

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

TANGENZIALE NORD E SUD

OPERE D'ARTE MAGGIORI


97T- SOTTOVIA ZAMBELLINI 15+014 STALINGRADO

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

| |
|--|
| TANGENZIALE NORD E SUD |
| OPERE D'ARTE MAGGIORI |
| 97T- SOTTOVIA ZAMBELLINI 15+014 STALINGRADO |
| RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI |

| | | |
|---|---|--|
| IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 RESPONSABILE GEOTECNICA ALL'APERTO | IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068 | IL DIRETTORE TECNICO Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N. 1154 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI |
|---|---|--|

| CODICE IDENTIFICATIVO | | | | | | | | | | | ORDINATORE |
|-----------------------|-------------------------------|------|------------------------|-----------|-------|---------------|-----------------------|------------|-------------|------|------------|
| RIFERIMENTO PROGETTO | | | RIFERIMENTO DIRETTORIO | | | | RIFERIMENTO ELABORATO | | | | |
| Codice Commessa | Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto | Fase | Capitolo | Paragrafo | W B S | Parte d'opera | Tip. | Disciplina | Progressivo | Rev. | -- |
| 111465 | 0000 | PD | A2 | O12 | ST097 | FND00 | R | APE | 0847 | -2 | SCALA - |

| | | | | | | | | |
|--|---|--|-------------------------|--|--|--|-----------|----------------|
|  gruppo Atlantia | PROJECT MANAGER: | | SUPPORTO SPECIALISTICO: | | | | REVISIONE | |
| | Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068 | | | | | | n. | data |
| | REDATTO: | | VERIFICATO: | | | | 0 | DICEMBRE 2017 |
| | | | | | | | 1 | SETTEMBRE 2019 |
| | | | | | | | 2 | SETTEMBRE 2020 |

| | |
|---|---|
| VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin | VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI |
|---|---|

Sommario

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | INTRODUZIONE | 3 |
| 1.1 | DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI | 3 |
| 1.2 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 4 |
| 1.3 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 5 |
| 1.3.1 | Strutture di nuova realizzazione | 5 |
| 1.4 | SOFTWARE DI CALCOLO | 6 |
| 1.5 | CONVENZIONI GENERALI | 6 |
| 1.5.1 | Unità di misura | 6 |
| 1.5.2 | Convenzioni di segno | 6 |
| 2 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA | 7 |
| 3 | CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO | 9 |
| 3.1 | PREMESSA | 9 |
| 3.2 | FONDAZIONI SUPERFICIALI | 9 |
| 3.2.1 | Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) | 9 |
| 3.2.2 | Stima della capacità portante | 10 |
| 3.2.3 | Verifica a scorrimento | 13 |
| 3.3 | FONDAZIONI SU PALI | 14 |
| 3.3.1 | Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) | 14 |
| 3.3.2 | Resistenza di pali soggetti a carichi assiali | 14 |
| 3.3.3 | Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali | 17 |
| 3.4 | VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI | 22 |
| 3.5 | PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE | 24 |
| 4 | FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE) | 25 |
| 4.1 | AZIONI DI CALCOLO | 25 |
| 4.2 | MODELLO DI CALCOLO | 26 |
| 4.3 | ANALISI GEOTECNICA | 30 |
| 4.3.1 | Sollecitazioni di calcolo | 30 |
| 4.3.2 | Verifica geotecnica | 31 |
| 4.4 | ANALISI STRUTTURALE | 33 |
| 4.4.1 | Sollecitazioni di calcolo | 33 |
| 4.4.2 | Verifica strutturale | 35 |
| 5 | ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE) | 39 |
| 5.1 | CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI – SPOSTAMENTI | 39 |
| 5.1.1 | Azioni agenti sui tiranti e in fondazione | 41 |
| 5.1.2 | Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle | 41 |
| 6 | FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE) | 43 |
| 6.1 | VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE | 43 |
| 6.2 | VERIFICA A SCORRIMENTO | 44 |
| 7 | ANALISI GEOTECNICA DEI MURI ANDATORI | 45 |

Indice delle Tabelle e delle Figure

| | |
|--|----|
| FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP | 6 |
| FIGURA 2-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO | 7 |
| FIGURA 2-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA..... | 7 |
| FIGURA 2-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A) | 7 |
| FIGURA 2-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B) | 7 |
| FIGURA 2-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A'') | 8 |
| FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2018) | 10 |
| FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2018) | 10 |
| FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI STR E GEO DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2018) | 10 |
| FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE | 12 |
| FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018) | 14 |
| FIGURA 3-6. FATTORI DI CORRELAZIONE Ξ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (TAB.6.4.IV DELLE NTC2018)..... | 15 |
| FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977) | 17 |
| FIGURA 3-8. ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI | 23 |
| TABELLA 4-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA | 25 |
| FIGURA 4-1. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE | 26 |
| FIGURA 4-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z | 26 |
| FIGURA 4-3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI | 27 |
| FIGURA 4-4. PARAMETRI DEI PALI IN GROUP..... | 27 |
| FIGURA 4-5. DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP | 28 |
| FIGURA 4-6. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO | 29 |
| FIGURA 4-7. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE (COMBINAZIONE 9) | 30 |
| FIGURA 4-8. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI TRAZIONE (COMBINAZIONE 10)..... | 30 |
| FIGURA 4-9. RIEPILOGO STRATIGRAFIA PER VERIFICA CARICO LIMITE | 31 |
| FIGURA 4-10. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI | 31 |
| FIGURA 4-11. DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI..... | 32 |
| FIGURA 4-12. MASSIME SOLLECITAZIONI FLESSIONALI (COMBINAZIONE 9) | 33 |
| FIGURA 4-13. MASSIME SOLLECITAZIONI DI TAGLIO (COMBINAZIONE 9) | 33 |
| FIGURA 4-14. MINIME AZIONI ASSIALI (COMBINAZIONE 15)..... | 34 |
| FIGURA 4-15. MOMENTI FLETTENTI (COMBINAZIONE 15)..... | 34 |
| FIGURA 4-16. VERIFICA TENSO-FLESSIONALE _SLU | 35 |
| FIGURA 4-17. METODO DI CLARKE E BIRJANDI - CALCOLO SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE..... | 36 |
| FIGURA 4-18. VERIFICA A TAGLIO..... | 37 |
| FIGURA 4-19. VERIFICA TENSO-FLESSIONALE _SLE..... | 38 |
| FIGURA 5-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA..... | 41 |

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente al progetto del sottovia autostradale esistente di Via Zambellini – Via Stalingrado nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. L'opera è denominata 97T e ubicata indicativamente alla progressiva 15+004.

In particolare, si riportano le verifiche strutturali e geotecniche delle opere fondazionali relative a:

- Ampliamento 2: ampliamento di nuova realizzazione;
- Ampliamento 1: ampliamento esistente;
- Originaria: struttura esistente (di prima realizzazione).

La relazione di calcolo delle sovrastrutture e delle sottostrutture è il riferimento principale per:

- le caratteristiche generali dell'opera;
- le condizioni ambientali e le classi di esposizione dei materiali;
- le caratteristiche dei materiali, con particolare attenzione ai materiali delle strutture esistenti;
- la caratterizzazione sismica;
- i criteri generali e le metodologie di verifica;
- le combinazioni di calcolo e i coefficienti di combinazione;
- il calcolo delle sollecitazioni risultanti utilizzate per il progetto e la verifica dei sistemi fondazionali.

1.1 DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI

Le fondazioni delle spalle sono così realizzate.

SPALLE:

AMPLIAMENTO 2

Fondazione indiretta
 Lunghezza pali / micropali: 30m
 Diametro del perforo: Ø1000mm

AMPLIAMENTO 1

- Carreggiata Nord
 Fondazione indiretta
 Lunghezza pali / micropali: 10 m
 Diametro del perforo: Ø220mm
- Carreggiata Sud
 Fondazione indiretta
 Lunghezza pali / micropali: 10 m
 Diametro del perforo: Ø220mm

ORIGINARIA

- Lato A. del S. (nomenclatura come da tavole as built)
 Fondazione indiretta
 Lunghezza pali (tipo FRANKI): 9.5 m
 Diametro del perforo: Ø420mm/ Ø500mm
- Lato Rimini
 Fondazione indiretta
 Lunghezza pali (tipo FRANKI): 9.5 m
 Diametro del perforo: Ø420mm/ Ø500mm

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni previste dalle vigenti Normative italiana ed europea (Eurocodici).

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [5] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [6] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [9] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [10] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [12] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [13] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [15] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [16] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [17] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [18] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [19] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [20] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [21] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [22] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [23] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [24] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [25] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.
- [26] Autostrade per l’Italia – Direzione sviluppo rete per l’Italia – Ingegneria, Ambiente e Sicurezza – Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate (LG 03/2020).

1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.3.1 Strutture di nuova realizzazione

Calcestruzzo per pali, micropali: C25/30

| | |
|---|---|
| Tensione caratteristica cubica | $R_{ck} = 30\text{MPa}$ |
| Tensione caratteristica cilindrica | $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90\text{MPa}$ |
| Tensione di compressione media | $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90\text{MPa}$ |
| Tensione massima di compressione per combinazione rara | $0.6 \times f_{ck} = 14.94\text{MPa}$ |
| Tensione massima di compressione per combinazione frequente | $0.45 \times f_{ck} = 11.20\text{MPa}$ |
| Resistenza di calcolo | $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.11\text{MPa}$ |
| Tensione media a trazione | $f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 2.56\text{MPa}$ |
| Tensione caratteristica a trazione | $f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79\text{MPa}$ |
| Resistenza di calcolo a trazione | $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19\text{MPa}$ |
| Modulo elastico | $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447\text{MPa}$ |

Micropali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J2+N (per spessori nominali $t > 40$ mm)

Tipo EN 10025-2 S355 K2+N (per spessori nominali $t > 40$ mm)

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo B450C, controllate in stabilimento

$$f_{yk} \geq 450.0 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} \geq 540.0 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000\text{MPa}$$

$$u_s = 0.3$$

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

Il software di calcolo utilizzato per la determinazione delle sollecitazioni agenti sui pali / micropali è **Group for Windows – Version 2016**, Ensoft Inc.

Per le verifiche delle sezioni in c.a. si impiega il software di calcolo **VcaStu**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata, sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2016**. La descrizione delle modalità operative dei singoli fogli di calcolo verrà presentata di volta in volta.

1.5 CONVENZIONI GENERALI

1.5.1 Unità di misura

Salvo ove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

| | |
|------------|-------|
| Lunghezze: | [m] |
| Forze: | [kN] |
| Tensioni: | [MPa] |

1.5.2 Convenzioni di segno

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si fa riferimento alla seguente figura.

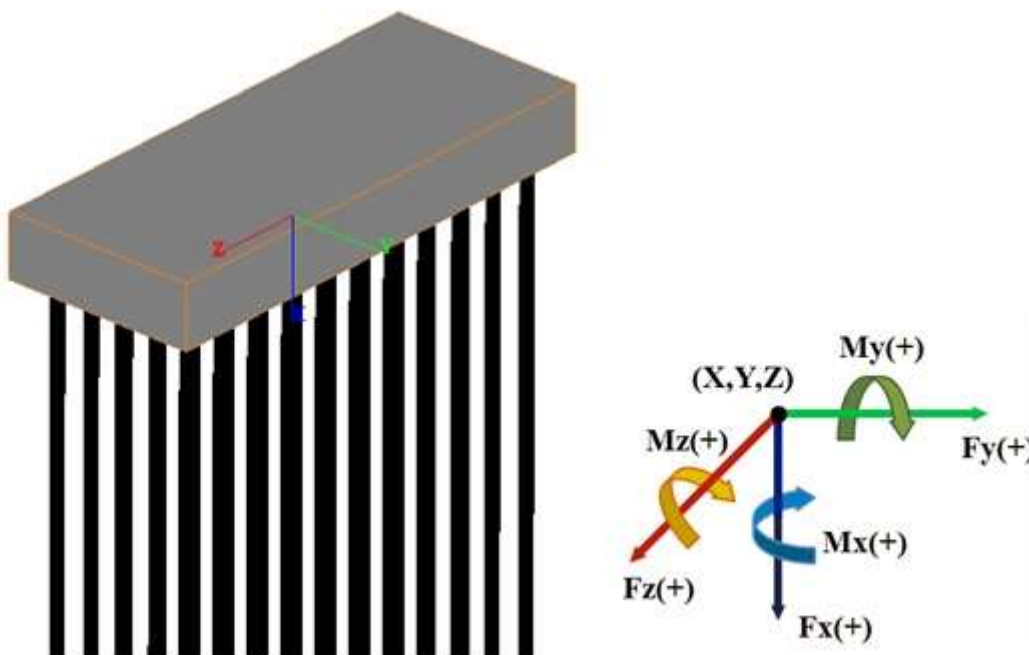


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica completa del sito ove sorge l'opera in adeguamento, si rimanda alla specifica Relazione Geologica.

Si riporta nel seguito un breve richiamo alle indagini disponibili ed alla stratigrafia di riferimento.

La quota della falda è considerata, a favore di sicurezza, in corrispondenza della testa dei pali/micropali (intradosso soletta di fondazione).

| sigla sond./pozz./prova | campagna di indagine | progressiva (km) | quota p.c. (m s.l.m.) | lunghezza (m) | strumentazione installata |
|-------------------------|----------------------|------------------|-----------------------|---------------|---------------------------|
| CPT27 | 1984 | 15+030 | 37.10 | 15.00 | - |
| CPT28 | 1984 | 14+920 | 37.00 | 15.00 | - |
| S55 | 1984 | 14+945 | 38.00 | 19.00 | - |
| PB19 | 2016 | 15+035 | 37.00 | 35.00 | TA(32) |
| PZ-PB7 | 2016 | 15+100 | 37.00 | 3.50 | - |

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);
 TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);
 CH = tubo per misure Cross-hole; DH = tubo per misure Down-hole

Figura 2-1. Indagini geognostiche di riferimento

| Quota p.c. (m s.l.m.m.) | Profondità (m da p.c.) | descrizione | sigla | Z _w (m da p.c.) | Parametri medi caratteristici |
|-------------------------|------------------------|-----------------|-------|----------------------------|-------------------------------|
| 37.00 | 0.00 ÷ 10.00 | Limo argilloso | A | ? | Tabella IV |
| | 10.00 ÷ 22.00 | Ghiaia e Sabbia | B | ? | Tabella V |
| | 22.00 ÷ 35.00 | Limo argilloso | A'' | ? | Tabella VI |

Figura 2-2. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

| Descrizione | γ | c' | ϕ | E' | σ'_{pre} | CR | RR | C_v | C_u | E_u |
|----------------|----------------------|-------|--------|-------|-----------------|-------------|-----------|--------------------|-----------|-------|
| | (KN/m ³) | (KPa) | (°) | (MPa) | (MPa) | (-) | (-) | m/sec ² | (KPa) | (MPa) |
| Limo argilloso | 19 | 0 | 26 | 5 | 0.4 | 0.18 ÷ 0.16 | 0.03÷0.04 | 3E-07 | 50 +3.3 z | 20 |

Figura 2-3. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A)

| Descrizione | γ | c' | ϕ | E' | σ'_{pre} | CR | RR | C_v | C_u | E_u |
|-----------------|----------------------|-------|--------|-------|-----------------|-----|-----|--------------------|-------|-------|
| | (KN/m ³) | (KPa) | (°) | (MPa) | (MPa) | (-) | (-) | m/sec ² | (KPa) | (MPa) |
| Ghiaia e sabbia | 20 | 0 | 38 | 50 | --- | --- | --- | --- | --- | --- |

Figura 2-4. Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

| Descrizione | γ (KN/m ³) | c' (KPa) | ϕ (°) | E' (MPa) | σ'_{pre} (MPa) | CR (-) | RR (-) | C_v m/sec ² | C_u (KPa) | E_u (MPa) |
|-----------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|--------------------------|---|-----------|-----------------------------|----------------|----------------|
| Limo argilloso | 19 | 0 | 26 | 5+0.6(z-15.0) | 0.4 | 0.18 ÷ 0.16 | 0.03÷0.04 | 3E-07 | 72 +2(z-15.0) | 50 |
| γ_t | =peso di volume del terreno | | | | CR | =angolo di resistenza al taglio | | | | |
| c' | =coesione efficace | | | | RR | =modulo di elasticità | | | | |
| ϕ' | =angolo di resistenza al taglio | | | | C_v | = <u>coeff.</u> di consolidazione verticale | | | | |
| E' | =modulo di elasticità | | | | C_u | =coesione non drenata | | | | |
| σ'_{pre} | =tensione di <u>preconsolid</u> | | | | E_u | = <u>mod</u> di elasticità in <u>condiz</u> non drenate | | | | |

Figura 2-5. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A'')

3 CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO

3.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto prescritto per i sistemi fondazionali nelle NTC2018 e successiva Circolare Esplicativa.

Le verifiche, sia per le condizioni di esercizio che per quelle in presenza di un evento sismico, sono eseguite nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{eq. 6.2.1 delle NTC2018})$$

dove

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

3.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

3.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nel caso di fondazione superficiale, l'opera è assimilabile ad un muro di sostegno.

Secondo quanto specificato al punto 6.5.3.1 delle NTC2018, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

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

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC2018.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab.6.5.I delle NTC2018 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

| | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) | (A2) |
|--------------------------------|-------------|---|-----|------|------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_Q | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Figura 3-1. Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (Tab.6.2.I delle NTC2018)

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

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ_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} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ_γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

Figura 3-2. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II delle NTC2018)

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

| Verifica | Coefficiente parziale (R3) |
|------------------------------------|----------------------------------|
| Capacità portante della fondazione | $\gamma_R = 1,4$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,1$ |
| Ribaltamento | $\gamma_R = 1,15$ |
| Resistenza del terreno a valle | $\gamma_R = 1,4$ |

Figura 3-3. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab.6.5.I delle NTC2018)

3.2.2 Stima della capacità portante

In condizioni “drenate” (sforzi efficaci), la valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma_c \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate di seguito:

- Fattori di capacità portante:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g(\phi')$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\phi')$$

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{2c \cot(\phi')}$$

- Fattori correttivi di forma:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \operatorname{tg}(\phi')$$

- Fattori correttivi di profondità:

$$d_c = d_q \cdot \frac{(1 - d_q)}{N_c \operatorname{tg}(\phi')}$$

$$d_q = 1 + [2 (D/B') \operatorname{tg}(\phi') (1 - \sin(\phi'))^2] \text{ per } D/B' < 1$$

$$d_q = 1 + [2 \operatorname{tg}(\phi') (1 - \sin(\phi'))^2 \operatorname{tg}(D/B')^{-1}] \text{ per } D/B' > 1$$

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

$$i_c = i_q \cdot \left(\frac{1 - i_q}{(N_c \operatorname{tg}(\phi'))} \right)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(N + B'L'c' \cot g(\phi'))} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(N + B'L'c' \cot g(\phi'))} \right]^m$$

dove: $m = \frac{[2 + (B'/L')]}{[1 + (B'/L')]}$

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

$$b_q = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\phi'))^2$$

$$b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\phi'))^2$$

$$b_c = b_q \cdot [(1 - b_q) / (N_c \operatorname{tg}(\phi'))]$$

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

$$g_q = (1 - \operatorname{tg}(\omega))^2$$

$$g_\gamma = (1 - \operatorname{tg}(\omega))^2$$

$$g_c = g_q \cdot [(1 - g_q) / (N_c \operatorname{tg}(\phi'))]$$

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 mediante i criteri riportati in Figura 3-4.

