

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

*DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA, AMBIENTALE E
DEI MATERIALI - DICAM*

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

in

Opere Infrastrutturali M

**FONDAZIONI A POZZO PER PILE DA PONTE.
CONFRONTI FRA DIVERSI MODELLI DI INTERAZIONE
CON IL TERRENO**

CANDIDATO:

Stefano Sandonà

RELATORE:

Prof. Ing. Raffaele Poluzzi

CORRELATORE:

Prof. Ing. Laura Tonni

Anno Accademico 2012/13

Sessione III

Indice:

Introduzione	5
Fondazioni speciali: fondazioni a pozzo	6
Capitolo 1: Analisi dei carichi e azioni sollecitanti	13
Pesi propri strutturali.....	14
Travi saldate in acciaio.....	14
Traverso intermedio	15
Diaframma intermedio	16
Traverso di estremità.....	17
Croci di irrigidimento nel piano orizzontale.....	19
Pesi propri non strutturali.....	19
Ballast e binari.....	19
Barriere antirumore	20
Carichi variabili da traffico.....	20
Carichi verticali	20
Carichi orizzontali.....	22
Criteri di verifica	23
Stati limite ultimi e di esercizio	25
Requisiti concernenti gli SLU	25
Requisiti concernenti gli SLE.....	26
Combinazione SLE Caratteristica (gruppo di carico 1)	29
Combinazione SLE Caratteristica (gruppo di carico 3)	30
Combinazione SLE Frequente (gruppo di carico 1).....	31
Combinazione SLE Frequente (gruppo di carico 3).....	32
Combinazione SLE Quasi Permanente (gruppo di carico 1)	33
Combinazione SLE Quasi Permanente (gruppo di carico 3)	34
Combinazione SLU - EQU (gruppo di carico 1)	35
Combinazione SLU - EQU (gruppo di carico 3)	36
Combinazione SLU - STR (gruppo di carico 1).....	37
Combinazione SLU - STR (gruppo di carico 3).....	38
Combinazione SLU - GEO (gruppo di carico 1).....	39

Combinazione SLU - GEO (gruppo di carico 3)	40
Analisi Statica Lineare.....	42
Capitolo 2: Progetto e verifiche di pila e plinto	51
Caratteristiche dei materiali.....	51
Lunghezze di ancoraggio e copriferro	52
Progetto e verifiche a presso-flessione del fusto della pila.....	54
Progetto e verifica a taglio del fusto della pila	60
Armatura di confinamento	64
Progetto e verifica a flessione del plinto.....	66
Progetto e verifica a punzonamento del plinto	69
Capitolo 3: Verifiche del terreno di fondazione	73
Caratteristiche del pozzo.....	73
Stratigrafia e caratteristiche geotecniche del terreno	74
Modello di calcolo	75
Derivazione delle formule.....	77
Coefficienti parziali secondo la normativa	79
Criteri di verifica	81
Verifica puntuale.....	81
Verifica di stabilità globale	81
Verifica di portanza dei pozzi.....	83
Portanza a breve termine (Terzaghi-Peck).....	87
Portanza a lungo termine “alla Berzantzeff”.....	87
Portanza a lungo termine “alla Terzaghi”.....	87
Verifiche sul terreno	87
SLU – EQU (gr1) – Assenza di falda (Appr.1 Comb.2).....	90
SLU – EQU (gr1) – Presenza di falda (Appr.1 Comb.2)	92
SLU – EQU (gr3) – Assenza di falda (Appr.1 Comb.2).....	94
SLU – EQU (gr3) – Presenza di falda (Appr.1 Comb.2)	96
SLU – STR (gr1) – Assenza di falda (Appr.1 Comb.1)	98
SLU – STR (gr1) – Presenza di falda (Appr.1 Comb.1).....	100
SLU – STR (gr3) – Assenza di falda (Appr.1 Comb.1)	102
SLU – STR (gr3) – Presenza di falda (Appr.1 Comb.1).....	104

SLU – GEO (gr1) – Assenza di falda (Appr.1 Comb.2)	106
SLU – GEO (gr1) – Presenza di falda (Appr.1 Comb.2).....	108
SLU – GEO (gr3) – Assenza di falda (Appr.1 Comb.2)	110
SLU – GEO (gr3) – Presenza di falda (Appr.1 Comb.2).....	112
SLU – GEO (gr1) – Assenza di falda (Appr.2).....	114
SLU – GEO (gr1) – Presenza di falda (Appr.2)	116
SLU – GEO (gr3) – Assenza di falda (Appr.2).....	118
SLU – GEO (gr3) – Presenza di falda (Appr.2)	120
SLC – (ponte scarico) – Assenza di falda (Appr.1 Comb.2).....	122
SLC – (ponte scarico) – Presenza di falda (Appr.1 Comb.2).....	124
SLC – (ponte con treno sismico) – Assenza di falda (Appr.1 Comb.2)	126
SLC – (ponte con treno sismico) – Presenza di falda (Appr.1 Comb.2)	128
Osservazioni sulle verifiche	130
Capitolo 4: Analisi con software FEM	131
Obiettivo delle analisi.....	131
Realizzazione del modello in Plaxis 2D V.8.....	133
Realizzazione del modello in Midas GTS	135
Risultati delle analisi	138
Osservazioni sui risultati	149
Conclusioni	151
Bibliografia	153
Ringraziamenti	154

Introduzione:

Ponti e viadotti si distinguono dalle altre opere civili, in quanto trasmettono agli elementi di fondazione e quindi al terreno, carichi di grande entità se rapportati alle dimensioni in genere ridotte delle pile stesse. Ciò conduce ad escludere nella maggior parte dei casi l'impiego di fondazioni di tipo diretto sul terreno, e di preferire invece fondazioni profonde.

Questa limitazione è dovuta al fatto che la progettazione di una fondazione superficiale soggetta a questi carichi, porta a realizzare elementi strutturali di grandi dimensioni con conseguenti maggiori costi di costruzione, tali da superare talvolta quelli delle fondazioni profonde.

Le fondazioni dirette inoltre, anche se integrate da tecniche di miglioramento delle caratteristiche del terreno, potrebbero non essere in grado di limitare i cedimenti dell'opera. La deformazione degli elementi di fondazione e gli spostamenti della struttura del ponte devono infatti essere di piccola entità, tali da garantire il corretto uso del servizio ferroviario o stradale.

Un'altra grande difficoltà che interessa particolarmente i ponti, riguarda il fatto che sono vincolati alla viabilità servita, pertanto ci sono spesso ridotte possibilità di scelta della posizione di pile e spalle.

A titolo di esempio, è frequente dover progettare pile in alveo, in cui le fondazioni sono soggette, oltre alle forze dalla sovrastruttura, a fenomeni di scalzamento e di spinta idraulica, oppure si rende necessario collocare le stesse su terreni scadenti e soggetti a movimenti franosi come i versanti.

Sono queste alcune delle motivazioni per cui in Italia i ponti sono fondati su pali o su pozzi.

Lo studio e la scelta delle strutture di fondazione da adottare è altresì fortemente influenzato dalla natura e dalla tipologia delle litologie presenti, ovvero dalle caratteristiche meccaniche e di deformazione degli strati interessati sia nelle fasi realizzative che durante la vita utile dell'opera (sia a breve che a lungo termine).

In ogni caso la corretta progettazione di queste importanti costruzioni stradali e ferroviarie, necessita di approfondite indagini in sito ed in laboratorio per definire correttamente i parametri geotecnici dei vari strati di terreno su cui la fondazione insiste.

Fondazioni speciali: fondazioni a pozzo:

Le fondazioni a pozzo sono speciali tipi di fondazioni profonde che vengono spesso realizzate nella progettazione di:

- Opere di fondazione di pile e viadotti;
- Opere di sostegno e stabilizzazione dei pendii;

Notevole è il loro utilizzo nel caso di ponti ferroviari o viadotti di grandi luci. Queste infrastrutture essendo infatti caratterizzate da carichi molto elevati (pesi propri, carichi da traffico, azioni sismiche), producono grandi sollecitazioni sugli elementi strutturali verticali (pile e spalle) e di conseguenza anche nelle opere di fondazione.

L' utilizzo dei pozzi è sempre più frequente, e vengono talvolta previsti in sostituzione dei gruppi di pali anche di grande diametro per la loro maggiore rigidità ed il grande contrasto che offrono alle sollecitazioni laterali.

L'impiego di tali fondazioni si rende necessario anche quando si è in presenza di un terreno superficiale di scarse caratteristiche meccaniche dove si teme l'instabilità a scorrimento, come nel frequente caso di pendii ricoperti di materiale detritico.

Per mezzo di questi pozzi è possibile, attraversando la coltre superficiale da stabilizzare, raggiungere quote di profondità in cui il terreno risulta generalmente di maggior qualità meccanica. Se il pozzo è sufficientemente profondo, si può pensare che l'opera sia come "immorsata" nel terreno.

Con questa tecnica si fa quindi in modo che il substrato consistente non soggetto al fenomeno franoso, contribuisca alla stabilità del materiale in superficie.

In questo ambito, già per spessori delle coltri in movimento di modesta entità (3÷4 metri) rispetto piano campagna, l'azione del movimento franoso e dell'eventuale sollecitazione sismica può risultare tale da dover inevitabilmente escludere l'utilizzo di pali, anche di grande diametro.

Questi speciali manufatti possono anche assolvere contemporaneamente alle due funzioni descritte di fondazione e di struttura di contrasto al movimento di pendii. Frequente in Italia è infatti il caso di pile di viadotti ubicati in valli i cui versanti sono ricoperti da strati superficiali poco affidabili.

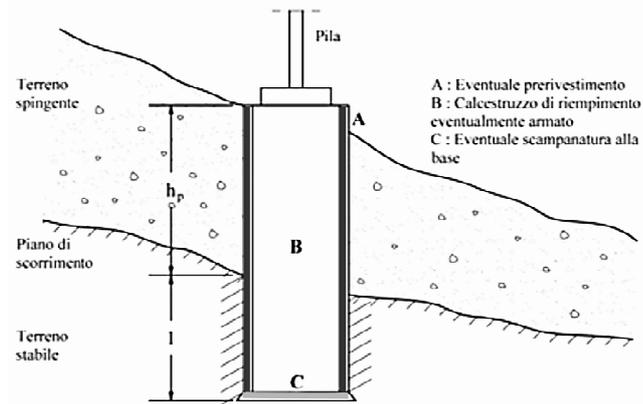


Figura 1: Fondazione a pozzo pieno su pendio parzialmente instabile

Nella pratica quindi, quando le palificate non sono in grado di offrire un sicuro contrasto alle azioni verticali e laterali di varia natura (sovrastuttura, pendii franosi e azioni sismiche) e la qualità del terreno non risulta buona, si deve necessariamente optare per una soluzione più robusta.

I pozzi strutturali sono elementi di grandi dimensioni, di sezione in genere circolare con diametri che vanno da 4 m a 20 m. La minima dimensione è imposta dall'ingombro della macchina escavatrice che viene calata all'interno del pozzo per eseguire lo scavo.

Esistono anche esempi di pozzi con sezioni ellittiche o rettangolari, al fine di avere maggior rigidità nella direzione della componente orizzontale dell'azione risultante.

Realizzati in calcestruzzo eventualmente armato, questi elementi sono costituiti fondamentalmente da una elevata rigidità flessionale, per la quale la stessa struttura può essere convenientemente considerata infinitamente rigida.

I pozzi richiedono una serie di fasi di realizzazione.

Prima fra tutte è la fase di sbancamento del materiale superficiale. Questo terreno, costituito per lo più da materiale detritico ed organico, non è sicuramente affidabile ai fini del sostegno dell'opera ma anzi, complica le operazioni di scavo del pozzo riducendone le profondità raggiungibili. Pertanto si asporta con mezzi meccanici buona parte del terreno superficiale, che verrà poi ripristinato una volta completata la fondazione.

Viste le dimensioni di questi elementi, i volumi scavati hanno sempre notevole entità, perciò si devono prevedere opere di sostegno preliminari che hanno il

compito di sostenere il terreno circostante durante tutte le operazioni di scavo meccanizzato.

Nella maggior parte dei casi va messo in opera un sistema di supporto verticale, costituito da micropali o palancole infisse nel terreno (queste ultime sono utili nel caso di pile in alveo per ridurre la filtrazione di acqua nello scavo), disposte secondo la forma e dimensione che si intende dare al pozzo.

Atteso che i terreni sui quali si opera non sono di grande qualità, spesso è opportuno fare uso di tecniche di miglioramento, eventualmente tramite colonne jet-grouting poste esternamente alla coronella di micropali. Tali colonne, di sezione pressoché circolare, sono ottenute mediante l'esecuzione di un preforo non incamiciato realizzato a rotopercolazione con un'asta in acciaio. L'asta è estratta dal foro con prestabilita velocità di rotazione e risalita, iniettando tramite ugelli una miscela di acqua e cemento ad alta pressione.

Questo intervento, una volta che la miscela è stagionata, contribuisce alla tenuta dell'acqua garantendo agli operatori di eseguire le operazioni di scavo e getto all'asciutto.

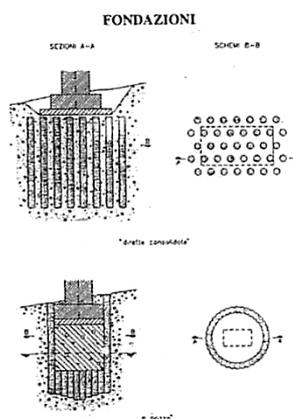


Figura 2: Interventi di Jet-grouting per fondazioni superficiali ed a pozzo

Nel caso in cui la base del pozzo debba raggiungere grandi profondità, al posto dei micropali possono essere utilizzati pali in c.a. infissi o trivellati.

Per garantire una buona rigidità e collaborazione fra i micropali (o pali) nel piano orizzontale, si prevede in genere di "legare" in sommità le teste di questi elementi con dei cordoli in cemento armato.

Procedendo con lo scavo, sarà necessario disporre anche lungo il pozzo una serie di costolature costituite da cerniere metalliche (o più raramente anelli di

calcestruzzo), rese solidali fra loro con uno strato omogeneo di circa 10 cm di spritz-beton fibro-rinforzato o armato tramite reti elettrosaldate (Figura 3).



Figura 3: Cordolo di testa e centine metalliche solidarizzate con spritz-beton

Questi rivestimenti devono essere progettati per resistere alle diverse pressioni esterne del terreno agenti durante le operazioni di scavo. Si possono considerare le pressioni di spinta attiva, ma nella pratica progettuale è sicuramente più cautelativo mettere in conto una pressione di spinta a riposo.

Nel caso di pozzi su pendio, è inoltre prudente non considerare una distribuzione omogenea delle pressioni sulla superficie esterna del rivestimento, ma prevedere una certa dissimmetria. Questo è sicuramente giustificato per il fatto che il pozzo è soggetto alle spinte del terreno instabile, ed è comunque precauzionale nei confronti di eventuali errori di esecuzione nella geometria della coronella. Imporre la dissimmetria di carico infatti, fa sì che le centine siano sollecitate a momento flettente, oltre che ai noti sforzi di compressione.

Il procedimento di centinatura consiste nello scavo all'interno della coronella fino ad una profondità di circa -0,50 m sotto la posizione dove dovrà essere installata la generica centina. Posato l'anello di sostegno e l'armatura di rinforzo, si completa con lo spritz-beton.

Procedendo alternativamente con le fasi di scavo e centinatura, si arriva così alla quota di base del pozzo. A questa profondità è necessario disporre uno strato di completamento e regolazione del sottofondo di circa 20 cm, tramite magrone. Nel caso in cui il terreno di base non abbia grandi caratteristiche meccaniche, si interviene consolidandolo tramite colonne di jet-grouting.

Si dispone poi l'eventuale armatura metallica del pozzo, a cui seguiranno le fasi di riempimento con getti successivi di calcestruzzo.

Infine una volta completata questa speciale fondazione, si mettono in opera il plinto e successivamente la pila del ponte.

Si ripristina a conclusione dei lavori, lo strato di terreno superficiale asportato inizialmente, fino a coprire il pozzo realizzato.

Nei prossimi capitoli, verrà effettuata l'analisi di una pila del viadotto ferroviario a due binari denominato "Taverone", costruito a nord della stazione di Aulla in Provincia di Massa e Carrara, Toscana.

Fu costruito nel periodo 2002-2005 al fine di potenziare la linea Pontremolese, incrementando la capacità di trasporto merci per i porti di La Spezia e Livorno attraverso il corridoio "Tirreno-Brennero", nonché potenziare la rete di collegamento fra le regioni Liguria, Toscana ed Emilia Romagna (Figura 4 e 5).

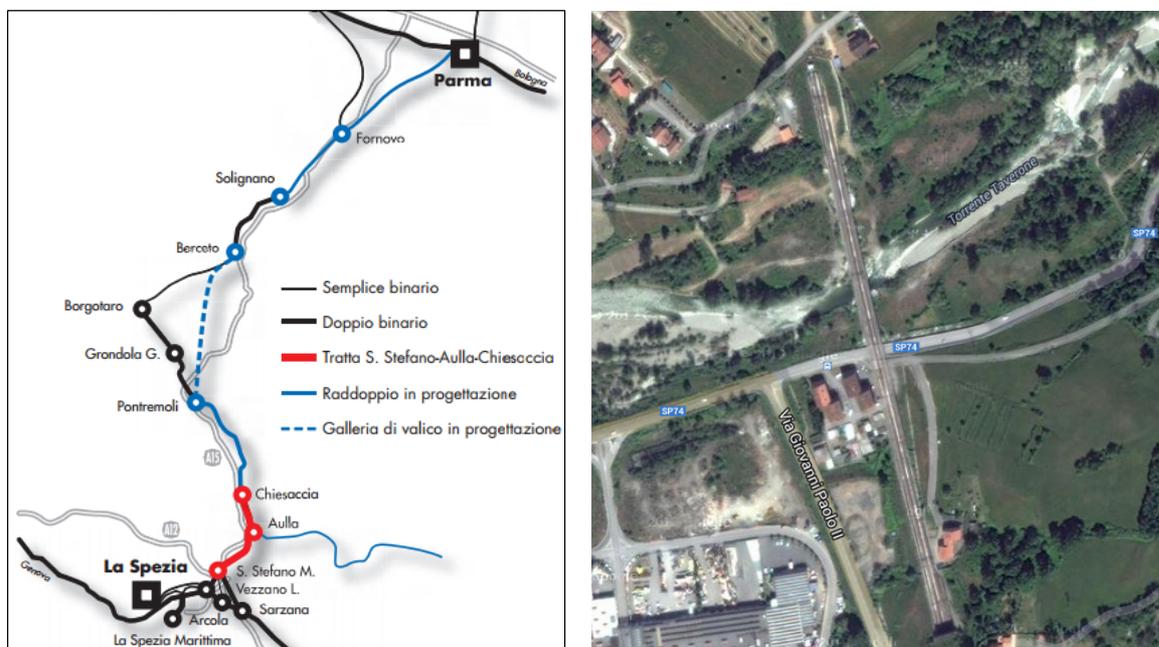


Figure 4 e Figura 5: Pontremolese, tratta S.Stefano-Aulla-Chiesaccia e posizione del viadotto sul torrente Taverone

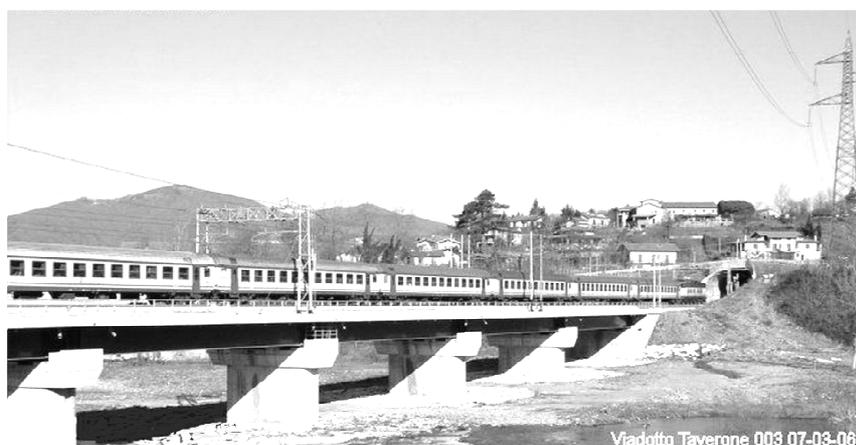


Figura 6: Viadotto Taverone

Il ponte è a travate semplicemente appoggiate, di lunghezza variabili fra 30 e 34 metri, per una lunghezza totale di 252 metri.

L'impalcato a graticcio, caratterizzato da un sistema misto acciaio/calcestruzzo, è costituito in direzione longitudinale da 4 travi in acciaio composte per saldatura a sezione costante poste ad un interasse 2,5 metri, rese collaboranti puntualmente in campata da traversi e diaframmi intermedi realizzati con profilati in acciaio L100*10 ed L90*8 bullonati ad apposite piastre di ancoraggio saldate ortogonalmente alle travi principali.

All'estremità della singola travata in corrispondenza degli appoggi, il traverso è realizzato da una serie di lastre assemblate tramite saldatura e bullonatura, sulle quali sono previsti dei fori di accesso per le operazioni di manutenzione.

Nel piano orizzontale sono state previste ulteriori croci di irrigidimento con profilati IPE 360, bullonati alle travi ed ai traversi tramite apposite piastre.

Le travi collaborano con la soletta di cemento armato sovrastante (spessore medio 45 cm) per mezzo di pioli di collegamento saldati all'estradosso trave.

La soletta è larga 12,7 metri ed ospita due aree laterali finalizzate alla sicurezza e manutenzione della linea ferroviaria, ed un'area centrale protetta da appositi cordoli (para-ballast) in cui sono disposti lo strato di ballast di spessore medio 65 cm ed i binari della linea ferroviaria Pontremolese (Figura 7).

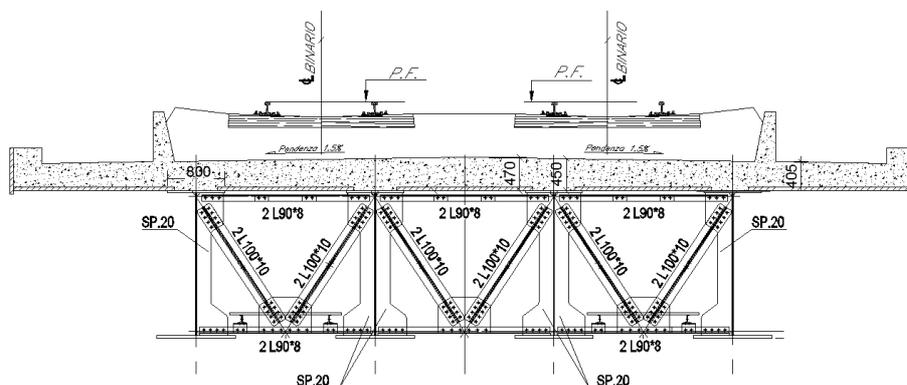


Figura 7: Sezione trasversale dell'impalcato

Questo impalcato poggia su baggioli di dimensioni 120x120 cm facenti parte del complesso del pulvino.

Le pile di dimensioni 8,60x2,60 metri con sezione cava a due celle, sono sostenute da su un plinti di fondazione circolare di altezza 2,50 metri e diametro 12 metri.

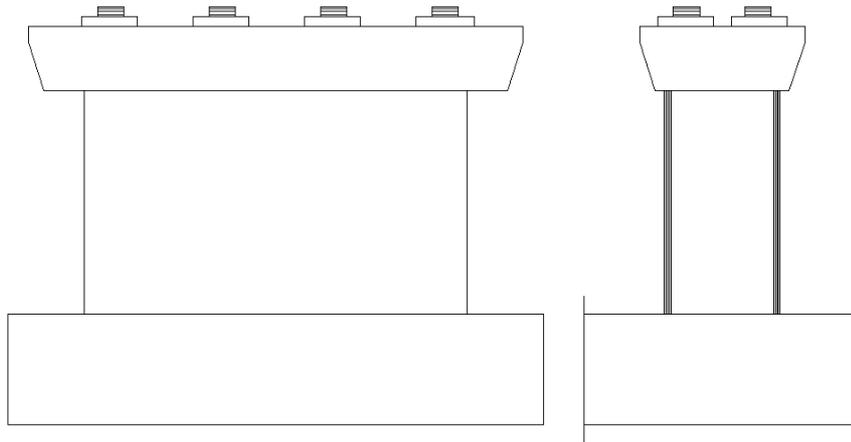


Figura 8: Pila del ponte vista longitudinale (sinistra) vista trasversale (destra)

Il complesso strutturale della pila/plinto appena descritto, scarica le azioni cui è sottoposto su un pozzo di diametro 12 metri.

Scopo della presente tesi è la progettazione e verifica degli elementi strutturali pila, plinto e pozzo, soggetti ai carichi derivanti dai pesi propri, dalle azioni variabili da traffico nelle configurazioni ritenute più gravose e dalle azioni sismiche.

Il primo capitolo riguarderà pertanto l'analisi dei carichi (permanenti, variabili e sismici) agenti sulla struttura, ed il loro effetto in termini di azioni sulla pila, sul plinto e sulla testa del pozzo.

Nel secondo capitolo verranno progettati e verificati il fusto ed il plinto della pila.

Nel terzo capitolo si effettueranno le verifiche del terreno e del pozzo, a breve e lungo termine, in presenza e assenza di falda.

Nel quarto ed ultimo capitolo, si mostreranno i risultati in termini tenso-deformativi di alcune analisi effettuate sul pozzo in questione tramite i software agli elementi finiti Plaxis 2D V.8 e Midas GTS, allo scopo di un confronto con i modelli analitici considerati nelle verifiche classiche.

Nel presente lavoro di tesi, si farà riferimento alle indicazioni delle Ferrovie dello Stato dell'Istruzione N°/SC/PS-OM/2298 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo", la "Normativa Tecnica per le Costruzioni 2008" (D.M. 14 gennaio 2008) e l'Ordinanza 3274 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05 (per il dimensionamento e la verifica delle pile e le fondazioni in zona sismica, secondo il criterio della gerarchia delle resistenze).

Capitolo 1: Analisi dei carichi e azioni sollecitanti

Nel presente capitolo si espongono i calcoli effettuati per l'analisi dei carichi, necessari per individuare le azioni sollecitanti alla base della pila e all'estradosso del pozzo.

Nota la geometria della struttura ed i materiali utilizzati, si ipotizza di dover analizzare una pila del suddetto ponte, su cui gravano due campate semplicemente appoggiate di uguale luce (34 metri).

Lo scopo è di determinare le reazioni vincolari negli appoggi.

Per semplicità di calcolo, si trascurano le azioni trasversali al ponte come l'azione del vento, l'azione sismica trasversale e gli effetti della distribuzione non simmetrica dei carichi da traffico.

Pertanto si studiano i quattro appoggi della singola campata che arrivano sulla pila, come se fosse un unico vincolo.

Quindi lo studio del ponte, nel presente caso, viene fatto come se il problema fosse piano.

La figura 9 mostra lo schema di calcolo adottato, in cui ogni singola campata è incernierata da un lato e semplicemente appoggiata dall'altro.

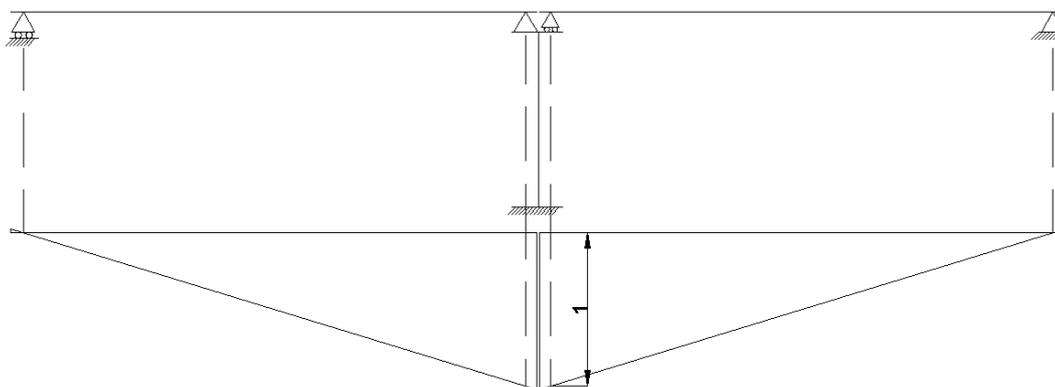


Figura 9: Schema di riferimento del ponte e linee di influenza degli appoggi

Per calcolare le reazioni, è necessario utilizzare le linee di influenza delle campate, moltiplicando i carichi concentrati [kN] per i rispettivi coefficienti di influenza puntuali, ed i carichi distribuiti longitudinalmente all'impalcato [kN/m] per l'area sottesa dalla linea di influenza su cui insistono.

Si procede ora ad esporre i calcoli dei pesi propri strutturali [G1] e non strutturali [G2] dell'impalcato:

Pesi propri strutturali:

- Soletta in c.a:

La soletta in cemento armato dell'impalcato ha spessore variabile, con un'area trasversale di 5,88 mq.

Considerando il calcestruzzo con una densità di:

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Si ottiene un carico distribuito longitudinalmente di:

Soletta in c.a:		
Area trasversale:	5,88	m ²
Volume:	199,92	m ³
γ_{cls} :	25	kN/m ³
P.P.(soletta cls):	147,00	kN/m

- Travi saldate in acciaio:

L'impalcato è sorretto per mezzo di quattro travi in acciaio saldate e composte da:

- 1) piastra inferiore di larghezza 1000 mm e spessore 40 mm;
- 2) anima di altezza 2020 mm, spessore 18 mm;
- 3) piastra superiore di larghezza 800 mm e spessore 30 mm.

Le travi hanno sezione costante lungo tutta la loro luce, tranne che per la zona dietro gli appoggi (retro-trave), in cui la forma è modificata per permettere un comodo accesso a fini manutentivi.

Considerando una densità dell'acciaio di:

$$\gamma_{acciaio} = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Si ottiene un carico distribuito longitudinalmente di:

Travi longitudinali:		
Area trasversale (singola trave):	0,1042	m ²
Lunghezza travi:	33,2	m
$\gamma_{acciaio, trave}$:	78,5	kN/m ³
P.P.(1 trave):	8,18	kN/m
P.P.(4 travi):	32,71	kN/m

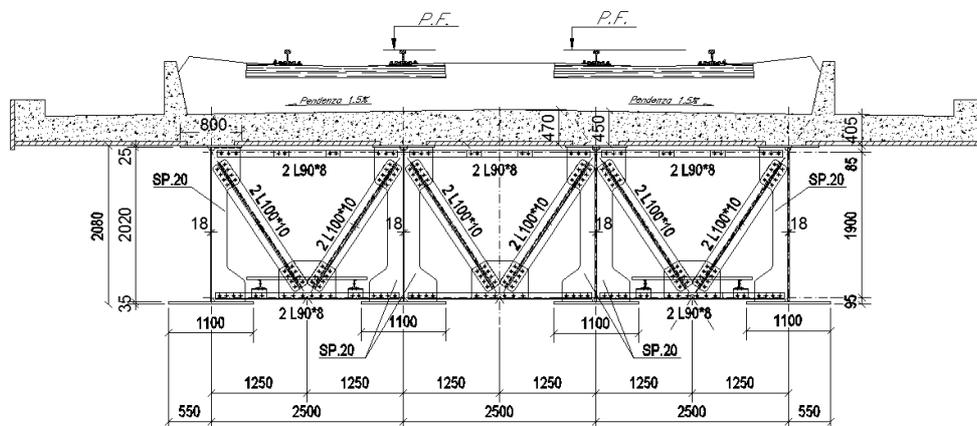
- **Traverso Intermedio:**

Il traverso intermedio è realizzato da uno schema reticolare tramite profilati ad L imbullonati ad apposite piastre saldate sulle travi principali.

I profili utilizzati sono: 2 L100*10 per gli elementi diagonali e 2 L90*8 per i correnti superiori ed inferiori, come si può vedere nella seguente figura:

Le piastre su cui sono imbullonati i profilati hanno diversa forma.

Le sei lastre saldate alle travi, hanno spessore di 20 mm per un'area di 0,57 mq, mentre le tre piastre di unione del nodo (poste inferiormente al traverso), hanno spessore 20 mm ed area 0,35 mq.



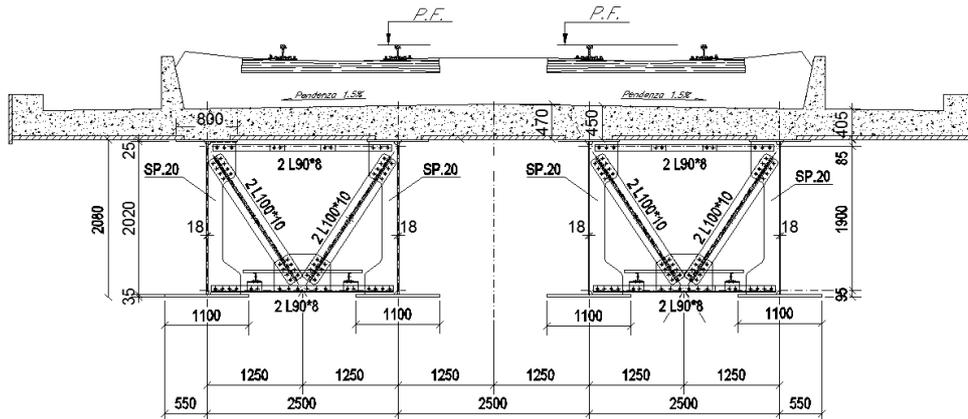
Il peso proprio fornito è quindi di:

Traverso Intermedio:		
Yacciaio:	78,5	kN/m ³
a.1) Lastre Irrigidimento trave:	6	
spessore:	0,02	m
area:	0,57	m ²
P.P.(a.1):	5,40	kN
a.2) Profilati L90X8:	12	
lunghezza:	2,35	m
peso:	0,11	kN/m
P.P.(a.2):	3,07	kN
a.3) Profilati L100X10:	12	
lunghezza:	1,95	m
peso:	0,15	kN/m
P.P.(a.3):	3,53	kN
a.4) Piastra di unione (nodo):	3	
spessore:	0,02	m
area:	0,35	m ²
P.P.(a.4):	1,64	kN
P.P.(traverso intermedio):	13,64	kN

Questo peso è quindi essere concentrato nei punti in cui si trovano i traversi intermedi.

- **Diaframma Intermedio:**

Il diaframma è un elemento anch'esso irrigidente, interposto fra due traversi intermedi. I profilati e le piastre di unione utilizzate hanno le stesse caratteristiche di quelle del traverso intermedio.



Il peso del diaframma risulta quindi 2/3 di quello del traverso intermedio, ovvero:

Diaframma Intermedio:		
γacciaio:	78,5	kN/m ³
b.1) Lastre Irrigidimento trave:	4	
spessore:	0,02	m
area:	0,57	m ²
P.P.(b.1):	3,60	kN
b.2) Profilati L90X8:	8	
lunghezza:	2,35	m
peso:	0,11	kN/m
P.P.(b.2):	2,05	kN
b.3) Profilati L100X10:	8	
lunghezza:	1,95	m
peso:	0,15	kN/m
P.P.(b.3):	2,36	kN
b.4) Piastra di unione (nodo):	2	
spessore:	0,02	m
area:	0,35	m ²
P.P.(b.4):	1,09	kN
P.P.(diaframma intermedio):	9,09	kN

- Traverso di Estremità:

Il traverso di estremità è generalmente un elemento molto più rigido rispetto ai traversi in campata, per il fatto che deve garantire il corretto posizionamento delle travi sugli appoggi, evitando spostamenti relativi fra le travi longitudinali. E' inoltre particolarmente sollecitato nella fase di varo del ponte e soprattutto nelle operazioni di manutenzione e sostituzione degli appoggi, in cui ciascuna campata deve essere sollevata tramite martinetti idraulici.

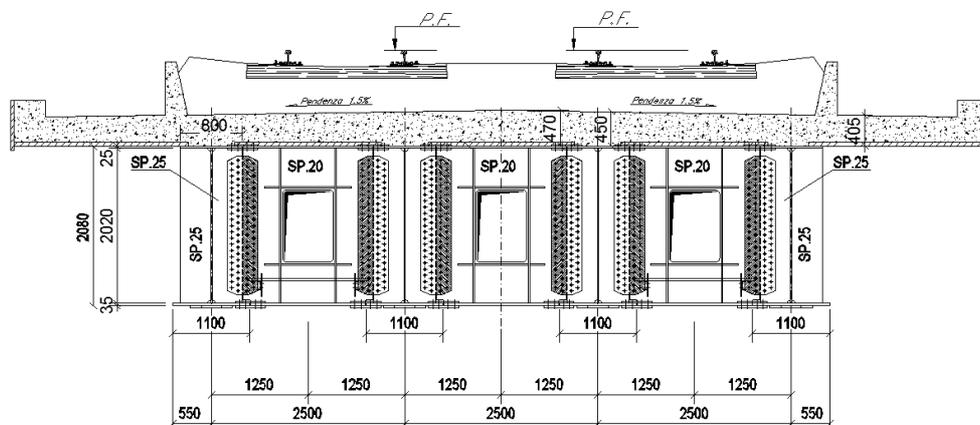
Nel caso studiato il traverso di estremità è realizzato dall'unione di 8 lastre di spessore 25 mm tramite saldatura sulle travi principali, alle quali sono connesse tramite bullonatura ulteriori piastre di spessore 20 mm. Queste ultime presentano un'apertura di dimensioni 890x680 mm, al fine di rendere ispezionabile la struttura.

A tal proposito, si riporta l'estratto della normativa che pone attenzione sulla cura dei particolari costruttivi e dei dettagli dell'opera:

5.2.1.1 Ispezionabilità e manutenzione

Fin dalla fase di progettazione deve essere posta la massima cura nella concezione generale dell'opera e nella definizione delle geometrie e dei particolari costruttivi in modo da rendere possibile l'accessibilità e l'ispezionabilità, nel rispetto delle norme di sicurezza, di tutti gli elementi strutturali. Deve essere garantita la piena ispezionabilità degli apparecchi d'appoggio e degli eventuali organi di ritegno. Deve inoltre essere prevista la possibilità di sostituire questi elementi con la minima interferenza con l'esercizio ferroviario; a tale scopo i disegni di progetto devono fornire tutte le indicazioni al riguardo (numero, posizione e portata dei martinetti per il sollevamento degli impalcati, procedure da seguire anche per la sostituzione degli stessi apparecchi, ecc.).

Ulteriori nervature sono state imbullonate per collegare le ali delle travi longitudinali, e per irrigidire le zone dei fori.



Note tutti i pezzi utilizzati per l'assemblaggio del traverso e considerando una densità dell'acciaio sempre di:

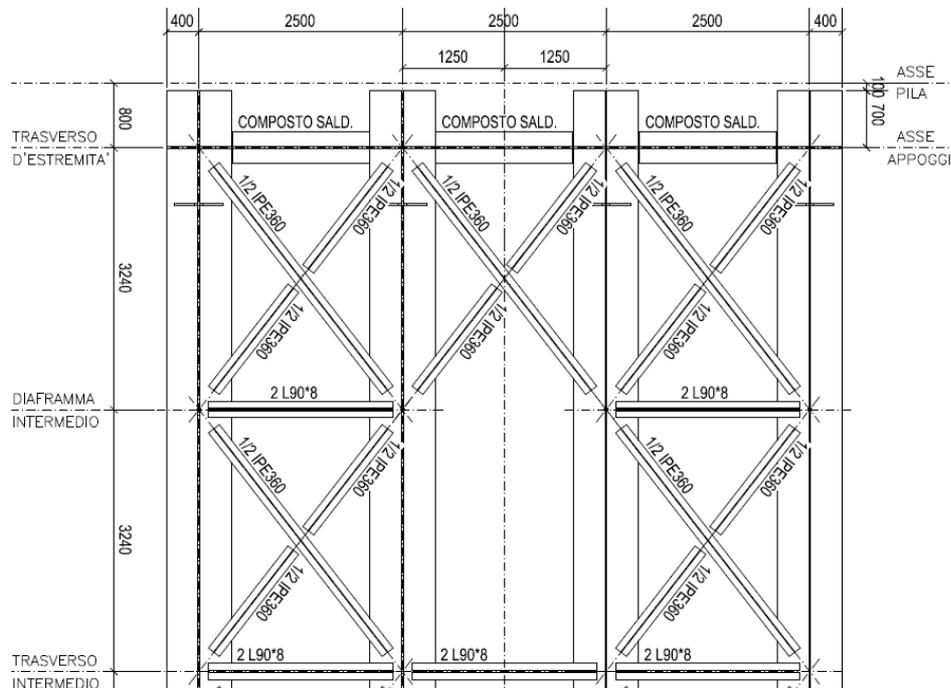
$$\gamma_{\text{acciaio}} = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Si ottiene il seguente carico:

Traverso di Estremità:		
Yacciaio:	78,5	kN/m ³
c.1) Lastre Irrigidimento trave:	8	
spessore:	0,025	m
area:	0,79	m ²
P.P.(c.1):	12,40	kN
c.2) Lastre Intermedie forate:	3	
spessore:	0,02	m
area:	2,67	m ²
P.P.(c.2):	12,58	kN
c.3) Piastre di collegamento ala inferiore:	3	
spessore:	0,035	m
lunghezza:	1,48	m
larghezza:	0,40	m
P.P.(c.3):	4,88	kN
c.4) Piastre di collegamento ala superiore:	3	
spessore:	0,025	m
lunghezza:	1,48	m
larghezza:	0,40	m
P.P.(c.4):	3,49	kN
c.5) Piastre irrigidimento foro:		
n. orizzontali:	6	
spessore:	0,02	m
lunghezza:	1,13	m
larghezza:	0,40	m
P.P.(irr,orizz):	4,26	kN
n. verticali:	6	
spessore:	0,02	m
lunghezza:	2,02	m
larghezza:	0,40	m
P.P.(irr,vert):	7,61	kN
P.P.(c.5):	11,87	kN
c.6) Piastre di collegamento:		
P.P.(c.6):	23,73	kN
P.P.(traverso di estremità):	68,95	kN

- **Croci di irrigidimento nel piano orizzontale:**

Sono inoltre previsti elementi di irrigidimento sul piano orizzontale, costituiti da croci realizzate con profilati IPE 360 di lunghezza 3,5 m. Queste strutture sono poste sia superiormente che inferiormente, come si può vedere dalla figura.



Nello spazio fra il traverso di estremità ed il primo diaframma sono previste 3+3 croci orizzontali, mentre negli altri spazi in campata, fra diaframmi e traversi intermedi sono state previste 2+2 croci orizzontali di uguale dimensione.

Il carico di questi elementi irrigidenti risulta:

Croci di Irrigidimento Longitudinali		
Croci Irrigidimento:	2	Piani inferiore e superiore
Peso IPE 360:	0,571	kN/m
lunghezza:	3,8	m
P.P.(singola croce):	4,34	kN
P.P.(irrigidimento croce, in campata):	17,36	kN
P.P.(irrigidimento croce, laterale):	26,04	kN

Pesi propri non strutturali:

- **Ballast e Binari:**

Consideriamo un'altezza media di ballast di 75 cm, per una larghezza fra muri di contenimento pari a 8,4 m.

Risulta un carico distribuito pari a:

Ballast e Binari:		
Ballast:		
Altezza media:	0,75	m
Larghezza:	8,4	m
Area trasversale:	6,3	m ²
Volume:	214,2	m ³
$\gamma_{ballast}$:	20	kN/m ³
P.P.(ballast):	126,00	kN/m
Binari:	4	
Area binario:	0,0162	m ²
$\gamma_{acciaio}$:	78,5	kN/m ³
P.P.(binario):	1,27	kN/m
P.P.(ballast + 4 binari):	131,09	kN/m

- **Barriere antirumore:**

Sono inoltre da considerare gli elementi di protezione e assorbimento dei rumori della ferrovia, portati dal ponte. Sono posizionati lateralmente ai binari e non devono essere di intralcio al traffico ferroviario. Considerando per la barriera un peso medio di 2 kN/mq, ed un'altezza di 4 metri, si ottiene:

Barriere Antirumore:		
Barriere Antirumore:	2	
Altezza media:	4	m
Peso barriera:	2	kN/m ²
P.P.(2 barriere):	16,00	kN/m

Carichi variabili da traffico:

- **Carichi Verticali:**

Con riferimento alle indicazioni delle Ferrovie dello Stato, dell'Istruzione N1/SC/PS-OM/2298 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo", i carichi variabili verticali per i ponti ferroviari sono definiti per mezzo di modelli di carico. In particolare sono forniti dalla normativa due treni di carico distinti:

- Rappresentativo del traffico normale, LM 71;
- Rappresentativo del traffico pesante, SW/0 o SW/2;

Nel presente lavoro di tesi, verrà considerata la presenza di treni di carico del tipo LM 71:

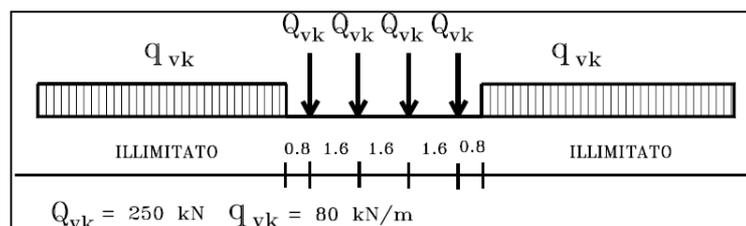


Fig. 1.4.1.2-1 - Treno di carico LM 71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale. Risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN, ad interasse 1,60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,80 m dagli assi di estremità, per una larghezza illimitata.

I valori caratteristici attribuiti ai modelli di carico devono essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ α ” variabile in ragione della categoria del ponte in esame secondo le indicazioni delle Ferrovie dello Stato:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “ α ”	
	PONTI CAT. “A”	PONTI CAT. “B”
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

Considerando un ponte di categoria “A” (linee principali), si dovrà introdurre:

$$\alpha = 1,1$$

Un ulteriore coefficiente moltiplicativo, necessario per poter valutare gli effetti dinamici del traffico influenzati da diversi fattori (frequenza propria e smorzamento della struttura, imperfezioni delle ruote e dei binari, velocità di transito...), è previsto dalla normativa in funzione del livello di manutenzione della linea ferroviaria.

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_{ϕ}
TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali

Considerando cautelativamente un ridotto standard manutentivo, ed essendo la lunghezza caratteristica L_ϕ pari alla luce fra gli appoggi $L=32,4$ metri (per travi semplicemente appoggiate, Tabella 1.4.2.3. caso 5.1), si ottiene:

$$\phi = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 = 1,12$$

I carichi verticali da traffico verranno perciò moltiplicati per entrambi i coefficienti.

Valori Caratteristici:			Valori di Progetto del Carico Verticale:	
Qvk=	250	kN	308,91	kN
qvk=	80	kN/m	98,85	kN/m

Per quanto riguarda i carichi sui marciapiedi laterali non aperti al pubblico, utilizzati solo dal personale autorizzato a scopi manutentivi, non sono da considerare in contemporanea al transito dei convogli ferroviari.

- Carichi Orizzontali:

Le sole forze orizzontali considerate nel presente progetto, sono quelle dovute all'avviamento e frenatura dei locomotori.

Dette forze agiscono in sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso, e sono da considerarsi distribuite uniformemente sull'intera lunghezza L del binario (nel caso in esame pari a 34 metri), determinata per ottenere l'effetto più gravoso.

I valori caratteristici da assumere secondo l'Istruzione N°/SC/PS-OM/2298 delle Ferrovie dello Stato sono:

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:	
avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[m] \leq 1000 \text{ kN}$	per modelli di carico LM 71 e SW/0 e SW/2
frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[m] \leq 6000 \text{ kN}$	per modelli di carico LM 71 e SW/0
$Q_{lb,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[m]$	per modelli di carico SW/2
Questi valori caratteristici sono applicabili a tutti i tipi di binario, sia con rotaie saldate che con rotaie giuntate, con o senza dispositivi di espansione.	
Le azioni di frenatura ed avviamento saranno combinate con i relativi carichi verticali.	

Quindi:

Per l'avviamento: $Q_{a,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[m] = 1000 \text{ kN}$

Per la frenatura: $Q_{b,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[m] = 680 \text{ kN}$

L'Istruzione prevede inoltre che, nel caso di ponti a doppio binario sia applicata la condizione più gravosa in termini di azioni orizzontali, considerando due treni in transito nei versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

Si pone ora l'attenzione sull'effetto dell'azione orizzontale di frenatura e avviamento applicata sui binari della linea.

La posizione di questi binari è ad un'altezza h rispetto agli appoggi dell'impalcato, e per equilibrio alla rotazione si generano quindi piccole reazioni verticali sugli appoggi di segno opposto.

Pertanto assieme alla sollecitazione longitudinale propria della frenatura e avviamento, si deve tenere in conto anche delle reazioni verticali di riequilibrio.

Fra le forze orizzontali variabili da considerare nel progetto, andrebbero tenute in conto l'azione del vento, il fenomeno legato al serpeggio laterale sui binari e la forza centrifuga in curva (che nel nostro caso risulterebbe nulla).

Tutte queste forze sono trasversali al binario, ai fini della tesi che si intende dimostrare, è stata operata la scelta di non prenderle in considerazione, esaminando un problema semplificato al solo piano longitudinale del ponte (che si constata essere quello maggiormente caricato).

Per quanto riguarda i carichi variabili verticali, si semplifica anche in questo caso l'analisi per il medesimo motivo.

La ripartizione dei carichi da traffico fra le travi, che normalmente è studiata tramite il metodo di Courbon-Albenga, genera attraverso le diverse reazioni agli appoggi sollecitazioni trasversali alla generica pila del ponte che, per la suddetta scelta, non verranno incluse nel calcolo.

Criteri di verifica:

Secondo il punto 1.7.2.2. delle Istruzioni "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo" delle Ferrovie dello Stato, nella progettazione si deve considerare la contemporaneità di più treni, in base al numero di binari, secondo i coefficienti in tabella:

Numero di binari	Binari carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	primo	1.0 (LM 71"+SW/0)	-	1.0 SW/2
2	primo	1.0 (LM 71"+SW/0)	-	1.0 SW/2
	secondo	1.0 (LM 71"+SW/0)	-	1.0 (LM 71"+SW/0)
≥ 3	primo	1.0 (LM 71"+SW/0)	0.75 (LM 71"+SW/0)	1.0 SW/2
	secondo	1.0 (LM 71"+SW/0)	0.75 (LM 71"+SW/0)	1.0 (LM 71"+SW/0)
	altri	-	0.75 (LM 71"+SW/0)	-

Tab. 1.7.2.2 - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

⁽¹⁾ LM 71"+SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71 e SW/0

Perciò si considera presente il modello di carico LM 71 con coefficiente moltiplicativo unitario in entrambi i binari.

L'Istruzione inoltre ricorda che *"tutti gli effetti delle azioni dovranno determinarsi con i carichi e le forze disposte nelle posizioni più sfavorevoli"*, e che *"le azioni che producono effetti favorevoli saranno trascurate"*.

In riferimento al punto 5.2.3.1.3. *"Simultaneità delle azioni da traffico – valori caratteristici delle azioni combinate in gruppi di carico"* (capitolo 5 della Normativa Tecnica del 2008), vengono indicati i coefficienti di combinazione per la simultaneità delle azioni da traffico (carichi verticali, frenatura e avviamento, forza centrifuga e serpeggio).

In particolare essa impone di fare riferimento ai gruppi di carico proposti, al fine di massimizzare i diversi effetti (massima azione verticale e laterale, stabilità laterale, massima azione longitudinale, fessurazione).

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante

(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc...)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

I coefficienti fra le parentesi, sono da assumere nel caso in cui l'azione sia favorevole all'obiettivo (descritto nella colonna dei commenti), mentre il primo coefficiente nel caso in cui sia sfavorevole.

Nel problema analizzato dalla presente tesi, si considereranno i gruppi di carico **Gruppo1** e **Gruppo3** al fine di rendere rispettivamente massime l'azione verticale e l'azione longitudinale all'impalcato.

Nei punti successivi della normativa, per le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti, è indicato:

5.2.3.1.4 Valori rari e frequenti delle azioni da traffico ferroviario

Le azioni derivanti da ciascuno dei gruppi di carico definiti nella Tab. 5.2.IV sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti.

5.2.3.1.5 Valori quasi-permanenti delle azioni da traffico ferroviario

I valori quasi permanenti delle azioni da traffico ferroviario possono assumersi uguali a 0, fatta eccezione per le combinazioni eccezionali e sismiche.

Perciò le azioni variabili da traffico, nel caso quasi-permanente, risulteranno nulle.

Stati Limite Ultimi e di Esercizio:

- **Requisiti concernenti gli SLU:**

Ai fini delle verifiche agli Stati Limite Ultimi (combinazione fondamentale), la NTC2008 prevede la seguente combinazione:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

Considerando i due gruppi di carico caratteristici definiti nel paragrafo precedente (Gruppo1 e Gruppo3), le azioni introdotte devono essere moltiplicate per opportuni coefficienti parziali indicate in Tabella 5.2.V e per i coefficienti di combinazione della Tabella 5.2.VI:

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	FW _k	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

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

Il coefficiente ψ_1 , quando i due binari sono caricati simultaneamente, va preso pari a 0,60.

- **Requisiti concernenti gli SLE:**

Ai fini delle verifiche agli Stati Limite di Esercizio, la NTC2008 prevede tre diverse combinazioni delle azioni (rara, frequente e quasi-permanente):

<p>– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:</p>
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$
<p>– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:</p>
$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$
<p>– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:</p>
$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$

Considerando i due gruppi di carico caratteristici definiti nel paragrafo precedente (Gruppo1 e Gruppo3), le azioni introdotte devono essere moltiplicate per opportuni coefficienti di combinazione della precedente Tabella 5.2.VI, mentre i coefficienti parziali delle azioni sono unitari per gli SLE.

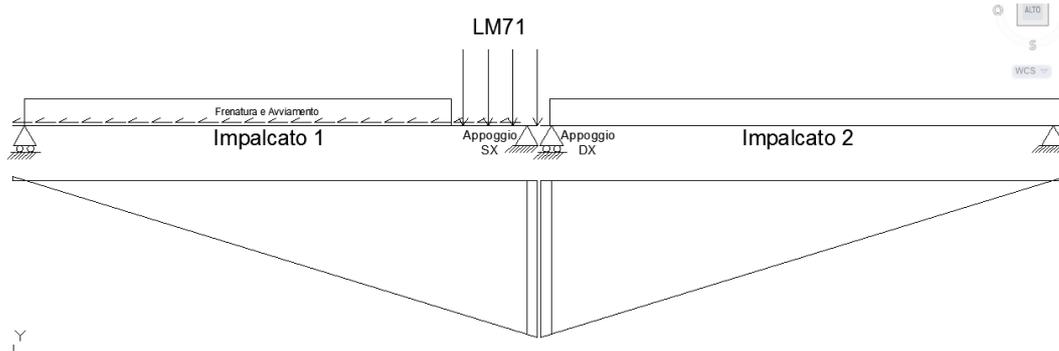
Si riportano nei successivi paragrafi le analisi effettuate tramite il software di calcolo Excel per entrambi i gruppi di carico, nelle combinazioni agli S.L. di Esercizio ed Ultimi.

I risultati finali consistono nei valori delle reazioni vincolari degli appoggi della prima campata (appoggio di sinistra che trasmette anche le forze longitudinali) e della seconda campata (appoggio di destra che non trasmette forze longitudinali). I calcoli sono stati fatti considerando il modello di carico LM 71 nella posizione come in figura, in cui il primo asse va a coincidere con l'estremità del retro-trave della campata 1.

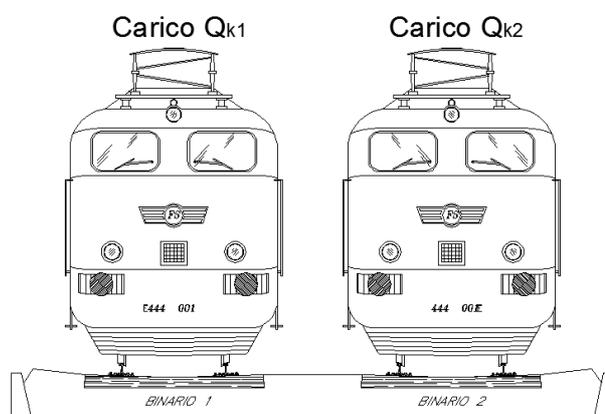
In questo punto infatti la linea di influenza fornisce un coefficiente leggermente superiore all'unità, pertanto questo schema permette di ottenere il massimo carico nell'appoggio di sinistra della pila.

Nella campata 2 è presente invece il solo carico distribuito del modello.

In questa modo essendo i due carichi di diversa entità, eccentrici rispetto all'asse della pila, e considerando l'azione orizzontale degli effetti di frenatura e avviamento, si intende massimizzare il momento longitudinale instabilizzante.



L'azione frenante e di avviamento, viene conteggiata per il solo impalcato 1, in quanto l'appoggio fisso di questa campata si trova sulla pila da progettare. L'azione frenante dell'impalcato 2 graverà invece sulla pila successiva.



Per quanto riguarda i carichi sui binari del ponte, sul primo binario è considerato presente il carico variabile Q_{k1} , sul secondo il carico Q_{k2} opportunamente moltiplicati per i coefficienti di combinazione previsti dalla Normativa Tecnica (Capitolo 2 Punto 2.5.3. e Capitolo 5 Tabella 5.2.VI).

