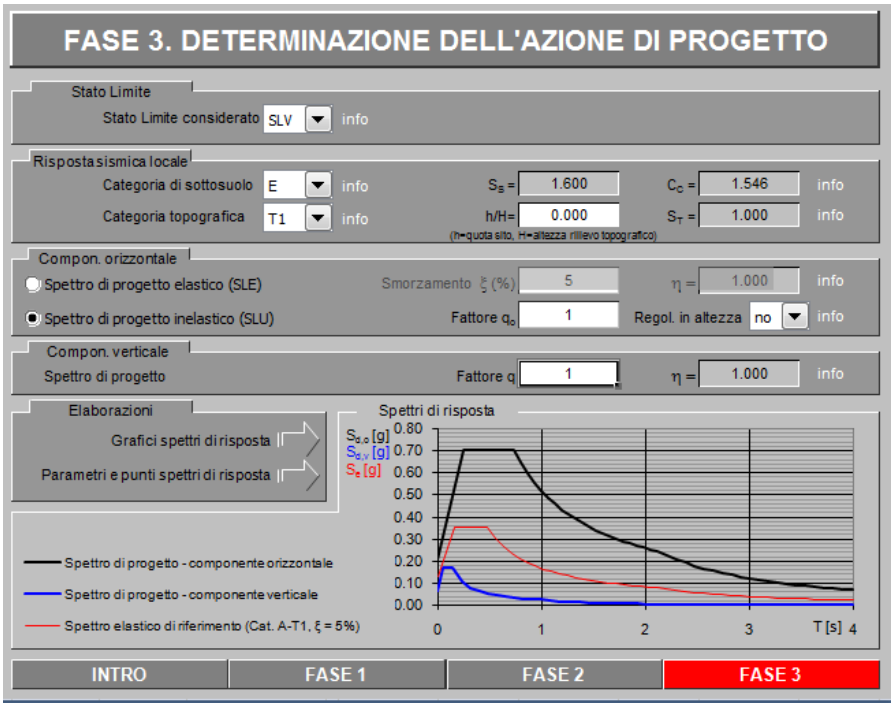
| Categoria Topografica | Ubicazione dell'opera dell'intervento | $S_T$ |
|---|---|---|
| T1 | - | 1,0 |
| T2 | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| T3 | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,4 |

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

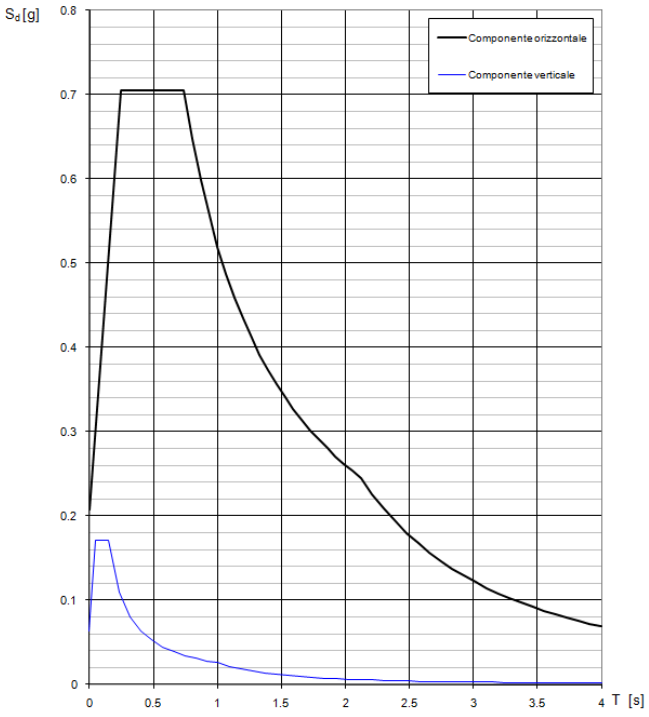
I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_S = 1,600$ e $C_C = 1,546$

## Parametri sismici di calcolo






**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



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

**Parametri indipendenti**

| STATO LIMITE | SLV |
|---|---|
| $a_g$ | 0.130 g |
| $F_o$ | 2.710 |
| $T_C^*$ | 0.477 s |
| $S_S$ | 1.600 |
| $C_C$ | 1.546 |
| $S_T$ | 1.000 |
| q | 0.800 |

**Parametri dipendenti**

| | |
|---|---|
| S | 1.600 |
| η | 1.250 |
| $T_B$ | 0.246 s |
| $T_C$ | 0.738 s |
| $T_D$ | 2.121 s |

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

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

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

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

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

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

$T_B \leq T < T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

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

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

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

**Punti dello spettro di risposta**

| | T [s] | Se [g] |
|---|---|---|
| | 0.000 | 0.208 |
| $T_B$ ← | 0.246 | 0.705 |
| $T_C$ ← | 0.738 | 0.705 |
| | 0.804 | 0.648 |
| | 0.870 | 0.598 |
| | 0.935 | 0.556 |
| | 1.001 | 0.520 |
| | 1.067 | 0.488 |
| | 1.133 | 0.459 |
| | 1.199 | 0.434 |
| | 1.265 | 0.412 |
| | 1.330 | 0.391 |
| | 1.396 | 0.373 |
| | 1.462 | 0.356 |
| | 1.528 | 0.341 |
| | 1.594 | 0.327 |
| | 1.660 | 0.314 |
| | 1.726 | 0.302 |
| | 1.791 | 0.291 |
| | 1.857 | 0.280 |
| | 1.923 | 0.271 |
| | 1.989 | 0.262 |
| | 2.055 | 0.253 |
| $T_D$ ← | 2.121 | 0.245 |
| | 2.210 | 0.226 |
| | 2.300 | 0.209 |
| | 2.389 | 0.193 |
| | 2.479 | 0.180 |
| | 2.568 | 0.167 |
| | 2.658 | 0.156 |
| | 2.747 | 0.146 |
| | 2.837 | 0.137 |
| | 2.926 | 0.129 |
| | 3.016 | 0.121 |
| | 3.105 | 0.114 |
| | 3.195 | 0.108 |
| | 3.284 | 0.102 |
| | 3.374 | 0.097 |
| | 3.463 | 0.092 |
| | 3.553 | 0.087 |
| | 3.642 | 0.083 |
| | 3.732 | 0.079 |
| | 3.821 | 0.076 |
| | 3.911 | 0.072 |
| | 4.000 | 0.069 |

Avendo calcolato i parametri con cui determinare l'azione sismica che andrà ad assoggettare la nostra struttura, si esegue ora la valutazione della forza effettiva che il sisma induce sulle barriere.

**Calcolo forza sismica alla base**

Per la valutazione della forza alla base del manufatto, indotta dal moto sismico, si procede facendo riferimento ad un'analisi statica equivalente.

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni indotte dall'azione sismica si considera il valore maggiore dello spettro Se(t) = 0.590 g.

| Carichi permanenti per azione sismica | |
|---|---|
| | N (KN) |
| PP BM | -64.5 |
| $PP_{PA}$ | -8.34 |
| $PP_{PB}$ | -16.68 |
| PP BT95 | -41.27 |
| cordolo | -68.25 |

| Forze sismiche a quota testa micropali (PA) | | | | Forze sismiche a quota testa micropali (PB) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | V (KN) | braccio | M* (KNm) | | V (KN) | braccio | M* (KNm) |
| PP BM | -36.29 | 1.95 | -70.75575 | PP BM | -36.285 | 1.95 | -70.7558 |
| Pppa | -4.92 | 6.3 | -30.99978 | Pppb | -9.8412 | 6.3 | -61.9996 |
| PP BT95 | -24.35 | 1.95 | -47.48 | PP BT95 | -24.35 | 1.95 | -47.4811 |
| cordolo | -40.27 | 0.325 | -13.09 | cordolo | -40.27 | 0.325 | -13.09 |
| tot. | **-105.82** | | **-162.32** | tot. | **-110.74** | | **-193.32** |

Riassumendo si riportano le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti ed ai carichi variabili in condizioni statiche ed in condizioni sismiche:

**SOLLECITAZIONI STATICHE FINALI A QUOTA TESTA MICROPALI**

| | N (KN) | V (KN) | M* (KNm) |
|---|---|---|---|
| PP | -174.02 | 0.0 | 5.29 |
| PPpa | -8.34 | 0.0 | 7.59 |
| PPpb | -16.68 | 0.0 | 15.18 |
| Vento | -8.32 | 39.2 | 195.8 |

**SOLLECITAZIONI SISMICHE FINALI A QUOTA TESTA MICROPALI**

| | N (KN) | V (KN) | M* (KNm) |
|---|---|---|---|
| PP | -174.02 | 0.0 | 5.29 |
| PPpa | -8.34 | 0.0 | 7.59 |
| PPpb | -16.68 | 0.0 | 15.18 |
| SISMA_PA | 0.00 | -105.82 | -162.32 |
| SISMA_PB | 0.00 | -110.74 | -193.32 |

# 7 COMBINAZIONE DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \ldots;$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Gli effetti dell'azione sismica vanno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_F$, $\gamma_M$ e $\gamma_R$ (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione $\psi$ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti; inoltre l'azione del vento ed aerodinamica verranno considerate come un'unica azione variabile.