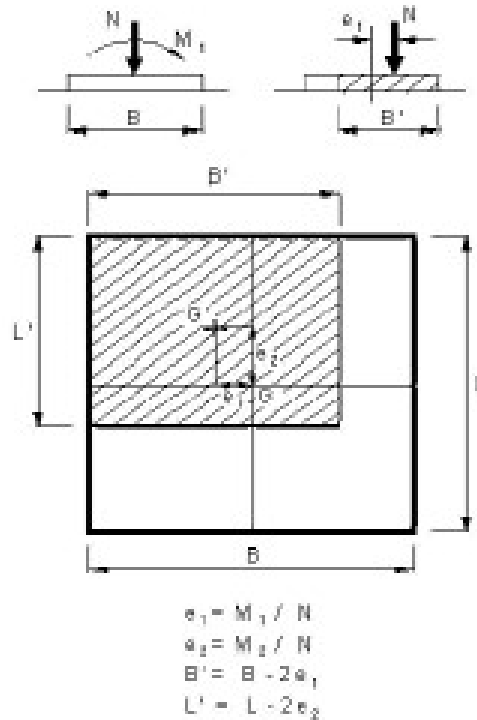


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

Nelle analisi di capacità portante in termini di tensioni totali (condizioni “non drenate”), la resistenza del terreno è definita convenzionalmente mediante il parametro c_u . In questo caso, i fattori di capacità portante valgono:

- $N_\gamma = 0.00$
- $N_c = 5.14$
- $N_q = 1.00$

e il carico limite è dato da:

$$q_{lim} = 5.14 \times c_u \times s_{c0} \times d_{c0} \times i_{c0} \times b_{c0} \times g_{c0} + q \times g_{q0}$$

essendo $q = \gamma \times D$ la pressione totale agente sul piano di posa della fondazione, e avendo indicato con il pedice 0 i fattori correttivi per $\phi = 0$.

- Fattori correttivi di forma:

Valgono le stesse formulazioni utilizzate per le condizioni drenate

- Fattori correttivi di profondità (Vesic, 1975):

| Valore di ϕ | d_c | d_q | d_γ |
|--|-----------------------|--|------------|
| $\phi = 0$ | $\frac{D}{B'} \leq 1$ | $1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B'}$ | |
| argilla saturata in condizioni non drenate | $\frac{D}{B'} > 1$ | $1 + 0.4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$ | 1 |

- Fattori correttivi di inclinazione del carico (Vesic, 1975):

| Terreno | i_c | i_q | i_r |
|--|--|-------|-------|
| $\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate | $1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$ | 1 | 1 |

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:
Date le condizioni al contorno delle opere, vengono considerati unitari.
- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:
Date le condizioni al contorno delle opere, vengono considerati unitari.

3.2.3 Verifica a scorrimento

La verifica allo scorrimento viene condotta confrontando l'azione di taglio trasmessa in fondazione con l'azione di taglio resistente del terreno. Quest'ultima è valutata come:

$$T_{lim} = N \times \operatorname{tg}\phi + c' \times B' \times L' \quad \text{in condizioni drenate}$$

$$T_{lim} = c_u \times B' \times L' \quad \text{in condizioni non drenate}$$

dove N è il carico assiale applicato nel baricentro della fondazione e ϕ l'angolo di attrito terreno – fondazione.

3.3 FONDAZIONI SU PALI

3.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Secondo quanto specificato al punto 6.4.3.1 delle NTC2018, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali sono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali;

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II delle NTC2018, seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) previsto al punto 6.4.3.1 delle NTC2018.

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

| Resistenza | Simbolo | Pali infissi | Pali trivellati | Pali ad elica continua |
|--------------------------|---------------|--------------|-----------------|------------------------|
| | γ_R | (R3) | (R3) | (R3) |
| Base | γ_b | 1,15 | 1,35 | 1,3 |
| Laterale in compressione | γ_s | 1,15 | 1,15 | 1,15 |
| Totale (*) | γ | 1,15 | 1,30 | 1,25 |
| Laterale in trazione | γ_{st} | 1,25 | 1,25 | 1,25 |

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

Figura 3-5. Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (Tab.6.4.II delle NTC2018)

3.3.2 Resistenza di pali soggetti a carichi assiali

La resistenza dei pali soggetti a carichi assiali è calcolata come prescritto al punto 6.4.3.1.1 delle NTC2018.

La resistenza caratteristica (R_k) del palo singolo può essere dedotta da:

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- b) metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- c) risultati da prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

Nelle analisi condotte si è proceduto considerando l'approccio di tipo (b) e come di seguito descritto.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione ($R_{c,k}$ ovvero $R_{t,k}$) è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\};$$

con

R_{MEDIA} e R_{MIN} le resistenze calcolate;

ξ_3 e ξ_4 i fattori di correlazione funzione del numero n di verticali indagate riportati alla Tab.6.4.IV delle NTC2018.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥ 10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|-----------|
| ξ_3 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 |
| ξ_4 | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 |

Figura 3-6. Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (Tab.6.4.IV delle NTC2018)

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tabella 6.4.II delle NTC2018 (vedi Figura 3-5).

I criteri utilizzati per la stima delle curve di capacità portante a compressione e trazione sono illustrati nel successivo paragrafo.

3.3.2.1 Stima della resistenza dei pali e micropali soggetti a carichi assiali

La portata limite (Q_{LIM}) è calcolata in riferimento alla seguente espressione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i}$$

compressione

$$Q_{LIM} = W + Q_{L,LIM} = \gamma'_{cls} \left(\sum_i \Delta H_i \right) \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i}$$

trazione

dove:

- $Q_{B,LIM}$ = portata limite di base;
- $Q_{L,LIM}$ = portata limite laterale;
- W = peso proprio del palo;
- q_b = portata unitaria di base;
- γ'_{cls} = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato;
- A_B = area di base;
- D_i = diametro del concio i^{mo} di palo;
- ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di palo;
- $\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio i^{mo} di palo.

Portata di base

- Per terreni granulari:
 $q_b = 0.667 \times N_{SPT} \leq 4 \text{MPa}$
- Per terreni coesivi:
 $q_{lim} = 9 \times c_u + \sigma_{v0}$
 dove:
 c_u = coesione non drenata
 σ_{v0} = pressione geostatica verticale totale alla quota della base del palo

Portata laterale

- Per terreni granulari si ha:
 $T_{LIM} = \min [k \times \sigma'_v \times \text{tg}\varphi; T = f(N_{SPT})] < 150 \text{kPa}$
 dove:
 $k = 0.70$ nel caso di compressione e $k = 0.50$ nel caso di trazione
 σ'_v = pressione geostatica verticale efficace
 φ = angolo di attrito
 N_{SPT} = numero di colpi/piede in prova SPT
 I valori di $T = f(N_{SPT})$ si possono desumere dalla Figura 3-7:

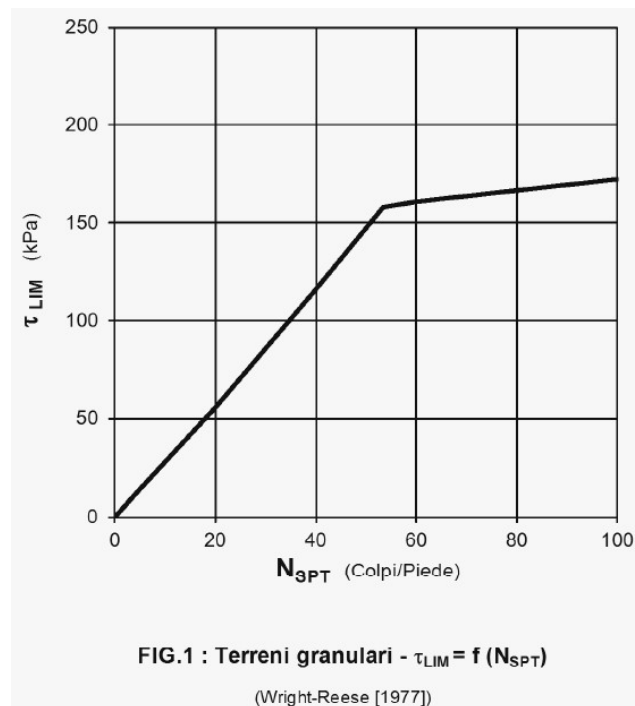


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

$$\tau_{lim} = \alpha \times c_u < 150 \text{ kPa}$$

dove:

α = coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità, dal cedimento del palo.

| | |
|----------|--|
| α | coefficiente riduttivo (= 0.9 per $c_u \leq 25$ kPa; 0.8 per $25 < c_u \leq 50$ kPa; 0.6 per $50 < c_u \leq 75$ kPa; 0.4 per $c_u > 75$ kPa; AGI [1984]) |
| c_u | coesione non drenata |

3.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è indagato mediante il programma di calcolo GROUP.

Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante curve p-y.

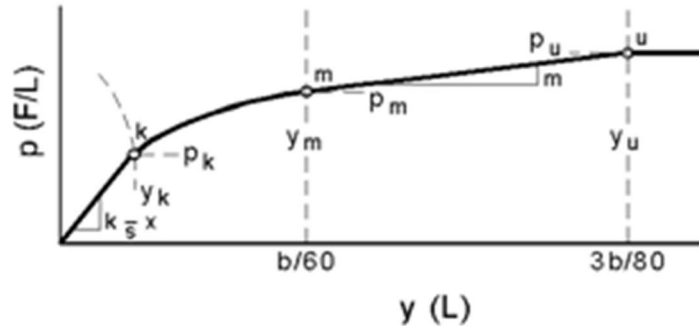
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

- Reese, Cox e Koop (1975) per sabbie
- Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda
- Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda
- Reese-Welch (1972) per argille dure sopra falda

Il programma permette di scegliere tra uno dei modelli sopra esposti.

I metodi di calcolo sono descritti sinteticamente nelle pagine seguenti con riferimento sia a carichi statici sia a carichi ciclici.

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



1- calcolo di $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

$$p_{u1} = \gamma \cdot z \cdot \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} \cdot A_1 + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D \cdot A_3 + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot A_3^2) + \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

$$p_{u2} = K_B \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

$$A_1 = (4 \cdot A_2^3 - 3 \cdot A_2^2 + 1)$$

$$A_2 = (\tan \beta \cdot \tan \delta) / (\tan \beta \cdot \tan \delta + 1)$$

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

- p_u resistenza laterale unitaria ultima
- y spostamento orizzontale
- γ peso di volume efficace
- z profondità da p.c.
- K_0 coefficiente di spinta a riposo
- ϕ angolo di attrito
- $\beta = 45 + \phi/2$
- $\alpha = \phi/2$
- D diametro del palo
- $K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di $p_u = A_1 \cdot p$

3- calcolo di $p_{u2} = B_1 \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

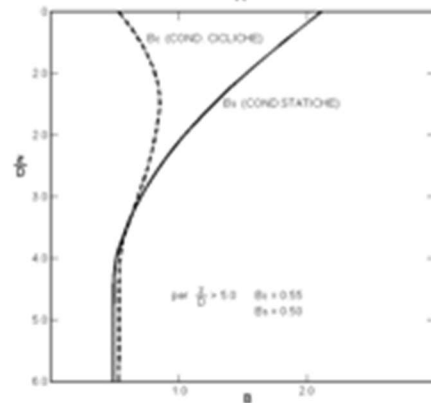
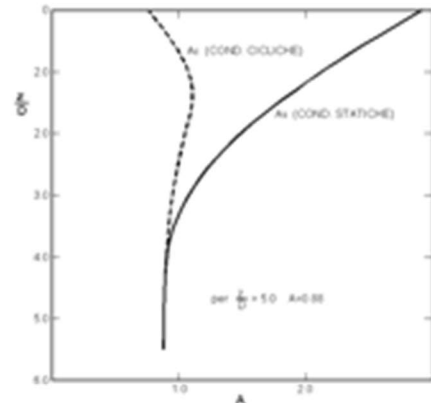
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

$$p = C y^{1/n}$$

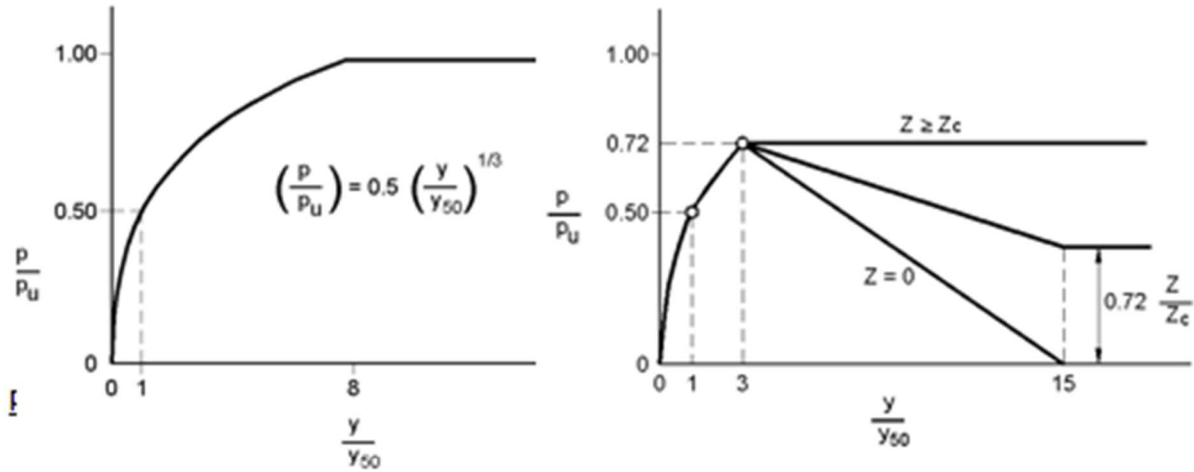
dove:

$$n = p_m / m y_{50}$$

$$C = p_m / (y_{50})^{1/n}$$



Modello Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda



$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

$$p/p_u = 0.5 (y/y_{50})^{1/3}$$

$$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D$$

dove:

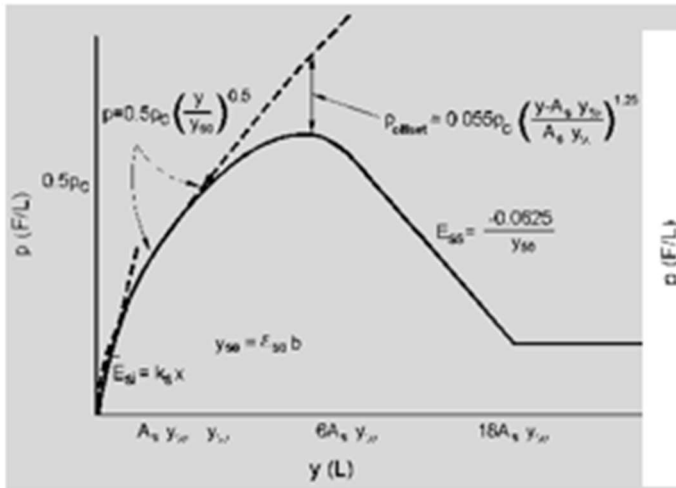
- p_{u1} resistenza laterale unitaria ultima
- σ^z pressione geostatica verticale efficace alla quota z
- c_u coesione non drenata
- z profondità da p.c.
- D diametro del palo
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale
- y spostamento orizzontale
- y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$
- ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

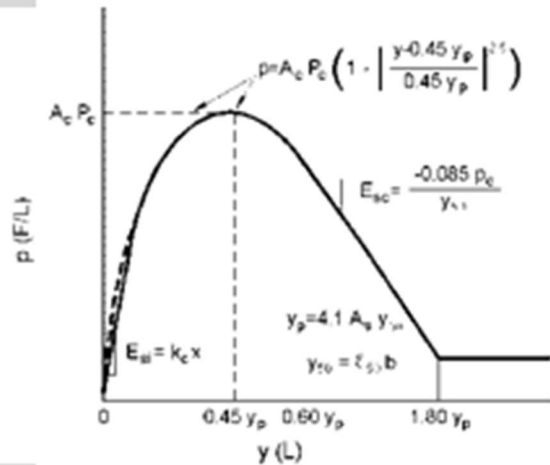
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

Modello Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda



Carichi statici



Carichi ciclici

$$p_{u,1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

$$p_{u,2} = 11 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1 / (1 + \tan \delta)$$

$$p_u = \min (p_{u,1}; p_{u,2})$$

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace a
 la profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

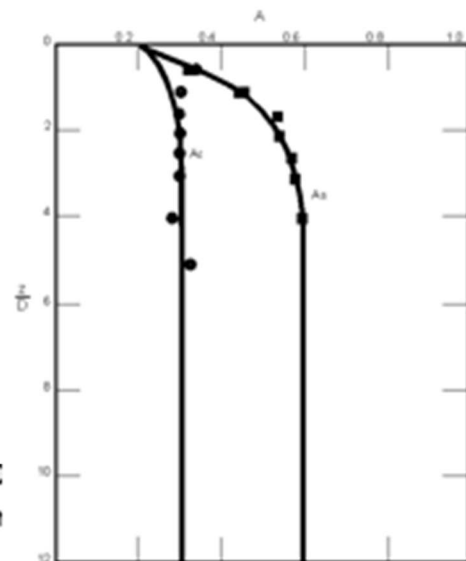
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=c$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una n
 pari al 50% della resistenza al taglio

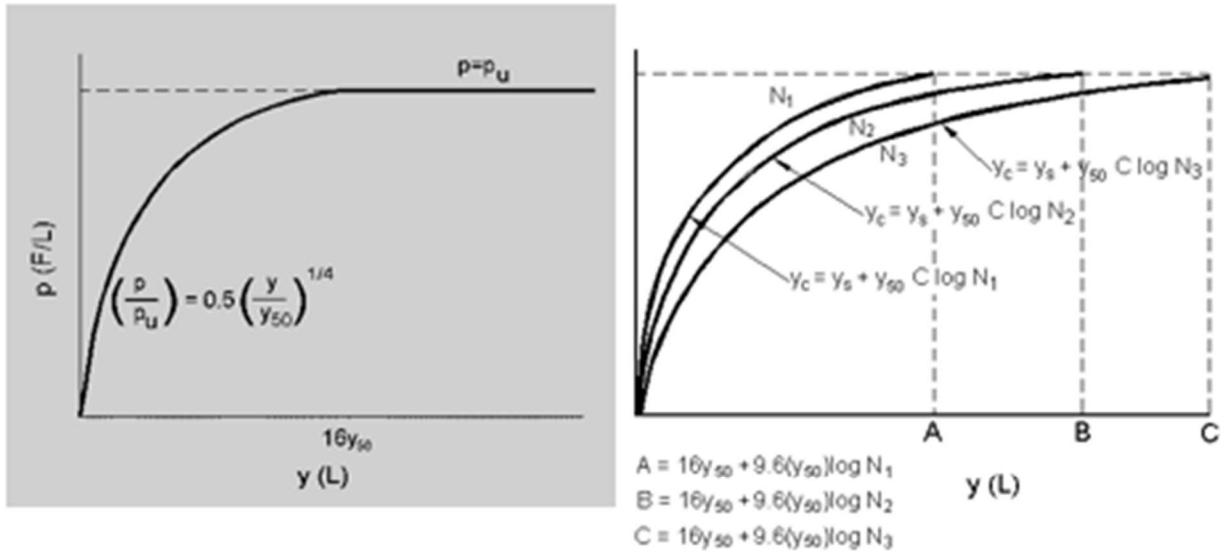
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



Modello Welch-Reese (1972) e Reese–Welch () per argille dure sopra falda



Carichi statici

$p_{u1} = [3c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z] \alpha$

$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$

$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$

$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u (= 2.5 \epsilon_{50} D)$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

3.4 VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI

La valutazione del tiro agente sui tiranti passivi nelle varie combinazioni di carico viene eseguita applicando un metodo del tipo “a curve caratteristiche”, tenendo conto dell’effettiva interazione tra spalla e tiranti, assicurando la congruenza degli spostamenti previsti.

