

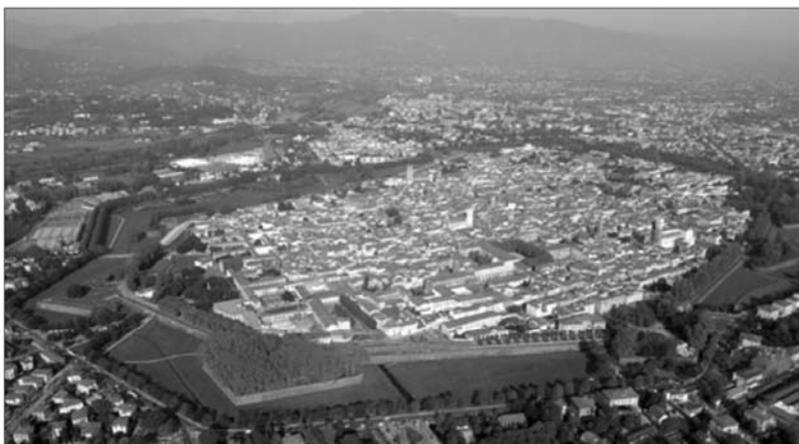


CITTA' DI LUCCA

Le ali alle tue idee



UNIONE EUROPEA  
FONDO EUROPEO  
DI SVILUPPO REGIONALE



REPUBBLICA ITALIANA

INTERVENTO DI RESTAURO DELL' EX CONVENTO DI SAN DOMENICO -  
EX MANIFATTURA TABACCHI

*Centro di competenza di tecnologie, arti e spettacolo*

PROGETTO STRUTTURALE  
PROGETTO ESECUTIVO

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI IMPRESE

UNIECO SOC. COOP.  
via Meuccio Ruini, 10 - 42124 - Reggio Emilia (RE) (Mandataria)

IMPRESA COSTRUZIONI EDILI E STRADALI DR. ING. MICHELE BIANCHI & C. srl  
via D. Chelini, 39 - 55100 - Lucca (LU) (Mandante)

R.A.M.A. srl  
vl. Castracani, 600 - 55100 - Lucca (Mandante)

MARTINELLI IMPIANTI  
via del Poggetto 439/h S. Anna - 55100 - Lucca (LU) (Mandante)

**Ing. BRUNO PERSICHETTI**  
ORDINE INGEGNERI della Provincia di PISA  
N° 1121 Sezione A  
INGEGNERE CIVILE E AMBIENTALE  
INDUSTRIALE, DELL'INFORMAZIONE

PROGETTO

COORDINAMENTO GENERALE  
A.I.C.E. Consulting S.r.l. con sede in via G. Boccaccio, 20 - 56010 - Ghezzano (PI)  
Pietro Carlo Pellegrini Architetto, via di Vicopelago, 3129 - Pozzuolo - 55100 Lucca (LU)

ARCHITETTONICO  
Pietro Carlo Pellegrini Architetto, via di Vicopelago, 3129 - Pozzuolo - 55100 Lucca (LU)

STRUTTURALE, IMPIANTI MECCANICI, ELETTRICI, PREVENZIONE INCENDI  
e COORDINAMENTO SICUREZZA FASE PROGETTAZIONE  
A.I.C.E. Consulting S.r.l. con sede in via G. Boccaccio, 20 - 56010 - Ghezzano (PI)

CONSULENTE PROGETTO RESTAURO  
Eugenio Vassallo Architetto, via Sandro Gallo, 54 - 30126 - Venezia Lido (VE)

CONSULENTE PROGETTO STRUTTURALE  
Massimo Dringoli Ingegnere, Lungarno Simonelli, 10 - 56126 - Pisa (PI)

CONSULENTE PROGETTO ARCHITETTONICO  
Alessandro Franco Architetto, RCF & P., c.so F.lli Cervi, 51 - 47838 - Riccione (RN)

Comune di Lucca  
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Mauro Di Bugno

RELAZIONE GEOTECNICA

edificio

AS

elaborato

ST.REL.04

FILE :

1010-PE-ST-RGT-RelGeotecn-Arte\_spettacolo.docx

DATA : Settembre 2013

REV : 0



COMPETITIVITÀ  
DINAMISMO  
INNOVAZIONE

www.regione.toscana.it/creo

QUALITÀ

0	Settembre 2013	Prima emissione	MDC	FR	BP
Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Validato

## INDICE

1	SOMMARIO .....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	7
3.1	Morfologia .....	7
3.2	Organismo strutturale .....	7
3.3	Stato di conservazione e degrado .....	9
3.4	Norme impiegate per la redazione del progetto originario .....	9
3.5	Classificazione sismica .....	9
3.6	Documentazione di progetto .....	9
4	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI .....	10
4.1	Tipologia di intervento .....	12
5	CARATTERISTICHE DELL'OPERA .....	13
5.1	Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica (§ 2.4 NTC) .....	13
6	VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE (GEO) .....	15
6.1	Studio geologico e Indagini geognostiche .....	15
6.2	Descrizione dell'area .....	15
6.3	Descrizione delle opere di fondazione dell'edificio esistente .....	16
6.4	Descrizione delle fondazioni delle nuove strutture (vani ascensore e scale) .....	16
6.5	Stratigrafia .....	16
6.6	Caratterizzazione geotecnica del terreno .....	17
6.7	Suscettibilità alla liquefazione .....	17
6.8	Categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica (§ 3.2.2 NTC) .....	17
6.9	Coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.2 NTC) .....	18
6.10	Verifica delle fondazioni dell'edificio esistente in muratura .....	18
6.11	Criteri di verifica delle fondazioni delle scale e dei vani ascensore .....	18
6.12	Verifica delle fondazioni delle scale e dei vani ascensore .....	19
6.12.1	<i>Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC)</i> .....	19
6.13	Verifica della fondazione della scala N. 1 .....	19
6.13.1	<i>Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC)</i> .....	19
6.13.2	<i>Verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa</i> .....	21
6.14	Verifica della fondazione della scala N. 2 .....	21
6.14.1	<i>Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC)</i> .....	21
6.14.2	<i>Verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa</i> .....	22
6.14.3	<i>Verifica allo stato limite ultimo per perdita di equilibrio della struttura dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento) (§ 6.2.3.2 NTC)</i> .....	23
6.15	Verifica della fondazione della scala N. 4 .....	23
6.16	Verifica della fondazione dell'ascensore #1 .....	24
6.16.1	<i>Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC)</i> .....	24
6.16.2	<i>Verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa</i> .....	25
6.16.3	<i>Verifica allo stato limite ultimo per perdita di equilibrio della struttura dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento) (§ 6.2.3.2 NTC)</i> .....	26
6.17	Verifica della fondazione dell'ascensore N. 4 .....	26
6.17.1	<i>Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC)</i> .....	26
6.17.2	<i>Verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa</i> .....	28
7	APPENDICE .....	29
7.1	Verifica fondazione profonda (micropali) colonne nuova copertura chiostro .....	29
7.1.1	<i>Capacità portante (SLU)</i> .....	29
7.1.2	<i>Calcolo del cedimento (SLE)</i> .....	32
7.2	Verifica fondazione superficiale scala N. 1 .....	33
7.2.1	<i>Combinazione per <math>N_{max}</math> CC14</i> .....	34
7.2.2	<i>Combinazione per <math>N_{min}</math> CCI</i> .....	38
7.3	Verifica fondazione superficiale scala N. 2 .....	42
7.3.1	<i>Combinazione per <math>N_{max}</math> CC13</i> .....	43

7.3.2	Combinazione per $N_{min}$ CC7.....	47
7.4	Verifica fondazione profonda (micropali) scala N.4 .....	51
7.4.1	Capacità portante CC15.....	51
7.4.2	Calcolo del cedimento.....	53
7.1	Verifica fondazione superficiale ascensore N. 1.....	54
7.1.1	Combinazione per $N_{max}$ CC13 .....	55
7.1.2	Combinazione per $N_{min}$ CC7.....	59
7.2	Verifica fondazione superficiale ascensore N. 4.....	63
7.2.1	Combinazione per $N_{max}$ CC1 .....	64
7.2.2	Combinazione per $N_{min}$ CC1.....	68
7.3	Verifica fondazione vasca antincendio.....	72
7.3.1	Verifica della capacità portante (SLU).....	72
7.3.2	Verifica dei cedimenti (SLE).....	79

## 1 SOMMARIO

La presente relazione riferisce delle **verifiche geotecniche** delle fondazioni delle nuove opere (nuove scale, nuovi vani ascensore, sottofondazione copertura chiostro ecc.) da eseguirsi nell'ambito dei lavori di restauro della **porzione ad angolo che si affaccia su via Vittorio Emanuele II e su Piazzale G.Verdi**, parte del complesso edilizio dell'ex Convento di San Domenico - ex "Manifattura Tabacchi".

In particolare si tratta degli ambienti dei piani terra, primo e secondo, con un'area a disposizione di circa 8000 mq, compresa la grande sala corrispondente al chiostro dell'antico convento domenicano. Essi ospiteranno il "*Centro di competenza di tecnologie, arti e spettacolo*".

Il tutto nell'ambito delle attività relative alla redazione del progetto esecutivo generale Pius Lucca Dentro, ai sensi dell'art.93 comma 5 del D.Lgs. 12 aprile 2006 n.163 (Codice dei Contratti Pubblici) e degli artt.35-45 del DPR 554/99 e s.m.i., nel rispetto delle indicazioni fornite dal progetto preliminare e definitivo.

L'obiettivo dello studio riportato nella presente relazione è quello di illustrare le ipotesi generali poste alla base del calcolo, i metodi di analisi seguiti, le modellazioni geotecniche effettuate e la sintesi dei risultati ottenuti.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico ed, in particolare, per la redazione del presente documento.

- **Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 431 del 19 giugno 2006** - *Riclassificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.09.2005 e Ord. Pc:m: 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. dell'11.05.2006*
- **Legge Regionale n.1 del 3 gennaio 2005** – *Norme per il governo del territorio*
- **Regolamento 09 febbraio 2007, n. 5/R** *Regolamento di attuazione del Titolo IV, capo III (Il territorio rurale), della legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1(Norme per il governo del territorio).*
- **Del. GRT n° 878 del 8.10.2012** *Aggiornamento della classificazione sismica della Regione Toscana*
- **Legge Regionale n.4 del 31 gennaio 2012** - *Modifiche alla legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio) e alla legge regionale 16 ottobre 2009, n. 58 (Norme in materia di prevenzione e riduzione del rischio sismico)*
- **Istruzioni tecniche D.2.9.** – *Per la redazione degli elaborati progettuali degli interventi di prevenzione e riduzione del rischio sismico degli edifici pubblici strategici e rilevanti-* Luglio 2011
  
- **D.P.R. 380/01**, *Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*
- **D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008**, **Norme tecniche per le costruzioni.**
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009**, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*
- **Direttiva Presidente Consiglio dei ministri del 9 febbraio 2011** – *Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008*
  
- **Linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali arredi e impianti** - *Dipartimento della Protezione Civile – Giugno 2009*
- **Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato** – *Dipartimento della Protezione Civile - Bozza Ottobre 2010*
- **Linee Guida per le "Modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili"** – *Dipartimento della Protezione Civile, Reluis et al. - Bozza Marzo 2010*

- **Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizione** – *Dipartimento della Protezione Civile - Bozza Ottobre 2010*

### 3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

#### 3.1 Morfologia

Il complesso sorge nella zona della “Cittadella”, una parte molto antica della città che deve il proprio nome al carattere militare datole dalle fortezze costruite qui da Castruccio Castracani prima e da Paolo Guinigi poi per essere smantellate nel 1430.

Nel 500 parte della zona viene adibita a deposito del grano gestito dall'*Ufficio dell'Abbondanza* che curerà anche la produzione e distribuzione del pane in città. Nello stesso periodo, ma su di un'altra parte del sito corrispondente all'attuale ala rivolta verso piazza della Magione, viene costruito un convento femminile domenicano.

Proprio la porzione in esame ingloba questo nucleo più antico (ex Convento di San Domenico) che si snoda attorno al caratteristico “chostro” cinto dal porticato voltato (volte a crociera) a pianta quadrata; è di fine ottocento invece la copertura *art nouveau* in acciaio poggiante su quattro pilastrini in ghisa dal caratteristico capitello in stile floreale.

Questa aggiunta come anche il secondo piano ed il terzo del lato Nord risalgono al periodo in cui l'edificio venne “inglobato” nel nascente opificio.

La *Manifattura Tabacchi* apre infatti nel 1818 diventando la fabbrica più importante di Lucca, insieme alla *Cucirini Cantoni Coats*, rappresentando la più importante realtà del lavoro operaio con manodopera in prevalenza femminile. La storia della Manifattura è legata a quella del Sigaro Toscano la cui arte di lavorazione a mano è famosa in tutto il mondo.

Dal giugno 2004 la lavorazione è trasferita nel polo industriale in periferia e da quel giorno l'intero complesso è vuoto, abbandonato ad eccezione di alcuni locali destinati a spazi espositivi.

L'area è stata oggetto di numerose trasformazioni ed evoluzioni, che si sono manifestate nel corso dei secoli. E' possibile trovare tracce storiche di queste evoluzioni, a partire come si è detto dal XIV secolo.

#### 3.2 Organismo strutturale

La costruzione del nucleo originario dell'edificio come Convento femminile domenicano risale al XVI secolo. Successivamente esso fu utilizzato per attività manifatturiere, dagli inizi dell'800 fino al 2004.

Planimetricamente, l'edificio, compresa la porzione che ospita provvisoriamente gli uffici della Soprintendenza ai Beni archeologici (SBAAS) di Lucca, occupa un intero isolato.

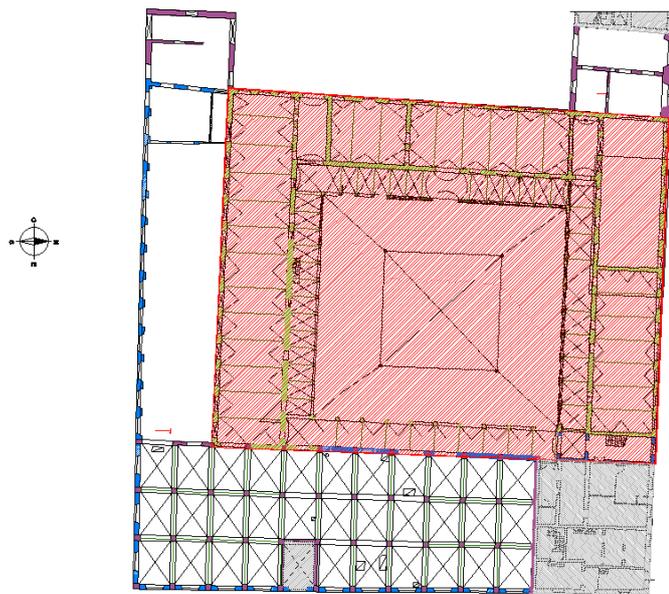
E' costituito da due piani fuori terra che si sviluppano per tutta l'estensione della costruzione, ad eccezione dell'ala Nord che ha un piano in più. In una zona interna con accesso dal chostro sono presenti alcuni ambienti seminterrati coperti da volte a botte in mattoni pieni.