**Tab. 5.2.V** - *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

| Coefficiente | | | EQU[1] | A1 | A2 |
|---|---|---|---|---|---|
| Azioni permanenti | favorevoli | $\gamma_{G1}$ | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,10 | 1,35 | 1,00 |
| Azioni permanenti non strutturali[2] | favorevoli | $\gamma_{G2}$ | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Ballast[3] | favorevoli | $\gamma_B$ | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Azioni variabili da traffico[4] | favorevoli | $\gamma_Q$ | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,45 | 1,45 | 1,25 |
| Azioni variabili | favorevoli | $\gamma_{Qi}$ | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Precompressione | favorevole | $\gamma_P$ | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevole | | 1,00[5] | 1,00[6] | 1,00 |
| Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente | favorevole | $\gamma_{Ced}$ | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevole | | 1,20 | 1,20 | 1,00 |

[1] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

[2] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

[3] Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

[4] Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

[5] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

[6] 1,20 per effetti locali

**Tab. 5.2.VI** - *Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni*

| Azioni | | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ |
|---|---|---|---|---|
| Azioni singole | Carico sul rilevato a tergo delle spalle | 0,80 | 0,50 | 0,0 |
| da traffico | Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli | 0,80 | 0,50 | 0,0 |
| | $gr_1$ | 0,80[2] | 0,80[1] | 0,0 |
| Gruppi di | $gr_2$ | 0,80[2] | 0,80[1] | - |
| carico | $gr_3$ | 0,80[2] | 0,80[1] | 0,0 |
| | $gr_4$ | 1,00 | 1,00[1] | 0,0 |
| Azioni del vento | $F_{Wk}$ | 0,60 | 0,50 | 0,0 |
| Azioni da | in fase di esecuzione | 0,80 | 0,0 | 0,0 |
| neve | SLU e SLE | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Azioni termiche | $T_k$ | 0,60 | 0,60 | 0,50 |

[1] 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

[2] Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti $\psi_0$ relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

**Tab. 6.2.II** – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale $\gamma_M$ | (M1) | (M2) |
|---|---|---|---|---|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | $c'_k$ | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | $c_{uk}$ | $\gamma_{cu}$ | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | $\gamma_\gamma$ | $\gamma_\gamma$ | 1,0 | 1,0 |

Tab. 6.4.II – *Coefficienti parziali $\gamma_R$ da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali*

| Resistenza | Simbolo | Pali infissi | Pali trivellati | Pali ad elica continua |
|---|---|---|---|---|
| | $\gamma_R$ | (R3) | (R3) | (R3) |
| Base | $\gamma_b$ | 1,15 | 1,35 | 1,3 |
| Laterale in compressione | $\gamma_s$ | 1,15 | 1,15 | 1,15 |
| Totale (*) | $\gamma$ | 1,15 | 1,30 | 1,25 |
| Laterale in trazione | $\gamma_{st}$ | 1,25 | 1,25 | 1,25 |

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - *Coefficiente parziale $\gamma_T$ per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali*

| Coefficiente parziale (R3) |
|---|
| $\gamma_T = 1,3$ |

In totale sono state analizzate:

- 8 combinazioni di tipo SLU,
- 10 combinazioni di tipo SLE,
- 4 combinazioni sismiche

per un totale di 22 combinazioni; i coefficienti adottati per ogni combinazione sono riportati nel seguito.

8 combinazioni SLU utilizzando l'Approccio 2 (A1+M1+R3):

SLU 1 e 3:Carichi permanenti, con pannelli bagnati, sfavorevoli - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLU 2 e 4: Carichi permanenti, con pannelli asciutti, sfavorevoli - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLU 5 e 7:Carichi permanenti, con pannelli bagnati, favorevoli - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLU 6 e 8: Carichi permanenti, con pannelli asciutti, favorevoli - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

4 combinazioni SLE di tipo rara:

SLE 1 e 3 (RARA):Carichi permanenti, con pannelli bagnati, unitari - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLE 2 e 4 (RARA): Carichi permanenti, con pannelli asciutti, unitari - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

4 combinazioni SLE di tipo frequente:

SLE 5 e 7 (FREQ):Carichi permanenti, con pannelli bagnati, unitari - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

SLE 6 e 8 (FREQ): Carichi permanenti, con pannelli asciutti, unitari - azione vento +aerodinamica variabile primaria positiva e negativa;

2 combinazione SLE di tipo quasi permanente:

SLE 9 (Q.PERM):Carichi permanenti, con pannelli bagnati, unitari - azione vento +aerodinamica variabile assente (moltiplicata per $\psi_2$=0);

SLE 10 (Q.PERM): Carichi permanenti, con pannelli asciutti, unitari - azione vento +aerodinamica variabile assente (moltiplicata per $\psi_2$=0);

4 combinazioni SLU di tipo SISMICA:v

SISMICA1 e 3 :Carichi permanenti, con pannelli bagnati, unitari - sisma positivo e negativo;

SISMICA 2 e 4: Carichi permanenti, con pannelli asciutti, unitari – sisma positivo e negativo.

**COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE**

| | PP | PPpa | PPpb | Vento + aerodinamica |
|---|---|---|---|---|
| **SLU 1** | 1.35 | 0 | 1.35 | 1.5 |
| **SLU 2** | 1.35 | 1.35 | 0 | -1.5 |
| **SLU 3** | 1.35 | 0 | 1.35 | -1.5 |
| **SLU 4** | 1.35 | 1.35 | 0 | 1.5 |
| **SLU 5** | 1 | 0 | 1 | 1.5 |
| **SLU 6** | 1 | 1 | 0 | -1.5 |
| **SLU 7** | 1 | 0 | 1 | -1.5 |
| **SLU 8** | 1 | 1 | 0 | 1.5 |
| **SLE 1 (RARA)** | 1 | 0 | 1 | 1 |
| **SLE 2 (RARA)** | 1 | 0 | 1 | -1 |
| **SLE 3 (RARA)** | 1 | 1 | 0 | 1 |
| **SLE 4 (RARA)** | 1 | 1 | 0 | -1 |
| **SLE 5 (FREQ)** | 1 | 0 | 1 | 0.5 |
| **SLE 6 (FREQ)** | 1 | 0 | 1 | -0.5 |
| **SLE 7 (FREQ)** | 1 | 1 | 0 | -0.5 |
| **SLE 8 (FREQ)** | 1 | 1 | 0 | 0.5 |
| **SLE 9 (Q.PERM)** | 1 | 0 | 1 | 0 |
| **SLE 10 (Q.PERM)** | 1 | 1 | 0 | 0 |

**COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE**

| | PP | PPpa | PPpb | SISMA_PA | SISMA_PB |
|---|---|---|---|---|---|
| **SISMICA 1** | 1 | 1 | 0 | 1 | 0 |
| **SISMICA 2** | 1 | 0 | 1 | 0 | 1 |
| **SISMICA 3** | 1 | 1 | 0 | -1 | 0 |
| **SISMICA 4** | 1 | 0 | 1 | 0 | -1 |

# 8 VERIFICHE GEOTECNICHE MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA

## 8.1 SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI

Si riportano di seguito le sollecitazioni, su 3.0 m, per ogni combinazione di carico descritta al capitolo precedente:

**SOLLECITAZIONI STATICHE COMBINATE**

| | N (KN) | V (KN) | M (KNm) |
|---|---|---|---|
| **SLU 1(STR)** | -269.92 | 58.73 | 321.26 |
| **SLU 2 (STR)** | -233.71 | -58.73 | -276.24 |
| **SLU 3 (STR)** | -244.97 | -58.73 | -265.99 |
| **SLU 4 (STR)** | -258.66 | 58.73 | 311.01 |
| **SLU 5 (STR)** | -203.18 | 58.73 | 314.09 |
| **SLU 6 (STR)** | -169.88 | -58.73 | -280.75 |
| **SLU 7 (STR)** | -178.22 | -58.73 | -273.16 |
| **SLU 8 (STR)** | -194.84 | 58.73 | 306.50 |
| **SLE 1 (RARA)** | -199.02 | 39.15 | 216.22 |
| **SLE 2 (RARA)** | -182.38 | -39.15 | -175.28 |
| **SLE 3 (RARA)** | -190.68 | 39.15 | 208.63 |
| **SLE 4 (RARA)** | -174.04 | -39.15 | -182.87 |
| **SLE 5 (FREQ)** | -194.86 | 19.58 | 118.34 |
| **SLE 6 (FREQ)** | -186.54 | -19.58 | -77.41 |
| **SLE 7 (FREQ)** | -178.20 | -19.58 | -85.00 |
| **SLE 8 (FREQ)** | -186.52 | 19.58 | 110.75 |
| **SLE 9 (Q.PERM)** | -190.70 | 0.00 | 20.47 |
| **SLE 10 (Q.PERM)** | -182.36 | 0.00 | 12.88 |

**SOLLECITAZIONI SISMICHE COMBINATE**

| | N (KN) | V (KN) | M (KNm) |
|---|---|---|---|
| **SISMICA 1** | -182.36 | -105.82 | -149.45 |
| **SISMICA 2** | -190.7 | -110.74 | -172.86 |
| **SISMICA 3** | -182.36 | 105.82 | 175.20 |
| **SISMICA 4** | -190.7 | 110.74 | 213.79 |

## 8.2 SOLLECITAZIONI AGENTI SU SINGOLO MICROPALO

Le sollecitazioni (sforzo normale e taglio) agenti sui singoli micropali vengono calcolati in base al numero di micropali presente al di sotto di ogni campo di lunghezza 3.0m e al loro interasse trasversale, secondo le seguenti formule:

$$N_p = \frac{N}{n_{pali}} \pm N_m = \frac{N}{n_{pali}} \pm \frac{M}{2 \cdot i_{trasv}} \qquad V_p = \frac{V}{n_{pali}}$$

- interasse trasversale micropali: 0.70 m;
- numero micropali sotto ogni montante: 4.