Più nel dettaglio, ipotizzando di intervenire sul paramento della spalla con una tirantatura passiva realizzata con micropali, note:

- la tipologia e la tecnica di esecuzione dell’intervento di consolidamento;
- la natura e la caratterizzazione geotecnica dei terreni;

è possibile tracciare una curva di rigidezza della tirantatura sul piano δ_h -T, dove:

δ_h = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato “assiale” per micropali sub-orizzontali con deviazione fino a 15°+20°);

T = tiro nei micropali di ancoraggio, al m di paramento.

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

$$T_{max} = R_{ad}$$

dove

R_{ad} è la resistenza di progetto

Per ottenere il valore massimo del tiro disponibile per ciascun metro di paramento è sufficiente dividere T_{max} per l’interasse dei micropali.

Successivamente, note le sollecitazioni agenti in fondazione per ogni combinazione di carico, è possibile determinare una curva di rigidezza della struttura nel modo di seguito descritto.

La spalla esistente, per effetto dei soli carichi permanenti, subisce una traslazione rigida orizzontale (δ_o) ed una rotazione rigida (θ_o); in questo caso, indicando con h_{tir} la distanza verticale tra l’intradosso della fondazione e la testa dei micropali, lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti risulta:

$$\delta_{o,h_{tir}} = \delta_o + h_{tir} \tan (\theta_o)$$

Ipotizzando di realizzare i tiranti quando sulla struttura agiscono i soli carichi permanenti, per diverse combinazioni di carico di progetto (stato limite di esercizio, stato limite ultimo o sisma), è possibile costruire per punti le curve di rigidezza della fondazione in presenza di una generica tirantatura di consolidamento, disposta ad una specificata altezza da intradosso fondazione (h_{tir}).

Considerando, infatti, il caso in cui la spalla sia soggetta, ad esempio, alle sollecitazioni derivanti dal sisma, si possono calcolare i valori di sollecitazioni di taglio e momento agenti in fondazione, per ciascun i-esimo ipotetico valore T_i dell’azione agente nei tiranti disposti ad altezza h_{tir} .

Si avrà infatti:

$$\begin{aligned} N_i &= N \\ H_i &= H - T_i \\ M_i &= M - (h_{tir} T_i) \end{aligned}$$

dove N_i , H_i , M_i sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione nella i-esima ipotesi di efficacia della tirantatura, mentre N , H ed M sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione in assenza di tirantatura.

Tali sollecitazioni (N_i , H_i , M_i) danno luogo ad uno spostamento orizzontale (δ_i) e ad una rotazione della fondazione (θ_i). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari a:

$$\delta_{i,h_{tir}} = \delta_i + h_{tir} \tan (\theta_i)$$

Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

$$\Delta\delta_{h,i} = \delta_{o,htir} - \delta_{i,h\ tir}$$

La coppia di valori avente coordinate $(T_i, \Delta\delta_{h,i})$ rappresenta un punto della curva di rigidità della fondazione.

Il punto di incontro tra le curve di rigidità della tirantatura, costituita da tiranti specificati ad interasse specificato, e la curva di rigidità della fondazione, determinata come descritto sopra, verifica la congruenza degli spostamenti e indica il tiro a cui è soggetta la tirantatura nella specifiche condizioni di carico analizzata.

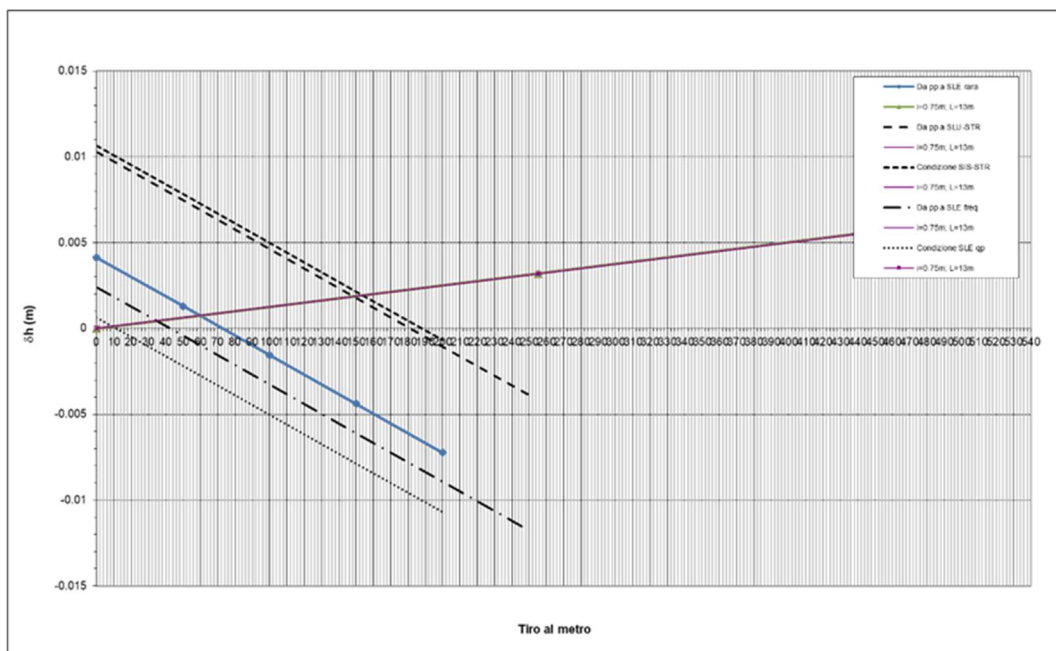


Figura 3-8. Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

3.5 PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE

La verifica a sfilamento del tirante viene svolta in accordo a quanto riportato nel Paragrafo C6.6.2 delle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018.

Il valore di calcolo della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio ($R_{a,c}$) nel caso specifico, è stato dedotto con metodi analitici, a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici (risultati di prove in sito e/o di laboratorio):

$$R_{a,c} = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau$$

dove:

$D = \alpha \cdot \phi_{\text{perf}}$ diametro efficace ottenuto a seguito dell'iniezione (nel caso in esame è stato considerato un valore di α pari a 1.0);

ϕ_{perf} diametro nominale della perforazione;

L lunghezza del bulbo di ancoraggio;

τ aderenza limite bulbo-terreno.

In base al § 6.6.2 della NTC la resistenza caratteristica allo sfilamento dell'ancoraggio è pari a:

$$R_{ak} = \frac{R_{a,c}}{\max(\xi_{a3}, \xi_{a4})}$$

dove:

ξ_{a3} e ξ_{a4} sono desunti dalla tabella 6.6.III al § 6.6.2 della NTC.

Al valore caratteristico così ottenuto è stato quindi applicato il coefficiente $\gamma_{\text{Rap}}=1.2$ come da Tab.6.6.I del D.M. 17/01/2018, al fine di ottenere la resistenza a sfilamento di progetto con cui condurre le verifiche:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{\text{Rap}}}$$

Si sottolinea quanto già prescritto in sede di progetto definitivo e nella norma vigente ovvero la necessità di conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto (campo prove) e di collaudo.

4 FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

4.1 AZIONI DI CALCOLO

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di calcolo agenti nel baricentro della palificata.

Il sistema di riferimento utilizzato coincide le convenzioni del software GROUP.

| | DESCRIZIONE | COMBINAZIONE | Rx [kN] | Ry [kN] | Mz [kNm] |
|---------------------------------|----------------------|--------------|---------|---------|----------|
| Massimizzazione compressione | no traffico | 1 | 16052 | 8207 | -16007 |
| | traffico 1 | 2 | 18649 | 8207 | -15227 |
| | traffico 2a | 3 | 17656 | 8407 | -17150 |
| | traffico 2a config 2 | 4 | 16449 | 8407 | -17512 |
| Massimizzazione trazione | no traffico | 5 | 12552 | 8207 | -17691 |
| | traffico 1 | 6 | 15149 | 8207 | -16912 |
| | traffico 2a | 7 | 14155 | 8407 | -18835 |
| | traffico 2a config 2 | 8 | 12949 | 8407 | -19197 |
| sisma | Traffico + | 9 | 14851 | 12562 | -40966 |
| | traffico - | 10 | 11021 | 11866 | -41088 |
| Rara | no traffico | 11 | 12552 | 6079 | -10102 |
| | traffico 1 | 12 | 14475 | 6079 | -9525 |
| | traffico 2a | 13 | 13740 | 6227 | -10949 |
| | neve dominante | 14 | 12846 | 6227 | -11217 |
| frequent e | no traffico | 15 | 12552 | 5822 | -8869 |
| | traffico 1 | 16 | 13740 | 5822 | -8512 |

Tabella 4-1. Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata

4.2 MODELLO DI CALCOLO

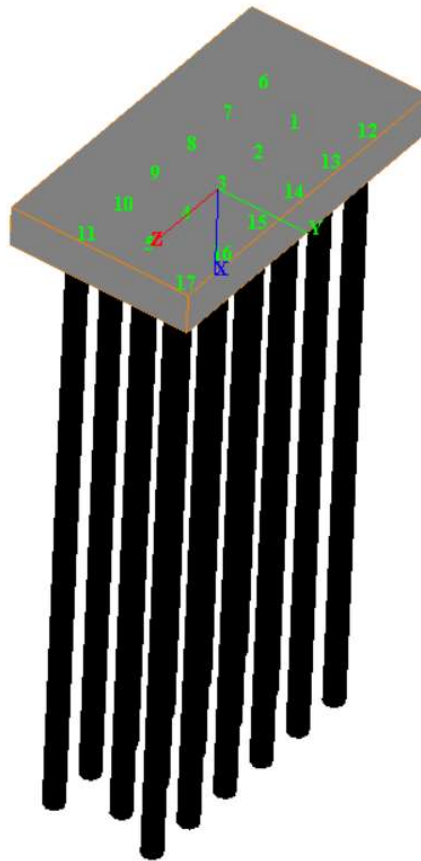


Figura 4-1. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

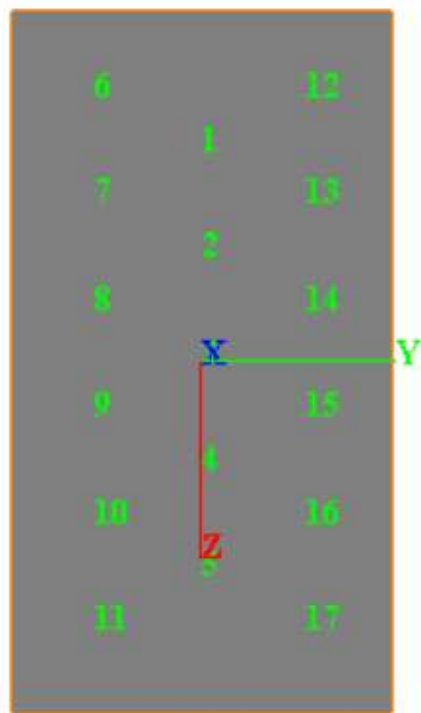


Figura 4-2. Modello di calcolo palificata: piano y-z

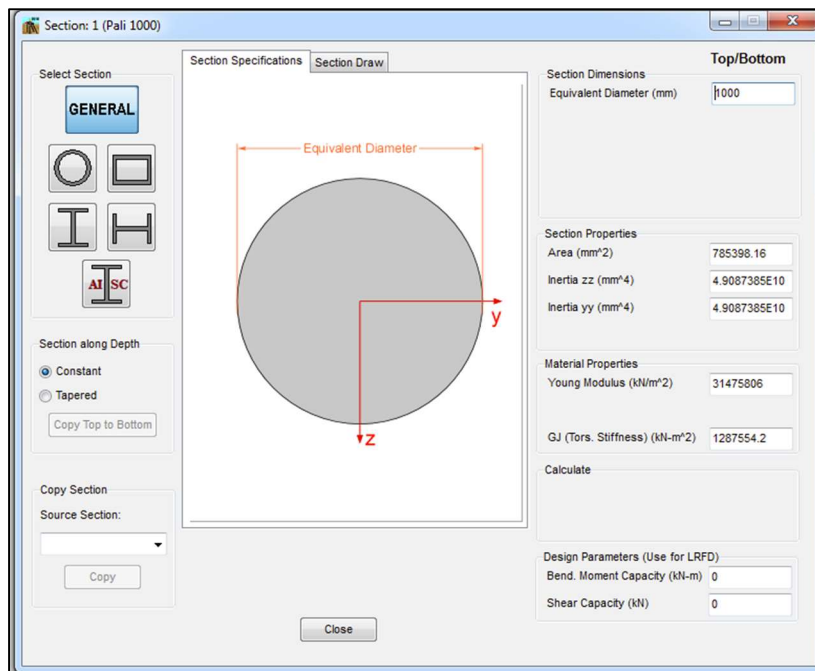


Figura 4-3. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali

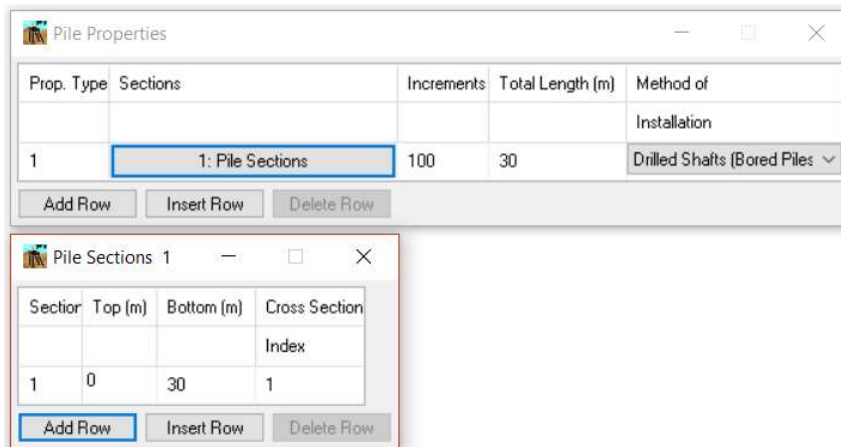


Figura 4-4. Parametri dei pali in GROUP

| Pile # | Pile Head | | Pile Prop. Type | Rotational Spring | |
|--------|------------------|------------------|-----------------|-------------------|------------------|
| | Connection (z-z) | Connection (y-y) | | (z-z) [kN-m/rad] | (y-y) [kN-m/rad] |
| 1 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 2 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 3 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 4 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 5 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 6 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 7 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 8 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 9 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 10 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 11 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 12 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 13 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 14 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 15 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 16 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |
| 17 | Fixed | Fixed | 1 | 0 | 0 |

| Pile # | Pile-Top Vertical | Pile-Top Horizontal | | Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) [DEG] | Angle Beta** (use 90 for vertical pile) [DEG] | Angle Theta (section rotation) [DEG] | Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line*** (m) |
|--------|--------------------|---------------------|--------------------|--|---|--------------------------------------|---|
| | X-Coordinates, (m) | Y-Coordinates, (m) | Z-Coordinates, (m) | | | | |
| 1 | 0 | 0 | -5 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 2 | 0 | 0 | -2.5 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 4 | 0 | 0 | 2.5 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 5 | 0 | 0 | 5 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 6 | 0 | -2.5 | -6.25 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 7 | 0 | -2.5 | -3.75 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 8 | 0 | -2.5 | -1.25 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 9 | 0 | -2.5 | 1.25 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 10 | 0 | -2.5 | 3.75 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 11 | 0 | -2.5 | 6.25 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 12 | 0 | 2.5 | -6.25 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 13 | 0 | 2.5 | -3.75 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 14 | 0 | 2.5 | -1.25 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 15 | 0 | 2.5 | 1.25 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 16 | 0 | 2.5 | 3.75 | 0 | 90 | 0 | 0 |
| 17 | 0 | 2.5 | 6.25 | 0 | 90 | 0 | 0 |

* Angle Alpha, angle from Y(+) Axis to the projection of pile on the Y-Z plane (use 0 for vertical pile)
 ** Angle Beta, angle from the projection of pile on the Y-Z plane to the pile axis (use 90 for vertical pile)
 *** Distance from pile top to ground line
 (+) positive if soil ground line is below the pile top
 (-) negative if soil ground line is above the pile top

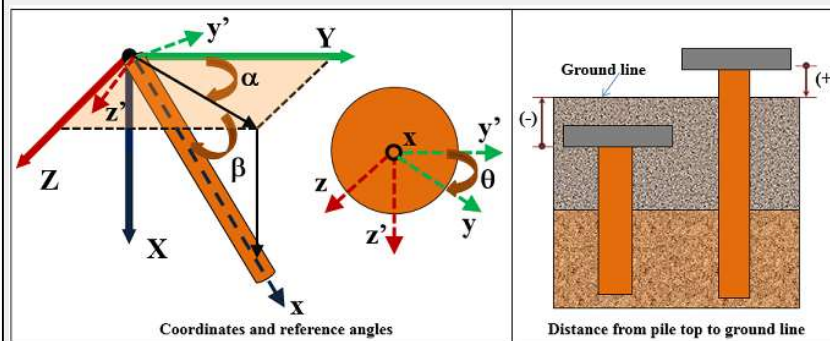


Figura 4-5. Disposizione dei pali in GROUP

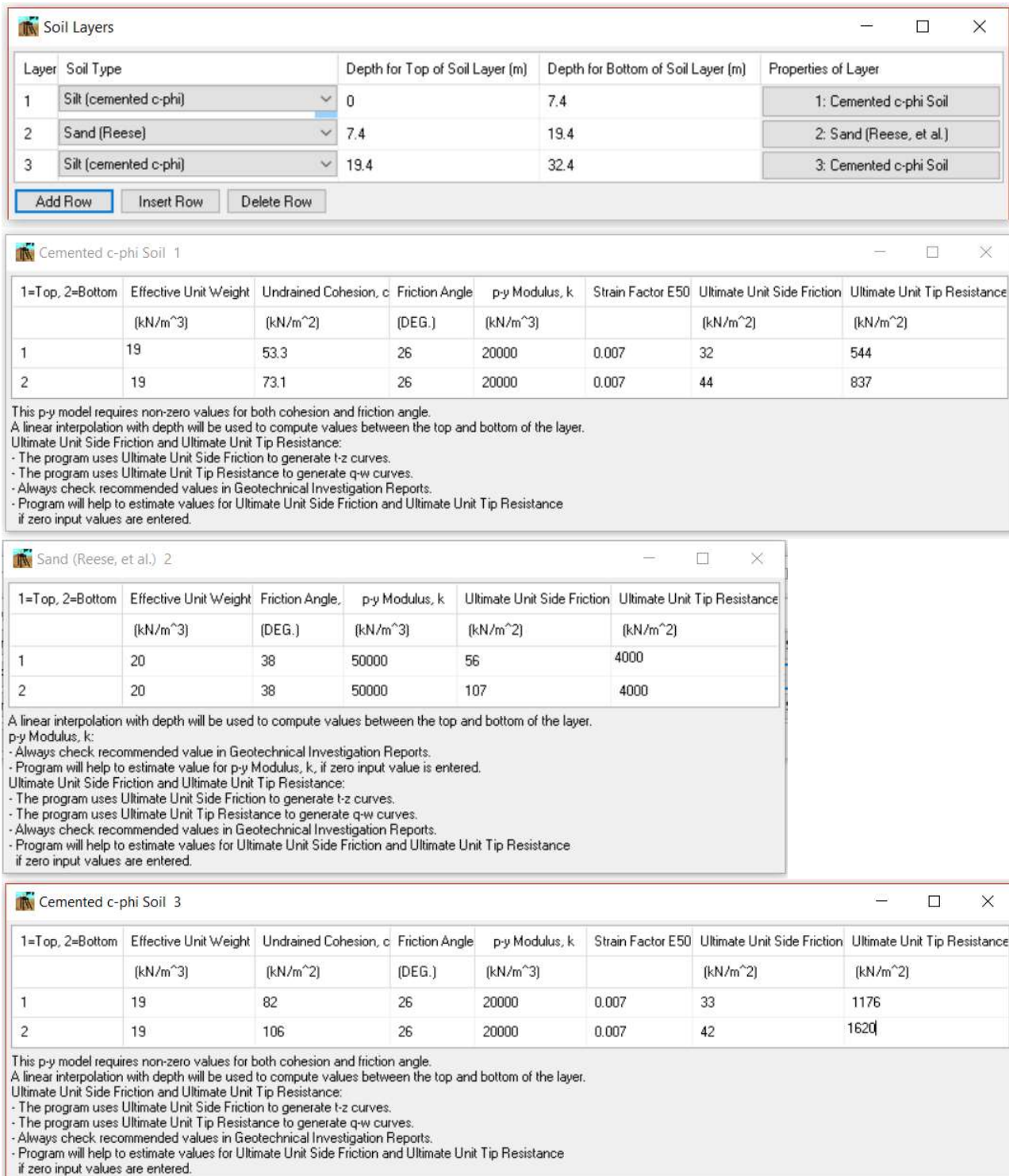


Figura 4-6. Caratteristiche meccaniche terreno

4.3 ANALISI GEOTECNICA

4.3.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le massime azioni assiali, compressione e trazione, agenti per le combinazioni di calcolo significative.