Il volume principale dell'edificio, di forma planimetrica quadrata (di circa 40 m di lato), coincide probabilmente con quello originale del convento. Esso si sviluppa attorno ad un chiostro contornato da un porticato coperto da volte a crociera che scaricano su colonnine a sezione circolare, in *pietra serena* ad eccezione del lato Est (probabilmente sostituito a seguito di crolli con volti a botte lunettate poggianti su pilastri in mattoni pieni). Sia le pareti verticali che gli orizzontamenti voltati sono in mattoni di laterizio pieno. Il chiostro centrale originariamente aperto, successivamente venne chiuso con una copertura metallica "spaziale" a padiglione realizzata dall'intersezione di più ordini di travature reticolari poggianti sul perimetro e centralmente su quattro pilastri in ghisa di 30 cm di diametro forgiate con un capitello di stile corinzio.

Il piano terra del nucleo originario è interamente coperto con orizzontamenti voltati di varia tipologia, oltre alle volte a crociera del portico, sono presenti anche volte a "schifo" lunettate nella zona sud (ex mensa), nella zona dell'ingresso ovest e volte a botte. Tutte le volte sono munite di catene ad eccezione delle volte a crociera del corridoio nord del secondo piano.

Le coperture in parte sono piane a terrazzo e generalmente in corrispondenza dei locali coperti con i solai suddetti. In altri casi, le coperture a falde inclinate sono sostenute da capriate lignee.

Nella figura seguente si evidenzia in rosso il nucleo originario (ex convento).



**Figura 1** – Pianta dell'edificio con evidenziato il nucleo originario

L'ampliamento sul lato sud ed est, probabilmente risalente al secolo XIX, è stato realizzato in muratura di pietrame listata per le pareti perimetrali, muratura di mattoni pieni per i pilastri in muratura che sostengono al piano terra le volte a crociera, al piano primo capriate lignee (ala Est).

I solai delle zone di ampliamento ottocentesche sono generalmente in acciaio e laterizio (con altezze e interassi variabili con la luce). Nella zona Sud Ovest, sono presenti anche solai più recenti in laterocemento, architravi e travi di ripartizione in c.a.

Certamente esso è stato progettato utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture, con un approccio basato sull'intuizione e l'osservazione,

utilizzando i principi dell'equilibrio dei corpi rigidi e sperimentando il comportamento delle costruzioni già realizzate ovvero secondo la *regole dell'arte*.

### **3.3 Stato di conservazione e degrado**

Non sono stati individuati quadri lesionativi degni di nota, da cui si deduce che l'edificio non presenta segni di sofferenza statica per cedimenti differenziali in fondazione, schiacciamento o ribaltamento delle murature.

### **3.4 Norme impiegate per la redazione del progetto originario**

L'edificio è stato senz'altro costruito in assenza di una normativa tecnica sismica ma piuttosto secondo la *regola dell'arte*.

### **3.5 Classificazione sismica**

La costruzione è sita in un territorio a lungo "non classificato" sismico. Solo infatti la recente zonizzazione proposta dall'OPCM del 2003 e poi recepita dalla Regione Toscana ha incluso la città di Lucca tra i comuni della **Zona 3**.

### **3.6 Documentazione di progetto**

Non sono stati reperiti elaborati progettuali, né del progetto originario né relativo alle manipolazioni più recenti.

## 4 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Gli interventi di miglioramento sismico degli edifici in muratura, con riferimento ad alcune tecniche di utilizzo corrente, risultano generalmente classificati in:

- *interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti;*
- *interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte ed al loro consolidamento;*
- *interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento;*
- *interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari;*
- *interventi volti a ridurre le masse.*

Nel seguito si elencano gli interventi strutturali, così come distinti e dettagliati negli elaborati grafici di progetto:

### **A) Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti**

In corrispondenza delle coperture, per migliorare sia il collegamento tra le pareti che il collegamento degli elementi lignei della copertura alle pareti stesse, verranno realizzati dei cordoli in acciaio disposti in sommità alla muratura. I cordoli verranno eseguiti tramite piatti o profili sui due paramenti, posti poco al di sotto della sommità della muratura e collegati tra loro con barre passanti.

Per migliorare la connessione degli orizzontamenti in acciaio e laterizio e della copertura in legno alle pareti, e per evitare lo sfilamento delle travi e garantire la distribuzione delle forze orizzontali e di contenimento delle pareti, si effettueranno delle connessioni puntuali tra la testa delle travi e le murature realizzate mediante elementi in acciaio.

Le colonne in muratura della capriata A sono state collegate con un sistema di ritegno nel piano orizzontale mediante elementi in acciaio.

Le carenze negli ammorsamenti tra parti adiacenti o tra murature che si intersecano verranno migliorate mediante la tecnica *scuci e cuci*, con elementi lapidei o in laterizio compatibili con le murature esistenti.

### **B) Interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte ed al loro consolidamento**

Le strutture esistenti ad arco o a volta presentano sistematicamente, salvo casi rari, catene in grado di assorbire le spinte indotte sulle murature di appoggio e di impedire l'allontanamento reciproco.

In alcuni casi di gravi carenze statiche delle volte murarie si ricorrerà alla costruzione ex novo di solai indipendenti per scaricare le volte (volta n. 5- corridoi sud e ovest) o ricostruzione integrale (volta interrato lato cortile ovest).

### **C) Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento**

Al fine di favorire il comportamento d'assieme del fabbricato e incrementare la rigidità delle volte nel piano orizzontale si predisporranno dei tiranti incrociati per prevenire la deformazione della scatola muraria e quindi le sollecitazioni sulle volte stessa.

I solai a struttura metallica con interposti elementi in laterizio (putrelle e voltine, volterrane o tavelloni ecc.) presentano insufficienti risorse sia per i carichi antropici che

per quelli sismici a causa dell'intrinseca vulnerabilità degli elementi di alleggerimento che lavorano bene in compressione ma non sono in grado di assorbire azioni flessionali e di trazione. Per le ragioni esposte, al fine di conferire al solaio le necessarie capacità statiche richieste, si è ricorso alla tecnica del solaio misto in acciaio-clt mediante la realizzazione all'estradosso delle travi metalliche, di una soletta superiore in calcestruzzo leggero strutturale, opportunamente armata, resa collaborante all'orditura inferiore per mezzo di connettori metallici (pioli) saldati (o "sparati") alla piattabanda superiore delle putrelle. Per creare i necessari collegamenti trasversali tra i muri d'ambito la nuova soletta verrà collegata ai muri perimetrali mediante ancoraggi chimici di barre di armatura di opportuno diametro. L'intervento citato consente inoltre di realizzare un "piano rigido" che permette la redistribuzione delle azioni orizzontali alle murature portanti.

Nelle coperture lignee che presentano carenze statiche rilevanti e/o un degrado evidente si procederà con il rinforzo o la sostituzione degli elementi lignei interessati.

Nel caso delle coperture con capriate di tipo D e E si è resa necessaria la sostituzione dei travicelli in legno e delle mezzane in laterizio: per incrementare la rigidità nel piano delle coperture stesse si opererà infatti sostituendo le mezzane con un doppio tavolato in legno incrociato.

#### **D) Interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari**

Per il risanamento e la riparazione delle porzioni di muratura deteriorate e/o danneggiate si adotteranno le tecniche del *cuci-scuci* e della *ristilatura di giunti*. Le tecniche permettono un miglioramento locale delle proprietà meccaniche delle murature.

#### **E) Interventi di riduzione delle masse**

Riduzione delle masse mediante sostituzione dei divisori tradizionali in laterizio con divisori in cartongesso.

Svuotamento parziale di alcune volte con sostituzione del riempimento con materiale leggero.

#### **F) Altri interventi**

##### *Copertura metallica chiostro*

Tra gli interventi strutturali è prevista una modifica della copertura metallica del chiostro centrale. L'attuale struttura di copertura è costituita da una zona centrale a padiglione avente altezza in gronda 8.50 m sostenuta da travature reticolari metalliche e colonne in ghisa, e da una zona perimetrale costituita da travi metalliche inclinate ed affiancate a doppio "T", altezza in gronda 6.0 m, appoggiate tra la porzione centrale e le strutture murarie che si affacciano sul chiostro (colonne del loggiato). Nel progetto è prevista la demolizione delle zone perimetrali, preservando la porzione centrale quadrata, e la loro ricostruzione ad una quota maggiore (altezza in gronda 8.50m) in contropendenza rispetto alla soluzione originaria.

Per il sostegno della nuova copertura perimetrale è previsto l'inserimento di n.8 nuove colonne metalliche affiancate alle quattro colonne in ghisa.

La nuova copertura verrà realizzata mediante profili in acciaio paralleli ed affiancati al passo di circa un metro, appoggiati tra le strutture murarie adiacenti e la nuova trave di gronda predisposta tra le nuove colonne.

Il pacchetto di copertura esistente è attualmente realizzato con un tavolato da 30 mm e un rivestimento in lamiera metallica. Il progetto prevede, nella parte centrale, l'integrazione del pacchetto di copertura con un ulteriore tavolato incrociato avente la funzione di irrigidimento nel piano, nella parte perimetrale la realizzazione di un rivestimento trasparente in vetro.

La copertura attuale risalente agli inizi del secolo scorso non è stata concepita con criteri antisismici: è palese l'assenza, a partire dalla quota della copertura perimetrale, di qualsivoglia controvento o ritegno trasversale necessario per contrastare le azioni orizzontali.

L'intervento strutturale proposto si prefigge quindi lo scopo di eliminare le vulnerabilità riscontrate inserendo quei ritegni trasversali necessari per rendere tutta la copertura (centrale e perimetrale) in grado trasferire le azioni orizzontali alle strutture murarie adiacenti, non essendo possibile per motivi legati alla fruizione dello spazio della corte l'inserimento di controventi verticali. Per trasferire le azioni sismiche orizzontali generate dalla copertura dalle colonne in muratura del chiostro (esili e vulnerabili) alle murature adiacenti perimetrali si rende necessario l'irrigidimento di piano di parte degli orizzontamenti (al secondo impalcato) dell'"anello" che circonda la copertura stessa.

#### **G) Nuove scale metalliche e vani ascensore**

Per migliorare la fruizione degli ambienti interni ed il collegamento tra i vari livelli saranno inseriti nuove scale e vani ascensore realizzati in acciaio.

Le nuove scale in particolare saranno realizzate con cosciali sagomati a "dente di sega" ottenuti per lavorazione al laser di piatti laminati. Il piano di calpestio della nuova scala sarà realizzato con una lamiera in acciaio spessa 4 mm. Al fine di limitare le deformabilità delle rampe saranno inseriti opportuni pendini realizzati con barre tonde. Sempre barre tonde piene saranno utilizzate per realizzare il parapetto.

#### **H) Nuova vasca antincendio**

A servizio dell'impianto antincendio verrà realizzata anche una vasca di accumulo in c.a. posta nell'estremità destra dell'Ala Sud, nella sala adiacente l'Ex mensa. Essa avrà forma in pianta trapezia, di larghezza 4,44 m e lunghezze 6,71 m (max) e 6,30 m (min) e altezza 4,70 m. sarà realizzata con una scatola in c.a. gettata in opera con pareti spesse 25 cm e platea spessa 40 cm.

La platea sarà gettata su uno strato di magrone spesso 10 cm. La quota di fondo scavo sarà a -1,60 m sotto il p.c.

#### **I) Rinforzo delle capriate**

A causa di alcune carenze strutturali si prevede il raddoppio degli arcarecci della capriata tipo D e delle saette della porzione D3.

### **4.1 Tipologia di intervento**

La costruzione è sita in un territorio a lungo "non classificato" sismico. Solo infatti la recente zonizzazione proposta dall'OPCM del 2003 e poi recepita dalla Regione Toscana ha incluso la città di Lucca tra i comuni della **Zona 3**.

L'edificio quindi non è stato senz'altro progettato con "criteri" sismici e lo dimostra l'intrinseca vulnerabilità dello schema statico murario in pianta (assenza di ritegni trasversali "efficaci" che determina il rischio di formazione di meccanismi locali di ribaltamento), assenza di cordoli in grado di indurre il comportamento "scatolare" delle murature, presenza di strutture spingenti (anche se la spinta è eliminata dalle catene).

La progettazione degli interventi di miglioramento è stata preceduta da una "accurata" valutazione della sicurezza sismica dell'edificio attuale, eseguendo una verifica globale di livello 3 (LV3) come richiesto dalla Direttiva del P. C. M. del 9 febbraio 2011 (§ 2.2.).

## 5 CARATTERISTICHE DELL'OPERA

### 5.1 Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica (§ 2.4 NTC)

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 1:

**Tab. 1 - Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
<i>1</i>	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sub>1</sub>	≤ 10
<i>2</i>	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
<i>3</i>	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

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

**Tab. 2 - Classificazione delle costruzioni**

CLASSI D'USO	$T_c^*$ [s]
<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<i>Classe II</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso <i>III</i> o in Classe d'uso <i>IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui

CLASSI D'USO	Tc* [s]
	collasso non provochi conseguenze rilevanti
<b>Classe III</b>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso
<b>Classe IV</b>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 3.

**Tab. 3 - Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSI D'USO	I	II	III	IV
<b>COEFFICIENTE <math>C_U</math></b>	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso specifico si sono assunte le seguenti ipotesi:

Parametro	Valore
Classe d'uso	<b>III</b>
Vita nominale $V_N$	<b>50 anni</b>
Coefficiente d'uso $C_U$	<b>1.5</b>
Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R = V_N \times C_U$	<b>75 anni</b>

## 6 VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE (GEO)

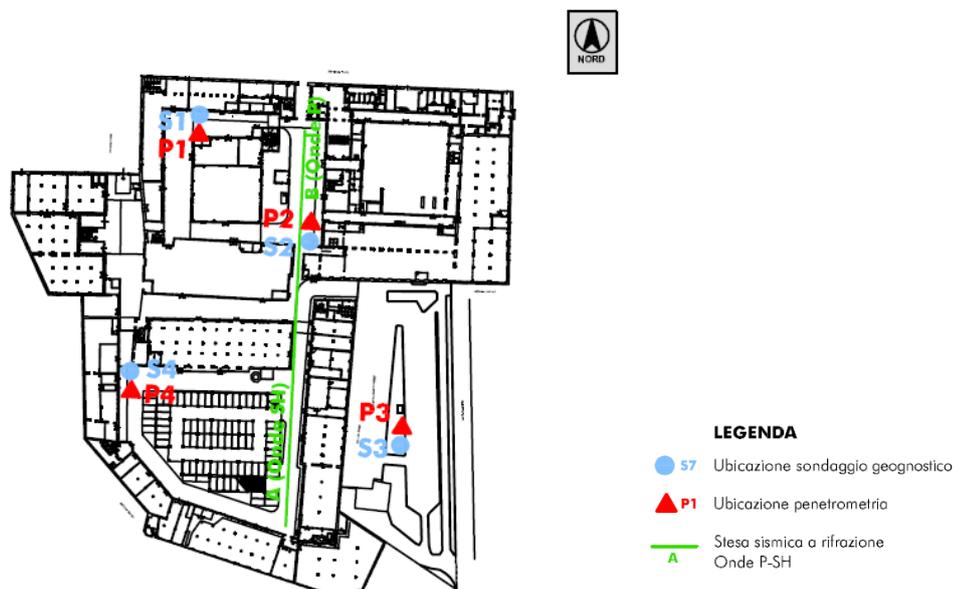
### 6.1 Studio geologico e Indagini geognostiche

I dati geologici e geotecnici dell'area intervento sono stati desunti da una campagna di indagini esistente eseguita dai Dott.ri Geol. *Francesco ROSSI e Luigi GIAMMATTEI (INGEO)* nel febbraio 2010 eseguita a supporto del Progetto Definitivo *PIUSS Lucca Dentro*.