**SOLL. STATICHE COMBINATE SU SINGOLO MICROPALO**

| | Np+ (KN) | Np- (KN) | Vp (KN) |
|---|---|---|---|
| **SLU 1(STR)** | 111.00 | -245.96 | 14.68 |
| **SLU 2 (STR)** | -211.89 | 95.04 | -14.68 |
| **SLU 3 (STR)** | -209.02 | 86.53 | -14.68 |
| **SLU 4 (STR)** | 108.12 | -237.45 | 14.68 |
| **SLU 5 (STR)** | 123.70 | -225.29 | 14.68 |
| **SLU 6 (STR)** | -198.44 | 113.50 | -14.68 |
| **SLU 7 (STR)** | -196.31 | 107.20 | -14.68 |
| **SLU 8 (STR)** | 121.57 | -218.99 | 14.68 |
| **SLE 1 (RARA)** | 70.37 | -169.88 | 9.79 |
| **SLE 2 (RARA)** | -142.97 | 51.78 | -9.79 |
| **SLE 3 (RARA)** | 68.24 | -163.57 | 9.79 |
| **SLE 4 (RARA)** | -145.11 | 58.08 | -9.79 |
| **SLE 5 (FREQ)** | 17.03 | -114.46 | 4.89 |
| **SLE 6 (FREQ)** | -89.64 | -3.63 | -4.89 |
| **SLE 7 (FREQ)** | -91.77 | 2.67 | -4.89 |
| **SLE 8 (FREQ)** | 14.90 | -108.16 | 4.89 |
| **SLE 9 (Q.PERM)** | -36.30 | -59.05 | 0.00 |
| **SLE 10 (Q.PERM)** | -38.44 | -52.74 | 0.00 |

**SOLL. SISMICHE COMBINATE SU SINGOLO MICROPALO**

| | Np+ (KN) | Np- (KN) | Vp (KN) |
|---|---|---|---|
| **SISMICA 1** | -128.62 | 37.44 | -26.46 |
| **SISMICA 2** | -143.71 | 48.36 | -27.69 |
| **SISMICA 3** | 51.74 | -142.92 | 26.46 |
| **SISMICA 4** | 71.10 | -166.45 | 27.69 |

Vengono analizzati i seguenti casi per le verifiche:

- caso di massima compressione sul singolo micropalo: combinazione SLU 1;
- caso di massima trazione sul singolo micropalo: combinazione SLU5;
- caso di massimo taglio sul singolo micropalo: combinazione SISMICA 1.

### 8.3 PORTANZA VERTICALE DEL MICROPALO

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' École Nationale des Ponts et Chaussées da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti ( FHWA ) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro NSPT (numero di colpi) dei terreni attraversati.

Per la determinazione del carico limite, Bustamante e Doix fanno riferimento alla nota espressione:

$$Q_{lim} = P + S$$

dove con P viene indicata la resistenza totale alla punta, mentre con S quella laterale. La resistenza laterale S, a sua volta, è data da:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \cdot L \cdot s$$

dove:

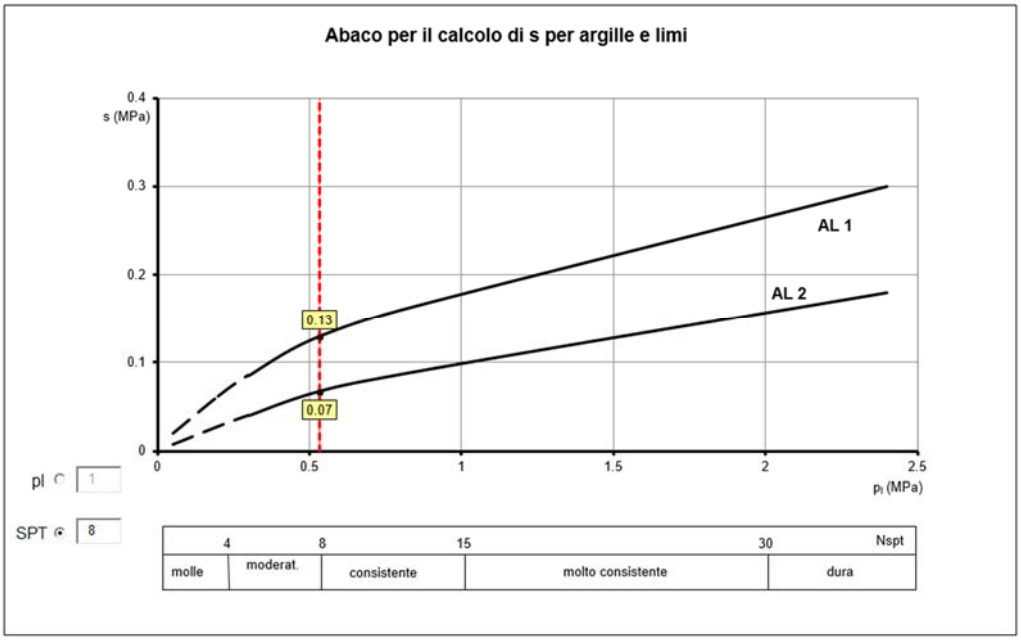
- $D_s$ = diametro di perforazione;
- $L_i$ = lunghezza della zona iniettata;
– $\alpha$ = coefficiente maggiorativo adimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali (IRS o IGU) e del tipo di terreno;
- $s_i$ = portata laterale unitaria stabilita in funzione del valore $N_{SPT}$ o $p_L$. È ricavabile tramite i grafici messi a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées" in base a numerose prove di carico a rottura per vari tipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo.
- $Q_{pl}$ = portata alla punta ultima. Dato l'alto rapporto esistente fra superficie laterale portante e superficie della punta del palo, normalmente, per i micropali, si considera un valore della portata alla punta pari al 15% della portata laterale.

| Valori del coefficiente α (Vs = Ls*π*ds²/4) | | | | |
|---|---|---|---|---|
| TERRENO | Valori di α | | Quantità minima di miscela consigliata | |
| | IRS | IGU | IRS | IGU |
| Ghiaia | 1.8 | 1.3 - 1.4 | 1.5 Vs | 1.5 Vs |
| Ghiaia sabbiosa | 1.6 - 1.8 | 1.2 - 1.4 | 1.5 Vs | 1.5 Vs |
| sabbia ghiaiosa | 1.5 - 1.6 | 1.2 - 1.3 | 1.5 Vs | 1.5 Vs |
| Sabbia grossa | 1.4 - 1.5 | 1.1 - 1.2 | 1.5 Vs | 1.5 Vs |
| Sabbia media | 1.4 - 1.5 | 1.1 - 1.2 | 1.5 Vs | 1.5 Vs |
| Sabbia fine | 1.4 - 1.5 | 1.1 -1.2 | 1.5 Vs | 1.5 Vs |
| Sabbia limosa | 1.4 - 1.5 | 1.1 - 1.2 | (1.5 - 2) Vs | 1.5 Vs |
| Limo | 1.4 - 1.6 | 1.1 - 1.2 | 2 Vs | 1.5 Vs |
| Argilla | 1.8 - 2.0 | 1.2 | (2.5 - 3) Vs | (1.5 - 2) Vs |
| Marne | 1.8 | 1.1 - 1.2 | (1.5 - 2) Vs per strati compatti | |
| Calcari marnosi | 1.8 | 1.1 - 1.2 | (2 - 6) Vs o più per strati fratturati | |
| Calcari alterati o fratturati | 1.8 | 1.1 - 1.2 | | |
| Roccia alterata e/o fratturata | 1.2 | 1.1 | (1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati | |

Nel caso in esame viene adottata a favore di sicurezza la tecnica IGU (injection globale inique).

Viene verificata la sezione più critica, nella quale il micropali giace per tutta la sua estensione all'interno dell'unità geotecnica L1.

A partire dalla relazione geotecnica vengono assunti i seguenti parametri.




| Unità geotecnica | α | s |
|---|---|---|
| L1 | 1.1 | 0.07 |

Sulla base dei parametri su definiti si procede alla determinazione della capacità portante mediante la formulazione analitica.