Combinazione SLE Caratteristica (Gruppo di carico 1):

Carico nell'appoggio dell'impalcato 1:

Gruppo di Carico 1:		Valore Caratteristico:	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione:	Valore di Progetto:	Coef. L.d.I.:	Carico Appoggio Impalcato:
Carichi Permanenti:							
P.P. Soletta in c.a.		147,00 kN/m	0	1	147,00 kN/m	16,910	2485,77 kN
P.P. Travi		32,71 kN/m	0	1	32,71 kN/m	16,910	553,17 kN
P.P. Traverso Intermedio:		13,64 kN	0	1	13,64 kN	2,000	27,28 kN
P.P. Diaframma Intermedio:		9,09 kN	0	1	9,09 kN	2,500	22,73 kN
P.P. Traverso di Estremità:		68,95 kN	0	1	68,95 kN	1,000	68,95 kN
P.P. Croci in Campata:		17,36 kN	0	1	17,36 kN	4,000	69,43 kN
P.P. Croci Laterali:		26,04 kN	0	1	26,04 kN	1,000	26,04 kN
Carichi Permanenti Non Stru.:							
P.P. Ballast e Binari:		131,09 kN/m	0	1	131,09 kN/m	16,910	2216,68 kN
P.P. Barriere Antirumore:		16,00 kN/m	0	1	16,00 kN/m	16,910	270,56 kN
Carichi Variabili da Traffico:							
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	1	308,91 kN	1,022	315,58 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	1	308,91 kN	0,972	300,32 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	1	308,91 kN	0,923	285,06 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	1	308,91 kN	0,874	269,83 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	1	98,85 kN/m	11,671	1153,68 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	-2,005	1	340,00 kN		
Azione di Avviamento:	1000,00 kN	-2,005	1	500,00 kN			
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0,8	247,12 kN	1,022	252,46 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0,8	247,12 kN	0,972	240,25 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0,8	247,12 kN	0,923	228,05 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0,8	247,12 kN	0,874	215,86 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0,8	79,08 kN/m	11,671	922,94 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	2,005	0,8	272,00 kN		
Azione di Avviamento:	1000,00 kN	2,005	0,8	400,00 kN			

Carico verticale sull'appoggio SX della pila:	10010,96	kN
Carico orizzontale sull'appoggio SX della pila:	772,00	kN

Carico nell'appoggio dell'impalcato 2:

Gruppo di Carico 1:		Valore Caratteristico:	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione:	Valore di Progetto:	Coef. L.d.I.:	Carico Appoggio Impalcato:
Carichi Permanenti:							
P.P. Soletta in c.a.		147,00 kN/m	0	1	147,00 kN/m	16,910	2485,77 kN
P.P. Travi		32,71 kN/m	0	1	32,71 kN/m	16,910	553,17 kN
P.P. Traverso Intermedio:		13,64 kN	0	1	13,64 kN	2,000	27,28 kN
P.P. Diaframma Intermedio:		9,09 kN	0	1	9,09 kN	2,500	22,73 kN
P.P. Traverso di Estremità:		68,95 kN	0	1	68,95 kN	1,000	68,95 kN
P.P. Croci in Campata:		68,95 kN	0	1	68,95 kN	4,000	275,78 kN
P.P. Croci Laterali:		26,04 kN	0	1	26,04 kN	1,000	26,04 kN
Carichi Permanenti Non Stru.:							
P.P. Ballast e Binari:		131,09 kN/m	0	1	131,09 kN/m	16,910	2216,68 kN
P.P. Barriere Antirumore:		16,00 kN/m	0	1	16,00 kN/m	16,910	270,56 kN
Carichi Variabili da Traffico:							
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	1	308,91 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	1	308,91 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	1	308,91 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	1	308,91 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	1	98,85 kN/m	16,190	1600,38 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	-2,005	1	340,00 kN		
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0,8	247,12 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0,8	247,12 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0,8	247,12 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0,8	247,12 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0,8	79,08 kN/m	16,190	1280,30 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	2,005	0,8	272,00 kN		

Carico verticale sull'appoggio DX della pila:	8827,64	kN
---	---------	----

Combinazione SLE Caratteristica (Gruppo di carico 3):

Carico nell'appoggio dell'impalcato 1:

Gruppo di Carico 3:		Valore Caratteristico:	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione:	Valore di Progetto:	Coef. Ld.I:	Carico Appoggio Impalcato:		
Carichi Permanenti:									
P.P. Soletta in c.a.	147,00	kN/m	0	1	147,00	kN/m	16,910	2485,77 kN	
P.P. Travi	32,71	kN/m	0	1	32,71	kN/m	16,910	553,17 kN	
P.P. Traverso Intermedio:	13,64	kN	0	1	13,64	kN	2,000	27,28 kN	
P.P. Diaframma Intermedio:	9,09	kN	0	1	9,09	kN	2,500	22,73 kN	
P.P. Traverso di Estremità:	68,95	kN	0	1	68,95	kN	1,000	68,95 kN	
P.P. Croci in Campata:	17,36	kN	0	1	17,36	kN	4,000	69,43 kN	
P.P. Croci Laterali:	26,04	kN	0	1	26,04	kN	1,000	26,04 kN	
Carichi Permanenti Non Stru.:									
P.P. Ballast e Binari:	131,09	kN/m	0	1	131,09	kN/m	16,910	2216,68 kN	
P.P. Barriere Antirumore:	16,00	kN/m	0	1	16,00	kN/m	16,910	270,56 kN	
Carichi Variabili da Traffico:									
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91	kN	-2,005	1	308,91	kN	1,022	315,58 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91	kN	-2,005	1	308,91	kN	0,972	300,32 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91	kN	-2,005	1	308,91	kN	0,923	285,06 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91	kN	-2,005	1	308,91	kN	0,874	269,83 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85	kN/m	-2,005	1	98,85	kN/m	11,671	1153,68 kN
Azione Frenante:	680,00	kN	-2,005	1	680,00	kN			
Azione di Avviamento:	1000,00	kN	-2,005	1	1000,00	kN			
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91	kN	2,005	0,8	247,12	kN	1,022	252,46 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91	kN	2,005	0,8	247,12	kN	0,972	240,25 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91	kN	2,005	0,8	247,12	kN	0,923	228,05 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91	kN	2,005	0,8	247,12	kN	0,874	215,86 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85	kN/m	2,005	0,8	79,08	kN/m	11,671	922,94 kN
	Azione Frenante:	680,00	kN	2,005	0,8	544,00	kN		
	Azione di Avviamento:	1000,00	kN	2,005	0,8	800,00	kN		

Carico verticale sull'appoggio SX della pila:	10097,30	kN
Carico orizzontale sull'appoggio SX della pila:	1544,00	kN

Carico nell'appoggio dell'impalcato 2:

Gruppo di Carico 3:		Valore Caratteristico:	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione:	Valore di Progetto:	Coef. Ld.I:	Carico Appoggio Impalcato:		
Carichi Permanenti:									
P.P. Soletta in c.a.	147,00	kN/m	0	1	73,50	kN/m	16,910	1242,89 kN	
P.P. Travi	32,71	kN/m	0	1	16,36	kN/m	16,910	276,58 kN	
P.P. Traverso Intermedio:	13,64	kN	0	1	6,82	kN	2,000	13,64 kN	
P.P. Diaframma Intermedio:	9,09	kN	0	1	4,55	kN	2,500	11,37 kN	
P.P. Traverso di Estremità:	68,95	kN	0	1	34,47	kN	1,000	34,47 kN	
P.P. Croci in Campata:	17,36	kN	0	1	8,68	kN	4,000	34,72 kN	
P.P. Croci Laterali:	26,04	kN	0	1	13,02	kN	1,000	13,02 kN	
Carichi Permanenti Non Stru.:									
P.P. Ballast e Binari:	131,09	kN/m	0	1	65,54	kN/m	16,910	1108,34 kN	
P.P. Barriere Antirumore:	16,00	kN/m	0	1	8,00	kN/m	16,910	135,28 kN	
Carichi Variabili da Traffico:									
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91	kN	-2,005	1	154,45	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91	kN	-2,005	1	154,45	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91	kN	-2,005	1	154,45	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91	kN	-2,005	1	154,45	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85	kN/m	-2,005	1	49,42	kN/m	16,190	800,19 kN
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91	kN	2,005	0,8	123,56	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91	kN	2,005	0,8	123,56	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91	kN	2,005	0,8	123,56	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91	kN	2,005	0,8	123,56	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85	kN/m	2,005	0,8	39,54	kN/m	16,190	640,15 kN

Carico verticale sull'appoggio DX della pila:	4310,64	kN
---	---------	----

Combinazione SLE Frequente (Gruppo di carico 1):

Carico nell'appoggio dell'impalcato 1:

Gruppo di Carico 1:		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]	Coeff. Di Combinazione	Valore di Progetto	Coef. Ld.:	Carico Appoggio Impalcato	
Carichi Permanenti:								
P.P. Soletta in c.a.		147,00 kN/m	0	1	147,00 kN/m	16,910	2485,77	kN
P.P. Travi		32,71 kN/m	0	1	32,71 kN/m	16,910	553,17	kN
P.P. Traverso Intermedio:		13,64 kN	0	1	13,64 kN	2,000	27,28	kN
P.P. Diaframma Intermedio:		9,09 kN	0	1	9,09 kN	2,500	22,73	kN
P.P. Traverso di Estremità:		68,95 kN	0	1	68,95 kN	1,000	68,95	kN
P.P. Croci in Campata:		17,36 kN	0	1	17,36 kN	4,000	69,43	kN
P.P. Croci Laterali:		26,04 kN	0	1	26,04 kN	1,000	26,04	kN
Carichi Permanenti Non Stru.:								
P.P. Ballast e Binari:		131,09 kN/m	0	1	131,09 kN/m	16,910	2216,68	kN
P.P. Barriere Antirumore:		16,00 kN/m	0	1	16,00 kN/m	16,910	270,56	kN
Carichi Variabili da Traffico:								
0,00								
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	0,6	185,34 kN	1,022	189,35	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	0,6	185,34 kN	0,972	180,19	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	0,6	185,34 kN	0,923	171,03	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	0,6	185,34 kN	0,874	161,90	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	0,6	59,31 kN/m	11,671	692,21	kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	-2,005	0,6	204,00 kN			
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	-2,005	0,6	300,00 kN			
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	1,022	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,972	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,923	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,874	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0	0,00 kN/m	11,671	0,00	kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	2,005	0	0,00 kN			
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	2,005	0	0,00 kN			

Carico verticale sull'appoggio SX della pila:	7159,08	kN
Carico orizzontale sull'appoggio SX della pila:	300,00	kN

Carico nell'appoggio dell'impalcato 2:

Gruppo di Carico 1:		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]	Coeff. Di Combinazione	Valore di Progetto	Coef. Ld.:	Carico Appoggio Impalcato	
Carichi Permanenti:								
P.P. Soletta in c.a.		147,00 kN/m	0	1	147,00 kN/m	16,910	2485,77	kN
P.P. Travi		32,71 kN/m	0	1	32,71 kN/m	16,910	553,17	kN
P.P. Traverso Intermedio:		13,64 kN	0	1	13,64 kN	2,000	27,28	kN
P.P. Diaframma Intermedio:		9,09 kN	0	1	9,09 kN	2,500	22,73	kN
P.P. Traverso di Estremità:		68,95 kN	0	1	68,95 kN	1,000	68,95	kN
P.P. Croci in Campata:		17,36 kN	0	1	17,36 kN	4,000	69,43	kN
P.P. Croci Laterali:		26,04 kN	0	1	26,04 kN	1,000	26,04	kN
Carichi Permanenti Non Stru.:								
P.P. Ballast e Binari:		131,09 kN/m	0	1	131,09 kN/m	16,910	2216,68	kN
P.P. Barriere Antirumore:		16,00 kN/m	0	1	16,00 kN/m	16,910	270,56	kN
Carichi Variabili da Traffico:								
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	0,6	185,34 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	0,6	185,34 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	0,6	185,34 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	0,6	185,34 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	0,6	59,31 kN/m	16,190	960,23	kN
	Azione Frenante:		680,00 kN	-2,005	0,6	204,00 kN		
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00	kN
	Azione Frenante:		680,00 kN	2,005	0	0,00 kN		
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	2,005	0	0,00 kN			

Carico verticale sull'appoggio DX della pila:	6700,83	kN
---	---------	----

Combinazione SLE Frequente (Gruppo di carico 3):

Carico nell'appoggio dell'impalcato 1:

Gruppo di Carico 3:		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]	Coeff. Di Combinazione	Valore di Progetto:	Coef. L.d.I.	Carico Appoggio Impalcato:	
Carichi Permanenti:								
P.P. Soletta in c.a.		147,00 kN/m	0	1	147,00 kN/m	16,910	2485,77	kN
P.P. Travi		32,71 kN/m	0	1	32,71 kN/m	16,910	553,17	kN
P.P. Traverso Intermedio:		13,64 kN	0	1	13,64 kN	2,000	27,28	kN
P.P. Diaframma Intermedio:		9,09 kN	0	1	9,09 kN	2,500	22,73	kN
P.P. Traverso di Estremità:		68,95 kN	0	1	68,95 kN	1,000	68,95	kN
P.P. Croci in Campata:		17,36 kN	0	1	17,36 kN	4,000	69,43	kN
P.P. Croci Lateralì:		26,04 kN	0	1	26,04 kN	1,000	26,04	kN
Carichi Permanenti Non Stru.:								
P.P. Ballast e Binari:		131,09 kN/m	0	1	131,09 kN/m	16,910	2216,68	kN
P.P. Barriere Antirumore:		16,00 kN/m	0	1	16,00 kN/m	16,910	270,56	kN
Carichi Variabili da Traffico:								
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	0,6	185,34 kN	1,022	189,35	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	0,6	185,34 kN	0,972	180,19	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	0,6	185,34 kN	0,923	171,03	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	0,6	185,34 kN	0,874	161,90	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	0,6	59,31 kN/m	11,671	692,21	kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	-2,005	0,6	408,00 kN			
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	-2,005	0,6	600,00 kN			
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	1,022	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,972	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,923	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,874	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0	0,00 kN/m	11,671	0,00	kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	2,005	0	0,00 kN			
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	2,005	0	0,00 kN			

Carico verticale sull'appoggio SX della pila:	7182,88	kN
Carico orizzontale sull'appoggio SX della pila:	600,00	kN

Carico nell'appoggio dell'impalcato 2:

Gruppo di Carico 3:		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]	Coeff. Di Combinazione	Valore di Progetto:	Coef. L.d.I.	Carico Appoggio Impalcato:	
Carichi Permanenti:								
P.P. Soletta in c.a.		147,00 kN/m	0	1	73,50 kN/m	16,910	1242,89	kN
P.P. Travi		32,71 kN/m	0	1	16,36 kN/m	16,910	276,58	kN
P.P. Traverso Intermedio:		13,64 kN	0	1	6,82 kN	2,000	13,64	kN
P.P. Diaframma Intermedio:		9,09 kN	0	1	4,55 kN	2,500	11,37	kN
P.P. Traverso di Estremità:		68,95 kN	0	1	34,47 kN	1,000	34,47	kN
P.P. Croci in Campata:		17,36 kN	0	1	8,68 kN	4,000	34,72	kN
P.P. Croci Lateralì:		26,04 kN	0	1	13,02 kN	1,000	13,02	kN
Carichi Permanenti Non Stru.:								
P.P. Ballast e Binari:		131,09 kN/m	0	1	65,54 kN/m	16,910	1108,34	kN
P.P. Barriere Antirumore:		16,00 kN/m	0	1	8,00 kN/m	16,910	135,28	kN
Carichi Variabili da Traffico:								
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	0,6	92,67 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	0,6	92,67 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	0,6	92,67 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	0,6	92,67 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	0,6	29,65 kN/m	16,190	480,11	kN
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00	kN

Carico verticale sull'appoggio DX della pila:	3350,42	kN
---	---------	----

Combinazione SLE Quasi Permanente (Gruppo di carico 1):

Carico nell'appoggio dell'impalcato 1:

Gruppo di Carico 1:		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione	Valore di Progetto:	Coef. L.d.I.	Carico Appoggio Impalcato:	
Carichi Permanenti:								
	P.P. Soletta in c.a.	147,00 kN/m	0	1	147,00 kN/m	16,910	2485,77	kN
	P.P. Travi	32,71 kN/m	0	1	32,71 kN/m	16,910	553,17	kN
	P.P. Traverso Intermedio:	13,64 kN	0	1	13,64 kN	2,000	27,28	kN
	P.P. Diaframma Intermedio:	9,09 kN	0	1	9,09 kN	2,500	22,73	kN
	P.P. Traverso di Estremità:	68,95 kN	0	1	68,95 kN	1,000	68,95	kN
	P.P. Croci in Campata:	17,36 kN	0	1	17,36 kN	4,000	69,43	kN
	P.P. Croci Lateralì:	26,04 kN	0	1	26,04 kN	1,000	26,04	kN
Carichi Permanenti Non Stru.:								
	P.P. Ballast e Binari:	131,09 kN/m	0	1	131,09 kN/m	16,910	2216,68	kN
	P.P. Barriere Antirumore:	16,00 kN/m	0	1	16,00 kN/m	16,910	270,56	kN
Carichi Variabili da Traffico:								
							0,00	
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	1,022	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,972	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,923	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,874	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	0	0,00 kN/m	11,671	0,00	kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	-2,005	0	0,00 kN			
	Azione di Avviamento:	1000,00 kN	-2,005	0	0,00 kN			
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	1,022	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,972	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,923	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,874	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0	0,00 kN/m	11,671	0,00	kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	2,005	0	0,00 kN			
	Azione di Avviamento:	1000,00 kN	2,005	0	0,00 kN			

Carico verticale sull'appoggio SX della pila:	5740,61	kN
Carico orizzontale sull'appoggio SX della pila:	0,00	kN

Carico nell'appoggio dell'impalcato 2:

Gruppo di Carico 1:		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione	Valore di Progetto:	Coef. L.d.I.	Carico Appoggio Impalcato:	
Carichi Permanenti:								
	P.P. Soletta in c.a.	147,00 kN/m	0	1	147,00 kN/m	16,910	2485,77	kN
	P.P. Travi	32,71 kN/m	0	1	32,71 kN/m	16,910	553,17	kN
	P.P. Traverso Intermedio:	13,64 kN	0	1	13,64 kN	2,000	27,28	kN
	P.P. Diaframma Intermedio:	9,09 kN	0	1	9,09 kN	2,500	22,73	kN
	P.P. Traverso di Estremità:	68,95 kN	0	1	68,95 kN	1,000	68,95	kN
	P.P. Croci in Campata:	17,36 kN	0	1	17,36 kN	4,000	69,43	kN
	P.P. Croci Lateralì:	26,04 kN	0	1	26,04 kN	1,000	26,04	kN
Carichi Permanenti Non Stru.:								
	P.P. Ballast e Binari:	131,09 kN/m	0	1	131,09 kN/m	16,910	2216,68	kN
	P.P. Barriere Antirumore:	16,00 kN/m	0	1	16,00 kN/m	16,910	270,56	kN
Carichi Variabili da Traffico:								
							0,00	
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00	kN
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00	kN

Carico verticale sull'appoggio DX della pila:	5740,61	kN
---	---------	----

Combinazione SLE Quasi Permanente (Gruppo di carico 3):

Carico nell'appoggio dell'impalcato 1:

Gruppo di Carico 3:		Valore Caratteristico:	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione:	Valore di Progetto:	Coef. Ld.I:	Carico Appoggio Impalcato:		
Carichi Permanenti:									
P.P. Soletta in c.a.	147,00	kN/m	0	1	147,00	kN/m	16,910	2485,77 kN	
P.P. Travi	32,71	kN/m	0	1	32,71	kN/m	16,910	553,17 kN	
P.P. Traverso Intermedio:	13,64	kN	0	1	13,64	kN	2,000	27,28 kN	
P.P. Diaframma Intermedio:	9,09	kN	0	1	9,09	kN	2,500	22,73 kN	
P.P. Traverso di Estremità:	68,95	kN	0	1	68,95	kN	1,000	68,95 kN	
P.P. Croci in Campata:	17,36	kN	0	1	17,36	kN	4,000	69,43 kN	
P.P. Croci Laterali:	26,04	kN	0	1	26,04	kN	1,000	26,04 kN	
Carichi Permanenti Non Stru.:									
P.P. Ballast e Binari:	131,09	kN/m	0	1	131,09	kN/m	16,910	2216,68 kN	
P.P. Barriere Antirumore:	16,00	kN/m	0	1	16,00	kN/m	16,910	270,56 kN	
Carichi Variabili da Traffico:									
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91	kN	-2,005	0	0,00	kN	1,022	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91	kN	-2,005	0	0,00	kN	0,972	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91	kN	-2,005	0	0,00	kN	0,923	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91	kN	-2,005	0	0,00	kN	0,874	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85	kN/m	-2,005	0	0,00	kN/m	11,671	0,00 kN
	Azione Frenante:	680,00	kN	-2,005	0	0,00	kN		
Azione di Avviamento:	1000,00	kN	-2,005	0	0,00	kN			
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91	kN	2,005	0	0,00	kN	1,022	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91	kN	2,005	0	0,00	kN	0,972	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91	kN	2,005	0	0,00	kN	0,923	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91	kN	2,005	0	0,00	kN	0,874	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85	kN/m	2,005	0	0,00	kN/m	11,671	0,00 kN
	Azione Frenante:	680,00	kN	2,005	0	0,00	kN		
Azione di Avviamento:	1000,00	kN	2,005	0	0,00	kN			

Carico verticale sull'appoggio SX della pila:	5740,61	kN
Carico orizzontale sull'appoggio SX della pila:	0,00	kN

Carico nell'appoggio dell'impalcato 2:

Gruppo di Carico 3:		Valore Caratteristico:	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione:	Valore di Progetto:	Coef. Ld.I:	Carico Appoggio Impalcato:		
Carichi Permanenti:									
P.P. Soletta in c.a.	147,00	kN/m	0	1	73,50	kN/m	16,910	1242,89 kN	
P.P. Travi	32,71	kN/m	0	1	16,36	kN/m	16,910	276,58 kN	
P.P. Traverso Intermedio:	13,64	kN	0	1	6,82	kN	2,000	13,64 kN	
P.P. Diaframma Intermedio:	9,09	kN	0	1	4,55	kN	2,500	11,37 kN	
P.P. Traverso di Estremità:	68,95	kN	0	1	34,47	kN	1,000	34,47 kN	
P.P. Croci in Campata:	17,36	kN	0	1	8,68	kN	4,000	34,72 kN	
P.P. Croci Laterali:	26,04	kN	0	1	13,02	kN	1,000	13,02 kN	
Carichi Permanenti Non Stru.:									
P.P. Ballast e Binari:	131,09	kN/m	0	1	65,54	kN/m	16,910	1108,34 kN	
P.P. Barriere Antirumore:	16,00	kN/m	0	1	8,00	kN/m	16,910	135,28 kN	
Carichi Variabili da Traffico:									
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91	kN	-2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91	kN	-2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91	kN	-2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91	kN	-2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85	kN/m	-2,005	0	0,00	kN/m	16,190	0,00 kN
	Azione Frenante:	680,00	kN	-2,005	0	0,00	kN		
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91	kN	2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91	kN	2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91	kN	2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91	kN	2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85	kN/m	2,005	0	0,00	kN/m	16,190	0,00 kN
	Azione Frenante:	680,00	kN	2,005	0	0,00	kN		

Carico verticale sull'appoggio DX della pila:	2870,30	kN
---	---------	----

Combinazione SLU - EQU (Gruppo di carico 1):

Carico nell'appoggio dell'impalcato 1:

Gruppo di Carico 1:	Valore Caratteristico:	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione:	Valore di Progetto:	Coef. Ld.I:	Carico Appoggio Impalcato:	
Carichi Permanenti:							
P.P. Soletta in c.a.	147,00 kN/m	0	1,1	161,70 kN/m	16,910	2734,35 kN	
P.P. Travi	32,71 kN/m	0	1,1	35,98 kN/m	16,910	608,49 kN	
P.P. Traverso Intermedio:	13,64 kN	0	1,1	15,00 kN	2,000	30,01 kN	
P.P. Diaframma Intermedio:	9,09 kN	0	1,1	10,00 kN	2,500	25,01 kN	
P.P. Traverso di Estremità:	68,95 kN	0	1,1	75,84 kN	1,000	75,84 kN	
P.P. Croci in Campata:	17,36 kN	0	1,1	19,09 kN	4,000	76,38 kN	
P.P. Croci Lateralì:	26,04 kN	0	1,1	28,64 kN	1,000	28,64 kN	
Carichi Permanenti Non Stru.:							
P.P. Ballast e Binari:	131,09 kN/m	0	1,5	196,63 kN/m	16,910	3325,02 kN	
P.P. Barriere Antirumore:	16,00 kN/m	0	1,5	24,00 kN/m	16,910	405,84 kN	
Carichi Variabili da Traffico:							
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	1,45	447,91 kN	1,022	457,59 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	1,45	447,91 kN	0,972	435,46 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	1,45	447,91 kN	0,923	413,33 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	1,45	447,91 kN	0,874	391,25 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	1,45	143,33 kN/m	11,671	1672,83 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	-2,005	1,45	493,00 kN		
Binario 2:	Azione di Avviamento:	1000,00 kN	-2,005	1,45	725,00 kN		
	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	1,45	447,91 kN	1,022	457,59 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	1,45	447,91 kN	0,972	435,46 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	1,45	447,91 kN	0,923	413,33 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	1,45	447,91 kN	0,874	391,25 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	1,45	143,33 kN/m	11,671	1672,83 kN
Azione Frenante:	680,00 kN	2,005	1,45	493,00 kN			
Azione di Avviamento:	1000,00 kN	2,005	1,45	725,00 kN			

Carico verticale sull'appoggio SX della pila:	14192,59	kN
Carico orizzontale sull'appoggio SX della pila:	1218,00	kN

Carico nell'appoggio dell'impalcato 2:

Gruppo di Carico 1:	Valore Caratteristico:	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione:	Valore di Progetto:	Coef. Ld.I:	Carico Appoggio Impalcato:	
Carichi Permanenti:							
P.P. Soletta in c.a.	147,00 kN/m	0	0,9	132,30 kN/m	16,910	2237,19 kN	
P.P. Travi	32,71 kN/m	0	0,9	29,44 kN/m	16,910	497,85 kN	
P.P. Traverso Intermedio:	13,64 kN	0	0,9	12,28 kN	2,000	24,55 kN	
P.P. Diaframma Intermedio:	9,09 kN	0	0,9	8,18 kN	2,500	20,46 kN	
P.P. Traverso di Estremità:	68,95 kN	0	0,9	62,05 kN	1,000	62,05 kN	
P.P. Croci in Campata:	68,95 kN	0	0,9	62,05 kN	4,000	248,21 kN	
P.P. Croci Lateralì:	26,04 kN	0	0,9	23,43 kN	1,000	23,43 kN	
Carichi Permanenti Non Stru.:							
P.P. Ballast e Binari:	131,09 kN/m	0	0,9	117,98 kN/m	16,910	1995,01 kN	
P.P. Barriere Antirumore:	16,00 kN/m	0	0	0,00 kN/m	16,910	0,00 kN	
Carichi Variabili da Traffico:							
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
Binario 2:	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00 kN
	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00 kN

Carico verticale sull'appoggio DX della pila:	5108,76	kN
---	---------	----

Combinazione SLU - EQU (Gruppo di carico 3):

Carico nell'appoggio dell'impalcato 1:

Gruppo di Carico 3:		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione:	Valore di Progetto:	Coef. L.d.I.:	Carico Appoggio Impalcato:			
Carichi Permanenti:										
P.P. Soletta in c.a.	147,00	kN/m	0	1,1	161,70	kN/m	16,910	2734,35	kN	
P.P. Travi	32,71	kN/m	0	1,1	35,98	kN/m	16,910	608,49	kN	
P.P. Traverso Intermedio:	13,64	kN	0	1,1	15,00	kN	2,000	30,01	kN	
P.P. Diaframma Intermedio:	9,09	kN	0	1,1	10,00	kN	2,500	25,01	kN	
P.P. Traverso di Estremità:	68,95	kN	0	1,1	75,84	kN	1,000	75,84	kN	
P.P. Croci in Campata:	17,36	kN	0	1,1	19,09	kN	4,000	76,38	kN	
P.P. Croci Laterali:	26,04	kN	0	1,1	28,64	kN	1,000	28,64	kN	
Carichi Permanenti Non Stru.:										
P.P. Ballast e Binari:	131,09	kN/m	0	1,5	196,63	kN/m	16,910	3325,02	kN	
P.P. Barriere Antirumore:	16,00	kN/m	0	1,5	24,00	kN/m	16,910	405,84	kN	
Carichi Variabili da Traffico:										
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91	kN	-2,005	1,45	447,91	kN	1,022	457,59	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91	kN	-2,005	1,45	447,91	kN	0,972	435,46	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91	kN	-2,005	1,45	447,91	kN	0,923	413,33	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91	kN	-2,005	1,45	447,91	kN	0,874	391,25	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85	kN/m	-2,005	1,45	143,33	kN/m	11,671	1672,83	kN
	Azione Frenante:	680,00	kN	-2,005	1,45	986,00	kN			
	Azione di Avviamento:	1000,00	kN	-2,005	1,45	1450,00	kN			
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91	kN	2,005	1,45	447,91	kN	1,022	457,59	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91	kN	2,005	1,45	447,91	kN	0,972	435,46	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91	kN	2,005	1,45	447,91	kN	0,923	413,33	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91	kN	2,005	1,45	447,91	kN	0,874	391,25	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85	kN/m	2,005	1,45	143,33	kN/m	11,671	1672,83	kN
	Azione Frenante:	680,00	kN	2,005	1,45	986,00	kN			
	Azione di Avviamento:	1000,00	kN	2,005	1,45	1450,00	kN			

Carico verticale sull'appoggio SX della pila:	14334,69	kN
Carico orizzontale sull'appoggio SX della pila:	2436,00	kN

Carico nell'appoggio dell'impalcato 2:

Gruppo di Carico 3:		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione:	Valore di Progetto:	Coef. L.d.I.:	Carico Appoggio Impalcato:			
Carichi Permanenti:										
P.P. Soletta in c.a.	147,00	kN/m	0	0,9	66,15	kN/m	16,910	1118,60	kN	
P.P. Travi	32,71	kN/m	0	0,9	14,72	kN/m	16,910	248,93	kN	
P.P. Traverso Intermedio:	13,64	kN	0	0,9	6,14	kN	2,000	12,28	kN	
P.P. Diaframma Intermedio:	9,09	kN	0	0,9	4,09	kN	2,500	10,23	kN	
P.P. Traverso di Estremità:	68,95	kN	0	0,9	31,03	kN	1,000	31,03	kN	
P.P. Croci in Campata:	68,95	kN	0	0,9	31,03	kN	4,000	124,10	kN	
P.P. Croci Laterali:	26,04	kN	0	0,9	11,72	kN	1,000	11,72	kN	
Carichi Permanenti Non Stru.:										
P.P. Ballast e Binari:	131,09	kN/m	0	0,9	58,99	kN/m	16,910	997,51	kN	
P.P. Barriere Antirumore:	16,00	kN/m	0	0	0,00	kN/m	16,910	0,00	kN	
Carichi Variabili da Traffico:										
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91	kN	-2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91	kN	-2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91	kN	-2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91	kN	-2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85	kN/m	-2,005	0	0,00	kN/m	16,190	0,00	kN
	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91	kN	2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91	kN	2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00	kN
Binario 2:	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91	kN	2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91	kN	2,005	0	0,00	kN	0,000	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85	kN/m	2,005	0	0,00	kN/m	16,190	0,00	kN

Carico verticale sull'appoggio DX della pila:	2554,38	kN
---	---------	----

Combinazione SLU - STR (Gruppo di carico 1):

Carico nell'appoggio dell'impalcato 1:

	Valore Caratteristico	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione:	Valore di Progetto:	Coef. L.d.I:	Carico Appoggio Impalcato:	
Carichi Permanenti:							
P.P. Soletta in c.a.	147,00 kN/m	0	1,35	198,45 kN/m	16,910	3355,79 kN	
P.P. Travi	32,71 kN/m	0	1,35	44,16 kN/m	16,910	746,78 kN	
P.P. Traverso Intermedio:	13,64 kN	0	1,35	18,41 kN	2,000	36,83 kN	
P.P. Diaframma Intermedio:	9,09 kN	0	1,35	12,28 kN	2,500	30,69 kN	
P.P. Traverso di Estremità:	68,95 kN	0	1,35	93,08 kN	1,000	93,08 kN	
P.P. Croci in Campata:	17,36 kN	0	1,35	23,43 kN	4,000	93,74 kN	
P.P. Croci Laterali:	26,04 kN	0	1,35	35,15 kN	1,000	35,15 kN	
Carichi Permanenti Non Stru.:							
P.P. Ballast e Binari:	131,09 kN/m	0	1,5	196,63 kN/m	16,910	3325,02 kN	
P.P. Barriere Antirumore:	16,00 kN/m	0	1,5	24,00 kN/m	16,910	405,84 kN	
Carichi Variabili da Traffico:							
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	1,45	447,91 kN	1,022	457,59 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	1,45	447,91 kN	0,972	435,46 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	1,45	447,91 kN	0,923	413,33 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	1,45	447,91 kN	0,874	391,25 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	1,45	143,33 kN/m	11,671	1672,83 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	-2,005	1,45	493,00 kN		
Azione di Avviamento:	1000,00 kN	-2,005	1,45	725,00 kN			
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	1,45	447,91 kN	1,022	457,59 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	1,45	447,91 kN	0,972	435,46 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	1,45	447,91 kN	0,923	413,33 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	1,45	447,91 kN	0,874	391,25 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	1,45	143,33 kN/m	11,671	1672,83 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	2,005	1,45	493,00 kN		
Azione di Avviamento:	1000,00 kN	2,005	1,45	725,00 kN			

Carico verticale sull'appoggio SX della pila:	15005,93	kN
Carico orizzontale sull'appoggio SX della pila:	1218,00	kN

Carico nell'appoggio dell'impalcato 2:

	Valore Caratteristico	Eccentricità [m]:	Coeff. Di Combinazione:	Valore di Progetto:	Coef. L.d.I:	Carico Appoggio Impalcato:	
Gruppo di Carico 1:							
Carichi Permanenti:							
P.P. Soletta in c.a.	147,00 kN/m	0	1	147,00 kN/m	16,910	2485,77 kN	
P.P. Travi	32,71 kN/m	0	1	32,71 kN/m	16,910	553,17 kN	
P.P. Traverso Intermedio:	13,64 kN	0	1	13,64 kN	2,000	27,28 kN	
P.P. Diaframma Intermedio:	9,09 kN	0	1	9,09 kN	2,500	22,73 kN	
P.P. Traverso di Estremità:	68,95 kN	0	1	68,95 kN	1,000	68,95 kN	
P.P. Croci in Campata:	68,95 kN	0	1	68,95 kN	4,000	275,78 kN	
P.P. Croci Laterali:	26,04 kN	0	1	26,04 kN	1,000	26,04 kN	
Carichi Permanenti Non Stru.:							
P.P. Ballast e Binari:	131,09 kN/m	0	1	131,09 kN/m	16,910	2216,68 kN	
P.P. Barriere Antirumore:	16,00 kN/m	0	0	0,00 kN/m	16,910	0,00 kN	
Carichi Variabili da Traffico:							
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	-2,005	0	0,00 kN		
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	2,005	0	0,00 kN		

Carico verticale sull'appoggio DX della pila:	5676,40	kN
---	---------	----

Combinazione SLU - STR (Gruppo di carico 3):

Carico nell'appoggio dell'impalcato 1:

		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]	Coeff. Di Combinazione	Valore di Progetto	Coef. L.d.I.	Carico Appoggio Impalcato:	
Carichi Permanenti:								
P.P. Soletta in c.a.		147,00 kN/m	0	1,35	198,45 kN/m	16,910	3355,79	kN
P.P. Travi		32,71 kN/m	0	1,35	44,16 kN/m	16,910	746,78	kN
P.P. Traverso Intermedio:		13,64 kN	0	1,35	18,41 kN	2,000	36,83	kN
P.P. Diaframma Intermedio:		9,09 kN	0	1,35	12,28 kN	2,500	30,69	kN
P.P. Traverso di Estremità:		68,95 kN	0	1,35	93,08 kN	1,000	93,08	kN
P.P. Croci in Campata:		17,36 kN	0	1,35	23,43 kN	4,000	93,74	kN
P.P. Croci Lateralì:		26,04 kN	0	1,35	35,15 kN	1,000	35,15	kN
Carichi Permanenti Non Stru.:								
P.P. Ballast e Binari:		131,09 kN/m	0	1,5	196,63 kN/m	16,910	3325,02	kN
P.P. Barriere Antirumore:		16,00 kN/m	0	1,5	24,00 kN/m	16,910	405,84	kN
Carichi Variabili da Traffico:								
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	1,45	447,91 kN	1,022	457,59	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	1,45	447,91 kN	0,972	435,46	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	1,45	447,91 kN	0,923	413,33	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	1,45	447,91 kN	0,874	391,25	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	1,45	143,33 kN/m	11,671	1672,83	kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	-2,005	1,45	986,00 kN			
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	-2,005	1,45	1450,00 kN			
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	1,45	447,91 kN	1,022	457,59	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	1,45	447,91 kN	0,972	435,46	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	1,45	447,91 kN	0,923	413,33	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	1,45	447,91 kN	0,874	391,25	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	1,45	143,33 kN/m	11,671	1672,83	kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	2,005	1,45	986,00 kN			
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	2,005	1,45	1450,00 kN			

Carico verticale sull'appoggio SX della pila:	15148,03	kN
Carico orizzontale sull'appoggio SX della pila:	2436,00	kN

Carico nell'appoggio dell'impalcato 2:

		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]	Coeff. Di Combinazione	Valore di Progetto	Coef. L.d.I.	Carico Appoggio Impalcato:	
Gruppo di Carico 1:								
Carichi Permanenti:								
P.P. Soletta in c.a.		147,00 kN/m	0	1	73,50 kN/m	16,910	1242,89	kN
P.P. Travi		32,71 kN/m	0	1	16,36 kN/m	16,910	276,58	kN
P.P. Traverso Intermedio:		13,64 kN	0	1	6,82 kN	2,000	13,64	kN
P.P. Diaframma Intermedio:		9,09 kN	0	1	4,55 kN	2,500	11,37	kN
P.P. Traverso di Estremità:		68,95 kN	0	1	34,47 kN	1,000	34,47	kN
P.P. Croci in Campata:		68,95 kN	0	1	34,47 kN	4,000	137,89	kN
P.P. Croci Lateralì:		26,04 kN	0	1	13,02 kN	1,000	13,02	kN
Carichi Permanenti Non Stru.:								
P.P. Ballast e Binari:		131,09 kN/m	0	1	65,54 kN/m	16,910	1108,34	kN
P.P. Barriere Antirumore:		16,00 kN/m	0	0	0,00 kN/m	16,910	0,00	kN
Carichi Variabili da Traffico:								
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00	kN
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00	kN

Carico verticale sull'appoggio DX della pila:	2838,20	kN
---	---------	----

Combinazione SLU - GEO (Gruppo di carico 1):

Carico nell'appoggio dell'impalcato 1:

Gruppo di Carico 1:		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]	Coeff. Di Combinazione	Valore di Progetto	Coef. Ld.I.	Carico Appoggio Impalcato:
Carichi Permanenti:							
P.P. Soletta in c.a.		147,00 kN/m	0	1	147,00 kN/m	16,910	2485,77 kN
P.P. Travi		32,71 kN/m	0	1	32,71 kN/m	16,910	553,17 kN
P.P. Traverso Intermedio:		13,64 kN	0	1	13,64 kN	2,000	27,28 kN
P.P. Diaframma Intermedio:		9,09 kN	0	1	9,09 kN	2,500	22,73 kN
P.P. Traverso di Estremità:		68,95 kN	0	1	68,95 kN	1,000	68,95 kN
P.P. Croci in Campata:		17,36 kN	0	1	17,36 kN	4,000	69,43 kN
P.P. Croci Lateralì:		26,04 kN	0	1	26,04 kN	1,000	26,04 kN
Carichi Permanenti Non Stru.:							
P.P. Ballast e Binari:		131,09 kN/m	0	1,3	170,41 kN/m	16,910	2881,68 kN
P.P. Barriere Antirumore:		16,00 kN/m	0	1,3	20,80 kN/m	16,910	351,73 kN
Carichi Variabili da Traffico:							
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	1,25	386,13 kN	1,022	394,47 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	1,25	386,13 kN	0,972	375,40 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	1,25	386,13 kN	0,923	356,32 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	1,25	386,13 kN	0,874	337,29 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	1,25	123,56 kN/m	11,671	1442,09 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	-2,005	1,25	425,00 kN		
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	-2,005	1,25	625,00 kN		
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	1,25	386,13 kN	1,022	394,47 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	1,25	386,13 kN	0,972	375,40 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	1,25	386,13 kN	0,923	356,32 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	1,25	386,13 kN	0,874	337,29 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	1,25	123,56 kN/m	11,671	1442,09 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	2,005	1,25	425,00 kN		
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	2,005	1,25	625,00 kN		

Carico verticale sull'appoggio SX della pila:	12420,42	kN
Carico orizzontale sull'appoggio SX della pila:	1050,00	kN

Carico nell'appoggio dell'impalcato 2:

Gruppo di Carico 1:		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]	Coeff. Di Combinazione	Valore di Progetto	Coef. Ld.I.	Carico Appoggio Impalcato:
Carichi Permanenti:							
P.P. Soletta in c.a.		147,00 kN/m	0	1	147,00 kN/m	16,910	2485,77 kN
P.P. Travi		32,71 kN/m	0	1	32,71 kN/m	16,910	553,17 kN
P.P. Traverso Intermedio:		13,64 kN	0	1	13,64 kN	2,000	27,28 kN
P.P. Diaframma Intermedio:		9,09 kN	0	1	9,09 kN	2,500	22,73 kN
P.P. Traverso di Estremità:		68,95 kN	0	1	68,95 kN	1,000	68,95 kN
P.P. Croci in Campata:		68,95 kN	0	1	68,95 kN	4,000	275,78 kN
P.P. Croci Lateralì:		26,04 kN	0	1	26,04 kN	1,000	26,04 kN
Carichi Permanenti Non Stru.:							
P.P. Ballast e Binari:		131,09 kN/m	0	1	131,09 kN/m	16,910	2216,68 kN
P.P. Barriere Antirumore:		16,00 kN/m	0	0	0,00 kN/m	16,910	0,00 kN
Carichi Variabili da Traffico:							
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00 kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00 kN

Carico verticale sull'appoggio DX della pila:	5676,40	kN
---	---------	----

Combinazione SLU - GEO (Gruppo di carico 3):

Carico nell'appoggio dell'impalcato 1:

Gruppo di Carico 3:		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]	Coeff. Di Combinazione	Valore di Progetto	Coef. L.d.I.	Carico Appoggio Impalcato:	
Carichi Permanenti:								
P.P. Soletta in c.a.		147,00 kN/m	0	1	147,00 kN/m	16,910	2485,77	kN
P.P. Travi		32,71 kN/m	0	1	32,71 kN/m	16,910	553,17	kN
P.P. Traverso Intermedio:		13,64 kN	0	1	13,64 kN	2,000	27,28	kN
P.P. Diaframma Intermedio:		9,09 kN	0	1	9,09 kN	2,500	22,73	kN
P.P. Traverso di Estremità:		68,95 kN	0	1	68,95 kN	1,000	68,95	kN
P.P. Croci in Campata:		17,36 kN	0	1	17,36 kN	4,000	69,43	kN
P.P. Croci Laterali:		26,04 kN	0	1	26,04 kN	1,000	26,04	kN
Carichi Permanenti Non Stru.:								
P.P. Ballast e Binari:		131,09 kN/m	0	1,3	170,41 kN/m	16,910	2881,68	kN
P.P. Barriere Antirumore:		16,00 kN/m	0	1,3	20,80 kN/m	16,910	351,73	kN
Carichi Variabili da Traffico:								
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	1,25	386,13 kN	1,022	394,47	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	1,25	386,13 kN	0,972	375,40	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	1,25	386,13 kN	0,923	356,32	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	1,25	386,13 kN	0,874	337,29	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	1,25	123,56 kN/m	11,671	1442,09	kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	-2,005	1,25	850,00 kN			
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	-2,005	1,25	1250,00 kN			
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	1,25	386,13 kN	1,022	394,47	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	1,25	386,13 kN	0,972	375,40	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	1,25	386,13 kN	0,923	356,32	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	1,25	386,13 kN	0,874	337,29	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	1,25	123,56 kN/m	11,671	1442,09	kN
	Azione Frenante:	680,00 kN	2,005	1,25	850,00 kN			
Azione di Avviamento:		1000,00 kN	2,005	1,25	1250,00 kN			

Carico verticale sull'appoggio SX della pila:	12542,92	kN
Carico orizzontale sull'appoggio SX della pila:	2100,00	kN

Carico nell'appoggio dell'impalcato 2:

Gruppo di Carico 3:		Valore Caratteristico	Eccentricità [m]	Coeff. Di Combinazione	Valore di Progetto	Coef. L.d.I.	Carico Appoggio Impalcato:	
Carichi Permanenti:								
P.P. Soletta in c.a.		147,00 kN/m	0	1	73,50 kN/m	16,910	1242,89	kN
P.P. Travi		32,71 kN/m	0	1	16,36 kN/m	16,910	276,58	kN
P.P. Traverso Intermedio:		13,64 kN	0	1	6,82 kN	2,000	13,64	kN
P.P. Diaframma Intermedio:		9,09 kN	0	1	4,55 kN	2,500	11,37	kN
P.P. Traverso di Estremità:		68,95 kN	0	1	34,47 kN	1,000	34,47	kN
P.P. Croci in Campata:		68,95 kN	0	1	34,47 kN	4,000	137,89	kN
P.P. Croci Laterali:		26,04 kN	0	1	13,02 kN	1,000	13,02	kN
Carichi Permanenti Non Stru.:								
P.P. Ballast e Binari:		131,09 kN/m	0	1	65,54 kN/m	16,910	1108,34	kN
P.P. Barriere Antirumore:		16,00 kN/m	0	0	0,00 kN/m	16,910	0,00	kN
Carichi Variabili da Traffico:								
Binario 1:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	-2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00	kN
	Azione Frenante:		680,00 kN	-2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00
Binario 2:	Carico Asse 1 [Qvk,1]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 2 [Qvk,2]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 3 [Qvk,3]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Asse 4 [Qvk,4]:	308,91 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00	kN
	Carico Distribuito [qvk]:	98,85 kN/m	2,005	0	0,00 kN/m	16,190	0,00	kN
	Azione Frenante:		680,00 kN	2,005	0	0,00 kN	0,000	0,00

Carico verticale sull'appoggio DX della pila:	2838,20	kN
---	---------	----

Si intendono calcolare ora le azioni che sollecitano il pozzo in corrispondenza dell'estradosso.

Per ottenere lo sforzo assiale, si sommano i carichi verticali provenienti dall'impalcato 1, dell'impalcato 2, il peso proprio del plinto (costituito principalmente da pulvino, fusto e plinto) ed il peso del terreno di ricoprimento, questi ultimi moltiplicati per i coefficienti parziali rispettivi.

Per quanto riguarda il carico orizzontale, si mette in contro la sola azione longitudinale presa in considerazione, ovvero frenatura e avviamento.

Infine per la valutazione del momento, si devono moltiplicare i carichi verticali provenienti dagli impalcati per le corrispondenti eccentricità degli appoggi (pari a 0,80 m), mentre l'azione longitudinale dovrà essere moltiplicata per l'altezza del baggio rispetto all'intradosso plinto (pari a 10,25 m).

Calcolo dei pesi propri della pila e del terreno di ricoprimento del plinto:

Peso Proprio della Pila	
Pulvino:	
Vol. Pulvino:	56,77 m ³
Fusto:	
Area, sezione:	10,61 m ²
Altezza:	6,10 m
Vol. Fusto:	64,72 m ³
Plinto:	
Diametro:	12,00 m
Spessore:	2,50 m
Vol. Plinto:	282,74 m ³
Vol. totale della Pila:	404,23 m ³
γ_{cls} :	25 kN/m ³
P.P. Pila:	10105,74 kN

Peso Proprio del terreno di ricoprimento	
Altezza ricoprimento terra:	1,5 m
Area di ricoprimento:	91,97 m ²
$\gamma_{terreno}$:	20 kN/m ³
P.P. Terreno Ricoprimento:	2759,02 kN

Nota che:

Eccentricità degli appoggi rispetto all'asse della pila:	0,8 m
Altezza di applicazione del carico longitudinale:	10,25 m

Le azioni all'estradosso del pozzo risultano:

SLE	Gruppo di Carico	Scopo:	Carico SX [kN]	Carico DX [kN]	Azione Longitudinale [kN]	Carico Verticale [kN]	Carico Longitudinale [kN]	Momento Longitudinale [kNm]
Comb. Caratteristica	Gr 1.	Massimizzare carico verticale	10011,0	8827,6	772,0	31703,4	772,0	8859,7
	Gr 3.	Massimizzare azione orizzontale longitudinale	10097,3	4310,6	1544,0	27272,7	1544,0	20455,3
Comb. Frequente	Gr 1.	Massimizzare carico verticale	7159,1	6700,83	300,0	26724,7	300,0	3441,6
	Gr 3.	Massimizzare azione orizzontale longitudinale	7182,9	3350,4	600,0	23398,1	600,0	9216,0
Comb. Quasi Permanente	Gr 1.	Massimizzare carico verticale	5740,6	5740,6	0,0	24346,0	0,0	0,0
	Gr 3.	Massimizzare azione orizzontale longitudinale	5740,6	2870,3	0,0	21475,7	0,0	2296,2

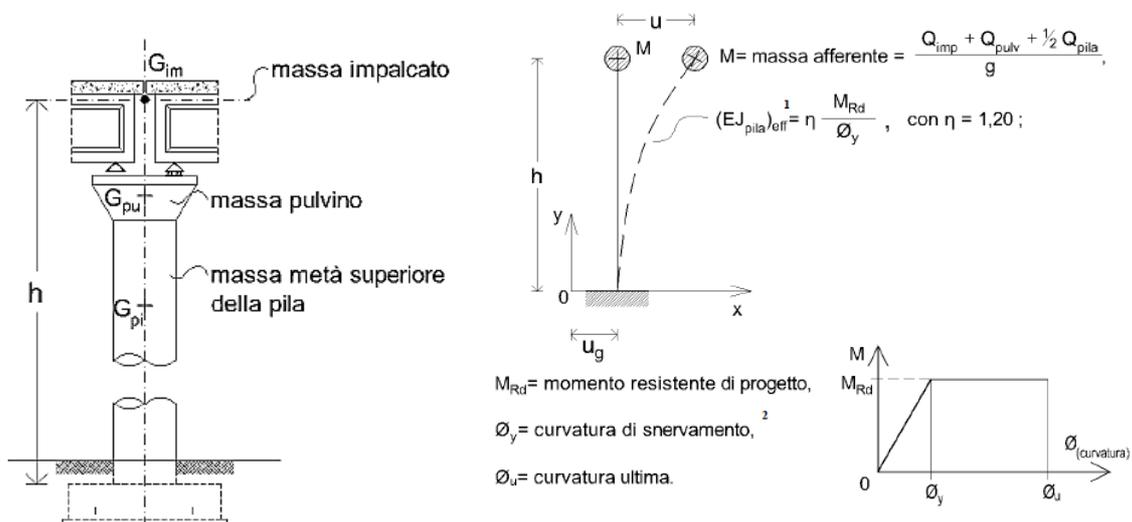
SLU	Gruppo di Carico	Scopo:	Carico SX [kN]	Carico DX [kN]	Azione Longitudinale [kN]	Carico Verticale [kN]	Carico Longitudinale [kN]	Momento Longitudinale [kNm]
EQU	Gr 1.	Verificare l'equilibrio della fondazione	14192,6	5108,8	1218,0	34556,2	1218,0	19751,6
	Gr 3.		14334,7	2554,4	2436,0	32143,9	2436,0	34393,2
(A1) STR	Gr 1.	Verificare la resistenza della struttura di fondazione	15005,9	5676,40	1218,0	38463,6	1218,0	19948,1
	Gr 3.		15148,0	2838,20	2436,0	35767,5	2436,0	34816,9
(A2) GEO	Gr 1.	Verificare la resistenza geotecnica	12420,4	5676,4	1050,0	31789,3	1050,0	16157,7
	Gr 3.		12542,9	2838,2	2100,0	29073,6	2100,0	29288,8

Analisi Statica Lineare:

Si effettua ora l'analisi sismica della pila del ponte, al fine di calcolare le sollecitazioni che si generano lungo il fusto e le azioni statiche equivalenti all'intradosso del plinto.

Nel presente lavoro di tesi, viene adottato il metodo di analisi statica lineare.

La normativa, nel caso di ponti a travate semplicemente appoggiate, permette di studiare la pila come un sistema resistente ad un grado di libertà in cui la massa efficace M , da considerare concentrata in corrispondenza dell'impalcato, è la somma fra la massa dell'impalcato afferente alla pila e la massa della metà superiore della pila stessa.



Secondo la Normativa Tecnica (Capitolo 7, Punto 7.9.3.), la rigidezza degli elementi in cemento armato deve essere valutata tenendo conto dell'effettivo stato di fessurazione. Per le pile che raggiungono lo stato limite ultimo alla base, la rigidezza può essere ricavata dall'espressione:

$$E_c \cdot I_{eff} = \eta \cdot \frac{M_{Rd}}{\phi_y}$$

Nella quale E_c è il modulo elastico del calcestruzzo, I_{eff} è il momento di inerzia della sezione fessurata, $\eta=1,20$ è un fattore di correzione che tiene conto della maggiore rigidità della parte di pila non fessurata, M_{Rd} è il momento resistente di progetto della sezione di base e ϕ_y la curvatura di snervamento.

La rigidità alla traslazione della sommità della pila risulta quindi pari a:

$$K = \frac{3(E_c \cdot I_{eff})}{h^3}$$

Da questa grandezza si ricavano i parametri caratteristici del fenomeno dinamico: pulsazione del moto, periodo proprio e frequenza di vibrazione.

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad T = \frac{2\pi}{\omega} \quad f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi}$$

L'analisi per ponti di tipo ferroviario, deve essere effettuata considerando due differenti casi:

Caso A) ponte privo di traffico (ponte scarico);

Caso B) ponte caricato con un'aliquota del traffico ferroviario (treno sismico).

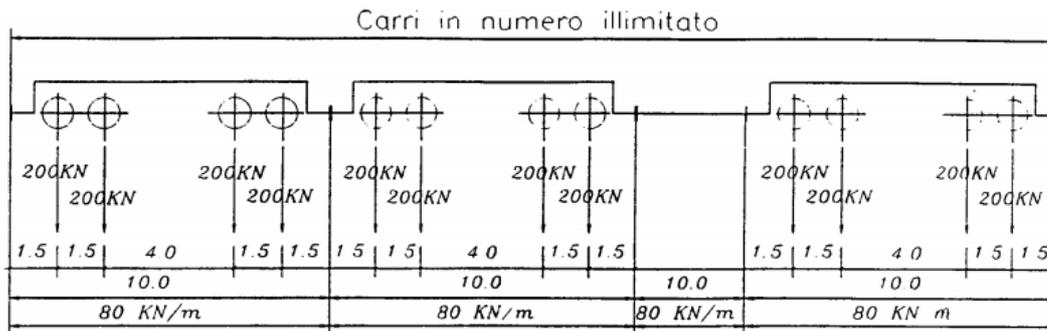
L'Istruzione n. 44 B del 14/11/1996 "Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica", riporta le indicazioni per il calcolo del contributo del treno sismico alla massa: *"L'aliquota di massa relativa ai sovraccarichi accidentali sarà valutata mediante la seguente espressione"*:

$$M = \frac{Q}{g} = \frac{s \cdot Q_t}{g}$$

Definito $n=2$, numero di binari sull'impalcato, s (coefficiente di contemporaneità di più treni) è calcolato come:

$$s = 1 + 0,5(n - 1) = 1,5$$

Essendo g l'accelerazione di gravità, Q_t è il peso del treno teorico di carri di 200 kN per asse, che insistono sul manufatto.



Un'apposita tabella dell'Istruzione (Tab. B.17) suggerisce il valore di Q_t da considerare, in base alla luce dell'impalcato afferente alla pila. Nel caso in esame, la cui luce L vale 34 metri, è previsto un carico Q_t di 2800 kN.

Le masse effettive da considerare nel analisi statica lineare sono pertanto:

$$A) \quad M = \frac{Q_{\text{impalcato}} + Q_{\text{pulsino}} + 0,5 \cdot Q_{\text{fusto}}}{g} = 1409 \text{ ton}$$

$$B) \quad M = \frac{Q_{\text{impalcato}} + Q_{\text{pulsino}} + 0,5 \cdot Q_{\text{fusto}} + s \cdot Q_t}{g} = 1837 \text{ ton}$$

Per il calcolo della rigidezza del modello sismico, si assume cautelativamente di avere un momento resistente M_{Rd} alla base della pila pari a 70000 kNm. Essendo il baricentro dell'impalcato ad un'altezza $h = 10,25$ metri dall'estradosso del plinto, si ottiene quindi:

$$K = 505633 \text{ kN/m}$$

Si calcola quindi la pulsazione del modello, per entrambi i casi (ponte scarico e ponte con treno sismico):

$$\omega_{\text{senza treno sismico}} = 18,95 \frac{1}{s} \quad \omega_{\text{con treno sismico}} = 16,59 \frac{1}{s}$$

$$T_{\text{senza treno sismico}} = 0,332 \text{ s} \quad T_{\text{con treno sismico}} = 0,379 \text{ s}$$

$$f_{\text{senza treno sismico}} = 3,015 \text{ Hz} \quad f_{\text{con treno sismico}} = 2,641 \text{ Hz}$$

Si considera inoltre il fattore di struttura q_0 per la pila da ponte, ipotizzandola come un elemento verticale ad elevata duttilità (CD⁹A⁹).

Dalla Tab. 7.9.I (Capitolo 7 della Normativa Tecnica del 2008) si ricavano i valori di q_0 nel caso di sollecitazione di compressione normalizzata v_k inferiore a 0,3:

$$v_k = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{ck}} = \frac{17429 \text{ kN}}{10,61 \text{ m}^2 \cdot 28 \text{ MPa}} = 0,059 < 0,3$$

Tabella 7.9.I – Valori di q_0 .		
Tipi di elementi duttili	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Pile in cemento armato		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5 λ
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,1 λ

Essendo:

$$\alpha = \frac{L}{H} = \frac{\text{distanza sezione di cerniera plastica da baricentro impalcato} = h - L_p}{\text{dimensione della sezione nel piano di inflessione}}$$

L'estensione della cerniera plastica L_p , è suggerita dall'Ordinanza 3274 pari alla maggiore fra:

- Profondità della sezione in direzione ortogonale all'asse di rotazione delle cerniere;
- Distanza fra la sezione di momento massimo e la sezione in cui il momento si riduce del 20%.

Nel presente studio risulta:

$$L_p = \text{MAX}(2,60 \text{ m}; 2,05 \text{ m}) = 2,60 \text{ m}$$

Per cui:

$$\alpha = \frac{L}{H} = 2,94$$

$$\lambda(\alpha) = \left(\frac{\alpha}{0,3}\right)^{0,5} = 0,99$$

$$q_0 = 3,5 \cdot \lambda = 3,47$$

Si procede ora con la valutazione degli spettri di risposta elastici e di progetto del fenomeno sismico, al fine di valutare le accelerazioni verticali e orizzontali subite dal modello.

Con riferimento al paragrafo 2.4 della normativa, si ammette una Vita Nominale della struttura di 100 anni, per la grande importanza strategica che le opere ferroviarie hanno nell'esercizio della rete infrastrutturale italiana.

Per questi manufatti inoltre è necessario adottare una Classe d'Uso IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche strategiche importanti, [...] Ponti e reti

ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione”, il cui rispettivo coefficiente d'uso C_u vale 2,0.

Perciò il Periodo di Riferimento V_R in cui valutare le azioni sismiche sulla pila risulta:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2,0 = 200 \text{ anni}$$

Si calcola ora il tempo di ritorno T_r del fenomeno sismico per ciascun Stato Limite, tramite la formula indicata:

$$T_r(\text{anni}) = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Tempo di Ritorno [T_r] per $V_R=200$ anni:		P(V_R):	T_r :
SLE	SLO	81	120
	SLD	63	201
SLU	SLV	10	1898
	SLC	5	3899

Da questi dati e conoscendo la posizione del sito (Comune di Aulla in Provincia di Massa-Carrara), è possibile definire i parametri che caratterizzano lo spettro di risposta elastico per ciascun tempo di ritorno T_r :

- a_g : accelerazione orizzontale massima;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione spettrale;
- T_{c^*} : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

Calcolati da INGV:	a_g :	F_0 :	T_{c^*} :
SLO	0,102	2,426	0,266
SLD	0,126	2,399	0,274
SLV	0,273	2,403	0,307
SLC	0,297	2,404	0,314

Si individua dalla normativa che il terreno appartiene alla categoria di sottosuolo C “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti*”, e che si possa considerare il sito di categoria topografica T1 “*Superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$* ”.

