

S.S. n.21 "della Maddalena"
Variante agli abitati di Demonte, Aisone e Vinadio
Lotto 1. Variante di Demonte

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n.3594
ing. Achille Devitofranceschi
Ordine Ing. di Roma n.19116
geol. Flavio Capozucca
Ordine Geol. del Lazio n.1599

RESPONSABILE DEL SIA

arch. Giovanni Magarò
Ordine Arch. di Roma n.16183

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

ing. Nicolò Canepa

PROTOCOLLO

DATA

GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA E GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale e calcolo fondazioni

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00GE00GETRE01_A.DWG		
DPT005	D	1601	CODICE ELAB. T00GE00GETRE01	A	-
C					
B					
A	EMISSIONE			
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSA.....	3
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	4
3.	INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE	5
4.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	12
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	14
5.1	DEPOSITI ALLUVIONALI (3a + 3b)	14
5.2	LIMO (L1+L2)	17
5.3	CONOIDE ALLUVIONALE (4).....	18
5.4	DETRITI ALLUVIONALI (4)	19
5.5	FLYSCH DI ANNOT (8).....	19
5.6	FLYSCH DI DEMONTE (9).....	19
5.7	CALCARI (10).....	20
5.8	CARNIOLE (11).....	21
5.9	BRECCE (DEPOSITI TRIASSICI) (11a).....	22
6.	SISMICITA'	24
6.1	CATEGORIE DI SUOLO	24
7.	VERIFICHE GEOTECNICHE	26
7.1	RILEVATI E TRINCEE.....	26
7.1.1	Stima del potenziale dei cedimenti.....	27
7.1.2	Verifiche di stabilità	30
7.2	OPERE D'ARTE MINORI: MURI E OPERE PROVVISORIALI.....	31
7.3	OPERE D'ARTE MAGGIORI: FONDAZIONI.....	32
7.3.1	Metodologia di calcolo dei pali di fondazione di medio diametro.....	32
7.3.2	Metodologia di calcolo dei micropali.....	38
7.3.3	Viadotto Perdioni.....	41
7.3.4	Viadotto Cant	46
8.	ALLEGATI	50
8.1	ALLEGATO 1: TABELLA RIASSUNTIVA INDAGINI GEOTECNICHE	50
8.2	ALLEGATO 2: VERIFICHE RILEVATI E TRINCEE.....	51
8.2.1	Verifiche cedimenti.....	51
8.2.2	Verifiche di stabilità	55

8.3	ALLEGATO 3. VERIFICHE DELLE FONDAZIONI	80
8.3.1	Viadotto Perdioni: SPALLA SPA	80
8.3.2	Viadotto Perdioni: PILA P1	82
8.3.3	Viadotto Perdioni: PILE P2 – P3	84
8.3.4	Viadotto Perdioni: PILA P4.....	85
8.3.5	Viadotto Perdioni: PILA P6.....	87
8.3.6	Viadotto Perdioni: SPALLA SPB	89
8.3.7	Viadotto Cant: SPALLA SpA	91
8.3.8	Viadotto Cant: PILA P2	93
8.3.9	Viadotto Cant: SPALLA SPB.....	94

1. PREMESSA

La relazione geotecnica in oggetto è parte integrante del Progetto Definitivo relativo alla SS 21 della Maddalena, Variante di Demonte e Vinadio (Aisone) lotto 1°, Variante di Demonte volta ad eliminare la criticità del passaggio dei veicoli all'interno del centro abitato di Demonte.

La presente Relazione Geotecnica, sulla base delle caratteristiche geologiche, idrogeologiche, riportate nella Relazione Geologica, definisce la caratterizzazione geotecnica dei parametri fisico-meccanici le scelte geotecnico-progettuali relative alle opere di competenza.

Il tracciato in oggetto, di circa 2700 m, interessa il comune di Demonte, in Provincia di Cuneo.