Il calcolo della capacità portante permette inoltre di determinare il valore caratteristico della resistenza caratteristica $R_k$ del palo così come definito al par.6.4.3.1.1. delle NTC2018, tale valore è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione $\xi$ (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2018 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad (6.2.11)$$

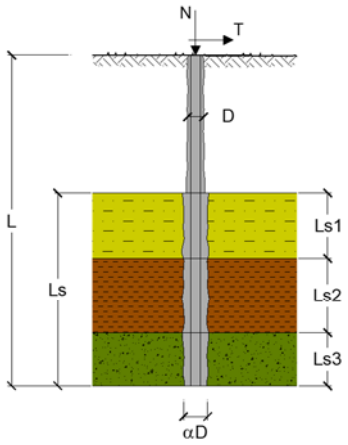
**Tabella 6.4.IV** – *Fattori di correlazione $\xi$ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥ 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\xi_3$ | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 |
| $\xi_4$ | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 |

## 8.3.1 *Verifica micropalo compresso*

**CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO**

**OPERA:** Micropali barriera antirumore H10




**DATI DI INPUT:**

***Sollecitazioni Agenti:***

| | Permanenti | Temporanee | Calcolo |
|---|---|---|---|
| N (kN) | 245.96 | 0.00 | 245.96 |
| T (kN) | 14.68 | 0.00 | 14.68 |

| coefficienti parziali | | | azioni | | resistenza laterale | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Metodo di calcolo | | | permanenti $\gamma_G$ | variabili $\gamma_Q$ | $\gamma_s$ | $\gamma_{s\,traz}$ |
| SLU | A1+M1+R1 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 |
| | A2+M1+R2 | ○ | 1.00 | 1.30 | 1.45 | 1.60 |
| | A1+M1+R3 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.15 | 1.25 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.15 | 1.25 |
| DM88 | | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| definiti dal progettista | | ◉ | 1.00 | 1.00 | 1.15 | 1.25 |

| n | 1 ◉ | 2 ○ | 3 ○ | 4 ○ | 5 ○ | 7 ○ | ≥10 ○ | DM88 ○ | prog. ○ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\xi_3$ | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40 | 1.00 | 1.00 |
| $\xi_4$ | 1.70 | 1.55 | 1.48 | 1.42 | 1.34 | 1.28 | 1.21 | 1.00 | 1.00 |

***Caratteristiche del micropalo:***

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.225 **(m)**

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 **(m)**

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

***Capacità portante di fusto*** $Ql = \Sigma_i \ \pi * Ds_i * s_i * ls_i$

| *Tipo di Terreno* | *Spessore $ls_i$ (m)* | *$\alpha$ (-)* | *$Ds_i = \alpha * D$ (m)* | *$s_i$ media (MPa)* | *$s_i$ minima (MPa)* | *$s_i$ calcolo (MPa)* | *Qsi (kN)* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *L1* | 10.00 | 1.10 | 0.25 | 0.070 | 0.070 | 0.036 | 278.40 |
| | | | 0.00 | | | 0.000 | 0.00 |
| | | | 0.00 | | | 0.000 | 0.00 |

***Ls =*** 10.00 ***(m)*** ***Ql =*** 278.40 ***(kN)***

***Capacità portante di punta*** ***Qp = %Punta*Ql*** (consigliato 10-15%)

***% Punta*** 15% ***Qp =*** 41.76 ***(kN)***

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

***Qlim = Qb + Ql***

***Qlim =*** **320.17** ***(kN)***

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

***Fs = Qlim / N*** ***(Fs > 1)***

***Fs =*** **1.30**

### *8.3.2 Instabilità di tipo elastico*

Il carico critico relativo ad istabilità di tipo elastico del micropalo viene calcolata come:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

In cui b = kDarm è la reazione laterale per unità di lunghezza e di spostamento (k è il coefficiente di reazione orizzontale di Winkler). Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a:

$$\eta = P_K / N$$

con η > 10 dove N è lo sforzo normale agente in testa al palo.

***Armatura:***

IPE | INP | HEA | HEB | HEM | (•) Tubi | ALTRO

IPE 180 | INP 160 | HEA 300 | HEB 160 | HEM 200 | ø177,8 x 10,0

**ø177,8 x 10,0**

| | | |
|---|---|---|
| Area dell'armatura (Aarm): | 5272 | (mm²) |
| Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): | 1.862E+07 | (mm⁴) |
| Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): | 209,447 | (mm³) |
| Tipo di acciaio | S 275 (Fe 430) | |
| Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): | 275 | (N/mm²) |
| Coefficiente Parziale Acciaio $\gamma_M$ | 1.05 | |
| Tensione ammissibile dell'acciaio ($\sigma_{lim}$): | 262 | (N/mm²) |
| Modulo di elasticità dell'acciaio ($E_{arm}$): | 210,000 | (N/mm²) |

***Coefficiente di Reazione Laterale:***

| | | |
|---|---|---|
| Coeff. di Winkler (k): | 50.0 | (MN/m³) |

**Pk = 2*(β*Earm*Jarm)$^{0,5}$** ***η = Pk / N (consigliato η > 10)***

***Pk =*** **11791.75** ***(MN)*** ***η =*** **47.94**

### *8.3.3 Valutazione dei cedimenti*

Facendo cedimenti sono ricavati facendo riferimento alla formula di Poulos e Davis:

$$\delta = \frac{\beta \cdot P_{max}}{E \cdot L_u}$$

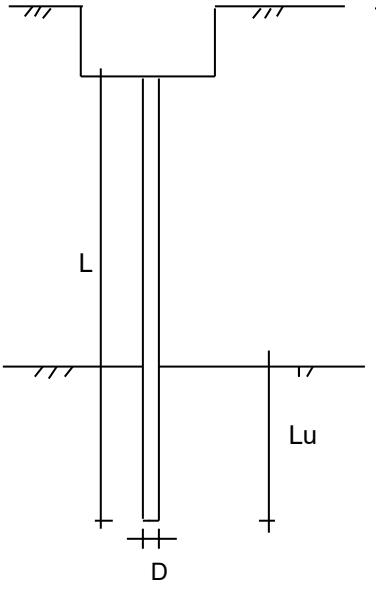
in cui $\beta = 0.5+\text{Log}(L_{utile}/D)$, $P_{max}$ è il carico massimo a cui è sottoposto il micropalo, E è il modulo di deformazione in cui è ammorsato il micropalo e $L_u$ è la lunghezza utile.

**CALCOLO DEL CEDIMENTO**

**OPERA:** Micropali barriera antirumore H10

**DATI DI IMPUT:**

| | | |
|---|---|---|
| Diametro del Palo (D): | 0.23 | (m) |
| Carico massimo sul palo (Pmax): | 245.96 | (kN) |
| Lunghezza del Palo (L): | 10.00 | (m) |
| Lunghezza Utile del Palo (Lu): | 9.00 | (m) |
| Modulo di Deformazione (E): | 20000 | (kN/m$^2$) |




**CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:**

**δ = β * Pmax / E * Lu**

Coefficiente di forma

β = 0,5 + Log(Lutile / D): 2.10 (-)

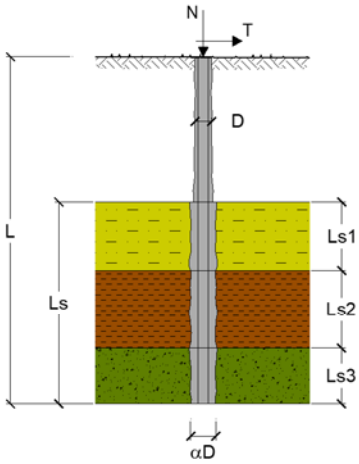
Cedimento del palo

**δ = β * Pmax / E * Lu** **2.87 (mm)**

## 8.3.4 *Verifica micropalo teso*

**CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO**

**OPERA:** Micropali barriera antirumore H10




**DATI DI INPUT:**

***Sollecitazioni Agenti:***

| | Permanenti | Temporanee | Calcolo |
|---|---|---|---|
| N (kN) | -123.70 | 0.00 | -123.70 |
| T (kN) | 14.68 | 0.00 | 14.68 |

| coefficienti parziali | | | azioni | | resistenza laterale | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Metodo di calcolo | | | permanenti $\gamma_G$ | variabili $\gamma_Q$ | $\gamma_s$ | $\gamma_{s\,trac}$ |
| SLU | A1+M1+R1 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 |
| | A2+M1+R2 | ○ | 1.00 | 1.30 | 1.45 | 1.60 |
| | A1+M1+R3 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.15 | 1.25 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.15 | 1.25 |
| DM88 | | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| definiti dal progettista | | ◉ | 1.00 | 1.00 | 1.15 | 1.25 |

| n | 1 ◉ | 2 ○ | 3 ○ | 4 ○ | 5 ○ | 7 ○ | ≥10 ○ | DM88 ○ | prog. ○ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\xi_3$ | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40 | 1.00 | 1.00 |
| $\xi_4$ | 1.70 | 1.55 | 1.48 | 1.42 | 1.34 | 1.28 | 1.21 | 1.00 | 1.00 |

***Caratteristiche del micropalo:***

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.225 **(m)**

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 **(m)**

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

***Capacità portante di fusto*** $Ql = \Sigma_i \ \pi * Ds_i * s_i * ls_i$

| *Tipo di Terreno* | *Spessore $ls_i$ (m)* | *$\alpha$ (-)* | *$Ds_i = \alpha * D$ (m)* | *$s_i$ media (MPa)* | *$s_i$ minima (MPa)* | *$s_i$ calcolo (MPa)* | *Qsi (kN)* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *L1* | 10.00 | 1.10 | 0.25 | 0.070 | 0.070 | 0.033 | 256.13 |
| | | | 0.00 | | | 0.000 | 0.00 |
| | | | 0.00 | | | 0.000 | 0.00 |