Seguendo le espressioni indicate dalla normativa, si ottiene:

- Coefficienti di amplificazione stratigrafica (S_s e C_c) per la categoria C:

$$S_s = 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \quad , \text{ con: } 1,00 < S_s < 1,50$$

$$C_c = 1,05 \cdot (T^*_c)^{-0,33}$$

- Coefficiente di amplificazione topografica (ST) per la categoria T1:

$$S_s(T1) = 1,00$$

- Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro (TC):

$$T_c = C_c \cdot T^*_c$$

- Periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro (TB):

$$T_B = T_c/3$$

- Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro (TD):

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

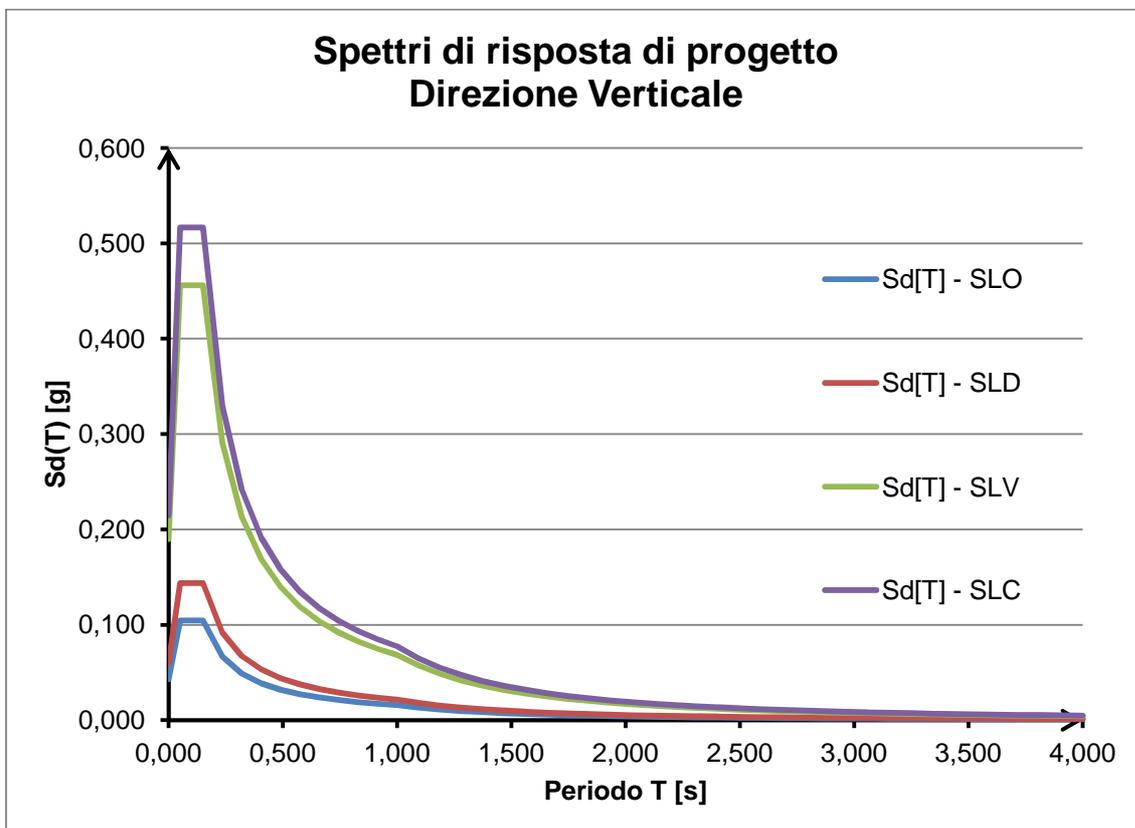
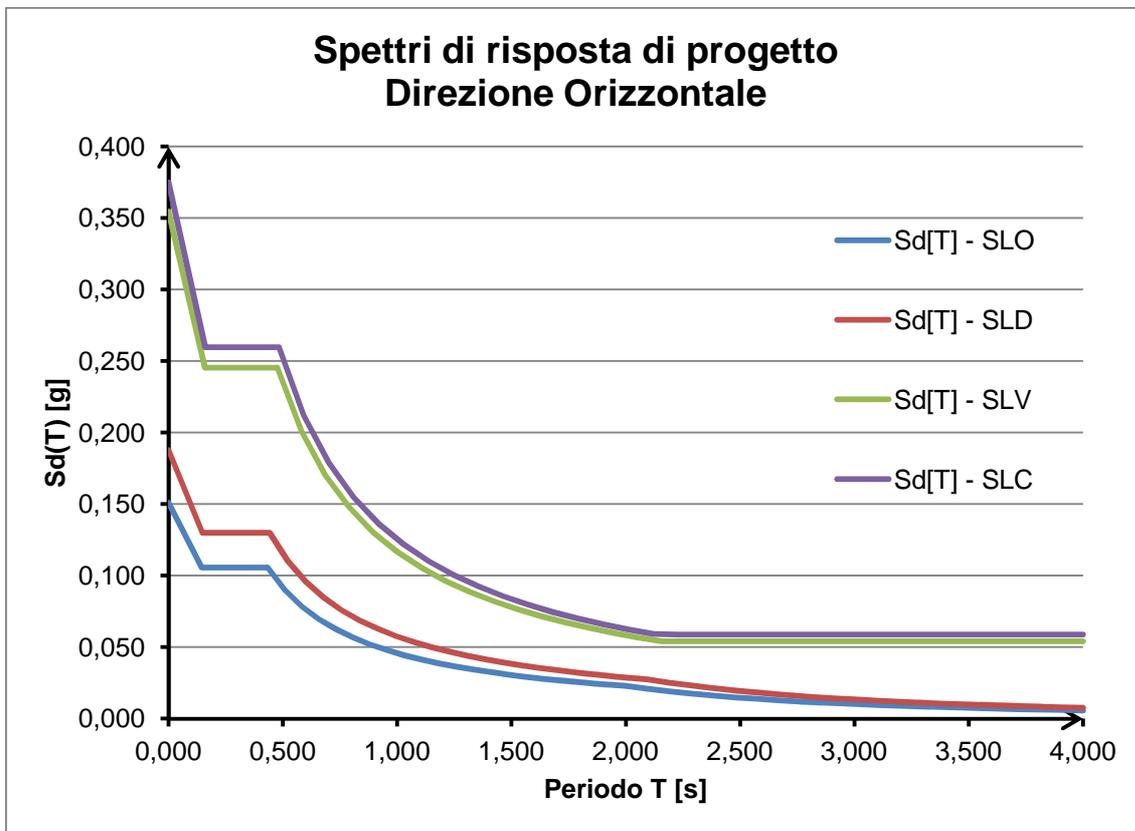
INGV	Ss:	Cc:	ST:	TB [s]:	TC [s]:	TD [s]:
SLO	1,500	1,625	1,000	0,144	0,432	2,006
SLD	1,500	1,609	1,000	0,147	0,441	2,106
SLV	1,306	1,550	1,000	0,159	0,476	2,693
SLC	1,272	1,539	1,000	0,161	0,483	2,786

L'espressione dello spettro di risposta elastico (NTC-08 Eq. 3.2.4) è:

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

Lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ per gli Stati Limite, si ricava sostituendo il valore $1/q$ a η , dove q è il fattore di struttura.

Noto il periodo proprio del modello, sia nel caso di ponte scarico che di ponte caricato con treno sismico, è possibile ora calcolare a quale accelerazioni sono soggette le masse effettive, nei differenti stati limite. Risultano i seguenti grafici:



- Azione sismica orizzontale:

Valori dallo spettro di risposta:	Sd[g]:				
	T [s]:	SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ponte scarico:	0,332	0,106	0,130	0,245	0,260
Ponte con treno sismico:	0,379	0,106	0,130	0,245	0,260

Accelerazioni Orizzontale della massa:	Sd[m/s ²]:				
	T [s]:	SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ponte scarico:	0,332	1,036	1,275	2,407	2,548
Ponte con treno sismico:	0,379	1,036	1,275	2,407	2,548

Sollecitazioni alla base della pila (estradosso plinto):	Momento Longitudinale [kNm]:				Azione Longitudinale [kN]:			
	SLO:	SLD:	SLV:	SLC:	SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ponte scarico:	14961	18416	34751	36788	1460	1797	3390	3589
Ponte con treno sismico:	19507	24013	45311	47968	1903	2343	4421	4680

Sollecitazioni all'intradosso plinto (estradosso pozzo):	Momento Longitudinale [kNm]:				Azione Longitudinale [kN]:			
	SLO:	SLD:	SLV:	SLC:	SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ponte scarico:	18609	22908	43226	45761	1460	1797	3390	3589
Ponte con treno sismico:	24265	29869	56363	59667	1903	2343	4421	4680

- Azione sismica verticale:

Valori dallo spettro di risposta:	Sd[g]:				
	T [s]:	SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ponte scarico:	0,332	0,048	0,065	0,208	0,235
Ponte con treno sismico:	0,379	0,042	0,058	0,183	0,207

Accelerazione Verticale della massa:	Sd[m/s ²]:				
	T [s]:	SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ponte scarico:	0,332	0,467	0,642	2,037	2,307
Ponte con treno sismico:	0,379	0,411	0,565	1,794	2,031

Sollecitazioni alla base della pila (estradosso plinto):	Azione Verticale [kN]:			
	SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ponte scarico:	15364	15609	17576	17955
Ponte con treno sismico:	19661	19943	22200	22636

Sollecitazioni all'intradosso del plinto (estradosso pozzo):	Azione Verticale [kN]:			
	SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ponte scarico:	25115	25361	27327	27707
Ponte con treno sismico:	29412	29694	31952	32387

Con le azioni calcolate, si procede nel seguente capitolo al dimensionamento e verifica del fusto della pila e del plinto di fondazione. In seguito si eseguiranno le verifiche del terreno su cui insiste il pozzo, con le indicazioni della Normativa Tecnica 2008, adottando un modello di reazione orizzontale del terreno (interfaccia fusto del pozzo/terreno) secondo la teoria del Prof. Ing. M. Jamiolkowski (“Dimensionamento delle fondazioni a pozzo” estratto da “Notiziario degli ordini degli Ingegneri e Architetti del Piemonte. Atti e rassegna tecnica” 1968).

Capitolo 2: Progetto e Verifiche di Pila e Plinto

Si effettuano le verifiche sugli elementi strutturali pila e plinto, secondo le indicazioni fornite dalle normative.

Per quanto riguarda la verifica in zona sismica delle pile da ponte, è necessario garantire che gli elementi strutturali siano verificati sulla base della gerarchia delle resistenze (*capacity design*). In una generica struttura questo principio indica che, qualora sussista la possibilità di rotture alternative (fragile e duttile), deve sempre avvenire prima la rottura caratterizzata dal meccanismo duttile. Ciò implica la necessità di innalzare in modo opportuno la resistenza degli elementi suscettibili di rotture fragili. In tal modo il comportamento globale della struttura sarà governato dal meccanismo duttile, poiché il meccanismo fragile lontano dalla soglia di resistenza, non è in grado di attivarsi.

Considerando di studiare la struttura come un elemento semplicemente incastrato, il criterio della gerarchia delle resistenze previsto anche per le pile da ponte, implica la formazione di una cerniera plastica nella zona prossima alla base della pila, prima che si arrivi ad una rottura di tipo fragile (taglio).

Per quanto riguarda il plinto di fondazione invece, le NTC-08 riprese dall'Ordinanza 3274, prevedono che *"il criterio di progetto delle fondazioni è che si mantengano in campo sostanzialmente elastico, quindi non sono necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile"*.

Caratteristiche dei materiali:

Nella realizzazione sia della pila che del plinto, si sceglie di utilizzare un calcestruzzo C30/37 di cui si riportano alcune caratteristiche:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad R_{ck} = 37 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 32837 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰} \quad \varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

Si sceglie inoltre di utilizzare armature di acciaio B450C, le cui caratteristiche meccaniche sono:

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391,3 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 1,957 \text{ ‰}$$

Lunghezze di ancoraggio e copriferro:

Si definiscono inoltre le seguenti lunghezze di ancoraggio minime, previste da normativa:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot R_{ck}^{2/3} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,48 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 2,03 \text{ MPa}$$

$$f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,57 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 3,05 \text{ MPa}$$

Per ancoraggi in zona compressa:

$$L_{anc,compr} = \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \cdot \frac{\varphi}{4} = 32,04 \cdot \varphi \cong 40 \cdot \varphi$$

Per ancoraggi in zona tesa:

$$L_{anc,tesa} = \frac{f_{yd}}{f_{bd}/1,5} \cdot \frac{\varphi}{4} = 48,07 \cdot \varphi \cong 50 \cdot \varphi$$

Per quanto riguarda il calcolo del copriferro da prevedere nella realizzazione della pila e del plinto, è necessario individuare la classe di esposizione in base alle condizioni ambientali del sito. Con riferimento al Prospetto 4.1 dell'Eurocodice 2, si considera la classe XF1 per il fusto della pila ed le classi XF3 ed XA1 per il plinto:

prospetto 4.1 **Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Per questa classe, sono previsti valori raccomandati per la composizione e la qualità del calcestruzzo, con riferimento al Prospetto F.1 dell'UNI EN 206-1:2006. I valori raccomandati sono quindi:

prospetto F.1 **Valori limite raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo**

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione				Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
						Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 ¹⁾	4,0 ¹⁾	4,0 ¹⁾	-	-	-
Altri requisiti												Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				Cemento resistente ai solfati ²⁾		

Rapporto a/c : 0,50

Classe di resistenza minima: C 30/37

Contenuto minimo di cemento: 320 kg/m³

Contenuto minimo di aria: 4%

Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza gelo/disgelo

Il copriferro nominale è definito come:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Dove:

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max (c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

Utilizzando barre di armatura longitudinale di diametro 24 mm e dimensione massima dell'aggregato di 20 mm (Prospetto 4.2, UNI EN 1992 1-1):

- Per il fusto della pila (armature non raggruppate):

$$c_{min,b} = 24 \text{ mm}$$

- Per il plinto (le cui armature sono raggruppate a coppie $n_b=2$):

$$\varphi_n = \text{diametro equivalente} = \varphi \cdot \sqrt{n_b} = 36,77 \text{ mm}$$

$$c_{min,b} = 36,77 \text{ mm}$$

I valori $c_{min,dur}$, $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$, $\Delta c_{dur,add}$, per le classi di esposizione considerate risultano nulli.

Si ottiene quindi:

$$c_{min,fusto} = 26 \text{ mm}$$

$$c_{min,plinto} = 36,77 \text{ mm}$$

Assumendo per semplicità esecutiva il c_{min} del fusto pari al c_{min} del plinto di fondazione, si ottiene:

$$c_{nom} = 46,77 \text{ mm} \cong 50 \text{ mm}$$

Si prosegue ora con la verifica del fusto, secondo il criterio della gerarchia delle resistenze.

Progetto e verifiche a presso-flessione del fusto della pila:

Per effettuare le verifiche sulla pila, si farà riferimento alle massime sollecitazioni equivalenti, dell'analisi statica lineare effettuata nel capitolo precedente.

Il momento a diagramma lineare, parte da un valore minimo in corrispondenza del pulvino pari a 19421 kNm, per arrivare al valore massimo alla base del fusto di 59667 kNm. Il valore del taglio e dello sforzo normale sono rispettivamente pari a 4680 kN e 22471 kN.

L'altezza del solo fusto è di 6,10 m, mentre zona di cerniera plastica si estende dalla base per una lunghezza pari a 2,50 m.

7.9.5.2.1 Verifiche a presso-flessione

Nelle sezioni comprese nelle zone critiche deve risultare:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (7.9.8)$$

nella quale:

M_{Ed} è il momento flettente (accompagnato dalla sollecitazione assiale e dal momento flettente in direzione ortogonale) derivante dall'analisi;

M_{Rd} è il momento resistente della sezione, calcolato tenendo conto della sollecitazione assiale e del momento ortogonale agenti.

Nelle sezioni poste al di fuori delle zone critiche deve risultare:

$$M_{gr} \leq M_{Rd} \quad (7.9.9)$$

nella quale

M_{gr} è il momento flettente agente (accompagnato dalla sollecitazione assiale e dal momento flettente in direzione ortogonale) calcolato come descritto al § 7.9.5.1.

Qualora, al di fuori delle zone critiche delle pile, il momento flettente M_{gr} superi il valore M_{Rd} della cerniera stessa, si adotta quest'ultimo al posto di M_{gr} .

7.9.5.5 Pile

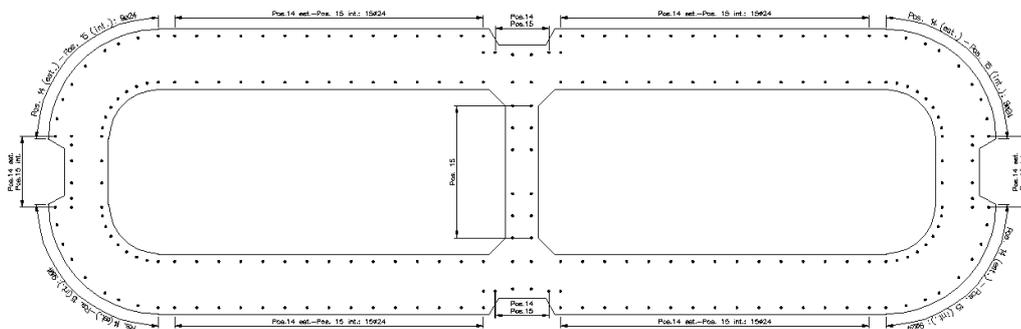
Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di cerniere plastiche, generalmente rappresentate dalla sola sezione alla base della pila, il momento di calcolo è quello proveniente direttamente dall'analisi.

Dopo aver progettato le sezioni critiche (ad es. la sezione di base e la sezione di sommità) il diagramma dei momenti di calcolo per le altre sezioni si ottiene ponendo nelle sezioni critiche i valori $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}$.

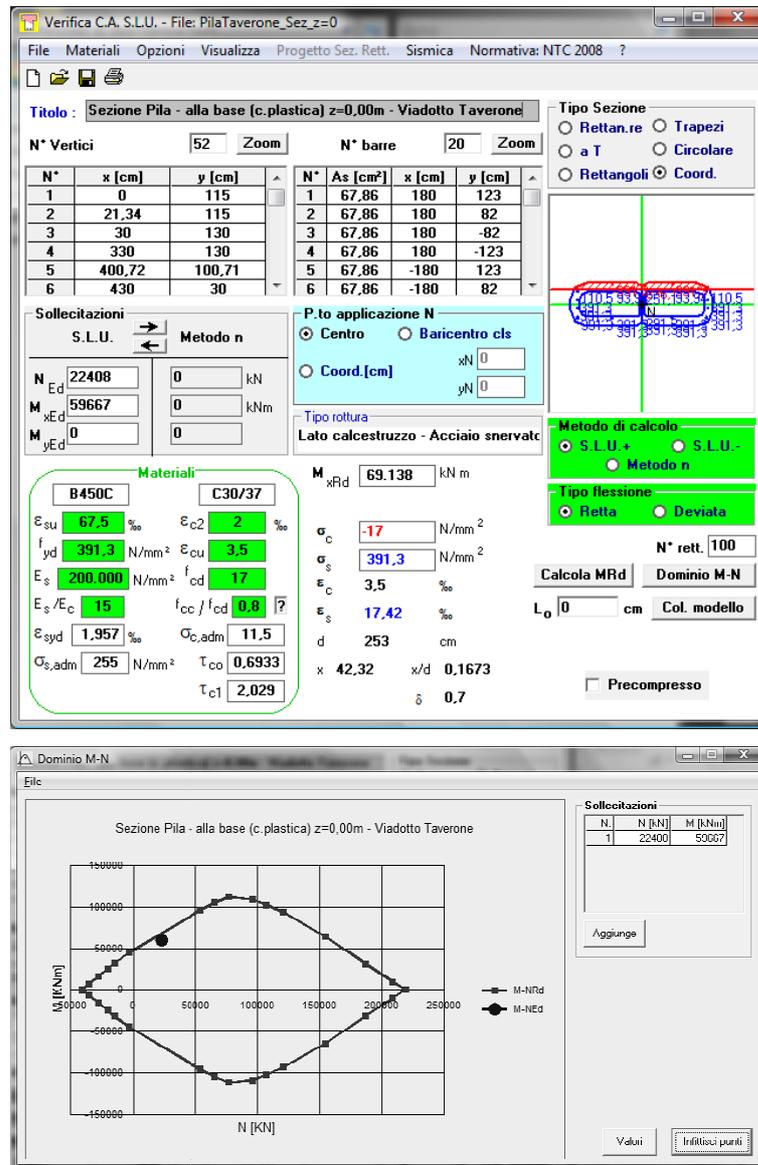
Il primo passo si progettano le zone critiche (zona di cerniera plastica) dove il momento di calcolo è quello proveniente direttamente dall'analisi (Punto 7.9.5.5 – NTC08).

$$M_{Ed} = 59667 \text{ kNm}$$

Considerando la sezione a due celle della pila, si posizionano le armature longitudinali come in figura, utilizzando barre di diametro $\varnothing 24$ e distanziandole a passo 20 cm. In totale sull'intera sezione si dispongono simmetricamente 232 barre d'armatura, 116 esterne e 116 interne (rispettivamente Pos. 14 e Pos. 15).



Con la suddetta geometria, calcoliamo il momento resistente e verifichiamo la sezione in zona critica, tramite il modulo di calcolo V.c.a.SLU (versione 7.7):



Da cui risulta un momento resistente di:

$$M_{Rd} = 69138 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

Per la verifica a pressoflessione delle zone che non sono interessate dalla plasticizzazione, si calcola il momento flettente agente M_{gr} (l'indice "gr" indica che tale sollecitazione è stata ottenuta con il criterio della gerarchia delle resistenze) per $x = 0\text{m}$ come:

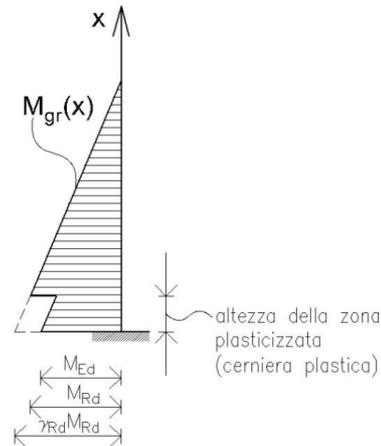
$$M_{gr}(x = 0\text{m}) = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}$$

Essendo:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2 \cdot q = 1,39 > 1$$

Dove $M_{Rd,i}$ è il momento resistente delle sezioni critiche (alla base), calcolato poco fa.

Per cui il grafico dei momenti agenti fuori dalla zona di cerniera plastica, è lineare e si può così schematizzare:



Le parti non suscettibili a plasticizzazione (ovvero il corpo della pila esclusa la cerniera di base) vengono quindi dimensionate con criteri cautelativi, tali da impedire una crisi fragile. In questo modo si garantisce il comportamento duttile della pila. Ai fini del calcolo si suddivide il corpo del fusto non critico, in due parti: da $x=+2,50$ m a $x=+4,30$ m e da $x=+4,30$ m a $x=+6,10$ m.

Si calcola M_{gr} nelle sezioni $x=-2,50$ m ed $x=+4,30$ m ($h=10,25$ m):

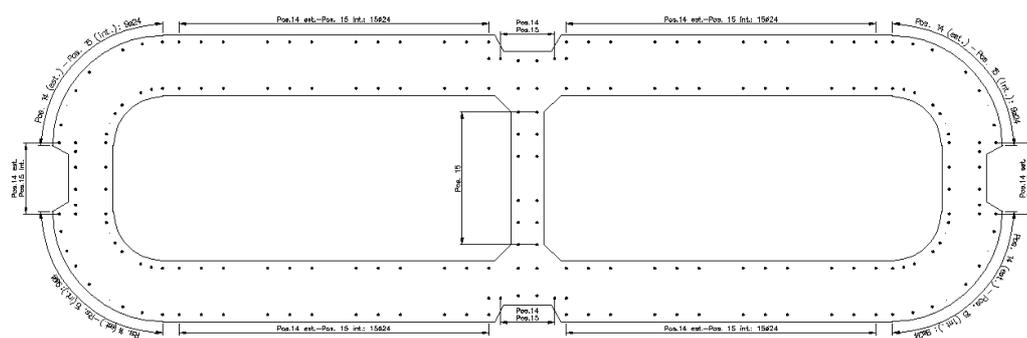
$$M_{gr}(x = +2,50m) = \frac{(h - x)}{h} \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i} = 72662 \text{ kNm} > 69138 \text{ kNm}$$

Secondo il Punto 7.9.5.2.1. della normativa si adotta:

$$M_{gr}(x = +2,50m) = 69138 \text{ kNm}$$

$$M_{gr}(x = +4,30m) = \frac{(h - x)}{h} \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i} = 55786 \text{ kNm}$$

Si verificano questi momenti flettenti tramite il software VcaSLU, riducendo il numero di armature della sezione a partire dalla quota $x=+4,30$ m.



Verifica C.A. S.L.U. - File: PilaTaverone_Sez_z=0

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : Sezione Pila - alla base (c.plastica) z=2,50m - Viadotto Taverone

N° Vertici 52 Zoom N° barre 20 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	115	1	67,86	180	123
2	21,34	115	2	67,86	180	82
3	30	130	3	67,86	180	-82
4	330	130	4	67,86	180	-123
5	400,72	100,71	5	67,86	-180	123
6	430	30	6	67,86	-180	82

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 22408 0 kN
M_{xEd} 59667 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 69.138 kNm

Materiali B450C C30/37

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
τ_{c1} 2,029

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 17,42 ‰
d 253 cm
x 42,32 x/d 0,1673
δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviato

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

$$M_{Rd} = 69138 \text{ kNm} > M_{gr}(x = +2,50\text{m})$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: PilaTaverone_Sez_z=0

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : Sezione Pila - alla base (c.plastica) z=4,30m - Viadotto Taverone

N° Vertici 52 Zoom N° barre 20 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	115	12	27,14	0	-72,5
2	21,34	115	13	63,33	389	81
3	30	130	14	63,33	389	-81
4	330	130	15	63,33	-389	81
5	400,72	100,71	16	63,33	-389	-81
6	430	30	17	18,1	395	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 22408 0 kN
M_{xEd} 55786 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 57.702 kNm

Materiali B450C C30/37

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
τ_{c1} 2,029

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 18,88 ‰
d 253 cm
x 39,57 x/d 0,1564
δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

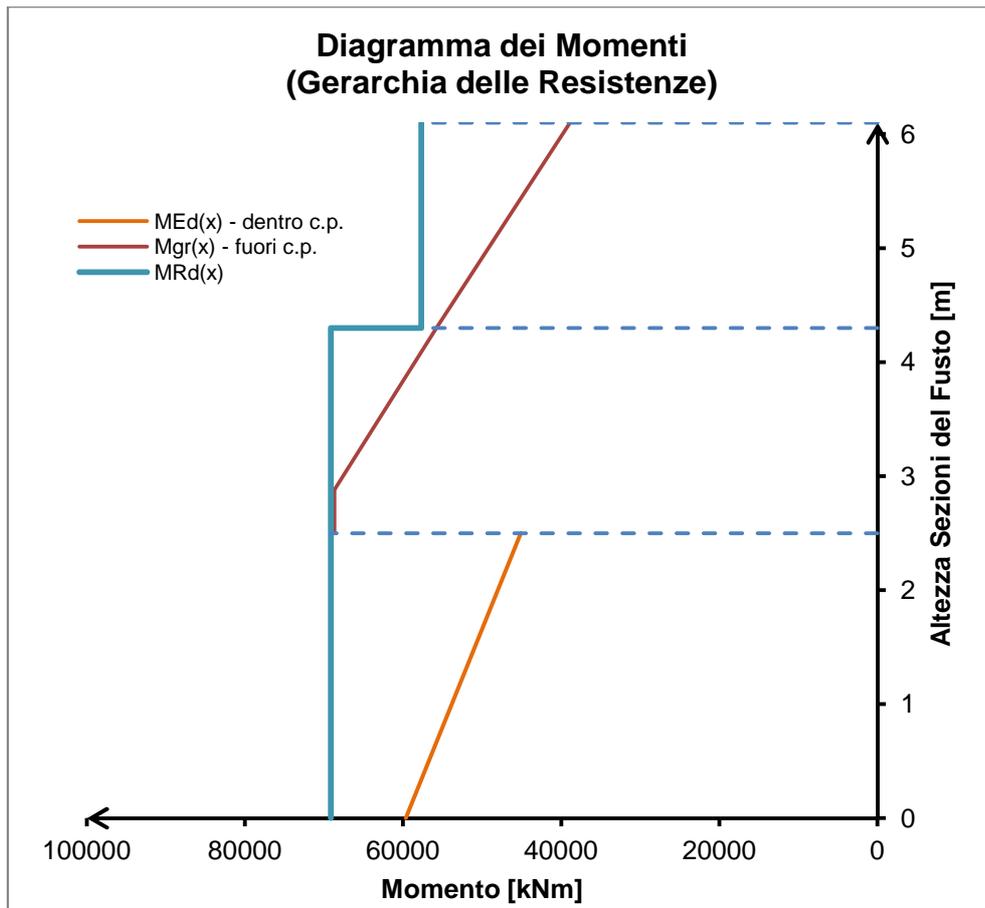
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviato

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

$$M_{Rd} = 57702 \text{ kNm} > M_{gr}(x = +4,30\text{m})$$

Dal diagramma dei momenti si può vedere che le verifiche flessionali risultano soddisfatte.



Si procede a verificare che il quantitativo di armatura rientri nei limiti imposti dalle norme.

Le NTC-08 (Punto 4.1.6.1.2.) impongono che il quantitativo di armatura rientri nei seguenti limiti:

$$0,3\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4\%$$

$$A_{s,min} = 0,10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 5627 \text{ mm}^2$$

L'Istruzione N°/SC/PS-OM/2298 "Sovraccarichi per i l calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo" (Punto 2.2.4.1.), prevede invece che l'armatura longitudinale della pila non sia inferiore allo 0,6% della sezione effettiva di calcestruzzo.

Per la pila in oggetto di studio, A_c vale:

$$A_c = 106100 \text{ cm}^2$$

Quindi i quantitativi limite di armatura sono:

$$0,6\% \cdot A_c = 63660 \text{ mm}^2 \leq A_s \leq 424400 \text{ mm}^2 = 4\% \cdot A_c$$

Essendo posta longitudinalmente un'armatura pari a:

$$A_s = 232 \cdot \emptyset 24 = 232 \cdot \frac{\pi 24^2}{4} = 104954 \text{ mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

Progetto e verifiche a taglio del fusto della pila:

Si riportano i riferimenti normativi utilizzati nella verifica a taglio.

Normative tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008:

7.9.5.5 Pile

Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di cerniere plastiche, generalmente rappresentate dalla sola sezione alla base della pila, il momento di calcolo è quello proveniente direttamente dall'analisi.

Dopo aver progettato le sezioni critiche (ad es. la sezione di base e la sezione di sommità) il diagramma dei momenti di calcolo per le altre sezioni si ottiene ponendo nelle sezioni critiche i valori $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}$.

Le sollecitazioni di taglio di calcolo si ottengono con il criterio della GR.

Per una pila incernierata in sommità il criterio conduce al valore della sollecitazione di taglio di calcolo:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \quad (7.9.14)$$

in cui i simboli hanno il significato già visto nel § 7.9.5.3.

7.9.5.2.2 Verifiche a taglio

Le sollecitazioni di progetto devono essere calcolate sulla base della gerarchia delle resistenze. I valori di resistenza degli elementi in calcestruzzo armato devono essere divisi per un fattore di sicurezza aggiuntivo nei confronti della rottura fragile calcolato sulla base del taglio di calcolo V_{Ed} e del taglio di progetto per la gerarchia della resistenza $V_{gr,o}$

$$1 \leq \gamma_{Rd} = 1,25 + 1 - q \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{gr,o}} \leq 1,25 \quad (7.9.10)$$

Ordinanza 3274 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05:

8.2.3 Verifiche a taglio

8.2.3.1 Zone di cerniera plastica

- Verifica a compressione diagonale dell'anima

$$V_c \leq V_{Rde} \quad (30)$$

in cui V_c è lo sforzo di taglio risultante dal criterio GR descritto al punto 8.1, e V_{Rde} è la resistenza a taglio corrispondente allo schiacciamento del conglomerato compresso, a degradazione avvenuta, data da:

$$V_{Rde} = 0,275 \cdot v \cdot f_{ck} b_{wc} d_c \quad \text{con} \quad v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \quad (31)$$

e con b_{wc} e d_c rispettivamente larghezza ed altezza dell'anima.

- Verifica dell'armatura

$$V_c \leq V_{cde} + V_{wd} \quad (32)$$

in cui V_{cde} è il contributo del conglomerato a degradazione avvenuta, dato da:

$$\begin{aligned} V_{cde} &= 0 & \text{se } \eta_k &\leq 0,1 \\ V_{cde} &= 2,5 \tau_{Rd} b_{wc} d_c & \text{se } \eta_k &> 0,1 \end{aligned} \quad (33)$$

in cui:

$$\tau_{Rd} = R_{ck}^{2/3} / 28, \text{ in MPa:}$$

e V_{wd} è il contributo dell'armatura dato da:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (34)$$

con A_{sw} ed s rispettivamente area ed interasse delle staffe
 f_{ywd} tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio delle staffe.

8.2.3.2 Zone al di fuori delle cerniere plastiche

- Verifica a compressione diagonale dell'anima

$$V_c \leq V_{Rd2} \quad (35)$$

- Verifica dell'armatura

$$V_c \leq V_{cd} + V_{wd} \quad (36)$$

I termini V_{Rd2} e V_{cd} si calcolano secondo quanto indicato nella normativa vigente per le situazioni non sismiche.

Come dal Punto 7.9.5.5 delle NTC-08, la sollecitazione di taglio da verificare secondo il criterio della gerarchia delle resistenze risulta:

$$V_{gr} = V_{Ed} \cdot \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{M_{Ed}} = 4680 \cdot \frac{1,39 \cdot 69138}{59667} = 7538 \text{ kN}$$

Mentre il fattore di sicurezza aggiuntivo (previsto al Punto 7.9.5.2.2.) risulta:

$$\gamma'_{Rd} = 1,25 + 1 - q \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{gr}} = 2,25 - 3,47 \cdot \frac{4680}{7538} = 0,0956$$

Si prende quindi $\gamma'_{Rd} = 1$.

1) Verifica a Taglio nelle zone di cerniera plastica:

1.a) Verifica a compressione diagonale dell'anima:

Essendo la sezione della pila a due celle, si indica con b_{wc} la larghezza complessiva delle anime della sezione:

$$b_{wc} = 0,40 + 0,30 + 0,40 = 1,10 \text{ m}$$

E con d_c l'altezza delle anime:

$$d_c = 2,10 \text{ m}$$

Essendo v :

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,55$$

Si ottiene:

$$V_{Rde} = 0,275 \cdot v \cdot f_{ck} \cdot b_{wc} \cdot d_c = 10482 \text{ kN} > \gamma'_{Rd} \cdot V_{gr}$$

La verifica è soddisfatta.

1.b) Verifica dell'armatura:

Lo sforzo normale ridotto η_k si calcola come:

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{ck}} = 0,0706 < 0,1$$

Risulta quindi nullo il contributo del conglomerato a degradazione avvenuta:

$$V_{cde} = 0 \text{ kN}$$

La percentuale meccanica minima di armatura di confinamento atta a conferire duttilità alle zone di cerniera plastica, è data dall'espressione (NTC-08, Punto 7.9.6.2. e Ordinanza 3431, Punto 8.4.2.1.):

$$\omega_{wd,r} = 0,33 \cdot \frac{A_c}{A_{cc}} \cdot \eta_k - 0,07 > 0,12$$

$$\text{quindi } \omega_{wd,r} = 0,12$$

Essendo A_{cc} l'area di calcestruzzo confinata pari a 77504 cm^2 .

Dalla definizione di percentuale meccanica di armatura, si calcola l'area minima di armatura necessaria:

$$\omega_{wd,r} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot \frac{f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} \quad \text{da cui eguagliando si ottiene: } \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 3789 \frac{mm^2}{m}$$

Essendo A_{sw} l'area complessiva dei bracci delle staffe chiuse.

Le Ferrovie dello Stato (Punto 2.2.4.1.) indicano inoltre di verificare che:

$$\rho_w \geq \xi \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{con } \rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b}$$

Dove ξ per la classificazione sismica del sito vale 0,05. Si ottiene quindi:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 1579 \frac{mm^2}{m}$$

Dalle indicazioni dei dettagli costruttivi delle diverse norme, si calcola il passo di progetto secondo cui posizionare le staffature:

$$s_{min,NTC} = \min(6 \cdot \phi_{long}; 0,2 \cdot b; 12 \cdot \phi_{long}; 25 \text{ cm}) = 12,4 \text{ cm}$$

$$s_{min,FS} = \min\left(10 \cdot \phi_{long}; 33 \text{ cm}; 0,8 \cdot d; (1,5 \cdot b) / \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}\right) = 18 \text{ cm}$$

$$(A_{sw})_{min,FS} = 1,5 \cdot b = 1090 \text{ mm}^2, \quad b = \text{dimensione del nucleo confinato} = 73 \text{ cm}$$

Per cui si sceglie di adottare $s = 10 \text{ cm}$. L'armatura a taglio risulta:

Staffatura adottata:		
$\phi, \text{stf:}$	16	mm
passo $s:$	10	cm
n° bracci:	6	
$A_{sw}:$	1206	mm ²
$(A_{sw}/s)d:$	12064	mm ² /m

da $z=0,00\text{m}$ a
 $z=+2,50\text{m}$

Il contributo dell'armatura (V_{wd}) è dato da:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 10621 \text{ kN}$$

La verifica $V_{gr} < (V_{cde} + V_{wd}) / \gamma'_{Rd}$, risulta soddisfatta.

2) Verifica a Taglio nelle zone al di fuori della cerniera plastica:

2.a) Verifica a compressione diagonale dell'anima:

Essendo $\alpha=90^\circ$ (inclinazione dell'armatura a taglio) e $\theta=45^\circ$ (inclinazione dei puntoni), si ottiene:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot (0,5 \cdot f_{cd}) \cdot \frac{(ctg(\alpha) + ctg(\theta))}{(1 + ctg^2(\theta))} = 10519 \text{ kN} > \gamma'_{Rd} \cdot V_{gr}$$

2.b) Verifica dell'armatura:

L'armatura di confinamento di cui al punto 8.4.2.1 deve essere estesa per una lunghezza pari alla maggiore delle due:

- la profondità della sezione in direzione ortogonale all'asse di rotazione delle cerniere;
- la distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione in cui il momento si riduce del 20%.

Per una ulteriore estensione di lunghezza pari alla precedente si disporrà un'armatura di confinamento gradualmente decrescente, in misura non inferiore in totale a metà di quella necessaria nel primo tratto.

Nella zona fuori dalla cerniera plastica (da $z=+2,50$ m a $z=+6,10$ m), l'armatura minima necessaria risulta quindi:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min,C.Plastica} = 1895 \frac{mm^2}{m}$$

L'armatura a taglio adottata per le zone non critiche è quindi:

da $z=+2,50$ m a $z=+6,10$ m	Staffatura adottata:	
	$\varphi, \text{stf:}$	16 mm
	passo s:	15 cm
	n° bracci:	6
	A_{sw} :	1206 mm ²
	$(A_{sw}/s)_d$:	8042 mm ² /m

Il contributo del calcestruzzo V_{cd} risulta:

$$V_{cd} = 0,6 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 2563 \text{ kN}$$

Mentre il contributo dell'armatura V_{wd} :

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 7081 \text{ kN}$$

Per cui la verifica: $V_{gr} < (V_{cde} + V_{wd})/\gamma'_{Rd} = 9644 \text{ kN}$, risulta soddisfatta.

Armatura di confinamento:

Per garantire un'adeguata area confinata di calcestruzzo ed evitare che le barre longitudinali si deformino eccessivamente sotto la spinta del calcestruzzo e del carico verticale, danneggiando il copriferro del manufatto, è necessario predisporre una specifica armatura di confinamento, costituita dai bracci di staffa e da spilli (o tiranti).

La quantità di armatura consigliata dalla normativa risulta:

Nella zona in cui è richiesta l'armatura massima di confinamento tutte le barre longitudinali devono essere trattenute da un braccio di staffa, o da un tirante, al fine di evitare lo svergolamento delle barre verso l'esterno.
L'area dei bracci o dei tiranti necessaria allo scopo è data dalla relazione:

$$\frac{A_t}{s} = \sum A_s f_{ys} \frac{1}{1,6f_{yt}} \quad (43)$$

nella quale:

A_t ed s sono rispettivamente l'area di un braccio o tirante (mm^2) e l'interasse lungo l'asse della pila (m)

$\sum A_s$ è la somma delle aree delle barre longitudinali trattenute da un braccio

f_{ys} , f_{yt} tensioni di snervamento dell'acciaio longitudinale e trasversale.

Considerando che ciascun spillo unisce 2 barre longitudinali $\varnothing 24$:

$$\sum A_s = 905 \text{ mm}^2$$

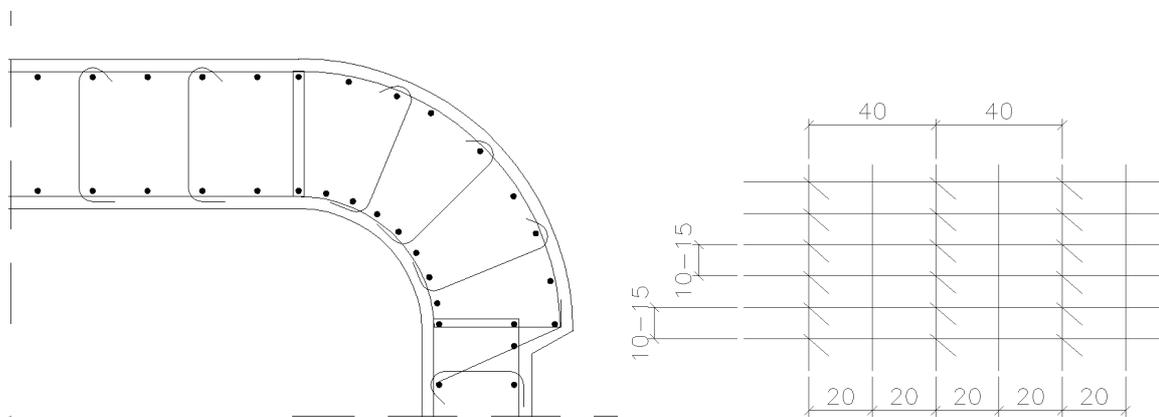
$$f_{ys} = f_{yt} = f_{yd} = 391,6 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{s}\right)_{min} = 565 \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Si utilizzano spilli $\varnothing 14$ a passo 10 cm nella zona della cerniera plastica, ed a passo 15 cm fuori da essa.

$$\left(\frac{A_t}{s}\right)_{C.P.} = \varnothing 14 / 10 = 1539 \frac{\text{mm}^2}{m} \quad \left(\frac{A_t}{s}\right)_{fuori C.P.} = \varnothing 14 / 15 = 1026 \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Nelle sezioni rettangolari i bracci delle staffe o dei tiranti aggiuntivi non devono distare tra loro più di $1/3$ della dimensione minima del nucleo confinato (b), né più di 400 mm, con limite inferiore richiesto di 200 mm. Secondo le NTC-08 (Punto 7.4.6.2.4.), si devono collegare le barre longitudinali con legature "in ragione di almeno 9 ogni metro quadrato". Essendo le barre longitudinali poste ad interasse 20 cm, si sceglie di installare uno spillo di confinamento ogni due barre (interasse 40 cm nel piano di staffatura), come descritto dalla figura.



Progetto e verifica a flessione del plinto:

Il criterio indicato per il progetto delle fondazioni, è che esse si mantengano in fase elastica, o comunque con deformazioni residue trascurabili, sotto l'azione sismica di progetto per lo SLU.

Le sollecitazioni da considerare si determinano con il criterio della gerarchia delle resistenze (Punto 8.6 dell'Ordinanza), ovvero utilizzando il momento resistente alla base della pila, moltiplicato per il fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , quale azione agente sulla fondazione. Per l'azione verticale e orizzontale invece, si utilizzano le azioni provenienti dall'analisi statica lineare.

Si ha quindi:

$$M = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,base\ pila} = 1,39 \cdot 69138 = 96102\ kNm$$

$$V = 4680\ kN$$

$$N = 27707\ kN$$

Calcolo dell'eccentricità del carico verticale:

$$e = \frac{M}{N} = 3,89\ m$$

Essendo il plinto di fondazione di forma circolare con diametro $D = 12\ m$, il nocciolo centrale d'inerzia sarà anch'esso circolare, di raggio $D/8$:

$$R_{n.c.i.} = 1,5\ m$$

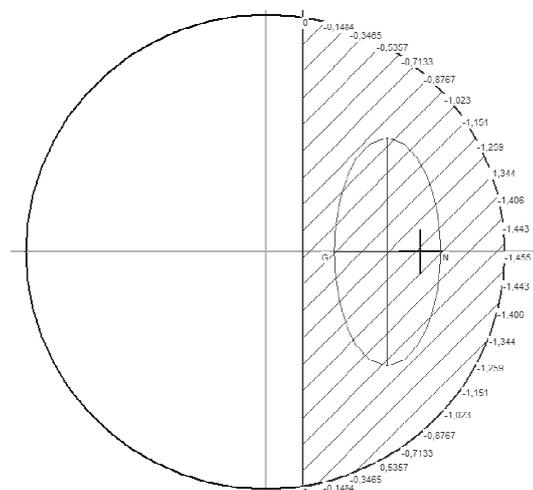
La risultante quindi cade esterna al nocciolo. Per cui, considerando l'interfaccia plinto/pozzo non reagente a trazione, la sezione si parzializza come in figura.

Per dimensionare l'armatura necessaria nel plinto, si calcola il momento sollecitante la sezione corrispondente all'estremità della pila (filo pila):

$$M_{Ed} = N \cdot (e - d/2) = 48487\ kNm$$

$$V_{Ed} = 27707\ kN$$

Si considera nel calcolo una sezione di plinto di dimensioni $860 \times 250\ cm$ (la base corrisponde alla larghezza trasversale del



corpo della pila sovrastante).

Affinché la fondazione rimanga in fase elastica, verifichiamo che la sezione esaminata risulti interamente reagente o al più si fessuri (sezione parzializzata) senza che vengano raggiunte deformazioni di rottura in uno dei due materiali. In entrambe le fasi, le ipotesi introdotte sono: conservazione delle sezioni piane, perfetta aderenza acciaio calcestruzzo, comportamento elastico dei materiali, congruenza.

- Sezione interamente reagente:

Disponendo superiormente un'armatura costituita da 1Ø26/20, ed inferiormente 1Ø26/20 + 1Ø26/10, si calcola l'area della sezione omogeneizzata ed il corrispondente momento statico rispetto al lembo superiore compresso:

$$A_i = b \cdot h + n \cdot A_s + n \cdot A'_s = 220590 \text{ cm}^2$$

$$S'_i = \frac{bh^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (h - c) + n \cdot A'_s \cdot c' = 27889285 \text{ cm}^3$$

La posizione dell'asse neutro risulta quindi:

$$x = \frac{S'_i}{A_i} = 126,5 \text{ cm}$$

Essendo il momento d'inerzia ideale pari a:

$$J_i = \frac{bh^3}{12} + bh \left(x - \frac{h}{2}\right)^2 + nA_s \cdot (h - c - x)^2 + nA'_s \cdot (x - c')^2 = 1195869582 \text{ cm}^4$$

Le tensioni nel calcestruzzo risultano:

$$\sigma_{c,cls} = \frac{M_{Ed}}{J_i} \cdot x = 5,13 \text{ MPa} \quad \sigma_{t,cls} = -\frac{M_{Ed}}{J_i} \cdot (h - x) = -5,01 \text{ MPa}$$

La trazione nel calcestruzzo al lembo inferiore supera la resistenza a trazione per flessione calcolata in precedenza ($f_{ctm} = 3,48 \text{ MPa}$) quindi la sezione si fessura.

- Sezione parzializzata:

Annullando il momento statico rispetto all'asse neutro, calcoliamo la sua posizione x :

$$S_i = \frac{bx^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (h - x - c) + n \cdot A'_s \cdot (x - c') = 0$$

$$x = 42,71 \text{ cm}$$

Il momento d'inerzia ideale è:

$$J_i = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (h - c - x)^2 + n \cdot A'_s \cdot (x - c')^2 = 190123295 \text{ cm}^4$$

Le tensioni nelle armature e nel lembo compresso di calcestruzzo risultano:

$$\sigma_c = \frac{M_{Ed}}{J_i} \cdot x = 10,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{Ed}}{J_i} \cdot (h - c - x) = 310,64 \text{ MPa}$$

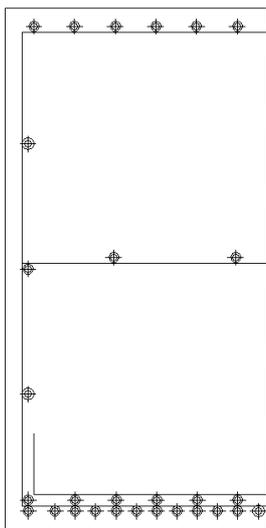
$$\sigma'_s = n \cdot \frac{M_{Ed}}{J_i} \cdot (x - c') = 55,75 \text{ MPa}$$

La sezione risulta quindi parzializzata senza il raggiungimento delle tensioni di rottura.

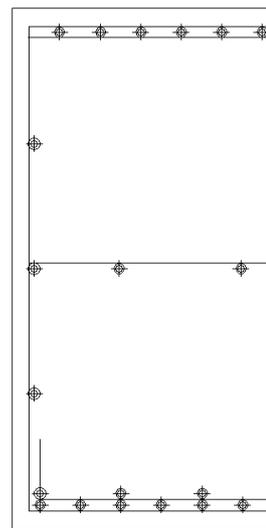
Si colloca quindi un'armatura superiore (A'_s) costituita da una maglia $\varnothing 26/20 \times 20$ ed un'armatura inferiore (A_s) costituita da quattro strati.

Partendo dal basso:

- primo strato $\varnothing 26/10$ disposti in direzione longitudinale all'impalcato;
- secondo strato $\varnothing 26/20$ disposti in direzione trasversale all'impalcato;
- terzo strato $\varnothing 26/20$ disposti in direzione longitudinale all'impalcato;
- quarto strato $\varnothing 26/40$ disposti in direzione trasversale all'impalcato.



Intradosso strati 1 ($\varnothing 26/10$) e 3 ($\varnothing 26/20$)



Intradosso strati 2 ($\varnothing 26/20$) e 4 ($\varnothing 26/40$)

Progetto e verifica a punzonamento del plinto:

Quando sono presenti carichi concentrati su lastre o fondazioni, risulta doveroso verificare l'elemento piastra al fenomeno di rottura a punzonamento.

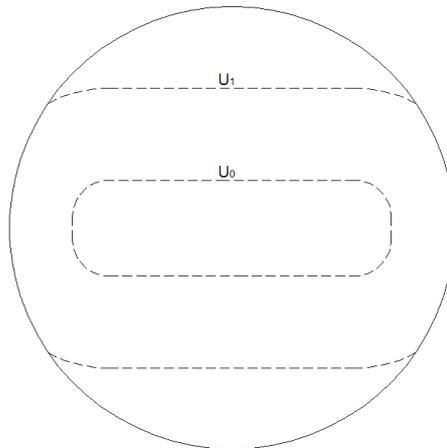
Si prendono in considerazione le sollecitazioni calcolate nel capitolo 1 SLU (STR-gr1), depurate del peso del plinto e del terreno di ricoprimento.

$$M_{Ed} = 19948 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 25238 \text{ kN}$$

Le disposizioni della normativa, indicano di effettuare la verifica sia lungo la faccia del pilastro u_0 , che nel presente caso è il fusto della pila, sia per un perimetro u_1 distante $2d$ dal precedente.

Essendo d altezza utile della sezione pari a 238 cm, il perimetro u_1 risulta tutto esterno al plinto stesso. Le norme tuttavia permettono di adottare distanze di verifica inferiori. In particolare per muri o pilastri di forma rettangolare, viene indicata la distanza $1d$. Si ottengono quindi i due perimetri della figura:



Si ha quindi:

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = 238 \text{ cm} = \text{altezza utile del plinto}$$

Essendo d_x e d_y le altezze utili delle armature nelle direzioni X e Y.

$$u_0 = 22,4 \text{ m}$$

$$u_1 = 18,42 \text{ m}$$

Sono qui riportate le verifiche da effettuare:

a) $v_{Ed} \leq v_{Rd,max} = \text{massima tensione taglio/punzonamento}$

Nel caso in cui non è richiesta armatura a taglio:

b) $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ = resistenza a punzonamento per fondazioni non armate a taglio

Dove invece è richiesta armatura a taglio:

c) $v_{Ed} \leq v_{Rd,cs}$ = resistenza a punzonamento per fondazioni armate a taglio

Essendo il carico eccentrico, si assume per le verifiche su u_0 ed u_1 , la tensione massima di taglio valga:

$$v_{Ed,ui} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d}$$

Essendo β :

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

Dove k è determinato dalle dimensioni dell'impronta di carico, mentre W_1 è definito dall'Eurocodice 2 (Punto 6.4.3.) come:

W_1 corrisponde a una distribuzione di taglio come indicato nella figura 6.19 ed è funzione del perimetro di verifica di base u_1 :

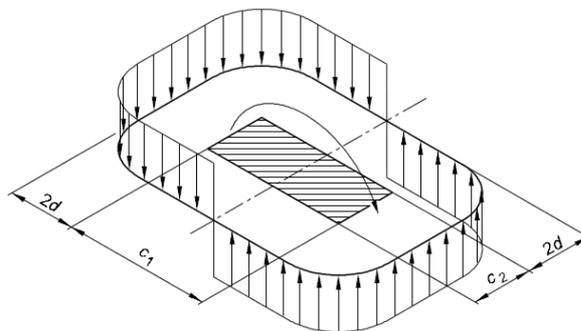
$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| d/ \quad (6.40)$$

$d/$ è la lunghezza infinitesima del perimetro (differenziale);
 e è la distanza di $d/$ dall'asse intorno al quale agisce il momento M_{Ed} .

prospetto 6.1 Valori di k per aree caricate rettangolari

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

figura 6.19 Distribuzione delle tensioni tangenziali dovute ad un momento non equilibrato agente in corrispondenza della connessione piastra - pilastro interno



$$c_1/c_2 = 0,3023 \quad k = 0,45 \quad W_1 = 89,71 \text{ m}^2 \quad \beta = 1,07$$

$$v_{Ed,u0} = 507,98 \text{ kPa}$$

$$v_{Ed,u1} = 617,73 \text{ kPa}$$

a) Verifica della massima tensione a taglio - Punto 6.4.5.(3):

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,528$$

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 4488 \text{ kPa}$$

Le verifiche $v_{Ed,u0} \leq v_{Rd,max}$ e $v_{Ed,u1} \leq v_{Rd,max}$ sono soddisfatte.

b) Verifica a punzonamento, senza armatura a taglio – Punto 6.4.4:

La resistenza di progetto a punzonamento, per un plinto non armato a taglio è calcolata come:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

Dove:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1,29 \quad C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \quad \rho_l = A_{sl}/(b \cdot d) = 0,0033$$

$$k_1 = 0,1 \quad \sigma_{cp} = 0 \text{ MPa} \quad v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 333,91 \text{ kPa} < v_{Ed,u0} \quad v_{Rd,c} = 333,91 \text{ kPa} < v_{Ed,u1}$$

La verifica non è quindi soddisfatta. E' necessario quindi inserire un'apposita armatura a taglio.

c) Verifica a punzonamento, con armatura a taglio – Punto 6.4.5:

La resistenza di progetto a punzonamento, per un plinto armato a taglio si ricava da:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{1}{u_i \cdot d} \cdot \sin(\alpha)$$

In cui A_{sw} è l'armatura a taglio disposta lungo il perimetro u_i di verifica, s_r è il passo radiale dell'armatura ed α è l'angolo di inclinazione dei ferri.

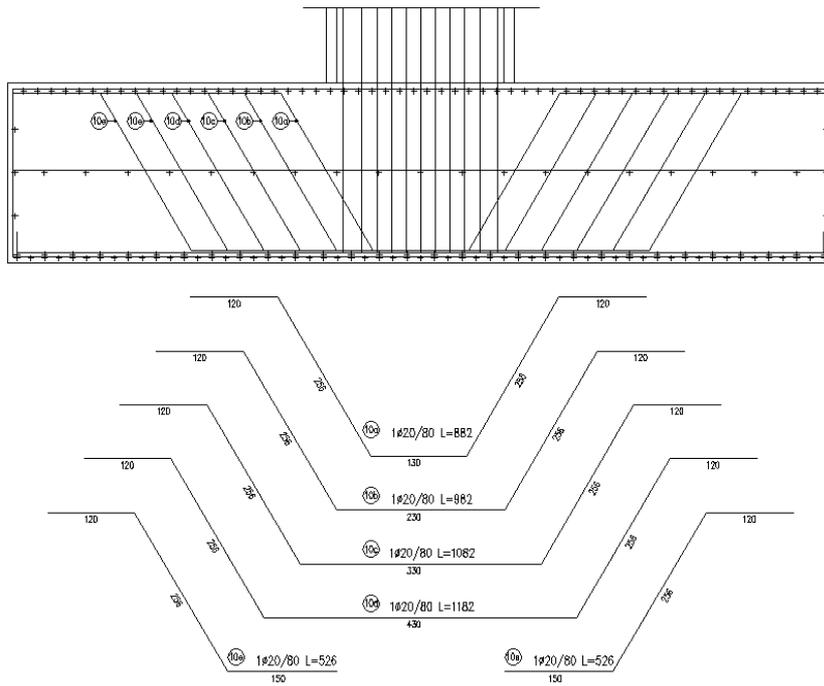
Essendo $f_{ywd}=391,3$ MPa, consideriamo di piegare i le barre con angolo $\alpha=60^\circ$ rispetto all'orizzontale.

Scegliendo di posizionare un'armatura di 20Ø20, lungo i perimetri di verifica, con passo radiale di 500 mm, le resistenze di progetto risultano:

$$v_{Rd,cs,u0} = 595,48 \text{ kPa} \quad v_{Rd,cs,u1} = 670,04 \text{ kPa}$$

Le verifiche $v_{Ed,u0} \leq v_{Rd,cs,u0}$ e $v_{Ed,u1} \leq v_{Rd,cs,u1}$ sono soddisfatte.

In figura è riportato lo schema di posizionamento delle barre piegate indispensabili per la resistenza del plinto a punzonamento.



Capitolo 3: Verifiche del terreno di fondazione

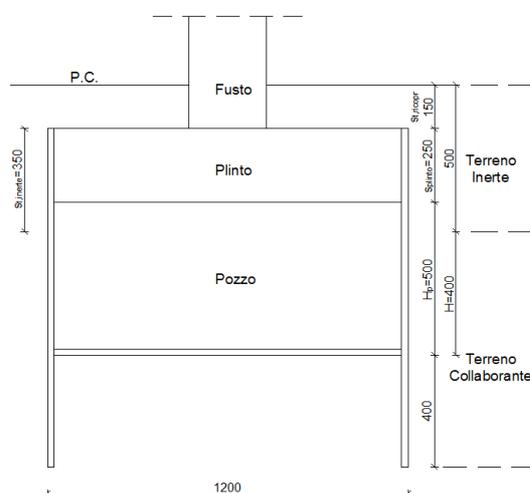
Caratteristiche del pozzo:

Il plinto ha pianta circolare di diametro $D=12,00$ m e spessore $s=2,50$ m. A partire dall'intradosso del plinto è impostato il pozzo di fondazione, con le stesse dimensioni in pianta del plinto, scegliendo una profondità $H_p=5,00$ m. Prima della costruzione del pozzo è stato realizzato un rivestimento di sostegno, tramite una coronella circolare di micropali $\varnothing=220$ mm, armati con tubo $\varnothing=168,3$ mm ed $s=6,3$ mm ad interasse $i=33,3$ cm. Tali micropali sono resi solidali da centine circolari realizzate con profili HEB140 ad interasse $i=1,50$ m, completate da reti elettrosaldate e spritz-beton spessore 10 cm, che ne impediscono l'instabilità laterale, collaborano alla rigidità flessionale del rivestimento e collaborano con le centine stesse. La coronella è inoltre infissa sotto la base del pozzo per ulteriori 4,00 m, mentre salendo attraversa l'intero spessore del pozzo e del plinto, fino ad arrivare al p.d.c. Il plinto non si trova in alveo, quindi non risulta soggetto a scalzamento. Tuttavia si escluderà nelle verifiche il contributo di uno spessore di 3,50 m a partire dall'estradosso del plinto, a causa delle scadenti caratteristiche geotecniche, e delle possibili asportazioni superficiali di terreno durante gli eventuali fenomeni di piena. Tale strato verrà quindi considerato inerte.