In particolare la variante ha inizio al km 16+200 circa, fino al km 18+800 della SS 21 esistente, creando un percorso totalmente esterno all'abitato. Sia all'inizio che alla fine sono previste due rotatorie per creare il collegamento con la statale esistente,

Il progetto prevede la realizzazione di due viadotti, il viadotto Perdioni di lunghezza di 324 m e il viadotto Cant di 135m, oltre ad una galleria naturale di circa 650 m per superare il rilievo del Podio, oggetto di specifici elaborati. Il resto del tracciato è prevalentemente su rilevato, anche fino a 10m di altezza, e solo una piccola parte si viene a trovare a mezzacosta.

Oltre alla Relazione geologica, per la stesura della presente Relazione sono stati presi in considerazione anche i seguenti elaborati:

- Documentazione e indagini geologiche e geotecniche 2017;
- Carta Geologica in scala 1:1.000
- Profilo geologico in scala 1:1000/1000 e sezioni geologiche trasversali al Viadotto Perdioni;
- Classificazione sismica del territorio in scala 1:5.000

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 14/01/08 "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 02/02/09 C.S.LL.PP., "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14/01/08";

3. INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

La campagna di indagini finalizzata al progetto della "Variante di Demonte", si è svolta nella primavera 2017, dopo l'esecuzione del rilevamento geologico e geostrutturale, di area vasta e di dettaglio. Ciò ha consentito di ottimizzare gli obiettivi di indagine, definiti in base al Modello Geologico Preliminare.

Essa è consistita nell'esecuzione di indagini geognostiche dirette (sondaggi geognostici e pozzetti esplorativi), prove in situ e indagini indirette, rilevamento geologico di dettaglio, analisi geotecniche di laboratorio al fine di poter caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni ricadenti sul progetto dell'opera.

Le indagini geologiche e geotecniche realizzate nell'area di intervento sono:

- N°12 sondaggi a carotaggio continuo con una profondità massima di 70,20 m di cui 2 orizzontali, con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati per laboratorio geotecnico ed ambientale;
- N° 5 pozzetti esplorativi con prove di carico su piastra e prelievo di campioni per laboratorio geotecnico e ambientale;
- Installazione di N°5 tubi piezometrici (S1_P, S3_P, S4_P, S7_P, S10_P)
- N°6 stendimenti sismici a rifrazione
- Allestimento di N°3 fori per prove sismiche Down-Hole (S2_DH, S5_DH, S11_DH);
- N°26 Prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio;
- Prove in situ (17 Prove dilatometriche e 2 prove pressiometriche)
- Prove di laboratorio (1Edometrica, 1TxCU, 1 compressione triassiale, 18 compressioni monoassiali, 35 Point Load Test).

Si riporta di seguito la tabella di sintesi delle indagini geologico – geotecniche disponibili:

SONDAGGIO (-)	Lunghezza (m)	Piezometro (-)	N° Campioni (-)
S1_P	15.00	Tubo aperto 2"	5
S2_DH	33.00	-	4
S3_P	21.50	3"	11
S4_P	20.00	3"	5
S5_DH	30.00	-	10
S6_orizz	70.20	-	18
S7_P	60.00	Tubo aperto 2"	17
S8_orizz	40.00	-	9

SONDAGGIO (-)	Lunghezza (m)	Piezometro (-)	N° Campioni (-)
S9_P	20.00	-	4
S10_P	25.00	Tube aperto 2"	9
S10_bis	16.00	-	0
S11_DH	30	-	10

Tabella 3.1 – Tabella dei sondaggi disponibili

Nei 5 piezometri installati si è provveduto alla lettura dei livelli piezometrici, riportati nella seguente tabella riepilogativa:

Lavoro: Lavoro: DGACQ15-14 -Indagini geognostiche relative al progetto di Variante cod. Prog. N.TOUP67 (Variante di Demonte e Vinadio (Aisone)-Lotto 1° -variante di Demonte										
MONITORAGGIO PIEZOMETRI CAMPAGNA APRILE -LUGLIO 2017 (m dal p.c.)	20/04/2017	03/05/2017	13/05/2017	20/05/2017	22/05/2017	26/05/2017	03/06/2017	09/06/2017	07/07/2017	03/08/2017
S1-P	12,9	13,08	13,02	13,02	13,01	12,97	12,95	13,00	13,15	14,20
S3-P		6,65	6,65	6,62	6,62	6,61	6,60	6,62	6,75	6,80
S4-P		6,60	6,55	6,52	6,51	6,40	6,35	6,41	6,60	6,70
S10-P				8,40	9,70	10,20	11,43	22,40	14,78	16,25
S7-P								21,40	25,70	27,50

Tabella 3.2 - Tabella riassuntiva dei valori di falda misurata nei piezometri

A meno delle prove eseguite nel tratto in galleria, di seguito si riportano due tabelle di sintesi relative alle prove in laboratorio ed in sito.