In particolare sono state eseguite le seguenti prove:

- N. 1 prove penetrometriche di tipo statico (CPT) approfondite in modalità dinamica superpesante (DPSH);
- N. 1 sondaggi a carotaggio continuo approfondito fino a 30 m per l'esecuzione di una prospezione sismica in foro (Down Hole);
- N.1 campione indisturbato prelevato durante i sondaggi geognostici e successivamente analizzato in laboratorio per la definizione delle proprietà fisiche e meccaniche;
- N.2 stese sismiche a rifrazione con onde SH ed onde P.

I risultati degli studi e delle indagini di cui sopra sono stati presi a riferimento per determinare la classificazione della categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica, per eseguire le verifiche geotecniche e per stabilire l'interazione fondazione-sovrastuttura.



### 6.2 Descrizione dell'area

La città di Lucca è situata nella porzione occidentale di una pianura alluvionale, detta "Piana di Lucca", che è solcata dal fiume Serchio, ed è delimitata a nord dai monti denominati "Pizzorne", costituenti i primi rilievi dell'Appennino Tosco-Emiliano.

L'area di indagine è ubicata nei pressi del Centro Storico della città di Lucca, ad una quota di circa 15.0 metri s.l.m.

Essa è caratterizzata dal punto di vista geologico dalla presenza di depositi alluvionali olocenici (alluvioni del fiume Serchio).

### **6.3 Descrizione delle opere di fondazione dell'edificio esistente**

Le fondazioni sono di tipo “continuo in muratura mista di pietrame e laterizio” disposti su filari pressochè regolari legati da malta di buone caratteristiche meccaniche.

### **6.4 Descrizione delle fondazioni delle nuove strutture (vani ascensore e scale)**

La fondazione della scala #1 è costituita da un plinto massiccio di dimensioni 1.42x1.50m in pianta ed uno spessore di 80cm e poggiante su uno strato di magrone spesso 10 cm. La fondazione è posta a quota -0.98 m dal piano di campagna.

La fondazione della scala e dell'ascensore #2 è costituita da una platea nervata di dimensioni in pianta 3.15 m x 2.25 m, spessa 40 cm con piano di sedime a -1.40 dal p.c. e poggiante su uno strato di magrone spesso 10 cm.

La fondazione della scala #4 è realizzata con soletta in calcestruzzo armato di spessore 30 cm poggiante su uno strato di magrone spesso 10 cm e micropali di lunghezza 10 m posizionati in corrispondenza di ciascun montante della scala (uno per ogni montante).

Il vano ascensore #1 poggerà su una platea nervata di dimensioni in pianta 4.06 m x 2.39 m, spessa 40 cm con piano di sedime a -1.73 m dal p.c. e poggiante su uno strato di magrone spesso 10 cm.

Il vano ascensore #4 poggerà su una platea nervata di dimensioni in pianta 6.11 m x 2.23 m, spessa 40 cm con piano di sedime a -0.88 m dal p.c. e poggiante su uno strato di magrone spesso 10 cm.

### **6.5 Stratigrafia**

Le indagini condotte ed descritte nella relazione geologico-tecnica redatta dalla INGEO “Ingegneri e geologi associati” a firma del Dt. Geol. Francesco Rossi hanno evidenziato una buona omogeneità stratigrafica sia orizzontale che verticale.

Fatta eccezione per le aree che ricadono all'esterno delle mura urbane, in cui dal piano campagna fino ad una profondità di circa 4m si osserva un orizzonte costituito da limi sabbiosi argillosi localmente noti con il nome di “Bellettone”, nelle restanti verticali indagate dal piano campagna fino a circa 1,80 / 3,6m di profondità è stata riscontrata la presenza di un orizzonte limo sabbioso con numerosi frammenti di laterizi che va a costituire un terreno di riporto di un'epoca storica recente.

Oltre, fino a circa 4,10m / 7,0m dal piano campagna troviamo il “Bellettone” che sormonta un orizzonte di spessore medio di circa 15,0 m costituito da ciottoli, ghiaie e sabbie addensate che rappresenta depositi olocenici di alta energia del fiume Serchio e che costituiscono l'acquifero principale della pianura lucchese; questi sono confinati alla base (a partire da 18,0 a 20,0m dal p.c.) dall'orizzonte argilloso impermeabile dei depositi fluvio-lacustri.

A maggior chiarimento, si riporta di seguito la descrizione dei terreni che compongono la successione stratigrafica usata per la modellazione e le verifiche geotecniche, in cui sono indicate le quote, le potenze e le caratteristiche meccaniche dei terreni interessati (SG.2):

- STRATO 0 - da 0.00 a 0.50 m di profondità: terreno vegetale;  
STRATO 1 - da 0.50 a 2.00 m di profondità: limo sabbioso argilloso plastico di colore marrone con ghiaia e laterizi;  
STRATO 2 - da 2,00 a 4.60 m di profondità: limo- sabbioso argilloso (Bellettone)  
STRATO 3 -da 4.60 a 10.00 m di profondità: sabbia limosa con ciottoli e ghiaia.

Dal punto di vista idrogeologico, dati bibliografici riportano una sottogiacenza della falda acquifera variabile tra 1,00m e 4,00m di profondità dal piano campagna (Provincia di Lucca, studio “*Tutela dell’inquinamento dei corpi idrici sotterranei della pianura di Lucca*” 1996; Comune di Lucca, Piano strutturale comunale, 2001-Tav A1), a seconda dei periodi di massima e minima ricarica dell’acquifero. Questi dati sono stati confermati dalle misure in sito effettuate durante la campagna geognostica che hanno evidenziato la presenza della **falda acquifera a profondità comprese tra 1,30 e 3,0 metri dal piano campagna.**

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica.

## 6.6 Caratterizzazione geotecnica del terreno

Le fondazioni delle nuove scale e dei vani ascensore si attesteranno sul livello costituito da limi sabbiosi, ad una profondità superiore a 0.80 m dal piano di campagna (ad eccezione della scala #4 per la quale è previsto l’utilizzo di micropali).

Le caratteristiche meccaniche dei vari strati di terreno risultano:

STRATO 1 - da 0.5 a 2.0 m sotto il p.c. (piano di posa della fondazione)

- angolo di attrito interno:  $\phi = 26^\circ$ ;
- coesione drenata:  $c = 0.05$  daN/cm<sup>2</sup>
- peso naturale del terreno:  $\gamma_n = 19.00$  kN/m<sup>3</sup>

STRATO 2 - da 2.0 a 4.6 m sotto il p.c.

- angolo di attrito interno:  $\phi = 30^\circ$ ;
- coesione drenata:  $c = 0.05$  daN/cm<sup>2</sup>
- peso naturale del terreno:  $\gamma_n = 19.00$  kN/m<sup>3</sup>

STRATO 3 - da 4.6 a 10.0 m sotto il p.c.

- angolo di attrito interno:  $\phi = 35^\circ$ ;
- coesione drenata:  $c = 0.05$  daN/cm<sup>2</sup>
- peso naturale del terreno:  $\gamma_n = 19.50$  kN/m<sup>3</sup>

## 6.7 Suscettibilità alla liquefazione

Vista la natura del terreno si può escludere la suscettibilità alla liquefazione.

## 6.8 Categoria di sottosuolo per la definizione dell’azione sismica (§ 3.2.2 NTC)

Dai calcoli svolti si ricava un valore di  $V_{s,30}$  di circa **327.4 m/s**; ai sensi del D.M. 14.01.2008 l’area di indagine risulta ricadere nella Categoria di Suolo C:

*“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{spt,30} < 50$  nei terreni a grana grossa, e  $70 < c_u, 30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina”.*

### **6.9 Coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.2 NTC)**

L'esame della morfologia e della configurazione del terreno circostante consente di stabilire la categoria topografica del sito in esame:

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

### **6.10 Verifica delle fondazioni dell'edificio esistente in muratura**

Come indicato nel § C.8.A.5.11 della circolare delle NTC, “l'inadeguatezza delle fondazioni è raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma”, quindi è in genere possibile omettere le verifiche in fondazione nei casi di:

- assenza di dissesti importanti di qualsiasi natura attribuibili a dissesti fondali;
- impossibilità di innesco di fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

Entrambe queste circostanze sono ampiamente soddisfatte anche in virtù delle buone caratteristiche meccaniche del terreno di sedime.

### **6.11 Criteri di verifica delle fondazioni delle scale e dei vani ascensore**

La verifica geotecnica delle fondazioni verrà condotta utilizzando l'Approccio 2 costituito da un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R):

**(A1 + M1+R3)**

**Nelle combinazioni sismiche per le azioni si impiegano coefficienti  $\gamma_F$  pari all'unità (§ 7.11.1 NTC).**

I coefficienti parziali  $\gamma_M$  da applicare ai parametri geotecnici per il caso M1 risultano tutti pari all'unità. I coefficienti parziali  $\gamma_R$  che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nelle rispettive verifiche.

Trattandosi di terreni di natura non coesiva, la verifica geotecnica delle fondazioni viene condotta in condizioni drenate in termini di pressioni efficaci.

## 6.12 Verifica delle fondazioni delle scale e dei vani ascensore

### 6.12.1 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC)

La capacità portante della fondazione viene calcolata con la formula del carico limite di *Vesic*, ipotizzando la platea come un unico solido di fondazione superficiale di forma rettangolare:

$$q_{lim} = q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + 0.5 \gamma_2 B_{rid} N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$$

$$Q_{lim} = q_{lim} B_{rid} L_{rid}$$

dove:

$\phi$	angolo di attrito interno del terreno;
$c'$	coesione drenata di progetto del terreno;
$N_q, N_c, N_\gamma$	coefficienti di capacità portante del terreno, funzione solo dell'angolo di attrito interno del terreno;
$s_q, s_c, s_\gamma$	coefficienti di forma;
$d_q, d_c, d_\gamma$	coefficienti di profondità;
$i_q, i_c, i_\gamma$	coefficienti di inclinazione del carico;
$b_q, b_c, b_\gamma$	coefficienti di correzione per inclinazione del piano di appoggio;
$g_q, g_c, g_\gamma$	coefficienti di correzione per inclinazione del terreno;
$z_q, z_c, z_\gamma$	coefficienti di correzione per gli effetti cinematici in fase sismica;
$q = D_f \gamma_1$	la pressione al livello del piano di posa della fondazione;
$D_f$	profondità del piano di posa della fondazione;
$\gamma_1, \gamma_2$	peso di volume del terreno sopra e sotto il piano di posa della fondazione;
$B, L$	dimensioni della fondazione;
$B_{rid}, L_{rid}$	dimensioni della fondazione ridotte del doppio della eccentricità del carico;

## 6.13 Verifica della fondazione della scala N. 1

### 6.13.1 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC)

Nel caso in esame essendo i parametri di cui sopra valgono:

Tab. 4 – Carico limite fondazioni (CC14 azione verticale massima)

Fondazione scala #1		
$N_q$	11.85	
$N_c$	22.25	
$N_\gamma$	12.54	
$\phi$	26°	
$c'$	0.05	daN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_1$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_2$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$D_f$	1.00	m
$B$	1.40	m
$L$	1.50	m
$B_{rid}$	1.29	m
$L_{rid}$	1.50	m
$q_{lim}$	3.97	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{lim}$	768.2	kN

Tab. 5 – Carico limite fondazioni (CC1 azione verticale minima)

Fondazione scala #1		
$N_q$	11.85	
$N_c$	22.25	
$N_\gamma$	12.54	
$\phi$	26°	
$c'$	0.05	daN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_1$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_2$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$D_f$	1.00	m
$B$	1.40	m
$L$	1.50	m
$B_{rid}$	1.34	m
$L_{rid}$	1.50	m
$q_{lim}$	4.97	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{lim}$	999.0	kN

Considerando un coefficiente di sicurezza  $\gamma_{Rd3}$  per le fondazioni superficiali pari a 2.3, così come previsto dal D.M. 11/03/1988, si trova la seguente tensione limite sul terreno:

Tab. 6 – Portanza terreno di fondazione (CC14 azione verticale massima)

Fondazione scala #1		
$q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	1.73	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{Rd} = Q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	334.0	kN

Tab. 7 – Portanza terreno di fondazione (CC11 azione verticale minima)

Fondazione scala #1		
$q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	2.16	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{Rd} = Q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	392.0	kN

Le sollecitazioni gravanti sulla fondazione risultano:

Tab. 8 – Azioni sulle fondazioni CC14 (massima azione verticale)

Fondazione	$N_{Sd,max}$ [kN]	$N_{Sd,min}$ [kN]	$T_{b,Sd}$ [kN]	$T_{l,Sd}$ [kN]	$M_{b,Sd}$ [kNm]	$M_{l,Sd}$ [kNm]	$q_{Sd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	ESITO
Scala #1	102.10	-	-	33.15	5.40	-	0.52	VERIFICA

Tab. 9 – Azioni sulle fondazioni CC1 (minima azione verticale)

Fondazione	$N_{Sd,max}$ [kN]	$N_{Sd,min}$ [kN]	$T_{b,Sd}$ [kN]	$T_{l,Sd}$ [kN]	$M_{b,Sd}$ [kNm]	$M_{l,Sd}$ [kNm]	$q_{Sd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	ESITO
Scala #1	-	81.15	0.70	16.65	2.50	-	0.40	VERIFICA

### 6.13.2 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa

Si riporta la verifica eseguita per la **CC 14** che risulta quella critica. La verifica allo scorrimento della fondazione fa affidamento sull'attrito terreno-fondazione che si sviluppa sulla superficie di contatto tra sottofondazione- terreno. Deve risultare:

$$H_{sd} \leq H_{Rd} / \gamma_{Rd3}$$

dove:

$H_{sd\_1} = 33.15$  kN è la forza di scorrimento orizzontale nella longitudinale;

$H_{sd\_b} = 0.00$  kN è la concomitante forza di scorrimento orizzontale in direzione trasversale;

$H_{sd} = (H_{sd\_x}^2 + H_{sd\_y}^2)^{0.5} = 33.15$  kN è la forza totale di scorrimento

$H_{Rd} = N \tan \Phi' + c' B_{rid} L_{rid} = 59.50$  kN è la minima resistenza di attrito sulla superficie fondazione-terreno;

$\phi$  è il angolo di attrito dello STRATO 1 pari a 26°;

$\gamma_{Rd3}$  è il coefficiente parziale per la verifica a scorrimento pari a 1.1 (Tab. 6.4.I NTC).