Nei calcoli di verifica che seguono, l'altezza collaborante considerata risulta quindi:

$$H = H_p + s_{plinto} - s_{t,inerte} = 5,00 + 2,50 - 3,50 = 4,00 \text{ m}$$

In figura si riporta la schematizzazione utilizzata:



Le caratteristiche geometriche del pozzo sono:

$$D = \text{diametro} = 12,00 \text{ m} \quad A = \text{area di base} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 113,10 \text{ m}^2$$

$$I = \text{momento d'inerzia} = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = 1017,88 \text{ m}^4$$

$$W = \text{modulo di resistenza} = \frac{\pi \cdot D^3}{32} = 169,65 \text{ m}^3$$

$$H_p = \text{altezza del pozzo} = 5,00 \text{ m}$$

Per la realizzazione del pozzo si utilizza un calcestruzzo C28/35, le cui caratteristiche sono:

$$f_{ck} = 28 \text{ MPa} \quad R_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$E_c = \text{modulo elastico del calcestruzzo di fondazione} = 32308 \text{ MPa}$$

Stratigrafia e caratteristiche geotecniche del terreno:

Per quanto riguarda l'andamento stratigrafico del terreno in sito, si fa riferimento alla seguente assunzione:

- Da 0,00m a -5,00 m: Argilla limosa (considerata solo come terreno inerte);
- Da -5,00m a -15,00 m: Calcere marnoso.

Le profondità sono riferite al piano di campagna. Le caratteristiche geotecniche degli strati interessati dal pozzo, adottate nei calcoli sono:

$$\gamma_s = 25,00 \text{ kN/m}^3 = \text{peso specifico}$$

$$e = 60\% = \text{indice dei vuoti}$$

$$n = \frac{e}{1 + e} = 37,5\% = \text{porosità}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w = 20 \text{ kN/m}^3 = \text{peso del terreno saturo}$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 = \text{peso del terreno immerso}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e} \cdot \gamma_w = 16,25 \text{ kN/m}^3 = \text{peso del terreno asciutto}$$

In condizioni non drenate:

- o Calcere marnoso:

$$\varphi = 0^\circ = \text{angolo di attrito interno}$$

$$c_u = 150 \text{ kN/m}^2 = \text{coesione non drenata}$$

In condizioni drenate:

- Calcare marnoso:

$$\varphi' = 25^\circ = \text{angolo di attrito interno}$$

$$c' = 75 \text{ kN/m}^2 = \text{coesione non drenata}$$

Modello di calcolo:

Nel progetto e verifica della struttura di fondazione, si prendono in considerazione le indicazioni riportate nell'articolo del Prof. Ing. M. Jamiolkowski "Dimensionamento delle fondazioni a pozzo", estratto da "Notiziario degli Ordini degli Ingegneri e Architetti del Piemonte. Atti e rassegna tecnica" del 1968.

Il metodo proposto per il dimensionamento di queste speciali fondazioni, si basa su alcune ipotesi fondamentali:

- Il pozzo è considerato "infinitamente rigido" rispetto al terreno circostante (inflexione trascurabile);
- Il pozzo si limita a ruotare rigidamente con angolo ω attorno ad un punto posto ad una distanza z_0 dalla superficie del terreno reagente;
- Il terreno reagisce lateralmente con schematizzazione alla Winkler, dove il modulo di reazione cresce linearmente con la profondità.

Il dimensionamento verrà effettuato con le sollecitazioni ad intradosso plinto calcolate nel Capitolo 1.

L'articolo di riferimento analizza il problema prendendo in esame il comportamento di una fondazione profonda rigida a pianta rettangolare. Tuttavia viene suggerita anche un'espressione che permette di utilizzare le formule derivate, nel caso di pianta a forma circolare di diametro D con fattore di forma s pari a 0,9:

$$D_0 = \text{diametro corretto} = D \cdot \left(1 + \frac{1}{D}\right) \cdot s = 11,7 \text{ m}$$

Il coefficiente $(1+1/D)$ tiene conto dell'aumento di resistenza orizzontale del terreno al diminuire del diametro della fondazione.

I moduli di reazione consigliati per il modello alla Winkler sono riportati nell'articolo come segue:

Sabbie medie e fini sciolte

$$200 \leq m_h \leq 400 \text{ t/m}^4$$

Idem mediamente dense

$$400 \leq m_h \leq 600 \text{ t/m}^4$$

Sabbie grossolane mediane dense

$$600 \leq m_h \leq 1000 \text{ t/m}^4$$

Sabbie con ghiaie e ghiaie

$$1000 \leq m_h \leq 2000 \text{ t/m}^4$$

Si assumono cautelativamente i moduli di reazione:

$$m_h = 8500 \text{ kN/m}^4$$

$$m_v = 14000 \text{ kN/m}^4$$

Da cui:

$$\beta = \frac{m_h}{m_v} = 0,607$$

Questi moduli costituiscono i coefficienti angolari della funzione di crescita (lineare con la profondità) dei coefficienti di reazione del terreno alla Winkler. Pertanto alla base del pozzo si otterranno i seguenti coefficienti di reazione orizzontali e verticali:

$$k_h = m_h \cdot h = 34000 \text{ kN/m}^3$$

$$k_v = m_v \cdot h = 56000 \text{ kN/m}^3$$

In realtà, da numerose esperienze in letteratura, si è potuto osservare che la pressione sul terreno ed i momenti flettenti calcolati sulle strutture di fondazione, sono poco sensibili al valore del modulo di reazione utilizzato. Questo deriva dal fatto che la rigidezza degli elementi strutturali è generalmente superiore a 10 volte la rigidezza del terreno misurata. Ne consegue che, per ampi intervalli dei coefficienti di reazione, i risultati variano poco.

La prima ipotesi può essere considerata valida se risulta soddisfatta la condizione di Silin e Zavrijev:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{m_h \cdot D_0}{E_c \cdot I}} = 0,0787 \leq \frac{2,5}{H} = \frac{2,5}{4,00} = 0,625$$

Derivazione delle formule:

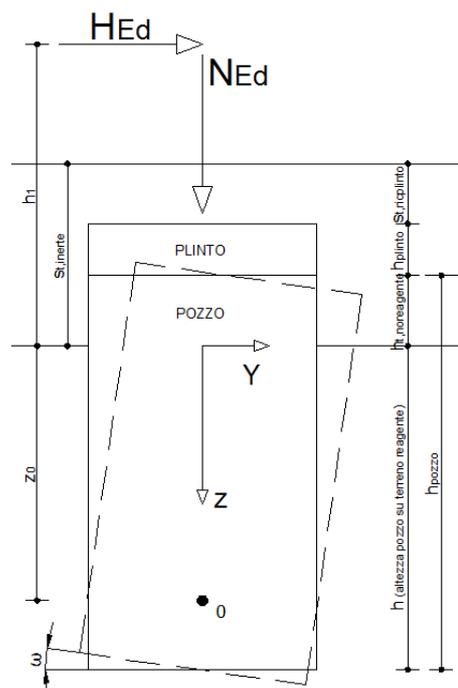
Sotto l'azione delle forze che risultano all'intradosso del plinto (N_{Ed} verticale, H_{Ed} laterale e M_{Ed} momento), la fondazione tende a ruotare con angolo ω attorno a un punto O posto alla profondità z_0 rispetto alla superficie del terreno reagente. Noto che lo strato superficiale di terreno $s_{t,inerte}=5,00m$ non viene considerato come reagente, l'altezza h_1 di applicazione della forza laterale H rispetto alla superficie del terreno reagente si calcola come:

$$h_1 = M_{Ed}/H_{Ed} + (s_{t,inerte} - s_{t,ricplinto} - h_{plinto})$$

dove $s_{t,ricplinto}=1,50m$ è lo strato di terreno di superiore alla quota di estradosso plinto, mentre $h_{plinto}=2,50m$ lo spessore del plinto stesso.

Il braccio efficace q della forza H_{Ed} rispetto alla base del pozzo vale:

$$q = h + h_1$$



Per il dimensionamento della fondazione è necessario determinare le grandezze:

- Pressioni orizzontali (σ_y) agenti sul terreno tra $z=0$ e $z=h$;
- Pressioni verticali (σ_z) agenti sul fondo del pozzo $z=h$;
- Momenti agenti sul pozzo;

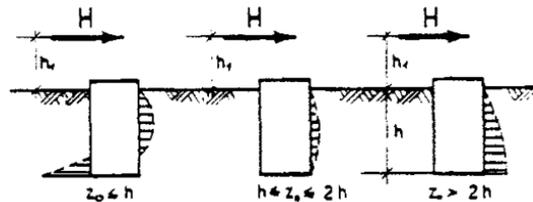
Lo spostamento del pozzo, in funzione della profondità vale:

$$\Delta_y = (z_0 - z) \cdot tg(\omega)$$

Per cui le pressioni orizzontali risultano:

$$\sigma_y(z) = (z_0 - z) \cdot \operatorname{tg}(\omega) \cdot k_h \cdot \frac{z}{h}$$

Le pressioni orizzontali seguono quindi un andamento di tipo parabolico in funzione della profondità. Nell'immagine che segue è possibile osservare l'andamento qualitativo delle pressioni orizzontali sulle superfici laterali del pozzo, secondo le ipotesi adottate.



Se la quota del punto di rotazione z_0 si trova ad una profondità inferiore a quella di fondo pozzo ($z_0 < h$), le pressioni orizzontali diventano negative in profondità, ossia il modello ricerca nel terreno a monte una spinta per ottenere l'equilibrio alla rotazione. Se invece $z_0 > h$ le pressioni orizzontali $\sigma_y(z)$ non cambiano di segno.

Normalmente il primo caso si manifesta per pozzi sufficientemente profondi, il secondo per pozzi dalla forma tozza.

Tramite la condizione di equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione rispetto ad un punto qualsiasi si giunge alla determinazione dei valori di z_0 e ω con le seguenti espressioni:

$$z_0 = \frac{\beta \cdot D_0 \cdot h^2 \cdot (4 \cdot q - h) + 6 \cdot W \cdot D_0}{2 \cdot \beta \cdot D_0 \cdot h \cdot (3 \cdot q - h)}$$

$$\operatorname{tg}(\omega) = \frac{6 \cdot H_{Ed}}{R \cdot m_h \cdot h}$$

Dove D_0 è il diametro corretto calcolato in precedenza, β è il rapporto fra moduli di reazione, W è il modulo di resistenza della base del pozzo mentre R vale:

$$R = \frac{\beta \cdot D_0 \cdot h^3 + 18 \cdot D_0 \cdot W}{2 \cdot \beta \cdot (3 \cdot q - h)}$$

Noti i valori di z_0 e ω è possibile calcolare lo spostamento orizzontale, sia in testa al pozzo che in sommità della pila.

$$u = z_0 \cdot tg(\omega) = spost. in sommità del terreno reagente$$

$$u_{pila} = (z_0 + s_{t,inerte} - s_{t,ricplinto} + H_p) \cdot tg(\omega) = spost. in sommità della pila$$

Tale calcolo verrà fatto sia non considerando il contributo dell'attrito laterale, sia considerandolo. Questo secondo caso, differisce dal primo nel calcolo del valore di h_1 , in quanto il momento sollecitante verrà ridotto del contributo del momento resistente per attrito laterale. Si dovrà utilizzare pertanto:

$$h_1 = (M_{Ed} - M_{Rlat,d})/H_{Ed} + (s_{t,inerte} - s_{t,ricplinto} - h_{plinto})$$

L'andamento dei momenti sollecitanti il pozzo seguirà la seguente espressione:

$$M(z) = H_{Ed} \cdot \left\{ h_1 + z \cdot \left[1 - \frac{L \cdot z^2}{2 \cdot R \cdot h} \cdot (2 \cdot z_0 - z) \right] \right\}$$

Coefficienti parziali secondo la normativa:

Al fine di effettuare le verifiche sul pozzo di fondazione, si fa riferimento a quanto indicato dal Capitolo 6 delle NTC 2008.

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione, mentre R_d :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

La normativa impone di effettuare le verifiche impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, definiti per le azioni (A1 e A2), i parametri geotecnici (M1 e M2) e le resistenze (R1, R2 e R3).

Tali gruppi sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali:

Approccio 1:

Combinazione 1 (A1+M1+R1);

Combinazione 2 (A2+M2+R2);

Approccio 2: (A1+M1+R3).

Facendo riferimento al Punto 6.2.3.1. del Capitolo 6, si stabilisce che nel presente elaborato, gli stati limite ultimi nei riguardi del dimensionamento strutturale (STR) siano verificati con l'approccio 1 e combinazione 1, mentre per il

dimensionamento geotecnico (GEO) siano utilizzati sia l'approccio 1 combinazione 2 che l'approccio 2. Per quanto riguarda gli stati limite EQU, ci si avvarrà dell'approccio 1 combinazione 2.

Per quanto riguarda la verifica sismica (SLC) si sceglie di considerare i coefficienti parziali dell'approccio 1 combinazione 2 (che risulta in genere il gruppo più sfavorevole).

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici sono:

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	γ_M $\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Per il gruppo M2 i parametri geotecnici da utilizzare saranno quindi:

$$\varphi'_d = \arctan\left(\frac{\tan(\varphi'_k)}{\gamma_{\varphi'}}$$

$$c'_{d} = \frac{c'_k}{\gamma_c} = 60 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{u,d} = \frac{c_{u,k}}{\gamma_{cu}} = 107,14 \text{ kN/m}^2$$

I coefficienti parziali delle resistenze sono invece diversi in base ai diversi contributi. In particolare per la capacità portante di base del pozzo, si utilizzeranno i coefficienti corrispondenti alle fondazioni superficiali in quanto le dimensioni del pozzo e la ridotta profondità della quota di fondo ne giustificano l'utilizzo:

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$

Per quanto riguarda il contributo dell'attrito laterale alla resistenza, si utilizzano i coefficienti parziali per i pali in compressione:

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Laterale in compressione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,45$	$\gamma_R = 1,15$

Per i coefficienti parziali di riduzione della spinta laterale resistente sul pozzo, sono presi dalla normativa quelli riferiti ai pali soggetti a carichi trasversali:

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Criteria di verifica:

- Verifica puntuale:

Il primo tipo di verifica che si descrive in questo capitolo è di tipo "locale", tesa a garantire che il problema si mantenga in campo elastico, ovvero che il modello di terreno alla Winkler sia valido.

Per fare ciò le pressioni orizzontali non devono eccedere le pressioni limite, perciò devono essere di entità tale da soddisfare puntualmente la disuguaglianza:

$$\sigma_y(z) = \frac{6 \cdot H_{Ed}}{R \cdot h} \cdot z(z_0 - z) \leq \left(\lambda_p \cdot \sigma'_v(z) + 2c' \sqrt{\lambda_p} \right) - \left(\lambda_a \cdot \sigma'_v(z) - 2c' \sqrt{\lambda_a} \right)$$

$$\sigma_y(z) \leq (\lambda_p - \lambda_a) \cdot (\sigma_{v0} + \gamma' \cdot z) + 2c' \left(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a} \right) = p_{h,lim}(z)$$

Dove il secondo termine corrisponde al contributo della coesione.

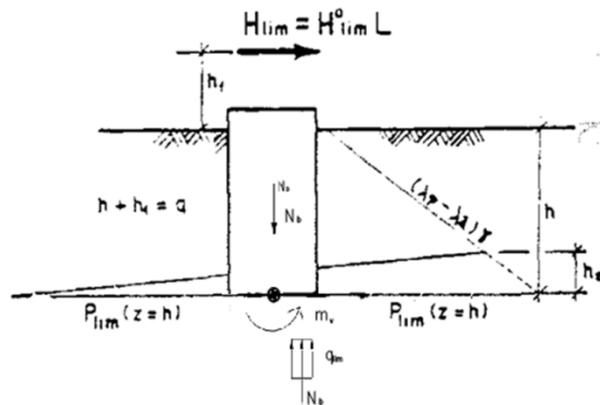
I coefficienti di spinta attiva e passiva sono calcolati con le note espressioni proposte da Rankine:

$$\lambda_p = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad \lambda_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

- Verifica di stabilità globale:

La verifica di stabilità globale della fondazione viene effettuata ricorrendo al metodo indicato da K. Terzaghi (*Theoretical Soil Mechanics*, New York, 1942),

secondo il quale si valuta una forza orizzontale limite per unità di larghezza del pozzo H^0_{lim} (posta alla stessa quota dell'azione orizzontale di progetto HEd) tale che, per effetto della rotazione del pozzo, alla base la pressione orizzontale sia pari a p_{lim} e risultino soddisfatte le equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione rispetto ad un qualunque punto, ad esempio rispetto ad un asse posto sul piano di base del pozzo.



$$H^0_{Rd} = p_{h,lim}(z = h) \cdot \left(\frac{h}{2} - h_2\right) + \sigma_0 \cdot \frac{h}{2} \quad \text{Equilibrio alla Traslazione}$$

$$H^0_{Rd} \cdot q = p_{h,lim}(z = h) \cdot \left(\frac{h^2}{6} - \frac{h_2^2}{3}\right) + \sigma_0 \cdot \frac{h^2}{2} + m_v \quad \text{Equilibrio alla Rotazione}$$

Dove:

$$p_{h,lim}(z = h) = (\lambda_p - \lambda_a) \cdot (\sigma_{v0} + \gamma' \cdot h) + 2c' \left(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a}\right)$$

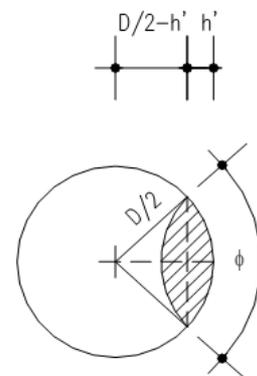
= pressione limite orizzontale alla base del pozzo

$$\sigma_0 = 2c' \left(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a}\right) = \text{contributo della coesione}$$

Dove il momento stabilizzante per unità di lunghezza, fornito dal carico NEd e dal peso proprio del pozzo P_{pozzo} vale:

$$m_v = \frac{N_b}{D} \cdot \left(\frac{D}{2} - h^*\right) = \frac{(N_{Ed} + P_{pozzo})}{D} \cdot \left(\frac{D}{2} \cdot \cos(\varphi)\right)$$

Dove N_b è lo sforzo verticale che arriva alla base del pozzo, mentre φ è l'angolo al centro del segmento circolare indicato in figura. Per calcolare il valore di m_v si determina il carico limite di fondazione come:



$$q_{lim} = \min \{q_{lim}(breve\ termine); q_{lim}(lungo\ termine)\}$$

I valori del carico limite a breve e lungo termine, saranno descritti in seguito. L'area efficace del segmento circolare necessaria all'equilibrio in direzione verticale è:

$$A_{eff} = \frac{N_b}{q_{lim}}$$

Si determina quindi l'angolo al centro del segmento circolare, essendo:

$$A_{eff} = \frac{D^2}{4} \cdot \left(\frac{\varphi \cdot \pi}{180} - \text{sen}(\varphi) \right)$$

Dalle equazioni di equilibrio si calcolano h_2 ed H^0_{Rd} , e si verifica che:

$$H_{Ed}/D_0 \leq \frac{H^0_{Rd}/D_0}{\gamma_R}$$

con γ_R coefficiente parziale di Tabella 6.4.VI.

- **Verifica di portanza del pozzo:**

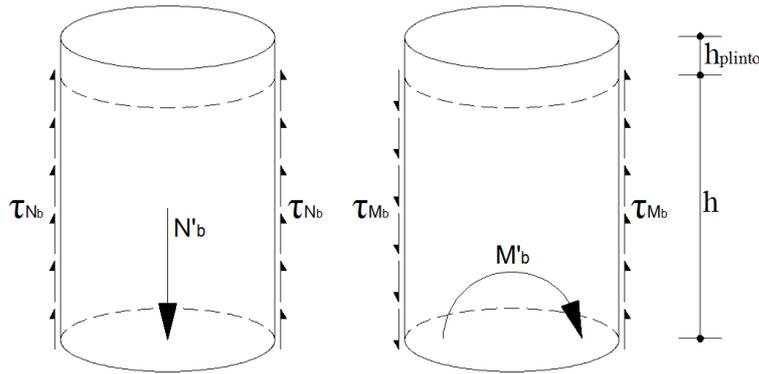
Le verifiche sulla portanza di base e laterale al pozzo, vengono elaborate prendendo in considerazione sia la situazione "a breve termine" (assumendo pertanto parametri propri delle condizioni non drenate), sia quella "a lungo termine" (condizioni drenate).

Nella situazione a lungo termine, la verifica della portanza di base viene eseguita con due procedimenti distinti: uno denominato in seguito "alla Berzantzeff", indicato nella pubblicazione di Jamiolkowski, l'altro (più tradizionale e in genere più penalizzante) riconducibile alle classiche formule di Terzaghi per le fondazioni profonde.

Va comunque sottolineato che la situazione più gravosa e quindi dimensionante, generalmente risulta essere quella a "breve termine".

A differenza del metodo proposto da Jamiolkowski, nel quale non viene preso in considerazione il beneficio alla stabilità dell'attrito pozzo/terreno, nel presente elaborato sarà invece messo in conto il contributo di portanza laterale.

La valutazione della quota di azioni totali assegnata alla portanza laterale e a quella di punta avviene nel seguente modo.



Considerando il peso proprio del pozzo P_p come gravante per intero sulla portanza di base, si indica:

$$N_{Ed} = N'_b + P_p$$

Dove si indica con N'_b l'azione verticale da ridistribuire fra portanza di base e attrito laterale.

Perciò in assenza di falda tale azione vale:

$$N'_b = \text{azione verticale al netto di } P_p = N_b - P_p$$

Mentre nel caso in cui la falda sia presente a piano campagna, si ha:

$$N'_b = \text{azione verticale al netto di } P_p \text{ e di } H_{idr} = N_b - P_p - H_{idr}$$

$$\text{con: } H_{idr} = \text{spinta idraulica nel fondo pozzo} = A_b \cdot (h + s_{t,inerte}) \cdot \gamma_w$$

Il momento sollecitante che l'attrito laterale e la portanza di base dovranno verificare, si ottiene dall'espressione dei momenti lungo il pozzo per $z=h$:

$$M'_b = \text{momento} = M(z=h) = H_{Ed} \cdot \left\{ h_1 + h \cdot \left[1 - \frac{L \cdot h^2}{2 \cdot R \cdot h} \cdot (2 \cdot z_0 - h) \right] \right\}$$

La superficie laterale del pozzo per le azioni verticali si calcola come:

$$S_{lat} = \pi \cdot D \cdot h = 150,80 \text{ m}^2$$

Il modulo di resistenza della superficie laterale, per le azioni flessionali vale:

$$W_{lat} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h = 452,39 \text{ m}^3$$

Pertanto le tensioni tangenziali associate risulteranno:

$$\tau_{Nb} = N'_b / S_{lat}$$

$$\tau_{Mb} = M'_b / W_{lat}$$

Le tensioni tangenziali massime e minime sulla superficie laterale sono rispettivamente:

$$\tau_{max} = \tau_{Nb} + \tau_{Mb}$$

$$\tau_{min} = \tau_{Nb} - \tau_{Mb}$$

Le tensioni tangenziali limite sulla parete del pozzo si calcolano seguendo le indicazioni di Viggiani ("Fondazioni", 1999) ed A.P.I (1984):

- In condizioni non drenate:

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot C_{uk} \quad , \text{con } \alpha = 0,50$$

- In condizioni drenate:

$$\tau_{lim} = \sigma'_{vm} \cdot \lambda_0 \cdot tg(\delta) + \alpha \cdot c_k' \quad , \text{con } \alpha = 0,50 \text{ e } \delta = \frac{2}{3} \cdot \varphi_d'$$

Dove δ è l'angolo di attrito pozzo terreno assunto pari a 2/3 l'angolo di attrito interno di progetto, λ_0 coefficiente di spinta a riposo e σ'_{vm} pressione verticale media efficace sulla superficie laterale del pozzo.

Assumendo un idoneo coefficiente di sicurezza f.s.=2,5, si calcola la tensione tangenziale ammissibile come segue:

$$\tau_{amm} = \frac{\tau_{lim}}{f.s.}$$

L'aliquota delle azioni assiali e flessionali assegnabile alla portanza laterale risulta:

$$f_{lat} = \frac{\tau_{amm}}{\tau_{max}}$$

Mentre l'aliquota assegnata alla portanza di base vale:

$$f_{bas} = 1 - \frac{\tau_{amm}}{\tau_{max}} = 1 - f_{lat}$$

Pertanto le azioni gravanti sulla portanza di base del pozzo sono:

$$N_{Ed,bas} = N'_b \cdot f_{bas} + P_p \quad M_{Ed,bas} = M'_b \cdot f_{bas}$$

Mentre le azioni gravanti sulla portanza laterale sono:

$$N_{Ed,lat} = N'_b \cdot f_{lat} \quad M_{Ed,lat} = M'_b \cdot f_{lat}$$

Analizzando i vari contributi alla resistenza, il beneficio fornito dall'attrito laterale viene messo in conto valutando il momento flettente M_{attr} prodotto dalla rispettiva quota parte di tensione tangenziale limite calcolata come:

$$\tau_{attr,Mb} = \tau_{lim} \cdot \frac{\tau_{Mb}}{\tau_{Mb} + \tau_{Nb}} = \text{quota di tens. tangenziale limite destinata ad } M_{attr}$$

$$M_{attr} = \tau_{attr,Mb} \cdot W_{lat} = M_{Rd,lat}$$

Il contributo dell'attrito nei confronti del carico verticale N_{attr} risulta invece:

$$\tau_{attr,Nb} = \tau_{lim} - \tau_{attr,Mb} = \text{quota di tens. tangenziale limite destinata ad } N_{attr}$$

$$N_{attr} = \tau_{attr,Nb} \cdot S_{lat} = N_{Rd,lat}$$

Per quel che riguarda le resistenze alla punta, noto il carico limite secondo le teorie esposte in seguito, valgono:

$$N_{Rd,bas} = q_{lim} \cdot A_{eff} \quad M_{Rd,bas} = q_{lim} \cdot A_{eff} \cdot e$$

Dove l' eccentricità della risultante nella sezione di base è:

$$e = M_{Ed,bas} / N_{Ed,bas}$$

E l'area efficace a fondo pozzo, che tiene conto dell' eccentricità del carico, si valuta come:

$$A_{eff} = 2R^2 \left[\cos^{-1} \left(\frac{R - D'}{R} \right) - (R - D') \cdot \sqrt{2RD' - D'^2} \right]$$

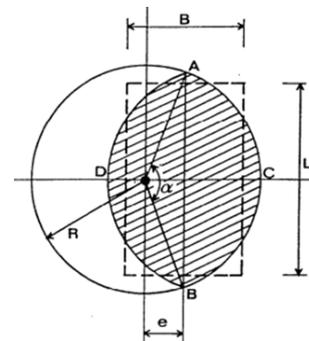
Dove: $D' = R - e$

Le verifiche allora risultano:

$$N_{Ed,bas} \leq \frac{N_{Rd,bas}}{\gamma_{Rbas}} + \frac{N_{Rd,lat}}{\gamma_{Rlat}}$$

$$M_{Ed,bas} \leq \frac{M_{Rd,bas}}{\gamma_{Rbas}} + \frac{M_{Rd,lat}}{\gamma_{Rlat}}$$

La valutazione del carico limite (q_{lim}), come accennato precedentemente, dipende dalla condizione di calcolo a cui si fa riferimento (drenata o non drenata).



- **Portanza a breve termine (Terzaghi-Peck):**

Nella pubblicazione di Jamiolkowski, è consigliato di utilizzare nel caso di terreni coesivi saturi, la formulazione proposta da Terzaghi-Peck per le verifiche su gruppi di pali. Nota la coesione drenata di progetto $C_{u,k}$ e la pressione litostatica verticale totale alla base del pozzo p_v il carico limite si calcola come:

$$q_{lim} = N_c \cdot C_{u,k} + N_q \cdot p_v$$

dove i fattori di capacità portante si calcolano come:

$$N_c = (\pi + 2) \cdot (1 + 0,2) \cdot (1 + 0,2) = 7,40 \quad N_q = 1$$

- **Portanza a lungo termine “alla Berzantzeff”:**

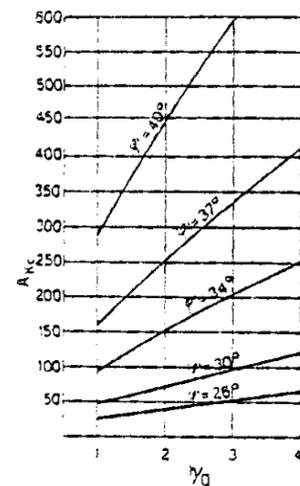
Secondo l’articolo di riferimento, la pressione di rottura per fondazioni di forma circolari, risulta dall’espressione:

$$q_{lim} = A_{kc} \cdot \gamma' \cdot (D - e)$$

dove A_{kc} è il coefficiente di capacità portante funzione di φ' del rapporto h_{pozzo}/D come rappresentato dal grafico.

Nel presente problema si adotta il valore:

$$A_{kc} = \text{coeff. capacità portante} = fct(h_{pozzo}/D) = 17,7$$



- **Portanza a lungo termine “alla Terzaghi”:**

Nota la coesione drenata di progetto c'_d , l’angolo di attrito del terreno φ'_d e la pressione verticale efficace alla base del pozzo p'_v , il carico limite secondo l’espressione di Terzaghi per le fondazioni superficiali vale:

$$q_{lim} = N_c \cdot c'_k + N_q \cdot p'_v$$

dove i fattori di capacità portante valgono:

$$N_q = e^{\pi \cdot tg(\varphi')} \cdot tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi')$$

Verifiche sul terreno:

Si riportano ora i risultati delle verifiche effettuate secondo i criteri visti nei precedenti paragrafi, per i gruppi di carico 1 e 3 degli stati limite ultimi nelle combinazioni EQU, STR e GEO e per lo stato limite di collasso (SLC).

Per la verifica in condizione sismica si fa uso del metodo pseudo statico come descritto dal Capitolo 7 delle NTC-08 (Punto 7.11.3.5.2.), e dall'Appendice E della UNI EN 1998-5:2005.

Nel metodo pseudostatico l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente. Essendo:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1,272 \cdot 1,000 \cdot 0,297 = 0,378$$

ed assumendo cautelativamente che la struttura non sia in grado di subire spostamenti:

$$\beta_m = 1,0$$

Si calcolano i coefficienti sismici orizzontali e verticali dello stati limite considerato (SLC):

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,378 \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,189$$

Per i coefficienti di spinta laterale del terreno, l'eurocodice suggerisce di utilizzare la formula di Mononobe (1929) e Okabe (1926) sotto le condizioni $\beta=0$, $\Psi=\pi/2$:

Per gli stati attivi:

$$K_A = \frac{\sin^2 \left(\frac{\pi}{2} + \varphi'_d - \vartheta \right)}{\cos(\vartheta) \cdot \sin^2 \left(\frac{\pi}{2} \right) \cdot \sin \left(\frac{\pi}{2} - \vartheta - \delta_d \right) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \vartheta)}{\sin \left(\frac{\pi}{2} - \vartheta - \delta_d \right) \cdot \sin \left(\frac{\pi}{2} \right)}} \right]^2}$$

Per gli stati passivi:

$$K_P = \frac{\sin^2 \left(\frac{\pi}{2} + \varphi'_d - \vartheta \right)}{\cos(\vartheta) \cdot \sin^2 \left(\frac{\pi}{2} \right) \cdot \sin \left(\frac{\pi}{2} + \vartheta \right) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \vartheta)}{\sin \left(\frac{\pi}{2} \right) \cdot \sin \left(\frac{\pi}{2} + \vartheta \right)}} \right]^2}$$

dove:

$$\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad , \text{ da cui si ricava: } \vartheta = 24,97^\circ$$

si ottiene:

$$K_A = 1,418 \quad K_P = 1,868$$

Perciò il coefficiente di spinta attiva e passiva nel caso sismico può esser preso pari a:

$$\lambda_a = K_A \cdot (1 - k_v) = 1,151 \quad \lambda_p = K_P \cdot (1 + k_v) = 2,220$$

Inoltre il peso del pozzo da conteggiare nelle verifiche sarà calcolato come:

$$P_{p,sism} = (1 - k_v) \cdot P_p$$

Per comodità di analisi, le verifiche sono state svolte tramite il programma Microsoft Excel.

Le principali caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura di fondazione:

Dimensioni del Pozzo:		
Diametro esterno del pozzo: $D_{pozzo} =$	12,00	m
Altezza del pozzo: $h_{pozzo} =$	5,00	m
Sp. plinto: $h_{plinto} =$	2,50	m
Altezza del pozzo su terreno non reagente: $h_{t,noreagente} =$	1,00	m
Sp. di terreno inerte: $St_{inerte} =$	5,00	m
Sp. di terreno di ricoprimento: $St_{ricplinto} =$	1,50	m
Altezza del pozzo su terreno reagente: $h =$	4,00	m
Area di base del pozzo: $Ab_{,pozzo} =$	113,10	m ²
Momento inerzia, base pozzo: $Ib_{,pozzo} =$	1017,88	m ⁴
Modulo resistenza, base pozzo: $Wb_{,pozzo} =$	169,65	m ³
Altezza pila/spalla: $H_{p/s} =$	10,25	m
Calcestruzzo del pozzo:		
Classe del calcestruzzo:	C28/35	
$f_{ck} =$	28	MPa
$R_{ck} =$	35	MPa
Modulo di elasticità del cls del pozzo: $E =$	32.308	Mpa

- **SLU – EQU (gr1) - Assenza di falda (Appr.1 Comb.2):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (EQU)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
Ned [kN]:	Hed [kNm]:	MEd [kNm]:	
34.556	1.218	19.752	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	NO	Tipo di Verifica da Effettuare: SLU - A1 Comb2	
Terreno:		Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^d [°]= 20,46	
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c^d [kN/m ²] = 60,00	
Peso specifico medio in falda: γ' =	20,00 kN/m ³	Coesione non drenata: c^ud [kN/m ²] = 107,14	
Battente d'acqua: Dh =	0,00 m	Coefficienti di spinta:	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^k =	25,00 °	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	0,482
Coesione efficace: c^k =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,075
Coesione non drenata: c^uk =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,650
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. Hed da sommità terr.reagente: $h_1 = M/H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$	17,22	m	
Braccio efficace di Hed rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$	21,22	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 * D * (1 + 1/D) =$	11,70	m	
$R = (b * L * h^3 + 18 * D * W) / (2 * b * (3 * q - h)) =$	512,19	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	6,315	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	4,1966E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 * tgw * 100 =$	0,27	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) * tgw * 100 =$	0,84	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{oh} =$	2.951,22	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	23.921	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$	3.047,29	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1 = (M - M_{attr}) / H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$	14,71	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$	18,71	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 * D * (1 + 1/D) =$	11,70	m	
$R = (b * L * h^3 + 18 * D * W) / (2 * b * (3 * q - h)) =$	585,91	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	6,840	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	3,6685E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 * tgw * 100 =$	0,25	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) * tgw * 100 =$	0,76	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{oh} =$	2.988,56	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	20.911	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$	973,3	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff} =$	50,0	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$	126,0	°	
Base efficace: $h' = D/2 * (1 - \cos(\phi/2)) =$	3,28	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) * (D/2 - h') =$	11.056	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	21,22	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$	248,8	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$	376,2	kN/m ²	
$h_2 =$	1,69	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) * (h/2 - h_2) + \sigma_0 * h/2 =$	614,06	kN/m	
$\gamma_R =$	1,6		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R =$	383,8	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$	104,1	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):				
N =	34.556,2	kN	Matrr =	1.817,47 kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,45
Hidr =	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:	
Nb' =	34.556,2	kN	NEd,lat =	2.625,5 kN
Mb' =	23.920,8	kNm	MEd,lat =	1.817,5 kNm
h =	4,00	m	NEd,bas =	46.067,8 kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas =	22.103,3 kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,48
τNb =	229,16	kN/m ²	D' =	5,520 m
τMb =	52,88	kN/m ²	Aeff =	101,59 m ²
τmax =	282,03	kN/m ²	Do =	11,70 m
τmin =	176,28	kN/m ²	Carico Limite di base:	
τlim =	53,57	kN/m ²	φ =	0 (°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046
τamm =	21,43	kN/m ²	Nq =	1,0
flat =	0,076		Cu =	107,1 kN/m ²
fbas =	0,924		pv =	180,0 kN/m ²
τamm Mb =	4,02	kN/m ²	qlim =	973,3 kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:				
		NRd,bas =	98.886 kN	
		NRd,bas/γR,Base =	54.937 kN	
Portanza per Attrito Laterale:				
		NRd,lat =	6.564 kN	
		NRd,lat/γR,Lat =	4.527 kN	
		NRd =	59.464 kN	
		NEd =	48.693 kN	
NRd > NEd - Verificato				
Momento di Base del Pozzo:				
		MRd,bas =	47.446 kNm	
		MRd,bas/γR,Base =	26.359 kNm	
Momento di Attrito Laterale:				
		MRd,lat =	4.544 kNm	
		MRd,lat/γR,Lat =	3.134 kNm	
		MRd =	29.492 kNm	
		MEd =	23.921 kNm	
MRd > MEd - Verificato				
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):				
N =	34.556,2	kN	Matrr =	1.767,43 kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,45
Hidr =	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:	
Nb' =	34.556,2	kN	NEd,lat =	2.553,2 kN
Mb' =	23.920,8	kNm	MEd,lat =	1.767,4 kNm
h =	4,00	m	NEd,bas =	46.140,1 kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas =	22.153,4 kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,48
τNb =	229,16	kN/m ²	D' =	5,520 m
τMb =	52,88	kN/m ²	Aeff =	101,59 m ²
τmax =	282,03	kN/m ²	Do =	11,70 m
τmin =	176,28	kN/m ²	Carico Limite di base:	
τlim =	52,10	kN/m ²	φ' =	20,46 (°)
S.l. =	2,50		hpoz/D =	0,42
τamm =	20,84	kN/m ²	Akc =	17,7
flat =	0,074		γ' =	20,00 kN/m ³
fbas =	0,926		D-e =	11,52 m
τamm Mb =	3,91	kN/m ²	qlim =	4.078,0 kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:				
		NRd,bas =	414.273 kN	
		NRd,bas/γR,Base =	230.152 kN	
Portanza per Attrito Laterale:				
		NRd,lat =	6.383 kN	
		NRd,lat/γR,Lat =	4.402 kN	
		NRd =	234.554 kN	
		NEd =	48.693 kN	
NRd > NEd - Verificato				
Momento di Base del Pozzo:				
		MRd,bas =	198.906 kNm	
		MRd,bas/γR,Base =	110.503 kNm	
Momento di Attrito Laterale:				
		MRd,lat =	4.419 kNm	
		MRd,lat/γR,Lat =	3.047 kNm	
		MRd =	113.551 kNm	
		MEd =	23.921 kNm	
MRd > MEd - Verificato				
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):				
N =	34.556,2	kN	Matrr =	1.767,43 kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,45
Hidr =	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:	
Nb' =	34.556,2	kN	NEd,lat =	2.553,2 kN
Mb' =	23.920,8	kNm	MEd,lat =	1.767,4 kNm
h =	4,00	m	NEd,bas =	46.140,1 kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas =	22.153,4 kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,48
τNb =	229,16	kN/m ²	D' =	5,520 m
τMb =	52,88	kN/m ²	Aeff =	101,59 m ²
τmax =	282,03	kN/m ²	Do =	11,70 m
τmin =	176,28	kN/m ²	Carico Limite di base:	
τlim =	52,10	kN/m ²	φ =	20,46 (°)
S.l. =	2,50		Nc =	15,2732
τamm =	20,84	kN/m ²	Nq =	6,7
flat =	0,074		c' =	60,0 kN/m ²
fbas =	0,926		p'v =	180,0 kN/m ²
τamm Mb =	3,91	kN/m ²	qlim =	2122,0 kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:				
		NRd,bas =	215.562 kN	
		NRd,bas/γR,Base =	119.757 kN	
Portanza per Attrito Laterale:				
		NRd,lat =	6.383 kN	
		NRd,lat/γR,Lat =	4.402 kN	
		NRd =	124.159 kN	
		NEd =	48.693 kN	
NRd > NEd - Verificato				
Momento di Base del Pozzo:				
		MRd,bas =	103.498 kNm	
		MRd,bas/γR,Base =	57.499 kNm	
Momento di Attrito Laterale:				
		MRd,lat =	4.419 kNm	
		MRd,lat/γR,Lat =	3.047 kNm	
		MRd =	60.546 kNm	
		MEd =	23.921 kNm	
MRd > MEd - Verificato				

- **SLU – EQU (gr1) - Presenza di falda (Appr.1 Comb.2):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (EQU)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
N _{Ed} [kN]:	H _{Ed} [kNm]:	M _{Ed} [kNm]:	
34.556	1.218	19.752	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	SI	Tipo di Verifica da Effettuare: SLU - A1 Comb2	
Terreno:		Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^d [°]= 20,46	
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c^d [kN/m ²] = 60,00	
Peso specifico medio in falda: γ' =	10,00 kN/m ³	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] = 107,14	
Battente d'acqua: Dh =	9,00 m	Coefficients di spinta:	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^k =	25,00 °	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	0,482
Coesione efficace: c^k =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,075
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,650
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. H _{Ed} da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	17,22	m	
Braccio efficace di H _{Ed} rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	21,22	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q - h)) =$	512,19	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	6,315	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	4,1966E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 \cdot tgw \cdot 100 =$	0,27	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	0,84	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	2.951,22	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	23.921	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$	3.156,50	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	14,62	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	18,62	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q - h)) =$	588,95	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	6,861	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	3,6496E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 \cdot tgw \cdot 100 =$	0,25	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	0,75	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	2.989,90	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	20.803	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$	883,3	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff} =$	43,6	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$	119,3	°	
Base efficace: $h' = D/2 \cdot (1 - \cos(\phi/2)) =$	2,97	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) \cdot (D/2 - h') =$	9.725	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	21,22	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$	169,2	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$	232,9	kN/m ²	
$h_2 =$	1,20	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) \cdot (h/2 - h_2) + \sigma_0 \cdot h/2 =$	524,89	kN/m	
$\gamma_R =$	1,6		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R =$	328,1	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$	104,1	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):						
N =	34.556,2	kN	Mattr =	2.389,31	kNm	Portanza di Base del Pozzo:
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8		NRd,bas = 87.273 kN
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45		NRd,bas/γR,Base= 48.485 kN
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:			Portanza per Attrito Laterale:
Nb'=	24.377,4	kN	NEd,lat=	2.434,9	kN	NRd,lat = 6.087 kN
Mb'=	23.920,8	kNm	MEd,lat=	2.389,3	kNm	NRd,lat/γR,Lat= 4.198 kN
h=	4,00	m	NEd,bas=	36.079,7	kN	NRd= 52.683 kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	21.531,5	kNm	NEd= 38.515 kN
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,60		NRd>NEd - Verificato
τNb =	161,66	kN/m ²	D' =	5,403	m	
τMb =	52,88	kN/m ²	Aeff =	98,80	m ²	Momento di Base del Pozzo:
τmax =	214,53	kN/m ²	Do=	11,70	m	MRd,bas = 52.082 kNm
τmin =	108,78	kN/m ²	Carico Limite di base:			MRd,bas/γR,Base= 28.935 kNm
τlim =	53,57	kN/m ²	φ =	0	(°)	Momento di Attrito Laterale:
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046		MRd,lat = 5.973 kNm
τamm =	21,43	kN/m ²	Nq =	1,0		MRd,lat/γR,Lat= 4.120 kNm
flat =	0,100		Cu =	107,1	kN/m ²	MRd= 33.054 kNm
fbas =	0,900		pv =	90,0	kN/m ²	MEd= 23.921 kNm
τamm Mb=	5,28	kN/m ²	qlim =	883,3	kN/m ²	MRd>MEd - Verificato
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):						
N =	34.556,2	kN	Mattr =	1.830,77	kNm	Portanza di Base del Pozzo:
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8		NRd,bas = 199.020 kN
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45		NRd,bas/γR,Base= 110.566 kN
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:			Portanza per Attrito Laterale:
Nb'=	24.377,4	kN	NEd,lat=	1.865,7	kN	NRd,lat = 4.664 kN
Mb'=	23.920,8	kNm	MEd,lat=	1.830,8	kNm	NRd,lat/γR,Lat= 3.217 kN
h=	4,00	m	NEd,bas=	36.648,9	kN	NRd= 113.783 kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	22.090,0	kNm	NEd= 38.515 kN
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,60		NRd>NEd - Verificato
τNb =	161,66	kN/m ²	D' =	5,397	m	
τMb =	52,88	kN/m ²	Aeff =	98,66	m ²	Momento di Base del Pozzo:
τmax =	214,53	kN/m ²	Do=	11,70	m	MRd,bas = 119.959 kNm
τmin =	108,78	kN/m ²	Carico Limite di base:			MRd,bas/γR,Base= 66.644 kNm
τlim =	41,05	kN/m ²	φ' =	20,46	(°)	Momento di Attrito Laterale:
S.l. =	2,50		hpoz/D=	0,42		MRd,lat = 4.577 kNm
τamm =	16,42	kN/m ²	Akc =	17,7		MRd,lat/γR,Lat= 3.156 kNm
flat =	0,077		γ' =	10,00	kN/m ³	MRd= 69.800 kNm
fbas =	0,923		D-e =	11,40	m	MEd= 23.921 kNm
τamm Mb=	4,05	kN/m ²	qlim =	2.017,3	kN/m ²	MRd>MEd - Verificato
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):						
N =	34.556,2	kN	Mattr =	1.830,77	kNm	Portanza di Base del Pozzo:
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8		NRd,bas = 149.875 kN
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45		NRd,bas/γR,Base= 83.264 kN
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:			Portanza per Attrito Laterale:
Nb'=	24.377,4	kN	NEd,lat=	1.865,7	kN	NRd,lat = 4.664 kN
Mb'=	23.920,8	kNm	MEd,lat=	1.830,8	kNm	NRd,lat/γR,Lat= 3.217 kN
h=	4,00	m	NEd,bas=	36.648,9	kN	NRd= 86.481 kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	22.090,0	kNm	NEd= 38.515 kN
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,60		NRd>NEd - Verificato
τNb =	161,66	kN/m ²	D' =	5,397	m	
τMb =	52,88	kN/m ²	Aeff =	98,66	m ²	Momento di Base del Pozzo:
τmax =	214,53	kN/m ²	Do=	11,70	m	MRd,bas = 90.337 kNm
τmin =	108,78	kN/m ²	Carico Limite di base:			MRd,bas/γR,Base= 50.187 kNm
τlim =	41,05	kN/m ²	φ =	20,46	(°)	Momento di Attrito Laterale:
S.l. =	2,50		Nc =	15,2732		MRd,lat = 4.577 kNm
τamm =	16,42	kN/m ²	Nq =	6,7		MRd,lat/γR,Lat= 3.156 kNm
flat =	0,077		c' =	60,0	kN/m ²	MRd= 53.344 kNm
fbas =	0,923		p'v =	90,0	kN/m ²	MEd= 23.921 kNm
τamm Mb=	4,05	kN/m ²	qlim =	1519,2	kN/m ²	MRd>MEd - Verificato

- **SLU – EQU (gr3) - Assenza di falda (Appr.1 Comb.2):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (EQU)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
N _{Ed} [kN]:	H _{Ed} [kNm]:	M _{Ed} [kNm]:	
32.144	2.436	34.393	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	NO	Tipo di Verifica da Effettuare:	
Terreno:		SLU - A1 Comb2	
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^d [°]=	
Peso specifico medio in falda: γ' =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c^d [kN/m ²] =	
Battente d'acqua: Dh =	0,00 m	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] =	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^k =	25,00 °	Coefficients di spinta:	
Coesione efficace: c^k =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	0,482
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,075
		Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,650
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. H _{Ed} da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	15,12	m	
Braccio efficace di H _{Ed} rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	19,12	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q \cdot h)) =$	572,59	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	6,745	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	7,5076E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o \cdot tgw \cdot 100 =$	0,51	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	1,54	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	5.965,06	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	42.794	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$	4.995,96	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	13,07	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	17,07	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q \cdot h)) =$	647,23	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	7,277	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	6,6419E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o \cdot tgw \cdot 100 =$	0,48	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	1,40	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	6.026,28	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	37.860	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$	973,3	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff} =$	47,5	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$	123,5	°	
Base efficace: $h' = D/2 \cdot (1 - \cos(\phi/2)) =$	3,16	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) \cdot (D/2 - h') =$	10.958	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	19,12	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$	248,8	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$	376,2	kN/m ²	
$h_2 =$	1,52	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) \cdot (h/2 - h_2) + \sigma_o \cdot h/2 =$	679,98	kN/m	
$\gamma_R =$	1,6		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R =$	425,0	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$	208,2	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):						
N =	32.143,9	kN	Mattr =	2.979,70	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 89.045 kN NRd,bas/γR,Base= 49.470 kN
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8		
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,45		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 5.595 kN NRd,lat/γR,Lat= 3.859 kN
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
Nb' =	32.143,9	kN	NEd,lat=	2.238,1	kN	NRd = 53.328 kN NEd = 46.281 kN NRd > NEd - Verificato
Mb' =	42.794,3	kNm	MEd,lat=	2.979,7	kNm	
h =	4,00	m	NEd,bas=	44.043,0	kN	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 80.497 kNm MRd,bas/γR,Base= 44.720 kNm
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	39.814,6	kNm	
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,90		Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 7.449 kNm MRd,lat/γR,Lat= 5.137 kNm
τNb =	213,16	kN/m ²	D' =	5,096	m	
τMb =	94,60	kN/m ²	Aeff =	91,48	m ²	MRd = 49.858 kNm MEd = 42.794 kNm MRd > MEd - Verificato
τmax =	307,76	kN/m ²	Do =	11,70	m	
τmin =	118,56	kN/m ²	Carico Limite di base:			
τlim =	53,57	kN/m ²	φ =	0	(°)	
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046		
τamm =	21,43	kN/m ²	Nq =	1,0		
flat =	0,070		Cu =	107,1	kN/m ²	
fbas =	0,930		pv =	180,0	kN/m ²	
τamm Mb =	6,59	kN/m ²	qlim =	973,3	kN/m ²	
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):						
N =	32.143,9	kN	Mattr =	2.897,66	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 359.272 kN NRd,bas/γR,Base= 199.596 kN
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8		
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,45		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 5.441 kN NRd,lat/γR,Lat= 3.753 kN
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
Nb' =	32.143,9	kN	NEd,lat=	2.176,5	kN	NRd = 203.348 kN NEd = 46.281 kN NRd > NEd - Verificato
Mb' =	42.794,3	kNm	MEd,lat=	2.897,7	kNm	
h =	4,00	m	NEd,bas=	44.104,6	kN	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 324.995 kNm MRd,bas/γR,Base= 180.553 kNm
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	39.896,7	kNm	
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,90		Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 7.244 kNm MRd,lat/γR,Lat= 4.996 kNm
τNb =	213,16	kN/m ²	D' =	5,095	m	
τMb =	94,60	kN/m ²	Aeff =	91,47	m ²	MRd = 185.549 kNm MEd = 42.794 kNm MRd > MEd - Verificato
τmax =	307,76	kN/m ²	Do =	11,70	m	
τmin =	118,56	kN/m ²	Carico Limite di base:			
τlim =	52,10	kN/m ²	φ' =	20,46	(°)	
S.l. =	2,50		hpoz/D=	0,42		
τamm =	20,84	kN/m ²	Akc =	17,7		
flat =	0,068		γ' =	20,00	kN/m ³	
fbas =	0,932		D-e =	11,10	m	
τamm Mb =	6,41	kN/m ²	qlim =	3.927,8	kN/m ²	
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):						
N =	32.143,9	kN	Mattr =	2.897,66	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 194.095 kN NRd,bas/γR,Base= 107.830 kN
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8		
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,45		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 5.441 kN NRd,lat/γR,Lat= 3.753 kN
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
Nb' =	32.143,9	kN	NEd,lat=	2.176,5	kN	NRd = 111.583 kN NEd = 46.281 kN NRd > NEd - Verificato
Mb' =	42.794,3	kNm	MEd,lat=	2.897,7	kNm	
h =	4,00	m	NEd,bas=	44.104,6	kN	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 175.577 kNm MRd,bas/γR,Base= 97.543 kNm
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	39.896,7	kNm	
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,90		Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 7.244 kNm MRd,lat/γR,Lat= 4.996 kNm
τNb =	213,16	kN/m ²	D' =	5,095	m	
τMb =	94,60	kN/m ²	Aeff =	91,47	m ²	MRd = 102.538 kNm MEd = 42.794 kNm MRd > MEd - Verificato
τmax =	307,76	kN/m ²	Do =	11,70	m	
τmin =	118,56	kN/m ²	Carico Limite di base:			
τlim =	52,10	kN/m ²	φ =	20,46	(°)	
S.l. =	2,50		Nc =	15,2732		
τamm =	20,84	kN/m ²	Nq =	6,7		
flat =	0,068		c' =	60,0	kN/m ²	
fbas =	0,932		p'v =	180,0	kN/m ²	
τamm Mb =	6,41	kN/m ²	qlim =	2122,0	kN/m ²	

- **SLU – EQU (gr3) - Presenza di falda (Appr.1 Comb.2):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (EQU)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
Ned [kN]:	Hed [kNm]:	Med [kNm]:	
32.144	2.436	34.393	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	SI	Tipo di Verifica da Effettuare:	SLU - A1 Comb2
Terreno:		Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^d [°]=	20,46
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c^d [kN/m ²] =	60,00
Peso specifico medio in falda: γ' =	10,00 kN/m ³	Coesione non drenata: c^ud [kN/m ²] =	107,14
Battente d'acqua: Dh =	9,00 m	Coefficients di spinta:	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^k =	25,00 °	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	0,482
Coesione efficace: c^k =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,075
Coesione non drenata: c^uk =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,650
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. Hed da sommità terr.reagente: $h_1 = M/H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$	15,12	m	
Braccio efficace di Hed rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$	19,12	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1 + 1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L \cdot h^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q - h)) =$	572,59	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	6,745	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	7,5076E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o \cdot tgw \cdot 100 =$	0,51	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	1,54	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{oh} =$	5.965,06	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	42.794	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$	5.042,40	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1 = (M - M_{attr}) / H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$	13,05	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$	17,05	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1 + 1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L \cdot h^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q - h)) =$	648,01	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	7,282	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	6,6339E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o \cdot tgw \cdot 100 =$	0,48	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	1,40	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{oh} =$	6.026,85	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	37.814	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$	883,3	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff} =$	40,9	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$	116,4	°	
Base efficace: $h' = D/2 \cdot (1 - \cos(\phi/2)) =$	2,84	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) \cdot (D/2 - h') =$	9.515	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	19,12	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$	169,2	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$	232,9	kN/m ²	
$h_2 =$	0,99	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) \cdot (h/2 - h_2) + \sigma_0 \cdot h/2 =$	573,38	kN/m	
$\gamma_R =$	1,6		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R =$	358,4	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$	208,2	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	32.143,9	kN	Mattr =	3.816,84	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	21.965,2	kN	NEd,lat=	1.959,1	kN
Mb'=	42.794,3	kNm	MEd,lat=	3.816,8	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	34.143,2	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	38.977,5	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,14	
τNb =	145,66	kN/m ²	D' =	4,858	m
τMb =	94,60	kN/m ²	Aeff =	85,87	m ²
τmax =	240,26	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	51,06	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	53,57	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046	
τamm =	21,43	kN/m ²	Nq =	1,0	
flat =	0,089		Cu =	107,1	kN/m ²
fbas =	0,911		pv =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	8,44	kN/m ²	qlim =	883,3	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 75.849 kN					
NRd,bas/γR,Base= 42.138 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 4.898 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 3.378 kN					
NRd= 45.516 kN					
NEd= 36.102 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 86.588 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 48.104 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 9.542 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 6.581 kNm					
MRd= 54.685 kNm					
MEd= 42.794 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	32.143,9	kN	Mattr =	2.924,59	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	21.965,2	kN	NEd,lat=	1.501,1	kN
Mb'=	42.794,3	kNm	MEd,lat=	2.924,6	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	34.601,2	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	39.869,7	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,15	
τNb =	145,66	kN/m ²	D' =	4,848	m
τMb =	94,60	kN/m ²	Aeff =	85,61	m ²
τmax =	240,26	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	51,06	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	41,05	kN/m ²	φ' =	20,46	(°)
S.l. =	2,50		hpoz/D=	0,42	
τamm =	16,42	kN/m ²	Akc =	17,7	
flat =	0,068		γ' =	10,00	kN/m ³
fbas =	0,932		D-e =	10,85	m
τamm Mb=	6,46	kN/m ²	qlim =	1.920,0	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 164.383 kN					
NRd,bas/γR,Base= 91.324 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 3.753 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 2.588 kN					
NRd= 93.912 kN					
NEd= 36.102 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 189.413 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 105.229 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 7.311 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 5.042 kNm					
MRd= 110.272 kNm					
MEd= 42.794 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	32.143,9	kN	Mattr =	2.924,59	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	21.965,2	kN	NEd,lat=	1.501,1	kN
Mb'=	42.794,3	kNm	MEd,lat=	2.924,6	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	34.601,2	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	39.869,7	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,15	
τNb =	145,66	kN/m ²	D' =	4,848	m
τMb =	94,60	kN/m ²	Aeff =	85,61	m ²
τmax =	240,26	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	51,06	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	41,05	kN/m ²	φ =	20,46	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	15,2732	
τamm =	16,42	kN/m ²	Nq =	6,7	
flat =	0,068		c' =	60,0	kN/m ²
fbas =	0,932		p'v =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	6,46	kN/m ²	qlim =	1519,2	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 130.062 kN					
NRd,bas/γR,Base= 72.257 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 3.753 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 2.588 kN					
NRd= 74.845 kN					
NEd= 36.102 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 149.866 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 83.259 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 7.311 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 5.042 kNm					
MRd= 88.301 kNm					
MEd= 42.794 kNm					
MRd>MEd - Verificato					