La maggior parte delle prove che sono state effettuate in laboratorio sono state le Point Load Test (PLT) e le prove a compressione semplice (ELL) e solo in alcuni casi è stato possibile eseguire 1 prova triassiale consolidata non drenata (TXCIU), una prova edometrica (Ed) e una prova triassiale su roccia. Le sigle dei litotipi sono riportate nel capitolo successivo.

Nella tabella successiva, Tabella 3.4, sono riportate le prove in sito realizzate durante la campagna geognostica. Oltre alle prove penetrometriche dinamiche (SPT), è stata eseguita 1 prova pressiométrica (MPM) e 2 prove dilatometriche (DMT).

Sondaggio	Campione	Profondità	Litotipo	Prove	s _c	E _{tan}	E _{sec}	v	E _{ED}	c'	φ'
-	-	[m]	-	-	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	-	[kPa]	[kPa]	[°]
S1_P	CR4	5,00-10,00	C	PLT	14.18	-	-	-	-	-	-
	CR5	10,00-15,00	C	PLT	19.95	-	-	-	-	-	-
S3_P	CI1	3,80-4,30	L	Ed + TXCIU	-	-	-	-	3195.5	19.84	29.75
	CR10	18,50-21,00	FA	PLT	45.94	-	-	-	-	-	-
S5_	CR5	22,00-22,60	DDT	ELL	25.68	12422	11866	0.26	-	-	-
	CR6	24,00-24,60	DeT	TX su roccia	24.73	-	-	-	-	5440	49.1
	CR7	25,00-25,50	DeT	ELL	26.93	10152	9895	0.26	-	-	-
	CR8	26,40-26,80	DeT	ELL	19.19	5381	50.45	0.25	-	-	-
	CR9	20,00-25,00	DeT	PLT	10.6	-	-	-	-	-	-
	CR10	25,00-30,00	DeT	PLT	7.37	-	-	-	-	-	-
S11_DH	CR2	5,00-5,60	CR	ELL	4.39	1692	1634	0.26	-	-	-
	CR4	13,40-13,80	CR	ELL	5.17	1707	1659	0.26	-	-	-
	CR6	5,00-10,00	CR	PLT	4.24	-	-	-	-	-	-
	CR7	10,00-15,00	CR	PLT	7.11	-	-	-	-	-	-
	CR8	15,00-20,00	CR	PLT	3.43	-	-	-	-	-	-
	CR9	20,00-25,00	CR	PLT	13.84	-	-	-	-	-	-
	CR10	25,00-30,00	CR	PLT	26.33	-	-	-	-	-	-

Tabella 3.3; Tabella riepilogativa prove di laboratorio

Sondaggio	Profondità	Litotipo	Prove	N _{SPT}	E	c _U	v	E _D
-	[m]	-	-	-	[Mpa]	[kPa]	-	[Mpa]
S1_P	2,00-2,45	AL	SPT	41	-	-	-	-
S2_DH	3,40-3,50	AL	SPT	Rif	-	-	-	-
	6,00-6,45	AL	SPT	62	-	-	-	-
	9,00	AL	SPT	Rif	-	-	-	-
	18,00-18,45	AL	SPT	78	-	-	-	-
S3_P	3,00-3,45	L	SPT	10	-	-	-	-
	6,45-6,90	AL	SPT	28	-	-	-	-
	9,00-9,45	AL	SPT	28	-	-	-	-
	12,00-12,06	AL	SPT	Rif	-	-	-	-
	15,50-15,58	AL	SPT	Rif	-	-	-	-
	16,50	L	MPM	-	56.34	375	0.38	-
S4_P	4,00-4,45	AL	SPT	64	-	-	-	-
	9,00-9,45	AL	SPT	90	-	-	-	-
	11,00-11,05	AL	SPT	Rif	-	-	-	-
	2,30-12,75	AL	SPT	78	-	-	-	-
	13,55-14,00	AL	SPT	62	-	-	-	-
	15,00-15,45	AL	SPT	86	-	-	-	-
S5_DH	3,55-4,00	CO	SPT	72	-	-	-	-
	6,00-6,45	CO	SPT	83	-	-	-	-
	9,00-9,45	AL	SPT	64	-	-	-	-
	12,40-12,53	AL	SPT	Rif	-	-	-	-
	15,00-15,10	AL	SPT	Rif	-	-	-	-
S11_DH	3,90-4,35	AL	SPT	21	-	-	-	-
	20,00-21,00	CR	DMT	-	-	-	-	375
	24,00-25,00	CR	DMT	-	-	-	-	336