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$33.15 \text{ kN} \leq 54.09 \text{ kN}$$

## 6.14 Verifica della fondazione della scala N. 2

### 6.14.1 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC)

Nel caso in esame essendo i parametri di cui sopra valgono:

**Tab. 10 – Carico limite fondazioni (CC13 azione verticale massima)**

Fondazione scala #2		
$N_q$	11.85	
$N_c$	22.25	
$N_\gamma$	12.54	
$\phi$	26°	
$c'$	0.05	daN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_1$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_2$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$D_f$	1.40	m
$B$	2.25	m
$L$	3.15	m
$B_{rid}$	2.15	m
$L_{rid}$	2.98	m
$q_{lim}$	6.26	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{lim}$	4010.8	kN

**Tab. 11 – Carico limite fondazioni (CC7 azione verticale minima)**

Fondazione scala #2		
$N_q$	11.85	
$N_c$	22.25	
$N_\gamma$	12.54	
$\phi$	26°	

$c'$	0.05	daN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_1$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_2$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$D_f$	1.40	m
$B$	2.25	m
$L$	3.15	m
$B_{rid}$	2.15	m
$L_{rid}$	2.96	m
$q_{lim}$	6.35	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{lim}$	4041.1	kN

Considerando un coefficiente di sicurezza  $\gamma_{Rd3}$  per le fondazioni superficiali pari a 2.3, così come previsto dal D.M. 11/03/1988, si trova la seguente tensione limite sul terreno:

**Tab. 12 – Portanza terreno di fondazione (CC13 azione verticale massima)**

Fondazione scala #2		
$q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	2.72	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{Rd} = Q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	1743.8	kN

**Tab. 13 – Portanza terreno di fondazione (CC7 azione verticale minima)**

Fondazione scala #2		
$q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	2.76	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{Rd} = Q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	1757.0	kN

Le sollecitazioni gravanti sulla fondazione risultano:

**Tab. 14 – Azioni sulle fondazioni CC13 (massima azione verticale)**

Fondazione	N <sub>Sd,max</sub> [kN]	N <sub>Sd,min</sub> [kN]	T <sub>b,Sd</sub> [kN]	T <sub>l,Sd</sub> [kN]	M <sub>b,Sd</sub> [kNm]	M <sub>l,Sd</sub> [kNm]	q <sub>Sd</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	ESITO
Scala #2	474.55	-	59.60	-	22.75	40.80	0.74	VERIFICA

**Tab. 15 – Azioni sulle fondazioni CC7 (minima azione verticale)**

Fondazione	N <sub>Sd,max</sub> [kN]	N <sub>Sd,min</sub> [kN]	T <sub>b,Sd</sub> [kN]	T <sub>l,Sd</sub> [kN]	M <sub>b,Sd</sub> [kNm]	M <sub>l,Sd</sub> [kNm]	q <sub>Sd</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	ESITO
Scala #2	-	212.60	28.75	2.40	10.95	19.75	0.33	VERIFICA

#### 6.14.2 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa

Si riporta la verifica eseguita per la **CC 13** che risulta quella critica. La verifica allo scorrimento della fondazione fa affidamento sull'attrito terreno-fondazione che si sviluppa sulla superficie di contatto tra sottofondazione- terreno. Deve risultare:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd} / \gamma_{Rd3}$$

dove:

$H_{Sd,1}$  = 0.00 kN è la forza di scorrimento orizzontale nella longitudinale;

$H_{Sd\_b} = 59.60 \text{ kN}$  è la concomitante forza di scorrimento orizzontale in direzione trasversale;

$H_{Sd} = (H_{Sd\_x}^2 + H_{Sd\_y}^2)^{0.5} = 59.60 \text{ kN}$  è la forza totale di scorrimento

$H_{Rd} = N \tan \Phi' + c' B_{rid} L_{rid} = 263.53 \text{ kN}$  è la minima resistenza di attrito sulla superficie fondazione-terreno;

$\phi$  è il angolo di attrito dello STRATO 1 pari a  $26^\circ$ ;

$\gamma_{Rd3}$  è il coefficiente parziale per la verifica a scorrimento pari a 1.1 (Tab. 6.4.I NTC).

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$59.60 \text{ kN} \leq 239.57 \text{ kN}$$

#### 6.14.3 Verifica allo stato limite ultimo per perdita di equilibrio della struttura dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento) (§ 6.2.3.2 NTC)

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{inst,d}$ ) e variabili ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove  $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III delle NTC. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Il peso proprio del solido fondale è dato da:

$$P_{fond} = 123.50 \text{ kN}$$

Per i coefficienti di combinazione della Tab. 6.2.III delle NTC:

$$G_{stb,d} = 0.9 \times 123.50 \text{ kN} = 111.15 \text{ kN}$$

Trovandosi la falda a 1.3m sotto il livello campagna mentre il piano di posa della fondazione si trova a 1.4m, la sottospinta che esercita è:

$$V_{inst,d} = 1.5 \times [2.25\text{m} \times 3.15\text{m} \times (1.4\text{m} - 1.3\text{m})] \times 10 \text{ kN/m}^3 = 10.63 \text{ kN}$$

Per cui si ha:

$$V_{inst,d} = 10.63 \text{ kN} \leq G_{stb,d} = 111.15 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 6.15 Verifica della fondazione della scala N. 4

La fondazione della scala N. 4 è realizzata con soletta in calcestruzzo armato di spessore 30 cm poggiante su uno strato di magrone spesso 10 cm e micropali di lunghezza 10 m posizionati in corrispondenza di ciascun montante della scala (uno per ogni montante).

I micropali sono realizzati in acciaio S355JR. La sezione trasversale del tubolare utilizzato ha diametro 76.1 mm e spessore 5 mm. La tecnologia di iniezione utilizzata è la IGU che fornisce un valore di  $\alpha$  pari a 1.2 per ghiaia in matrice limo argillosa (singola iniezione).

Su ciascun micropalo risulta agente l'azione verticale trasmessa dalla colonna soprastante e un quarto dell'azione orizzontale massima trasmessa dai due cosciali a terra. La combinazione di carico critica risulta la CC15.

L'azione verticale complessiva trasmessa dal montante è pari a:

$$V_{Sd} = 65.37 \text{ kN};$$

L'azione orizzontale di competenza per ciascun micropalo risulta:

$$H_{Sd} = 12.37 \text{ kN} \text{ è l'azione verticale massima agente sul montante};$$

## 6.16 Verifica della fondazione dell'ascensore #1

### 6.16.1 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC)

Nel caso in esame essendo i parametri di cui sopra valgono:

**Tab. 16 – Carico limite fondazioni (CC13 azione verticale massima)**

Fondazione ascensore #1		
$N_q$	11.85	
$N_c$	22.25	
$N_\gamma$	12.54	
$\phi$	26°	
$c'$	0.05	daN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_1$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_2$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$D_f$	1.73	m
$B$	2.39	m
$L$	4.06	m
$B_{rid}$	2.33	m
$L_{rid}$	3.95	m
$q_{lim}$	8.18	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{lim}$	7528.5	kN

**Tab. 17 – Carico limite fondazioni (CC7 azione verticale minima)**

Fondazione ascensore #1		
$N_q$	11.85	
$N_c$	22.25	
$N_\gamma$	12.54	
$\phi$	26°	
$c'$	0.05	daN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_1$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_2$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$D_f$	1.73	m
$B$	2.39	m
$L$	4.06	m
$B_{rid}$	1.87	m
$L_{rid}$	3.84	m
$q_{lim}$	7.27	daN/cm <sup>2</sup>

$Q_{lim}$	5220.4	kN
-----------	--------	----

Considerando un coefficiente di sicurezza  $\gamma_{Rd3}$  per le fondazioni superficiali pari a 2.3, così come previsto dal D.M. 11/03/1988, si trova la seguente tensione limite sul terreno:

**Tab. 18 – Portanza terreno di fondazione (CC13 azione verticale massima)**

Fondazione ascensore #1		
$q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	3.56	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{Rd} = Q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	3273.3	kN

**Tab. 19 – Portanza terreno di fondazione (CC7 azione verticale minima)**

Fondazione ascensore #1		
$q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	3.16	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{Rd} = Q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	2269.7	kN

Le sollecitazioni gravanti sulla fondazione risultano:

**Tab. 20 – Azioni sulle fondazioni CC13 (massima azione verticale)**

Fondazione	$N_{Sd,max}$ [kN]	$N_{Sd,min}$ [kN]	$T_{b,Sd}$ [kN]	$T_{l,Sd}$ [kN]	$M_{b,Sd}$ [kNm]	$M_{l,Sd}$ [kNm]	$q_{sd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	ESITO
Ascensore #1	1474.6	-	1.10	1.15	41.45	82.10	1.60	VERIFICA

**Tab. 21 – Azioni sulle fondazioni CC7 (minima azione verticale)**

Fondazione	$N_{Sd,max}$ [kN]	$N_{Sd,min}$ [kN]	$T_{b,Sd}$ [kN]	$T_{l,Sd}$ [kN]	$M_{b,Sd}$ [kNm]	$M_{l,Sd}$ [kNm]	$q_{sd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	ESITO
Ascensore #1	-	414.90	11.00	30.90	108.35	46.35	0.58	VERIFICA

### 6.16.2 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa

Si riporta la verifica eseguita per la CC 7 che risulta quella critica. La verifica allo scorrimento della fondazione fa affidamento sull'attrito terreno-fondazione che si sviluppa sulla superficie di contatto tra sottofondazione- terreno. Deve risultare:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd} / \gamma_{Rd3}$$

dove:

$H_{Sd\_l} = 30.90$  kN è la forza di scorrimento orizzontale nella longitudinale;

$H_{Sd\_b} = 11.00$  kN è la concomitante forza di scorrimento orizzontale in direzione trasversale;

$H_{Sd} = (H_{Sd\_x}^2 + H_{Sd\_y}^2)^{0.5} = 32.80$  kN è la forza totale di scorrimento

$H_{Rd} = N \tan \Phi' + c' B_{rid} L_{rid} = 238.19$  kN è la minima resistenza di attrito sulla superficie fondazione-terreno;

$\phi$  è il angolo di attrito dello STRATO 1 pari a 26°;

$\gamma_{Rd3}$  è il coefficiente parziale per la verifica a scorrimento pari a 1.1 (Tab. 6.4.I NTC).

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$32.80 \text{ kN} \leq 216.54 \text{ kN}$$

### 6.16.3 Verifica allo stato limite ultimo per perdita di equilibrio della struttura dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento) (§ 6.2.3.2 NTC)

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{inst,d}$ ) e variabili ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove  $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III delle NTC. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Il peso proprio del solido fondale è dato da:

$$P_{fond} = 208.50 \text{ kN}$$

Per i coefficienti di combinazione della Tab. 6.2.III delle NTC:

$$G_{stb,d} = 0.9 \times 208.5 \text{ kN} = 187.65 \text{ kN}$$

Trovandosi la falda a 1.3m sotto il livello campagna mentre il piano di posa della fondazione si trova a 1.4m, la sottospinta che esercita è:

$$V_{inst,d} = 1.5 \times [2.39\text{m} \times 4.06\text{m} \times (1.73\text{m} - 1.30\text{m})] \times 10 \text{ kN/m}^3 = 62.59 \text{ kN}$$

Per cui si ha:

$$V_{inst,d} = 62.59 \text{ kN} \leq G_{stb,d} = 187.65 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

## 6.17 Verifica della fondazione dell'ascensore N. 4

### 6.17.1 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC)

Nel caso in esame essendo i parametri di cui sopra valgono:

**Tab. 22 – Carico limite fondazioni (CC1 azione verticale massima)**

Fondazione ascensore #1		
$N_q$	11.85	
$N_c$	22.25	
$N_\gamma$	12.54	
$\phi$	26°	
$c'$	0.05	daN/cm <sup>2</sup>

$\gamma_1$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_2$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$D_f$	0.88	m
$B$	2.23	m
$L$	6.11	m
$B_{rid}$	2.22	m
$L_{rid}$	6.11	m
$q_{lim}$	5.21	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{lim}$	7066.9	kN

Tab. 23 – Carico limite fondazioni (CC1 azione verticale minima)

Fondazione ascensore #1		
$N_q$	11.85	
$N_c$	22.25	
$N_\gamma$	12.54	
$\phi$	26°	
$c'$	0.05	daN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_1$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_2$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
$D_f$	0.88	m
$B$	2.39	m
$L$	4.06	m
$B_{rid}$	2.22	m
$L_{rid}$	6.10	m
$q_{lim}$	5.12	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{lim}$	6933.5	kN

Considerando un coefficiente di sicurezza  $\gamma_{Rd3}$  per le fondazioni superficiali pari a 2.3, così come previsto dal D.M. 11/03/1988, si trova la seguente tensione limite sul terreno:

Tab. 24 – Portanza terreno di fondazione (CC1 azione verticale massima)

Fondazione ascensore #1		
$q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	2.26	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{Rd} = Q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	3072.6	kN

Tab. 25 – Portanza terreno di fondazione (CC1 azione verticale minima)

Fondazione ascensore #1		
$q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	2.23	daN/cm <sup>2</sup>
$Q_{Rd} = Q_{lim} / \gamma_{Rd3}$	3014.6	kN

Le sollecitazioni gravanti sulla fondazione risultano:

Tab. 26 – Azioni sulle fondazioni CC1 (massima azione verticale)

Fondazione	$N_{Sd,max}$ [kN]	$N_{Sd,min}$ [kN]	$T_{b,Sd}$ [kN]	$T_{l,Sd}$ [kN]	$M_{b,Sd}$ [kNm]	$M_{l,Sd}$ [kNm]	$q_{Sd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	ESITO
Ascensore #4	1713.3	-	12.40	42.65	12.80	1.95	1.26	VERIFICA

Tab. 27 – Azioni sulle fondazioni CC1 (minima azione verticale)

Fondazione	N <sub>Sd,max</sub> [kN]	N <sub>Sd,min</sub> [kN]	T <sub>b,Sd</sub> [kN]	T <sub>l,Sd</sub> [kN]	M <sub>b,Sd</sub> [kNm]	M <sub>l,Sd</sub> [kNm]	q <sub>Sd</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	ESITO
Ascensore #4	-	553.40	10.10	21.30	4.00	1.95	<b>0.41</b>	<b>VERIFICA</b>

### 6.17.2 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa

Si riporta la verifica eseguita per la **CC 1** che risulta quella critica. La verifica allo scorrimento della fondazione fa affidamento sull'attrito terreno-fondazione che si sviluppa sulla superficie di contatto tra sottofondazione- terreno. Deve risultare:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd}/\gamma_{Rd3}$$

dove:

$H_{Sd\_l}$  = 42.65 kN è la forza di scorrimento orizzontale nella longitudinale;

$H_{Sd\_b}$  = 12.40 kN è la concomitante forza di scorrimento orizzontale in direzione trasversale;

$H_{Sd} = (H_{Sd\_x}^2 + H_{Sd\_y}^2)^{0.5} = 44.42$  kN è la forza totale di scorrimento

$H_{Rd} = N \tan \Phi' + c' B_{rid} L_{rid} = 903.28$  kN è la minima resistenza di attrito sulla superficie fondazione-terreno;

$\phi$  è il angolo di attrito dello STRATO 1 pari a 26°;

$\gamma_{Rd3}$  è il coefficiente parziale per la verifica a scorrimento pari a 1.1 (Tab. 6.4.I NTC).

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$44.42 \text{ kN} \leq 821.16 \text{ kN}$$

7 APPENDICE

7.1 Verifica fondazione profonda (micropali) colonne nuova copertura chiostro

Le otto colonne aggiuntive del chiostro avranno fondazione profonda su micropali lunghi 10 m, con altezza di bulbo 5 m e diametro di perforazione 15 cm.