- **SLU – STR (gr1) - Assenza di falda (Appr.1 Comb.1):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (STR)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
N _{Ed} [kN]:		M _{Ed} [kNm]:	
38.464		19.948	
H _{Ed} [kNm]:		M _{Ed} [kNm]:	
1.218		19.948	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	NO		Tipo di Verifica da Effettuare:
Terreno:		SLU - A1 Comb1	
Peso specifico medio: γ =	20,00	kN/m ³	Angolo di attrito (caratteristica): ϕ' [°]=
Peso specifico medio in falda: γ' =	20,00	kN/m ³	25,00
Battente d'acqua: Dh =	0,00	m	Coesione efficace: c_d' [kN/m ²] =
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_k' =	25,00	°	75,00
Coesione efficace: c_k' =	75,00	kN/m ²	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] =
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00	kN/m ²	150,00
Coefficients di spinta:			
		Coeficiente di spinta attiva: λ_a =	0,406
		Coeficiente di spinta passiva: λ_p =	2,464
		Coeficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,577
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. H _{Ed} da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$		17,38	m
Braccio efficace di H _{Ed} rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$		21,38	m
Diametro corretto: $D_0 = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$		11,70	m
$R = (b \cdot L \cdot h^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q \cdot h)) =$		508,06	m ³
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$		6,285	m
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$		4,2306E-04	
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 \cdot tgw \cdot 100 =$		0,27	cm
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$		13,75	m
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$		0,85	cm
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$		2.948,81	kNm
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$		24.115	kNm
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$		4.824,94	kNm
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$		13,42	m
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$		17,42	m
Diametro corretto: $D_0 = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$		11,70	m
$R = (b \cdot L \cdot h^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q \cdot h)) =$		633,20	m ³
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$		7,177	m
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$		3,3945E-04	
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 \cdot tgw \cdot 100 =$		0,24	cm
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$		13,75	m
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$		0,71	cm
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$		3.007,94	kNm
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$		19.349	kNm
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$		1290,7	kN/m ²
Area efficace: $A_{eff} =$		40,8	m ²
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$		116,2	°
Base efficace: $h' = D/2 \cdot (1 - \cos(\phi/2)) =$		2,83	m
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) \cdot (D/2 - h') =$		13.889	kNm/m
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$		21,38	m
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$		345,7	kN/m ²
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$		510,3	kN/m ²
$h_2 =$		1,84	m
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) \cdot (h/2 - h_2) + \sigma_0 \cdot h/2 =$		772,61	kN/m
$\gamma_R =$		1	
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R =$		772,6	kN/m
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$		104,1	kN/m
$(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	38.463,6	kN	Mattr =	2.346,00	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1	
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1	
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	38.463,6	kN	NEd,lat=	3.741,9	kN
Mb' =	24.114,9	kNm	MEd,lat=	2.346,0	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	48.858,9	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	21.768,9	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,45	
τNb =	255,07	kN/m ²	D' =	5,554	m
τMb =	53,31	kN/m ²	Aeff =	102,41	m ²
τmax =	308,37	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	201,76	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	75,00	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046	
τamm =	30,00	kN/m ²	Nq =	1,0	
f _{lat} =	0,097		Cu =	150,0	kN/m ²
f _{bas} =	0,903		p _v =	180,0	kN/m ²
τamm Mb =	5,19	kN/m ²	q _{lim} =	1290,7	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 132.184 kN					
NRd,bas/γR,Base = 132.184 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 9.355 kN					
NRd,lat/γR,Lat = 9.355 kN					
NRd = 141.539 kN					
NEd = 52.601 kN					
NRd > NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 58.894 kNm					
MRd,bas/γR,Base = 58.894 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 5.865 kNm					
MRd,lat/γR,Lat = 5.865 kNm					
MRd = 64.759 kNm					
MEd = 24.115 kNm					
MRd > MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	38.463,6	kN	Mattr =	1.929,98	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1	
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1	
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	38.463,6	kN	NEd,lat=	3.078,3	kN
Mb' =	24.114,9	kNm	MEd,lat=	1.930,0	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	49.522,5	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	22.185,0	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,45	
τNb =	255,07	kN/m ²	D' =	5,552	m
τMb =	53,31	kN/m ²	Aeff =	102,36	m ²
τmax =	308,37	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	201,76	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	61,70	kN/m ²	φ' =	25,00	(°)
S.l. =	2,50		h _{poz} /D =	0,42	
τamm =	24,68	kN/m ²	Akc =	17,7	
f _{lat} =	0,080		γ' =	20,00	kN/m ³
f _{bas} =	0,920		D-e =	11,55	m
τamm Mb =	4,27	kN/m ²	q _{lim} =	4.089,4	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 418.576 kN					
NRd,bas/γR,Base = 418.576 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 7.696 kN					
NRd,lat/γR,Lat = 7.696 kN					
NRd = 426.272 kN					
NEd = 52.601 kN					
NRd > NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 187.513 kNm					
MRd,bas/γR,Base = 187.513 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 4.825 kNm					
MRd,lat/γR,Lat = 4.825 kNm					
MRd = 192.338 kNm					
MEd = 24.115 kNm					
MRd > MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	38.463,6	kN	Mattr =	1.929,98	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1	
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1	
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	38.463,6	kN	NEd,lat=	3.078,3	kN
Mb' =	24.114,9	kNm	MEd,lat=	1.930,0	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	49.522,5	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	22.185,0	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,45	
τNb =	255,07	kN/m ²	D' =	5,552	m
τMb =	53,31	kN/m ²	Aeff =	102,36	m ²
τmax =	308,37	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	201,76	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	61,70	kN/m ²	φ =	25,00	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	20,7205	
τamm =	24,68	kN/m ²	Nq =	10,7	
f _{lat} =	0,080		c' =	75,0	kN/m ²
f _{bas} =	0,920		p'v =	180,0	kN/m ²
τamm Mb =	4,27	kN/m ²	q _{lim} =	3473,2	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 355.505 kN					
NRd,bas/γR,Base = 355.505 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 7.696 kN					
NRd,lat/γR,Lat = 7.696 kN					
NRd = 363.201 kN					
NEd = 52.601 kN					
NRd > NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 159.258 kNm					
MRd,bas/γR,Base = 159.258 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 4.825 kNm					
MRd,lat/γR,Lat = 4.825 kNm					
MRd = 164.083 kNm					
MEd = 24.115 kNm					
MRd > MEd - Verificato					

- **SLU – STR (gr1) - Presenza di falda (Apr.1 Comb.1):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (STR)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
Ned [kN]:	Hed [kNm]:	MEd [kNm]:	
38.464	1.218	19.948	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	SI	Tipo di Verifica da Effettuare:	
Terreno:		SLU - A1 Comb1	
Peso specifico medio: $\gamma =$	20,00 kN/m ³	Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^d [°]=	
Peso specifico medio in falda: $\gamma' =$	10,00 kN/m ³	Coesione efficace: c^d [kN/m ²] =	
Battente d'acqua: Dh =	9,00 m	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] =	
Angolo di attrito (caratteristica): $\phi^k =$	25,00 °	Coefficienti di spinta:	
Coesione efficace: $c^k =$	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta attiva: $\lambda_a =$	0,406
Coesione non drenata: $c_{uk} =$	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: $\lambda_p =$	2,464
		Coefficiente di spinta a riposo: $\lambda_o =$	0,577
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. Hed da sommità terr.reagente: $h_1 = M/H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$	17,38	m	
Braccio efficace di Hed rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$	21,38	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9 * D * (1 + 1/D) =$	11,70	m	
$R = (b * L * h^3 + 18 * D * W) / (2 * b * (3 * q - h)) =$	508,06	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	6,285	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	4,2306E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 * tgw * 100 =$	0,27	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) * tgw * 100 =$	0,85	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{oh} =$	2.948,81	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	24.115	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$	4.965,65	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1 = (M - M_{attr}) / H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$	13,30	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$	17,30	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9 * D * (1 + 1/D) =$	11,70	m	
$R = (b * L * h^3 + 18 * D * W) / (2 * b * (3 * q - h)) =$	637,78	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	7,209	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	3,3701E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 * tgw * 100 =$	0,24	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) * tgw * 100 =$	0,71	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{oh} =$	3.009,66	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	19.210	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$	1200,7	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff} =$	35,3	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$	110,1	°	
Base efficace: $h' = D/2 * (1 - \cos(\phi/2)) =$	2,56	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) * (D/2 - h') =$	12.158	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	21,38	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$	242,8	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$	325,1	kN/m ²	
$h_2 =$	1,47	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) * (h/2 - h_2) + \sigma_0 * h/2 =$	658,94	kN/m	
$\gamma_R =$	1		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R =$	658,9	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$	104,1	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	38.463,6	kN	Mattr =	3.003,42	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	28.284,9	kN	NEd,lat=	3.522,8	kN
Mb'=	24.114,9	kNm	MEd,lat=	3.003,4	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	38.899,3	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	21.111,5	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,54	
τNb =	187,57	kN/m ²	D' =	5,457	m
τMb =	53,31	kN/m ²	Aeff =	100,09	m ²
τmax =	240,87	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	134,26	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	75,00	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046	
τamm =	30,00	kN/m ²	Nq =	1,0	
flat =	0,125		Cu =	150,0	kN/m ²
fbas =	0,875		pv =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	6,64	kN/m ²	qlim =	1200,7	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 120.176 kN					
NRd,bas/γR,Base= 120.176 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 8.807 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 8.807 kN					
NRd= 128.983 kN					
NEd= 42.422 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 65.222 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 65.222 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 7.509 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 7.509 kNm					
MRd= 72.731 kNm					
MEd= 24.115 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	38.463,6	kN	Mattr =	1.986,26	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	28.284,9	kN	NEd,lat=	2.329,7	kN
Mb'=	24.114,9	kNm	MEd,lat=	1.986,3	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	40.092,3	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	22.128,7	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,55	
τNb =	187,57	kN/m ²	D' =	5,448	m
τMb =	53,31	kN/m ²	Aeff =	99,87	m ²
τmax =	240,87	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	134,26	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	49,60	kN/m ²	φ' =	25,00	(°)
S.l. =	2,50		hpoz/D=	0,42	
τamm =	19,84	kN/m ²	Akc =	17,7	
flat =	0,082		γ' =	10,00	kN/m ³
fbas =	0,918		D-e =	11,45	m
τamm Mb=	4,39	kN/m ²	qlim =	2.026,3	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 202.366 kN					
NRd,bas/γR,Base= 202.366 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 5.824 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 5.824 kN					
NRd= 208.190 kN					
NEd= 42.422 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 111.695 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 111.695 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 4.966 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 4.966 kNm					
MRd= 116.660 kNm					
MEd= 24.115 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	38.463,6	kN	Mattr =	1.986,26	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	28.284,9	kN	NEd,lat=	2.329,7	kN
Mb'=	24.114,9	kNm	MEd,lat=	1.986,3	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	40.092,3	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	22.128,7	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,55	
τNb =	187,57	kN/m ²	D' =	5,448	m
τMb =	53,31	kN/m ²	Aeff =	99,87	m ²
τmax =	240,87	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	134,26	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	49,60	kN/m ²	φ =	25,00	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	20,7205	
τamm =	19,84	kN/m ²	Nq =	10,7	
flat =	0,082		c' =	75,0	kN/m ²
fbas =	0,918		p'v =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	4,39	kN/m ²	qlim =	2513,6	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 251.035 kN					
NRd,bas/γR,Base= 251.035 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 5.824 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 5.824 kN					
NRd= 256.860 kN					
NEd= 42.422 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 138.557 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 138.557 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 4.966 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 4.966 kNm					
MRd= 143.523 kNm					
MEd= 24.115 kNm					
MRd>MEd - Verificato					

- **SLU – STR (gr3) - Assenza di falda (Appr.1 Comb.1):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (STR)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
N _{Ed} [kN]:	H _{Ed} [kNm]:	M _{Ed} [kNm]:	
35.767	2.436	34.817	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	NO	Tipo di Verifica da Effettuare:	
Terreno:		SLU - A1 Comb1	
Peso specifico medio: $\gamma =$	20,00 kN/m ³	Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^d [°]=	
Peso specifico medio in falda: $\gamma' =$	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c^d [kN/m ²] =	
Battente d'acqua: Dh =	0,00 m	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] =	
Angolo di attrito (caratteristica): $\phi^k =$	25,00 °	Coefficienti di spinta:	
Coesione efficace: $c^k =$	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta attiva: $\lambda_a =$	0,406
Coesione non drenata: $c_{uk} =$	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: $\lambda_p =$	2,464
		Coefficiente di spinta a riposo: $\lambda_o =$	0,577
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. H _{Ed} da sommità terr.reagente: $h_1 = M/H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$		15,29	m
Braccio efficace di H _{Ed} rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$		19,29	m
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1 + 1/D) =$		11,70	m
$R = (b \cdot L^3 \cdot h^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q \cdot h)) =$		567,05	m ³
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$		6,705	m
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$		7,5810E-04	
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o \cdot tgw \cdot 100 =$		0,51	cm
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$		13,75	m
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$		1,55	cm
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma H} =$		5.959,87	kNm
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$		43.213	kNm
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$		8.013,68	kNm
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1 = (M - M_{attr}) / H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$		12,00	m
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$		16,00	m
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1 + 1/D) =$		11,70	m
$R = (b \cdot L^3 \cdot h^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q \cdot h)) =$		694,21	m ³
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$		7,611	m
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$		6,1924E-04	
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o \cdot tgw \cdot 100 =$		0,47	cm
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$		13,75	m
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$		1,32	cm
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma H} =$		6.058,07	kNm
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$		35.297	kNm
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$		1290,7	kN/m ²
Area efficace: $A_{eff} =$		38,7	m ²
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$		113,9	°
Base efficace: $h' = D/2 \cdot (1 - \cos(\phi/2)) =$		2,73	m
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) \cdot (D/2 - h') =$		13.606	kNm/m
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$		19,29	m
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$		345,7	kN/m ²
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$		510,3	kN/m ²
$h_2 =$		1,70	m
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) \cdot (h/2 - h_2) + \sigma_o \cdot h/2 =$		845,93	kN/m
$\gamma_R =$		1	
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R =$		845,9	kN/m
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$		208,2	kN/m
$(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):						
N =	35.767,2	kN	Mattr =	3.896,44	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 119.968 kN NRd,bas/γR,Base= 119.968 kN
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1		
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 8.063 kN NRd,lat/γR,Lat= 8.063 kN
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
Nb' =	35.767,2	kN	NEd,lat=	3.225,1	kN	NRd= 128.031 kN NEd= 49.904 kN NRd>NEd - Verificato
Mb' =	43.212,7	kNm	MEd,lat=	3.896,4	kNm	
h =	4,00	m	NEd,bas=	46.679,3	kN	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 101.045 kNm MRd,bas/γR,Base= 101.045 kNm
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	39.316,3	kNm	
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,84		Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 9.741 kNm MRd,lat/γR,Lat= 9.741 kNm
τNb =	237,19	kN/m ²	D' =	5,158	m	
τMb =	95,52	kN/m ²	Aeff =	92,95	m ²	MRd= 110.786 kNm MEd= 43.213 kNm MRd>MEd - Verificato
τmax =	332,71	kN/m ²	Do=	11,70	m	
τmin =	141,67	kN/m ²	Carico Limite di base:			
τlim =	75,00	kN/m ²	φ =	0	(°)	
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046		
τamm =	30,00	kN/m ²	Nq =	1,0		
flat =	0,090		Cu =	150,0	kN/m ²	
fbas =	0,910		pv =	180,0	kN/m ²	
τamm Mb=	8,61	kN/m ²	qlim =	1290,7	kN/m ²	
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):						
N =	35.767,2	kN	Mattr =	3.205,47	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 366.575 kN NRd,bas/γR,Base= 366.575 kN
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1		
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 6.633 kN NRd,lat/γR,Lat= 6.633 kN
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
Nb' =	35.767,2	kN	NEd,lat=	2.653,2	kN	NRd= 373.208 kN NEd= 49.904 kN NRd>NEd - Verificato
Mb' =	43.212,7	kNm	MEd,lat=	3.205,5	kNm	
h =	4,00	m	NEd,bas=	47.251,2	kN	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 310.376 kNm MRd,bas/γR,Base= 310.376 kNm
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	40.007,3	kNm	
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,85		Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 8.014 kNm MRd,lat/γR,Lat= 8.014 kNm
τNb =	237,19	kN/m ²	D' =	5,153	m	
τMb =	95,52	kN/m ²	Aeff =	92,84	m ²	MRd= 318.390 kNm MEd= 43.213 kNm MRd>MEd - Verificato
τmax =	332,71	kN/m ²	Do=	11,70	m	
τmin =	141,67	kN/m ²	Carico Limite di base:			
τlim =	61,70	kN/m ²	φ' =	25,00	(°)	
S.l. =	2,50		hpoz/D=	0,42		
τamm =	24,68	kN/m ²	Akc =	17,7		
flat =	0,074		γ' =	20,00	kN/m ³	
fbas =	0,926		D-e =	11,15	m	
τamm Mb=	7,09	kN/m ²	qlim =	3.948,3	kN/m ²	
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):						
N =	35.767,2	kN	Mattr =	3.205,47	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 322.470 kN NRd,bas/γR,Base= 322.470 kN
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1		
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 6.633 kN NRd,lat/γR,Lat= 6.633 kN
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
Nb' =	35.767,2	kN	NEd,lat=	2.653,2	kN	NRd= 329.103 kN NEd= 49.904 kN NRd>NEd - Verificato
Mb' =	43.212,7	kNm	MEd,lat=	3.205,5	kNm	
h =	4,00	m	NEd,bas=	47.251,2	kN	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 273.033 kNm MRd,bas/γR,Base= 273.033 kNm
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	40.007,3	kNm	
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,85		Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 8.014 kNm MRd,lat/γR,Lat= 8.014 kNm
τNb =	237,19	kN/m ²	D' =	5,153	m	
τMb =	95,52	kN/m ²	Aeff =	92,84	m ²	MRd= 281.046 kNm MEd= 43.213 kNm MRd>MEd - Verificato
τmax =	332,71	kN/m ²	Do=	11,70	m	
τmin =	141,67	kN/m ²	Carico Limite di base:			
τlim =	61,70	kN/m ²	φ =	25,00	(°)	
S.l. =	2,50		Nc =	20,7205		
τamm =	24,68	kN/m ²	Nq =	10,7		
flat =	0,074		c' =	75,0	kN/m ²	
fbas =	0,926		p'v =	180,0	kN/m ²	
τamm Mb=	7,09	kN/m ²	qlim =	3473,2	kN/m ²	

- **SLU – STR (gr3) - Presenza di falda (Appr.1 Comb.1):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (STR)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
N _{Ed} [kN]:		M _{Ed} [kNm]:	
35.767		34.817	
H _{Ed} [kNm]:			
2.436			
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	SI	Tipo di Verifica da Effettuare:	SLU - A1 Comb1
Terreno:		Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^d [°]=	25,00
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c^d [kN/m ²] =	75,00
Peso specifico medio in falda: γ' =	10,00 kN/m ³	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] =	150,00
Battente d'acqua: D_h =	9,00 m	Coefficients di spinta:	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^k =	25,00 °	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	0,406
Coesione efficace: c^k =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,464
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,577
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. H _{Ed} da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$		15,29	m
Braccio efficace di H _{Ed} rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$		19,29	m
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$		11,70	m
$R = (b \cdot L^3 \cdot h^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q \cdot h)) =$		567,05	m ³
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$		6,705	m
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$		7,5810E-04	
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o \cdot tgw \cdot 100 =$		0,51	cm
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$		13,75	m
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$		1,55	cm
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$		5.959,87	kNm
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$		43.213	kNm
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$		8.081,73	kNm
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$		11,98	m
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$		15,98	m
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$		11,70	m
$R = (b \cdot L^3 \cdot h^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q \cdot h)) =$		695,54	m ³
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$		7,621	m
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$		6,1806E-04	
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o \cdot tgw \cdot 100 =$		0,47	cm
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$		13,75	m
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$		1,32	cm
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$		6.058,91	kNm
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$		35.230	kNm
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$		1200,7	kN/m ²
Area efficace: $A_{eff} =$		33,1	m ²
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$		107,3	°
Base efficace: $h' = D/2 \cdot (1 - \cos(\phi/2)) =$		2,45	m
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) \cdot (D/2 - h') =$		11.766	kNm/m
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$		19,29	m
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$		242,8	kN/m ²
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$		325,1	kN/m ²
$h_2 =$		1,30	m
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) \cdot (h/2 - h_2) + \sigma_o \cdot h/2 =$		712,42	kN/m
$\gamma_R =$		1	
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R =$		712,4	kN/m
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$		208,2	kN/m
$(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	35.767,2	kN	Mattr =	4.888,15	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	25.588,5	kN	NEd,lat=	2.894,5	kN
Mb'=	43.212,7	kNm	MEd,lat=	4.888,1	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	36.831,1	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	38.324,6	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,04	
τNb =	169,69	kN/m ²	D' =	4,959	m
τMb =	95,52	kN/m ²	Aeff =	88,25	m ²
τmax =	265,21	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	74,17	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	75,00	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046	
τamm =	30,00	kN/m ²	Nq =	1,0	
flat =	0,113		Cu =	150,0	kN/m ²
fbas =	0,887		pv =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	10,81	kN/m ²	qlim =	1200,7	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 105.960 kN					
NRd,bas/γR,Base= 105.960 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 7.236 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 7.236 kN					
NRd= 113.196 kN					
NEd= 39.726 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 110.257 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 110.257 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 12.220 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 12.220 kNm					
MRd= 122.477 kNm					
MEd= 43.213 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	35.767,2	kN	Mattr =	3.232,69	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	25.588,5	kN	NEd,lat=	1.914,2	kN
Mb'=	43.212,7	kNm	MEd,lat=	3.232,7	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	37.811,4	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	39.980,0	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,06	
τNb =	169,69	kN/m ²	D' =	4,943	m
τMb =	95,52	kN/m ²	Aeff =	87,85	m ²
τmax =	265,21	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	74,17	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	49,60	kN/m ²	φ' =	25,00	(°)
S.l. =	2,50		hpoz/D=	0,42	
τamm =	19,84	kN/m ²	Akc =	17,7	
flat =	0,075		γ' =	10,00	kN/m ³
fbas =	0,925		D-e =	10,94	m
τamm Mb=	7,15	kN/m ²	qlim =	1.936,8	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 170.158 kN					
NRd,bas/γR,Base= 170.158 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 4.786 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 4.786 kN					
NRd= 174.943 kN					
NEd= 39.726 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 179.917 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 179.917 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 8.082 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 8.082 kNm					
MRd= 187.999 kNm					
MEd= 43.213 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	35.767,2	kN	Mattr =	3.232,69	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	25.588,5	kN	NEd,lat=	1.914,2	kN
Mb'=	43.212,7	kNm	MEd,lat=	3.232,7	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	37.811,4	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	39.980,0	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,06	
τNb =	169,69	kN/m ²	D' =	4,943	m
τMb =	95,52	kN/m ²	Aeff =	87,85	m ²
τmax =	265,21	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	74,17	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	49,60	kN/m ²	φ =	25,00	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	20,7205	
τamm =	19,84	kN/m ²	Nq =	10,7	
flat =	0,075		c' =	75,0	kN/m ²
fbas =	0,925		p'v =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	7,15	kN/m ²	qlim =	2513,6	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 220.830 kN					
NRd,bas/γR,Base= 220.830 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 4.786 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 4.786 kN					
NRd= 225.615 kN					
NEd= 39.726 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 233.495 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 233.495 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 8.082 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 8.082 kNm					
MRd= 241.577 kNm					
MEd= 43.213 kNm					
MRd>MEd - Verificato					

- **SLU – GEO (gr1) - Assenza di falda (Appr.1 Comb.2):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (GEO)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
N _{Ed} [kN]:	H _{Ed} [kNm]:	M _{Ed} [kNm]:	
31.789	1.050	16.158	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	NO	Tipo di Verifica da Effettuare:	
Terreno:		SLU - A1 Comb2	
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^d [°]=	
Peso specifico medio in falda: γ' =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c^d [kN/m ²] =	
Battente d'acqua: Dh =	0,00 m	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] =	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^k =	25,00 °	Coefficienti di spinta:	
Coesione efficace: c^k =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	0,482
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,075
		Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,650
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. H _{Ed} da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	16,39	m	
Braccio efficace di H _{Ed} rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	20,39	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9*D*(1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b*L*h^3+18*D*W)/(2*b*(3*q-h)) =$	534,44	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	6,473	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	3,4670E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0*tgw *100=$	0,22	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p+h_{plinto}+h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0+H_1)*tgw *100=$	0,70	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h}=$	2.554,81	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b=$	19.763	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr}=$	2.790,01	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	13,73	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	17,73	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9*D*(1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b*L*h^3+18*D*W)/(2*b*(3*q-h)) =$	621,05	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	7,090	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	2,9836E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0*tgw *100=$	0,21	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p+h_{plinto}+h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0+H_1)*tgw *100=$	0,62	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h}=$	2.589,00	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b=$	17.007	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim}=$	973,3	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff}=$	47,2	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi=$	123,1	°	
Base efficace: $h'=D/2*(1-\cos(\phi/2))=$	3,14	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv=(N_b/D)*(D/2-h')=$	10.940	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	20,39	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0}=$	248,8	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h}=$	376,2	kN/m ²	
$h_2=$	1,64	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L=p_{lim}(z=h)*(h/2-h_2)+\sigma_0*h/2=$	634,41	kN/m	
$\gamma_R=$	1,6		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R=$	396,5	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L=$	89,7	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):						
N =	31.789,3	kN	Mattr =	1.664,02	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 100.315 kN NRd,bas/γR,Base= 55.731 kN
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8		
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,45		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 6.692 kN NRd,lat/γR,Lat= 4.615 kN NRd= 60.346 kN NEd= 45.926 kN NRd>NEd - Verificato
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
Nb' =	31.789,3	kN	NEd,lat=	2.676,7	kN	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 41.978 kNm MRd,bas/γR,Base= 23.321 kNm
Mb' =	19.762,5	kNm	MEd,lat=	1.664,0	kNm	
h =	4,00	m	NEd,bas=	43.249,8	kN	Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 4.160 kNm MRd,lat/γR,Lat= 2.869 kNm MRd = 26.190 kNm MEd = 19.763 kNm MRd>MEd - Verificato
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	18.098,5	kNm	
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,42		Carico Limite di base: φ = 0 (°) Nc = 7,4046 Nq = 1,0 Cu = 107,1 kN/m ² pv = 180,0 kN/m ² qlim = 973,3 kN/m ²
τNb =	210,81	kN/m ²	D' =	5,582	m	
τMb =	43,68	kN/m ²	Aeff =	103,06	m ²	Portanza a Lungo termine (Berzantzev):
τmax =	254,49	kN/m ²	Do =	11,70	m	
τmin =	167,12	kN/m ²	Carico Limite di base:			Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 422.495 kN NRd,bas/γR,Base= 234.719 kN
τlim =	53,57	kN/m ²	φ =	0	(°)	
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 6.507 kN NRd,lat/γR,Lat= 4.488 kN NRd = 239.207 kN NEd = 45.926 kN NRd>NEd - Verificato
τamm =	21,43	kN/m ²	Nq =	1,0		
flat =	0,084		Cu =	107,1	kN/m ²	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 176.945 kNm MRd,bas/γR,Base= 98.303 kNm
fbas =	0,916		pv =	180,0	kN/m ²	
τamm Mb =	3,68	kN/m ²	qlim =	973,3	kN/m ²	Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 4.046 kNm MRd,lat/γR,Lat= 2.790 kNm MRd = 101.093 kNm MEd = 19.763 kNm MRd>MEd - Verificato

Portanza a Lungo termine (Berzantzev):						
N =	31.789,3	kN	Mattr =	1.618,21	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 422.495 kN NRd,bas/γR,Base= 234.719 kN
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8		
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,45		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 6.507 kN NRd,lat/γR,Lat= 4.488 kN NRd = 239.207 kN NEd = 45.926 kN NRd>NEd - Verificato
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
Nb' =	31.789,3	kN	NEd,lat=	2.603,0	kN	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 176.945 kNm MRd,bas/γR,Base= 98.303 kNm
Mb' =	19.762,5	kNm	MEd,lat=	1.618,2	kNm	
h =	4,00	m	NEd,bas=	43.323,5	kN	Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 4.046 kNm MRd,lat/γR,Lat= 2.790 kNm MRd = 101.093 kNm MEd = 19.763 kNm MRd>MEd - Verificato
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	18.144,3	kNm	
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,42		Carico Limite di base: φ' = 20,46 (°) hpoz/D= 0,42 Akc = 17,7 γ' = 20,00 kN/m ³ D-e = 11,58 m qlim = 4.099,7 kN/m ²
τNb =	210,81	kN/m ²	D' =	5,581	m	
τMb =	43,68	kN/m ²	Aeff =	103,05	m ²	Portanza a Lungo termine (Terzaghi):
τmax =	254,49	kN/m ²	Do =	11,70	m	
τmin =	167,12	kN/m ²	Carico Limite di base:			Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 218.676 kN NRd,bas/γR,Base= 121.487 kN
τlim =	52,10	kN/m ²	φ =	20,46	(°)	
S.l. =	2,50		Nc =	15,2732		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 6.507 kN NRd,lat/γR,Lat= 4.488 kN NRd = 125.975 kN NEd = 45.926 kN NRd>NEd - Verificato
τamm =	20,84	kN/m ²	Nq =	6,7		
flat =	0,082		c' =	60,0	kN/m ²	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 91.584 kNm MRd,bas/γR,Base= 50.880 kNm
fbas =	0,918		p'v =	180,0	kN/m ²	
τamm Mb =	3,58	kN/m ²	qlim =	4.099,7	kN/m ²	Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 4.046 kNm MRd,lat/γR,Lat= 2.790 kNm MRd = 53.670 kNm MEd = 19.763 kNm MRd>MEd - Verificato

Portanza a Lungo termine (Terzaghi):						
N =	31.789,3	kN	Mattr =	1.618,21	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 218.676 kN NRd,bas/γR,Base= 121.487 kN
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8		
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,45		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 6.507 kN NRd,lat/γR,Lat= 4.488 kN NRd = 125.975 kN NEd = 45.926 kN NRd>NEd - Verificato
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
Nb' =	31.789,3	kN	NEd,lat=	2.603,0	kN	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 91.584 kNm MRd,bas/γR,Base= 50.880 kNm
Mb' =	19.762,5	kNm	MEd,lat=	1.618,2	kNm	
h =	4,00	m	NEd,bas=	43.323,5	kN	Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 4.046 kNm MRd,lat/γR,Lat= 2.790 kNm MRd = 53.670 kNm MEd = 19.763 kNm MRd>MEd - Verificato
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	18.144,3	kNm	
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,42		Carico Limite di base: φ = 20,46 (°) Nc = 15,2732 Nq = 6,7 c' = 60,0 kN/m ² p'v = 180,0 kN/m ² qlim = 2122,0 kN/m ²
τNb =	210,81	kN/m ²	D' =	5,581	m	
τMb =	43,68	kN/m ²	Aeff =	103,05	m ²	Portanza a Lungo termine (Terzaghi):
τmax =	254,49	kN/m ²	Do =	11,70	m	
τmin =	167,12	kN/m ²	Carico Limite di base:			Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 218.676 kN NRd,bas/γR,Base= 121.487 kN
τlim =	52,10	kN/m ²	φ =	20,46	(°)	
S.l. =	2,50		Nc =	15,2732		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 6.507 kN NRd,lat/γR,Lat= 4.488 kN NRd = 125.975 kN NEd = 45.926 kN NRd>NEd - Verificato
τamm =	20,84	kN/m ²	Nq =	6,7		
flat =	0,082		c' =	60,0	kN/m ²	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 91.584 kNm MRd,bas/γR,Base= 50.880 kNm
fbas =	0,918		p'v =	180,0	kN/m ²	
τamm Mb =	3,58	kN/m ²	qlim =	2122,0	kN/m ²	Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 4.046 kNm MRd,lat/γR,Lat= 2.790 kNm MRd = 53.670 kNm MEd = 19.763 kNm MRd>MEd - Verificato

- **SLU – GEO (gr1) - Presenza di falda (Appr.1 Comb.2):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (GEO)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
N _{Ed} [kN]:	H _{Ed} [kNm]:	M _{Ed} [kNm]:	
31.789	1.050	16.158	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	SI	Tipo di Verifica da Effettuare: SLU - A1 Comb2	
Terreno:		Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^d [°]= 20,46	
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c^d [kN/m ²] = 60,00	
Peso specifico medio in falda: γ' =	10,00 kN/m ³	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] = 107,14	
Battente d'acqua: D_h =	9,00 m	Coefficients di spinta:	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^k =	25,00 °	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	0,482
Coesione efficace: c^k =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,075
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,650
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. H _{Ed} da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	16,39	m	
Braccio efficace di H _{Ed} rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	20,39	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q - h)) =$	534,44	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	6,473	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	3,4670E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o \cdot tgw \cdot 100 =$	0,22	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	0,70	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	2.554,81	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	19.763	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$	2.991,87	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	13,54	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	17,54	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q - h)) =$	628,41	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	7,143	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	2,9486E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o \cdot tgw \cdot 100 =$	0,21	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	0,62	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	2.591,48	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	16.807	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$	883,3	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff} =$	40,5	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$	115,9	°	
Base efficace: $h' = D/2 \cdot (1 - \cos(\phi/2)) =$	2,82	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) \cdot (D/2 - h') =$	9.481	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	20,39	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$	169,2	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$	232,9	kN/m ²	
$h_2 =$	1,16	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) \cdot (h/2 - h_2) + \sigma_o \cdot h/2 =$	534,61	kN/m	
$\gamma_R =$	1,6		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R =$	334,1	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$	89,7	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	31.789,3	kN	Mattr =	2.264,69	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	21.610,5	kN	NEd,lat=	2.476,5	kN
Mb'=	19.762,5	kNm	MEd,lat=	2.264,7	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	33.271,2	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	17.497,8	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,53	
τNb =	143,31	kN/m ²	D' =	5,474	m
τMb =	43,68	kN/m ²	Aeff =	100,49	m ²
τmax =	186,99	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	99,62	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	53,57	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046	
τamm =	21,43	kN/m ²	Nq =	1,0	
flat =	0,115		Cu =	107,1	kN/m ²
fbas =	0,885		pv =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	5,01	kN/m ²	qlim =	883,3	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 88.769 kN					
NRd,bas/γR,Base= 49.316 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 6.191 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 4.270 kN					
NRd= 53.586 kN					
NEd= 35.748 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 46.685 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 25.936 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 5.662 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 3.905 kNm					
MRd= 29.841 kNm					
MEd= 19.763 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	31.789,3	kN	Mattr =	1.735,28	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	21.610,5	kN	NEd,lat=	1.897,5	kN
Mb'=	19.762,5	kNm	MEd,lat=	1.735,3	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	33.850,1	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	18.027,2	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,53	
τNb =	143,31	kN/m ²	D' =	5,467	m
τMb =	43,68	kN/m ²	Aeff =	100,33	m ²
τmax =	186,99	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	99,62	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	41,05	kN/m ²	φ' =	20,46	(°)
S.l. =	2,50		hpoz/D=	0,42	
τamm =	16,42	kN/m ²	Akc =	17,7	
flat =	0,088		γ' =	10,00	kN/m ³
fbas =	0,912		D-e =	11,47	m
τamm Mb=	3,84	kN/m ²	qlim =	2.029,7	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 203.649 kN					
NRd,bas/γR,Base= 113.138 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 4.744 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 3.272 kN					
NRd= 116.410 kN					
NEd= 35.748 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 108.455 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 60.253 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 4.338 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 2.992 kNm					
MRd= 63.245 kNm					
MEd= 19.763 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	31.789,3	kN	Mattr =	1.735,28	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	21.610,5	kN	NEd,lat=	1.897,5	kN
Mb'=	19.762,5	kNm	MEd,lat=	1.735,3	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	33.850,1	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	18.027,2	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,53	
τNb =	143,31	kN/m ²	D' =	5,467	m
τMb =	43,68	kN/m ²	Aeff =	100,33	m ²
τmax =	186,99	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	99,62	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	41,05	kN/m ²	φ =	20,46	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	15,2732	
τamm =	16,42	kN/m ²	Nq =	6,7	
flat =	0,088		c' =	60,0	kN/m ²
fbas =	0,912		p'v =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	3,84	kN/m ²	qlim =	1519,2	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 152.423 kN					
NRd,bas/γR,Base= 84.679 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 4.744 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 3.272 kN					
NRd= 87.951 kN					
NEd= 35.748 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 81.174 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 45.097 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 4.338 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 2.992 kNm					
MRd= 48.089 kNm					
MEd= 19.763 kNm					
MRd>MEd - Verificato					

- **SLU – GEO (gr3) - Assenza di falda (Appr.1 Comb.2):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (GEO)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
NEd [kN]:	HEd [kNm]:	MEd [kNm]:	
29.074	2.100	29.289	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	NO	Tipo di Verifica da Effettuare:	SLU - A1 Comb2
Terreno:		Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_d' [°]=	20,46
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c_d' [kN/m ²] =	60,00
Peso specifico medio in falda: γ' =	20,00 kN/m ³	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] =	107,14
Battente d'acqua: Dh =	0,00 m	Coefficients di spinta:	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_k' =	25,00 °	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	0,482
Coesione efficace: c_k' =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,075
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,650
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. HEd da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	14,95	m	
Braccio efficace di HEd rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	18,95	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9*D*(1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b*L*h^3+18*D*W)/(2*b*(3*q-h)) =$	578,18	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	6,785	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	6,4096E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0*tgw *100=$	0,43	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p+h_{plinto}+h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0+H_1)*tgw *100=$	1,32	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\phi h}=$	5.146,71	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b=$	36.535	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr}=$	4.798,45	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	12,66	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	16,66	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9*D*(1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b*L*h^3+18*D*W)/(2*b*(3*q-h)) =$	664,36	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	7,399	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	5,5781E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0*tgw *100=$	0,41	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p+h_{plinto}+h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0+H_1)*tgw *100=$	1,18	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\phi h}=$	5.205,52	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b=$	31.796	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim}=$	973,3	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff}=$	44,4	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi=$	120,2	°	
Base efficace: $h'=D/2*(1-\cos(\phi/2))=$	3,01	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $m_v=(N_b/D)*(D/2-h')=$	10.773	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	18,95	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0}=$	248,8	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=h}=$	376,2	kN/m ²	
$h_2=$	1,53	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L=p_{lim}(z=h)*(h/2-h_2)+\sigma_0*h/2=$	676,16	kN/m	
$\gamma_R=$	1,6		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R=$	422,6	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L=$	179,5	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):						
N =	29.073,6	kN	M _{attr} =	2.861,90	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NR _{d,bas} = 90.926 kN NR _{d,bas} /γ _{R,Base} = 50.514 kN
P _p =	14.137,2	kN	γ _R (Base)=	1,8		
D _h =	0,00	m	γ _R (Laterale)=	1,45		Portanza per Attrito Laterale: NR _{d,lat} = 5.693 kN NR _{d,lat} /γ _{R,Lat} = 3.927 kN NR _d = 54.441 kN NE _d = 43.211 kN NR _d >NE _d - Verificato
H _{idr} =	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
N _b ' =	29.073,6	kN	NE _{d,lat} =	2.277,4	kN	
M _b ' =	36.535,5	kNm	ME _{d,lat} =	2.861,9	kNm	
h =	4,00	m	NE _{d,bas} =	40.933,4	kN	
S _{lat} =	150,80	m ²	ME _{d,bas} =	33.673,6	kNm	
W _{lat} =	452,39	m ³	e =	0,82		
τ _{Nb} =	192,80	kN/m ²	D' =	5,177	m	
τ _{Mb} =	80,76	kN/m ²	A _{eff} =	93,42	m ²	
τ _{max} =	273,56	kN/m ²	Do =	11,70	m	
τ _{min} =	112,04	kN/m ²	Carico Limite di base:			
τ _{lim} =	53,57	kN/m ²	φ =	0	(°)	
S.I. =	2,50		N _c =	7,4046		
t _{amm} =	21,43	kN/m ²	N _q =	1,0		
f _{lat} =	0,078		C _u =	107,1	kN/m ²	
f _{bas} =	0,922		p _v =	180,0	kN/m ²	
t _{amm Mb} =	6,33	kN/m ²	q _{lim} =	973,3	kN/m ²	
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):						
N =	29.073,6	kN	M _{attr} =	2.783,10	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NR _{d,bas} = 369.542 kN NR _{d,bas} /γ _{R,Base} = 205.301 kN
P _p =	14.137,2	kN	γ _R (Base)=	1,8		
D _h =	0,00	m	γ _R (Laterale)=	1,45		Portanza per Attrito Laterale: NR _{d,lat} = 5.537 kN NR _{d,lat} /γ _{R,Lat} = 3.818 kN NR _d = 209.120 kN NE _d = 43.211 kN NR _d >NE _d - Verificato
H _{idr} =	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
N _b ' =	29.073,6	kN	NE _{d,lat} =	2.214,7	kN	
M _b ' =	36.535,5	kNm	ME _{d,lat} =	2.783,1	kNm	
h =	4,00	m	NE _{d,bas} =	40.996,1	kN	
S _{lat} =	150,80	m ²	ME _{d,bas} =	33.752,4	kNm	
W _{lat} =	452,39	m ³	e =	0,82		
τ _{Nb} =	192,80	kN/m ²	D' =	5,177	m	
τ _{Mb} =	80,76	kN/m ²	A _{eff} =	93,40	m ²	
τ _{max} =	273,56	kN/m ²	Do =	11,70	m	
τ _{min} =	112,04	kN/m ²	Carico Limite di base:			
τ _{lim} =	52,10	kN/m ²	φ' =	20,46	(°)	
S.I. =	2,50		h _{poz} /D =	0,42		
t _{amm} =	20,84	kN/m ²	A _{kc} =	17,7		
f _{lat} =	0,076		γ' =	20,00	kN/m ³	
f _{bas} =	0,924		D-e =	11,18	m	
t _{amm Mb} =	6,15	kN/m ²	q _{lim} =	3.956,5	kN/m ²	
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):						
N =	29.073,6	kN	M _{attr} =	2.783,10	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NR _{d,bas} = 198.191 kN NR _{d,bas} /γ _{R,Base} = 110.106 kN
P _p =	14.137,2	kN	γ _R (Base)=	1,8		
D _h =	0,00	m	γ _R (Laterale)=	1,45		Portanza per Attrito Laterale: NR _{d,lat} = 5.537 kN NR _{d,lat} /γ _{R,Lat} = 3.818 kN NR _d = 113.925 kN NE _d = 43.211 kN NR _d >NE _d - Verificato
H _{idr} =	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
N _b ' =	29.073,6	kN	NE _{d,lat} =	2.214,7	kN	
M _b ' =	36.535,5	kNm	ME _{d,lat} =	2.783,1	kNm	
h =	4,00	m	NE _{d,bas} =	40.996,1	kN	
S _{lat} =	150,80	m ²	ME _{d,bas} =	33.752,4	kNm	
W _{lat} =	452,39	m ³	e =	0,82		
τ _{Nb} =	192,80	kN/m ²	D' =	5,177	m	
τ _{Mb} =	80,76	kN/m ²	A _{eff} =	93,40	m ²	
τ _{max} =	273,56	kN/m ²	Do =	11,70	m	
τ _{min} =	112,04	kN/m ²	Carico Limite di base:			
τ _{lim} =	52,10	kN/m ²	φ =	20,46	(°)	
S.I. =	2,50		N _c =	15,2732		
t _{amm} =	20,84	kN/m ²	N _q =	6,7		
f _{lat} =	0,076		c' =	60,0	kN/m ²	
f _{bas} =	0,924		p'v =	180,0	kN/m ²	
t _{amm Mb} =	6,15	kN/m ²	q _{lim} =	2122,0	kN/m ²	

- **SLU – GEO (gr3) - Presenza di falda (Appr.1 Comb.2):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (GEO)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
NEd [kN]:		HEd [kNm]:	
29.074		2.100	
		MEd [kNm]:	
		29.289	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	SI	Tipo di Verifica da Effettuare:	SLU - A1 Comb2
Terreno:		Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_d' [°]=	20,46
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c_d' [kN/m ²] =	60,00
Peso specifico medio in falda: γ' =	10,00 kN/m ³	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] =	107,14
Battente d'acqua: Dh =	9,00 m	Coefficients di spinta:	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_k' =	25,00 °	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	0,482
Coesione efficace: c_k' =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,075
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,650
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. HEd da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	14,95	m	
Braccio efficace di HEd rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	18,95	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L \cdot h^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q \cdot h)) =$	578,18	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	6,785	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	6,4096E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 \cdot tgw \cdot 100=$	0,43	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) \cdot tgw \cdot 100=$	1,32	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	5.146,71	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	36.535	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$	5.019,33	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	12,56	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	16,56	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L \cdot h^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q \cdot h)) =$	668,95	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	7,431	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	5,5398E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 \cdot tgw \cdot 100=$	0,41	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) \cdot tgw \cdot 100=$	1,17	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	5.208,22	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	31.578	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$	883,3	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff} =$	37,4	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$	112,5	°	
Base efficace: $h' = D/2 \cdot (1 - \cos(\phi/2)) =$	2,66	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) \cdot (D/2 - h') =$	9.180	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	18,95	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$	169,2	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$	232,9	kN/m ²	
$h_2 =$	1,05	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) \cdot (h/2 - h_2) + \sigma_0 \cdot h/2 =$	560,43	kN/m	
$\gamma_R =$	1,6		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R =$	350,3	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$	179,5	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	29.073,6	kN	Mattr =	3.799,38	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	18.894,8	kN	NEd,lat=	1.964,9	kN
Mb'=	36.535,5	kNm	MEd,lat=	3.799,4	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	31.067,1	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	32.736,1	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,05	
τNb =	125,30	kN/m ²	D' =	4,946	m
τMb =	80,76	kN/m ²	Aeff =	87,94	m ²
τmax =	206,06	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	44,54	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	53,57	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046	
τamm =	21,43	kN/m ²	Nq =	1,0	
flat =	0,104		Cu =	107,1	kN/m ²
fbas =	0,896		pv =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	8,40	kN/m ²	qlim =	883,3	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 77.680 kN					
NRd,bas/γR,Base= 43.156 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 4.912 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 3.388 kN					
NRd= 46.543 kN					
NEd= 33.032 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 81.853 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 45.474 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 9.498 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 6.551 kNm					
MRd= 52.025 kNm					
MEd= 36.535 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	29.073,6	kN	Mattr =	2.911,21	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	18.894,8	kN	NEd,lat=	1.505,6	kN
Mb'=	36.535,5	kNm	MEd,lat=	2.911,2	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	31.526,4	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	33.624,3	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,07	
τNb =	125,30	kN/m ²	D' =	4,933	m
τMb =	80,76	kN/m ²	Aeff =	87,64	m ²
τmax =	206,06	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	44,54	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	41,05	kN/m ²	φ' =	20,46	(°)
S.l. =	2,50		hpoz/D=	0,42	
τamm =	16,42	kN/m ²	Akc =	17,7	
flat =	0,080		γ' =	10,00	kN/m ³
fbas =	0,920		D-e =	10,93	m
τamm Mb=	6,44	kN/m ²	qlim =	1.935,2	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 169.595 kN					
NRd,bas/γR,Base= 94.219 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 3.764 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 2.596 kN					
NRd= 96.815 kN					
NEd= 33.032 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 180.880 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 100.489 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 7.278 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 5.019 kNm					
MRd= 105.508 kNm					
MEd= 36.535 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	29.073,6	kN	Mattr =	2.911,21	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	18.894,8	kN	NEd,lat=	1.505,6	kN
Mb'=	36.535,5	kNm	MEd,lat=	2.911,2	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	31.526,4	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	33.624,3	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,07	
τNb =	125,30	kN/m ²	D' =	4,933	m
τMb =	80,76	kN/m ²	Aeff =	87,64	m ²
τmax =	206,06	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	44,54	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	41,05	kN/m ²	φ =	20,46	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	15,2732	
τamm =	16,42	kN/m ²	Nq =	6,7	
flat =	0,080		c' =	60,0	kN/m ²
fbas =	0,920		p'v =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	6,44	kN/m ²	qlim =	1519,2	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 133.134 kN					
NRd,bas/γR,Base= 73.963 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 3.764 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 2.596 kN					
NRd= 76.559 kN					
NEd= 33.032 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 141.993 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 78.885 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 7.278 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 5.019 kNm					
MRd= 83.904 kNm					
MEd= 36.535 kNm					
MRd>MEd - Verificato					

- **SLU – GEO (gr1) - Assenza di falda (Appr.2):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (GEO)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
N _{Ed} [kN]:	H _{Ed} [kNm]:	M _{Ed} [kNm]:	
31.789	1.050	16.158	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	NO	Tipo di Verifica da Effettuare:	
Terreno:		SLU - A2	
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_d' [°]=	
Peso specifico medio in falda: γ' =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c_d' [kN/m ²] =	
Battente d'acqua: Dh =	0,00 m	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] =	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_k' =	25,00 °	Coefficienti di spinta:	
Coesione efficace: c_k' =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	0,406
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,464
		Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,577
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. H _{Ed} da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	16,39	m	
Braccio efficace di H _{Ed} rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	20,39	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q - h)) =$	534,44	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	6,473	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	3,4670E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 \cdot tgw \cdot 100 =$	0,22	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	0,70	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	2.554,81	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	19.763	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$	4.166,32	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	12,42	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	16,42	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q - h)) =$	675,00	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	7,474	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	2,7451E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 \cdot tgw \cdot 100 =$	0,21	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	0,58	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	2.605,87	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	15.647	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$	1290,7	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff} =$	35,6	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$	110,4	°	
Base efficace: $h' = D/2 \cdot (1 - \cos(\phi/2)) =$	2,57	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) \cdot (D/2 - h') =$	13.113	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	20,39	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$	345,7	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$	510,3	kN/m ²	
$h_2 =$	1,84	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) \cdot (h/2 - h_2) + \sigma_0 \cdot h/2 =$	772,06	kN/m	
$\gamma_R =$	1,3		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R =$	593,9	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$	89,7	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	31.789,3	kN	Mattr =	2.329,63	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	2,23	
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,15	
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	31.789,3	kN	NEd,lat=	3.747,4	kN
Mb' =	19.762,5	kNm	MEd,lat=	2.329,6	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	42.179,1	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	17.432,9	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,41	
τNb =	210,81	kN/m ²	D' =	5,587	m
τMb =	43,68	kN/m ²	Aeff =	103,19	m ²
τmax =	254,49	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	167,12	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	75,00	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046	
τamm =	30,00	kN/m ²	Nq =	1,0	
flat =	0,118		Cu =	150,0	kN/m ²
fbas =	0,882		pv =	180,0	kN/m ²
τamm Mb =	5,15	kN/m ²	qlim =	1290,7	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 133.180 kN					
NRd,bas/γR,Base = 59.722 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 9.368 kN					
NRd,lat/γR,Lat = 8.146 kN					
NRd = 67.868 kN					
NEd = 45.926 kN					
NRd > NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 55.044 kNm					
MRd,bas/γR,Base = 24.684 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 5.824 kNm					
MRd,lat/γR,Lat = 5.064 kNm					
MRd = 29.748 kNm					
MEd = 19.763 kNm					
MRd > MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	31.789,3	kN	Mattr =	1.916,51	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	2,23	
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,15	
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	31.789,3	kN	NEd,lat=	3.082,8	kN
Mb' =	19.762,5	kNm	MEd,lat=	1.916,5	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	42.843,6	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	17.846,0	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,42	
τNb =	210,81	kN/m ²	D' =	5,583	m
τMb =	43,68	kN/m ²	Aeff =	103,11	m ²
τmax =	254,49	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	167,12	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	61,70	kN/m ²	φ' =	25,00	(°)
S.l. =	2,50		hpoz/D =	0,42	
τamm =	24,68	kN/m ²	Akc =	17,7	
flat =	0,097		γ' =	20,00	kN/m ³
fbas =	0,903		D-e =	11,58	m
τamm Mb =	4,24	kN/m ²	qlim =	4.100,5	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 422.801 kN					
NRd,bas/γR,Base = 189.597 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 7.707 kN					
NRd,lat/γR,Lat = 6.702 kN					
NRd = 196.299 kN					
NEd = 45.926 kN					
NRd > NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 176.113 kNm					
MRd,bas/γR,Base = 78.974 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 4.791 kNm					
MRd,lat/γR,Lat = 4.166 kNm					
MRd = 83.141 kNm					
MEd = 19.763 kNm					
MRd > MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	31.789,3	kN	Mattr =	1.916,51	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	2,23	
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,15	
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	31.789,3	kN	NEd,lat=	3.082,8	kN
Mb' =	19.762,5	kNm	MEd,lat=	1.916,5	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	42.843,6	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	17.846,0	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,42	
τNb =	210,81	kN/m ²	D' =	5,583	m
τMb =	43,68	kN/m ²	Aeff =	103,11	m ²
τmax =	254,49	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	167,12	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	61,70	kN/m ²	φ =	25,00	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	20,7205	
τamm =	24,68	kN/m ²	Nq =	10,7	
flat =	0,097		c' =	75,0	kN/m ²
fbas =	0,903		p'v =	180,0	kN/m ²
τamm Mb =	4,24	kN/m ²	qlim =	3473,2	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 358.119 kN					
NRd,bas/γR,Base = 160.592 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 7.707 kN					
NRd,lat/γR,Lat = 6.702 kN					
NRd = 167.293 kN					
NEd = 45.926 kN					
NRd > NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 149.170 kNm					
MRd,bas/γR,Base = 66.893 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 4.791 kNm					
MRd,lat/γR,Lat = 4.166 kNm					
MRd = 71.059 kNm					
MEd = 19.763 kNm					
MRd > MEd - Verificato					

- **SLU – GEO (gr1) - Presenza di falda (Appr.2):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (GEO)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
N _{Ed} [kN]:	H _{Ed} [kNm]:	M _{Ed} [kNm]:	
31.789	1.050	16.158	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	SI	Tipo di Verifica da Effettuare:	
Terreno:		SLU - A2	
Peso specifico medio: $\gamma =$	20,00 kN/m ³	Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^d [°]=	
Peso specifico medio in falda: $\gamma' =$	10,00 kN/m ³	Coesione efficace: c^d [kN/m ²] =	
Battente d'acqua: Dh =	9,00 m	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] =	
Angolo di attrito (caratteristica): $\phi^k =$	25,00 °	Coefficients di spinta:	
Coesione efficace: $c^k =$	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta attiva: $\lambda_a =$	0,406
Coesione non drenata: $c_{uk} =$	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: $\lambda_p =$	2,464
		Coefficiente di spinta a riposo: $\lambda_o =$	0,577
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. H _{Ed} da sommità terr.reagente: $h_1 = M/H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$	16,39	m	
Braccio efficace di H _{Ed} rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$	20,39	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 * D * (1 + 1/D) =$	11,70	m	
$R = (b * L * h^3 + 18 * D * W) / (2 * b * (3 * q - h)) =$	534,44	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	6,473	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	3,4670E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o * tgw * 100 =$	0,22	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) * tgw * 100 =$	0,70	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	2.554,81	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	19.763	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$	4.558,26	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1 = (M - M_{attr}) / H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$	12,05	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$	16,05	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 * D * (1 + 1/D) =$	11,70	m	
$R = (b * L * h^3 + 18 * D * W) / (2 * b * (3 * q - h)) =$	692,13	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	7,596	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	2,6772E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o * tgw * 100 =$	0,20	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) * tgw * 100 =$	0,57	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	2.610,67	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	15.260	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$	1200,7	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff} =$	29,8	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$	103,2	°	
Base efficace: $h' = D/2 * (1 - \cos(\phi/2)) =$	2,27	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) * (D/2 - h') =$	11.106	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	20,39	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$	242,8	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$	325,1	kN/m ²	
$h_2 =$	1,53	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) * (h/2 - h_2) + \sigma_o * h/2 =$	638,29	kN/m	
$\gamma_R =$	1,3		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R =$	491,0	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$	89,7	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	31.789,3	kN	Mattr =	3.170,57	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	2,23	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,15	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	21.610,5	kN	NEd,lat=	3.467,0	kN
Mb'=	19.762,5	kNm	MEd,lat=	3.170,6	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	32.280,6	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	16.592,0	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,51	
τNb =	143,31	kN/m ²	D' =	5,486	m
τMb =	43,68	kN/m ²	Aeff =	100,78	m ²
τmax =	186,99	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	99,62	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	75,00	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046	
τamm =	30,00	kN/m ²	Nq =	1,0	
flat =	0,160		Cu =	150,0	kN/m ²
fbas =	0,840		pv =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	7,01	kN/m ²	qlim =	1200,7	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 121.001 kN					
NRd,bas/γR,Base= 54.260 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 8.668 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 7.537 kN					
NRd= 61.798 kN					
NEd= 35.748 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 62.193 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 27.889 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 7.926 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 6.893 kNm					
MRd= 34.782 kNm					
MEd= 19.763 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	31.789,3	kN	Mattr =	2.096,80	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	2,23	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,15	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	21.610,5	kN	NEd,lat=	2.292,9	kN
Mb'=	19.762,5	kNm	MEd,lat=	2.096,8	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	33.454,8	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	17.665,7	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,53	
τNb =	143,31	kN/m ²	D' =	5,472	m
τMb =	43,68	kN/m ²	Aeff =	100,44	m ²
τmax =	186,99	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	99,62	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	49,60	kN/m ²	φ' =	25,00	(°)
S.l. =	2,50		hpoz/D=	0,42	
τamm =	19,84	kN/m ²	Akc =	17,7	
flat =	0,106		γ' =	10,00	kN/m ³
fbas =	0,894		D-e =	11,47	m
τamm Mb=	4,63	kN/m ²	qlim =	2.030,5	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 203.948 kN					
NRd,bas/γR,Base= 91.457 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 5.732 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 4.985 kN					
NRd= 96.441 kN					
NEd= 35.748 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 107.694 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 48.293 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 5.242 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 4.558 kNm					
MRd= 52.852 kNm					
MEd= 19.763 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	31.789,3	kN	Mattr =	2.096,80	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	2,23	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,15	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	21.610,5	kN	NEd,lat=	2.292,9	kN
Mb'=	19.762,5	kNm	MEd,lat=	2.096,8	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	33.454,8	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	17.665,7	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,53	
τNb =	143,31	kN/m ²	D' =	5,472	m
τMb =	43,68	kN/m ²	Aeff =	100,44	m ²
τmax =	186,99	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	99,62	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	49,60	kN/m ²	φ =	25,00	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	20,7205	
τamm =	19,84	kN/m ²	Nq =	10,7	
flat =	0,106		c' =	75,0	kN/m ²
fbas =	0,894		p'v =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	4,63	kN/m ²	qlim =	2513,6	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 252.471 kN					
NRd,bas/γR,Base= 113.216 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 5.732 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 4.985 kN					
NRd= 118.200 kN					
NEd= 35.748 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 133.317 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 59.783 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 5.242 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 4.558 kNm					
MRd= 64.341 kNm					
MEd= 19.763 kNm					
MRd>MEd - Verificato					

- **SLU – GEO (gr3) - Assenza di falda (Appr.2):**

Sollecitazione Considerata:				
Stato Limite:		SLU - (GEO)		
Sollecitazioni in testa al pozzo:				
N _{Ed} [kN]:		M _{Ed} [kNm]:		
29.074		29.289		
H _{Ed} [kNm]:		M _{Ed} [kNm]:		
2.100		29.289		
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:		
Falda:	NO		Tipo di Verifica da Effettuare:	
Terreno:		SLU - A2		
Peso specifico medio: γ =	20,00	kN/m ³	Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_d' [°]=	
Peso specifico medio in falda: γ' =	20,00	kN/m ³	Coesione efficace: c_d' [kN/m ²] =	
Battente d'acqua: Dh =	0,00	m	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] =	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_k' =	25,00	°	Coefficients di spinta:	
Coesione efficace: c_k' =	75,00	kN/m ²	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	0,406
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00	kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,464
			Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,577
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:				
Dist. H _{Ed} da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$		14,95	m	
Braccio efficace di H _{Ed} rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$		18,95	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9*D*(1+1/D) =$		11,70	m	
$R = (b*L*h^3+18*D*W)/(2*b*(3*q-h)) =$		578,18	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$		6,785	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$		6,4096E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0*tgw *100=$		0,43	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p+h_{plinto}+h_{t,noreagente} =$		13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0+H_1)*tgw *100=$		1,32	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h}=$		5.146,71	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b=$		36.535	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:				
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr}=$		7.165,53	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$		11,53	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$		15,53	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9*D*(1+1/D) =$		11,70	m	
$R = (b*L*h^3+18*D*W)/(2*b*(3*q-h)) =$		717,09	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$		7,774	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$		5,1679E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0*tgw *100=$		0,40	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p+h_{plinto}+h_{t,noreagente} =$		13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0+H_1)*tgw *100=$		1,11	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h}=$		5.234,52	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b=$		29.458	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:				
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim}=$		1290,7	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff}=$		33,5	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi=$		107,8	°	
Base efficace: $h'=D/2*(1-\cos(\phi/2))=$		2,47	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv=(N_b/D)*(D/2-h')=$		12.726	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$		18,95	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0}=$		345,7	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h}=$		510,3	kN/m ²	
$h_2=$		1,76	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L=p_{lim}(z=h)*(h/2-h_2)+\sigma_0*h/2=$		812,90	kN/m	
$\gamma_R=$		1,3		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R=$		625,3	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L=$		179,5	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R > H_d/L$ - Verificato				