Tabella 3.4: Tabella riepilogativa prove in sito

Per quanto riguarda i pozzetti esplorativi, oltre al prelievo di campioni per le analisi ambientali, sono stati prelevati dei campioni rimaneggiati per le analisi granulometriche e sono state eseguite le prove di carico su piastra (PLT), nell'intervallo di carico richiesto dalle condizioni di progetto, i cui risultati sono riportati nella seguente tabella:

POZZETTO	Z [m]	Z _{prova} [m]	M _d [MPa]
PZ1 (rotatoria ovest)	1,60	0,50	30
PZ2 (km 0 + 900)	2,00	0,60	18
PZ3 (km 1 + 250)	2,00	0,50	28
PZ4 (1 + 560)	2,00	0,40	25
PZ5 (2 + 680)	2,00	0,40	64

Tabella 3.5: Tabella riepilogativa pozzetti esplorativi

In allegato si riporta una tabella riassuntiva delle indagini granulometriche svolte sui campioni indisturbati e rimaneggiati.

Infine si riportano gli stendimenti sismici a rifrazione che sono stati utilizzati per la ricostruzione del modello geotecnico delle opere all'aperto e indicati nel profilo geotecnico allegato al progetto.

Lo stendimento SIS1 di lunghezza 150 m

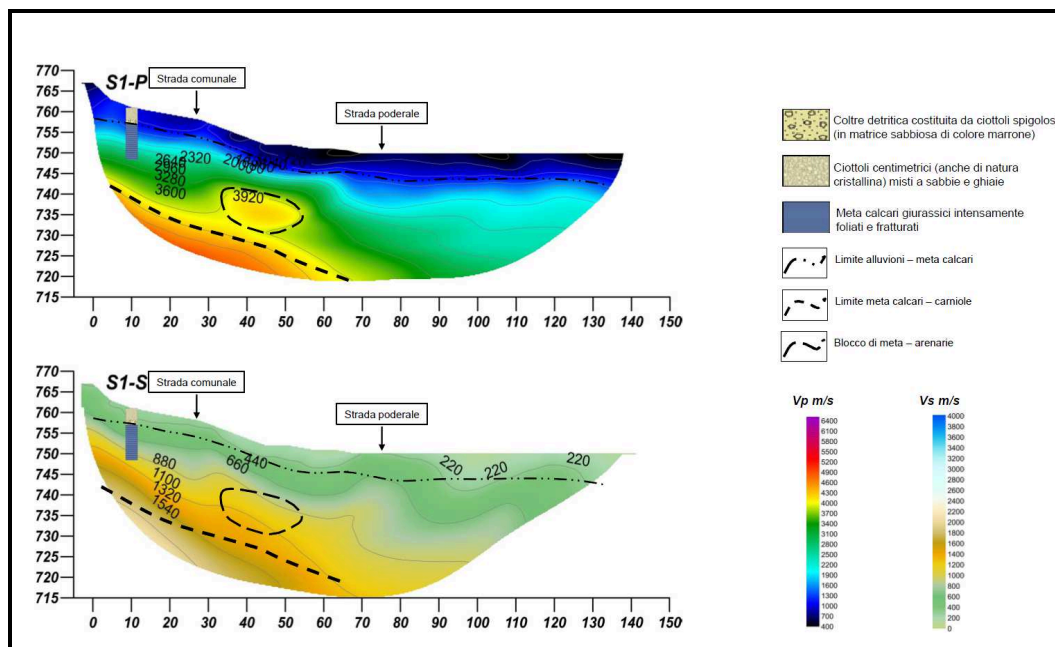


Figura 3.1: Stendimento sismico SIS1

Lo stendimento sismico SIS2 è di 200m:

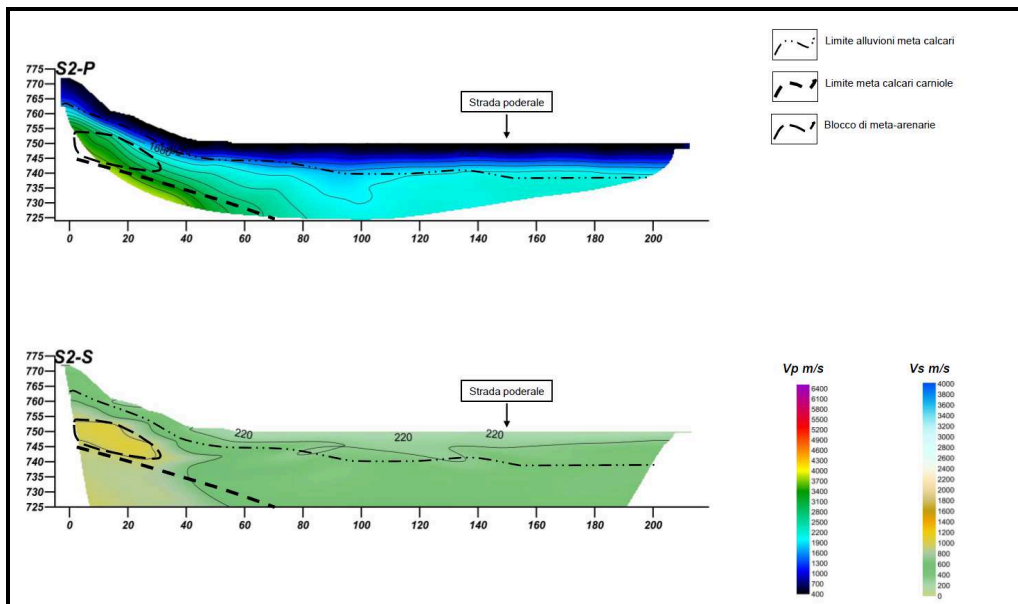


Figura 3.2: stendimento sismico SIS2

Lo stendimento sismico SIS3 è di 150m:

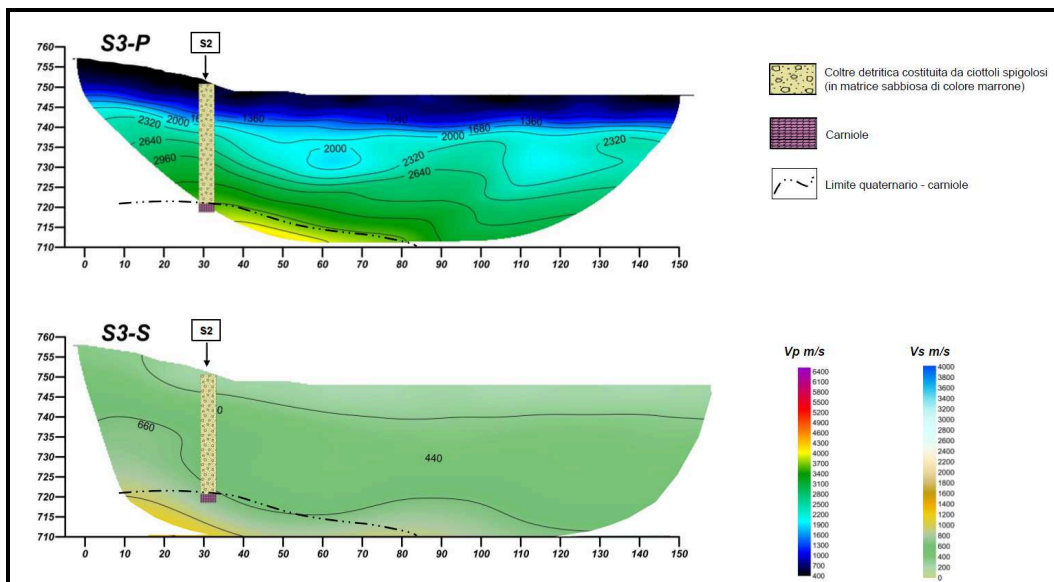


Figura 3.3: stendimento sismico SIS3

Lo stendimento SIS4 è di 120 m:

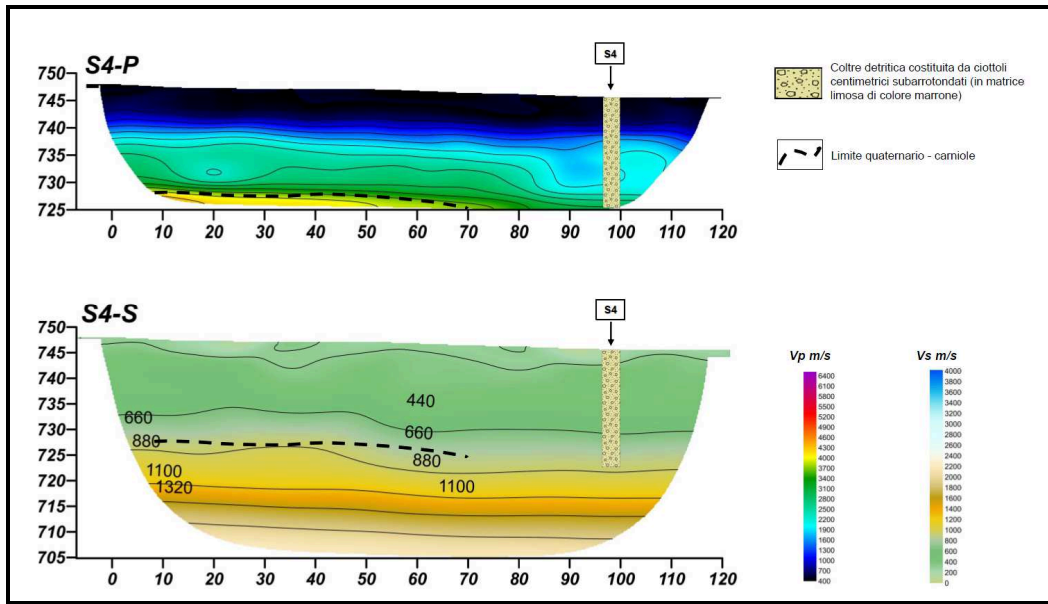


Figura 3.4: stendimento sismico SIS4

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

La valle Stura di Demonte che si trova nelle Alpi Marittime si estende per più di 50 Km, prima di unirsi alla Pianura Padana nei pressi di Cuneo.

Le Alpi Marittime sono state profondamente plasmate dalle glaciazioni quaternarie prima che l'attuale morfogenesi fluviale e di versante prendesse il sopravvento sugli altri agenti modellatori. L'assetto geologico è costituito da formazioni a differente erodibilità, appartenenti alle unità strutturali principali delle Alpi Occidentali. L'azione tettonica, dominata dalle vicende del Massiccio Cristallino dell'Argentera con la sua progressiva esumazione, ha profondamente condizionato l'evoluzione geomorfologica della Valle Stura, compreso il glacialismo.

I processi di erosione e deposito glaciale hanno infatti determinato nel Pleistocene i principali lineamenti del rilievo. Per quanto riguarda i processi erosionali la litologia, date le numerose formazioni geologiche presenti, ha avuto un ruolo fondamentale, sia pur passivo, offrendo un grande panorama di erosione differenziale.

Si può infatti riscontrare la presenza di terreni autoctoni del Massiccio Cristallino dell'Argentera, di formazioni sedimentarie di copertura aderenti al Massiccio, di formazioni sedimentarie non aderenti al Massiccio, di terreni appartenenti alle unità tettonico-sedimentarie subbrianzonesi, alle unità brianzonesi, alla zona dei Calcescisti e alla zona del Flysch ad Elmintoidi

Attualmente il principale agente morfogenetico attivo è quello fluviale, che si è alternato, durante il Quaternario, all'azione glaciale nelle fasi di ritiro dei ghiacciai e si è sovrapposto a quest'ultimo dalla fine dell'ultima glaciazione. Infatti i morfotipi fluviali risultano notevolmente sviluppati, la loro estensione e frequenza è paragonabile a quelli di origine glaciale.