7.1.1 Capacità portante (SLU)

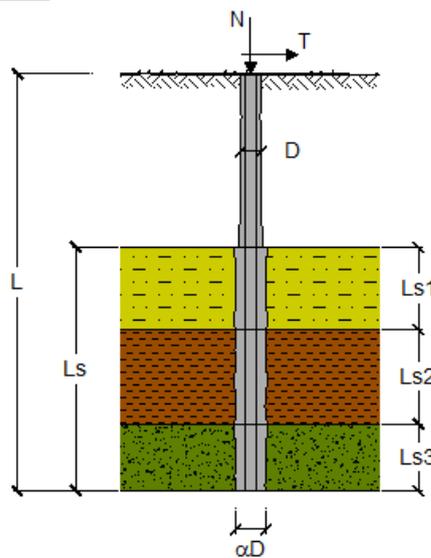
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropali copertura SLU

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	0.00	102.56	153.84
T (kN)	0.00	0.16	0.23



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_s$	$\gamma_s$ traz.
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_3$	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>						
	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.15 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 (m)

Armatura:

IPE   
  INP   
  HEA   
  HEB   
  HEM   
  Tubi   
  ALTRO

IPE 180    INP 160    HEA 300    HEB 160    HEM 200     $\phi 76,1 \times 5,0$

**ø76,1 x 5,0**

Area dell'armatura (A<sub>arm</sub>): 1117 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): 7.092E+05 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): 18,639 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio  ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): 355 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio γ<sub>M</sub>: 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ<sub>lim</sub>): 338 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E<sub>arm</sub>): 210,000 (N/mm<sup>2</sup>)

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

Coeff. di Winkler (k): 20.0 (MN/m<sup>3</sup>)

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA****Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore ls <sub>i</sub> (m)	α (-)	Ds <sub>i</sub> = α·D (m)	s <sub>i</sub> media (MPa)	s <sub>i</sub> minima (MPa)	s <sub>i</sub> calcolo (MPa)	Qsi (kN)
ghiaia in matrice limo	6.00	1.20	0.18	0.160	0.090	0.050	171.31
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$$Ls = 6.00 \quad (m) \quad Ql = 171.31 \quad (kN)$$

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta \cdot Ql \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$$\% \text{ Punta } 15\% \quad Qp = 25.70 \quad (kN)$$

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO****COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Qlim = 197.01 \quad (kN)$$

$$Fs = 1.28$$

**CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO**

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) (β = k<sup>2</sup>D<sub>arm</sub>): 1.52 (N/mm<sup>2</sup>)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$$Pk = 952.22 \quad (MN)$$

$$\eta = 6.19$$

**VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI**

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

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

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

$$b = 1.498 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 0.08 \quad (kN \cdot m)$$

**VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO**

Acciaio S 355 (Fe 510)

*Tensioni nel singolo micropalo*

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 141.91 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = 133.58 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 0.42 \quad (N/mm^2)$$

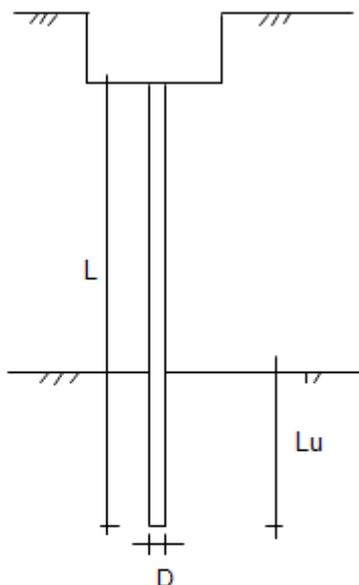
$$\sigma_{td} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{td} = 141.91 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

## 7.1.2 Calcolo del cedimento (SLE)

**CALCOLO DEL CEDIMENTO****OPERA:** Micropali copertura SLU**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D):	0.15	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	153.84	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	10.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	4.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	26936	(kN/m <sup>2</sup> )

**CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:**

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

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 1.93 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u \quad 2.75 \quad (\text{mm})$$

\*\*\*

## 7.2 Verifica fondazione superficiale scala N. 1

Si riporta la sintesi delle azioni in fondazione per le CC più gravose.

<b>SCALA-1</b>							
<b>MAX</b>	<b>CC14</b>	<b>eb</b>	<b>Mb</b>	<b>el</b>	<b>Ml</b>	<b>Tb</b>	<b>Tl</b>
	<b>Rz</b>						
1	15.25	0.7	<b>-5.39</b>	0	<b>0</b>	0	-12
2	22.95					0	-21.15
fond	63.9					<b>0</b>	<b>-33.15</b>
Rtot	<b>102.1</b>						
<b>MIN</b>	<b>CC1</b>	<b>eb</b>	<b>Mb</b>	<b>el</b>	<b>Ml</b>	<b>Tb</b>	<b>Tl</b>
	<b>Rz</b>						
1	6.85	0.7	<b>-2.485</b>	0	<b>0</b>	-0.35	-6.3
2	10.4					-0.35	-10.35
fond	63.9					<b>-0.7</b>	<b>-16.65</b>
Rtot	<b>81.15</b>						
Le reazioni sono in kN;							
Le coppie sono in kNm;							
Le eccentricità sono in m.							

7.2.1 Combinazione per  $N_{max}$  CC14

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = Ml/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

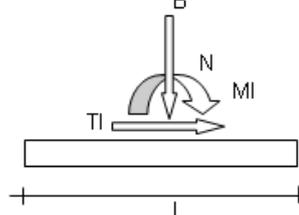
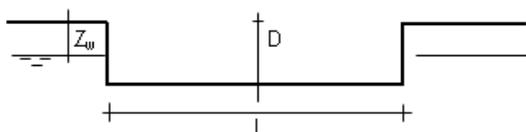
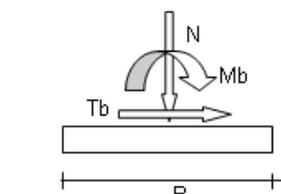
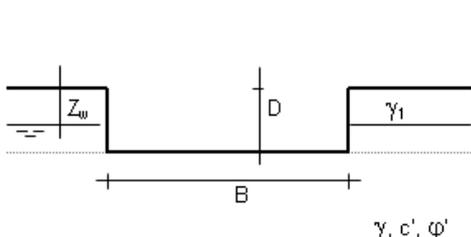
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

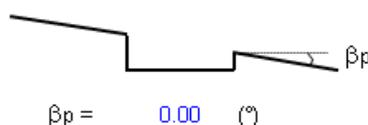
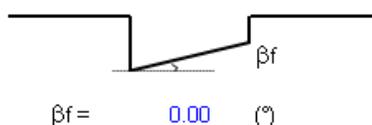
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 1.40 (m)
- L = 1.50 (m)
- D = 1.00 (m)



	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	102.10		102.10
Mb [kNm]	5.40		5.40
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
Tl [kN]	33.15		33.15
H [kN]	33.15	0.00	33.15

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 1.30 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.05 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.29 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.50 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 19.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 11.14 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.46$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.42$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.65$$

 **$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.54 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.46 \quad m = 1.46 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastroforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_q = 0.63$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.59$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.46$$

 **$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) * \arctan (D / B^*)$$

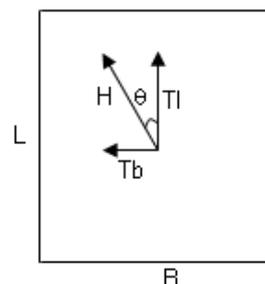
$$d_q = 1.24$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.26$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$



**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>y</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>y</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 397.83 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 52.59 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 172.97 \geq q = 52.59 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO****Carico agente**

$$H_d = 33.15 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 59.50 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 54.09 \geq H_d = 33.15 \quad (\text{kN})$$

7.2.2 Combinazione per  $N_{min}$  CCI

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

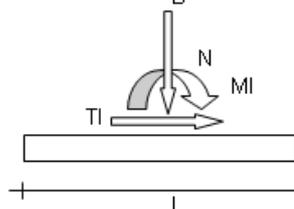
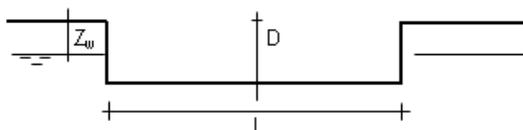
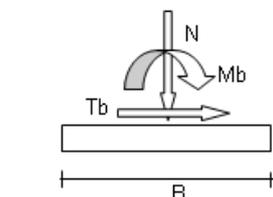
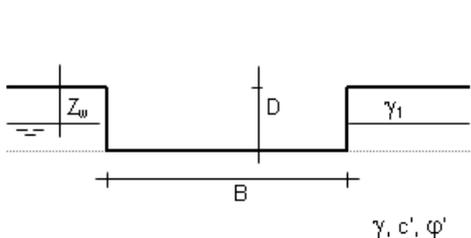
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = Ml/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

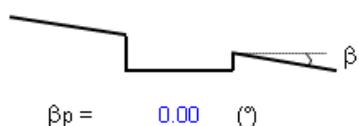
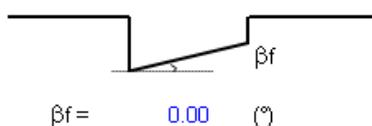
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 1.40 (m)
- L = 1.50 (m)
- D = 1.00 (m)



	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	81.15		81.15
Mb [kNm]	2.50		2.50
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.70		0.70
Tl [kN]	16.65		16.65
H [kN]	16.66	0.00	16.66

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 1.30 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.03 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.34 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.50 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 19.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 11.14 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

**$s_c, s_q, s_y$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.48$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.44$$

$$s_y = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_y = 0.64$$

 **$i_c, i_q, i_y$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.53 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 2.41 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.47 \quad m = 1.47 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e m=(m\_b sin^2 θ + m\_l cos^2 θ) in tutti gli altri casi)

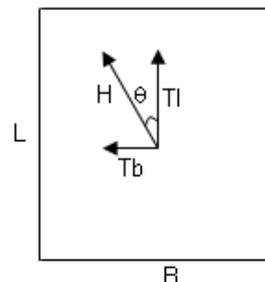
$$i_q = 0.77$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.75$$

$$i_y = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 0.64$$

 **$d_c, d_q, d_y$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.23$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.25$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>y</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>y</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 497.63 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 40.42 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 218.36 \geq q = 40.42 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO****Carico agente**

$$H_d = 16.66 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 49.62 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 45.11 \geq H_d = 16.66 \quad (\text{kN})$$

\*\*\*

### 7.3 Verifica fondazione superficiale scala N. 2

Si riporta la sintesi delle azioni in fondazione per le CC più gravose.

SCALA-2							
MAX	CC13	eb	Mb	el	MI	Tb	TI
	<b>Rz</b>						
1	38.1	0.4	<b>22.72</b>	0.35	<b>-81.84</b>	42	0
2	18.7			1.5		17.6	0
fond	185.25					<b>59.6</b>	<b>0</b>
1 asc	232.5			0.53			
Rtot	<b>474.55</b>						
MIN	CC7	eb	Mb	el	MI	Tb	TI
	<b>Rz</b>						
1	18.5	0.4	<b>10.94</b>	0.35	<b>19.75</b>	20.4	-1.25
2	8.85			1.5		8.35	-1.15
fond	185.25					<b>28.75</b>	<b>-2.4</b>
1 asc	0			0.53			
Rtot	<b>212.6</b>						
Le reazioni sono in kN;							
Le coppie sono in kNm;							
Le eccentricità sono in m.							

### 7.3.1 Combinazione per $N_{max}$ CC13

#### Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = M_b/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

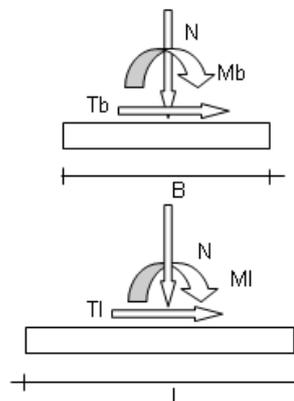
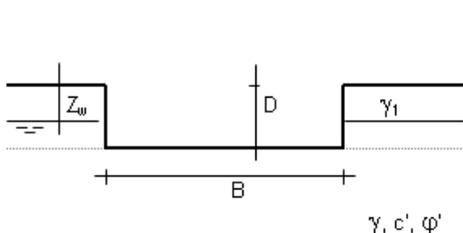
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

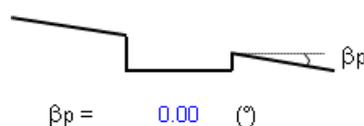
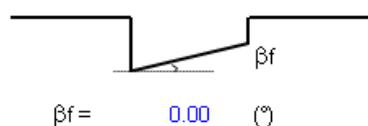
#### coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 2.25 (m)
- L = 3.15 (m)
- D = 1.40 (m)



	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	474.55		474.55
Mb [kNm]	22.75		22.75
Ml [kNm]	40.80		40.80
Tb [kN]	59.60		59.60
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	59.60	0.00	59.60

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 1.30 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.05 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.09 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.15 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 2.98 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 25.60 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

**$s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_y$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.39$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.35$$

$$s_y = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_y = 0.71$$

 **$i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_y$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.58 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.42 \quad m = 1.58 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastroforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_q = 0.83$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.82$$

$$i_y = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 0.74$$

 **$d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_y$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$$

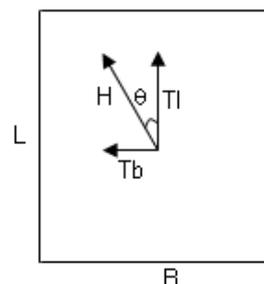
$$d_q = 1.20$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.22$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$



**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>y</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>y</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 626.65 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 73.97 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 272.46 \geq q = 73.97 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO****Carico agente**

$$Hd = 59.60 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$Sd = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$Sd = 263.53 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$Sd / \gamma_R = 239.57 \geq Hd = 59.60 \quad (\text{kN})$$

7.3.2 *Combinazione per  $N_{min}$  CC7*

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = Ml/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

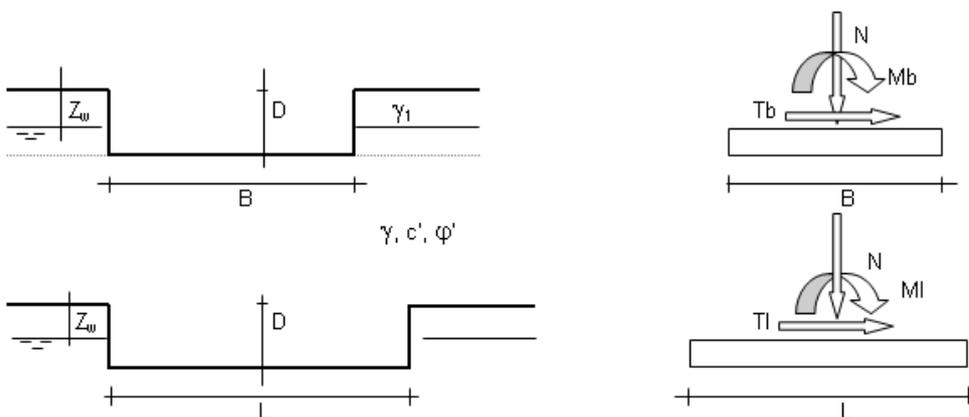
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 2.25 (m)
- L = 3.15 (m)
- D = 1.40 (m)



	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	212.60		212.60
Mb [kNm]	10.95		10.95
Ml [kNm]	19.75		19.75
Tb [kN]	28.75		28.75
Tl [kN]	2.40		2.40
H [kN]	28.85	0.00	28.85

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 1.30 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.05 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.09 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.15 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 2.96 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 25.60 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

**$s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_y$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.39$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.35$$

$$s_y = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_y = 0.71$$

 **$i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_y$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.58 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 85.23 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.42 \quad m = 1.58 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m\_b sin^2 θ + m\_l cos^2 θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = 0.84$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.83$$

$$i_y = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 0.75$$

 **$d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_y$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) * \arctan (D / B^*)$$

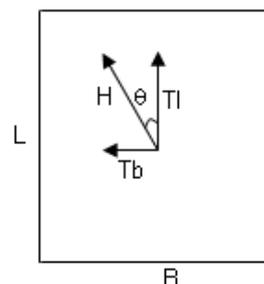
$$d_q = 1.20$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.22$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$



**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>y</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>y</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 634.92 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 33.41 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 276.05 \geq q = 33.41 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO****Carico agente**

$$Hd = 28.85 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$Sd = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$Sd = 135.51 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$Sd / \gamma_R = 123.19 \geq Hd = 28.85 \quad (\text{kN})$$

\*\*\*

### 7.4 Verifica fondazione profonda (micropali) scala N.4

La scala N. 4 risulta fondata su micropali (n.1 micropalo per ogni montante)