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):						
N =	29.073,6	kN	Mattr =	4.006,66	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 120.873 kN NRd,bas/γR,Base= 54.203 kN
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	2,23		
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,15		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 7.971 kN NRd,lat/γR,Lat= 6.931 kN NRd= 61.135 kN NEd= 43.211 kN NRd>NEd - Verificato
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
Nb'=	29.073,6	kN	NEd,lat=	3.188,4	kN	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 98.242 kNm MRd,bas/γR,Base= 44.055 kNm
Mb'=	36.535,5	kNm	MEd,lat=	4.006,7	kNm	
h=	4,00	m	NEd,bas=	40.022,4	kN	Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 10.017 kNm MRd,lat/γR,Lat= 8.710 kNm MRd = 52.765 kNm MEd= 36.535 kNm MRd>MEd - Verificato
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	32.528,8	kNm	
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,81		Carico Limite di base: φ = 0 (°) Nc = 7,4046 Nq = 1,0 Cu = 150,0 kN/m ² pv = 180,0 kN/m ² qlim = 1290,7 kN/m ²
τNb =	192,80	kN/m ²	D' =	5,187	m	
τMb =	80,76	kN/m ²	Aeff =	93,65	m ²	Portanza a Lungo termine (Berzantzev):
τmax =	273,56	kN/m ²	Do=	11,70	m	
τmin =	112,04	kN/m ²	Carico Limite di base:			Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 370.096 kN NRd,bas/γR,Base= 165.963 kN
τlim =	75,00	kN/m ²	φ' =	25,00	(°)	
S.l. =	2,50		hpoz/D=	0,42		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 6.557 kN NRd,lat/γR,Lat= 5.702 kN NRd= 171.665 kN NEd= 43.211 kN NRd>NEd - Verificato
τamm =	30,00	kN/m ²	Akc =	17,7		
flat =	0,110		γ' =	20,00	kN/m ³	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 303.090 kNm MRd,bas/γR,Base= 135.915 kNm
fbas =	0,890		D-e =	11,18	m	
τamm Mb=	8,86	kN/m ²	qlim =	3.958,1	kN/m ²	Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 8.240 kNm MRd,lat/γR,Lat= 7.166 kNm MRd = 143.080 kNm MEd= 36.535 kNm MRd>MEd - Verificato
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):						
N =	29.073,6	kN	Mattr =	3.296,14	kNm	Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 324.760 kN NRd,bas/γR,Base= 145.632 kN
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	2,23		
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,15		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 6.557 kN NRd,lat/γR,Lat= 5.702 kN NRd= 151.334 kN NEd= 43.211 kN NRd>NEd - Verificato
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:			
Nb'=	29.073,6	kN	NEd,lat=	2.622,9	kN	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 265.962 kNm MRd,bas/γR,Base= 119.265 kNm
Mb'=	36.535,5	kNm	MEd,lat=	3.296,1	kNm	
h=	4,00	m	NEd,bas=	40.587,8	kN	Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 8.240 kNm MRd,lat/γR,Lat= 7.166 kNm MRd = 126.431 kNm MEd= 36.535 kNm MRd>MEd - Verificato
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	33.239,3	kNm	
Wlat =	452,39	m ³	e =	0,82		Carico Limite di base: φ = 25,00 (°) Nc = 20,7205 Nq = 10,7 c' = 75,0 kN/m ² p'v = 180,0 kN/m ² qlim = 3473,2 kN/m ²
τNb =	192,80	kN/m ²	D' =	5,181	m	
τMb =	80,76	kN/m ²	Aeff =	93,50	m ²	Portanza a Lungo termine (Terzaghi):
τmax =	273,56	kN/m ²	Do=	11,70	m	
τmin =	112,04	kN/m ²	Carico Limite di base:			Portanza di Base del Pozzo: NRd,bas = 324.760 kN NRd,bas/γR,Base= 145.632 kN
τlim =	61,70	kN/m ²	φ' =	25,00	(°)	
S.l. =	2,50		hpoz/D=	0,42		Portanza per Attrito Laterale: NRd,lat = 6.557 kN NRd,lat/γR,Lat= 5.702 kN NRd= 151.334 kN NEd= 43.211 kN NRd>NEd - Verificato
τamm =	24,68	kN/m ²	Akc =	17,7		
flat =	0,090		γ' =	20,00	kN/m ³	Momento di Base del Pozzo: MRd,bas = 265.962 kNm MRd,bas/γR,Base= 119.265 kNm
fbas =	0,910		D-e =	11,18	m	
τamm Mb=	7,29	kN/m ²	qlim =	3.958,1	kN/m ²	Momento di Attrito Laterale: MRd,lat = 8.240 kNm MRd,lat/γR,Lat= 7.166 kNm MRd = 126.431 kNm MEd= 36.535 kNm MRd>MEd - Verificato

- **SLU – GEO (gr3) - Presenza di falda (Apr.2):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLU - (GEO)	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
N _{Ed} [kN]:	H _{Ed} [kNm]:	M _{Ed} [kNm]:	
29.074	2.100	29.289	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	SI	Tipo di Verifica da Effettuare:	
Terreno:		SLU - A2	
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^d [°]=	
Peso specifico medio in falda: γ' =	10,00 kN/m ³	Coesione efficace: c^d [kN/m ²] =	
Battente d'acqua: Dh =	9,00 m	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] =	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ^k =	25,00 °	Coefficienti di spinta:	
Coesione efficace: c^k =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	0,406
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,464
		Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,577
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. H _{Ed} da sommità terr.reagente: $h_1 = M/H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$	14,95	m	
Braccio efficace di H _{Ed} rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$	18,95	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1 + 1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q - h)) =$	578,18	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	6,785	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	6,4096E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o \cdot tgw \cdot 100 =$	0,43	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	1,32	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{sh} =$	5.146,71	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	36.535	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$	7.647,21	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1 = (M - M_{attr}) / H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$	11,31	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$	15,31	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1 + 1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q - h)) =$	728,86	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	7,858	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	5,0845E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o \cdot tgw \cdot 100 =$	0,40	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	1,10	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{sh} =$	5.240,43	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	28.982	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$	1200,7	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff} =$	27,5	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$	100,2	°	
Base efficace: $h' = D/2 \cdot (1 - \cos(\phi/2)) =$	2,15	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) \cdot (D/2 - h') =$	10.596	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	18,95	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$	242,8	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$	325,1	kN/m ²	
$h_2 =$	1,46	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) \cdot (h/2 - h_2) + \sigma_o \cdot h/2 =$	661,18	kN/m	
$\gamma_R =$	1,3		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R =$	508,6	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$	179,5	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L) / \gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	29.073,6	kN	Mattr =	5.319,13	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	2,23	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,15	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	18.894,8	kN	NEd,lat=	2.750,9	kN
Mb'=	36.535,5	kNm	MEd,lat=	5.319,1	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	30.281,1	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	31.216,4	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,03	
τNb =	125,30	kN/m ²	D' =	4,969	m
τMb =	80,76	kN/m ²	Aeff =	88,48	m ²
τmax =	206,06	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	44,54	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	75,00	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046	
τamm =	30,00	kN/m ²	Nq =	1,0	
flat =	0,146		Cu =	150,0	kN/m ²
fbas =	0,854		pv =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	11,76	kN/m ²	qlim =	1200,7	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 106.234 kN					
NRd,bas/γR,Base= 47.639 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 6.877 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 5.980 kN					
NRd= 53.619 kN					
NEd= 33.032 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 109.515 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 49.110 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 13.298 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 11.563 kNm					
MRd= 60.673 kNm					
MEd= 36.535 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	29.073,6	kN	Mattr =	3.517,72	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	2,23	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,15	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	18.894,8	kN	NEd,lat=	1.819,2	kN
Mb'=	36.535,5	kNm	MEd,lat=	3.517,7	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	31.212,8	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	33.017,8	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,06	
τNb =	125,30	kN/m ²	D' =	4,942	m
τMb =	80,76	kN/m ²	Aeff =	87,84	m ²
τmax =	206,06	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	44,54	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	49,60	kN/m ²	φ' =	25,00	(°)
S.l. =	2,50		hpoz/D=	0,42	
τamm =	19,84	kN/m ²	Akc =	17,7	
flat =	0,096		γ' =	10,00	kN/m ³
fbas =	0,904		D-e =	10,94	m
τamm Mb=	7,78	kN/m ²	qlim =	1.936,8	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 170.128 kN					
NRd,bas/γR,Base= 76.291 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 4.548 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 3.955 kN					
NRd= 80.246 kN					
NEd= 33.032 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 179.967 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 80.703 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 8.794 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 7.647 kNm					
MRd= 88.350 kNm					
MEd= 36.535 kNm					
MRd>MEd - Verificato					
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	29.073,6	kN	Mattr =	3.517,72	kNm
Pp =	14.137,2	kN	γR (Base)=	2,23	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,15	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb'=	18.894,8	kN	NEd,lat=	1.819,2	kN
Mb'=	36.535,5	kNm	MEd,lat=	3.517,7	kNm
h=	4,00	m	NEd,bas=	31.212,8	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	33.017,8	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,06	
τNb =	125,30	kN/m ²	D' =	4,942	m
τMb =	80,76	kN/m ²	Aeff =	87,84	m ²
τmax =	206,06	kN/m ²	Do=	11,70	m
τmin =	44,54	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	49,60	kN/m ²	φ =	25,00	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	20,7205	
τamm =	19,84	kN/m ²	Nq =	10,7	
flat =	0,096		c' =	75,0	kN/m ²
fbas =	0,904		p'v =	90,0	kN/m ²
τamm Mb=	7,78	kN/m ²	qlim =	2513,6	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
NRd,bas = 220.802 kN					
NRd,bas/γR,Base= 99.014 kN					
Portanza per Attrito Laterale:					
NRd,lat = 4.548 kN					
NRd,lat/γR,Lat= 3.955 kN					
NRd= 102.969 kN					
NEd= 33.032 kN					
NRd>NEd - Verificato					
Momento di Base del Pozzo:					
MRd,bas = 233.570 kNm					
MRd,bas/γR,Base= 104.740 kNm					
Momento di Attrito Laterale:					
MRd,lat = 8.794 kNm					
MRd,lat/γR,Lat= 7.647 kNm					
MRd= 112.387 kNm					
MEd= 36.535 kNm					
MRd>MEd - Verificato					

- **SLC (ponte scarico) - Assenza di falda (Appr.1 Comb.2):**

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLC	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
NEd [kN]:	HEd [kNm]:	MEd [kNm]:	
27.707	3.589	45.761	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	NO	Tipo di Verifica da Effettuare: SLU - A1 Comb2	
Terreno:		Angolo di attrito (caratteristica): ϕ' [°]= 20,46	
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c_d' [kN/m ²] = 60,00	
Peso specifico medio in falda: γ' =	20,00 kN/m ³	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] = 107,14	
Battente d'acqua: Dh =	0,00 m	Coefficients di spinta:	
Angolo di attrito (caratteristica): $\phi k'$ =	25,00 °	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	1,151
Coesione efficace: $c k'$ =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,220
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,774
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. HEd da sommità terr.reagente: $h_1 = M/H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$	13,75	m	
Braccio efficace di HEd rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$	17,75	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 * D * (1 + 1/D) =$	11,70	m	
$R = (b * L * h^3 + 18 * D * W) / (2 * b * (3 * q - h)) =$	620,33	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	7,085	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	1,0210E-03		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o * tgw * 100 =$	0,72	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) * tgw * 100 =$	2,13	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{oh} =$	8.848,79	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	58.198	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$	6.693,65	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1 = (M - M_{attr}) / H + (St_{inerte} - St_{ricozzo} - h_{plinto}) =$	11,88	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h + h_1 =$	15,88	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 * D * (1 + 1/D) =$	11,70	m	
$R = (b * L * h^3 + 18 * D * W) / (2 * b * (3 * q - h)) =$	699,84	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	7,651	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	9,0502E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o * tgw * 100 =$	0,69	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o + H_1) * tgw * 100 =$	1,94	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{oh} =$	8.930,82	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	51.587	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$	973,3	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff} =$	40,2	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$	115,7	°	
Base efficace: $h' = D/2 * (1 - \cos(\phi/2)) =$	2,81	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv = (N_b/D) * (D/2 - h') =$	10.425	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	17,75	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$	157,0	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h} =$	242,6	kN/m ²	
$h_2 =$	0,53	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente/L} = p_{lim}(z=h) * (h/2 - h_2) + \sigma_o * h/2 =$	669,63	kN/m	
$\gamma_R =$	1,6		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente/L}) / \gamma_R =$	418,5	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$	306,8	kN/m	
$(H_{o,resistente/L}) / \gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	27.707,0	kN	M _{attr} =	3.992,24	kNm
P _p =	11.466,8	kN	γ _R (Base)=	1,8	
D _h =	0,00	m	γ _R (Laterale)=	1,45	
H _{idr} =	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:		
N _b '=	27.707,0	kN	N _{Ed,lat} =	1.900,6	kN
M _b '=	58.198,5	kNm	M _{Ed,lat} =	3.992,2	kNm
h=	4,00	m	N _{Ed,bas} =	37.273,2	kN
S _{lat} =	150,80	m ²	M _{Ed,bas} =	54.206,2	kNm
W _{lat} =	452,39	m ³	e =	1,45	
τ _{Nb} =	183,74	kN/m ²	D' =	4,546	m
τ _{Mb} =	128,65	kN/m ²	A _{eff} =	78,54	m ²
τ _{max} =	312,38	kN/m ²	D _o =	11,70	m
τ _{min} =	55,09	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τ _{lim} =	53,57	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.I. =	2,50		N _c =	7,4046	
t _{amm} =	21,43	kN/m ²	N _q =	1,0	
f _{lat} =	0,069		C _u =	107,1	kN/m ²
f _{bas} =	0,931		p _v =	180,0	kN/m ²
t _{amm Mb} =	8,82	kN/m ²	q _{lim} =	973,3	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
			N _{Rd,bas} =		76.446 kN
			N _{Rd,bas} /γ _{R,Base} =		42.470 kN
Portanza per Attrito Laterale:					
			N _{Rd,lat} =		4.752 kN
			N _{Rd,lat} /γ _{R,Lat} =		3.277 kN
			N _{Rd} =		45.747 kN
			N _{Ed} =		39.174 kN
			N _{Rd} >N _{Ed} - Verificato		
Momento di Base del Pozzo:					
			M _{Rd,bas} =		111.175 kNm
			M _{Rd,bas} /γ _{R,Base} =		61.764 kNm
Momento di Attrito Laterale:					
			M _{Rd,lat} =		9.981 kNm
			M _{Rd,lat} /γ _{R,Lat} =		6.883 kNm
			M _{Rd} =		68.647 kNm
			M _{Ed} =		58.198 kNm
			M _{Rd} >M _{Ed} - Verificato		
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	27.707,0	kN	M _{attr} =	3.882,32	kNm
P _p =	11.466,8	kN	γ _R (Base)=	1,8	
D _h =	0,00	m	γ _R (Laterale)=	1,45	
H _{idr} =	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:		
N _b '=	27.707,0	kN	N _{Ed,lat} =	1.848,3	kN
M _b '=	58.198,5	kNm	M _{Ed,lat} =	3.882,3	kNm
h=	4,00	m	N _{Ed,bas} =	37.325,5	kN
S _{lat} =	150,80	m ²	M _{Ed,bas} =	54.316,2	kNm
W _{lat} =	452,39	m ³	e =	1,46	
τ _{Nb} =	183,74	kN/m ²	D' =	4,545	m
τ _{Mb} =	128,65	kN/m ²	A _{eff} =	78,52	m ²
τ _{max} =	312,38	kN/m ²	D _o =	11,70	m
τ _{min} =	55,09	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τ _{lim} =	52,10	kN/m ²	φ' =	20,46	(°)
S.I. =	2,50		h _{poz} /D=	0,42	
t _{amm} =	20,84	kN/m ²	A _{kc} =	17,7	
f _{lat} =	0,067		γ' =	20,00	kN/m ³
f _{bas} =	0,933		D-e =	10,54	m
t _{amm Mb} =	8,58	kN/m ²	q _{lim} =	3.732,9	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
			N _{Rd,bas} =		293.096 kN
			N _{Rd,bas} /γ _{R,Base} =		162.831 kN
Portanza per Attrito Laterale:					
			N _{Rd,lat} =		4.621 kN
			N _{Rd,lat} /γ _{R,Lat} =		3.187 kN
			N _{Rd} =		166.018 kN
			N _{Ed} =		39.174 kN
			N _{Rd} >N _{Ed} - Verificato		
Momento di Base del Pozzo:					
			M _{Rd,bas} =		426.515 kNm
			M _{Rd,bas} /γ _{R,Base} =		236.953 kNm
Momento di Attrito Laterale:					
			M _{Rd,lat} =		9.706 kNm
			M _{Rd,lat} /γ _{R,Lat} =		6.694 kNm
			M _{Rd} =		243.646 kNm
			M _{Ed} =		58.198 kNm
			M _{Rd} >M _{Ed} - Verificato		
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	27.707,0	kN	M _{attr} =	3.882,32	kNm
P _p =	11.466,8	kN	γ _R (Base)=	1,8	
D _h =	0,00	m	γ _R (Laterale)=	1,45	
H _{idr} =	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:		
N _b '=	27.707,0	kN	N _{Ed,lat} =	1.848,3	kN
M _b '=	58.198,5	kNm	M _{Ed,lat} =	3.882,3	kNm
h=	4,00	m	N _{Ed,bas} =	37.325,5	kN
S _{lat} =	150,80	m ²	M _{Ed,bas} =	54.316,2	kNm
W _{lat} =	452,39	m ³	e =	1,46	
τ _{Nb} =	183,74	kN/m ²	D' =	4,545	m
τ _{Mb} =	128,65	kN/m ²	A _{eff} =	78,52	m ²
τ _{max} =	312,38	kN/m ²	D _o =	11,70	m
τ _{min} =	55,09	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τ _{lim} =	52,10	kN/m ²	φ =	20,46	(°)
S.I. =	2,50		N _c =	15,2732	
t _{amm} =	20,84	kN/m ²	N _q =	6,7	
f _{lat} =	0,067		c' =	60,0	kN/m ²
f _{bas} =	0,933		p'v =	180,0	kN/m ²
t _{amm Mb} =	8,58	kN/m ²	q _{lim} =	2122,0	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
			N _{Rd,bas} =		166.612 kN
			N _{Rd,bas} /γ _{R,Base} =		92.562 kN
Portanza per Attrito Laterale:					
			N _{Rd,lat} =		4.621 kN
			N _{Rd,lat} /γ _{R,Lat} =		3.187 kN
			N _{Rd} =		95.749 kN
			N _{Ed} =		39.174 kN
			N _{Rd} >N _{Ed} - Verificato		
Momento di Base del Pozzo:					
			M _{Rd,bas} =		242.454 kNm
			M _{Rd,bas} /γ _{R,Base} =		134.697 kNm
Momento di Attrito Laterale:					
			M _{Rd,lat} =		9.706 kNm
			M _{Rd,lat} /γ _{R,Lat} =		6.694 kNm
			M _{Rd} =		141.390 kNm
			M _{Ed} =		58.198 kNm
			M _{Rd} >M _{Ed} - Verificato		

- SLC (ponte scarico) - Presenza di falda (Appr.1 Comb.2):

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLC	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
N _{Ed} [kN]:	H _{Ed} [kNm]:	M _{Ed} [kNm]:	
27.707	3.589	45.761	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	SI	Tipo di Verifica da Effettuare: SLU - A1 Comb2	
Terreno:		Angolo di attrito (caratteristica): ϕ' [°]= 20,46	
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c_d' [kN/m ²] = 60,00	
Peso specifico medio in falda: γ' =	10,00 kN/m ³	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] = 107,14	
Battente d'acqua: Dh =	9,00 m	Coefficients di spinta:	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_k' =	25,00 °	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	1,151
Coesione efficace: c_k' =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,220
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,774
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. H _{Ed} da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	13,75	m	
Braccio efficace di H _{Ed} rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	17,75	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9*D*(1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b*L*h^3+18*D*W)/(2*b*(3*q-h)) =$	620,33	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	7,085	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	1,0210E-03		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o*tgw *100=$	0,72	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p+h_{plinto}+h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o+H_1)*tgw *100=$	2,13	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{oh}=$	8.848,79	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b=$	58.198	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr}=$	6.727,87	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricozzo}-h_{plinto})=$	11,88	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	15,88	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9*D*(1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b*L*h^3+18*D*W)/(2*b*(3*q-h)) =$	700,30	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_o =$	7,655	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	9,0442E-04		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_o*tgw *100=$	0,69	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p+h_{plinto}+h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_o+H_1)*tgw *100=$	1,94	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{oh}=$	8.931,24	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b=$	51.553	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim}=$	883,3	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff}=$	32,8	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi=$	107,0	°	
Base efficace: $h'=D/2*(1-\cos(\phi/2))=$	2,43	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv=(N_b/D)*(D/2-h')=$	8.621	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	17,75	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0}:$	103,5	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=h$: $p_{lim,z=h}:$	146,3	kN/m ²	
$h_2=$	-0,27	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L=p_{lim}(z=h)*(h/2-h_2)+\sigma_o*h/2=$	538,58	kN/m	
$\gamma_R=$	1,6		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R=$	336,6	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L=$	306,8	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	27.707,0	kN	Matr =	5.092,66	kNm
Pp =	11.466,8	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	17.528,2	kN	NEd,lat=	1.533,8	kN
Mb' =	58.198,5	kNm	MEd,lat=	5.092,7	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	27.461,2	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	53.105,8	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,93	
τNb =	116,24	kN/m ²	D' =	4,066	m
τMb =	128,65	kN/m ²	Aeff =	67,50	m ²
τmax =	244,88	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	-12,41	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	53,57	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046	
τamm =	21,43	kN/m ²	Nq =	1,0	
flat =	0,088		Cu =	107,1	kN/m ²
fbas =	0,912		pv =	90,0	kN/m ²
τamm Mb =	11,26	kN/m ²	qlim =	883,3	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
		NRd,bas =	59.627 kN		
		NRd,bas/γR,Base =	33.126 kN		
Portanza per Attrito Laterale:					
		NRd,lat =	3.835 kN		
		NRd,lat/γR,Lat =	2.644 kN		
		NRd =	35.771 kN		
		NEd =	28.995 kN		
		NRd > NEd - Verificato			
Momento di Base del Pozzo:					
		MRd,bas =	115.310 kNm		
		MRd,bas/γR,Base =	64.061 kNm		
Momento di Attrito Laterale:					
		MRd,lat =	12.732 kNm		
		MRd,lat/γR,Lat =	8.780 kNm		
		MRd =	72.841 kNm		
		MEd =	58.198 kNm		
		MRd > MEd - Verificato			
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	27.707,0	kN	Matr =	3.902,16	kNm
Pp =	11.466,8	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	17.528,2	kN	NEd,lat=	1.175,3	kN
Mb' =	58.198,5	kNm	MEd,lat=	3.902,2	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	27.819,8	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	54.296,3	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,95	
τNb =	116,24	kN/m ²	D' =	4,048	m
τMb =	128,65	kN/m ²	Aeff =	67,10	m ²
τmax =	244,88	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	-12,41	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	41,05	kN/m ²	φ' =	20,46	(°)
S.l. =	2,50		hpoz/D =	0,42	
τamm =	16,42	kN/m ²	Akc =	17,7	
flat =	0,067		γ' =	10,00	kN/m ³
fbas =	0,933		D-e =	10,05	m
τamm Mb =	8,63	kN/m ²	qlim =	1.778,5	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
		NRd,bas =	119.333 kN		
		NRd,bas/γR,Base =	66.296 kN		
Portanza per Attrito Laterale:					
		NRd,lat =	2.938 kN		
		NRd,lat/γR,Lat =	2.026 kN		
		NRd =	68.322 kN		
		NEd =	28.995 kN		
		NRd > NEd - Verificato			
Momento di Base del Pozzo:					
		MRd,bas =	232.904 kNm		
		MRd,bas/γR,Base =	129.391 kNm		
Momento di Attrito Laterale:					
		MRd,lat =	9.755 kNm		
		MRd,lat/γR,Lat =	6.728 kNm		
		MRd =	136.119 kNm		
		MEd =	58.198 kNm		
		MRd > MEd - Verificato			
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	27.707,0	kN	Matr =	3.902,16	kNm
Pp =	11.466,8	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	17.528,2	kN	NEd,lat=	1.175,3	kN
Mb' =	58.198,5	kNm	MEd,lat=	3.902,2	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	27.819,8	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	54.296,3	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,95	
τNb =	116,24	kN/m ²	D' =	4,048	m
τMb =	128,65	kN/m ²	Aeff =	67,10	m ²
τmax =	244,88	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	-12,41	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	41,05	kN/m ²	φ =	20,46	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	15,2732	
τamm =	16,42	kN/m ²	Nq =	6,7	
flat =	0,067		c' =	60,0	kN/m ²
fbas =	0,933		p'v =	90,0	kN/m ²
τamm Mb =	8,63	kN/m ²	qlim =	1519,2	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
		NRd,bas =	101.930 kN		
		NRd,bas/γR,Base =	56.628 kN		
Portanza per Attrito Laterale:					
		NRd,lat =	2.938 kN		
		NRd,lat/γR,Lat =	2.026 kN		
		NRd =	58.654 kN		
		NEd =	28.995 kN		
		NRd > NEd - Verificato			
Momento di Base del Pozzo:					
		MRd,bas =	198.939 kNm		
		MRd,bas/γR,Base =	110.522 kNm		
Momento di Attrito Laterale:					
		MRd,lat =	9.755 kNm		
		MRd,lat/γR,Lat =	6.728 kNm		
		MRd =	117.249 kNm		
		MEd =	58.198 kNm		
		MRd > MEd - Verificato			

- SLC (ponte con treno sismico) - Assenza di falda (Appr.1 Comb.2):

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLC	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
NEd [kN]:	HEd [kNm]:	MEd [kNm]:	
32.387	4.680	59.667	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	NO	Tipo di Verifica da Effettuare: SLU - A1 Comb2	
Terreno:		Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_d' [°]= 20,46	
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: c_d' [kN/m ²] = 60,00	
Peso specifico medio in falda: γ' =	20,00 kN/m ³	Coesione non drenata: c_{ud} [kN/m ²] = 107,14	
Battente d'acqua: D_h =	0,00 m	Coefficients di spinta:	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_k' =	25,00 °	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	1,151
Coesione efficace: c_k' =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,220
Coesione non drenata: c_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,774
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. HEd da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricpozzo}-h_{plinto})=$	13,75	m	
Braccio efficace di HEd rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	17,75	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L \cdot h^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q - h)) =$	620,33	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	7,085	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	1,3313E-03		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 \cdot tgw \cdot 100 =$	0,94	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	2,77	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	11.537,95	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	75.885	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr} =$	7.127,68	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricpozzo}-h_{plinto})=$	12,23	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	16,23	m	
Diametro corretto: $D_o = 0.9 \cdot D \cdot (1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b \cdot L \cdot h^3 + 18 \cdot D \cdot W) / (2 \cdot b \cdot (3 \cdot q - h)) =$	683,77	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	7,537	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	1,2078E-03		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0 \cdot tgw \cdot 100 =$	0,91	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p + h_{plinto} + h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0 + H_1) \cdot tgw \cdot 100 =$	2,57	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h} =$	11.625,30	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b =$	68.845	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim} =$	1053,3	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff} =$	41,6	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi =$	117,2	°	
Base efficace: $h' = D/2 \cdot (1 - \cos(\phi/2)) =$	2,87	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $m_v = (N_b/D) \cdot (D/2 - h') =$	11.422	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	17,75	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0} =$	157,0	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=h} =$	242,6	kN/m ²	
$h_2 =$	0,30	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L = p_{lim}(z=h) \cdot (h/2 - h_2) + \sigma_0 \cdot h/2 =$	806,69	kN/m	
$\gamma_R =$	1,6		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R =$	504,2	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L =$	400,0	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	32.387,0	kN	Mattr =	4.251,10	kNm
Pp =	11.466,8	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	32.387,0	kN	NEd,lat=	1.814,3	kN
Mb' =	75.885,1	kNm	MEd,lat=	4.251,1	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	42.039,4	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	71.634,0	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,70	
τNb =	214,77	kN/m ²	D' =	4,296	m
τMb =	167,74	kN/m ²	Aeff =	72,76	m ²
τmax =	382,51	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	47,03	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	53,57	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046	
τamm =	21,43	kN/m ²	Nq =	1,0	
flat =	0,056		Cu =	107,1	kN/m ²
fbas =	0,944		pv =	180,0	kN/m ²
τamm Mb =	9,40	kN/m ²	qlim =	1053,3	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
		NRd,bas =	76.640 kN		
		NRd,bas/γR,Base =	42.578 kN		
Portanza per Attrito Laterale:					
		NRd,lat =	4.536 kN		
		NRd,lat/γR,Lat =	3.128 kN		
		NRd =	45.706 kN		
		NEd =	43.854 kN		
		NRd > NEd - Verificato			
Momento di Base del Pozzo:					
		MRd,bas =	130.592 kNm		
		MRd,bas/γR,Base =	72.551 kNm		
Momento di Attrito Laterale:					
		MRd,lat =	10.628 kNm		
		MRd,lat/γR,Lat =	7.329 kNm		
		MRd =	79.881 kNm		
		MEd =	75.885 kNm		
		MRd > MEd - Verificato			
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	32.387,0	kN	Mattr =	4.134,05	kNm
Pp =	11.466,8	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	32.387,0	kN	NEd,lat=	1.764,4	kN
Mb' =	75.885,1	kNm	MEd,lat=	4.134,1	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	42.089,4	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	71.751,0	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,70	
τNb =	214,77	kN/m ²	D' =	4,295	m
τMb =	167,74	kN/m ²	Aeff =	72,74	m ²
τmax =	382,51	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	47,03	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	52,10	kN/m ²	φ' =	20,46	(°)
S.l. =	2,50		hpoz/D =	0,42	
τamm =	20,84	kN/m ²	Akc =	17,7	
flat =	0,054		γ' =	20,00	kN/m ³
fbas =	0,946		D-e =	10,30	m
τamm Mb =	9,14	kN/m ²	qlim =	3.644,5	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
		NRd,bas =	265.107 kN		
		NRd,bas/γR,Base =	147.282 kN		
Portanza per Attrito Laterale:					
		NRd,lat =	4.411 kN		
		NRd,lat/γR,Lat =	3.042 kN		
		NRd =	150.324 kN		
		NEd =	43.854 kN		
		NRd > NEd - Verificato			
Momento di Base del Pozzo:					
		MRd,bas =	451.936 kNm		
		MRd,bas/γR,Base =	251.075 kNm		
Momento di Attrito Laterale:					
		MRd,lat =	10.335 kNm		
		MRd,lat/γR,Lat =	7.128 kNm		
		MRd =	258.203 kNm		
		MEd =	75.885 kNm		
		MRd > MEd - Verificato			
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	32.387,0	kN	Mattr =	4.134,05	kNm
Pp =	11.466,8	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	0,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	0,0	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	32.387,0	kN	NEd,lat=	1.764,4	kN
Mb' =	75.885,1	kNm	MEd,lat=	4.134,1	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	42.089,4	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	71.751,0	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	1,70	
τNb =	214,77	kN/m ²	D' =	4,295	m
τMb =	167,74	kN/m ²	Aeff =	72,74	m ²
τmax =	382,51	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	47,03	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	52,10	kN/m ²	φ =	20,46	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	15,2732	
τamm =	20,84	kN/m ²	Nq =	6,7	
flat =	0,054		c' =	60,0	kN/m ²
fbas =	0,946		p'v =	180,0	kN/m ²
τamm Mb =	9,14	kN/m ²	qlim =	2122,0	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
		NRd,bas =	154.354 kN		
		NRd,bas/γR,Base =	85.752 kN		
Portanza per Attrito Laterale:					
		NRd,lat =	4.411 kN		
		NRd,lat/γR,Lat =	3.042 kN		
		NRd =	88.794 kN		
		NEd =	43.854 kN		
		NRd > NEd - Verificato			
Momento di Base del Pozzo:					
		MRd,bas =	263.131 kNm		
		MRd,bas/γR,Base =	146.184 kNm		
Momento di Attrito Laterale:					
		MRd,lat =	10.335 kNm		
		MRd,lat/γR,Lat =	7.128 kNm		
		MRd =	153.312 kNm		
		MEd =	75.885 kNm		
		MRd > MEd - Verificato			

- SLC (ponte con treno sismico) - Presenza di falda (Appr.1 Comb.2):

Sollecitazione Considerata:			
Stato Limite:		SLC	
Sollecitazioni in testa al pozzo:			
Ned [kN]:	HEd [kNm]:	MEd [kNm]:	
32.387	4.680	59.667	
Parametri geotecnici caratteristici:		Parametri geotecnici di progetto:	
Falda:	SI	Tipo di Verifica da Effettuare: SLU - A1 Comb2	
Terreno:		Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_d' [°]= 20,46	
Peso specifico medio: γ =	20,00 kN/m ³	Coesione efficace: cd' [kN/m ²] = 60,00	
Peso specifico medio in falda: γ' =	10,00 kN/m ³	Coesione non drenata: Cud [kN/m ²] = 107,14	
Battente d'acqua: D_h =	9,00 m	Coefficients di spinta:	
Angolo di attrito (caratteristica): ϕ_k' =	25,00 °	Coefficiente di spinta attiva: λ_a =	1,151
Coesione efficace: ck' =	75,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta passiva: λ_p =	2,220
Coesione non drenata: C_{uk} =	150,00 kN/m ²	Coefficiente di spinta a riposo: λ_o =	0,774
Verifiche di deformabilità del pozzo senza mettere in conto l'attrito laterale:			
Dist. HEd da sommità terr.reagente: $h_1=M/H+(St_{inerte}-St_{ricpozzo}-h_{plinto})=$	13,75	m	
Braccio efficace di HEd rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	17,75	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9*D*(1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b*L*h^3+18*D*W)/(2*b*(3*q-h)) =$	620,33	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	7,085	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	1,3313E-03		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0*tgw *100=$	0,94	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p+h_{plinto}+h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0+H_1)*tgw *100=$	2,77	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h}=$	11.537,95	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b=$	75.885	kNm	
Verifiche di deformabilità del pozzo mettendo in conto l'attrito laterale:			
Momento di attrito laterale (vedi paragrafi calcolo delle portanze): $M_{attr}=$	6.819,48	kNm	
Dist. H da sommità terr.reagente: $h_1=(M-M_{attr})/H+(St_{inerte}-St_{ricpozzo}-h_{plinto})=$	12,29	m	
Braccio efficace di H rispetto al fondo del pozzo: $q = h+h_1=$	16,29	m	
Diametro corretto: $D_0 = 0.9*D*(1+1/D) =$	11,70	m	
$R = (b*L*h^3+18*D*W)/(2*b*(3*q-h)) =$	680,76	m ³	
Profondità del centro di rotazione da sommità terreno reagente: $z_0 =$	7,515	m	
Rotazione w del pozzo attorno al centro di rotazione O: $tgw =$	1,2131E-03		
Spostamento in sommità terreno reagente: $u = z_0*tgw *100=$	0,91	cm	
Distanza sommità pila da sommità terreno reagente: $H_1 = H_p+h_{plinto}+h_{t,noreagente} =$	13,75	m	
Spostamento in sommità pila: $u_{pila} = (z_0+H_1)*tgw *100=$	2,58	cm	
Momento equilibrato dalle tensioni orizzontali: $M_{\sigma h}=$	11.621,52	kNm	
Momento sul fondo del pozzo: $M_b=$	69.149	kNm	
Verifiche dalla stabilità globale del pozzo:			
Carico limite alla base del pozzo: $q_{lim}=$	963,3	kN/m ²	
Area efficace: $A_{eff}=$	35,0	m ²	
Angolo al centro sull'area efficace: $\phi=$	109,6	°	
Base efficace: $h'=D/2*(1-\cos(\phi/2))=$	2,54	m	
Momento specifico stabilizzante alla base: $mv=(N_b/D)*(D/2-h')=$	9.705	kNm/m	
Distanza della forza H dalla base del pozzo: $q =$	17,75	m	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=0}=$	103,5	kN/m ²	
Pressione orizzontale limite, per $z=0$: $p_{lim,z=h}=$	146,3	kN/m ²	
$h_2=$	-0,68	m	
Resistenza orizzontale: $H_{o,resistente}/L=p_{lim}(z=h)*(h/2-h_2)+\sigma_0*h/2=$	678,58	kN/m	
$\gamma_R=$	1,6		
Azione orizzontale resistente: $(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R=$	424,1	kN/m	
Azione orizzontale ribaltante: $H_d/L=$	400,0	kN/m	
$(H_{o,resistente}/L)/\gamma_R > H_d/L$ - Verificato			

Portanza a Breve termine (Terzaghi-Peck):					
N =	32.387,0	kN	Mattr =	5.162,00	kNm
Pp =	11.466,8	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	22.208,2	kN	NEd,lat=	1.510,7	kN
Mb' =	75.885,1	kNm	MEd,lat=	5.162,0	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	32.164,3	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	70.723,1	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	2,20	
τNb =	147,27	kN/m ²	D' =	3,801	m
τMb =	167,74	kN/m ²	Aeff =	61,53	m ²
τmax =	315,02	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	-20,47	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	53,57	kN/m ²	φ =	0	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	7,4046	
τamm =	21,43	kN/m ²	Nq =	1,0	
flat =	0,068		Cu =	107,1	kN/m ²
fbas =	0,932		pv =	90,0	kN/m ²
τamm Mb =	11,41	kN/m ²	qlim =	963,3	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
		NRd,bas =	59.277 kN		
		NRd,bas/γR,Base =	32.932 kN		
Portanza per Attrito Laterale:					
		NRd,lat =	3.777 kN		
		NRd,lat/γR,Lat =	2.605 kN		
		NRd =	35.536 kN		
		NEd =	33.675 kN		
		NRd > NEd - Verificato			
Momento di Base del Pozzo:					
		MRd,bas =	130.338 kNm		
		MRd,bas/γR,Base =	72.410 kNm		
Momento di Attrito Laterale:					
		MRd,lat =	12.905 kNm		
		MRd,lat/γR,Lat =	8.900 kNm		
		MRd =	81.310 kNm		
		MEd =	75.885 kNm		
		MRd > MEd - Verificato			
Portanza a Lungo termine (Berzantzev):					
N =	32.387,0	kN	Mattr =	3.955,30	kNm
Pp =	11.466,8	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	22.208,2	kN	NEd,lat=	1.157,5	kN
Mb' =	75.885,1	kNm	MEd,lat=	3.955,3	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	32.517,5	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	71.929,8	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	2,21	
τNb =	147,27	kN/m ²	D' =	3,788	m
τMb =	167,74	kN/m ²	Aeff =	61,24	m ²
τmax =	315,02	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	-20,47	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	41,05	kN/m ²	φ' =	20,46	(°)
S.l. =	2,50		hpoz/D =	0,42	
τamm =	16,42	kN/m ²	Akc =	17,7	
flat =	0,052		γ' =	10,00	kN/m ³
fbas =	0,948		D-e =	9,79	m
τamm Mb =	8,74	kN/m ²	qlim =	1.732,5	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
		NRd,bas =	106.091 kN		
		NRd,bas/γR,Base =	58.940 kN		
Portanza per Attrito Laterale:					
		NRd,lat =	2.894 kN		
		NRd,lat/γR,Lat =	1.996 kN		
		NRd =	60.935 kN		
		NEd =	33.675 kN		
		NRd > NEd - Verificato			
Momento di Base del Pozzo:					
		MRd,bas =	234.677 kNm		
		MRd,bas/γR,Base =	130.376 kNm		
Momento di Attrito Laterale:					
		MRd,lat =	9.888 kNm		
		MRd,lat/γR,Lat =	6.819 kNm		
		MRd =	137.196 kNm		
		MEd =	75.885 kNm		
		MRd > MEd - Verificato			
Portanza a Lungo termine (Terzaghi):					
N =	32.387,0	kN	Mattr =	3.955,30	kNm
Pp =	11.466,8	kN	γR (Base)=	1,8	
Dh =	9,00	m	γR (Laterale)=	1,45	
Hidr=	10.178,8	kN	Azioni Sollecitanti:		
Nb' =	22.208,2	kN	NEd,lat=	1.157,5	kN
Mb' =	75.885,1	kNm	MEd,lat=	3.955,3	kNm
h =	4,00	m	NEd,bas=	32.517,5	kN
Slat =	150,80	m ²	MEd,bas=	71.929,8	kNm
Wlat =	452,39	m ³	e =	2,21	
τNb =	147,27	kN/m ²	D' =	3,788	m
τMb =	167,74	kN/m ²	Aeff =	61,24	m ²
τmax =	315,02	kN/m ²	Do =	11,70	m
τmin =	-20,47	kN/m ²	Carico Limite di base:		
τlim =	41,05	kN/m ²	φ =	20,46	(°)
S.l. =	2,50		Nc =	15,2732	
τamm =	16,42	kN/m ²	Nq =	6,7	
flat =	0,052		c' =	60,0	kN/m ²
fbas =	0,948		p'v =	90,0	kN/m ²
τamm Mb =	8,74	kN/m ²	qlim =	1519,2	kN/m ²
Portanza di Base del Pozzo:					
		NRd,bas =	93.030 kN		
		NRd,bas/γR,Base =	51.683 kN		
Portanza per Attrito Laterale:					
		NRd,lat =	2.894 kN		
		NRd,lat/γR,Lat =	1.996 kN		
		NRd =	53.679 kN		
		NEd =	33.675 kN		
		NRd > NEd - Verificato			
Momento di Base del Pozzo:					
		MRd,bas =	205.785 kNm		
		MRd,bas/γR,Base =	114.325 kNm		
Momento di Attrito Laterale:					
		MRd,lat =	9.888 kNm		
		MRd,lat/γR,Lat =	6.819 kNm		
		MRd =	121.144 kNm		
		MEd =	75.885 kNm		
		MRd > MEd - Verificato			

Osservazioni sulle verifiche:

E' doveroso far notare come in tutte i calcoli effettuati, la condizione in cui la falda sia situata a livello del piano campagna risulta certamente più critica nei confronti delle verifiche sia di stabilità globale che di portanza e momento resistenti. In particolare, come è stato accennato anche all'inizio di questo capitolo, la portanza a breve termine valutata secondo le formule proposte da Terzaghi-Peck, risulta la più sfavorevole.

Ammettendo l'esistenza del contributo dell'attrito laterale alla portanza (a differenza di quanto proposto dal metodo di Jamiolkowski), si evidenzia però che nei calcoli si è scelto di riporre scarsa fiducia in tale beneficio, avendo adottando un fattore di sicurezza ($F.S.=2,50$) sulle tensioni tangenziali limite della superficie laterale del pozzo.

In questo modo la quota di azioni che risulta assegnata alla portanza laterale risulta al massimo pari al 10% del carico totale.

E' inoltre necessario sottolineare che, le azioni che emergono con maggior gravità ai fini della verifica, sono quelle corrispondenti agli stati limite ultimi combinazione GEO ed allo stato limite di collasso.

Ciò risulta vero sia per la verifica a stabilità globale che per le verifiche di portanza verticale e momento resistente.

Per quanto riguarda la verifica puntuale sulle pressioni orizzontali del terreno a lato del pozzo, risulta anch'essa verificata per ciascuna combinazione di carico.

Per comodità i risultati di questa verifica saranno esposti graficamente nel prossimo capitolo, in modo da facilitare anche il confronto con i risultati provenienti dalle analisi agli elementi finiti effettuate con i software Plaxis-2D e Midas GTS.

Capitolo 4: Analisi con software FEM

Obbiettivo delle analisi:

In questo capitolo si affronterà il problema dell'interazione terreno-fondazione, facendo uso di due software agli elementi finiti comunemente usati nell'ambito geotecnico professionale: Plaxis 2D V.8 e Midas GTS.

Entrambi i programmi, eseguono analisi su modelli bidimensionali e sono in grado di tenere conto del comportamento del terreno lungo tutte le diverse fasi previste nell'analisi, seguendo le variazioni dello stato tensionale e deformativo in tutti gli elementi del dominio.

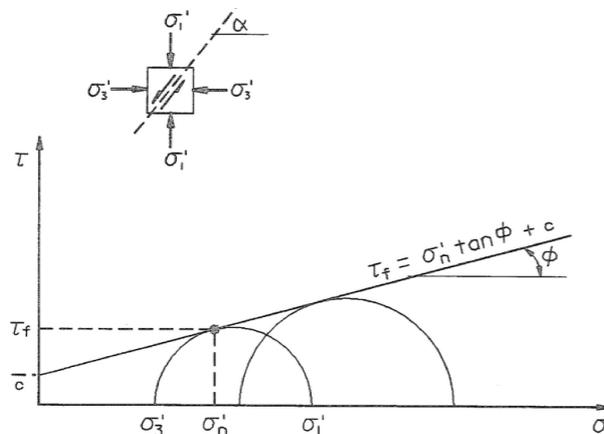
Con questi strumenti è possibile introdurre le caratteristiche geotecniche e geometriche del terreno che si intende studiare, sia a breve che a lungo termine, nonché le condizioni della falda.

In particolare è essenziale scegliere il modello di rottura fra i numerosi già implementati, che nel presente elaborato è quello di Mohr-Coulomb, caratterizzato quindi da un comportamento elasto-plastico.

Si ricorda che tale criterio stabilisce che la rottura è controllata dal massimo sforzo di taglio, che a sua volta dipende dallo sforzo normale efficace. L'involuppo di rottura che ne deriva è una retta sul piano τ - σ , basata sui parametri geotecnici c e φ' , che divide le condizioni possibili (sotto la curva) da quelle irrealizzabili (sopra la curva).

I cerchi di Mohr tangenti alla retta corrispondono ai punti di rottura:

$$\tau_f = g(\sigma'_n) = c' + \sigma'_n \cdot \tan(\varphi')$$



I programmi permettono inoltre di inserire elementi strutturali *plate* per rappresentare le paratie, ed elementi monodimensionali (*beam* o *truss*) per riprodurre le centine e gli ancoraggi.

Inoltre è possibile definire volumi di elementi finiti a comportamento elastico, utili per descrivere correttamente la maggiore rigidità del pozzo di fondazione e del complesso strutturale plinto/pila.

In entrambi i software, fra gli elementi strutturali ed il terreno si utilizzano appositi elementi interfaccia, che modellano l'interazione tramite un fattore riduttivo R_{inter} .

I calcoli che saranno effettuati con analisi di costruzione per fasi (*Staged Construction*), riguarderanno:

- Tensioni nel terreno e valutazione degli sforzi sulle centine, durante le fasi di scavo del pozzo (le centine saranno dimensionate e verificate in base a questa analisi);
- Tensioni nel terreno a seguito della costruzione del pozzo e della pila, e del successivo carico con le azioni determinate nel Capitolo 1.

L'obiettivo principale a cui è finalizzato lo sviluppo del problema tramite strumenti numerici, consiste nel simulare il comportamento del terreno, l'interazione terreno/struttura e le conseguenti sollecitazioni, deformazioni e plasticizzazioni del suolo. Dalle analisi sarà utile confrontare i dati ottenuti con quanto calcolato con il metodo analitico proposto nelle verifiche del Capitolo 3 (tensioni orizzontali ad andamento parabolico con la profondità del metodo di Jamiolkowski) e con le indicazioni fornite dalla letteratura geotecnica riportata in bibliografia.

Sarà interessante inoltre osservare le diversità dei risultati ottenuti avendo utilizzato due diversi codici di calcolo che lavorano: il primo con modello FEM-2D *plane strain*, il secondo (più rappresentativo del problema geotecnico) con modello FEM-3D.

Si procede ora con la spiegazione della modellazione e della elaborazione numerica per entrambi i programmi.

Saranno poi evidenziali graficamente i risultati in termini di tensioni orizzontali nel terreno esterno al pozzo, e delle tensioni verticali a fondo dello stesso.

Infine si valuteranno i risultati ottenuti con l'analisi, soffermandosi in modo particolare sul confronto fra risultati analitici e numerici.

Realizzazione del modello in Plaxis 2D V.8:

Plaxis 2D permette di modellare problemi geotecnici in condizione di deformazione piana (*plane strain*). Questa condizione è utile quando si hanno strutture che si sviluppano trasversalmente in modo uniforme (es. muri di sostegno, terre rinforzate, paratie).

Nel problema di una fondazione a pozzo tale assunzione non è propriamente verificata, per la ridotta estensione trasversale. Tuttavia si sceglie di effettuare l'analisi anche con questo software, confrontando poi i risultati con Midas GTS, i cui risultati rappresentano meglio in fenomeno.

L'interfaccia che si presenta all'utente in Plaxis risulta costituita da tre moduli: Input, Calculation ed Output.

Nel primo modulo si crea il modello geometrico del problema, si definiscono i materiali, la posizione degli elementi strutturali e dei carichi, le condizioni al contorno ed il livello della falda.

Entrando nel dettaglio, è necessario impostare le dimensioni del dominio di terreno in modo tale da garantire un'adeguata distanza dalla zona di applicazione del carico per permettere una corretta diffusione delle tensioni nell'ammasso.

Si sceglie pertanto di realizzare un modello di dimensioni 50x20 m suddiviso in 4 *cluster*.

I parametri geotecnici ed i pesi del terreno, sono gli stessi elencati nel capitolo precedente. Si deve inoltre introdurre il modulo elastico $E_{terreno}$ ed il coefficiente di Poisson $\nu_{terreno}$, scelti rispettivamente:

$$E_{terreno} = 50000 \text{ kN/m}^2 \quad \nu_{terreno} = 0,2$$

Si riporta qui l'interfaccia con i dati in input nel caso drenato:

Section	Parameter	Value	Unit
Stiffness	E_{ref}	5,000E+04	kN/m ²
	ν (nu)	0,200	
Strength	c_{ref}	75,000	kN/m ²
	ϕ (phi)	25,000	°
	ψ (psi)	10,000	°
Alternatives	G_{ref}	2,083E+04	kN/m ²
	E_{sed}	5,556E+04	kN/m ²
Velocities	V_s	101,000	m/s
	V_p	165,000	m/s

Il pozzo di dimensioni 12x5 m, è chiuso lateralmente da due elementi *plate*, per simulare la coronella dei micropali di sostegno nelle fasi di scavo, le cui proprietà sono:

$$d = 0,30 \text{ m} \quad EI = 1 \cdot 10^5 \text{ kNm/m}^2 \quad EA = 1,2 \cdot 10^7 \text{ kN/m}$$

Nell'interfaccia degli elementi strutturali con il terreno, si è scelto di impostare un coefficiente di riduzione delle caratteristiche di adesione R_{inter} pari a 0,642, avendo imposto che $\delta=(\text{angolo attrito terreno/pozzo})=(2/3)\varphi$:

$$\tan(\varphi_{inter}) = \tan(\delta) = R_{inter} \cdot \tan(\varphi'_{terreno})$$

$$c'_{inter} = R_{inter} \cdot c'_{terreno}$$

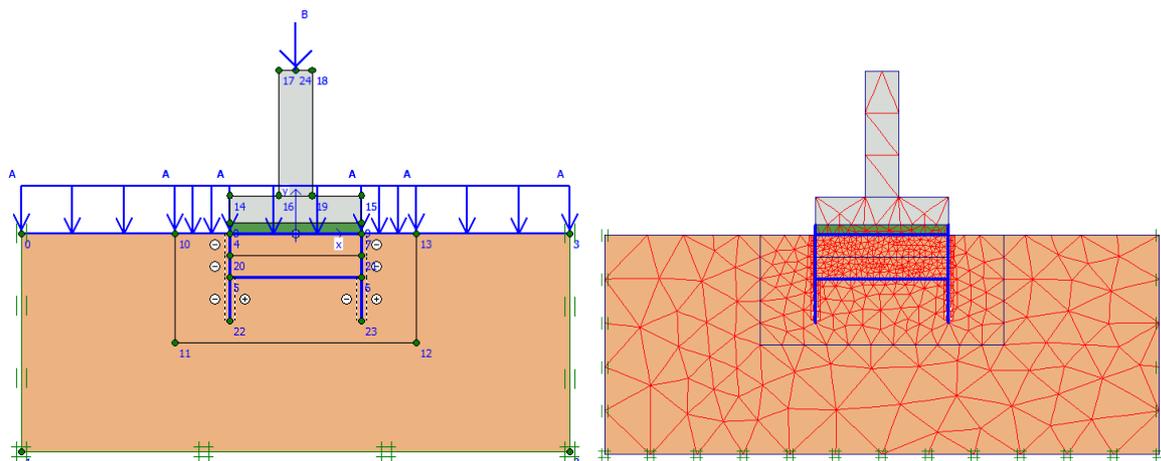
Le caratteristiche del materiale di cui è costituito il pozzo, sono invece:

$$E_{cls} = 32308 \text{ MPa} \quad \nu_{cls} = 0,2 \quad \gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Infine, dopo aver realizzato il plinto ed il fusto della pila, viene posizionato il carico in testa alla pila (B), ed il sovraccarico distribuito del terreno superficiale inerte ($A-A$).

Il carico B in testa al pozzo, costituito da una componente verticale ed una orizzontale, ha valore tale da riprodurre le azioni sollecitanti ad estradosso pozzo, calcolate nel Capitolo 1.

Nelle seguenti figure si mostrano il modello finale e la mesh realizzata nei vari elementi:

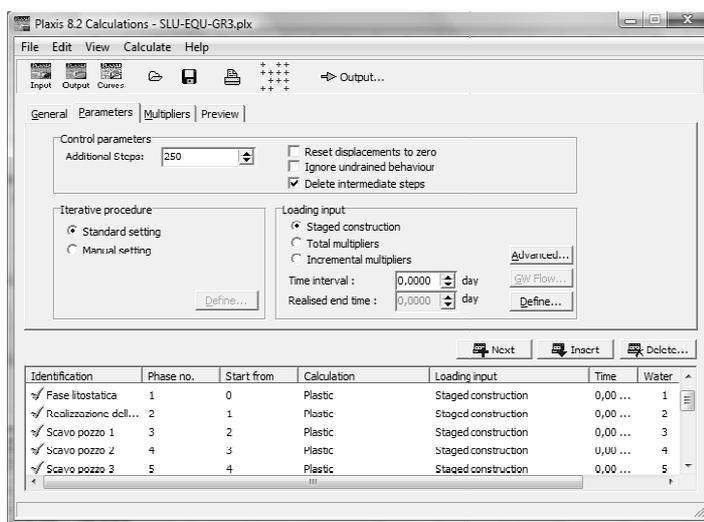


Nei cluster di terreno più vicini al pozzo e nelle zone di interfaccia terreno struttura, si è scelto di realizzare un raffittimento al fine di migliorare la qualità dei risultati ottenuti.

Nel secondo modulo del programma (Calculation), si imposta l'analisi di costruzione per step (Staged Construction) nella quale il software partendo dalla fase iniziale, che costituisce la condizione litostatica del sito (terreno + sovraccarico distribuito), esegue una lista di fasi.

Nelle analisi effettuate per questo elaborato, si è scelto di seguire una lista di 12 fasi:

- Fase Litostatica;
- Realizzazione della coronella;
- Scavo pozzo 1;
- Scavo pozzo 2;
- Scavo pozzo 3;
- Costr. pozzo strato 1;
- Costr. pozzo strato 2;
- Costr. pozzo strato 3;
- Costruzione plinto;
- Costruzione fusto pila;
- Carico verticale;
- Carico orizzontale;



Nel terzo modulo (Output) si visualizzano i risultati dell'analisi in termini di tensioni (totali ed efficaci) e deformazioni.

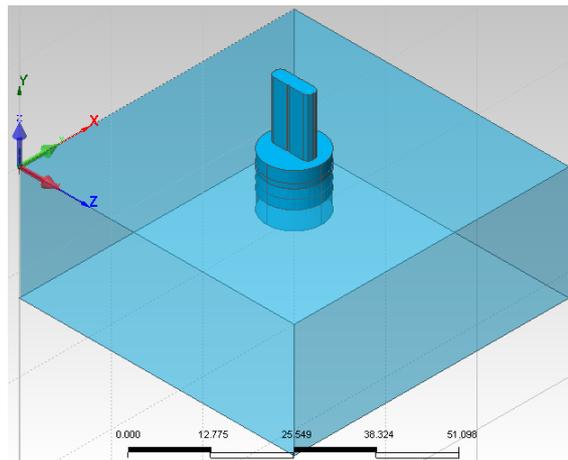
E' possibile anche mappare i punti in cui è avvenuta la plasticizzazione secondo il modello costitutivo adottato, e realizzare grafici carico-spostamento o tensione-deformazione (modulo Curves).

Realizzazione del modello in Midas GTS:

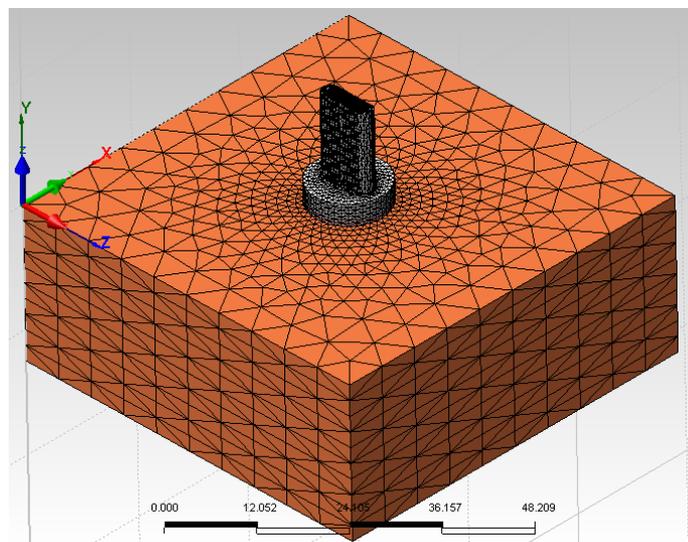
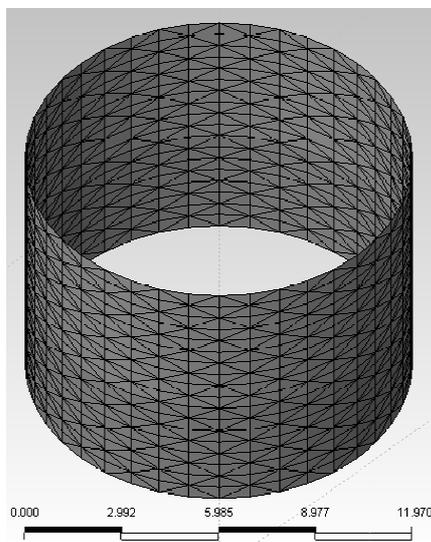
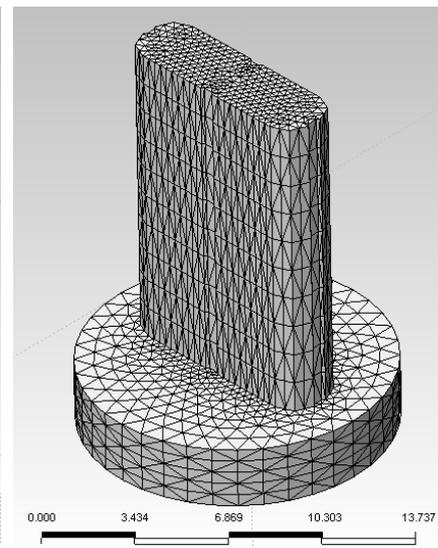
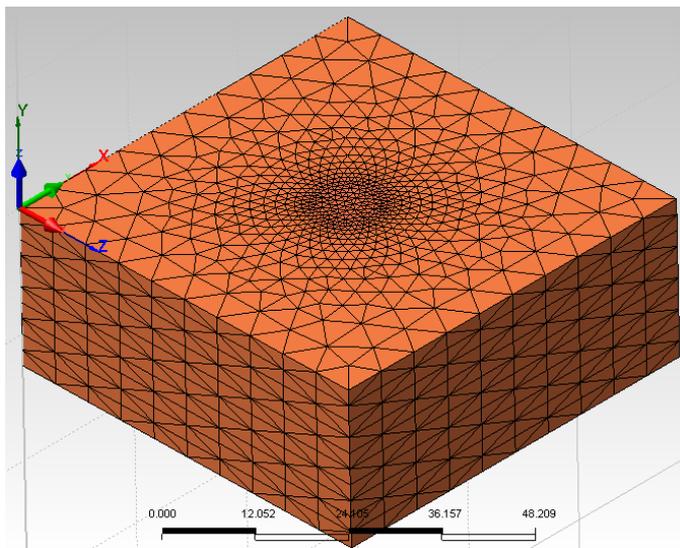
Il software Midas GTS permette di studiare problemi di analisi geotecnica 3D. Fra le numerose analisi che è possibile svolgere con questo programma, la più adatta è quella denominata *Costruzione per fasi*.