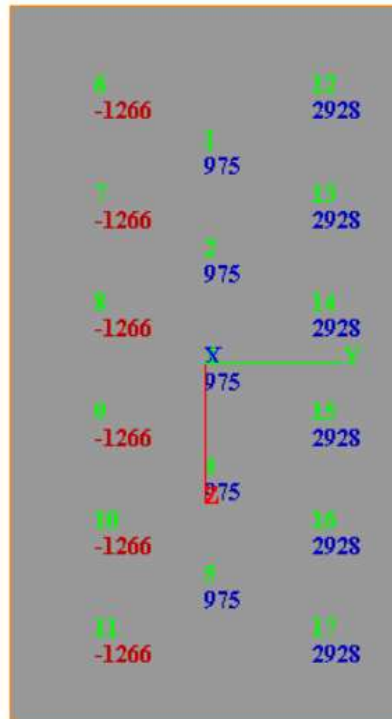


Figura 4-7. Massima sollecitazione assiale di compressione (Combinazione 9)



Figura 4-8. Massima sollecitazione assiale di trazione (Combinazione 10)

4.3.2 Verifica geotecnica

| Stratigrafia Terreno | | | | | |
|----------------------|---------------------------|-------------------------|-----------------|-------|------------------|
| Strato | Q _{INIZIALE} (m) | Q _{FINALE} (m) | Descrizione | sigla | N _{SPT} |
| A | 0 | 7.4 | Limo Argilloso | A | 0 |
| B | 7.4 | 19.4 | Ghiaia e Sabbia | B | 0 |
| A" | 19.4 | 32.4 | Limo Argilloso | A" | 0 |

N.B.: La quota iniziale 0 coincide con la quota della Testa Pali./Micropali

Figura 4-9. Riepilogo Stratigrafia per verifica carico limite

| Verifica Carico Limite Pali/Micropali | | | | | |
|---------------------------------------|------------|-------------------|------------------------------|------|------|
| APPROCCIO 1 | Pali | | n° Indagini | ξ3 | ξ4 |
| Combinazione 1 | Trivellati | | 1 | 1.7 | 1.7 |
| A1 + M1 + R3 | R3 | | 2 | 1.65 | 1.55 |
| Base | 1.35 | | 3 | 1.60 | 1.48 |
| Laterale Compres | 1.15 | | 4 | 1.55 | 1.42 |
| Totale | 1.30 | | 5 | 1.50 | 1.34 |
| Laterale Trazione | 1.25 | | 7 | 1.45 | 1.28 |
| | | | ≥10 | 1.40 | 1.21 |
| Caratteristiche Pali/ Micropali | | | | | |
| D Perforazione = | 1.00 | m | Numero di Verticali Indagate | | |
| L Perforazione = | 30.0 | m | 5 | | |
| L Bulbo = | 30.0 | m | | | |
| Caratteristiche Terreno | | | | | |
| γ = | 19.0 | kN/m ³ | LIMO ARGILLOSO A, A', A" | | |
| φ = | 26.0 | ° | | | |
| γ = | 20.0 | kN/m ³ | GHIAIA E SABBIA B | | |
| φ = | 38 | ° | | | |
| Azioni di Calcolo | | | | | |
| N _{Ed} Compression | 2928 | kN | | | |
| N _{Ed} Trazione = | 1433 | kN | | | |
| Resistenza di Calcolo | | | | | |
| N _{Rd} Compression | 3895 | kN | | | |
| N _{Rd} Trazione = | 2487 | kN | | | |
| Esito della Verifica | | | | | |
| N _{Rd} > N _{Ed} | | | | | |
| N _{Rd} | | N _{Ed} | | | |
| 3895 | > | 3281 | | | |
| 2487 | > | 1433 | | | |
| La Verifica Risulta Soddisfatta | | | | | |

Figura 4-10. Verifica a Capacità portante dei Pali

| Stratigrafia Terreno | | | | Vermis. Sopra/bassa Palo | | | | Profondità testa Palo da P.C. | | | | C/c. a testa palo (MPa) | | | | | | | | | | | | |
|----------------------|--------------------|-------------------------------------|----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|-----|-----|-----|-----|----|----|-----|----|
| Strato | h _z (m) | Q _z (kN/m ²) | N _z | σ _z (kN/m ²) | σ _z (kN/m ²) | σ _z (kN/m ²) | σ _z (kN/m ²) | σ _z (kN/m ²) | σ _z (kN/m ²) | σ _z (kN/m ²) | σ _z (kN/m ²) | σ _z (kN/m ²) | σ _z (kN/m ²) | σ _z (kN/m ²) | σ _z (kN/m ²) | | | | | | | | | |
| A | 0 | 0 | 4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | | | | | | | | | |
| B | 7.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | 19.4 | | | | | | | | | |
| A' | 19.4 | 32.4 | 32.4 | 32.4 | 32.4 | 32.4 | 32.4 | 32.4 | 32.4 | 32.4 | 32.4 | 32.4 | 32.4 | 32.4 | 32.4 | | | | | | | | | |
| B' | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | | | | |
| 1 | A | 1 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 0 | 53.3 | 64.6 | 10 | 54.6 | 0 | 26 | 0.6 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 2 | A | 2 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 1 | 56.6 | 83.6 | 20 | 63.6 | 0 | 26 | 0.6 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 3 | A | 3 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 2 | 59.9 | 102.6 | 30 | 72.6 | 0 | 26 | 0.6 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 4 | A | 4 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 3 | 63.2 | 121.6 | 40 | 81.6 | 0 | 26 | 0.6 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 5 | A | 5 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 4 | 66.5 | 140.6 | 50 | 90.6 | 0 | 26 | 0.6 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 6 | A | 6 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 5 | 69.8 | 159.6 | 60 | 99.6 | 0 | 26 | 0.6 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 7 | A | 7 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 6 | 73.1 | 178.6 | 70 | 108.6 | 0 | 26 | 0.6 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 8 | B | 8 | Non Coesivo | SI | 0 | 20 | 7 | 198.6 | 80 | 118.6 | 0 | 0.7 | 0.5 | 38 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 9 | B | 9 | Non Coesivo | SI | 0 | 20 | 8 | 218.6 | 90 | 128.6 | 0 | 0.7 | 0.5 | 38 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 10 | B | 10 | Non Coesivo | SI | 0 | 20 | 9 | 238.6 | 100 | 138.6 | 0 | 0.7 | 0.5 | 38 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 11 | B | 11 | Non Coesivo | SI | 0 | 20 | 10 | 258.6 | 110 | 148.6 | 0 | 0.7 | 0.5 | 38 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 12 | B | 12 | Non Coesivo | SI | 0 | 20 | 11 | 278.6 | 120 | 158.6 | 0 | 0.7 | 0.5 | 38 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 13 | B | 13 | Non Coesivo | SI | 0 | 20 | 12 | 298.6 | 130 | 168.6 | 0 | 0.7 | 0.5 | 38 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 14 | B | 14 | Non Coesivo | SI | 0 | 20 | 13 | 318.6 | 140 | 178.6 | 0 | 0.7 | 0.5 | 38 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 15 | B | 15 | Non Coesivo | SI | 0 | 20 | 14 | 338.6 | 150 | 188.6 | 0 | 0.7 | 0.5 | 38 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 16 | B | 16 | Non Coesivo | SI | 0 | 20 | 15 | 358.6 | 160 | 198.6 | 0 | 0.7 | 0.5 | 38 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 17 | B | 17 | Non Coesivo | SI | 0 | 20 | 16 | 378.6 | 170 | 208.6 | 0 | 0.7 | 0.5 | 38 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 18 | B | 18 | Non Coesivo | SI | 0 | 20 | 17 | 398.6 | 180 | 218.6 | 0 | 0.7 | 0.5 | 38 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 19 | B | 19 | Non Coesivo | SI | 0 | 20 | 18 | 418.6 | 190 | 228.6 | 0 | 0.7 | 0.5 | 38 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 20 | A' | 20 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 19 | 81.0 | 418.6 | 230 | 238.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 21 | A' | 21 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 20 | 84.0 | 438.6 | 240 | 248.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 22 | A' | 22 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 21 | 87.0 | 458.6 | 250 | 258.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 23 | A' | 23 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 22 | 90.0 | 478.6 | 260 | 268.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 24 | A' | 24 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 23 | 93.0 | 498.6 | 270 | 278.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 25 | A' | 25 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 24 | 96.0 | 518.6 | 280 | 288.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 26 | A' | 26 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 25 | 99.0 | 538.6 | 290 | 298.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 27 | A' | 27 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 26 | 102.0 | 558.6 | 300 | 308.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 28 | A' | 28 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 27 | 105.0 | 578.6 | 310 | 318.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 29 | A' | 29 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 28 | 108.0 | 598.6 | 320 | 328.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 30 | A' | 30 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 29 | 111.0 | 618.6 | 330 | 338.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 31 | A' | 31 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 30 | 114.0 | 638.6 | 340 | 348.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 32 | A' | 32 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 31 | 117.0 | 658.6 | 350 | 358.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |
| 33 | A' | 33 | Coesivo | SI | 0 | 19 | 32 | 120.0 | 678.6 | 360 | 368.6 | 0 | 26 | 0.4 | 19 | 0 | 100 | 100 | 544 | 211 | 58 | 54 | 269 | 54 |

Figura 4-11. Determinazione della Capacità portante dei Pali

4.4 ANALISI STRUTTURALE

4.4.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le massime azioni di taglio e flettenti sulla testa del palo.

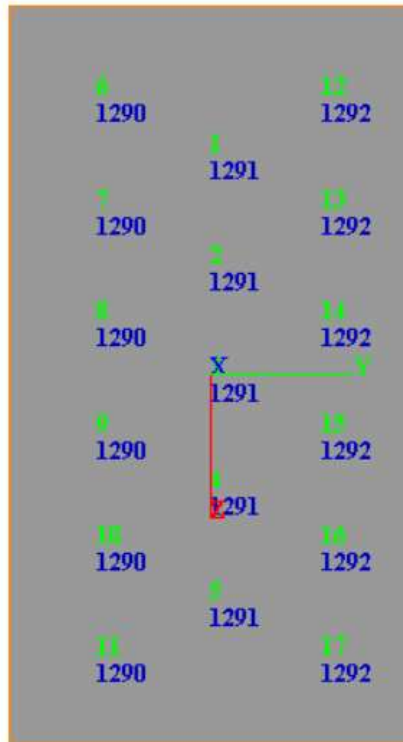


Figura 4-12. Massime sollecitazioni flessionali (Combinazione 9)

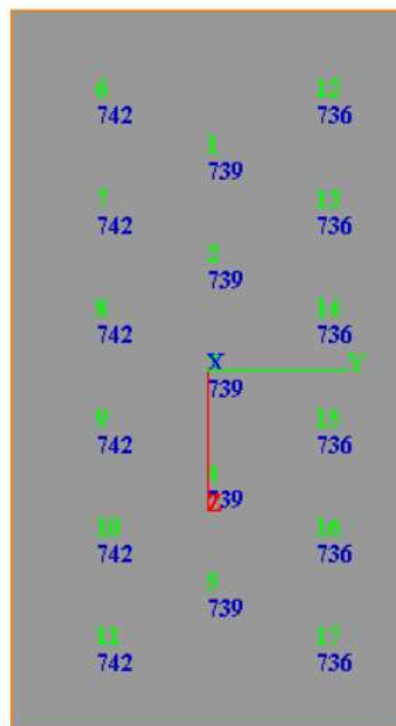


Figura 4-13. Massime sollecitazioni di taglio (Combinazione 9)

Si riportano i grafici di azione assiale e momento flettente per la combinazione Frequente, necessari per il controllo della fessurazione nei pali.

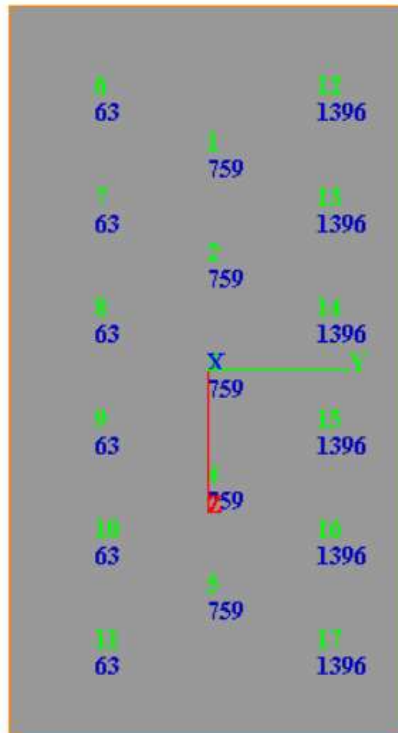


Figura 4-14. Minime azioni assiali (Combinazione 15)

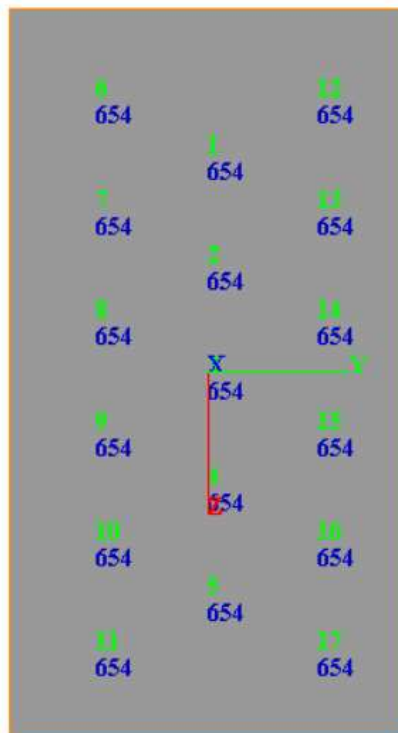


Figura 4-15. Momenti flettenti (Combinazione 15)

4.4.2 Verifica strutturale

- Verifica a flessione

Il palo ha un diametro pari a 100cm ed è armato con 28 barre $\Phi 24$.

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 9.

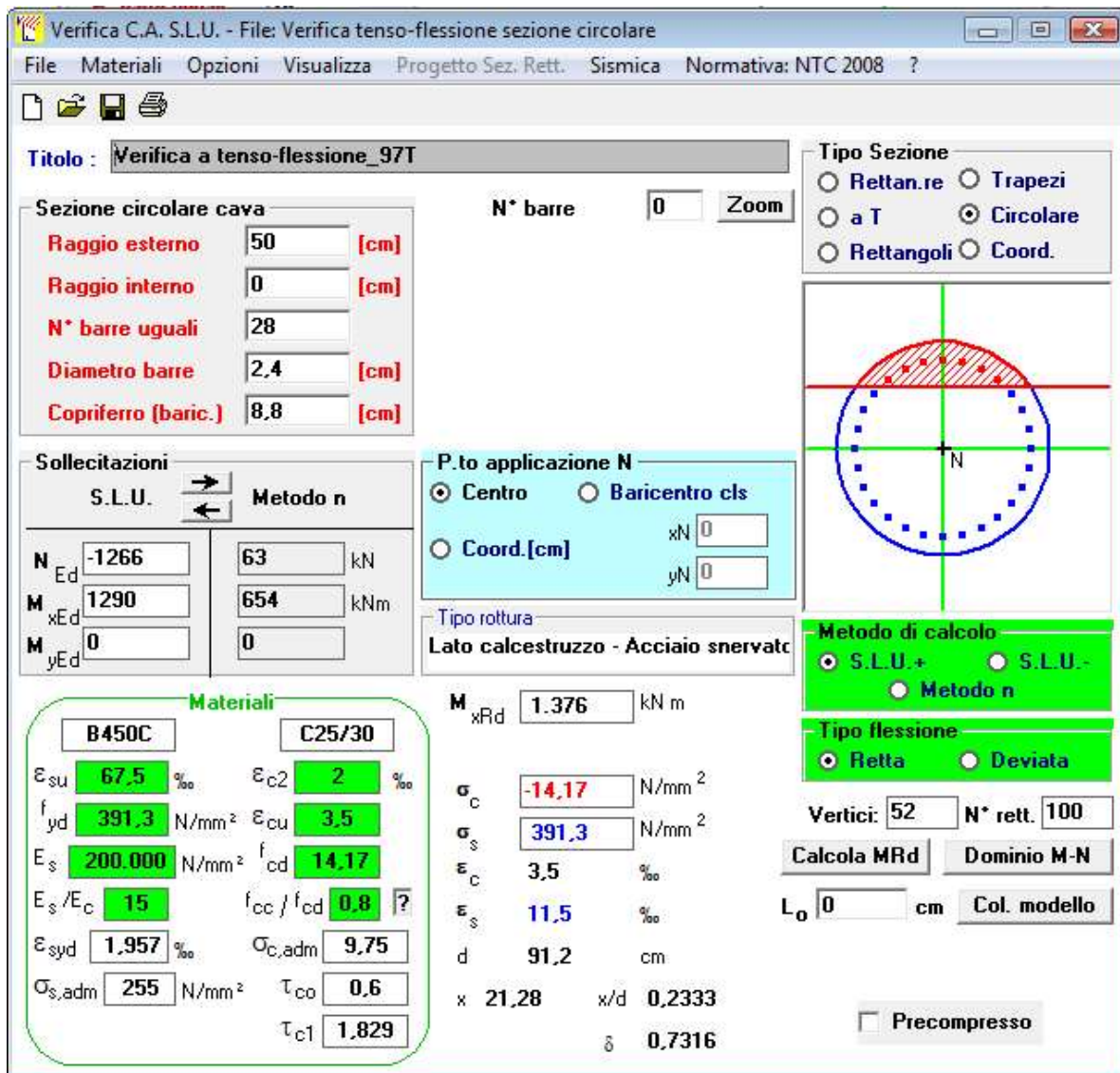


Figura 4-16. Verifica Tenso-flessionale_SLU

Si riporta, per completezza, il valore del momento resistente per entrambe le combinazioni sismiche.

| | N_{Ed} [kN] | M_{Ed} [kNm] | M_{Rd} [kNm] | $F_s = M_{Ed}/M_{Rd}$ |
|---------|---------------|----------------|----------------|-----------------------|
| COMB 9 | -1266 | 1290 | 1376 | 0.938 |
| COMB 10 | -1433 | 1216 | 1327 | 0.917 |

- Verifica a taglio

L'armatura trasversale del palo è: $\Phi 18/15\text{cm}$.