***Ls =*** 10.00 ***(m)*** ***Ql =*** 256.13 ***(kN)***

***Capacità portante di punta*** ***Qp = %Punta*Ql*** (consigliato 10-15%)

***% Punta*** 15% ***Qp =*** 0.00 ***(kN)***

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

***Qlim = Qb + Ql***

***Qlim =*** **256.13** ***(kN)***

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

***Fs = Qlim / N*** ***(Fs > 1)***

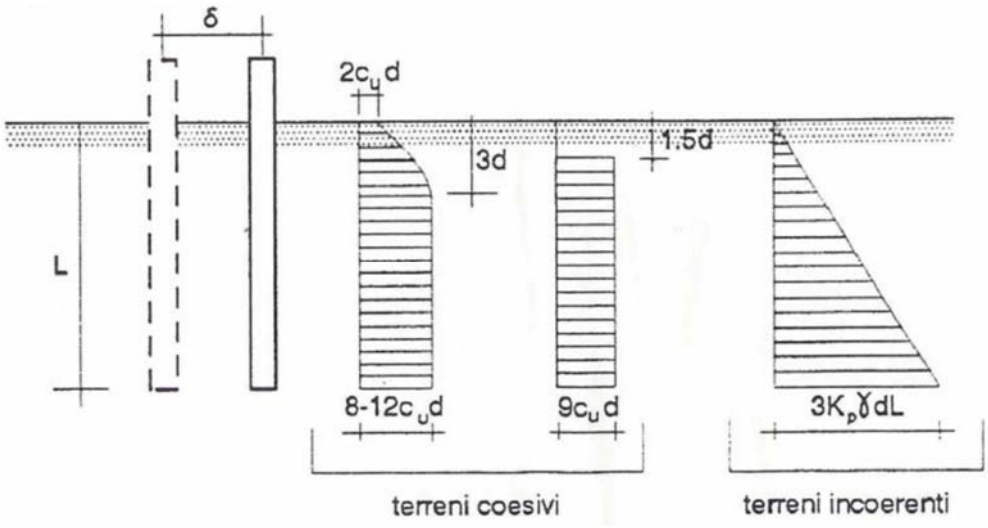
***Fs =*** **2.07**

## 8.4 PORTANZA ORIZZONTALE

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto ed il carico orizzontale occorrente per generare la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

Sotto uno spostamento orizzontale, l'andamento delle pressioni sul terreno, lungo il palo, derivato teoricamente, è simile a quello riportato nella figura seguente per terreni coesivi e incoerenti.




Il problema è stato affrontato da Broms (1964) facendo le seguenti assunzioni:

- nel caso di terreni coesivi, il diagramma è assunto costante con la profondità a partire dalla quota z = 1.5 d (d=diametro reso del palo);
- nel caso di terreni incoerenti la resistenza del terreno è variabile linearmente con la profondità z secondo la relazione:

  $$p_u(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot z$$

  $k_p = (1+\sin\varphi')/(1-\sin\varphi')$ coefficiente di spinta passiva

  $\gamma$ peso specifico del terreno
- terreno omogeneo e valutazione separata dei casi di rottura: rottura non drenata (terreno coesivo c = cu e $\phi' = 0$) o drenata (terreno incoerente c = cu e $\phi' \neq 0$)

- la forma della sezione trasversale del palo è ininfluente e il valore della pressione è determinato solo dalla dimensione d = Dp (diametro reso del palo);
- il terreno presenta proprietà costanti con la profondità;
- il comportamento all'interfaccia palo/terreno è rigido perfettamente plastico, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane costante all'aumentare dello spostamento
- il comportamento flessionale del palo è di tipo rigido perfettamente plastico, ovvero le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili sino a quando il momento M non perviene al valore My (di plasticizzazione). Quando M=My, si forma nella sezione una cerniera plastica.

Nel caso del palo vincolato in testa ad una struttura che ne impedisce la rotazione (fondazione), Broms, identifica i meccanismi di rottura come indicati nella figure sottostanti e attraverso la risoluzione delle equazioni di equilibrio, fornisce le seguenti espressioni per il carico limite trasversale:

**Terreni coesivi**

Palo corto $$H_1 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio $$H_2 = -9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( 2\left( \frac{L}{d} \right) + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4.5 \right)^{1/2}$$

Palo lungo $$H_3 = -13.5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \left( 182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} \right)^{1/2}$$

**Terreni incoerenti**

Palo corto $$H_1 = 1.5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio $$H_2 = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo $$H_3 == k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left[ \left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2 \right]^{1/3}$$

Il carico limite trasversale (orizzontale) risulta: $H_{\lim} = \min\{H_1, H_2, H_3\}$

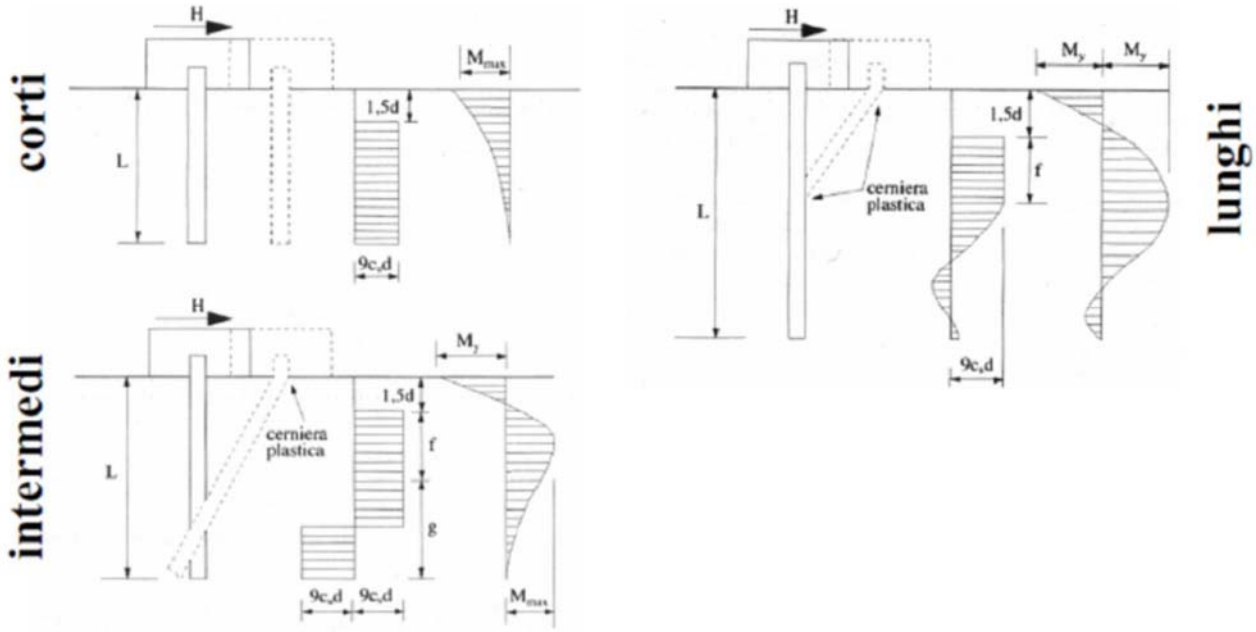



**Figura 3: Carico limite trasversale: terreni coesivi**

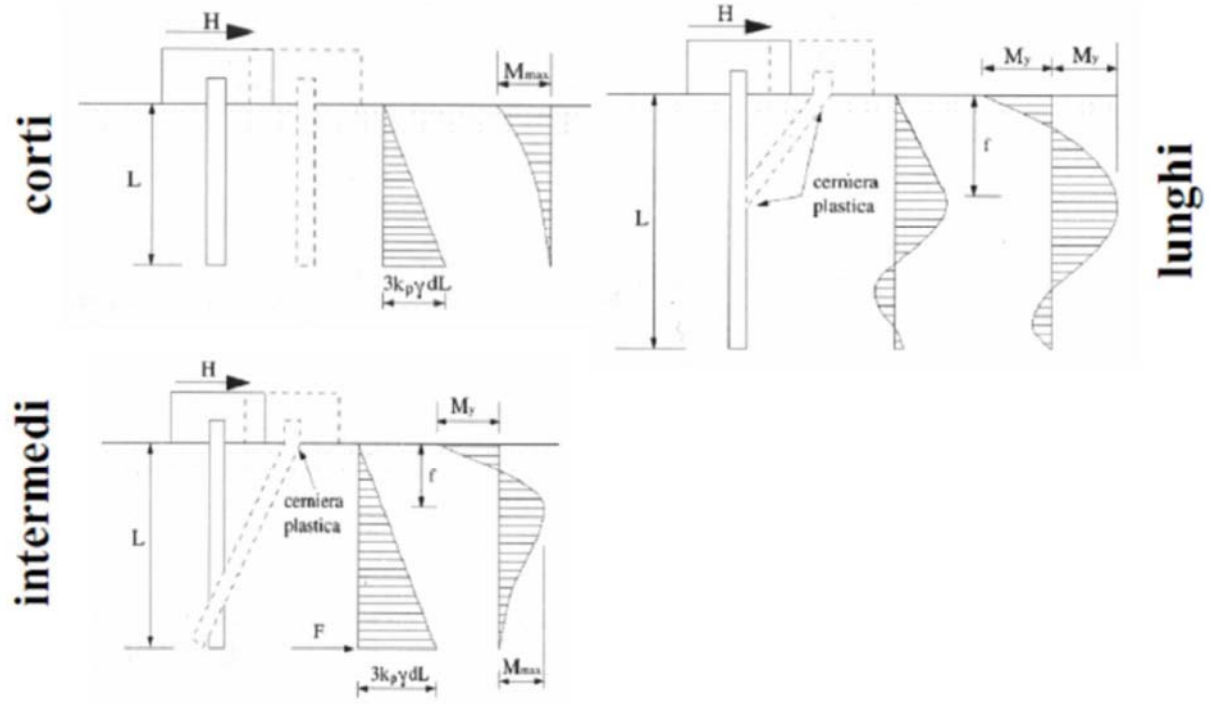
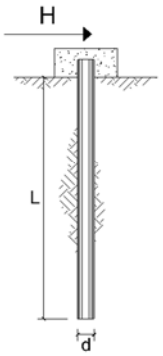