#### 7.4.1 Capacità portante CC15

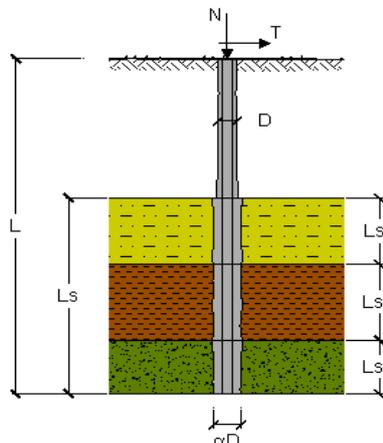
**CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO**

**OPERA:** Micropali scala n. 4

**DATI DI INPUT:**

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	9.90	35.00	65.37
<b>T (kN)</b>	2.30	6.25	12.37



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.00	1.15	1.25

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

**Caratteristiche del micropalo:**

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.15 (m)**  
 Lunghezza del micropalo (L): **10.00 (m)**

**Armatura:**

IPE     INP     HEA     HEB     HEM     Tubi     ALTRO  
                   

**ø76,1 x 5,0**

Area dell'armatura (A<sub>arm</sub>): **1117 (mm<sup>2</sup>)**  
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): **7.092E+05 (mm<sup>4</sup>)**  
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): **18,639 (mm<sup>3</sup>)**

Tipo di acciaio:

Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): **355 (N/mm<sup>2</sup>)**  
 Coefficiente Parziale Acciaio  $\gamma_M$ : **1.05**  
 Tensione ammissibile dell'acciaio ( $\sigma_{am}$ ): **338 (N/mm<sup>2</sup>)**  
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E<sub>am</sub>): **210,000 (N/mm<sup>2</sup>)**

**Coefficiente di Reazione Laterale:**Coeff. di Winkler (k): 20.0 (MN/m<sup>3</sup>)**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA****Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $Is_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	$s_i$ media (MPa)	$s_i$ minima (MPa)	$s_i$ calcolo (MPa)	$Qs_i$ (kN)
ghiaia in matrice limo	5.00	1.20	0.18	0.160	0.090	0.050	142.76
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$$Ls = 5.00 \text{ (m)} \quad Ql = 142.76 \text{ (kN)}$$

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta \cdot Ql \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$$\% \text{ Punta } 15\% \quad Qp = 21.41 \text{ (kN)}$$

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO****COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Qlim = 164.17 \text{ (kN)}$$

$$Fs = 2.51$$

**CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO**Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. ( $\beta$ ) ( $\beta = k \cdot D_{am}$ ): 1.52 (N/mm<sup>2</sup>)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$$Pk = 952.22 \text{ (MN)}$$

$$\eta = 14.57$$

**VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI**Momento massimo per carichi orizzontali (M):  
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

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

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot Earm \cdot Jarm}}$$

$$b = 1.498 \text{ (1/m)}$$

Momento Massimo (M):

$$M = 4.13 \text{ (kNm)}$$

**VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO**

Acciaio S 355 (Fe 510)

**Tensioni nel singolo micropalo**

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

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

$$\sigma_{max} = 279.95 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{min} = -162.89 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

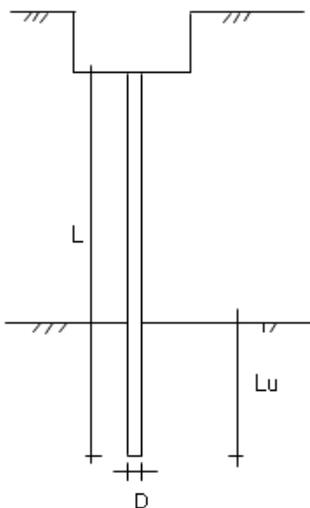
$$\tau = 22.14 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{td} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{td} = 282.57 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

7.4.2 *Calcolo del cedimento***CALCOLO DEL CEDIMENTO****OPERA:** Micropali scala n. 4**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D):	0.15	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	65.37	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	10.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	5.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	26936	(kN/m <sup>2</sup> )

**CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:**

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

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 2.02 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u \quad \mathbf{0.98 \quad (mm)}$$

\*\*\*

### 7.1 Verifica fondazione superficiale ascensore N. 1

Si riporta la sintesi delle azioni in fondazione per le CC più gravose.

ASCENSORE-1							
MAX	CC13	eb	Mb	el	MI	Tb	TI
	Rz						
1	106.75	1	-41.45	1.8	82.08	0.15	0
2	128.35					0	0
3	126.9					0.15	0.1
4	145.35					0.65	1.4
5	94.05					0.15	-0.2
6	95.45					0	-0.15
fond	312.75					1.1	1.15
2 asc	465						
Rtot	1474.6						
MIN	CC7	eb	Mb	el	MI	Tb	TI
	Rz						
1	-29	1	-108.35	1.8	46.35	-1.65	-5.1
2	27.25					-1.75	-5.1
3	61.65					-2.05	-5.15
4	69.75					-2.15	-5.15
5	-35.75					-1.65	-5.2
6	8.25					-1.75	-5.2
fond	312.75					-11	-30.9
2 asc	0						
Rtot	414.9						
Le reazioni sono in kN;							
Le coppie sono in kNm;							
Le eccentricità sono in m.							

7.1.1 Combinazione per  $N_{max}$  CC13

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = Ml/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

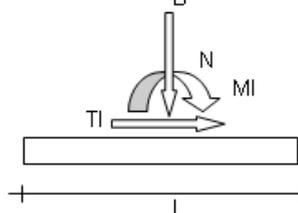
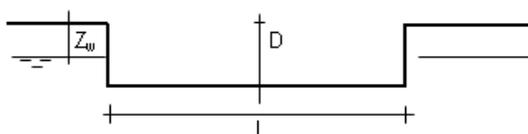
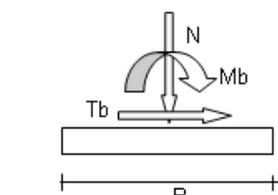
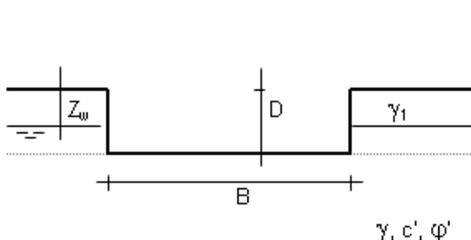
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

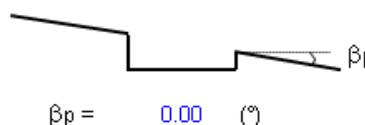
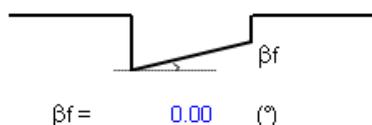
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 2.39 (m)
- L = 4.06 (m)
- D = 1.73 (m)



	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1474.60		1474.60
Mb [kNm]	41.45		41.45
Ml [kNm]	82.10		82.10
Tb [kN]	1.10		1.10
Tl [kN]	1.15		1.15
H [kN]	1.59	0.00	1.59

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 1.30 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.03 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.06 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.33 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 3.95 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 28.57 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

**$s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_y$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.31$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.29$$

$$s_y = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_y = 0.76$$

 **$i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_y$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.63 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 43.73 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.37 \quad m = 1.49 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e  
m=(m\_b \sin^2 \theta + m\_l \cos^2 \theta) in tutti gli altri casi)

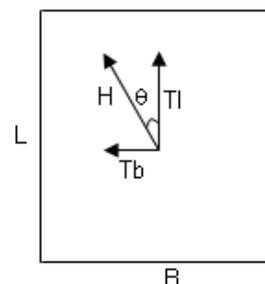
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_y = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 1.00$$

 **$d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_y$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.23$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.25$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>y</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>y</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 817.75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 160.02 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 355.54 \geq q = 160.02 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO****Carico agente**

$$Hd = 1.59 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$Sd = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$Sd = 765.29 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$Sd / \gamma_R = 695.72 \geq Hd = 1.59 \quad (\text{kN})$$

7.1.2 Combinazione per  $N_{min}$  CC7

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

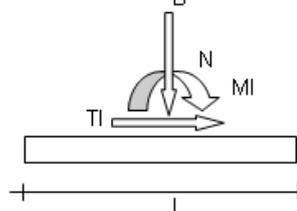
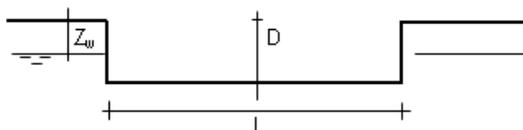
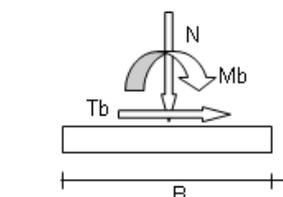
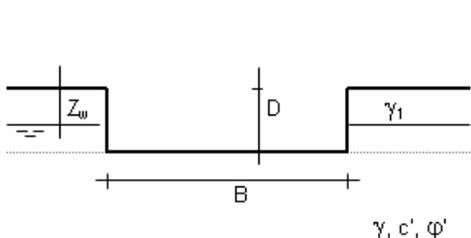
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = Ml/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

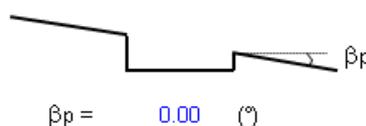
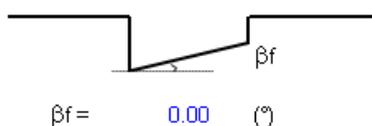
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

- B = 2.39 (m)
- L = 4.06 (m)
- D = 1.73 (m)



	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	414.90		414.90
Mb [kNm]	108.35		108.35
Ml [kNm]	46.35		46.35
Tb [kN]	11.00		11.00
Tl [kN]	30.90		30.90
H [kN]	32.80	0.00	32.80

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 1.30 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.26 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.11 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.87 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 3.84 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 28.57 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

**$s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_y$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.26$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.24$$

$$s_y = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_y = 0.81$$

 **$i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_y$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.67 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 19.60 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.33 \quad m = 1.37 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
m=(m\_b \sin^2 \theta + m\_l \cos^2 \theta) in tutti gli altri casi)

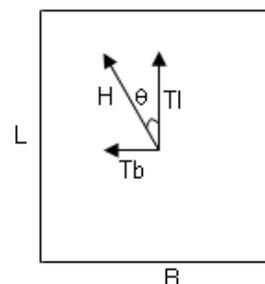
$$i_q = 0.91$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.90$$

$$i_y = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 0.85$$

 **$d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_y$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.29$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.31$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>y</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>y</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 727.28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 57.90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 316.21 \geq q = 57.90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO****Carico agente**

$$Hd = 32.80 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$Sd = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$Sd = 238.19 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$Sd / \gamma_R = 216.54 \geq Hd = 32.80 \quad (\text{kN})$$

\*\*\*

## 7.2 Verifica fondazione superficiale ascensore N. 4

Si riporta la sintesi delle azioni in fondazione per le CC più gravose.

<b>ASCENSORE-4</b>							
<b>MAX</b>	<b>CC1</b>	<b>eb</b>	<b>Mb</b>	<b>el</b>	<b>MI</b>	<b>Tb</b>	<b>TI</b>
	<b>Rz</b>						
1	46.75	0.9	<b>12.78</b>	0.88	<b>1.936</b>	1.35	5.4
2	149.3			2.84		1.9	5.3
3	154.5					1.9	5.35
4	46.7					1.35	5.25
5	42.05					1.15	5.4
6	153.15					1.8	5.35
7	145.75					1.8	5.35
8	42.1					1.15	5.25
fond	468					<b>12.4</b>	<b>42.65</b>
2 asc	465						
Rtot	<b>1713.3</b>						
<b>MIN</b>	<b>CC1</b>	<b>eb</b>	<b>Mb</b>	<b>el</b>	<b>MI</b>	<b>Tb</b>	<b>TI</b>
	<b>Rz</b>						
1	46.75	0.9	<b>3.96</b>	0.88	<b>-1.936</b>	-1.2	-5.25
2	-21.5			2.84		-1.8	5.35
3	-27.05					-1.8	-5.3
4	46.7					-1.2	-5.4
5	42.05					1.15	5.4
6	-25.7					-1.95	-5.35
7	-17.95					-1.95	-5.35
8	42.1					-1.35	-5.4
fond	468					<b>-10.1</b>	<b>-21.3</b>
2 asc	0						
Rtot	<b>553.4</b>						
Le reazioni sono in kN;							
Le coppie sono in kNm;							
Le eccentricità sono in m.							

7.2.1 Combinazione per  $N_{max}$  CCI

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = M_b/N$ )

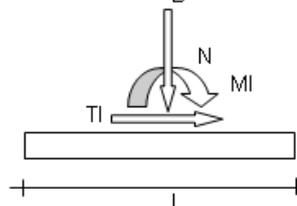
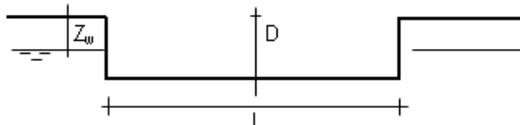
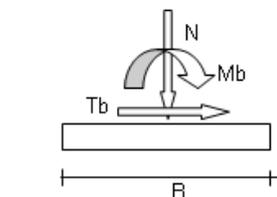
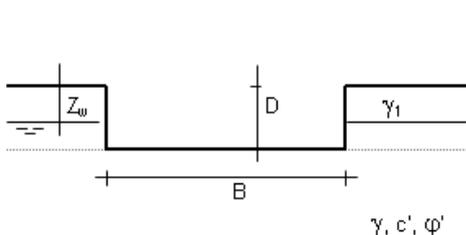
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

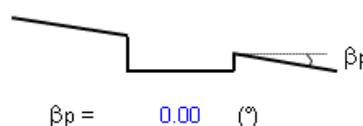
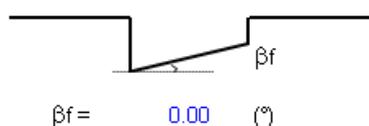
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 2.23 (m)
- L = 6.11 (m)
- D = 0.88 (m)



	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1713.30		1713.30
Mb [kNm]	12.80		12.80
MI [kNm]	1.95		1.95
Tb [kN]	12.40		12.40
TI [kN]	42.65		42.65
H [kN]	44.42	0.00	44.42

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 1.30 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.01 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.22 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 6.11 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 16.72 \quad (\text{kN/mq})$$

**γ : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 10.88 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.19$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.18$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.85$$

 **$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.73 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 16.21 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.27 \quad m = 1.30 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e  
m=(m\_b \sin^2 \theta + m\_l \cos^2 \theta) in tutti gli altri casi)

$$i_q = 0.97$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.97$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.95$$

 **$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

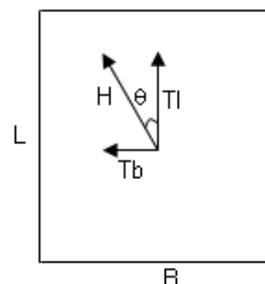
$$d_q = 1.12$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.13$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$



**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>y</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>y</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 521.19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 126.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 226.61 \geq q = 126.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO****Carico agente**

$$H_d = 44.42 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 903.28 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 821.16 \geq H_d = 44.42 \quad (\text{kN})$$

7.2.2 Combinazione per  $N_{min}$  CCI

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = Ml/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