Metodo di Clarke & Birjandi

| | | | |
|------------------|--------|-----------------|--|
| r | 500.00 | mm | Raggio della sezione circolare. |
| r _s | 412.00 | mm | Raggio della parte confinata dall'armatura trasversale. r _s = r - copr. |
| sin α | 0.525 | - | sin α = (2 r _s) / (π r). |
| α | 0.552 | rad | α = arcsin (sin α). |
| A _{tot} | 785398 | mm ² | Area totale della sezione circolare. A = π r ² . |
| A | 642404 | mm ² | Area della sezione rettangolare equivalente. A = r ² (π/2 + α + sin α cos α). |

Parametri della sezione rettangolare equivalente

| | | | |
|---|-----|----|--|
| b | 843 | mm | Larghezza equivalente. b = A/d. |
| h | 932 | mm | Altezza equivalente. [*] h = A _{tot} /b |
| d | 762 | mm | Altezza utile equivalente. d = r (1 + sin α). |

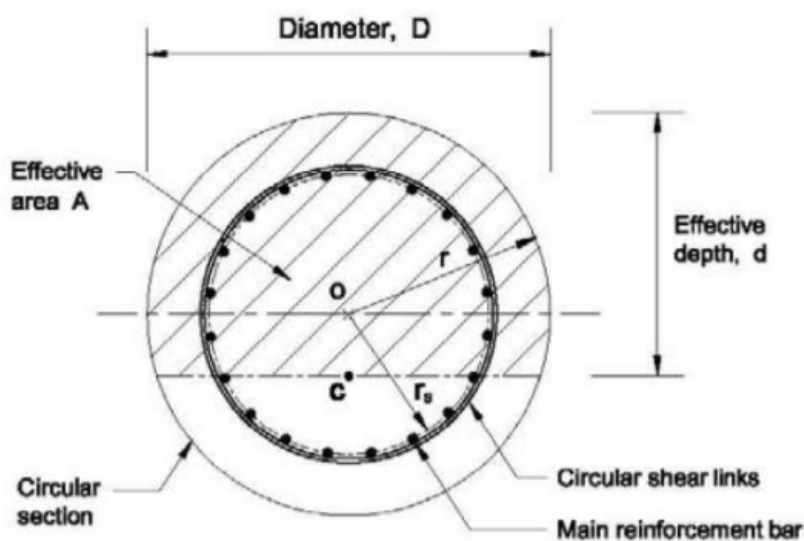


Figura 4-17. Metodo di Clarke e Birjandi - calcolo sezione rettangolare equivalente.

| NTC 2018 | | | |
|--|---------------------------------|---|--------------|
| 4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio | | | |
| R_{ck} [MPa] = | 30 | f_{ck} [MPa] = | 25 |
| f_{cd} [MPa] = | 14.17 (c.a. $\gamma_c=1.5$) | | |
| f_{ctk} [MPa] = | 1.80 | | |
| f_{ctd} [MPa] = | 1.20 (c.a. $\gamma_c=1.5$) | | |
| f_{ywd} [MPa] = | 391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$) | | |
| <i>Verifica del conglomerato</i> | | | |
| H [mm] = | 932 | Altezza della sezione | |
| d [mm] = | 762 | Altezza utile della sezione | |
| b_w [mm] = | 843 | Larghezza della membratura resistente a taglio | |
| α_c = | 1 | 1 per N=0 | |
| α = | 90 | inclinazione armatura | 1.57079633 |
| θ = | 21.8 | inclinazione fessura | 0.38048178 |
| $\cotg\alpha$ = | 6.1257E-17 | | |
| $\cotg\theta$ = | 2.50 | tra 1 e 2.5 | |
| V_{Rcd} [kN] = | 1412.11 | Resistenza a compressione bielle =0.9 $b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$ | |
| <i>Verifica dell'acciaio</i> | | | |
| A_{sw} [mmq] = | 226.19 | $\phi 12$ 2br | area staffe |
| s [mm] = | 150 | | passo staffe |
| V_{Rsd} [kN] = | 1012.13 | Resistenza armature = 0.9 $d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$ | |
| V_{Rd} [kN] = | 1012.13 | Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd} | |
| V_{Sdu} [kN] = | 742.00 | Sollecitazione di progetto SLU | |
| | Verificato | | |

Figura 4-18. Verifica a Taglio

- Verifica a fessurazione

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 15.

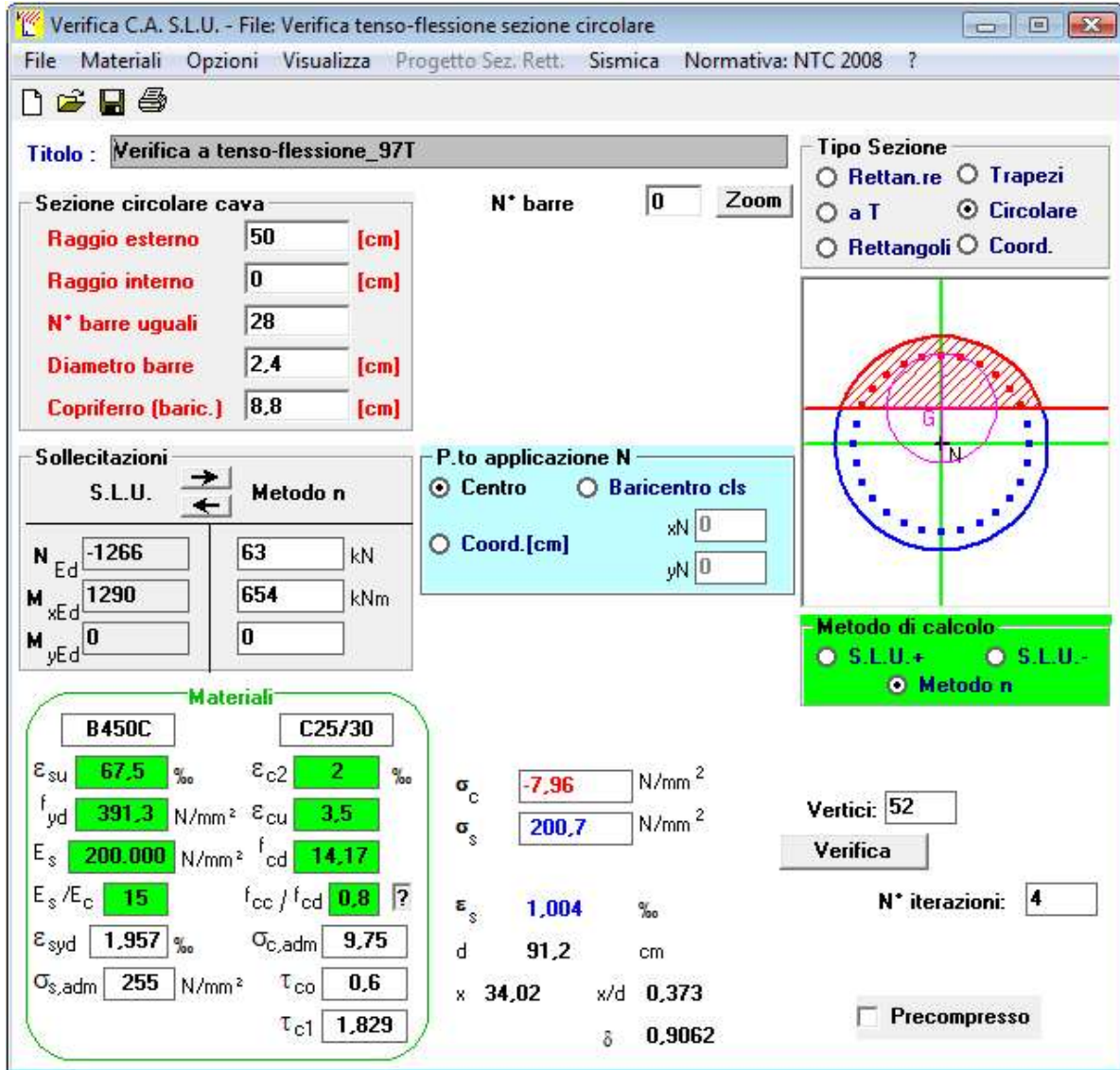


Figura 4-19. Verifica Tenso-flessionale_SLE

La verifica a Fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione Frequente, è inferiore a 226.67 MPa, come specificato nella tabella C4.1.II delle NTC 2008.

Si riporta, per completezza, il valore delle tensioni per entrambe le combinazioni Frequente.

| | N_{Ed} [kN] | M_{Ed} [kNm] | σ_c [MPa] | σ_s [MPa] |
|---------|----------------------------|-----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| COMB 15 | 63 | 654 | -7.97 | 200.7 |
| COMB 16 | 146 | 656 | -8.01 | 194.1 |

5 ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)

Nel seguito si presentano le verifiche di resistenza e di ancoraggio dei tiranti passivi previsti come intervento di consolidamento delle spalle esistenti.

5.1 CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI – SPOSTAMENTI

Come descritto nel paragrafo 3.4 sono state costruite, sulla base dei dati di input riportati nella relazione di calcolo delle sovrastrutture e delle sottostrutture, le curve tiro-spostamenti di seguito rappresentate.

Dim. fondazione Dimensione Trasversale L = **24.10** m
 Dimensione Longitudinale B = **4.60** m
 Modulo del terreno E = **75000** kPa *(modulo elastico da adottare per terreno con caratteristiche migliorate da presenza pali tipo FRANKI)*

| Sollecitazioni Statica solo permanenti | | | | N (kN) | H (kN) | M (kNm) | |
|--|---|--------------|--------|------------|-----------------|-----------------|-------------------------|
| N | = | 770 | KN/m | 18555 | 5917 | 9173 | |
| H | = | 246 | KN/m | | | | |
| M | = | 381 | KN m/m | δv | δh | θ | $\delta h_{tot,sta,pp}$ |
| B | = | 24.10 | m | | 6.99E-03 | 6.81E-04 | 9.89E-03 |

| Sollecitazioni (al m) SLE rara | | | | N (kN) | H (kN) | M (kNm) | |
|--------------------------------|---|-------------|--------|------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|
| N | = | 828 | KN/m | 19955 | 7418 | 16635 | |
| H | = | 308 | KN/m | | | | |
| M | = | 690 | KN m/m | δv | δh | θ | $\delta h_{tot,sta,pp+acc}$ |
| B | = | 24.1 | m | | 8.77E-03 | 1.24E-03 | 1.40E-02 |

| Sollecitazioni (al m) SLE freq | | | | N (kN) | H (kN) | M (kNm) | |
|--------------------------------|---|-------------|--------|------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|
| N | = | 770 | KN/m | 18555 | 6828 | 13409 | |
| H | = | 283 | KN/m | | | | |
| M | = | 556 | KN m/m | δv | δh | θ | $\delta h_{tot,sta,pp+acc}$ |
| B | = | 24.1 | m | | 8.07E-03 | 9.96E-04 | 1.23E-02 |

| Sollecitazioni (al m) SLE qp | | | | N (kN) | H (kN) | M (kNm) | |
|------------------------------|---|-------------|--------|------------|-----------------|-----------------|----------------------|
| N | = | 770 | KN/m | 18555 | 6160 | 10302 | |
| H | = | 256 | KN/m | | | | |
| M | = | 427 | KN m/m | δv | δh | θ | $\delta h_{tot,sys}$ |
| B | = | 24.1 | m | | 7.28E-03 | 7.65E-04 | 1.05E-02 |

| Da pp a SLE rara | | | | | δh | θ | Δh_{θ} | δh_{tot} | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$ | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$ |
|------------------|-----------|----------|---------|----------|------------|-----------|---------------------|------------------|--|--------------------------------------|
| Tiro/m | Tiro (kN) | N (kN) | H (kN) | M (kNm) | | | | | | |
| 0 | 0 | 19954.55 | 7418.30 | 16634.81 | 8.77E-03 | 1.24E-03 | 5.25E-03 | 1.40E-02 | 0.00E+00 | 0.00413 |
| 50 | 1125 | 19954.55 | 6293.30 | 11853.56 | 7.44E-03 | 8.80E-04 | 3.74E-03 | 1.12E-02 | -2.84E-03 | 0.00129 |
| 100 | 2250 | 19954.55 | 5168.30 | 7072.31 | 6.11E-03 | 5.25E-04 | 2.23E-03 | 8.34E-03 | -5.68E-03 | -0.00155 |
| 150 | 3375 | 19954.55 | 4043.30 | 2291.06 | 4.78E-03 | 1.70E-04 | 7.23E-04 | 5.50E-03 | -8.51E-03 | -0.00439 |
| 200 | 4500 | 19954.55 | 2918.30 | -2490.19 | 3.45E-03 | -1.85E-04 | -7.86E-04 | 2.66E-03 | -1.14E-02 | -0.00722 |

| Da pp a SLE freq | | | | | δh | θ | Δh_{θ} | δh_{tot} | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$ | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$ |
|------------------|-----------|----------|--------|-----------|------------|-----------|---------------------|------------------|--|--------------------------------------|
| Tiro/m | Tiro (kN) | N (kN) | H (kN) | M (kNm) | | | | | | |
| 0 | 0 | 18555.46 | 6828 | 13409.18 | 8.07E-03 | 9.96E-04 | 4.23E-03 | 1.23E-02 | -1.72E-03 | 0.00241 |
| 50 | 1125 | 18555.46 | 5703 | 8627.93 | 6.74E-03 | 6.41E-04 | 2.72E-03 | 9.46E-03 | -4.55E-03 | -0.00042 |
| 100 | 2250 | 18555.46 | 4578 | 3846.68 | 5.41E-03 | 2.86E-04 | 1.21E-03 | 6.62E-03 | -7.39E-03 | -0.00326 |
| 150 | 3375 | 18555.46 | 3453 | -934.57 | 4.08E-03 | -6.94E-05 | -2.95E-04 | 3.79E-03 | -1.02E-02 | -0.00610 |
| 200 | 4500 | 18555.46 | 2328 | -5715.82 | 2.75E-03 | -4.24E-04 | -1.80E-03 | 9.47E-04 | -1.31E-02 | -0.00894 |
| 250 | 5625 | 18555.46 | 1203 | -10497.07 | 1.42E-03 | -7.79E-04 | -3.31E-03 | -1.89E-03 | -1.59E-02 | -0.01178 |

| Condizione SLE qp | | | | | δh | θ | Δh_{θ} | δh_{tot} | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$ | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$ |
|-------------------|-----------|----------|---------|----------|------------|-----------|---------------------|------------------|--|--------------------------------------|
| Tiro/m | Tiro (kN) | N (kN) | H (kN) | M (kNm) | | | | | | |
| 0 | 0 | 18555.46 | 6160.20 | 10302.48 | 7.28E-03 | 7.65E-04 | 3.25E-03 | 1.05E-02 | -3.48E-03 | 0.00064 |
| 50 | 1125 | 18555.46 | 5035.20 | 5521.23 | 5.95E-03 | 4.10E-04 | 1.74E-03 | 7.69E-03 | -6.32E-03 | -0.00219 |
| 100 | 2250 | 18555.46 | 3910.20 | 739.98 | 4.62E-03 | 5.49E-05 | 2.34E-04 | 4.85E-03 | -9.16E-03 | -0.00503 |
| 150 | 3375 | 18555.46 | 2785.20 | -4041.27 | 3.29E-03 | -3.00E-04 | -1.28E-03 | 2.02E-03 | -1.20E-02 | -0.00787 |
| 200 | 4500 | 18555.46 | 1660.20 | -8822.52 | 1.96E-03 | -6.55E-04 | -2.78E-03 | -8.23E-04 | -1.48E-02 | -0.01071 |

| Sollecitazioni (al m) SLU STR | | | |
|-------------------------------|---|------|--------|
| N | = | 798 | KN/m |
| H | = | 416 | KN/m |
| M | = | 1098 | KN m/m |
| B | = | 24.1 | m |

| N (kN) | H (kN) | M (kNm) | |
|------------|------------|----------|-----------------------------|
| 19237 | 10015 | 26471 | |
| δv | δh | θ | $\delta h_{tot,sta,pp+acc}$ |
| | 1.18E-02 | 1.97E-03 | 2.02E-02 |

| Da pp a SLU-STR | | | | | δh | θ | Δh_{θ} | δh_{tot} | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$ | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$ |
|-----------------|-----------|----------|----------|----------|------------|----------|---------------------|------------------|--|--------------------------------------|
| Tiro/m | Tiro (kN) | N (kN) | H (kN) | M (kNm) | | | | | | |
| 0 | 0 | 19236.94 | 10014.71 | 26470.96 | 1.18E-02 | 1.97E-03 | 8.35E-03 | 2.02E-02 | 6.17E-03 | 0.01030 |
| 50 | 1125 | 19236.94 | 8889.711 | 21689.71 | 1.05E-02 | 1.61E-03 | 6.84E-03 | 1.73E-02 | 3.33E-03 | 0.00746 |
| 100 | 2250 | 19236.94 | 7764.711 | 16908.46 | 9.17E-03 | 1.26E-03 | 5.34E-03 | 1.45E-02 | 4.96E-04 | 0.00462 |
| 150 | 3375 | 19236.94 | 6639.711 | 12127.21 | 7.85E-03 | 9.01E-04 | 3.83E-03 | 1.17E-02 | -2.34E-03 | 0.00179 |
| 200 | 4500 | 19236.94 | 5514.711 | 7345.96 | 6.52E-03 | 5.45E-04 | 2.32E-03 | 8.83E-03 | -5.18E-03 | -0.00105 |
| 250 | 5625 | 19236.94 | 4389.711 | 2564.71 | 5.19E-03 | 1.90E-04 | 8.09E-04 | 6.00E-03 | -8.02E-03 | -0.00389 |

| Sollecitazioni (al m) SIS STR | | | |
|-------------------------------|---|------|--------|
| N | = | 806 | KN/m |
| H | = | 405 | KN/m |
| M | = | 1186 | KN m/m |
| B | = | 24.1 | m |

| N (kN) | H (kN) | M (kNm) | |
|------------|------------|----------|-----------------------|
| 19429 | 9758 | 28580 | |
| δv | δh | θ | $\delta h_{tot, sis}$ |
| | 1.15E-02 | 2.12E-03 | 2.05E-02 |

| Condizione SIS-STR | | | | | δh | θ | Δh_{θ} | δh_{tot} | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$ | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$ |
|--------------------|-----------|----------|---------|----------|------------|----------|---------------------|------------------|--|--------------------------------------|
| Tiro/m | Tiro (kN) | N (kN) | H (kN) | M (kNm) | | | | | | |
| 0 | 0 | 19429.48 | 9757.88 | 28580.11 | 1.15E-02 | 2.12E-03 | 9.02E-03 | 2.05E-02 | 6.53E-03 | 0.01066 |
| 50 | 1125 | 19429.48 | 8632.88 | 23798.86 | 1.02E-02 | 1.77E-03 | 7.51E-03 | 1.77E-02 | 3.70E-03 | 0.00782 |
| 100 | 2250 | 19429.48 | 7507.88 | 19017.61 | 8.87E-03 | 1.41E-03 | 6.00E-03 | 1.49E-02 | 8.58E-04 | 0.00499 |
| 150 | 3375 | 19429.48 | 6382.88 | 14236.36 | 7.54E-03 | 1.06E-03 | 4.49E-03 | 1.20E-02 | -1.98E-03 | 0.00215 |
| 200 | 4500 | 19429.48 | 5257.88 | 9455.11 | 6.21E-03 | 7.02E-04 | 2.98E-03 | 9.20E-03 | -4.82E-03 | -0.0069 |

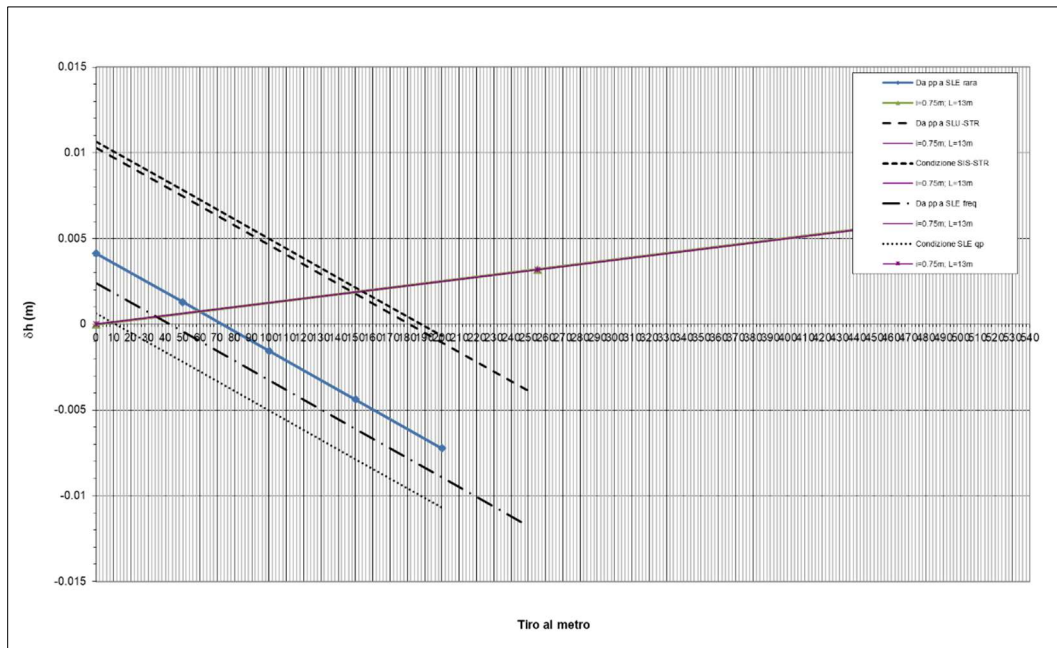


Figura 5-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-spalla

5.1.1 Azioni agenti sui tiranti e in fondazione

Le azioni agenti nei tiranti e in fondazione, ridotte per effetto degli stessi tiranti, sono le seguenti:

| Comb. | Tiro (kN/m) |
|-------------|-------------|
| SLE - RARA | 60 |
| SLE - FREQ. | 35 |
| SLE - Q-P | 9 |
| SLV | 154 |
| SLU | 149 |

5.1.2 Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle

Si riportano nel presente paragrafo le verifiche geotecniche e strutturali dei tiranti di ancoraggio della spalla esistente.