Inizialmente è stato realizzato il solido che costituisce il terreno, di dimensioni 60x60 m sul piano orizzontale ed altezza 30 m. Successivamente si sono creati i volumi di scavo e della struttura pozzo e plinto, con le geometrie note (pozzo: diametro 12 m altezza 5 m, plinto: diametro 12 m altezza 2,5 m, coronella spessore 30 cm).

Come si può vedere nella figura seguente:



Da questi volumi tramite il comando *Auto-mesh Solid*, si è realizzato il modello agli elementi finiti, controllandone la distribuzione spaziale con la funzione *Size Control-Along Edge*. Le seguenti figure mostrano il risultato finale del modello:



A ciascun gruppo di elementi finiti sono state assegnate le rispettive caratteristiche di rigidezza e resistenza, ed il modello costitutivo (Mohr-Coulomb per i terreni ed elastico lineare per gli elementi strutturali). Tali valori sono gli stessi visti per Plaxis 2D e per le verifiche del Capitolo 3. Si riportano soltanto le finestre di input dei dati:

ID	Name	Atrib...	Element ...	Material	Property
1	CoronellaMicr...	Plane	Plate	6:Micropali	1:Micropali
2	CoronellaMicr...	Plane	Plate	6:Micropali	1:Micropali
3	TerrenoDren	Solid	Solid	1:TerrenoDrenato	-
4	TerrenoNoDren	Solid	Solid	2:TerrenoNonD...	-
5	Pozzo	Solid	Solid	3:CisPozzo	-
6	PilaPinto	Solid	Solid	4:CisPilaPinto	-

Add/Modify Ground Material

General: ID 1, Name TerrenoDrenato, Color [Orange]

Material Parameters: Modulus of Elasticity (E) 50000 kN/m², Poisson's Ratio (Nu) 0.2, Unit Weight (Gamma) 19 kN/m³, Unit Weight (Saturated) 20 kN/m³, Cohesion (C) 75 kN/m², Frictional Angle (Phi) 25 [deg], Initial Stress Parameters Ko 0.577, Thermal Coefficient 1e-006 1/[T]

Seepage Parameters: Permeability Coefficients (kx, ky, kz) 1 m/hr, Vol. Water Content (W) 0.5, Undrained Property [Checked]

Drainage Parameters: Drained [Checked], Skempton's B Coefficient 1

Constitutive Model: Model Type Mohr Coulomb, Parameters: Inc. of Elastic Modulus 0 kN/m³, Inc. of Cohesion 0 kN/m³, Reference Height 0 m, Dilatancy Angle 25 [deg], Tensile Strength 0 kN/m²

Add/Modify Ground Material

General: ID 3, Name CisPozzo, Color [Grey]

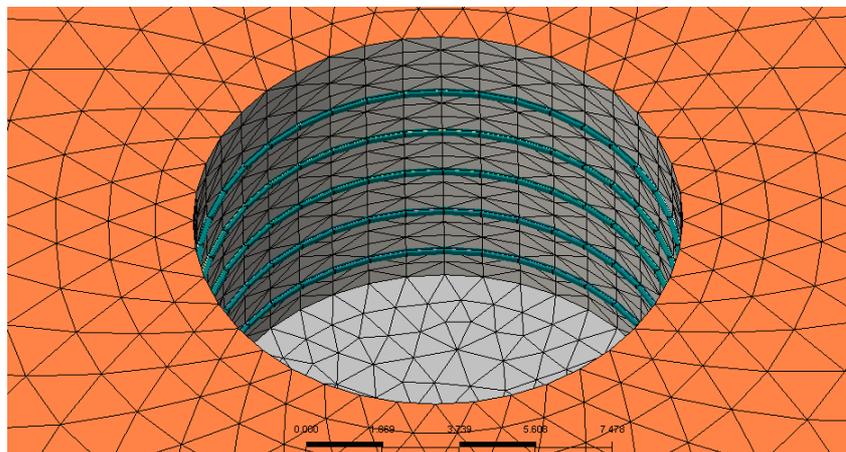
Material Parameters: Modulus of Elasticity (E) 30000000 kN/m², Poisson's Ratio (Nu) 0.3, Unit Weight (Gamma) 25 kN/m³, Unit Weight (Saturated) 25 kN/m³, Cohesion (C) 150 kN/m², Frictional Angle (Phi) 0 [deg], Initial Stress Parameters Ko 1, Thermal Coefficient 1e-006 1/[T]

Seepage Parameters: Permeability Coefficients (kx, ky, kz) 1 m/hr, Vol. Water Content (W) 0.5, Undrained Property [Checked]

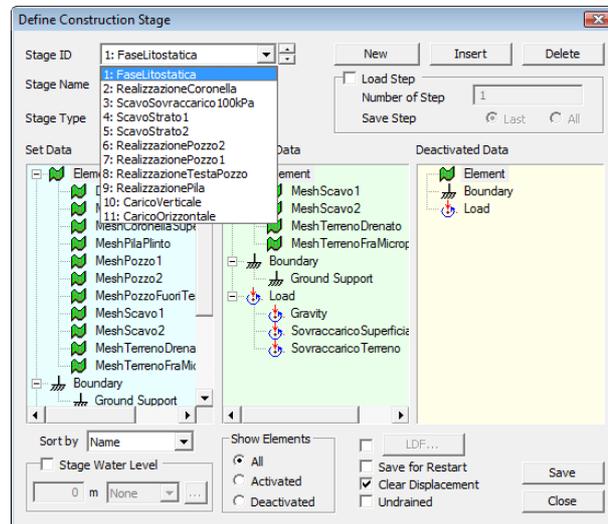
Drainage Parameters: Drained [Checked], Skempton's B Coefficient 1

Constitutive Model: Model Type Elastic, Parameters: Inc. of Elastic Modulus 0 kN/m³, Reference Height 0 m

Durante la fase di scavo, sono state inserite anche le centine metalliche nella superficie interna della coronella tramite elementi *truss* curvilinei con sezione HEB140, e sono stati calcolati i rispettivi sforzi normali utilizzati poi per le verifiche.

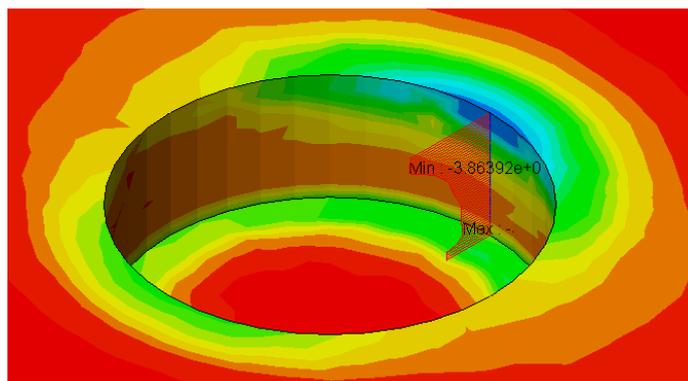


Si implementa quindi il problema allo stesso modo visto in Plaxis 2D, seguendo cioè una lista di fasi che rappresentano: la fase iniziale citostatica, la realizzazione della coronella di micropali, lo scavo del pozzo, il riempimento con calcestruzzo del pozzo, la realizzazione della pila e le azioni di carico in testa alla pila stessa.



Si riportano nel prossimo paragrafo i risultati ottenuti in termini di tensioni efficaci (caso drenato) e totali (caso non drenato). In particolare i dati sono riferiti alle tensioni orizzontali nel terreno a valle del pozzo e quelle verticali alla base.

I dati provenienti da Midas GTS corrispondono alla sezione di terreno parallela al piano di carico, in corrispondenza del massimo diametro come descritto in figura:



Risultati delle analisi:

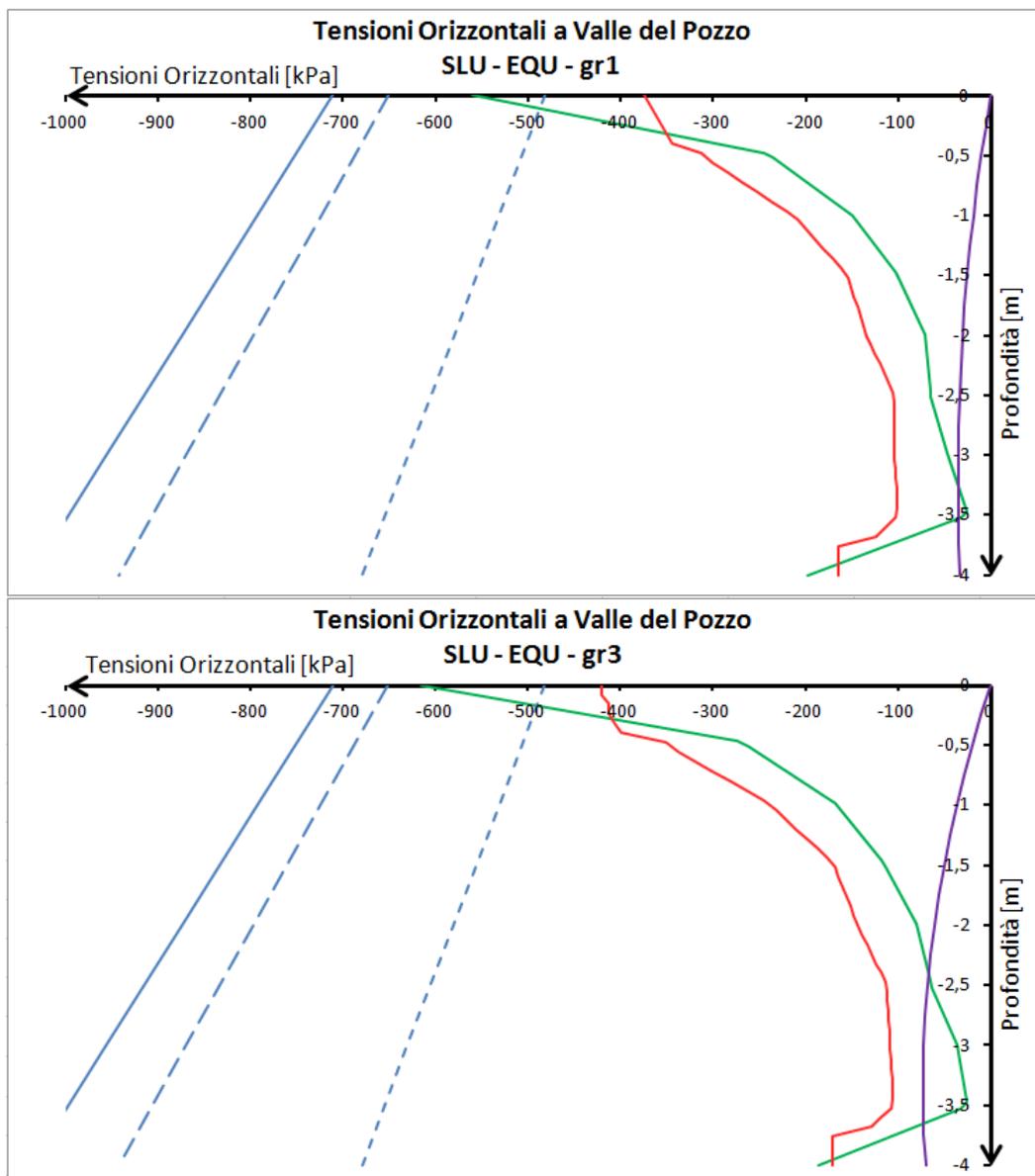
Si riportano in questo paragrafo i risultati dell'analisi effettuata con i due software. Vengono inoltre riportati i valori delle pressioni orizzontali secondo il criterio di Jamiolkowski, per un efficace confronto fra metodo analitico e metodi numerici. E' inoltre necessario visualizzare le tensioni limite orizzontali per spinta passiva

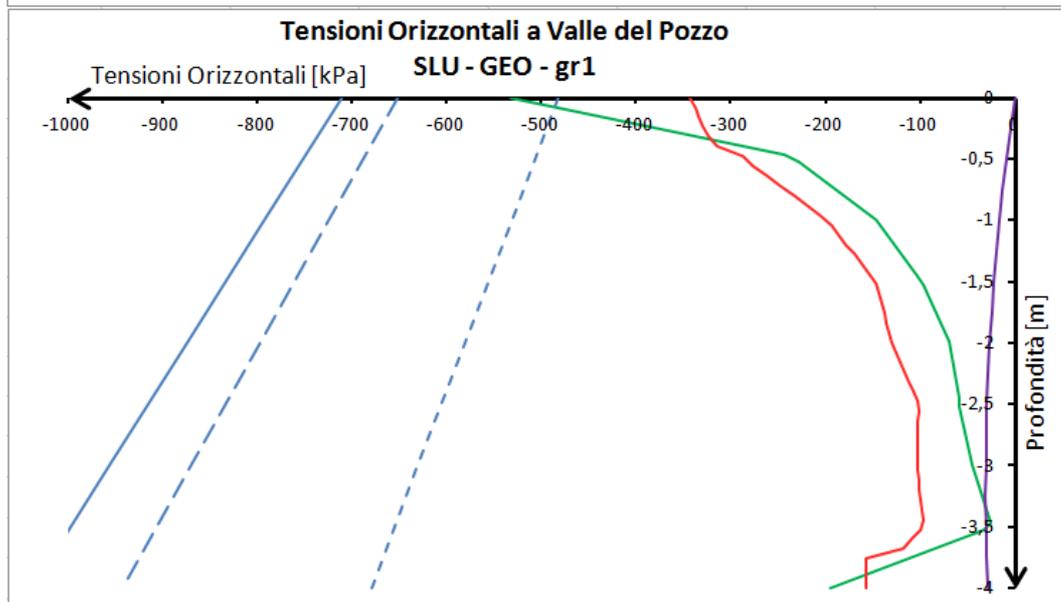
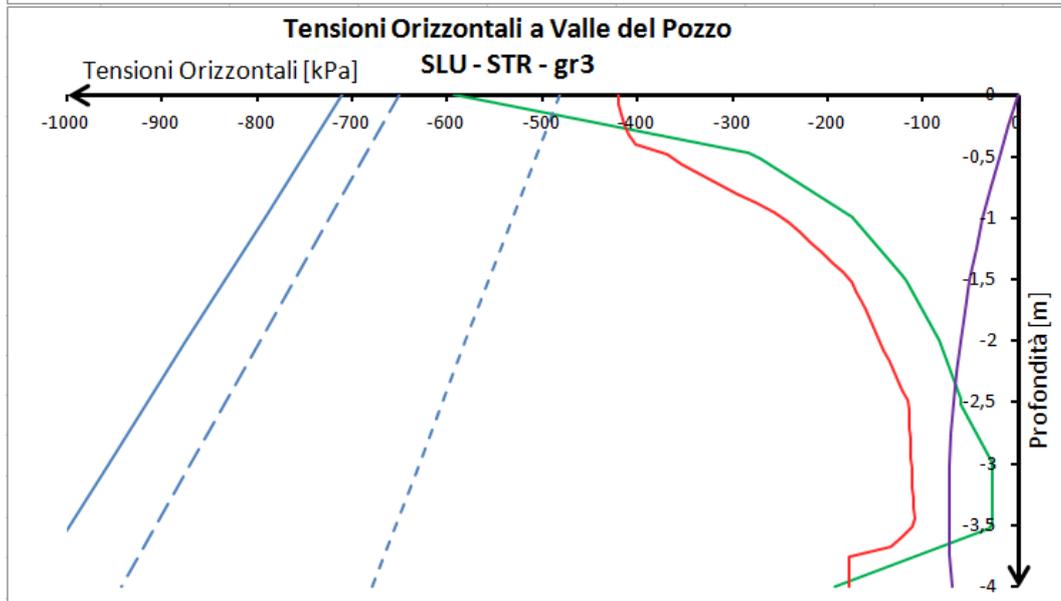
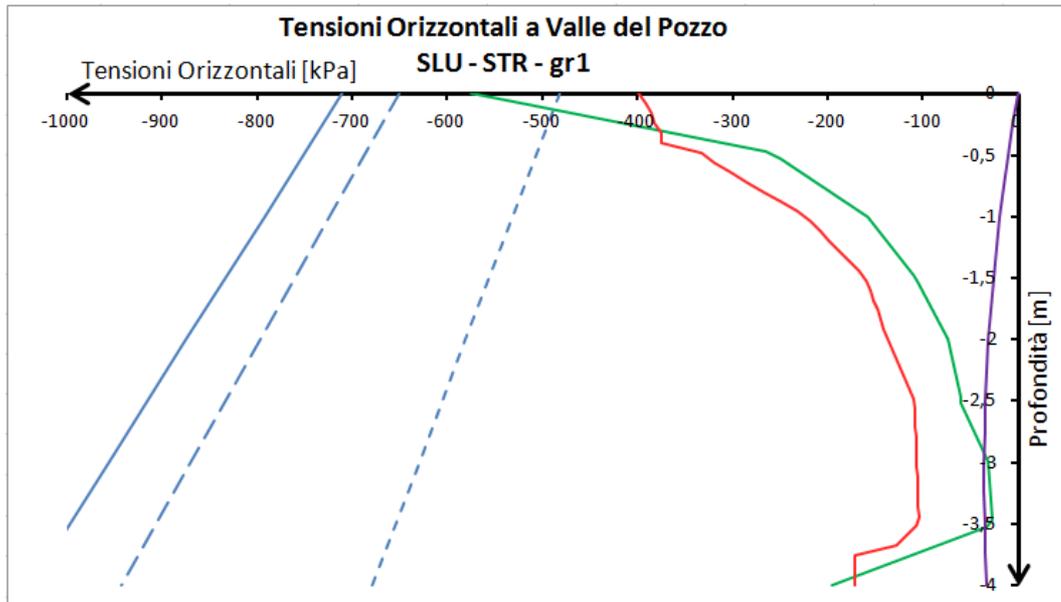
secondo le teorie di Rankine, Coulomb e Caquot-Kérisel, con lo scopo di individuare le rotture del terreno per spinta laterale. I valori dei coefficienti di spinta passiva nelle diverse teorie, variano in base al rapporto δ/ϕ' . Considerando che tale rapporto valga 0,667 (frutto dell'assunzione che l'angolo di attrito terreno/pozzo sia 2/3 dell'angolo di attrito interno), si ottiene:

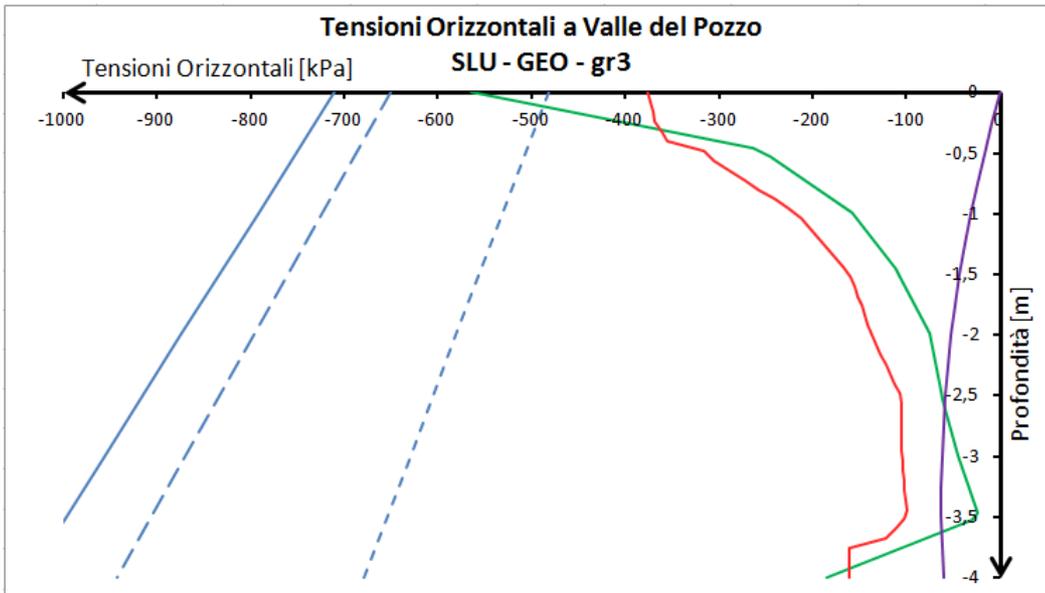
$$K_{p,Rankine} = 2,464 \quad K_{p,Caquot_Kérisel} = 3,645 \quad K_{p,Coulomb} = 4,079$$

Saranno analizzati le combinazioni di carico viste in precedenza. Si indicano con il colore blu le curve delle tensioni limite di spinta passiva, con il colore verde i dati dell'analisi in Plaxis, con il colore rosso i dati dell'analisi in Midas GTS e con il viola le tensioni secondo il metodo analitico.

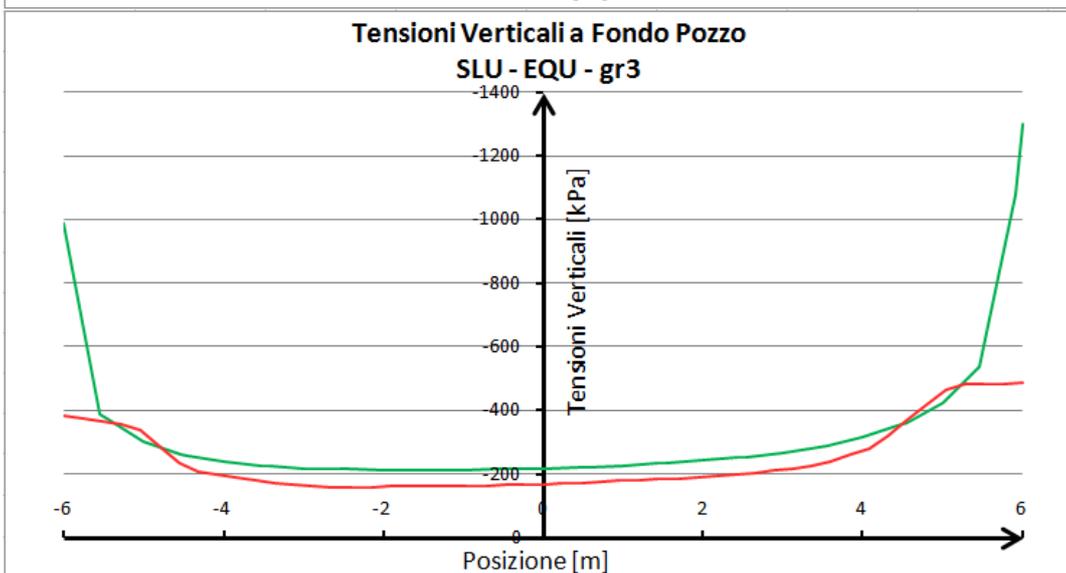
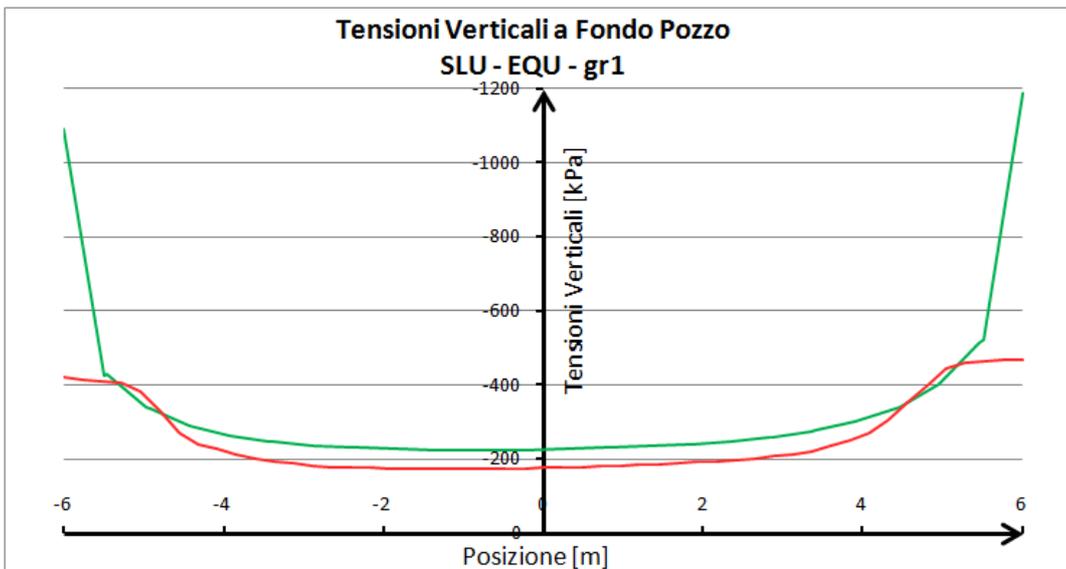
- Cond. drenate – tensioni orizzontali a lato del pozzo:

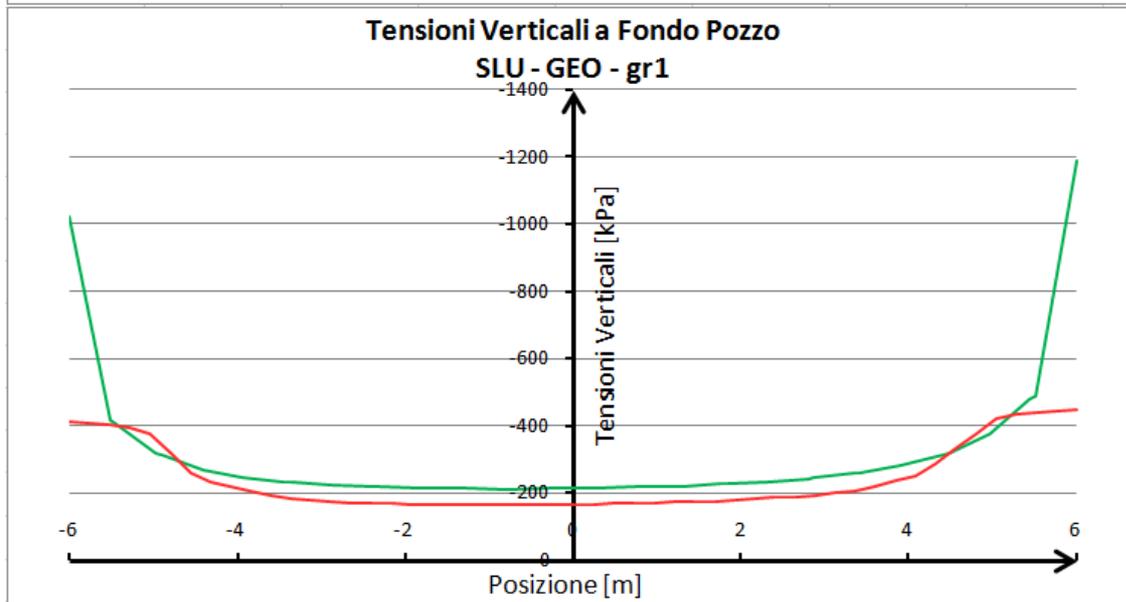
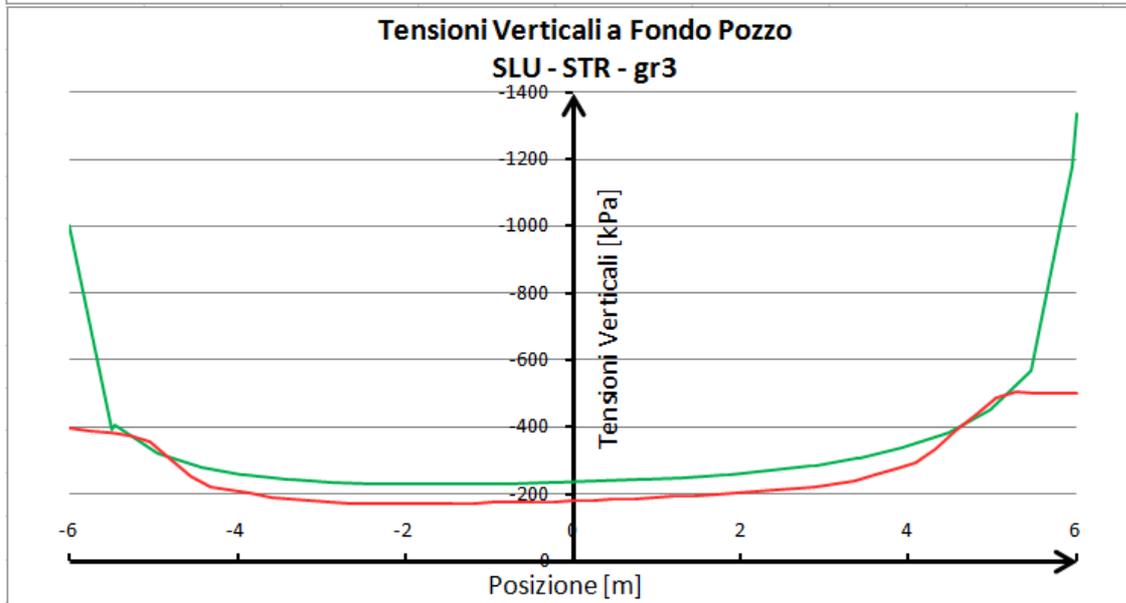
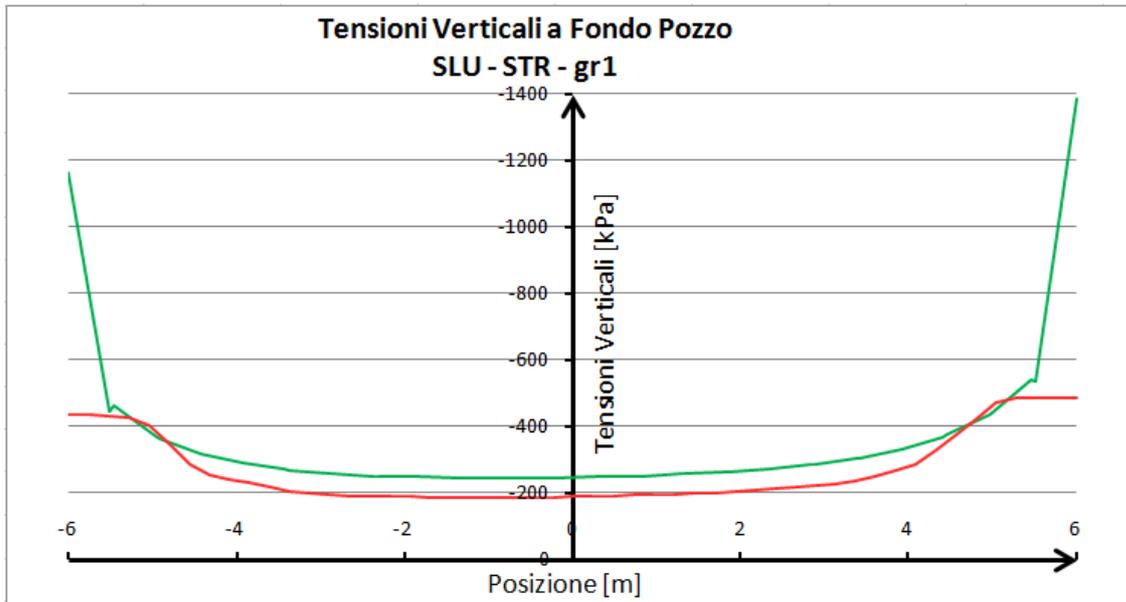


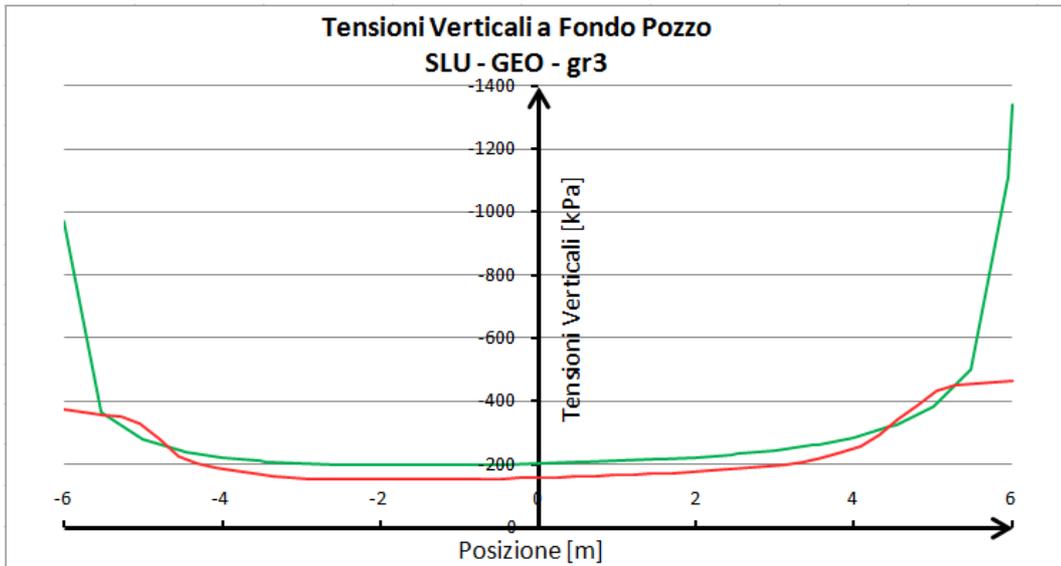




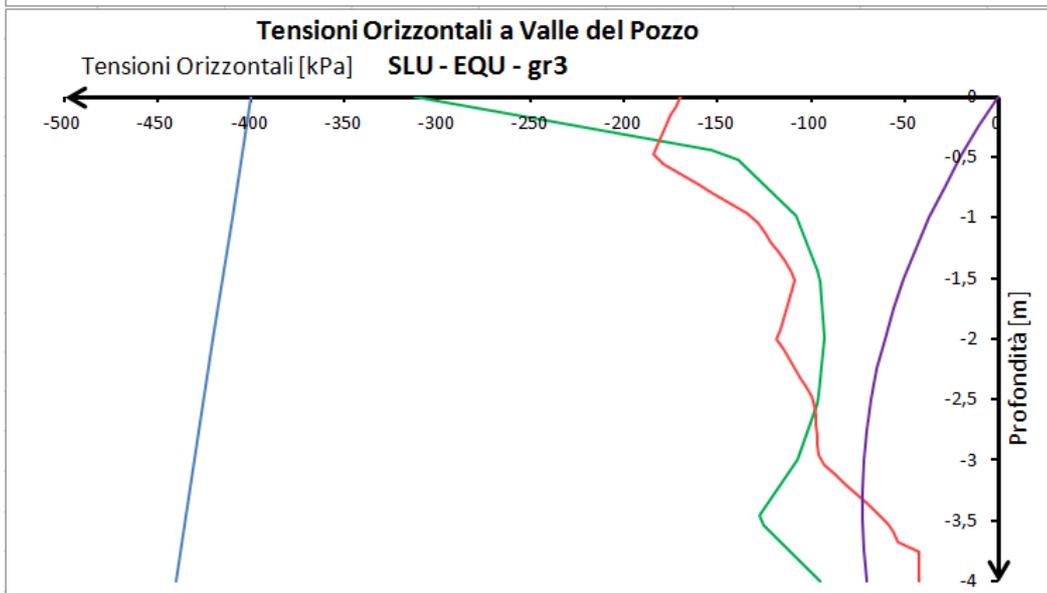
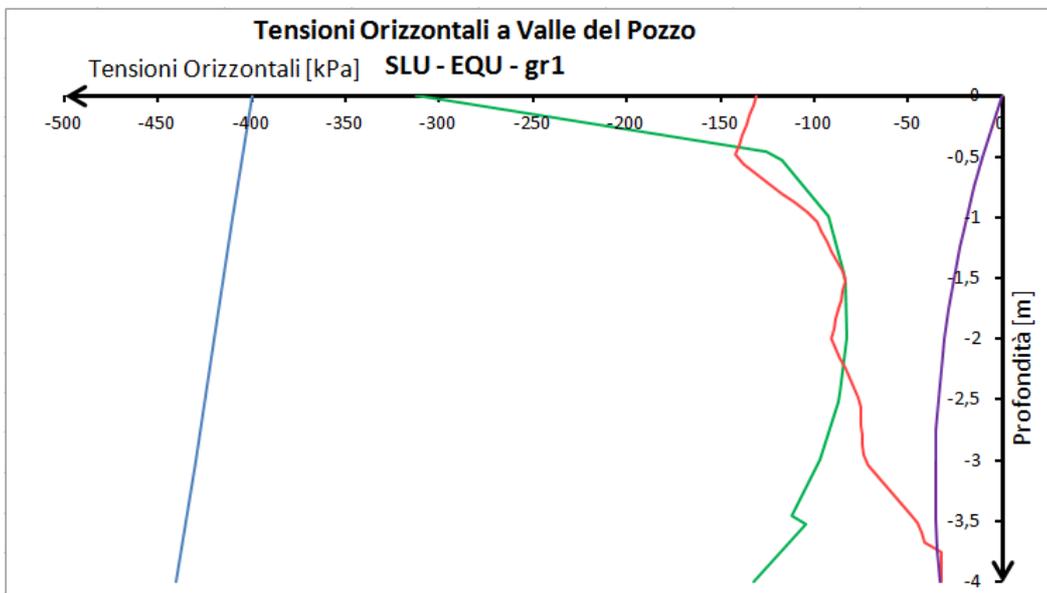
- Cond. drenate – tensioni verticali a fondo pozzo:

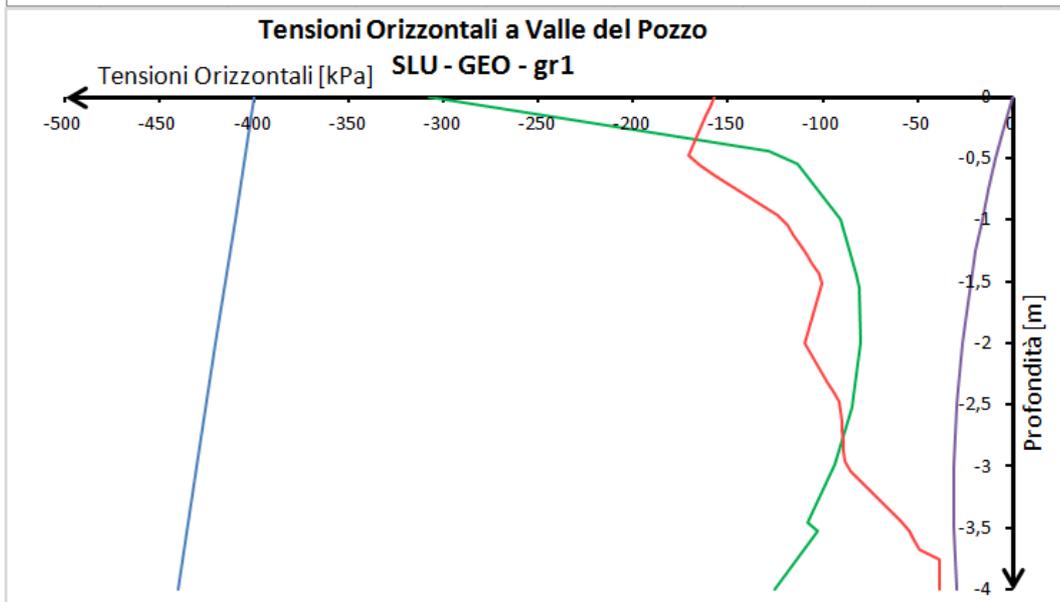
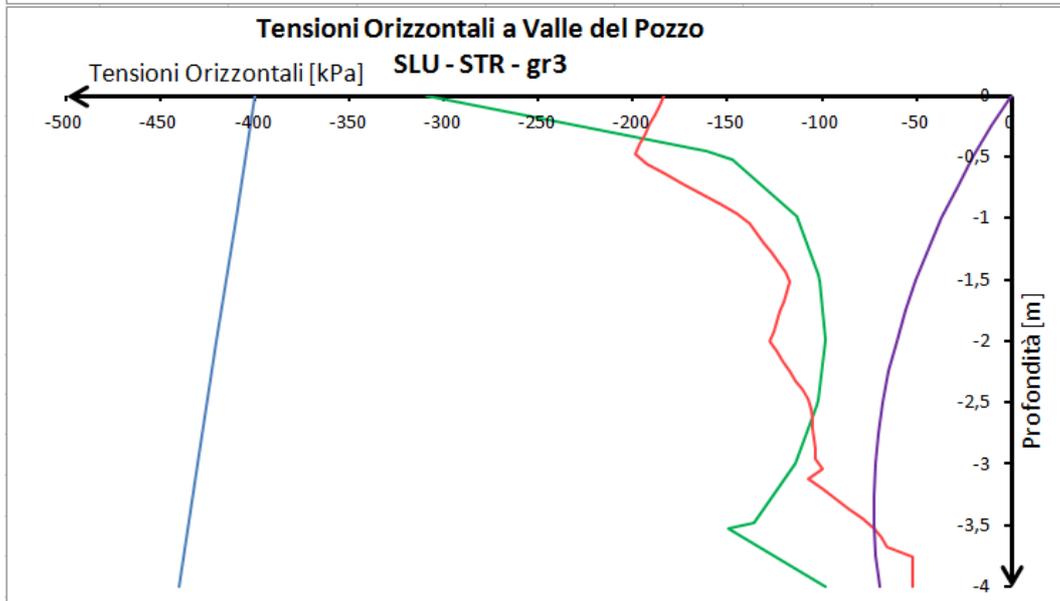
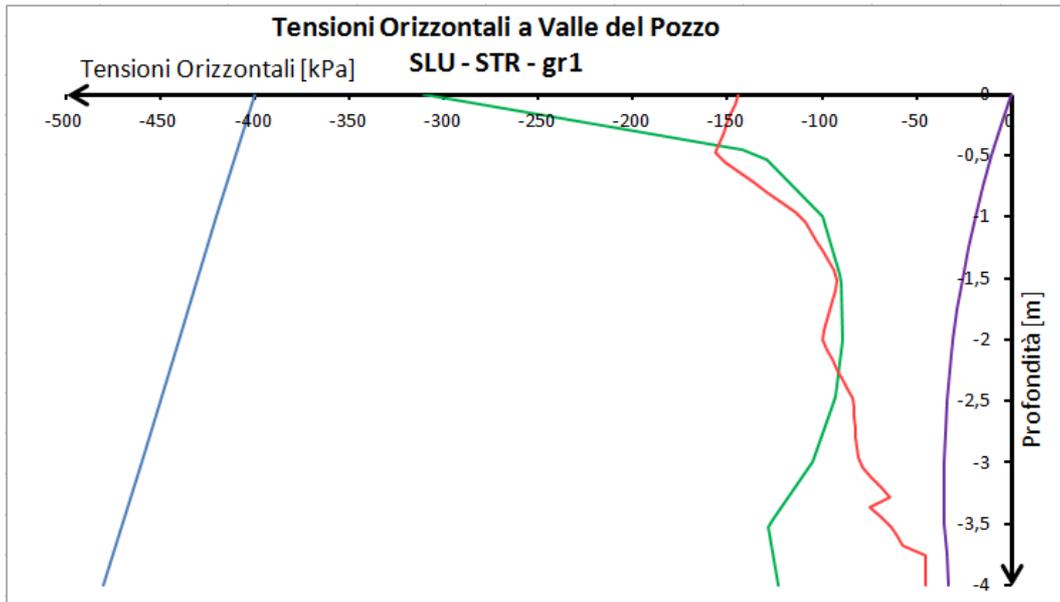


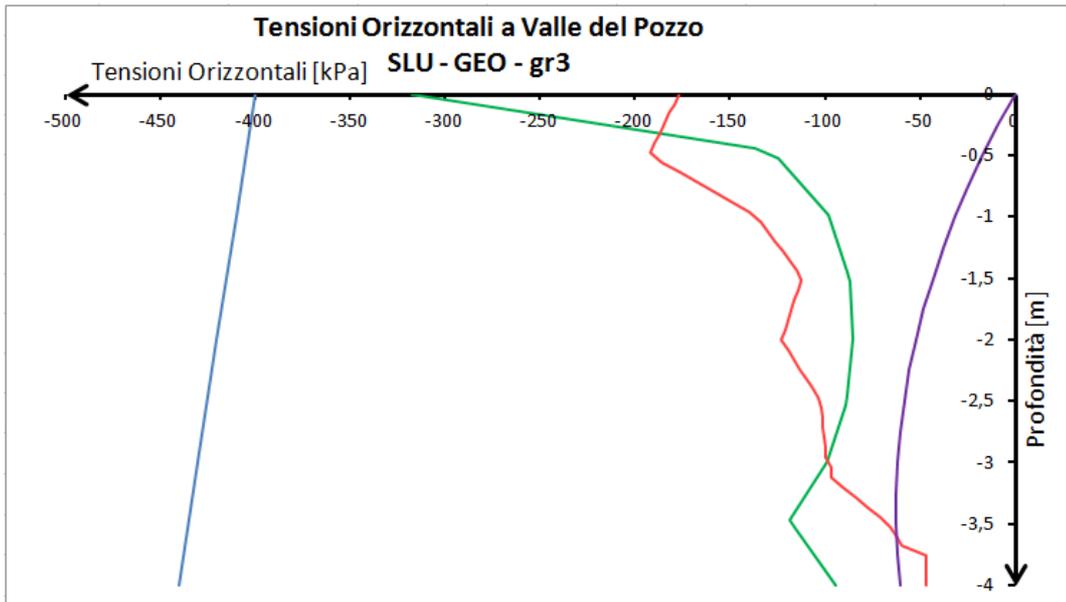




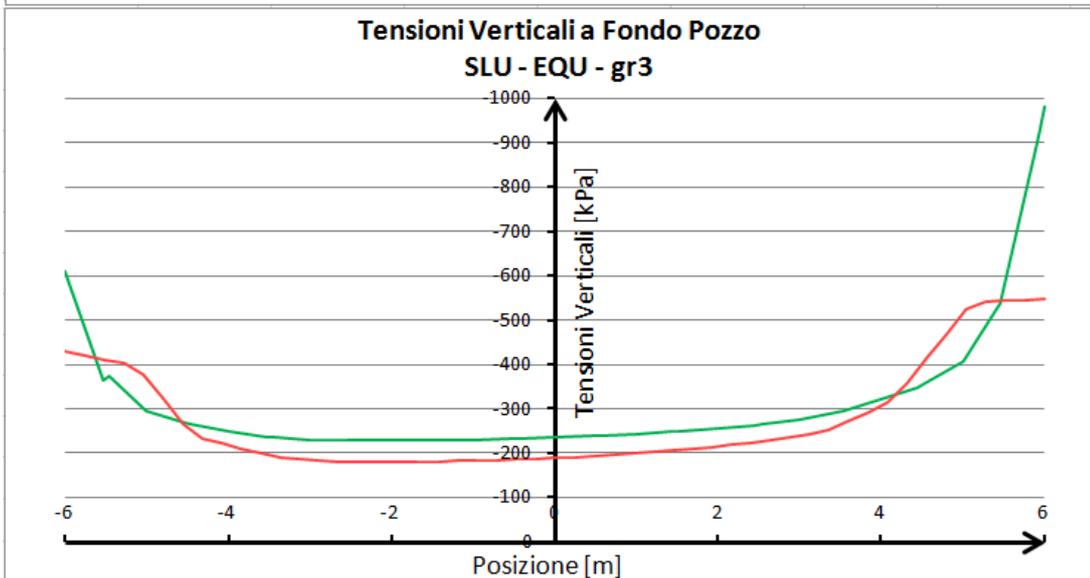
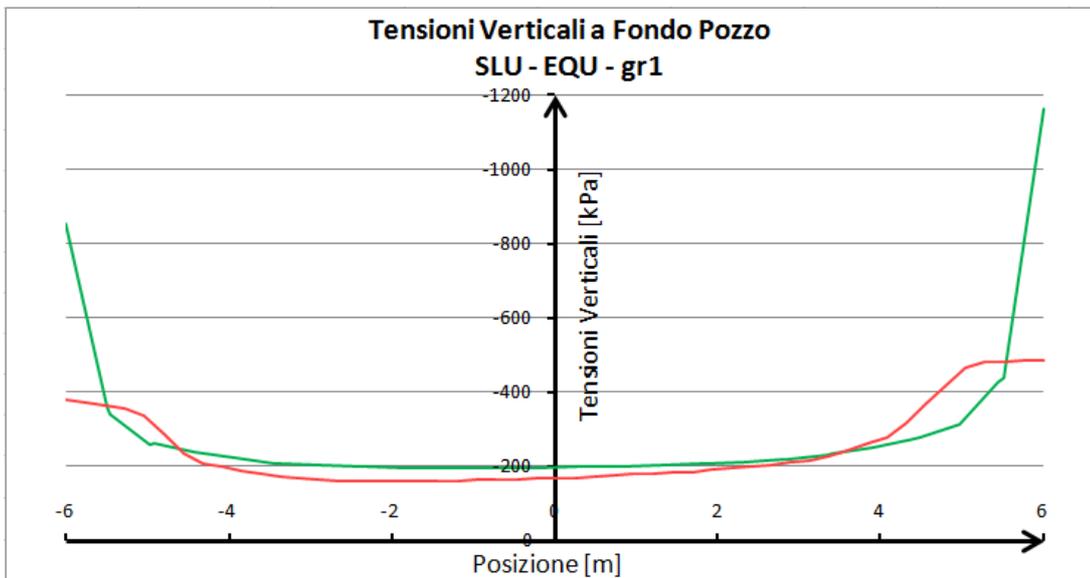
- Cond. non drenate – tensioni orizzontali a lato del pozzo:

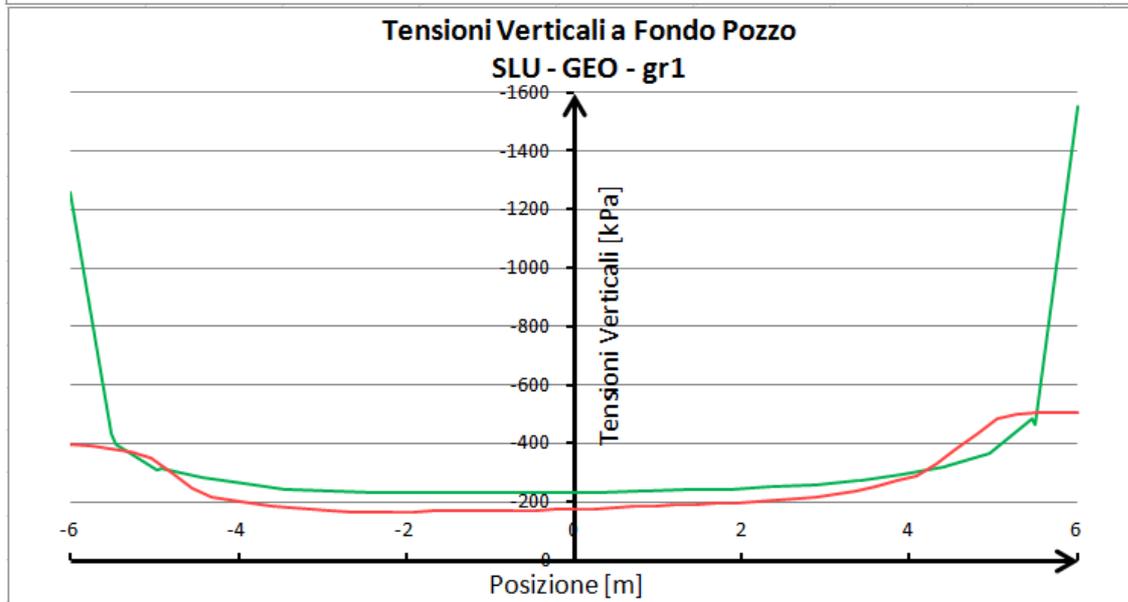
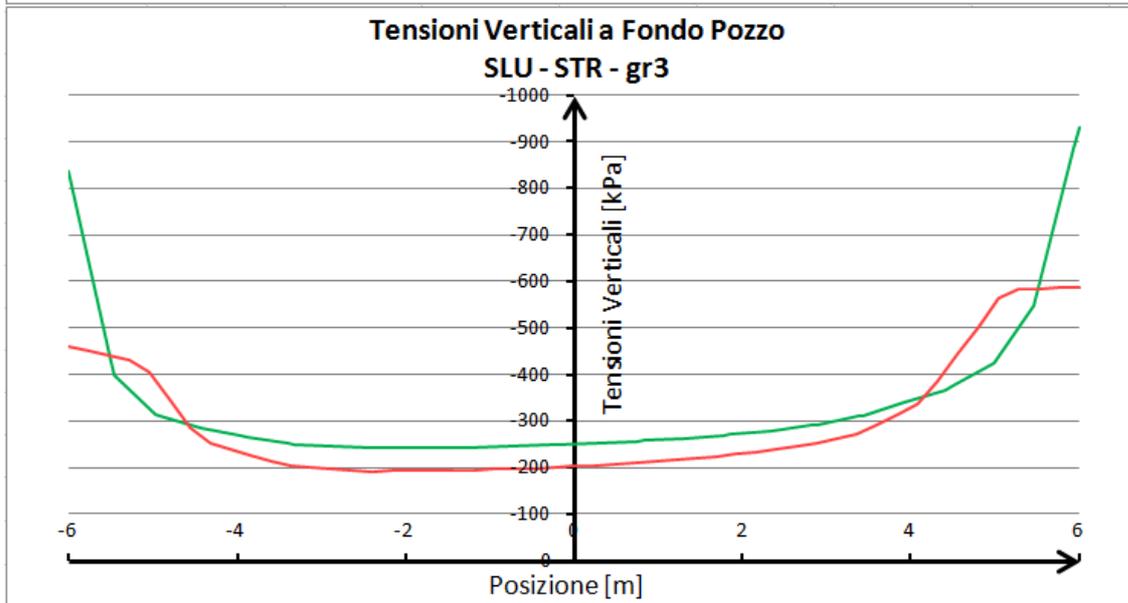
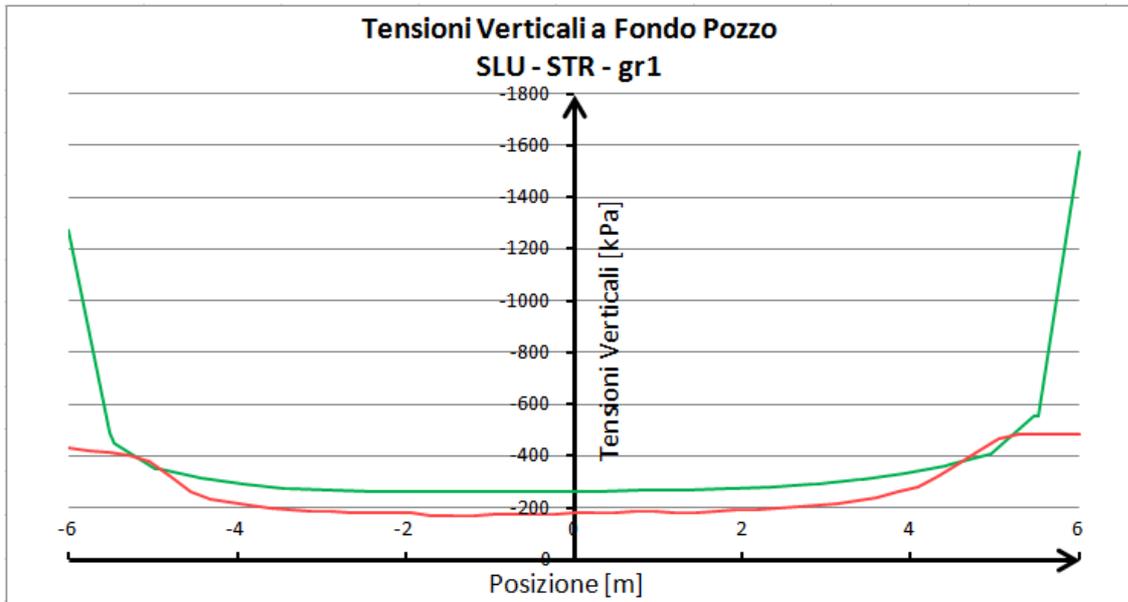


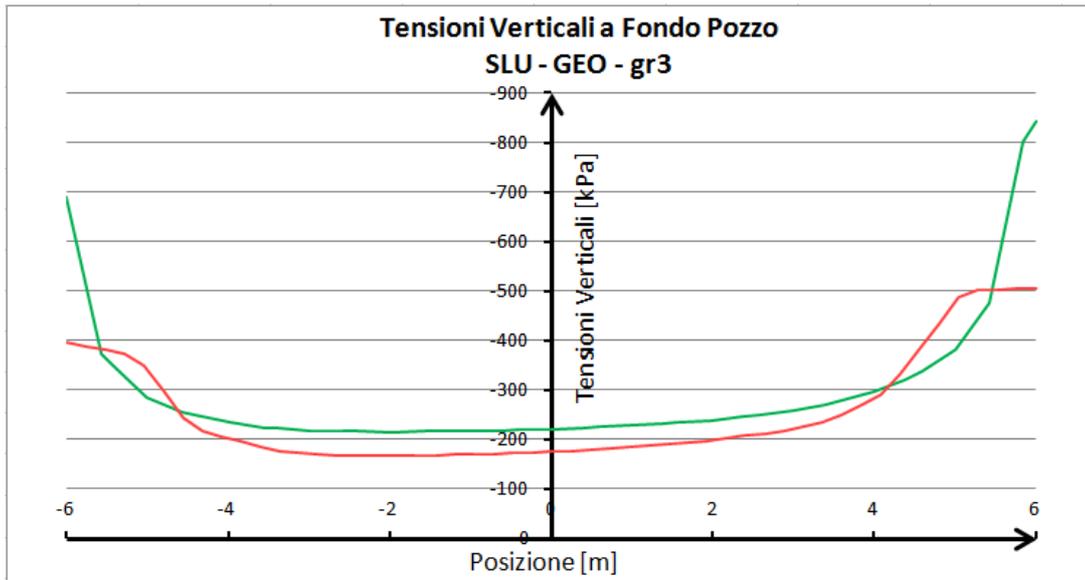




- Cond. non drenate – tensioni verticali a fondo pozzo:



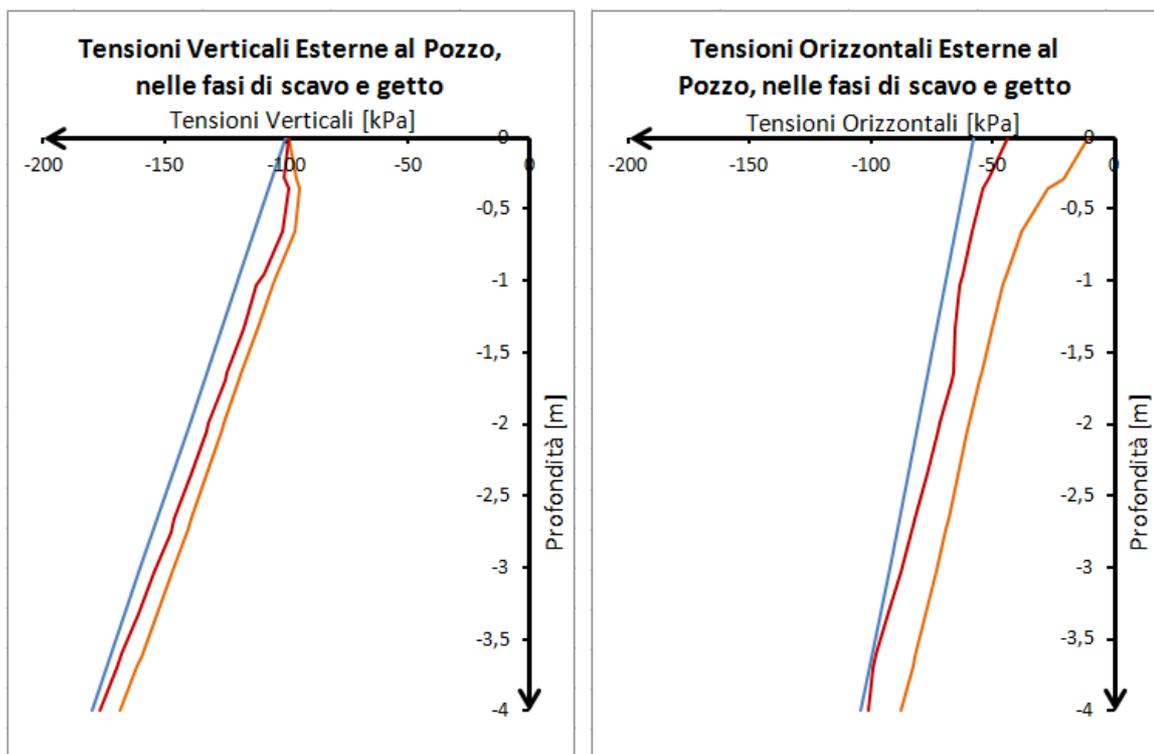




- Analisi delle tensioni sul terreno laterale durante le fasi di scavo:

Durante le fasi di scavo, si manifesta nel terreno un significativo scarico tensionale. Ciò è dovuto alla mancanza del terreno interno al pozzo ed alla deformazione del rivestimento di micropali.