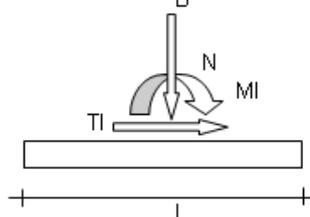
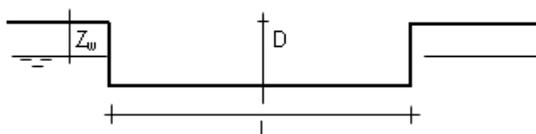
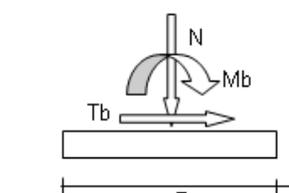
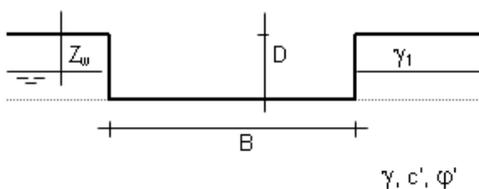
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

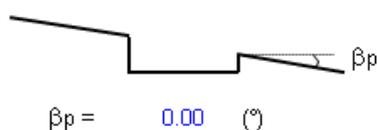
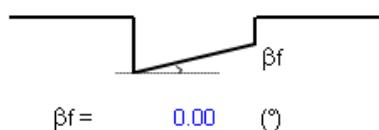
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 2.23 (m)
- L = 6.11 (m)
- D = 0.88 (m)



	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	553.40		553.40
Mb [kNm]	4.00		4.00
MI [kNm]	1.95		1.95
Tb [kN]	10.10		10.10
TI [kN]	21.30		21.30
H [kN]	23.57	0.00	23.57

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 1.30 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.01 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.22 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 6.10 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 16.72 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 10.88 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.19$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.18$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.85$$

 **$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.73 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 25.37 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.27 \quad m = 1.35 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e  
m=(m\_b \sin^2 \theta + m\_l \cos^2 \theta) in tutti gli altri casi)

$$i_q = 0.95$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.95$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.92$$

 **$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

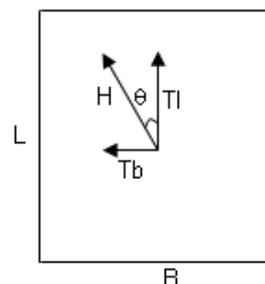
$$d_q = 1.12$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.13$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$



**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>y</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>y</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 511.91 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 40.93 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 222.57 \geq q = 40.93 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO****Carico agente**

$$H_d = 23.57 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 337.52 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 306.84 \geq H_d = 23.57 \quad (\text{kN})$$

## 7.3 Verifica fondazione vasca antincendio

### 7.3.1 Verifica della capacità portante (SLU)

#### CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE FONDAZ. SUP.

##### Dimensioni di base fondazione:

$$B := 4.45 \cdot \text{m}$$

$$L := 6.5 \cdot \text{m} \quad \text{if}(B \leq L, \text{"OK"}, \text{"INVERTIRE B CON L"}) = \text{"OK"}$$

- profondità appoggio fondazione:  $D := 1.6 \cdot \text{m}$

- classificazione fondazione:

$$\text{if}\left(\frac{D}{B} < 4, \text{"SUPERFICIALE"}, \text{if}\left(\frac{D}{B} < 10, \text{"SEMIPROFONDA"}, \text{"PROFONDA"}\right)\right) = \text{"SUPERFICIALE"}$$

- area di base fond:  $A := B \cdot L$

- inclinazione base fond:  $\beta := 0 \cdot \text{deg}$

- inclinazione pendio terreno:  $\alpha := 0 \cdot \text{deg}$

#### Calcolo delle azioni alla base della fondazione - Approccio 2 (A1+M1+R3):

##### Azioni trasmesse in testa al solido di fondazione

- coefficiente di sovrarresistenza per le fondazioni  $\gamma_{Rd} := 1.0$

- coefficienti parziali azioni permanenti strutt.  $\gamma_{g_{max}} := 1.3 \quad \gamma_{g_{min}} := 1.0 \quad (A1)$

$$Ff_{z\_sd} := \left( 3.8 \text{m} \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.5 + 0.7 \text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.3 \right) \cdot B \cdot L + 2 \cdot (B + L) \cdot 4.3 \text{m} \cdot 0.3 \text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.3 = 3225 \cdot \text{kN}$$

- carico verticale:  $Ff_{z\_sd} := Ff_{z\_sd} \quad R_z$

- carico orizzontale in dir. di B:  $Hf_{B\_sd} := 0 \quad R_y$

- carico orizzontale in dir. di L:  $Hf_{L\_sd} := 0 \quad R_x$

- momento flettente nel piano parallelo a B:  $Mf_{B\_sd} := 0 \quad M_x$

- momento flettente nel piano parallelo a L:  $Mf_{L\_sd} := 0 \quad M_y$

- dimensioni solido di fondazione:  $L_B := B \quad L_L := L \quad H_f := 0 \text{m}$

- peso specifico clacestrutto  $w_{cls} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

- peso del solido di fondazione  $G_f := L_B \cdot L_L \cdot H_f \cdot w_{cls} = 0 \cdot \text{kN}$

##### Azioni trasmesse sul piano di appoggio della fondazione

- carico verticale:  $F_{z\_sd} := (Ff_{z\_sd} + G_f \cdot \gamma_{g_{max}}) \cdot \gamma_{Rd} = 3224.93 \cdot \text{kN}$

- carico orizzontale in dir. di B:  $H_{B\_sd} := Hf_{B\_sd} \cdot \gamma_{Rd} = 0 \cdot \text{kN}$

- carico orizzontale in dir. di L:  $H_{L\_sd} := Hf_{L\_sd} \cdot \gamma_{Rd} = 0 \cdot \text{kN}$

- momento flettente nel piano parallelo a B:

$$M_{B\_Sd} := (|Mf_{B\_Sd}| + Hf_{B\_Sd} \cdot H_f) \cdot \gamma_{Rd} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

- momento flettente nel piano parallelo a L

$$M_{L\_Sd} := (|Mf_{L\_Sd}| + Hf_{L\_Sd} \cdot H_f) \cdot \gamma_{Rd} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$e_B := \frac{M_{B\_Sd}}{F_{z\_Sd}} = 0 \cdot \text{m}$$

$$e_L := \frac{M_{L\_Sd}}{F_{z\_Sd}} = 0 \cdot \text{m}$$

- area di base rid.:

$$B_{rid} := B - 2 \cdot e_B = 4.45 \text{ m}$$

$$L_{rid} := L - 2e_L = 6.5 \text{ m}$$

if(B<sub>rid</sub> ≤ L<sub>rid</sub>, "OK", "INVERTIRE B CON L") = "OK"

- area di base rid.:

$$A_{rid} := B_{rid} \cdot L_{rid} = 28.93 \text{ m}^2$$

### Parametri geotecnici del terreno:

n<sub>s</sub> := 3      numero di strati      i := 1..n<sub>s</sub>

profondità base strato i-esimo

z <sub>i</sub> :=	
1.6 m	riporto
7 m	limi sabbiosi
18 m	sabbie e ghiaie

pesi di volume del terreno

γ <sub>t<sub>i</sub></sub> :=	γ <sub>t<sub>imm<sub>i</sub></sub></sub> :=	γ <sub>t<sub>sat<sub>i</sub></sub></sub> :=
16 $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	9 $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	18 $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
16 $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	9 $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	18 $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
17 $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	9 $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	18 $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

COND. NON DRENATE

coesione non drenata strato i-esimo

$$c_{u,k_i} :=$$

0.00·MPa
0.00·MPa
0.00·MPa

COND. DRENATE

ang. attrito efficace strato i-esimo

$$\phi_{eff,k_i} :=$$

15·deg
26·deg
35·deg

coesione drenata strato i-esimo

$$c_{eff,k_i} :=$$

0.00·MPa
0.00·MPa
0.00·MPa

VALORI CARATTERISTICI

$$z := 0m, 0.1m \dots z_{s_{n_s}}$$

$$\phi_{eff,k}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ (z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i}) \cdot \phi_{eff,k_i} \right]$$

$$c_{eff,k}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ (z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i}) \cdot c_{eff,k_i} \right]$$

COND. DRENATE (MEDIE)

$$c_{u,k}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ (z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i}) \cdot c_{u,k_i} \right]$$

COND. NON DRENATE (MEDIE)

$$\gamma_t(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ (z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i}) \cdot \gamma_{t_i} \right]$$

$$\gamma_{t\_imm}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ (z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i}) \cdot \gamma_{t\_imm_i} \right]$$

$$\gamma_{t\_sat}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ (z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i}) \cdot \gamma_{t\_sat_i} \right]$$

- profondità della falda dal piano di campagna:

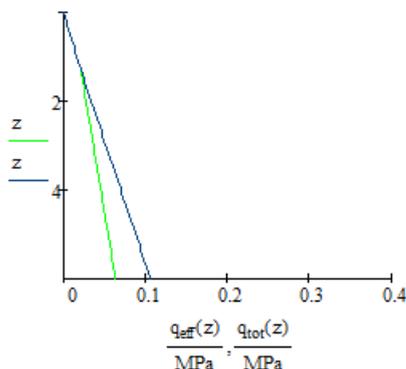
$$D_w := 1.3m$$

- peso di volume dell'acqua:

$$w_{H2O} := 10.00 \frac{kN}{m^3}$$

$$q_{eff}(z) := \begin{cases} \int_0^z \gamma_t(z) dz & \text{if } z < D_w \\ \int_0^{D_w} \gamma_t(z) dz + \int_{D_w}^z \gamma_{t\_imm}(z) dz & \text{if } z \geq D_w \end{cases}$$

$$q_{tot}(z) := \begin{cases} \int_0^z \gamma_t(z) dz & \text{if } z < D_w \\ \int_0^{D_w} \gamma_t(z) dz + \int_{D_w}^z \gamma_{t\_sat}(z) dz & \text{if } z \geq D_w \end{cases}$$



**Coefficienti parziali:**

$$\gamma_{\phi M1} := 1 \quad \gamma_{cu M1} := 1 \quad (M1)$$

$$\gamma_{R1\_sup} := 1.0 \quad (R1 - superficiali)$$

$$\gamma_{R2\_sup} := 1.8 \quad (R2 - superficiali)$$

$$\gamma_{R3\_sup} := 2.3 \quad (R3 - superficiali)$$

**Parametri geotecnici di progetto del terreno:**

$$H := 0.5 \cdot B \cdot \tan\left(45 \text{deg} + \frac{\phi_{eff\_k}(D)}{2}\right) = 2.9 \text{ m}$$

$$c_{v\_k} := \int_D^{D+H} \frac{c_{v\_k}(z)}{H} dz = 0 \cdot \text{MPa}$$

$$c_{eff\_k} := \int_D^{D+H} \frac{c_{eff\_k}(z)}{H} dz = 0 \cdot \text{MPa}$$

$$\phi_{eff\_k} := \text{atan}\left(\int_D^{D+H} \frac{\tan(\phi_{eff\_k}(z))}{H} dz\right) = 26 \cdot \text{deg}$$

media pesata  
par. 4.8, pag. 219 del Bowles

$$c_{v\_d} := \frac{c_{v\_k}}{\gamma_{cu M1}} = 0 \cdot \text{MPa}$$

caratteristiche geot. del  
terreno alla base dei pali

$$\phi_{eff\_d} := \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi_{eff\_k})}{\gamma_{\phi M1}}\right) = 26 \cdot \text{deg}$$

$$c_{eff\_d} := \frac{c_{eff\_k}}{\gamma_{cu M1}} = 0 \cdot \text{MPa}$$

## Portata fondazione superficiale (Brinch-Hansen)

### Coefficienti di portata alla base

$$N_q(\phi) := e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

$$N_c(\phi) := \text{if}[\phi = 0, 5.14, (N_q(\phi) - 1) \cdot \cot(\phi)]$$

$$N_\gamma(\phi) := 2(N_q(\phi) + 1) \cdot \tan(\phi)$$

### Fattori di forma:

$$s_q(\phi) := \text{if}\left[\phi = 0, 1, 1 + 0.1 \cdot \frac{B_{rid}}{L_{rid}} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}\right]$$

$$s_\gamma(\phi) := \text{if}\left[\phi = 0, 1, 1 + 0.1 \cdot \frac{B_{rid}}{L_{rid}} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}\right]$$

$$s_c(\phi) := 1 + 0.2 \cdot \frac{B_{rid}}{L_{rid}} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

### Fattori di profondità:

$$k_1 := \text{if}\left[\frac{D}{B_{rid}} \leq 1, \frac{D}{B_{rid}}, \text{atan}\left(\frac{D}{B_{rid}}\right)\right] \quad k_1 = 0.36$$

$$d_q(\phi) := 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot k_1$$

$$d_c(\phi) := \text{if}\left[\phi = 0, 1 + 0.4k_1 \cdot d_q(\phi) - \left(\frac{1 - d_q(\phi)}{N_c(\phi)}\right)\right]$$

$$d_\gamma(\phi) := 1$$

### Fattori per carichi inclinati:

$$\theta_L := 90 \text{deg} = 90 \text{-deg}$$

inclinazione della proiezione dell'azione del carico su piano di fondazione in direzione L

$$m_B := \frac{2 + \frac{B_{rid}}{L_{rid}}}{1 + \frac{B_{rid}}{L_{rid}}} = 1.59 \quad m_L := \frac{2 + \frac{L_{rid}}{B_{rid}}}{1 + \frac{L_{rid}}{B_{rid}}} = 1.41$$

$$m_1 := m_L \cdot \cos(\theta_L)^2 + m_B \cdot \sin(\theta_L)^2 = 1.59$$

$$H_{Sd} := \sqrt{H_{L_{Sd}}^2 + H_{B_{Sd}}^2} = 0 \text{kN}$$

$$i_q(\phi, c) := \text{if}\left[\phi = 0, 1, \left(1 - \frac{H_{Sd}}{F_{z_{Sd}} + A_{rid} \cdot c \cdot \cot(\phi)}\right)^{m_1}\right]$$

$$i_c(\phi, c) := \text{if}\left[\phi = 0, 1 - \frac{m_1 \cdot H_{Sd}}{A_{rid} \cdot c \cdot N_c(\phi)}, i_q(\phi, c) - \frac{(1 - i_q(\phi, c))}{N_c(\phi) \cdot \tan(\phi)}\right]$$

$$i_{\gamma}(\phi, c) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1, \left[ 1 - \frac{H_{Sd}}{(F_{z\_Sd} + A_{rid} \cdot c \cdot \cot(\phi))} \right]^{m_1+1} \right]$$

**Fattori per base inclinata:**

$$b_q(\phi) := (1 - \beta \cdot \tan(\phi))^2$$

$$b_c(\phi) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}, b_q(\phi) - \frac{(1 - b_q(\phi))}{N_c(\phi) \cdot \tan(\phi)} \right]$$

$$b_{\gamma}(\phi) := b_q(\phi)$$

**Fattori su pendio:**

$$g_q(\phi) := (1 - \tan(\alpha))^2$$

$$g_c(\phi) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}, g_q(\phi) - \frac{(1 - g_q(\phi))}{N_c(\phi) \cdot \tan(\phi)} \right]$$

$$g_{\gamma}(\phi) := g_q(\phi)$$

**Effetti cinematico del terreno in fase sismica:**

$$a_{g\_SLV} := 0.147g \quad S := 1.5 \quad \beta_s := 0.24 \quad \text{parametri sismici}$$

$$K_{hi} := \frac{a_{g\_SLV} \cdot S}{g} = 0.221 \quad \text{coefficienti sismici}$$

$$K_{hk} := \beta_s \cdot \frac{a_{g\_SLV} \cdot S}{g} = 0.053 \quad \text{coefficienti sismici}$$

$$z_c(\phi) := 1 - 0.32 \cdot K_{hk}$$

$$z_{\gamma}(\phi) := \left( 1 - \frac{K_{hk}}{\tan(\phi_{eff\_d})} \right)^{0.35}$$

$$z_q(\phi) := z_{\gamma}(\phi)$$

**Tabella 7.11.1** – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_1$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