La verifica a sfilamento del tirante viene svolta in accordo a quanto riportato nel par. 3.5 con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio (R_{ak}), nel caso specifico, è stato dedotto con metodi analitici a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

In particolare, in accordo con quanto proposto da *Bustamante e Doix*, la resistenza di calcolo è stata valutata mediante la formula:

$$R_{ac} = \pi \cdot D \cdot L_A \cdot q_s$$

avendo assunto:

- D = $\alpha \cdot \Phi_{perf}$ (diametro efficace ottenuto a seguito della perforazione);
- α = 1.0;
- Φ_{perf} = 0.18 m (diametro nominale di perforazione);
- L_A = lunghezza del bulbo di ancoraggio del tirante;

$q = 100$ kPa (fattore di aderenza valutato cautelativamente sulla base della caratterizzazione geotecnica).

Per il caso in esame i coefficienti ξ_{a3} e ξ_{a4} sono stati assunti pari a 1.60 (numero di profili di indagine ≥ 5).

Calcolata la resistenza caratteristica R_{ak} , la resistenza di progetto R_{ad} si ottiene fattorizzando i valori di R_{ak} mediante il coefficiente $\gamma_{Rad} = 1.2$ riportato in Tab.6.6.I del D.M. 17/01/2018 nell'ipotesi di tiranti permanenti.

La verifica strutturale del tirante viene svolta confrontando l'azione assiale con la massima azione assiale resistente offerta dalla sezione.

Capacità portante di un tirante (Bustamante e Doix)

| | | | |
|-----------------|-------|--------------------|--|
| $T_{eq,max}$ | 154 | [tiro/m] | massima azione assiale al metro lineare su tirante equivalente |
| i | 0.75 | [m] | interasse tiranti |
| α | 20 | [°] | inclinazione tiranti rispetto piano orizzontale |
| T_{max} | 123 | [kN] | massima azione assiale su tirante |
| d_{perf} | 0.180 | [m] | f_{yk} 355 [N/mm ²] |
| d_a | 114.3 | [mm] | γ_s 1.15 |
| s_a | 10 | [mm] | |
| A_a | 3277 | [mm ²] | T_{Rd_STR} 1011 [kN] |
| α_d | 1.00 | | ξ_{a3} 1.60 |
| L_{fond} | 13.00 | [m] | $\gamma_{Ra,p}$ 1.20 |
| τ_{lim} | 100 | kN/m ² | |
| T_{RcaI_GEO} | 735 | [kN] | T_{Rd} 383 [kN] |
| T_{RK_GEO} | 459 | [kN] | FS 3.12 (>1) |
| T_{Rd_GEO} | 383 | [kN] | |

6 FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)

Nel seguito si presentano le verifiche di capacità portante della fondazione diretta delle spalle esistenti (struttura originaria).

6.1 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

| Azioni di calcolo | solo perm. (STR) | COMB. STR | | | | | | | | | | | | Sismica - STR | | | |
|--|---------------------|--------------------|--------------------|----------------|----------------|--------------------|--------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------|------------|-------------|-------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | | no traffico (a) | no traffico (b) | Traffico 1 (a) | Traffico 1 (b) | Traffico 2a (a) | Traffico 2a (b) | Traffico 2a config 2 (a) | Traffico 2a config 2 (b) | no traffico | Traffico 1 | Traffico 2a | Traffico 2a | Traffico +kv (max comp) | Traffico +kv (max trax) | Traffico -kv (max comp) | Traffico -kv (max trax) |
| | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
| N_{Ed} [kN/m] | - | 972 | 1084 | 1154 | 1221 | 1095 | 1162 | 1045 | 1112 | 770 | 907 | 848 | 798 | 833 | 806 | 761 | 734 |
| V_{Ed} [kN/m] | - | 284 | 301 | 295 | 305 | 290 | 301 | 289 | 299 | 279 | 283 | 278 | 276 | 263 | 261 | 256 | 254 |
| M_{Ed} [kNm/m] | - | -438 | -348 | -379 | -323 | -434 | -378 | -441 | -385 | -470 | -445 | -500 | -507 | -567 | -575 | -568 | -576 |
| Verifica di capacità portante in condizioni (DRENATE / NON DRENATE) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| NON DRENATE | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Dimensioni geometriche fondazione | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 |
| L | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 |
| B | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 |
| e_x | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| e_y | 0.45 | 0.32 | 0.33 | 0.26 | 0.40 | 0.33 | 0.42 | 0.35 | 0.61 | 0.49 | 0.59 | 0.64 | 0.68 | 0.71 | 0.75 | 0.79 | 0.79 |
| L' | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 | 100.00 |
| B' | 3.70 | 3.96 | 3.94 | 4.07 | 3.81 | 3.95 | 3.76 | 3.91 | 3.38 | 3.62 | 3.42 | 3.33 | 3.24 | 3.17 | 3.11 | 3.11 | 3.03 |
| Parametri geotecnici terreno di fondazione | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Peso proprio dell'acqua | γ_w | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| Peso proprio terreno di riporto | γ_1 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Peso proprio terreno di fondazione | γ_2 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 |
| Angolo d'attrito | φ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Coesione efficace | c' | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Coesione non drenata | c_u | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 |
| Set di coefficienti parziali | | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 |
| Peso proprio terreno di riporto | $\gamma_{1,sk}$ | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Peso proprio terreno di fondazione | $\gamma_{2,sk}$ | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 |
| Angolo d'attrito fattorizzato | φ_{sk} | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Coesione efficace fattorizzata | c'_{sk} | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Coesione non drenata fattorizzata | $c_{u,sk}$ | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 | 225 |
| Fattori di capacità portante | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| N_d | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| N_{d1} | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 |
| N_{d2} | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Fattori di forma | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| (per forma rettangolare) | s_p | 0.99 | 0.98 | 0.98 | 0.98 | 0.98 | 0.98 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |
| s_c | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 |
| s_b | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Fattori di profondità | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| d_1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| d_2 | 1.13 | 1.12 | 1.12 | 1.12 | 1.13 | 1.12 | 1.13 | 1.12 | 1.14 | 1.13 | 1.14 | 1.14 | 1.15 | 1.15 | 1.15 | 1.15 | 1.16 |
| d_3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Fattori di inclinazione del carico | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| m_a | 1.96 | 1.96 | 1.96 | 1.96 | 1.96 | 1.96 | 1.96 | 1.96 | 1.97 | 1.97 | 1.97 | 1.97 | 1.97 | 1.97 | 1.97 | 1.97 | 1.97 |
| m_1 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.03 | 1.03 | 1.03 | 1.03 | 1.03 | 1.03 | 1.03 | 1.03 | 1.03 |
| θ [°] | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 |
| m | 1.96 | 1.96 | 1.96 | 1.96 | 1.96 | 1.96 | 1.96 | 1.96 | 1.97 | 1.97 | 1.97 | 1.97 | 1.97 | 1.97 | 1.97 | 1.97 | 1.97 |
| i_v | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| i_c | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| i_b | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Fattori di inclinazione del piano di posa | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| b_v | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| b_c | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| b_b | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Fattori di inclinazione del piano campagna | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| B_r | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| B_c | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| B_b | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| q_{lim} | 1338 | 1329 | 1330 | 1325 | 1334 | 1329 | 1336 | 1331 | 1352 | 1341 | 1350 | 1354 | 1358 | 1362 | 1365 | 1370 | 1373 |
| Set di coefficienti parziali | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 |
| γ_b | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 |
| $q = q_{lim} / \gamma_b$ | 956 | 949 | 950 | 947 | 953 | 950 | 954 | 951 | 965 | 958 | 964 | 967 | 1132 | 1135 | 1138 | 1141 | 1141 |
| $Q = q \times B' \times L'$ | Q | 353575 | 375749 | 374524 | 385481 | 362823 | 375011 | 358406 | 371411 | 326248 | 346818 | 329811 | 321968 | 366658 | 360174 | 353383 | 345773 |
| $FS = Q / (N_{Ed} \times L') > 1$ | FS | 3.64 | 3.47 | 3.25 | 3.16 | 3.31 | 3.23 | 3.43 | 3.34 | 4.24 | 3.82 | 3.89 | 4.03 | 4.40 | 4.47 | 4.65 | 4.71 |
| | | >1 | >1 | >1 | >1 | >1 | >1 | >1 | >1 | >1 | >1 | >1 | >1 | >1 | >1 | >1 | >1 |

7 ANALISI GEOTECNICA DEI MURI ANDATORI

I tabulati che seguono, riportano i risultati delle analisi e verifiche geotecniche condotte sul muro andatore lato Rimini Sud a sostegno del rilevato di approccio al sottovia.

Per maggiori informazioni, si rimanda alla relazione di calcolo strutturale.

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

VERIFICHE GEOTECNICHE E DI RESISTENZA STRUTTURALE

I seguenti paragrafi riportano le verifiche delle opere di sostegno su fondazione diretta.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali che compongono il muro di sostegno.

Fondazione/Dente di taglio

| Calcestruzzo | R_{ck} [N/mm ²] | f_{ck} [N/mm ²] | Copriferro [mm] | Acciaio | f_{yk} [N/mm ²] | Classe di esposizione | Condizioni ambientali |
|--------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------|---------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| C28/35 | 35 | 28 | 40 | B450C | 450 | XC2 | Ordinarie |

Paramento

| Calcestruzzo | R_{ck} [N/mm ²] | f_{ck} [N/mm ²] | Copriferro [mm] | Acciaio | f_{yk} [N/mm ²] | Classe di esposizione | Condizioni ambientali |
|--------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------|---------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| C28/35 | 35 | 28 | 35 | B450C | 450 | XF2 | Aggressive |

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche del muro di sostegno.

| B [m] | B1 _{medio} [m] (lato valle) | B2 _{medio} [m] (paramento) | B3 [m] (lato valle) | H _{tot} [m] | H1 [m] | H2 [m] |
|-------|---|--|------------------------|----------------------|--------|--------|
| 7.00 | 1.50 | 1.00 | 4.50 | 8.91 | 1.00 | 7.91 |

| H _{zav} [m] (lato monte) | H _{zav} [m] (lato valle) | B4 [m] (lato monte) | porzione di terreno di rilevato ad andamento costante | Dente di taglio | | | NO |
|--------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|---|------------------------|------------------------|----------------------------|-------------------------|
| | | | | H _{dente} [m] | B _{dente} [m] | H _{zav valle} [m] | X _{gdente} [m] |
| 7.91 | 4.10 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

| H _{sicurvia} [m] | D [m] (capacità portante) | a [m] (capacità portante) | L [m] (capacità portante) | e _c [m] (capacità portante) | θ [°] (capacità portante) | w [°] (capacità portante) | Falda |
|---------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|---|------------------------------|------------------------------|-------|
| 1.00 | 1.50 | 0.00 | 10.00 | 0.00 | 90.00 | 0.00 | SI |

Azioni delle FOA - Assente

| Descrizione | N _k [kN/m] | H _k [kN/m] | M _k [kNm/m] |
|------------------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|
| p.p. strut. + p.p. pannelli | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Pressione dinamica veicolare | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Vento | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

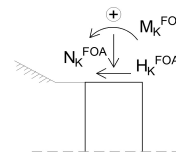


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

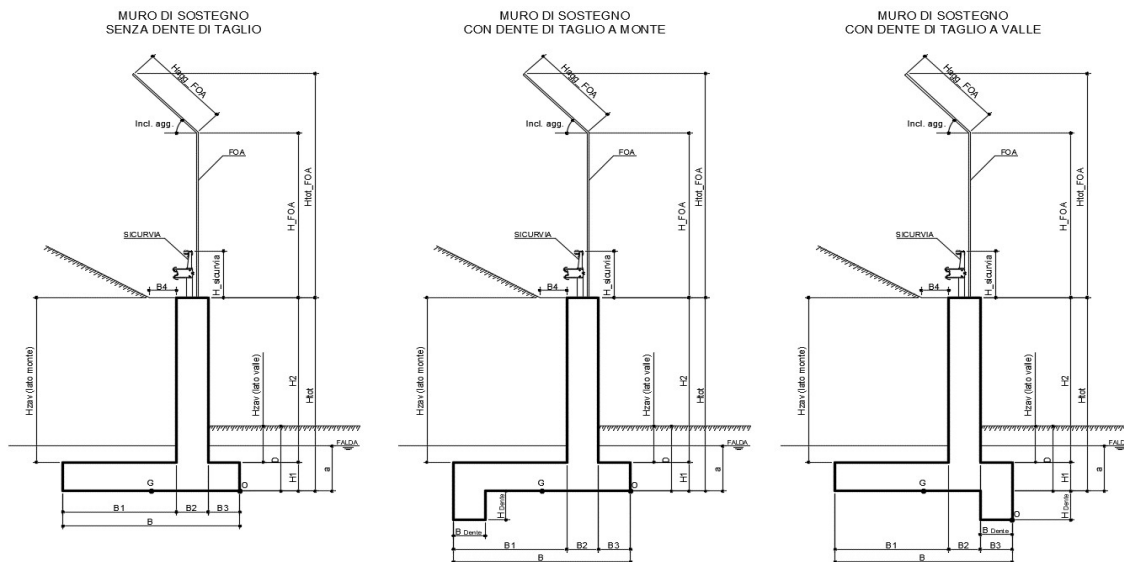


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

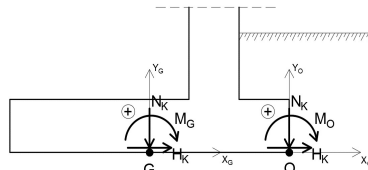


Figura 3 - Convenzione dei segni

ANALISI DEI CARICHI

(C1): Pesi propri - strutturali e non

| Descrizione | γ [kN/m ³] | N_k [kN/m] | x_o [m] | y_o [m] | M_o [kNm/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
|--------------------------------|-------------------------------|--------------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|---------------|
| Fondazione c.a. | 25 | 175.00 | -3.50 | 0.50 | -612.50 | 0.00 | 0.50 | 0.00 |
| Paramento c.a. | 25 | 197.75 | -5.00 | 4.96 | -988.75 | -1.50 | 4.96 | -296.63 |
| FOA | | 0.00 | -5.00 | 0.00 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 |
| Zavorra lato monte (costante) | 20 | 237.30 | -6.25 | 4.96 | -1483.13 | -2.75 | 4.96 | -652.58 |
| Zavorra lato monte (inclinato) | 20 | 0.00 | -6.50 | 8.91 | 0.00 | -3.00 | 8.91 | 0.00 |
| Zavorra lato valle | 20 | 369.00 | -2.25 | 3.05 | -830.25 | 1.25 | 3.05 | 461.25 |
| Dente di fondazione | 25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.50 | 0.00 | 0.00 |
| Sicurvia | | 0.00 | -5.00 | 9.91 | 0.00 | -1.50 | 9.91 | 0.00 |
| Totale | | 979 | | | -3915 | | | -488 |

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

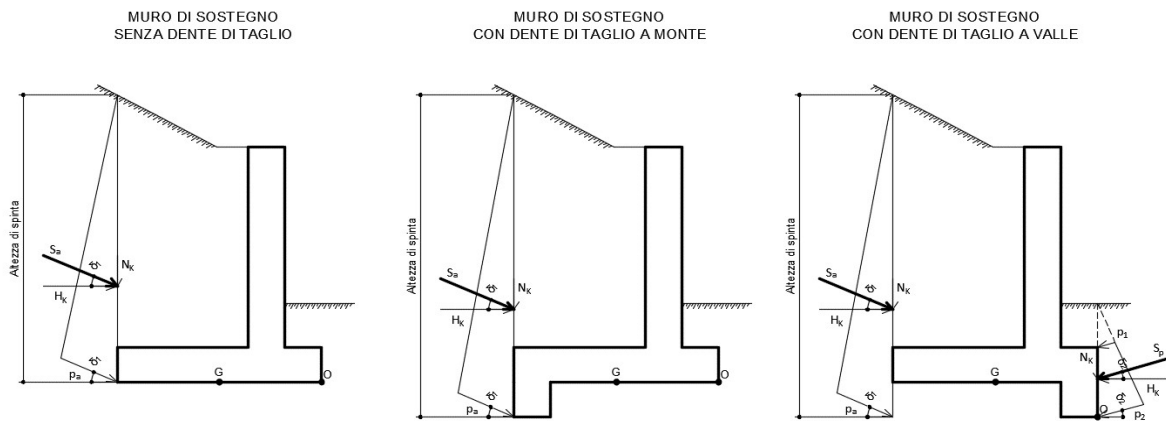


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.91

| Comb. | k_a | S_{ta} [kN/m] | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_o [m] | y_o [m] | M_o [kNm/m] |
|-------|-------|-----------------|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|
| M1 | 0.244 | 194.03 | 76.85 | 178.16 | -7.00 | 2.97 | -8.82 |

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

| Comb. | k_p | $p1$ [kN/mq] | $p2$ [kN/mq] | S_p [kN/m] | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_o [m] | y_o [m] | M_k [kNm/m] |
|-------|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|
| M1 | 1.89 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

- Totale (componente attiva + passiva)

| Comb. | S_t [kN/m] | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | M_o [kNm/m] |
|-------|--------------|--------------|--------------|---------------|
| M1 | 194.03 | 76.85 | 178.16 | -8.82 |