Figura 4: Carico limite trasversale: terreni incoerenti

## CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
## PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

**OPERA:** Barriera antirumore tipo H10

**TEORIA DI BASE:**
(Broms, 1964)




| coefficienti parziali | | | A | | M | R |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Metodo di calcolo | | | permanenti $\gamma_G$ | variabili $\gamma_Q$ | $\gamma_{\varphi'}$ | $\gamma_T$ |
| SLU | A1+M1+R1 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 |
| | A2+M1+R2 | ○ | 1.00 | 1.30 | 1.00 | 1.60 |
| | A1+M1+R3 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.30 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.30 |
| DM88 | | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| definiti dal progettista | | ◉ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.30 |

| n | 1 ◉ | 2 ○ | 3 ○ | 4 ○ | 5 ○ | 7 ○ | ≥10 ○ | T.A. ○ | prog. ○ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\xi_3$ | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40 | 1.00 | 1.00 |
| $\xi_4$ | 1.70 | 1.55 | 1.48 | 1.42 | 1.34 | 1.28 | 1.21 | 1.00 | 1.00 |

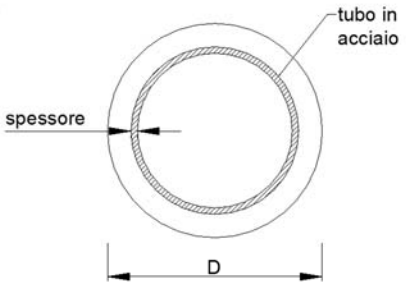
### *Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo*

**Diametro** = 225 (mm)

**Tubo**

Diametro esterno = 177.8 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)




**Sforzo Normale** = 166.45 (kN)

***Caratteristiche dei Materiali***

**malta** C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$ = 1.5

$\alpha_{cc}$ = 0.85

fcd = $\alpha_{cc}$ fck / $\gamma_c$ = 14.17 (Mpa)

**Acciaio**

tipo di acciaio S 275 (Fe 430)

$f_{yk}$ = 275 (Mpa)

$\gamma_m$ = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 239.1 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

$\varepsilon_{ys}$ = 0.114%

$\varepsilon_{uk}$ = 1.000%

Calcolo

***Momento di Plasticizzazione***

**My = 77.2 (kN m)**

Inserisci

## CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
## PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

**DATI DI INPUT:**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Lunghezza del palo | L = | 10.00 | (m) | | | | |
| Diametro del palo | d = | 0.23 | (m) | | | | |
| Momento di plasticizzazione della sezione | My = | 77.23 | (kN m) | | | | |
| Angolo di attrito del terreno | $\varphi'_{med}$= | 23.00 | (°) | $\varphi'_{min}$= | 22.00 | (°) |
| Angolo di attrito di calcolo del terreno | $\varphi'_{med,d}$= | 23.00 | (°) | $\varphi'_{min,d}$= | 22.00 | (°) |
| Coeff. di spinta passiva ($kp = (1+\sin\varphi')/(1-\sin\varphi')$) | $kp_{med}$ = | 2.28 | (-) | $kp_{min}$ = | 2.20 | (-) |
| Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$) | $\gamma$ = | 18.00 | (kN/m$^3$) | | | |
| Carico Assiale Permanente (G): | G = | 27.7 | (kN) | | | |
| Carico Assiale variabile (Q): | Q = | 0 | (kN) | | | |

*Palo corto:*

**$H1_{med}$=** 1386.69 (kN) **$H1_{min}$=** 1335.28 (kN)

*Palo intermedio:*

**$H2_{med}$=** 469.95 (kN) **$H2_{min}$=** 452.82 (kN)

*Palo lungo:*

**$H3_{med}$=** 90.66 (kN) **$H3_{min}$=** 89.52 (kN)

**$H_{med}$ =** 90.66 (kN) palo lungo **$H_{min}$ =** 89.52 (kN) palo lungo

**$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ =** 52.66 (kN)

**$H_d = H_k/\gamma_T$ = 40.51 (kN)**

**$F_d = G\cdot\gamma_G + Q\cdot\gamma_Q$ = 27.70 (kN)**

**FS = Hd / Fd = 1.46**

## CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
## PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

**DATI DI INPUT:**

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Lunghezza del palo | L = | 10.00 | (m) | | | |
| Diametro del palo | d = | 0.23 | (m) | | | |
| Momento di plasticizzazione della sezione | My = | 77.23 | (kN m) | | | |
| Coesione non drenata | $c_{u\ med}$= | 35.00 | (kPa) | $c_{u\ min}$= | 20.00 | (kPa) |
| Coesione non drenata di progetto | $c_{u\ med,d}$= | 35.00 | (kPa) | $c_{u\ min,d}$= | 20.00 | (kPa) |
| Carico Assiale Permanente (G): | G = | 27.7 | (kN) | | | |
| Carico Assiale variabile (Q): | Q = | 0 | (kN) | | | |

*Palo corto:*

**$H1_{med}$=** 684.83 (kN) **$H1_{min}$=** 391.33 (kN)

*Palo intermedio:*

**$H2_{med}$=** 281.08 (kN) **$H2_{min}$=** 165.23 (kN)

*Palo lungo:*

**$H3_{med}$=** 125.97 (kN) **$H3_{min}$=** 99.02 (kN)

**$H_{med}$ =** 125.97 (kN) palo lungo **$H_{min}$ =** 99.02 (kN) palo lungo

**$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ =** 58.24 (kN)

**$H_d = H_k/\gamma_T$ = 44.80 (kN)**

**$F_d = G\cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 27.70 (kN)**

**FS = Hd / Fd = 1.62**

# 9 VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI

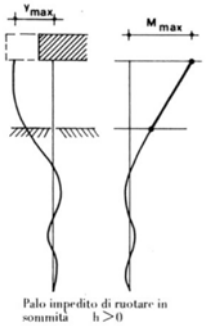
## 9.1 VERIFICA TUBO ARMATURA MICROPALO

La verifica consisnte nel controllare che sia soddisfatta la seguente relazione:

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} < \sigma_{adm}$

dove $\sigma_{id} = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$ e $\tau = 2T/A_{arm}$

Il momento agente in testa al palo, ipotizzando che la rotazione della testa del palo sia impedita, è valutato come:




$M = T/2b$ con $b = (k \cdot D/4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1/4}$

**DATI DI INPUT:**

***Sollecitazioni Agenti:***

| | Permanenti | Temporanee | Calcolo |
|---|---|---|---|
| **N (kN)** | 245.96 | 0.00 | 245.96 |
| **T (kN)** | 27.70 | 0.00 | 27.70 |

***Armatura:***

○ IPE ○ INP ○ HEA ○ HEB ○ HEM ◉ Tubi ○ ALTRO

IPE 180 | INP 160 | HEA 300 | HEB 160 | HEM 200 | ø177,8 x 10,0

## ø177,8 x 10,0

| | | |
|---|---|---|
| Area dell'armatura (Aarm): | 5272 | ($mm^2$) |
| Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): | 1.862E+07 | ($mm^4$) |
| Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): | 209,447 | ($mm^3$) |

Tipo di acciaio: S 275 (Fe 430)

| | | |
|---|---|---|
| Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): | 275 | ($N/mm^2$) |
| Coefficiente Parziale Acciaio $\gamma_M$ | 1.05 | |
| Tensione ammissibile dell'acciaio ($\sigma_{lim}$): | 262 | ($N/mm^2$) |
| Modulo di elasticità dell'acciaio ($E_{arm}$): | 210,000 | ($N/mm^2$) |

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

**b = 0.921 (1/m)**

Momento Massimo (M):