**Capacità portante ultima:**

$$q_{lim\_eff}(\phi, c) := c \cdot N_c(\phi) \cdot s_c(\phi) \cdot d_c(\phi) \cdot i_c(\phi, c) \cdot b_c(\phi) \cdot g_c(\phi) \cdot z_c(\phi) + q_{eff}(D) \cdot N_q(\phi) \cdot s_q(\phi) \cdot d_q(\phi) \cdot i_q(\phi, c) \cdot b_q(\phi) \cdot g_q(\phi) \cdot z_q(\phi) \dots \\ + \frac{1}{2} (q_{eff}(D+B) - q_{eff}(D)) \cdot N_\gamma(\phi) \cdot s_\gamma(\phi) \cdot d_\gamma(\phi) \cdot i_\gamma(\phi, c) \cdot b_\gamma(\phi) \cdot g_\gamma(\phi) \cdot z_\gamma(\phi)$$

$$q_{lim\_tot}(\phi, c) := c \cdot N_c(\phi) \cdot s_c(\phi) \cdot d_c(\phi) \cdot i_c(\phi, c) \cdot b_c(\phi) \cdot g_c(\phi) \cdot z_c(\phi) + q_{tot}(D) \cdot s_q(\phi) \cdot d_q(\phi) \cdot i_q(\phi, c) \cdot b_q(\phi) \cdot g_q(\phi) \cdot z_q(\phi)$$

$$q_{lim\_eff}(\phi_{eff\_d}, c_{eff\_d}) = 0.63 \cdot \text{MPa}$$

$$q_{lim\_tot}(0deg, c_{u\_d}) = 0.03 \cdot \text{MPa}$$

## Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$F_{z\_sd} = 3225 \cdot \text{kN}$$

carico sul piano di appoggio della fondazione

$$F_{UPL} := \text{if}[D_w \leq D, B \cdot L \cdot (D - D_w) \cdot w_{H2O}, 0] = 86.78 \cdot \text{kN}$$

eventuale sottospinta idraulica

$$Q_{Rd\_eff} := \frac{q_{lim\_eff}(\phi_{eff\_d}, c_{eff\_d}) \cdot A_{rid}}{\gamma_{R3\_sup}} + F_{UPL} \cdot \gamma_{g\_min} = 8045 \cdot \text{kN}$$

portata efficace fondazione

$$Q_{Rd\_tot} := \frac{q_{lim\_tot}(0deg, c_{u\_d}) \cdot A_{rid}}{\gamma_{R3\_sup}} = 317 \cdot \text{kN}$$

portata totale fondazione

$$Q_{Rd} := \min(Q_{Rd\_eff}) = 8045 \cdot \text{kN}$$

portata ultima fondazione

$$\text{if}(Q_{Rd} > F_{z\_sd}, \text{"VERIFICATA"}, \text{"NON VERIFICATA"}) = \text{"VERIFICATA"}$$

\*\*\*

## 7.3.2 Verifica dei cedimenti (SLE)

**CALCOLO DEI CEDIMENTI FONDAZIONE SUPERFICIALE - Metodo edometrico per terreni coesivi****Dimensioni fondazione:**

- larghezza fond. rett. o nastriforme:  $B := 4.45\text{-m}$
- lunghezza:  $L := 6.5\text{-m}$  if  $(L \neq 0, \text{if}(B \leq L, \text{"OK"}, \text{"INVERTIRE B CON L"}), \text{"OK"}) = \text{"OK"}$
- raggio fondazione circolare  $R := 0$
- profondità piano di posa fond.:  $D := 1.6\text{-m}$

$$\text{forma} := \begin{cases} \text{"circolare"} & \text{if } R \neq 0 \\ \text{"nastro"} & \text{if } L = 0 \wedge R = 0 \\ \text{"quadrato"} & \text{if } (L = B \wedge R = 0) \\ \text{"rettang"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"rettang"}$$

**Caratteristiche terreno:**

$$n_s := 3 \quad \text{numero di strati}$$

$$i := 1..n_s \quad p_0 := D = 1.6\text{ m} \quad \text{piano di posa della fondazione}$$

profondità base  
strato i-esimo

$$z_{s_i} :=$$

1.6-m	riporto
7-m	limi sabbiosi
18m	sabbie e ghiaie

$$m_{v_i} :=$$

10000
1MPa
1
15MPa
1
30MPa

$$E_{ed_i} := \frac{1}{m_{v_i}}$$

$$z_{s_i} =$$

1.6	m
7	
18	

$$E_{ed_i} =$$

0	MPa
15	
30	

modulo edometrico  
strato i-esimo

spessore dello  
strato i-esimo sul lato  
della fondazione

$$p_i := \begin{cases} D & \text{if } z_{s_i} < D \\ z_{s_i} & \text{if } z_{s_i} \geq D \end{cases} \quad p_i =$$

1.6	m
7	
18	

$$D_w := 1.3\text{m}$$

prof. della falda

$$\gamma_t := 18.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{t_{imm}} := 9.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

peso di volume terreno:

$$\gamma_w := 10.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

**Carichi sulla fondazione**

carico verticale sul piano di posa della fondazione rettangolare

$$N_{sd} := \left( 3.8\text{m} \cdot 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0.7\text{m} \cdot 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) \cdot B \cdot L + 2 \cdot (B + L) \cdot 4.3\text{m} \cdot 0.3\text{m} \cdot 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2312 \cdot \text{kN}$$

$$n_{sd} := 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{carico verticale per unità di lunghezza sul piano di posa della fondazione nastriforme}$$

$$q := \begin{cases} \frac{n_{sd}}{B} & \text{if forma = "nastro"} \\ \frac{N_{sd}}{L \cdot B} & \text{if (forma = "rettang") } \vee \text{(forma = "quadrato")} \\ \frac{N_{sd}}{\pi \cdot \frac{R^2}{4}} & \text{if forma = "circolare"} \end{cases} = 79.92 \cdot \text{kPa} \quad \text{pressione media sul terreno alla base della fondazione in esercizio per i soli carichi permanenti}$$

$$q_{eff} := \begin{cases} q & \text{if } D_w > D \\ q - (D - D_w) \cdot \gamma_{tw} & \text{if } D_w \leq D \end{cases} = 0.77 \cdot \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{lit\_eff} := \begin{cases} (\gamma_t \cdot D) & \text{if } D_w > D \\ [\gamma_t \cdot D_w + \gamma_{t\_imm} \cdot (D - D_w)] & \text{if } D_w \leq D \end{cases} = 0.26 \cdot \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad \text{pressione litostatica:}$$

$$\Delta q := \max(q_{eff} - q_{lit\_eff}, 0) = 0.51 \cdot \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad \text{incremento di pressione sul terreno sul piano di posa della fond.}$$

### Distribuzione delle pressioni nel terreno (Boussinesq)

$$z := p_0 \cdot p_0 + 0.01 \text{m} \cdot 4 \cdot B + D \quad y := 0 \text{m}, 0.01 \text{m} \cdot 4 \cdot B + D - p_0$$

$$f(L_i, B_i, y) := \text{atan}\left(\frac{L_i \cdot B_i}{\sqrt{L_i^2 + B_i^2 + y^2}}\right) + \frac{L_i \cdot B_i \cdot y}{\sqrt{L_i^2 + B_i^2 + y^2}} \cdot \left(\frac{1}{L_i^2 + y^2} + \frac{1}{B_i^2 + y^2}\right) \quad \text{funzione di forma per il calcolo della distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il vertice di un impronta rettangolare}$$

$$h(B_i, y) := \text{atan}\left(\frac{B_i}{y}\right) + B_i \cdot y \cdot \left(\frac{1}{B_i^2 + y^2}\right) \quad \text{funzione di forma per il calcolo della distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il vertice di un impronta nastriforme}$$

$$n(R_i, y) := 1 - \frac{1}{\sqrt{\left[1 + \left(\frac{R}{y}\right)^2\right]^3}}$$

$$\sigma_{q\_rett}(L, B, y) := \frac{\Delta q}{2 \cdot \pi} \cdot (f(L, B, y))$$

distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il vertice di un impronta rettangolare di dimensioni L, B

$$\sigma_{q\_nastr}(B, y) := \frac{\Delta q}{2 \cdot \pi} \cdot h(B, y)$$

distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il vertice di un impronta nastriforme di dimensioni B

$$\sigma_{q\_circ}(R, y) := \Delta q \cdot n(R, y)$$

distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il centro di un impronta circolare di raggio R

### Caso 1 - Fondazione rettangolare

scegliere uno dei casi sottostanti

$$\Delta \sigma_{q\_fless\_rett\_cen}(y) := 4 \sigma_{q\_rett}\left(\frac{L}{2}, \frac{B}{2}, y\right)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione flessibile rettangolare

$$\Delta\sigma_{q\_fless\_rett\_sp}(y) := \sigma_{q\_rett}(L, B, y)$$

distribuzione delle sovra-pressioni nell'angolo

$$\Delta\sigma_{q\_rig\_rett}(y) := \frac{1}{3}(2 \cdot \Delta\sigma_{q\_fless\_rett\_cen}(y) + \Delta\sigma_{q\_fless\_rett\_sp}(y))$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione rigida rettangolare (vedi 9.16 Lancellotta)

**Caso 2 - Fondazione nastriforme**

$$\Delta\sigma_{q\_fless\_nastr}(y) := 4\sigma_{q\_nastr}\left(\frac{B}{2}, y\right)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione rigida circolare (vedi 8.11 Cestelli-Guidi)

$$\Delta\sigma_{q\_rig\_nastr}(y) := \frac{1}{2}\left(4\sigma_{q\_nastr}\left(\frac{B}{2}, y\right) + \sigma_{q\_nastr}(B, y)\right)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione rigida nastriforme (vedi 9.15 Lancellotta)

**Caso 3 - Fondazione circolare**

$$\Delta\sigma_{q\_fless\_circ}(y) := \sigma_{q\_circ}(R, y)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione rigida nastriforme (vedi 9.15 Lancellotta)

$$\alpha := 1.1$$

coeff. di amplificazione del cedimento finale di consolidazione

**Calcolo dei cedimenti**

scegliere uno dei casi sottostanti

**Caso 1a - Fondazione rettangolare flessibile**

$$w_{ed\_fless\_rett\_cen_i} := \int_{P_{i-1}}^{P_i} \frac{\Delta\sigma_{q\_fless\_rett\_cen}(z - p_0)}{E_{ed_i}} dz = \dots \text{ cm}$$

$$w_{ed\_fless\_rett\_sp_i} := \int_{P_{i-1}}^{P_i} \frac{\Delta\sigma_{q\_fless\_rett\_sp}(z - p_0)}{E_{ed_i}} dz = \dots \text{ cm}$$

$$w_{fless\_rett\_cen} := \sum_{i=1}^{n_s} w_{ed\_fless\_rett\_cen_i} = 1.5 \text{ cm}$$

$$w_{fless\_rett\_sp} := \sum_{i=1}^{n_s} w_{ed\_fless\_rett\_sp_i} = 0.58 \text{ cm}$$

$$w_{fin\_fless\_rett} := \alpha \cdot w_{fless\_rett\_cen} = 1.65 \text{ cm}$$

$$w_{fin\_fless\_rett\_sp} := \alpha \cdot w_{fless\_rett\_sp} = 0.63 \text{ cm}$$

$$\frac{\alpha \cdot w_{ed\_fless\_rett\_cen_i}}{w_{fless\_rett\_cen}} = \text{percentuale di influenza dei cedimenti}$$

0	.%
92.26	
17.74	

$$\frac{1.65 \text{ cm} - 0.63 \text{ cm}}{\left(\frac{4.45 \text{ m}}{2}\right)} = 0.0046$$

**Caso 1b - Fondazione rettangolare rigida**

$$w_{ed\_rig\_rett} := \sum_{i=1}^{n_s} \int_{P_{i-1}}^{P_i} \frac{\Delta\sigma_{q\_rig\_rett}(z - p_0)}{E_{ed_i}} dz = 1.19 \cdot \text{cm}$$

$$w_{fin\_rig\_rett} := w_{ed\_rig\_rett} \cdot \alpha = 1.31 \cdot \text{cm}$$

cedimento edometrico e finale della fondazione rettangolare rigida

**Caso 2a - Fondazione nastriforme flessibile**

$$w_{ed\_fless\_nastr} := \sum_{i=1}^{n_s} \int_{P_{i-1}}^{P_i} \frac{\Delta\sigma_{q\_fless\_nastr}(z - p_0)}{E_{ed_i}} dz = 1.89 \cdot \text{cm}$$

$$w_{fin\_fless\_nastr} := w_{ed\_fless\_nastr} \cdot \alpha = 2.08 \cdot \text{cm}$$

cedimento edometrico e finale della fondazione nastriforme flessibile

**Caso 2b - Fondazione nastriforme rigida**

$$w_{ed\_rig\_nastr} := \sum_{i=1}^{n_s} \int_{P_{i-1}}^{P_i} \frac{\Delta\sigma_{q\_rig\_nastr}(z - p_0)}{E_{ed_i}} dz = 1.27 \cdot \text{cm}$$

$$w_{fin\_rig\_nastr} := w_{ed\_rig\_nastr} \cdot \alpha = 1.4 \cdot \text{cm}$$

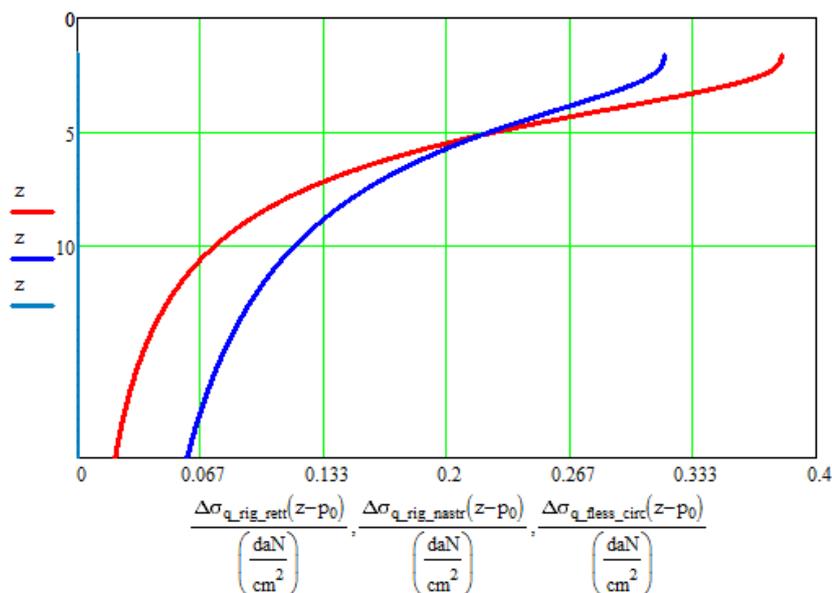
cedimento edometrico e finale della fondazione nastriforme rigida

**Caso 3a - Fondazione circolare flessibile**

$$w_{ed\_fless\_circ} := \sum_{i=1}^{n_s} \int_{P_{i-1}}^{P_i} \frac{\Delta\sigma_{q\_fless\_circ}(z - p_0)}{E_{ed_i}} dz = 0 \cdot \text{cm}$$

$$w_{fin\_fless\_circ} := w_{ed\_fless\_circ} \cdot \alpha = 0 \cdot \text{cm}$$

cedimento edometrico e finale della fondazione nastriforme rigida



\*\*\*