In piccola parte questo fenomeno viene recuperato con l'immissione del calcestruzzo fluido che andrà a costituire il pozzo stesso. Con il colore azzurro si indicano le tensioni litostatiche, con il colore arancione le tensioni a scavo avvenuto e con il rosso le tensioni a riempimento avvenuto del pozzo:

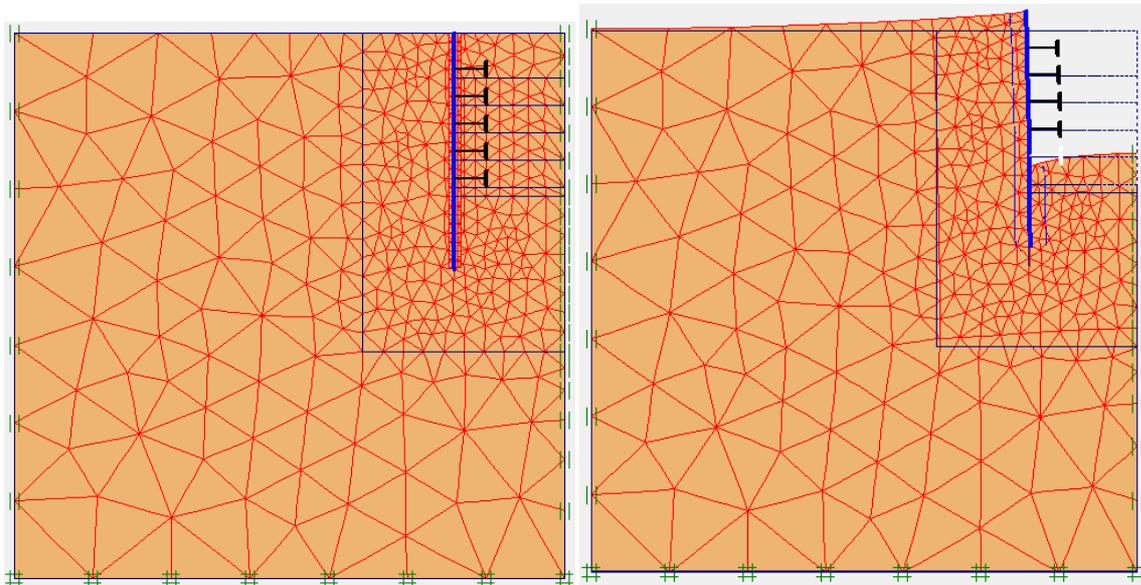


- Analisi degli sforzi sulle centine durante le fasi di scavo:

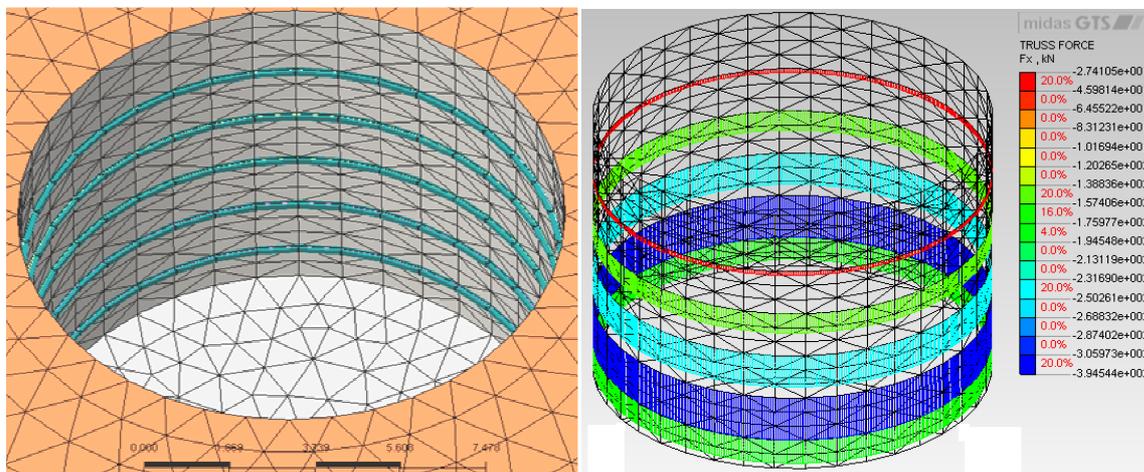
Per il calcolo degli sforzi sulle centine, sono state fatte analisi sia in Plaxis 2D che in Midas GTS. Nel primo software sono stati posti dei vincoli puntuali, nel secondo invece le centine sono rappresentate da elementi finiti di tipo *truss* (di sezione HEB 140) a forma circolare, uniti nei nodi della *mesh* corrispondente alla protezione di micropali.

Le fasi di calcolo implementate nella *Staged Construction* dei programmi, rappresentano le operazioni di cavo e centinatura del rivestimento del pozzo. Le centine sono poste ad interasse 1,50 m, e lo scavo in genere avviene fino a 50-70 cm sotto la posizione prevista per ciascuna trave, in modo tale da permetterne l'installazione con comodità.

Nelle figure seguenti, si possono osservare i modelli utilizzati.



Modello implementato in Plaxis 2D e deformazione a seguito dello scavo



Modello implementato in Midas GTS e grafico degli sforzi sulle centine

Gli sforzi calcolati nelle centine, nella fase finale dello scavo risultano:

	Plaxis 2D:		Midas GTS (3D):	
Centina1:	57,18	kN	51,84	kN
Centina2:	203,45	kN	184,56	kN
Centina3:	428,07	kN	290,64	kN
Centina4:	635,94	kN	389,4	kN
Centina5:	285,82	kN	213,84	kN

Gli sforzi individuati da Plaxis 2D V8 sono superiori a quelli di Midas GTS, pertanto si verificano le centine utilizzate secondo il valore più grande. Nella verifica non è necessario considerare l'instabilità delle centine in quanto la rete metallica e lo strato di spritz-beton con il quale è rifinita la superficie interna del pozzo, sono un buon vincolo al fenomeno.

La verifica a compressione del profilato HEB 140 con un acciaio S275, risulta:

$$A = 42,96 \text{ cm}^2 \quad f_{yk} = 275 \text{ MPa} \quad \gamma_{M0} = 1,05$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1125,14 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 635,94 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Osservazioni sui risultati:

Come si può osservare dai grafici delle tensioni all'interfaccia pozzo/terreno, i valori calcolati con il criterio di Jamiolkowski che seguono un andamento parabolico con la profondità, sono cautelativi nei riguardi del terreno, soprattutto per gli strati più superficiali.

Si può quindi affermare che con il metodo analitico di riferimento, si fa poco affidamento al contributo delle pressioni laterali al pozzo ai fini della stabilità globale, mentre nei metodi numerici implementati nei software FEM, gli strati superficiali forniscono una considerevole reazione laterale. Ciò è dovuto al fatto che, rispetto agli strati profondi, essi subiscono il più importante spostamento orizzontale imposto dal pozzo rigido, e sono pertanto mobilitati maggiormente.

Le reazioni secondo Jamiolkowski inoltre non tengono conto del sovraccarico del terreno inerte superficiale, che invece nella realtà costituisce un notevole contrasto al carico cui è soggetto il pozzo.

Per questo motivo la verifica puntuale delle tensioni orizzontali risulta ampiamente soddisfatta lungo tutta la superficie esterna del pozzo.

Per quanto riguarda le tensioni di reazione verticale sul fondo, quelle provenienti da Plaxis 2D individuano dei punti di singolarità alle estremità del pozzo, dovute alla sua grande rigidità. Tale fenomeno risulta invece meno evidente nell'analisi con Midas GTS, dove il pozzo può diffondere sulle tre dimensioni il carico nell'ammasso fornendo valori delle pressioni di minore intensità.

In particolare, andando a confrontare tali valori con la teoria proposta dalla letteratura geotecnica, si può constatare la bontà della soluzione delle pressioni verticali.

Facendo riferimento allo studio di Terzaghi (*"Theoretical soil mechanics"*), definita H l'altezza della fondazione ed R il suo raggio, l'andamento delle pressioni di contatto alla base di una fondazione varia in base alla rigidità relativa fondazione-terreno definita come:

$$K_r = \frac{1}{6} \cdot \frac{1 - \mu_s^2}{1 - \mu_p^2} \cdot \frac{E_p}{E_s} \cdot \left(\frac{H}{R}\right)^3 = 206,04$$

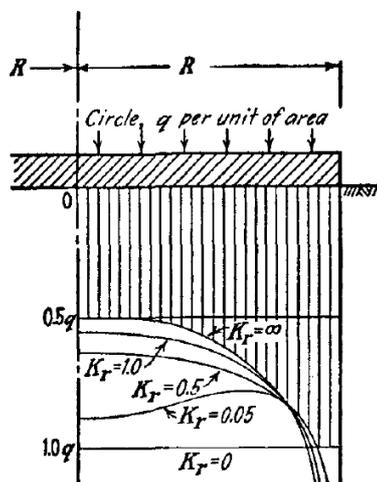
dove μ_p e μ_s sono rispettivamente i coefficienti di Poisson per la fondazione ed il suolo, mentre E_p ed E_s sono i corrispondenti moduli di rigidità.

Chiamando Q il carico verticale somma dei valori NEd (azione verticale della sovrastruttura in testa al pozzo) e Pp (peso proprio del pozzo), e definendo q :

$$q = \frac{Q}{\pi \cdot R^2}$$

La pressione minima verticale di base, per la fondazione pozzo progettata risulta:

$$q_{min} = 0,5 \cdot q$$



SLU	Gruppo di Carico	q [kPa]:	q _{min} [kPa]:
EQU	Gr 1.	430,54	215,27
	Gr 3.	409,21	204,61
(A1) STR	Gr 1.	460,63	230,31
	Gr 3.	436,79	218,39
(A2) GEO	Gr 1.	406,08	203,04
	Gr 3.	382,07	191,03

Conclusioni

In questo elaborato sono stati progettati gli elementi in cemento armato pila, plinto e pozzo del ponte, ricavando le sollecitazioni di progetto dall'analisi dei carichi in cui anche i contributi del traffico ferroviario sono stati considerati di tipo statico, e dall'analisi statica lineare in chiave sismica.

Il posizionamento dei carichi variabili da traffico si basa sulla teoria delle linee di influenza, in modo tale da massimizzare le azioni più significative sulla sottostruttura.

Le verifiche sono state eseguite seguendo le prescrizioni della " Normativa Tecnica per le Costruzioni 2008" (D.M. 14 gennaio 2008), delle indicazioni fornite dalle Ferrovie dello Stato, Istruzione N°/SC/PS-OM /2298 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo" e dell'Ordinanza 3274 del 3/5/05.

Le verifiche sulla pila (effettuate secondo il criterio della gerarchia delle resistenze della normativa sismica), sul plinto (richiedendone un comportamento di tipo elastico) e sul pozzo, risultano tutte soddisfatte.

In particolare l'analisi del fenomeno di interazione pozzo-terreno effettuata con il metodo di Jamiolkowski, risulta cautelativa ai fini del dimensionamento in quanto, come è chiaro dai grafici del capitolo 4, prevede pressioni orizzontali sulle superfici laterali di ridotta intensità rispetto alle tensioni di riferimento ricavate per mezzo dei software geotecnici.

Si può quindi affermare che con questo metodo si sceglie di dare minor "fiducia" alle tensioni di contatto laterali, da cui consegue la necessità di posizionare la base del pozzo a maggiori profondità o di aumentarne le dimensioni orizzontali, al fine di raggiungere valori più grandi della capacità portante di punta.

L'ulteriore complessità del problema introdotta studiando il contributo attritivo sulla superficie laterale del pozzo, prudentemente considerato nullo nel metodo di Jamiolkowski, è maggiormente rappresentativo del fenomeno di interazione reale e si presta in modo migliore al confronto con i modelli FEM.

E' necessario comunque ricordare che gli strumenti numerici utilizzati, pur essendo molto potenti poiché in grado di interpretare comportamenti estremamente articolati, necessitano di una attenta analisi critica dei risultati ottenuti.

Il lavoro svolto nella presente tesi ha quindi portato ad una conoscenza dettagliata del complesso problema delle fondazioni speciali a pozzo e della loro progettazione.

In particolar modo ai fini progettuali, emerge l'importanza di una approfondita conoscenza delle caratteristiche meccaniche e stratigrafiche del sito, e di una adeguata padronanza dei modelli analitici di riferimento e dei software numerici di supporto.

Bibliografia

Berardi G., *Sul calcolo delle fondazioni a pozzo*, "X Congresso di Geotecnica", 1970

Bowles Joseph E., *Fondazioni: progetto e analisi*, Milano, McGraw-Hill Libri Italia, 1988

Cestelli Guidi C., *Geotecnica e tecnica delle fondazioni*, Milano, Hoepli, 1987

Jacoby S., Davis P., *Foundations of bridges and buildings*, Londra, McGraw-Hill, 1914

Jamiolkowki M., *Dimensionamento delle fondazioni a pozzo*, "Notiziario degli ordini degli Ingegneri e Architetti di Torino. Atti e rassegna tecnica", a. XXII, n.7, luglio 1968

Jamiolkowski M., Lancellotta R., Pasqualini E., *Geotecnica e fondazioni. 4: Fondazioni profonde*, Torino, C.E.L.I.D., 1976

Mancinelli L., *I pozzi strutturali: grandi opere di fondazione e di presidio*, Palermo, Flaccovio, 2006

Martinez Y Cabrera F., Gentile C., Malerba P.L., *Ponti e viadotti: concezione, progetto, analisi e gestione*, Bologna, Pitagora, 2000

Petrangeli M.P., *Progettazione e costruzione di ponti*, Milano, Masson, 1993

Plaxis 2D Reference Manual, Version 8.4, 2002

Plaxis 2D Material Models Manual, Version 8.4, 2002

Tanzini M., *Fondazioni: caratterizzazione geotecnica, verifiche geotecniche, dimensionamento*, Palermo, Flaccovio, 2009

Terzaghi K., *Theoretical soil mechanics*, New York, J.Wiley and Sons, 1943

Terzaghi K., Peck R.B., *Geotecnica*, Torino, UTET, 1967

Viggiani C., *Fondazioni*, Napoli, CUEN, 1994

Ringraziamenti

Un sentito ringraziamento al Prof. Ing. Raffaele Poluzzi per aver messo a disposizione la sua vasta esperienza, e per la grande disponibilità e supporto durante tutta l'elaborazione di questa tesi.

Ringrazio il Prof. Ing. Laura Tonni, per le valide indicazioni nell'uso dei software geotecnici.

Ringrazio di cuore la mia famiglia, che mi ha sempre sostenuto in questi anni di impegno nello studio: mamma Lorena, papà Loris, nonna Bertilla, Luca, Ilaria e Giulio.

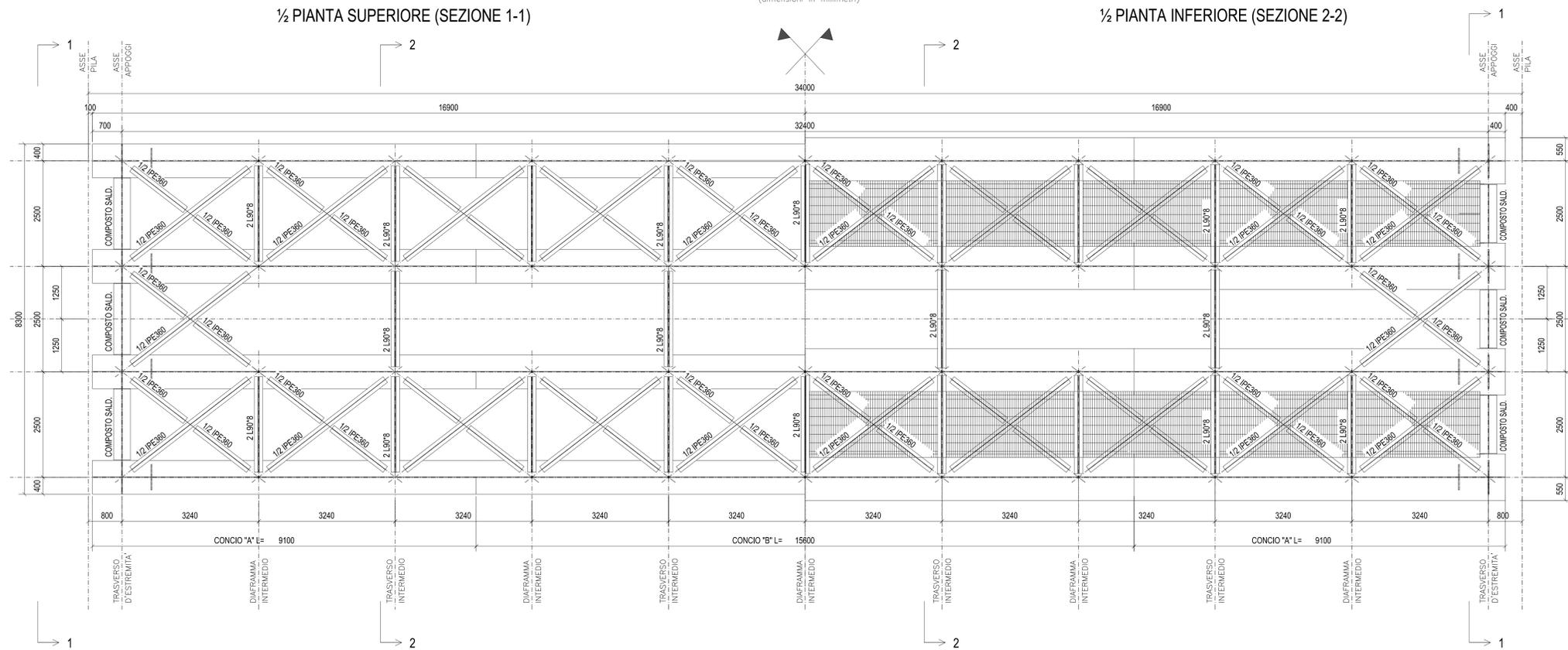
Un speciale ringraziamento ad Alessandra, il dono più bello da quando sono a Bologna.

Ringrazio con affetto Rosa e Giovanni per la loro bellissima accoglienza.

Un grande ringraziamento va a tutti i compagni di appartamento di questi anni, e a quanti hanno condiviso con me lo studio e la vita in università.

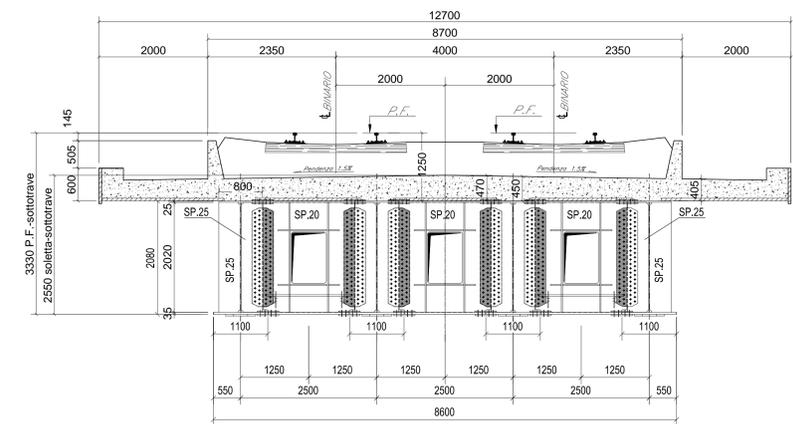
PIANTE CONCI TRAVI PRINCIPALI

SCALA 1:50
(dimensioni in millimetri)



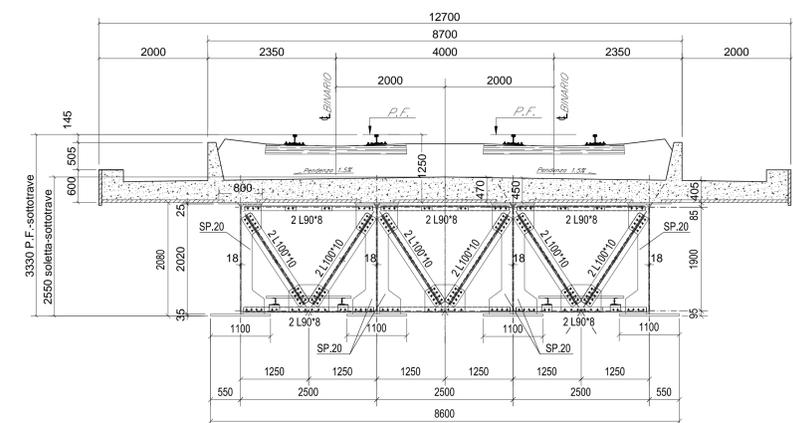
SEZIONE CONCIO LATERALE (SEZ.1-1)

SCALA 1:50
(dimensioni in millimetri)



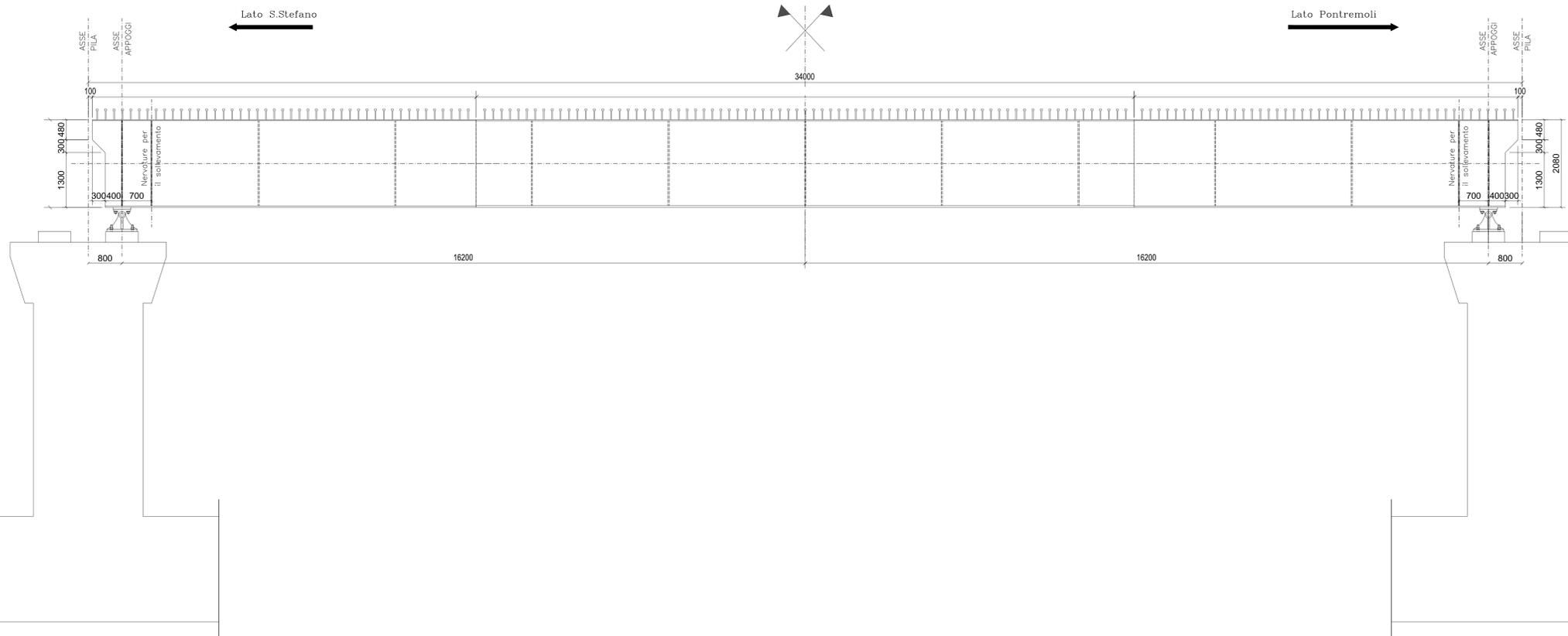
SEZIONE CONCIO LATERALE (SEZ.2-2)

SCALA 1:50
(dimensioni in millimetri)



PROSPETTO LATERALE

SCALA 1:50
(dimensioni in millimetri)



ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITA' DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA, AMBIENTALE E DEI MATERIALI - DICAM

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

in
Opere Infrastrutturali M

FONDAZIONI A POZZO PER PILE DA PONTE.
CONFRONTI FRA DIVERSI MODELLI DI INTERAZIONE
CON IL TERRENO

CANDIDATO:
Stefano Sandonà

RELATORE:
Prof. Ing. Raffaele Poluzzi
CORRELATORE:
Prof. Ing. Laura Tonni

Anno Accademico 2012/13
Sessione III

VIADOTTO "TAVERONE" (CAMPATA DA 34 m)

Tavola N°:

1

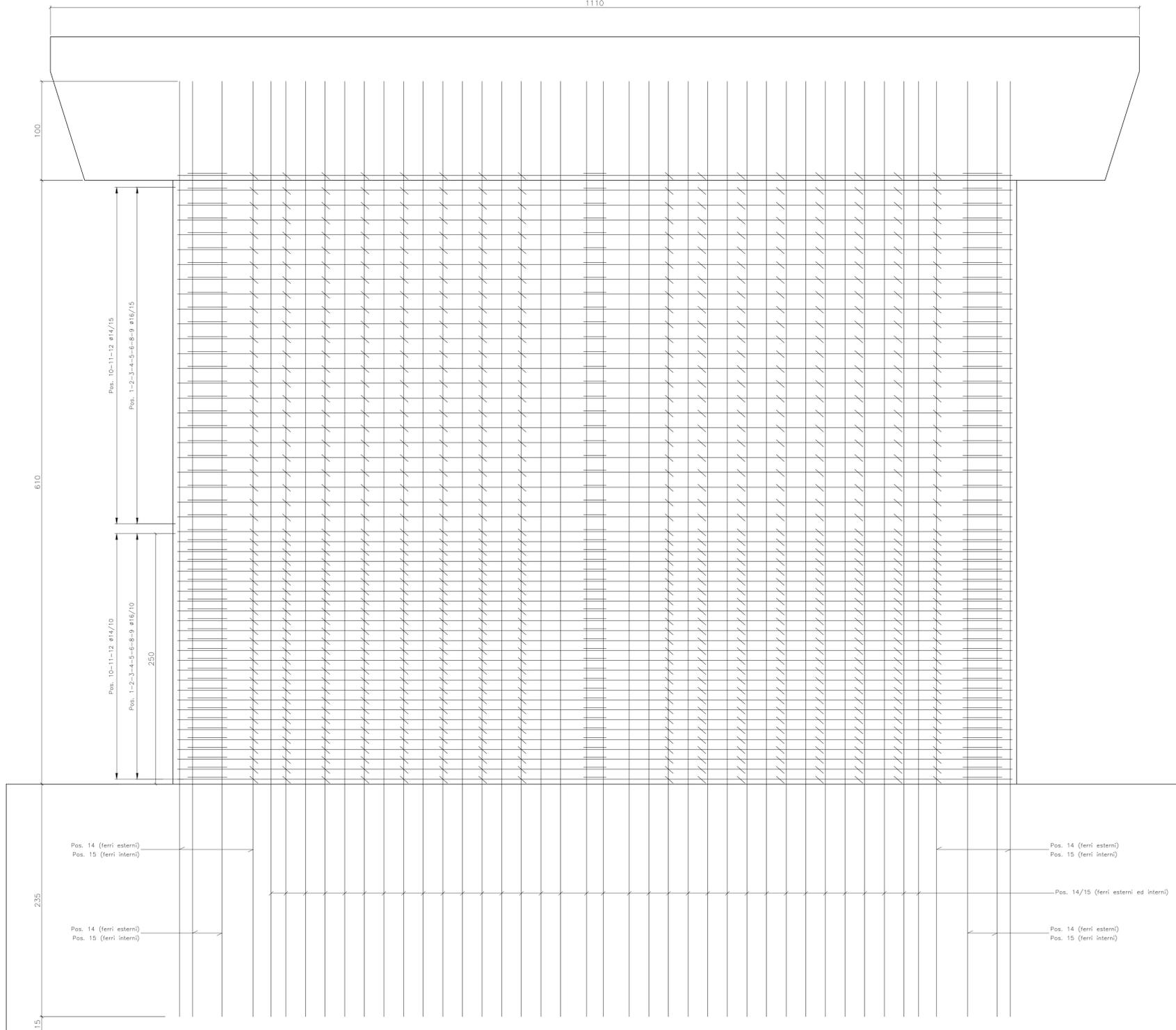
SCHEMA GENERALE IMPALCATO
PIANTE, PROSPETTI E SEZIONI TIPICHE

Scala:

1:50

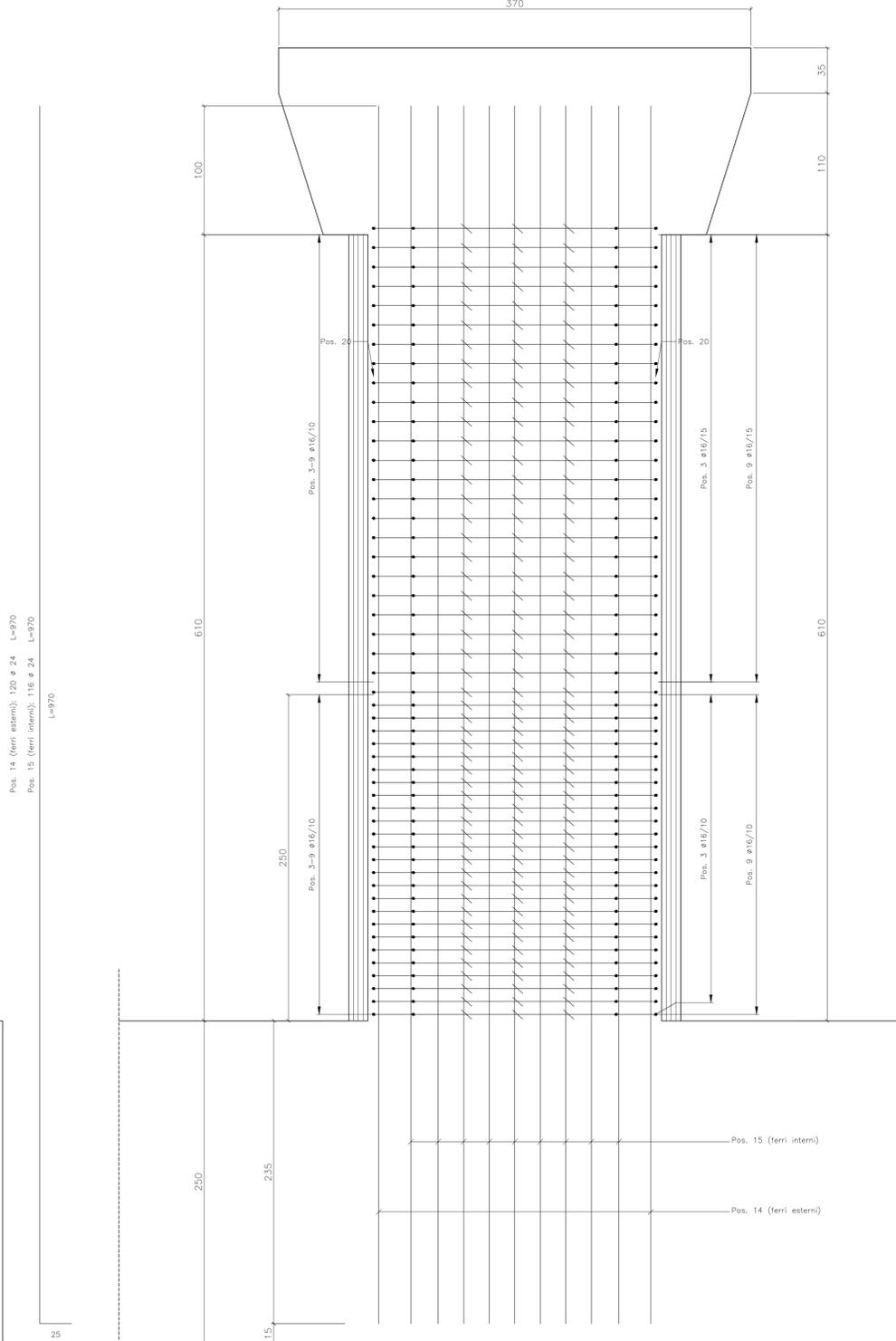
VISTA A-A

scala 1:20



SEZIONE B-B

scala 1:20



ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITA' DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA, AMBIENTALE E
DEI MATERIALI - DICAM

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

in
Opere Infrastrutturali M

FONDAZIONI A POZZO PER PILE DA PONTE.
CONFRONTI FRA DIVERSI MODELLI DI INTERAZIONE
CON IL TERRENO

CANDIDATO:
Stefano Sandonà

RELATORE:
Prof. Ing. Raffaele Poluzzi
CORRELATORE:
Prof. Ing. Laura Tonni

Anno Accademico 2012/13
Sessione III

DISEGNI ARMATURE
DELLA PILA E DEL POZZO DI FONDAZIONE

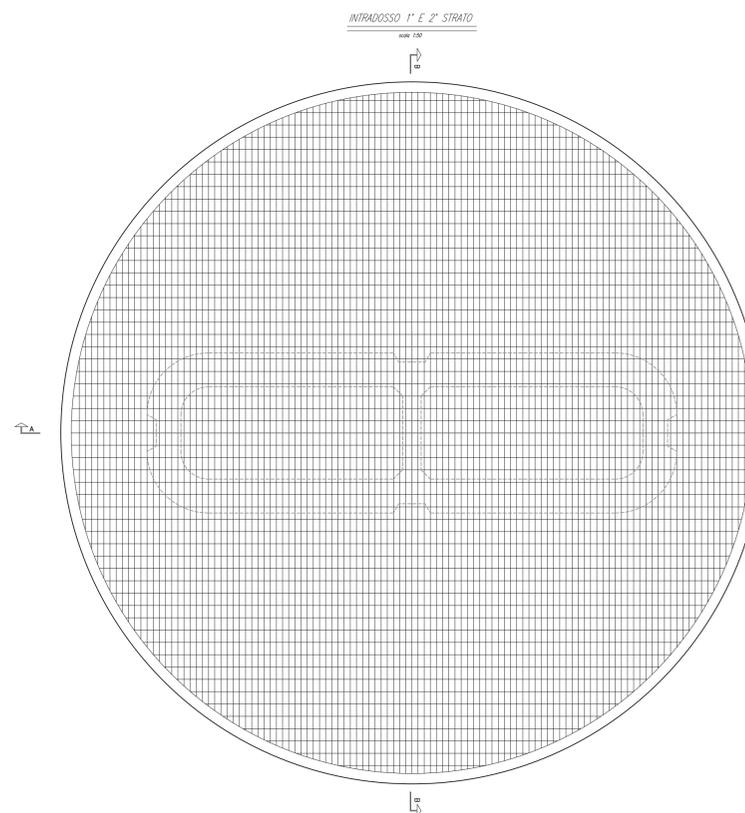
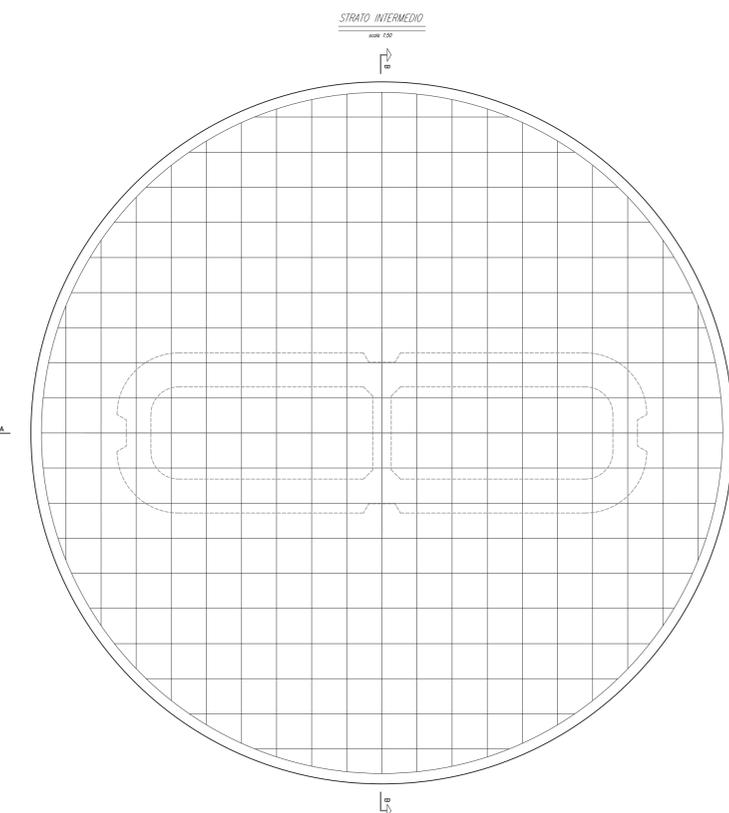
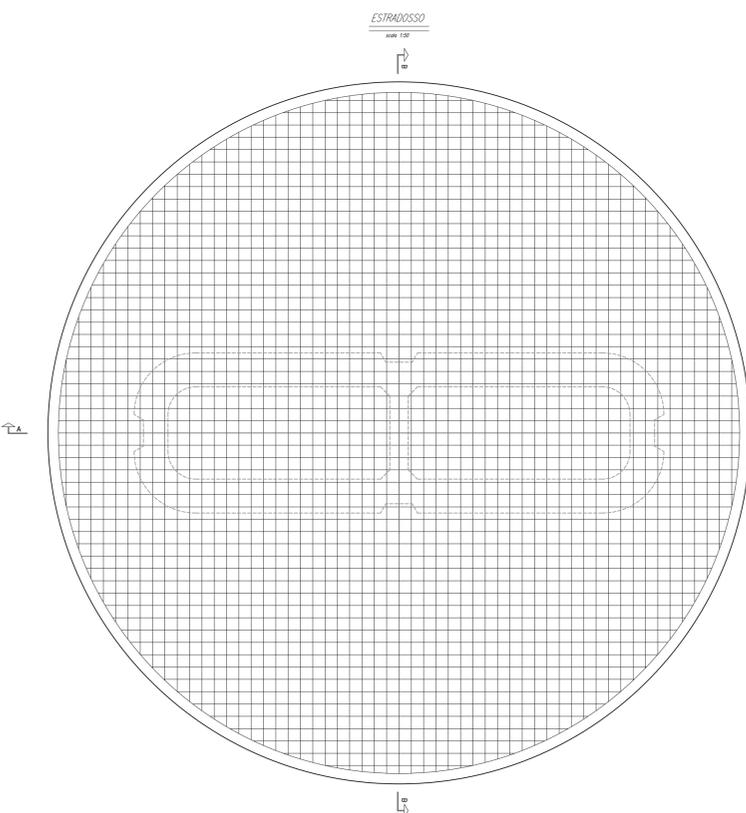
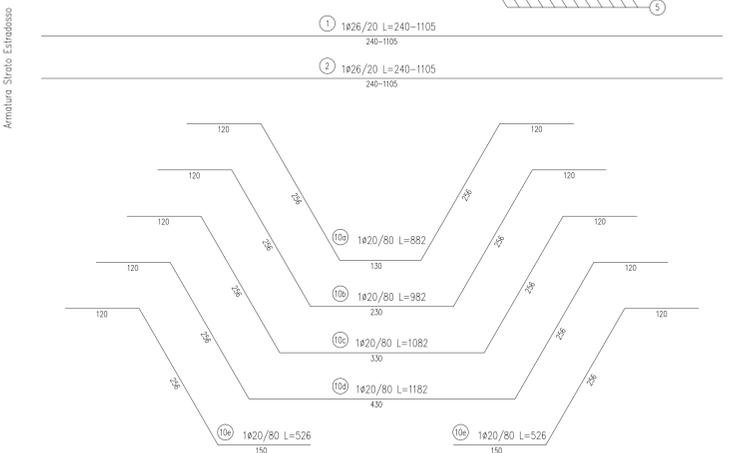
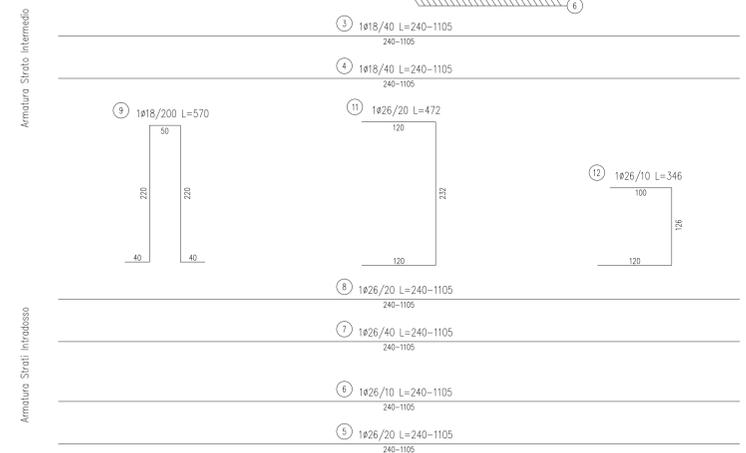
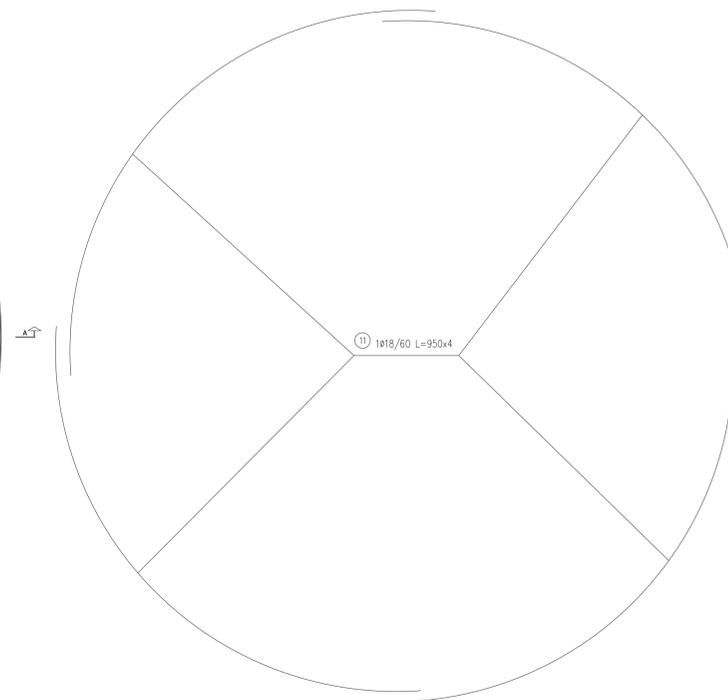
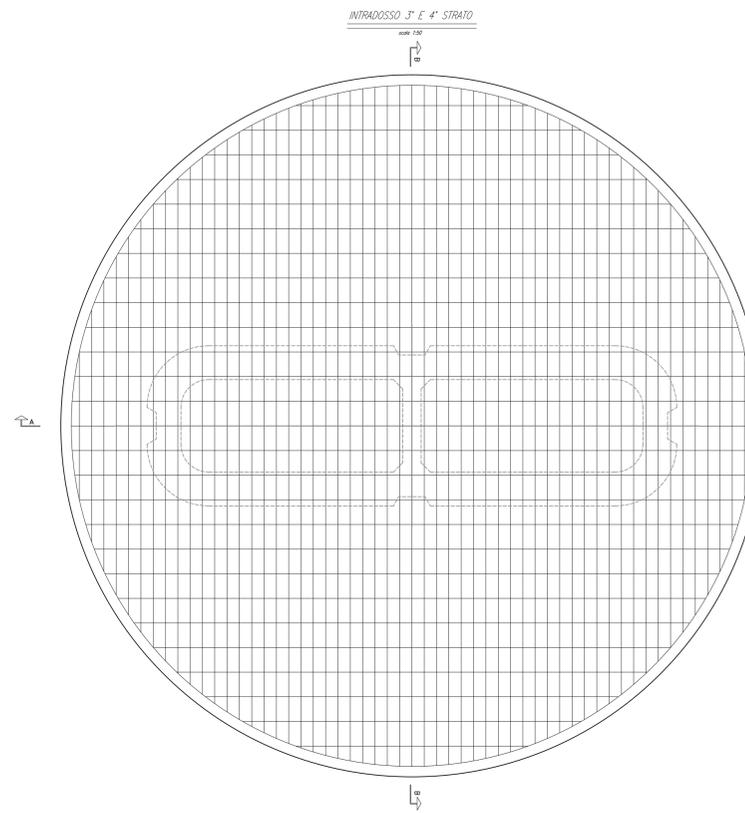
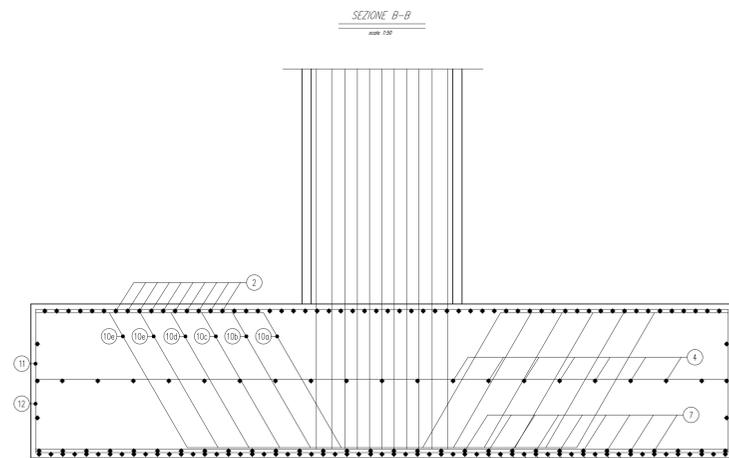
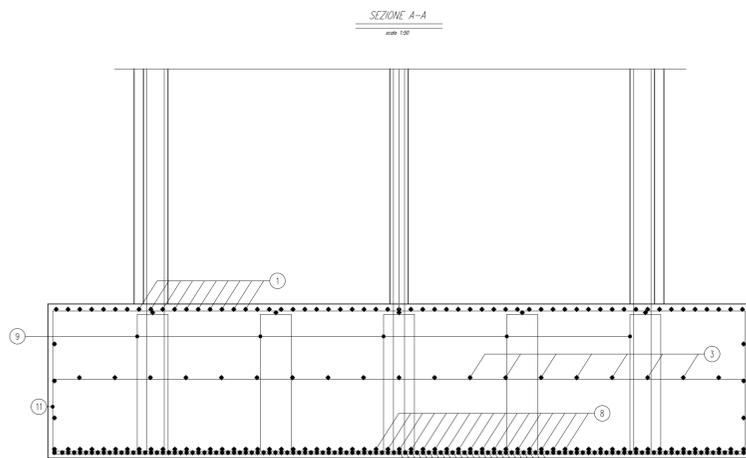
Tavola N°:

3

ARMATURA DELLA PILA

Scala:

1:20



ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITA' DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA, AMBIENTALE E DEI MATERIALI - DICAM

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

in
Opere Infrastrutturali M

FONDAZIONI A POZZO PER PILE DA PONTE.
CONFRONTI FRA DIVERSI MODELLI DI INTERAZIONE
CON IL TERRENO

CANDIDATO:
Stefano Sandonà

RELATORE:
Prof. Ing. Raffaele Poluzzi
CORRELATORE:
Prof. Ing. Laura Tonni

Anno Accademico 2012/13
Sessione III

DISEGNI ARMATURE
DELLA PILA E DEL POZZO DI FONDAZIONE

Tavola N°:

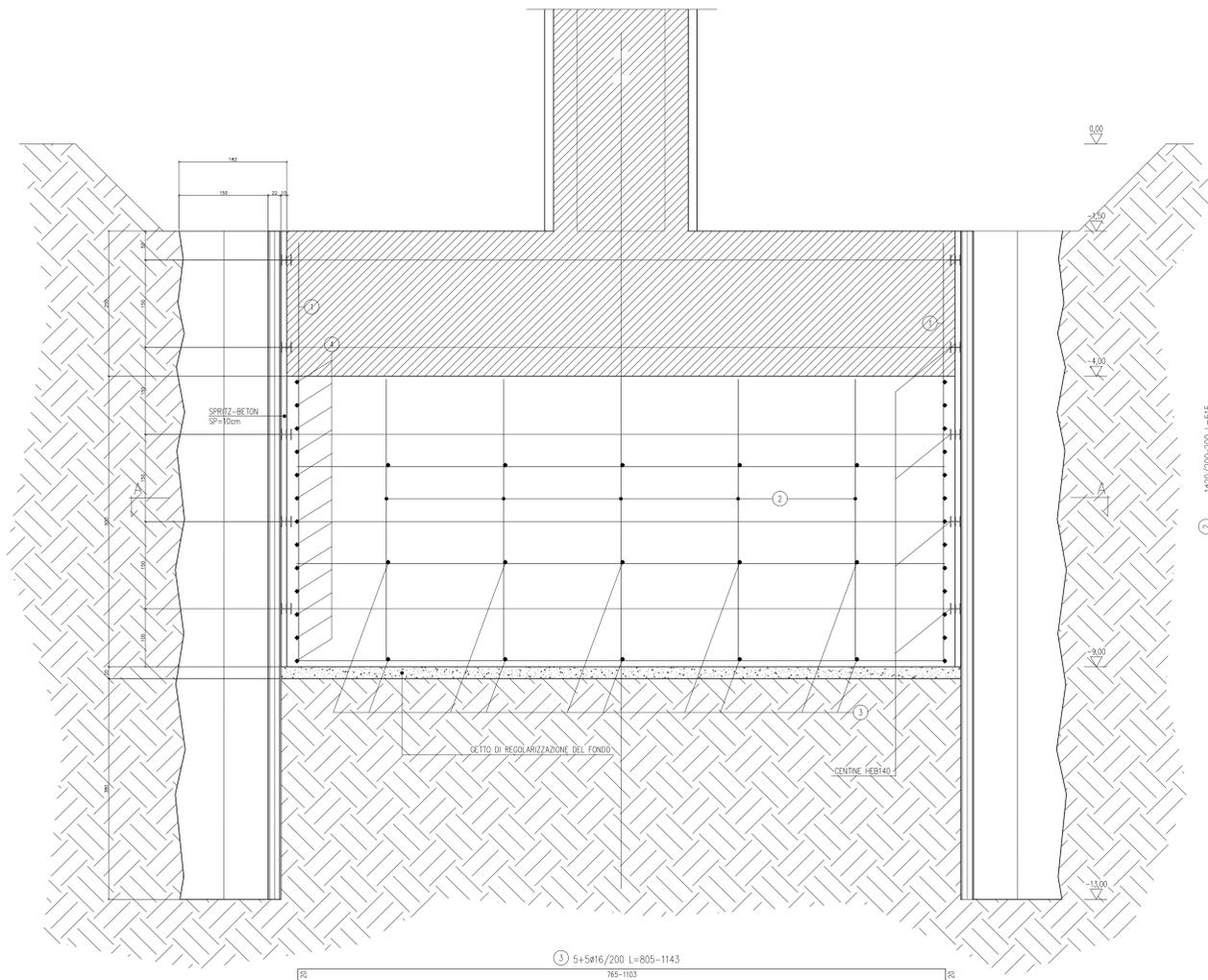
4

Scala:

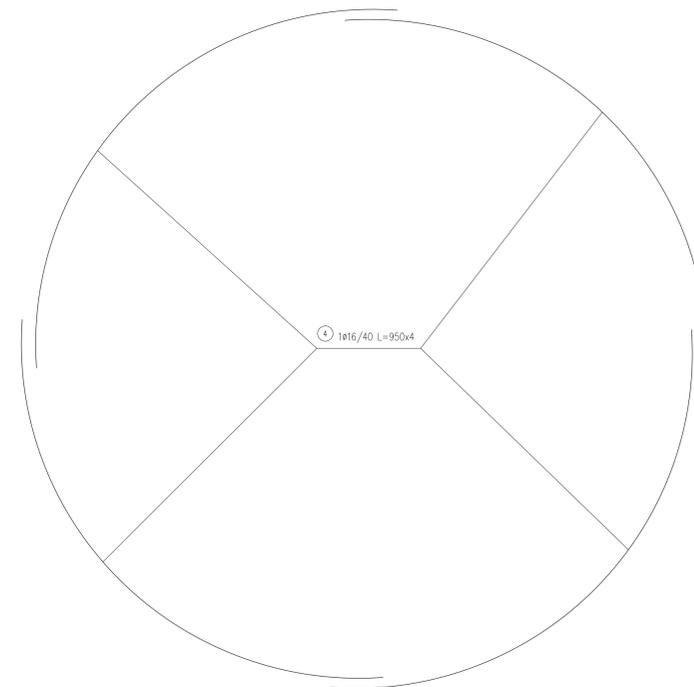
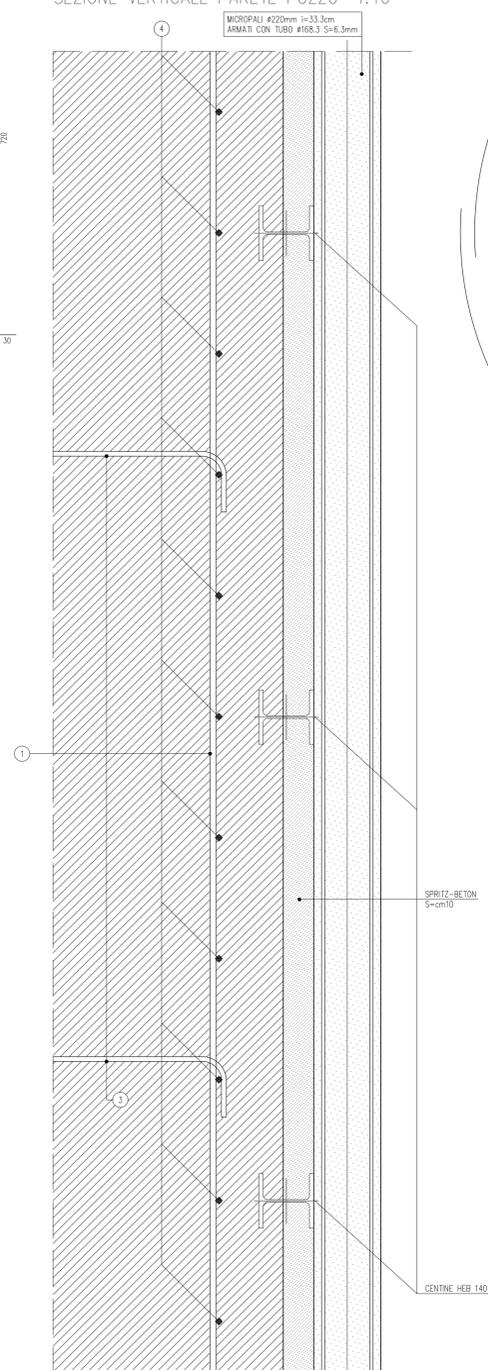
ARMATURA PLINTO

1:50

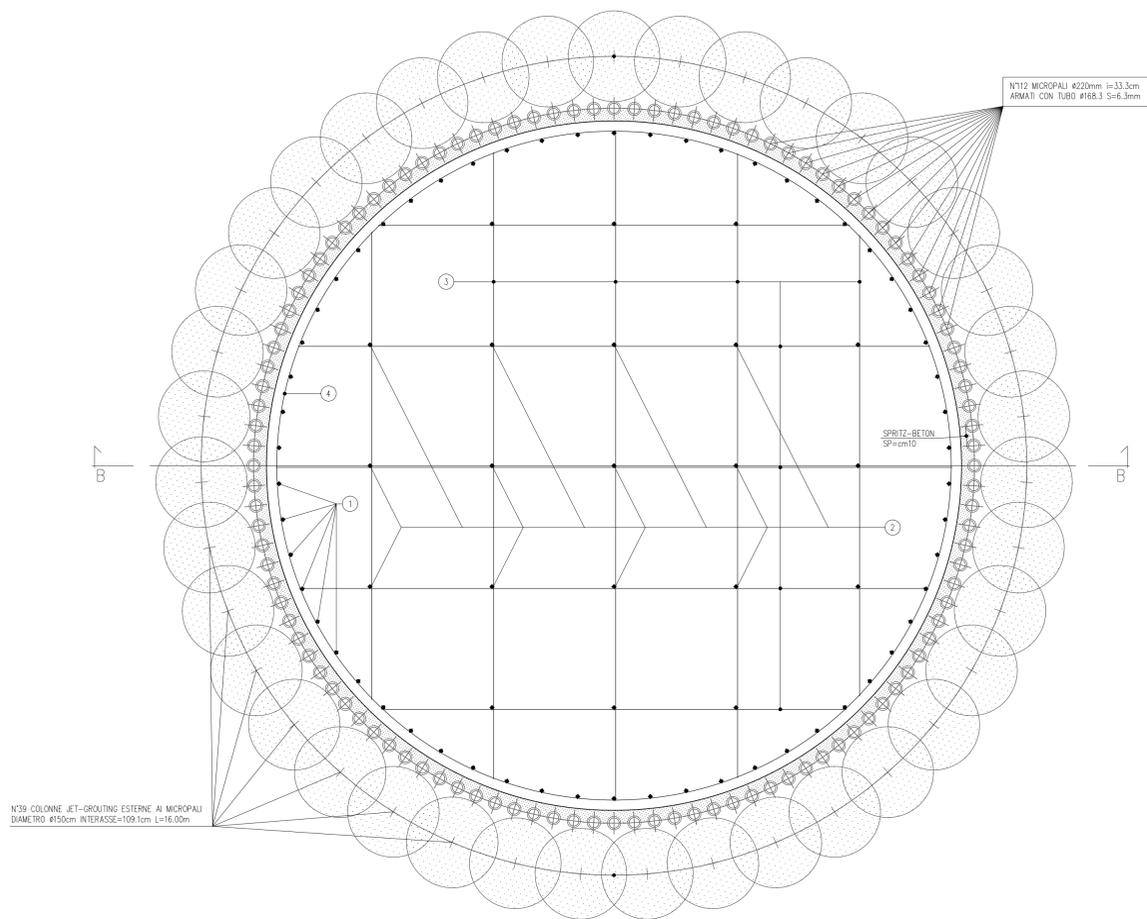
SEZIONE B-B 1:50



SEZIONE VERTICALE PARETE POZZO 1:10



SEZIONE A-A 1:50



ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITA' DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA, AMBIENTALE E DEI MATERIALI - DICAM

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

in
Opere Infrastrutturali M

FONDAZIONI A POZZO PER PILE DA PONTE.
CONFRONTI FRA DIVERSI MODELLI DI INTERAZIONE
CON IL TERRENO

CANDIDATO:
Stefano Sandonà

RELATORE:
Prof. Ing. Raffaele Poluzzi
CORRELATORE:
Prof. Ing. Laura Tonni

Anno Accademico 2012/13
Sessione III

DISEGNI ARMATURE
DELLA PILA E DEL POZZO DI FONDAZIONE

Tavola N°:

5

ARMATURA POZZO DI FONDAZIONE
E PARTICOLARI COSTRUTTIVI DEL
RIVESTIMENTO

Scala:

1:50