**M = 15.04 (kN m)**

**VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO**

**Acciaio S 275 (Fe 430)**

***Tensioni nel singolo micropalo***

$\sigma$ = *N/Aarm +/- M/Warm*

$\tau$ = *2*T/Aarm*

$\sigma_{max}$ = 118.46 *(N/mm²)* $\sigma_{min}$ = -25.15 *(N/mm²)*

$\tau$ = 10.51 *(N/mm²)*

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\ \tau^2)^{0,5}$

$\sigma_{id}$ = 119.85 *(N/mm²)* **verifica soddisfatta**

# 10 VERIFICA DI RESISTENZA SUOLA DI FONDAZIONE

Si effettuano le seguenti verifiche della suola di fondazione:

Armatura longitudinale Sezione trasversale verticale di dimensioni 120 x 55 cm

## 10.1 ARMATURE MINIME DI NORMATIVA

Si procede al calcolo dell'area minima di acciaio prevista dalla normativa vigente (NTC'18):

$$A_{s,min} = 0,26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad \text{e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente:

$A_{s,max} = 0,04\ A_c$

Nel caso in esame si ha:

| | | |
|---|---|---|
| fctm | 3.10 | MPa |
| fyk | 450 | MPa |
| H | 650 | mm |
| b | 1400 | mm |
| c | 50 | mm |
| d | 600 | mm |
| Ac | 910000 | $mm^2$ |
| | | |
| As,min | 1504 | $mm^2$ |
| As,min | 1092 | $mm^2$ |
| As,max | 36400 | $mm^2$ |

6ϕ20 superiori As=1885 $mm^2$

6ϕ20 inferiori As=1885 $mm^2$

## 10.2 VERIFICA SEZIONE TRASVERSALE 120X55CM

Per la verifica della sezione trasversale si ricorre allo schema statico di trave a sbalzo di lunghezza pari a 3 m semplicemente appoggiata su appoggi posti ad interasse di 1.50 m, sottoposta ad un carico distribuito p. Tale carico è stato determinato a partire dal massimo valore in termini di sforzo normale sul singolo micropalo, moltiplicandolo per il numero di micropali interessati (n.4) e dividendolo per la lunghezza del tratto di fondazione considerata.

$N_{palo\text{-}slu}$ = 245.96 kN

$p_{slu}$= (n · $N_{palo}$ )/L = (4 · 220.65) / 3.0 = 327.94 kN/m

$M_{slu}$=-$pl^2/8$ = 92.23 kNm

$V_{slu}$ = $p_{slu}$ · l /2 = 245.96 kN

$M_{tor}$ = 231.75/2 = 160.63 kNm.

$N_{palo\text{-}sle\text{-}rar}$ = 169.87 kN

$p_{sle\text{-}rar}$= (n · $N_{palo\text{-}sle\text{-}rar}$ )/L = (4 · 152.5) / 3.0 = 226.5 kN/m

$M_{sle\text{-}rar}$=-$p_{sle\text{-}rar}l^2/8$ = 63.7 kNm

$N_{palo\text{-}sle\text{-}fre}$ = 114.46 kN

$p_{sle\text{-}fre}$= (n · $N_{palo\text{-}sle\text{-}rar}$ )/L = (4 · 103.2) / 3.0 = 152.61 kN/m

$M_{sle\text{-}fre}$=-$p_{sle\text{-}rar}l^2/8$ = 42.92 kNm

$N_{palo\text{-}sle\text{-}qpe}$ = 59.04 kN

$p_{sle\text{-}qpe}$= (n · $N_{palo\text{-}sle\text{-}rar}$ )/L = (4 · 54) / 3.0 = 78.73 kN/m

$M_{sle\text{-}qpe}$=-$p_{sle\text{-}rar}l^2/8$ = 22.14 kNm

La verifica viene condotta con il software RC-SEC considerando la seguente armatura:

6+6ϕ20 longitudinali

Staffe ϕ12/20cm a 4 braccia

## DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

| | |
|---|---|
| Descrizione Sezione: | |
| Metodo di calcolo resistenza: | Stati Limite Ultimi |
| Normativa di riferimento: | N.T.C. |
| Tipologia sezione: | Sezione predefinita di trave di fondazione in combinazione sismica |
| Forma della sezione: | Rettangolare |
| Percorso sollecitazione: | A Sforzo Norm. costante |
| Condizioni Ambientali: | Poco aggressive |
| Riferimento Sforzi assegnati: | Assi x,y principali d'inerzia |
| Riferimento alla sismicità: | Zona non sismica |
| | Sezione appartenente a trave di fondazione (arm.minima ex §7.2.5NTC) |

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

| | | | |
|---|---|---|---|
| CALCESTRUZZO - | Classe: | C28/35 | |
| | Resistenza compress. di progetto fcd: | 158.60 | daN/cm² |
| | Resistenza compress. ridotta fcd': | 79.30 | daN/cm² |
| | Deform. unitaria max resistenza ec2: | 0.0020 | |
| | Deformazione unitaria ultima ecu: | 0.0035 | |
| | Diagramma tensioni-deformaz.: | Parabola-Rettangolo | |
| | Modulo Elastico Normale Ec: | 323080 | daN/cm² |
| | Resis. media a trazione fctm: | 27.60 | daN/cm² |
| | Coeff.Omogen. S.L.E.: | 15.00 | |
| | Sc limite S.L.E. comb. Rare: | 154.00 | daN/cm² |
| | Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: | 154.00 | daN/cm² |
| | Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: | 0.200 | mm |
| | Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: | 112.00 | daN/cm² |
| | Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: | 0.200 | mm |
| ACCIAIO - | Tipo: | B450C | |
| | Resist. caratt. a snervamento fyk: | 4500.0 | daN/cm² |
| | Resist. caratt. a rottura ftk: | 4500.0 | daN/cm² |
| | Resist. a snerv. di progetto fyd: | 3913.0 | daN/cm² |
| | Resist. ultima di progetto ftd: | 3913.0 | daN/cm² |
| | Deform. ultima di progetto Epu: | 0.068 | |
| | Modulo Elastico Ef: | 2000000 | daN/cm² |
| | Diagramma tensioni-deformaz.: | Bilineare finito | |
| | Coeff. Aderenza istant. ß1*ß2: | 1.00 | |
| | Coeff. Aderenza differito ß1*ß2: | 0.50 | |
| | Comb.Rare - Sf Limite: | 3375.0 | daN/cm² |

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

| | | |
|---|---|---|
| Base: | 140.0 | cm |
| Altezza: | 65.0 | cm |
| Barre inferiori: | 6Ø20 | (18.8 cm²) |
| Barre superiori: | 6Ø20 | (18.8 cm²) |
| Coprif.Inf.(dal baric. barre): | 7.2 | cm |
| Coprif.Sup.(dal baric. barre): | 7.2 | cm |
| Coprif.Lat. (dal baric.barre): | 7.2 | cm |

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

| | |
|---|---|
| N | Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.) |
| Mx | Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione<br>con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione |
| Vy | Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione |
| MT | Momento torcente [daN m] |

| N°Comb. | N | Mx | Vy | MT |
|---|---|---|---|---|

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0 | 9223 | 24595 | 16063 |

## COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N — Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx — Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

| N°Comb. | N | Mx |
|---|---|---|
| 1 | 0 | 6370 |

## COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

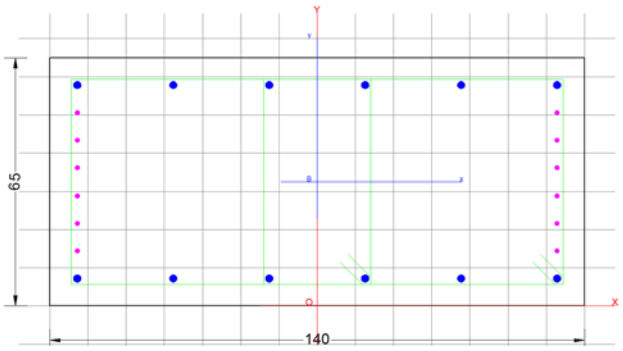
N — Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx — Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

| N°Comb. | N | Mx |
|---|---|---|
| 1 | 0 | 4292 (30283) |

## COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N — Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx — Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

| N°Comb. | N | Mx |
|---|---|---|
| 1 | 0 | 2214 (30283) |




## RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata in tutte le combinazioni

| | | |
|---|---|---|
| Copriferro netto minimo barre longitudinali: | 6.2 | cm |
| Interferro netto minimo barre longitudinali: | 23.1 | cm |
| Copriferro netto minimo staffe: | 5.0 | cm |

## VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver — S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N — Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx — Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult — Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd — Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. — Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)

Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

| | |
|---|---|
| Yn | Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez. |
| x/d | Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere < 0.45 |
| C.Rid. | Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC] |
| As Tesa | Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa) |
| | Area efficace a flessione barre inf. (per presenza di torsione)= 14.7 cm² |
| | Area efficace a flessione barre sup. (per presenza di torsione)= 14.7 cm² |

| N°Comb | Ver | N | Mx | N rd | Mx rd | Mis.Sic. | Yn | x/d | C.Rid. | As Tesa |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | S | 0 | 9223 | 4 | 33860 | 3.671 | 59.7 | 0.09 | 0.70 | 37.7 (18.2) |

## DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

| | |
|---|---|
| ec max | Deform. unit. massima del conglomerato a compressione |
| Yc max | Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es min | Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione) |
| Ys min | Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es max | Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione) |
| Ys max | Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.) |

| N°Comb | ec max | Yc max | es min | Ys min | es max | Ys max |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00350 | 65.0 | -0.00127 | 57.8 | -0.03477 | 7.2 |

## ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

| | | | |
|---|---|---|---|
| Diametro staffe: | 12 | mm | |
| Passo staffe: | 20.0 | cm | [Passo massimo di normativa = 21.5 cm] |
| N.Bracci staffe: | 4 | | |
| Area staffe/m : | 22.6 | cm²/m | [Area Staffe Minima NTC = 21.0 cm²/m] |
| Barre long. tors.: | 16Ø12 (18.1 cm²) | | |

## VERIFICHE A TAGLIO-TORSIONE

| | |
|---|---|
| Ver | S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata |
| Ved | Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. |
| Vrd | Taglio resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC] |
| Vcd | Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC] |
| Vwd | Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC] |
| Tsdu | Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm] |
| Trdu | Momento torcente resistente ultimo [daNm] (lato conglomerato) |
| Mis.Sic. | Misura sicur. = Vsdu/Vcd + Tsdu/Trdu. Verifica OK se Mis.Sic <=1 |
| bw\|d | Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro \| Altezza utile sezione |
| Ctg | Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato |
| Acw | Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione |
| Ast | Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m] |

| N°Comb | Ver | Ved | Vrd | Vcd | Vwd | Tsdu | Trdu | Mis.Sic. | bw | Ctg | Acw | ASt |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | S | 24595 | 36305 | 288764 | 37758 | 16063 | 71003 | 0.311140.0 | 57.8 | 1.000 | 1.000 | 12.1 |

## RISULTATI DEL SOLO CALCOLO A TORSIONE

| | |
|---|---|
| Area Nucl. | Area del nucleo della sezione tubolare resistente [cm²] |
| Per.Nucl. | Perimetro del nucleo della sezione tubolare resistente [cm] |
| Sp.Nucl. | Spessore del nucleo della sezione tubolare resistente [cm] |
| Ast | Area calcolata delle staffe al metro per sola torsione [cm²/m] |
| As long. | Area dei ferri longitudinali calcolati per sola torsione [cm²] |
| Tsdu | Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm] |
| Trsd | Momento torc. resist. reso dall'area staffe riservata alla torsione [daNm] |
| Trld | Momento torc. resist. reso da apposite barre longitudinali(compresa una |

aliquota delle barre longitudinali soggette a flessione)

| N°Comb | Area Nucl. | Per.Nucl. | Sp.Nucl. | Ast | As long. | Tsdu | Trsd | Trld |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5043 | 321 | 22.2 | 2.0 | 26.1 | 16063 | 16063 | 16209 |

## COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

| | |
|---|---|
| Ver | S = combinazione verificata / N = combin. non verificata |
| Sc max | Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²] |
| Yc max | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O) |
| Sc min | Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²] |
| Yc min | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O) |
| Sf min | Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²] |
| Ys min | Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O) |
| Dw Eff. | Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre |
| Ac eff. | Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.) |
| As eff. | Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.) |
| D barre | Distanza in cm tra le barre tese efficaci.<br>(D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2) |

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | S | 11.9 | 65.0 | 0.0 | 52.3 | -635 | 57.8 | 17.4 | 2443 | 18.8 | 25.1 |

## COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

| | |
|---|---|
| Ver | Esito verifica |
| e1 | Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata |
| e2 | Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata |
| K2 | = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC |
| Kt | fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2 |
| e sm | Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es |
| srm | Distanza massima in mm tra le fessure |
| wk | Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite. |
| M fess. | Momento di prima fessurazione [daNm] |

| N°Comb | Ver | e1 | e2 | K2 | Kt | e sm | srm | wk | M Fess. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | S | -0.00037 | 0.00009 | 0.50 | 0.60 | 0.000190 (0.000190) | 651 | 0.124 (0.20) | 30283 |

## COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | S | 8.0 | 65.0 | 0.0 | 52.3 | -428 | 57.8 | 17.4 | 2443 | 18.8 | 25.1 |

## COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

| N°Comb | Ver | e1 | e2 | K2 | Kt | e sm | srm | wk | M Fess. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | S | -0.00025 | 0.00006 | 0.50 | 0.60 | 0.000128 (0.000128) | 651 | 0.084 (0.20) | 30283 |

## COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | S | 4.1 | 65.0 | 0.0 | 52.3 | -221 | 57.8 | 17.4 | 2443 | 18.8 | 25.1 |

## COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

| N°Comb | Ver | e1 | e2 | K2 | Kt | e sm | srm | wk | M Fess. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | S | -0.00013 | 0.00003 | 0.50 | 0.40 | 0.000066 (0.000066) | 651 | 0.043 (0.20) | 30283 |

## 10.3 VERIFICA A PUNZONAMENTO

La verifica a punzonamento è effettuata in accordo con L'Eurocodice 2 (EN 1992-1-1:2005; par. 6.4.3 – "Calcolo del taglio –punzonamento").

Il procedimento di calcolo per il taglio-punzonamento si fonda sulle verifiche alla faccia del pilastro e al perimetro di verifica di base $u_1$. Se è richiesta l'armatura a taglio, si raccomanda che un ulteriore perimetro di verifica $u_{out,ef}$ sia trovato laddove l'armatura a taglio non è più richiesta. Si definiscono le seguenti tensioni di taglio di progetto [MPa] lungo le sezioni di verifica:

$V_{Rd,c}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.

$V_{Rd,cs}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.

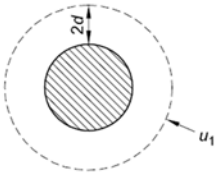
$V_{Rd,max}$ è il valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata.

Si raccomanda di effettuare le seguenti verifiche:

- Lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata: $V_{Ed} < V_{Rd,max}$
- L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se: VEd < VRd,c
- Se VEd supera il valore VRd,c per la sezione di verifica considerata, si raccomanda che sia disposta l'armatura per il taglio-punzonamento (determinando VRd,cs) lungo la sezione di verifica considerata.

## CASO 1: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. SENZA ARMATURA

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

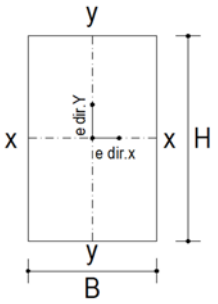



### Caratteristiche materiali

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | 40 | N/mm$^2$ | $\gamma_{acciaio}$ | 1.15 | |
| $\gamma_c$ | 1.5 | | B450C | 450 | N/mm$^2$ |
| $f_{ck}$ | 33 | N/mm$^2$ | $f_{yd}$ | 391.3 | N/mm$^2$ |
| $f_{cd}$ | 18.81 | N/mm$^2$ | | | |

### Sollecitazioni

| | | | |
|---|---|---|---|
| N | 245.96 | kN | sforzo normale |
| Mx-x | 0 | kNm | Momento flettente intorno all'asse x-x |
| My-y | 0 | kNm | Momento flettente intorno all'asse y-y |




### Caratteristiche geometriche

| | | | |
|---|---|---|---|
| c1 | 225 | mm | diametro1 pilastro |
| c2 | 225 | mm | diametro2 pilastro |
| s | 650 | mm | spessore soletta piena del solaio |
| c | 50 | mm | copriferro della soletta piena del solaio |
| $d_x$ | 570 | mm | altezza utile dell'armatura soletta in dir.X |
| $d_y$ | 590 | mm | altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y |
| d | 580 | mm | altezza utile media |

pilastro interno

| | | | |
|---|---|---|---|
| $u_0$ | 707 | mm | perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro |
| $u^*_1$ | 7995 | mm | perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d |
| $u_1$ | 7995 | mm | perimetro linea di punzonamento posto a 2d |
| $\beta$ | 1.15 | | fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità |

### Armatura superiore in direzione x e y

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Asup,x | 1Ø | 20 | passo | 200 | mm | $\rho_{l,x}$ | 0.0027 |
| Asup,y | 1Ø | 20 | passo | 200 | mm | $\rho_{l,y}$ | 0.0027 |

| | | |
|---|---|---|
| $\rho_l$ | 0.0027 | percentuale geometrica di armatura. |
| k | 1.59 | |

### Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro (uo)

$v_{Ed}$ 0.69 N/mm$^2$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$v_{Rd,max}$ 4.70 N/mm$^2$

$v_{Ed}$ < $v_{Rd,max}$ la verifica lungo il contorno del pilastro è soddisfatta

### Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

$v_{Ed}$ 0.06 N/mm$^2$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$v_{Rd,max}$ 0.40 N/mm$^2$

$v_{Ed}$ < $v_{Rd,max}$ la verifica lungo il perimetro posto a 2d è soddisfatta

# 11 CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza. L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo associata al confronto con verifiche di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati. Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 delle NTC 2018 Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dalla presente relazione.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei micropali:

D = 22.5 cm diametro micropali

L = 10.00 m lunghezza di calcolo micropali

i = 1,50 m interasse longitudinale

d = 0,90 m interasse trasversale

tubolare 177.8x10 mm armatura micropalo

S275JR Classe di resistenza acciaio tubo armatura

# 12 INCIDENZA

| INCIDENZA | | |
|---|---|---|
| CORDOLO BM130 | 70 | $kg/m^3$ |