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.91

| Comb. | S_{ta} [kN/m] | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
|-------|-----------------|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|
| M1 | 194.03 | 76.85 | 178.16 | -3.50 | 2.97 | 260.16 |

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

| Comb. | k_p | $S1$ [kN/mq] | $S2$ [kN/mq] | S_p [kN/m] | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_k [kNm/m] |
|-------|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|
| M1 | 1.89 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

- Totale (componente attiva + passiva)

| Comb. | S_t [kN/m] | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | M_G [kNm/m] |
|-------|--------------|--------------|--------------|---------------|
| M1 | 194.03 | 76.85 | 178.16 | 260.16 |

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

Capacità portante

- Componente attiva H_{SPINTA_ATT} [m] 8.91

| Comb. | S ₁₀ [kN/m] | N _k [kN/m] | H _k [kN/m] | x _G [m] | y _G [m] | M _G [kNm/m] |
|-------|------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|------------------------|
| M1 | 194.03 | 76.85 | 178.16 | -3.50 | 2.97 | 260.16 |

- Componente passiva H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

| Comb. | k ₀ | S1 [kN/mq] | S2 [kN/mq] | S _p [kN/m] | N _k [kN/m] | H _k [kN/m] | x _G [m] | y _G [m] | M _k [kNm/m] |
|-------|----------------|------------|------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|------------------------|
| M1 | 1.89 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

- Totale (componente attiva + passiva)

| Comb. | S _i [kN/m] | N _k [kN/m] | H _k [kN/m] | M _O [kNm/m] |
|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|
| M1 | 194.03 | 76.85 | 178.16 | 260.16 |

(C2b): Spinta delle terre per verifiche strutturali

A favore di sicurezza, non si considera la componente verticale nelle verifiche strutturali della soletta di fondazione - Attenzione: è stato posto un coefficiente pari a 0 nel calcolo di N_k

H_{SPINTA} [m] 8.91

| Comb. | k ₀ | S ₁₀ [kN/m] | N _k [kN/m] | H _k [kN/m] | x _G [m] | y _G [m] | M _G [kNm/m] |
|-------|----------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|------------------------|
| M1 | 0.426 | 338.53 | 0.00 | 338.53 | -3.50 | 2.97 | 1005.43 |

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

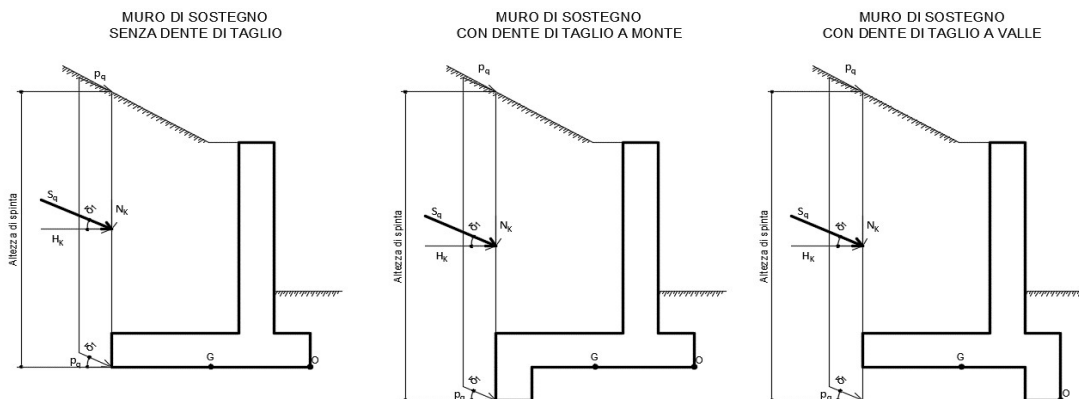


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

| N _k [kN/m] | x _O [m] | M _O [kNm/m] | x _G [m] | M _G [kNm/m] |
|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|------------------------|
| 30.00 | -6.25 | -187.50 | -2.75 | -82.50 |

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a) H_{SPINTA} [m] 8.91

| Comb. | k _a | S _{qa} [kN/m] | N _k [kN/m] | H _k [kN/m] | x _O [m] | y _O [m] | M _O [kNm/m] |
|-------|----------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|------------------------|
| M1 | 0.244 | 43.55 | 17.25 | 39.99 | -7.00 | 4.46 | 57.41 |

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a) H_{SPINTA} [m] 8.91

| Comb. | S _{qa} [kN/m] | N _k [kN/m] | H _k [kN/m] | x _G [m] | y _G [m] | M _G [kNm/m] |
|-------|------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|------------------------|
| M1 | 43.55 | 17.25 | 39.99 | -3.50 | 4.46 | 117.79 |

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 8.91

| Comb. | k ₀ | S _{q0} [kN/m] | N _k [kN/m] | H _k [kN/m] | x _G [m] | y _G [m] | M _G [kNm/m] |
|-------|----------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|------------------------|
| M1 | 0.426 | 75.99 | 0.00 | 75.99 | -3.50 | 4.46 | 338.53 |

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

Verifiche geotecniche e strutturali

Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare

| N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_o [m] | y_o [m] | M_o [kNm/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|---------------|
| 0.00 | 0.00 | -5.00 | 0.00 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 |

(C4): Urto veicolo in svio

(da piano stradale)

| | |
|------------|----------------|
| H_k [kN] | H_{URTO} [m] |
| 82.28 | 1.00 |

come da Linee Guida ASP1 come da NTC2018

| n° montanti | $i_{mont.}$ [m] | L_{diff_muro} [m] | L_{concio} [m] | L_{diff} [m] | H_k [kN/m] | y_o [m] | M_o [kNm/m] |
|-------------|------------------------|------------------------|------------------|----------------|--------------|-----------|---------------|
| 3.00 | 1.50 | 12.01 | 10.00 | 10.00 | 24.68 | 9.91 | 244.62 |
| n° montanti | L_{diff_concio} [m] | L_{diff_parete} [m] | L_{concio} [m] | L_{diff} [m] | H_k [kN/m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
| 3.00 | 1.50 | 12.01 | 10.00 | 10.00 | 24.68 | 9.91 | 244.62 |

(C5): Azione del vento

| H_{FOA} [m] | $H_{FOA_agg.}$ [m] | Incl. agg. [°] | Verso | H_{VENTO} [m] | p [kN/m ²] |
|---------------|---------------------|----------------|-----------|-----------------|--------------------------|
| 0.00 | 0.00 | 0 | da strada | 0.00 | 0.00 |

| N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] | x_o [m] | y_o [m] | M_o [kNm/m] |
|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|---------------|
| 0.00 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | -5.00 | 0.00 | 0.00 |

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

| | | | |
|-------|-------|-------|-------|
| k_h | 0.112 | k_v | 0.056 |
|-------|-------|-------|-------|

(dente di taglio: si considera unicamente il contributo verticale)

Sisma diretto verso l'alto: - k_v

| Descrizione | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_o [m] | y_o [m] | M_o [kNm/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
|--------------------------------|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|---------------|
| Fondazione c.a. | -9.83 | 19.66 | -3.50 | 0.50 | 44.25 | 0.00 | 0.50 | 9.83 |
| Paramento c.a. | -11.11 | 22.22 | -5.00 | 4.96 | 165.66 | -1.50 | 4.96 | 126.77 |
| FOA | 0.00 | 0.00 | -5.00 | 0.00 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 |
| Zavorra lato monte (costante) | -13.33 | 26.67 | -6.25 | 4.96 | 215.45 | -2.75 | 4.96 | 168.79 |
| Zavorra lato monte (inclinato) | 0.00 | 0.00 | -6.50 | 8.91 | 0.00 | -3.00 | 8.91 | 0.00 |
| Zavorra lato valle | -20.73 | 0.00 | -2.25 | 3.05 | 46.65 | 1.25 | 3.05 | -25.92 |
| Dente di fondazione | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.50 | 0.00 | 0.00 |
| Sicurvia | 0.00 | 0.00 | -5.00 | 9.91 | 0.00 | -1.50 | 9.91 | 0.00 |
| Totale | -55 | 69 | | | 472 | | | 279 |

Sisma diretto verso il basso: + k_v

| Descrizione | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_o [m] | y_o [m] | M_o [kNm/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
|--------------------------------|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|---------------|
| Fondazione c.a. | 9.83 | 19.66 | -3.50 | 0.50 | -24.58 | 0.00 | 0.50 | 9.83 |
| Paramento c.a. | 11.11 | 22.22 | -5.00 | 4.96 | 54.55 | -1.50 | 4.96 | 93.44 |
| FOA | 0.00 | 0.00 | -5.00 | 0.00 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 |
| Zavorra lato monte (costante) | 13.33 | 26.67 | -6.25 | 4.96 | 48.80 | -2.75 | 4.96 | 95.46 |
| Zavorra lato monte (inclinato) | 0.00 | 0.00 | -6.50 | 8.91 | 0.00 | -3.00 | 8.91 | 0.00 |
| Zavorra lato valle | 20.73 | 0.00 | -2.25 | 3.05 | -46.65 | 1.25 | 3.05 | 25.92 |
| Dente di fondazione | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.50 | 0.00 | 0.00 |
| Sicurvia | 0.00 | 0.00 | -5.00 | 9.91 | 0.00 | -1.50 | 9.91 | 0.00 |
| Totale | 55 | 69 | | | 32 | | | 225 |

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

La componente dinamica della spinta delle terre è calcolata in riferimento alla componente statica valutata, a favore di sicurezza, in regime di spinta attiva.

SPINTA TOTALE DELLE TERRE IN CONDIZIONI DINAMICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA - METODO PSEUDO-STATICO DI MONONOBÉ OKABE

SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

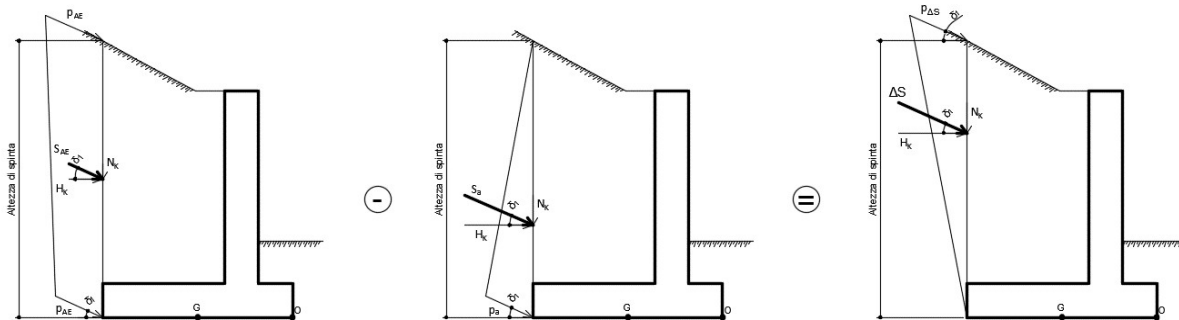


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muri andatori

Ribaltamento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

| Comb. | k_{a_sism} | S_a [kN/m] | k_{AE} | S_{AE} [kN/m] | ΔS [kN/m] |
|-------|---------------|--------------|-----------|-----------------|-------------------|
| M1 | 0.24 | 194.03 | 0.370 | 269.32 | 75.29 |
| Comb. | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_O [m] | y_O [m] | M_O [kNm/m] |
| M1 | 29.82 | 69.13 | -7.00 | 4.46 | 99.24 |

Sisma diretto verso il basso: + kv

| Comb. | k_{a_sism} | S_a [kN/m] | k_{AE} | S_{AE} [kN/m] | ΔS [kN/m] |
|-------|---------------|--------------|-----------|-----------------|-------------------|
| M1 | 0.24 | 194.03 | 0.347 | 298.74 | 104.71 |
| Comb. | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_O [m] | y_O [m] | M_O [kNm/m] |
| M1 | 41.47 | 96.15 | -7.00 | 4.46 | 138.02 |

Scorrimento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

| Comb. | k_{a_sism} | S_a [kN/m] | k_{AE} | S_{AE} [kN/m] | ΔS [kN/m] |
|-------|---------------|--------------|-----------|-----------------|-------------------|
| M1 | 0.24 | 194.03 | 0.320 | 239.45 | 45.42 |
| Comb. | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
| M1 | 17.99 | 41.70 | -3.50 | 4.46 | 122.82 |

Sisma diretto verso il basso: + kv

| Comb. | k_{a_sism} | S_a [kN/m] | k_{AE} | S_{AE} [kN/m] | ΔS [kN/m] |
|-------|---------------|--------------|-----------|-----------------|-------------------|
| M1 | 0.24 | 194.03 | 0.311 | 260.40 | 66.37 |
| Comb. | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
| M1 | 26.29 | 60.94 | -3.50 | 4.46 | 179.48 |

Capacità portante

Sisma diretto verso l'alto: - kv

| Comb. | k_{a_sism} | S_a [kN/m] | k_{AE} | S_{AE} [kN/m] | ΔS [kN/m] |
|-------|---------------|--------------|-----------|-----------------|-------------------|
| M1 | 0.24 | 194.03 | 0.320 | 239.45 | 45.42 |
| Comb. | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
| M1 | 17.99 | 41.70 | -3.50 | 4.46 | 122.82 |

Sisma diretto verso il basso: + kv

| Comb. | k_{a_sism} | S_a [kN/m] | k_{AE} | S_{AE} [kN/m] | ΔS [kN/m] |
|-------|---------------|--------------|-----------|-----------------|-------------------|
| M1 | 0.24 | 194.03 | 0.311 | 260.40 | 66.37 |
| Comb. | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
| M1 | 26.29 | 60.94 | -3.50 | 4.46 | 179.48 |

Verifiche strutturali

Sisma diretto verso l'alto: - kv

| Comb. | k_{a_sism} | S_a [kN/m] | k_{AE} | S_{AE} [kN/m] | ΔS [kN/m] |
|-------|---------------|--------------|-----------|-----------------|-------------------|
| M1 | 0.24 | 194.03 | 0.320 | 239.45 | 45.42 |
| Comb. | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
| M1 | 0.00 | 45.42 | -3.50 | 4.46 | 202.33 |

Sisma diretto verso il basso: + kv

| Comb. | k_{a_sism} | S_a [kN/m] | k_{AE} | S_{AE} [kN/m] | ΔS [kN/m] |
|-------|---------------|--------------|-----------|-----------------|-------------------|
| M1 | 0.24 | 194.03 | 0.311 | 260.40 | 66.37 |
| Comb. | N_k [kN/m] | H_k [kN/m] | x_G [m] | y_G [m] | M_G [kNm/m] |
| M1 | 0.00 | 66.37 | -3.50 | 4.46 | 295.66 |

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

| Terreno spingente | |
|-------------------------------|-------|
| Parametro | M1 |
| γ [kN/m ³] | 20 |
| ϕ' [°] | 35.00 |
| ϕ' [rad] | 0.61 |
| δ_{es} [°] | 23.33 |
| δ_{es} [rad] | 0.41 |
| δ_{sism} [°] | 23.33 |
| δ_{sism} [rad] | 0.41 |
| β [°] | 0.00 |
| β [rad] | 0.00 |
| i [°] | 0.00 |
| i [rad] | 0.00 |
| k_0 | 0.426 |
| $k_{a\ es}$ | 0.244 |
| $k_{a\ sism}$ | 0.244 |

peso specifico
 angolo d'attrito interno
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=2/3\phi'$)
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=2/3\phi'$)
 angolo che la parete forma con la verticale
 inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale

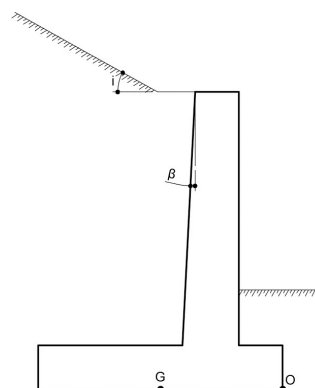


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

| Terreno di fondazione | |
|--------------------------------|-------|
| Parametro | M1 |
| γ' [kN/m ³] | 9 |
| ϕ' [°] | 26.00 |
| ϕ' [rad] | 0.45 |
| δ_{es} [°] | 13.00 |
| δ_{es} [rad] | 0.23 |
| δ_{sism} [°] | 13.00 |
| δ_{sism} [rad] | 0.23 |
| c' [kN/m ²] | 0.00 |
| c_{ul} [kN/m ²] | 56.00 |
| β [°] | 0.00 |
| β [rad] | 0.00 |
| i [°] | 0.00 |
| i [rad] | 0.00 |
| $k_{p\ es}$ | 3.787 |
| $k_{p\ es} (*)$ | 1.893 |

(terreno di riporto con caratteristiche migliorate - sarà da prevedersi la rimozione dello strato più superficiale relativo al deposito b_{nn})
 peso specifico sommerso
 angolo d'attrito interno
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=1/2\phi'$)
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=1/2\phi'$)
 coesione efficace
 resistenza non drenata
 condizioni di esercizio
 si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 97T (Via Zambellini - Via Stalingrado)**

Vita nominale: VN **50** anni

Classe d'uso: **IV**

CU **2**

Periodo di riferimento per azione sismica: VR **100** anni

| Parametri sismici: | Stato limite | Pv _R [anni] | T _R [anni] | a _g [g] | T _C * [sec] | F ₀ |
|--------------------|--------------|------------------------|-----------------------|--------------------|------------------------|----------------|
| | SLV | 0.1 | 949 | 0.213 | 0.307 | 2.439 |

Categoria di sottosuolo: **C**

Categoria topografica: **T1**

| Accelerazione massima attesa al sito | Stato limite | T _R [anni] | S _S | S _T | a _{max} [g] | a _g [m/s ²] |
|--------------------------------------|--------------|-----------------------|----------------|----------------|----------------------|------------------------------------|
| | SLV | 949 | 1.39 | 1.00 | 0.296 | 2.901 |

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

| | STR/GEO | RIB |
|---|---------|------|
| β | 0.38 | 0.57 |

β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)

| | | | |
|----------------------------------|----------------|-------|-------|
| Coefficiente sismico orizzontale | k _h | 0.112 | 0.169 |
| Coefficiente sismico verticale | k _v | 0.056 | 0.084 |

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

| | [°] | [rad] | [°] | [rad] |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|
| θ | 6.79 | 0.12 | 10.43 | 0.18 |
| δ _{sism_M1} | 23.33 | 0.41 | 23.33 | 0.41 |
| β | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| ψ | 90.00 | 1.57 | 90.00 | 1.57 |
| φ' _d - M1 | 35.00 | 0.61 | 35.00 | 0.61 |

| | | | |
|---------------------------|----------------------|-------|-------|
| β ≤ (φ' _d - θ) | k _{AE} - M1 | 0.320 | 0.370 |
| β > (φ' _d - θ) | k _{AE} - M1 | 0.90 | 1.012 |

| | | |
|----------------------------|--------------|--------------|
| k_{AE} - M1 | 0.320 | 0.370 |
|----------------------------|--------------|--------------|

Sisma diretto verso il basso: + kv

| | [°] | [rad] | [°] | [rad] |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|
| θ | 6.07 | 0.11 | 8.84 | 0.15 |
| δ _{sism_M1} | 23.33 | 0.41 | 23.33 | 0.41 |
| β | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| ψ | 90.00 | 1.57 | 90.00 | 1.57 |
| φ' _d - M1 | 35.00 | 0.61 | 35.00 | 0.61 |

| | | | |
|---------------------------|----------------------|------|-------|
| β ≤ (φ' _d - θ) | k _{AE} - M1 | 0.31 | 0.347 |
| β > (φ' _d - θ) | k _{AE} - M1 | 0.88 | 0.963 |

| | | |
|----------------------------|--------------|--------------|
| k_{AE} - M1 | 0.311 | 0.347 |
|----------------------------|--------------|--------------|

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

VERIFICHE GEOTECNICHE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

| | C1 | | | C2a | | | C3 - componente verticale | | |
|---------------------------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|---------------------------|-----------|-----------|
| | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] |
| A1+M1+R3 | 979 | 0 | -3915 | 77 | 178 | -9 | 30 | 0 | -188 |
| C3 - componente orizzontale (a) | | | C3 - FOA | | | C4 | | | |
| N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | |
| A1+M1+R3 | 17 | 40 | 57 | 0 | 0 | 0 | 0 | 25 | 245 |
| C5 | | | CS1 (-kV) | | | CS1 (+kV) | | | |
| N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | |
| A1+M1+R3 | 0 | 0 | 0 | -55 | 69 | 708 | 55 | 69 | 48 |
| CS2 (-kV) | | | CS2 (+kV) | | | | | | |
| N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | | | | |
| A1+M1+R3 | 30 | 69 | 99 | 41 | 96 | 138 | | | |

VERIFICA A RIBALTAMENTO (A1 + M1 + R3)

| Carico | SLU-1 | SLU-2 | SISM-1 | SISM-2 | ECC |
|----------------|-------|-------|--------|--------|------|
| C1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| C2a | 1.30 | 1.30 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| C3 - vert. | 0.00 | 0.00 | 0.20 | 0.20 | 0.00 |
| C3 - oriz. (a) | 1.50 | 1.13 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| C3 - FOA | 1.50 | 1.13 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| C4 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| C5 | 0.90 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS1 (-kV) | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS1 (+kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| CS2 (-kV) | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS2 (+kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |

(C1): Pesi propri - strutturali e non
 (C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche
 (C3): Sovraccarico accidentale
 (C4): Urto veicolo in svio
 (C5): Azione del vento
 (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
 (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

| | | | | | |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| M_{stab} [kNm/m] | -3915 | -3915 | -3952 | -3952 | -3915 |
| M_{rib} [kNm/m] | 75 | 53 | 810 | 189 | 247 |
| γ_R | 1.15 | 1.15 | 1.00 | 1.00 | 1.15 |
| FS (≥ 1) | 45.60 | 64.08 | 4.88 | 20.93 | 13.77 |

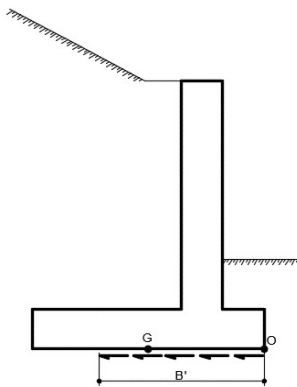
Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Comessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

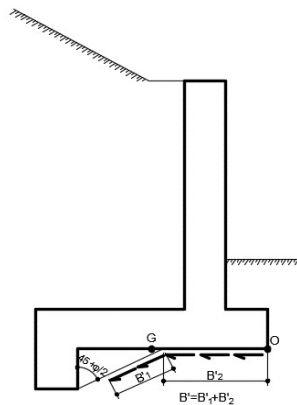
| | C1 | | | C2a | | | C3 - componente verticale | | |
|----------|---------------------------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|---------------------------|----------|-----------|
| | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] |
| A1+M1+R3 | 979 | 0 | -488 | 77 | 178 | 260 | 30 | 0 | -83 |
| | C3 - componente orizzontale (a) | | | C3 - FOA | | | C4 | | |
| | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] |
| A1+M1+R3 | 17 | 40 | 118 | 0 | 0 | 0 | 0 | 25 | 245 |
| | C5 | | | CS1 (-kV) | | | CS1 (+kV) | | |
| | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] |
| A1+M1+R3 | 0 | 0 | 0 | -55 | 69 | 279 | 55 | 69 | 225 |
| | CS2 (-kV) | | | CS2 (+kV) | | | | | |
| | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | N [kN/m] | H [kN/m] | M [kNm/m] | | | |
| A1+M1+R3 | 18 | 42 | 123 | 26 | 61 | 179 | | | |

VERIFICA A SCORRIMENTO

MURO DI SOSTEGNO
SENZA DENTE DI TAGLIO



MURO DI SOSTEGNO
CON DENTE DI TAGLIO A MONTE



MURO DI SOSTEGNO
CON DENTE DI TAGLIO A VALLE

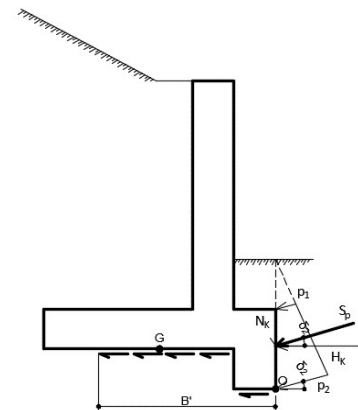


Figura 8 - Resistenza a scorrimento considerata per i diversi casi

| Carico | SLU-1-A1 | SLU-2-A1 | SISM-1-A1 | SISM-2-A1 | ECC-A1 |
|-------------------------------------|----------|----------|-----------|-----------|--------|
| C1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| C2a | 1.30 | 1.30 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| C3 - vert. | 0.00 | 0.00 | 0.20 | 0.20 | 0.00 |
| C3 - oriz. (a) | 1.50 | 1.13 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| C3 - FOA | 1.50 | 1.13 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| C4 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| C5 | 0.90 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS1 (-kV) | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS1 (+kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| CS2 (-kV) | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| CS2 (+kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| | SLU-1-A1 | SLU-2-A1 | SISM-1-A1 | SISM-2-A1 | ECC-A1 |
| N _{Ed} [kN/m] | 1105 | 1098 | 1028 | 1147 | 1059 |
| H _{Ed} [kN/m] | 292 | 277 | 296 | 316 | 211 |
| M _{Ed} [kNm/m] | 27 | -17 | 182 | 183 | 40 |
| Comb. | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 |
| φ' [°] | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 |
| tanφ' | 0.49 | 0.49 | 0.49 | 0.49 | 0.49 |
| c' [kN/m ²] | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| c _u [kN/m ²] | 56.00 | 56.00 | 56.00 | 56.00 | 56.00 |
| B' [m] | 6.95 | 6.97 | 6.65 | 6.68 | 6.92 |
| R _{Ed} [kN/m] | 389 | 390 | 372 | 374 | 388 |
| γ _R | 1.10 | 1.10 | 1.00 | 1.00 | 1.10 |
| FS (≥1) | 1.21 | 1.28 | 1.26 | 1.19 | 1.67 |

- (C1): Pesi propri - strutturali e non
- (C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche
- (C3): Sovraccarico accidentale
- (C4): Urto veicolo in svio
- (C5): Azione del vento
- (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
- (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

| | Carico | SLU-1-A1 | SLU-2-A1 | SLU-3-A1 | SLU-4-A1 | SISM-1-A1 | SISM-2-A1 | ECC-1-A1 | ECC-2-A1 |
|---|----------------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|----------|----------|
| (C1): Pesi propri - strutturali e non | C1 | 1.00 | 1.30 | 1.00 | 1.30 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| (C2a): Spinta terre - verifiche geo | C2a | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| (C3): Sovraccarico accidentale | C3 - vert. | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.13 | 0.20 | 0.20 | 0.00 | 0.20 |
| | C3 - oriz. (a) | 1.50 | 1.50 | 1.13 | 1.13 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| | C3 - FOA | 1.50 | 1.50 | 1.13 | 1.13 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| (C4): Urto veicolo in svio | C4 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| (C5): Azione del vento | C5 | 0.90 | 0.90 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non | CS1 (-kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | CS1 (+kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| | CS2 (-kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| (CS2): Spinta (dinamica) delle terre | CS2 (+kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |

Azioni di calcolo

| Comb. | SLU-1-A1 | SLU-2-A1 | SLU-3-A1 | SLU-4-A1 | SISM-1-A1 | SISM-2-A1 | ECC-1-A1 | ECC-2-A1 |
|------------------------------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|----------|----------|
| N_{Ed}[kN/m] | 1105 | 1444 | 1098 | 1426 | 1028 | 1147 | 1059 | 1065 |
| M_{Ed}[kNm/m] | 27 | -243 | -17 | -256 | 182 | 183 | 40 | 24 |
| V_{Ed}[kN/m] | 292 | 292 | 277 | 277 | 296 | 316 | 211 | 211 |

Dimensioni geometriche fondazione

| | | | | | | | | |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| D [m] | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| a [m] | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| L [m] | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 |
| B [m] | 7.00 | 7.00 | 7.00 | 7.00 | 7.00 | 7.00 | 7.00 | 7.00 |
| e _t [m] | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| e _B [m] | 0.02 | 0.17 | 0.02 | 0.18 | 0.18 | 0.16 | 0.04 | 0.02 |
| L' [m] | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 |
| B' [m] | 6.95 | 6.66 | 6.97 | 6.64 | 6.65 | 6.68 | 6.92 | 6.96 |

Parametri geotecnici terreno di fondazione

| | | | | | | | | |
|-------------------------------------|---------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Peso proprio del terreno di riporto | γ_i [kN/m ³] | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Peso proprio dell'acqua | γ_w [kN/m ³] | 9.81 | 9.81 | 9.81 | 9.81 | 9.81 | 9.81 | 9.81 |
| Peso som. - Terreno di riporto | γ'_i [kN/m ³] | 10.19 | 10.19 | 10.19 | 10.19 | 10.19 | 10.19 | 10.19 |
| Peso som. - Terreno di fondazione | γ'_2 [kN/m ³] | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 |
| Angolo d'attrito | ϕ' [°] | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 |
| Coesione efficace | c' [kN/m ²] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Set di coefficienti parziali | | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 |
| Peso proprio - Terreno di riporto | $\gamma_{1, M1}$ [kN/m ³] | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Peso som. - Terreno di fondazione | $\gamma_{2, M1}$ [kN/m ³] | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 |
| Angolo d'attrito fattorizzato | $\phi'_{, M1}$ [°] | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 |
| | $\phi'_{, M1}$ [rad] | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 |
| Coesione efficace fattorizzata | $c'_{, M1}$ [kN/m ²] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Fattori di capacità portante

| | | | | | | | | |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| N _v | 12.54 | 12.54 | 12.54 | 12.54 | 12.54 | 12.54 | 12.54 | 12.54 |
| N _c | 22.25 | 22.25 | 22.25 | 22.25 | 22.25 | 22.25 | 22.25 | 22.25 |
| N _q | 11.85 | 11.85 | 11.85 | 11.85 | 11.85 | 11.85 | 11.85 | 11.85 |

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

| | | | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| s _v | 0.72 | 0.73 | 0.72 | 0.73 | 0.73 | 0.73 | 0.72 | 0.72 |
| s _c | 1.37 | 1.35 | 1.37 | 1.35 | 1.35 | 1.36 | 1.37 | 1.37 |
| s _q | 1.34 | 1.32 | 1.34 | 1.32 | 1.32 | 1.33 | 1.34 | 1.34 |

Fattori di profondità

(per $\phi > 0$)

| | | | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| d _v | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| d _c | 1.07 | 1.08 | 1.07 | 1.08 | 1.08 | 1.08 | 1.07 | 1.07 |
| d _q | 1.07 | 1.07 | 1.07 | 1.07 | 1.07 | 1.07 | 1.07 | 1.07 |

Fattori di inclinazione del carico

(per $c > 0$ e $\phi > 0$)

| | | | | | | | | |
|----------------|-------|------|------|------|------|------|------|------|
| m _B | 1.59 | 1.60 | 1.59 | 1.60 | 1.60 | 1.60 | 1.59 | 1.59 |
| m _i | 1.41 | 1.40 | 1.41 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.41 | 1.41 |
| θ [°] | 90.00 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 |
| m | 1.59 | 1.60 | 1.59 | 1.60 | 1.60 | 1.60 | 1.59 | 1.59 |
| i _v | 0.45 | 0.56 | 0.47 | 0.57 | 0.41 | 0.43 | 0.56 | 0.56 |
| i _c | 0.58 | 0.67 | 0.60 | 0.68 | 0.54 | 0.56 | 0.68 | 0.68 |
| i _q | 0.61 | 0.70 | 0.63 | 0.71 | 0.58 | 0.60 | 0.70 | 0.70 |

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

Fattori di inclinazione del piano di posa

| | | | | | | | | | |
|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| b_y | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| b_c | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| b_q | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Fattori di inclinazione del piano campagna

| | | | | | | | | | |
|--------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $w [^\circ]$ | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| g_y | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| g_c | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| g_q | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

| | | | | | | | | | |
|------------------------------------|--------------------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|----------|----------|
| | $q_{lim} [kN/m^2]$ | 440 | 505 | 454 | 514 | 406 | 421 | 515 | 518 |
| Set di coefficienti parziali | | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 |
| | γ_R | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.20 | 1.20 | 1.40 | 1.40 |
| $q = q_{lim} / \gamma_R$ | $q [kN/m^2]$ | 314 | 360 | 324 | 367 | 338 | 351 | 368 | 370 |
| $Q = q \times B' \times L'$ | $Q [kN]$ | 21848 | 24011 | 22607 | 24358 | 22485 | 23424 | 25491 | 25718 |
| $FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$ | FS | 1.98 | 1.66 | 2.06 | 1.71 | 2.19 | 2.04 | 2.41 | 2.41 |
| | | (>1) | (>1) | (>1) | (>1) | (>1) | (>1) | (>1) | (>1) |
| Comb. | | SLU-1-A1 | SLU-2-A1 | SLU-3-A1 | SLU-4-A1 | SISM-1-A1 | SISM-2-A1 | ECC-1-A1 | ECC-2-A1 |

Cliente: | Potenzamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE

| | Carico | SLU-1-A1 | SLU-2-A1 | SLU-3-A1 | SLU-4-A1 | SISM-1-A1 | SISM-2-A1 | ECC-1-A1 | ECC-2-A1 |
|---|----------------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|----------|----------|
| (C1): Pesi propri - strutturali e non | C1 | 1.00 | 1.30 | 1.00 | 1.30 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| (C2a): Spinta terre - verifiche geo | C2a | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| | C3 - vert. | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.13 | 0.20 | 0.20 | 0.00 | 0.20 |
| (C3): Sovraccarico accidentale | C3 - oriz. (a) | 1.50 | 1.50 | 1.13 | 1.13 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| | C3 - FOA | 1.50 | 1.50 | 1.13 | 1.13 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| (C4): Urto veicolo in svio | C4 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| (C5): Azione del vento | C5 | 0.90 | 0.90 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non | CS1 (-kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | CS1 (+kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| (CS2): Spinta (dinamica) delle terre | CS2 (-kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | CS2 (+kV) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |

Azioni di calcolo

| Comb. | SLU-1-A1 | SLU-2-A1 | SLU-3-A1 | SLU-4-A1 | SISM-1-A1 | SISM-2-A1 | ECC-1-A1 | ECC-2-A1 |
|-------------------------------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|----------|----------|
| N_{Ed} [kN/m] | 1105 | 1444 | 1098 | 1426 | 1028 | 1147 | 1059 | 1065 |
| M_{Ed} [kNm/m] | 27 | -243 | -17 | -256 | 182 | 183 | 40 | 24 |
| V_{Ed} [kN/m] | 292 | 292 | 277 | 277 | 296 | 316 | 211 | 211 |

Dimensioni geometriche fondazione

| | | | | | | | | |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| D [m] | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| L [m] | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 |
| B [m] | 7.00 | 7.00 | 7.00 | 7.00 | 7.00 | 7.00 | 7.00 | 7.00 |
| e _L [m] | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| e _B [m] | 0.02 | 0.17 | 0.02 | 0.18 | 0.18 | 0.16 | 0.04 | 0.02 |
| L' [m] | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 |
| B' [m] | 6.95 | 6.66 | 6.97 | 6.64 | 6.65 | 6.68 | 6.92 | 6.96 |

Parametri geotecnici terreno di fondazione

| | | | | | | | | |
|-------------------------------------|---------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| Peso proprio del terreno di riporto | γ_1 [kN/m ³] | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Peso som. - Terreno di fondazione | γ_2 [kN/m ³] | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 |
| Angolo d'attrito | φ' [°] | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 |
| Coesione efficace | c' [kN/m ²] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Coesione non drenata | c_u [kN/m ²] | 56 | 56 | 56 | 56 | 56 | 56 | 56 |
| Set di coefficienti parziali | | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 | M1 |
| Peso proprio del terreno di riporto | $\gamma_{1, Mi}$ [kN/m ³] | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Peso som. - Terreno di fondazione | $\gamma_{2, Mi}$ [kN/m ³] | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 | 9 |
| Angolo d'attrito fattorizzato | φ'_{Mi} [°] | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 | 26 |
| | φ'_{Mi} [rad] | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 |
| Coesione efficace fattorizzata | c'_{Mi} [kN/m ²] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Coesione non drenata fattorizzata | $c_{u, Mi}$ [kN/m ²] | 56 | 56 | 56 | 56 | 56 | 56 | 56 |

Fattori di capacità portante

| | | | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| N _v | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| N _c | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 | 5.14 |
| N _q | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

| | | | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| s _v | 0.72 | 0.73 | 0.72 | 0.73 | 0.73 | 0.73 | 0.72 | 0.72 |
| s _c | 1.14 | 1.13 | 1.14 | 1.13 | 1.13 | 1.13 | 1.13 | 1.14 |
| s _q | 1.34 | 1.32 | 1.34 | 1.32 | 1.32 | 1.33 | 1.34 | 1.34 |

Fattori di profondità

(per $\varphi=0$)

| | | | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| d _v | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| d _c | 1.09 | 1.09 | 1.09 | 1.09 | 1.09 | 1.09 | 1.09 | 1.09 |
| d _q | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Fattori di inclinazione del carico

(per $\varphi=0$)

| | | | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| m _B | 1.59 | 1.60 | 1.59 | 1.60 | 1.60 | 1.60 | 1.59 | 1.59 |
| m _L | 1.41 | 1.40 | 1.41 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.41 | 1.41 |
| θ [°] | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 |
| m | 1.59 | 1.60 | 1.59 | 1.60 | 1.60 | 1.60 | 1.59 | 1.59 |
| i _v | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| i _c | 0.98 | 0.98 | 0.98 | 0.98 | 0.98 | 0.97 | 0.98 | 0.98 |
| i _q | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

Fattori di inclinazione del piano di posa

| | | | | | | | | | |
|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| b_v | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| b_c | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| b_q | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Fattori di inclinazione del piano campagna

| | | | | | | | | | |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| w [°] | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| g_v | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| g_c | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| g_q | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

| | | | | | | | | | |
|------------------------------|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | q_{lim} [kN/m ²] | 387 | 386 | 387 | 386 | 385 | 385 | 389 | 389 |
| Set di coefficienti parziali | | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 | R3 |
| | γ_R | 1.4 | 1.4 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.2 | 1.4 | 1.4 |
| $q = q_{lim} / \gamma_R$ | q [kN/m ²] | 276 | 275 | 277 | 276 | 321 | 321 | 278 | 278 |
| $Q = q \times B' \times L'$ | Q [kN] | 19211 | 18350 | 19284 | 18304 | 21344 | 21428 | 19242 | 19336 |

| | | | | | | | | | |
|------------------------------------|-------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|----------|----------|
| $FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$ | FS | 1.74 | 1.27 | 1.76 | 1.28 | 2.08 | 1.87 | 1.82 | 1.81 |
| | | (>1) | (>1) | (>1) | (>1) | (>1) | (>1) | (>1) | (>1) |
| | Comb. | SLU-1-A1 | SLU-2-A1 | SLU-3-A1 | SLU-4-A1 | SISM-1-A1 | SISM-2-A1 | ECC-1-A1 | ECC-2-A1 |