Il metamorfismo è un altro aspetto rilevante della geologia della valle; pur senza raggiungere livelli elevati, ha comunque modificato l'assetto morfologico, geostrutturale ed in alcuni casi mineralogico delle formazioni coinvolte, come di seguito delineato.

Vanno infatti considerati i rapporti della morfologia con la tettonica. Secondo studi geologico-strutturali le Alpi Occidentali sono state interessate da compressione tra la fine dell'Oligocene e l'inizio del Miocene, che ha causato il distacco e lo scorrimento delle coperture da NE verso SO ed anche dello zoccolo. Durante il Miocene Superiore, probabilmente a causa della variazione di direzione della compressione, che diviene N-S, si ha un parziale retro-scorrimento di una parte della copertura nord orientale del Massiccio dell'Argentera. Questa variazione di direzione assume un ruolo importante per la morfologia poiché si manifesta con faglie trascorrenti (destre; N 120-140), che interessano la copertura e lo zoccolo. Infatti un ruolo decisivo, sull'assetto geomorfologico attuale, è dato dall'influenza della grande Faglia di Bersezio lungo il tracciato dello Stura, che ne segue sostanzialmente la direzione NO-SE.

Infine anche la morfologia glaciale, specialmente nel Cristallino, si è sviluppata, inizialmente, adattandosi alle strutture di deformazione erciniche e alpine. Naturalmente sia il modellamento glaciale che quello fluviale si sono poi sviluppati autonomamente rispetto alle strutture tettoniche, come è dimostrato dall'antecedenza dello Stura attraverso le strutture longitudinali dei complessi tettonici di copertura.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione dei terreni interferenti con il tracciato di progetto è stata effettuata sulla base della campagna di indagini del 2017 (sondaggi geognostici e pozzetti esplorativi), dei risultati delle analisi di laboratorio e delle prove in sito, allo scopo di classificare i materiali e di determinare:

- curve granulometriche;
- la descrizione e classificazione;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- peso dell'unità di volume
- parametri di resistenza;
- parametri di deformabilità.

Si riportano di seguito i litotipi che interferiscono direttamente con il tracciato in progetto. Per ciascuno di essi è riportata la sigla individuata negli elaborati geologici e successivamente viene riportata la sigla utilizzata negli elaborati e nelle verifiche geotecniche.

5.1 DEPOSITI ALLUVIONALI (3a + 3b)

In base al modello geologico, il litotipo **AL** è costituito da ciottoli eterometrici da subangolari a subarrotondati in matrice sabbioso, talora ghiaiosa.

La presenza di tale litotipo è stata riscontrata nei sondaggi S1, S2, S3, S4 e S5, con una potenza degli strati diversa e variabile.

Data la natura dei terreni è stato possibile prelevare solamente campioni rimaneggiati, dall'esame dei quali si è ricavata una prevalenza di materiale grossolano, con una percentuale di ghiaia generalmente compresa fra il 40 e il 70%. In Figura 5.1 sono riportati i risultati dell'analisi granulometrica del litotipo.

Dai campioni non è stato possibile determinare il peso dell'unità di volume del terreno e si è quindi scelto, in base a dati di letteratura, un valore di γ' pari a 19 kN/m³.

Durante la campagna indagini del 2017, sono state eseguite all'interno dei fori di sondaggio 17 prove penetrometriche dinamiche, SPT. La Figura 5.2, di seguito riportata, mostra che i valori di N_{spt} sono molto elevati, talvolta a rifiuto, a dimostrazione di un terreno molto consistente.

Dall'interpretazione delle prove SPT sono state determinate le caratteristiche di resistenza del litotipo per il quale sono stati scelti cautelativamente $c'=0$ e $\phi=34-38^\circ$ e le caratteristiche di deformabilità con un valore di E compreso fra 30 e 50 MPa.

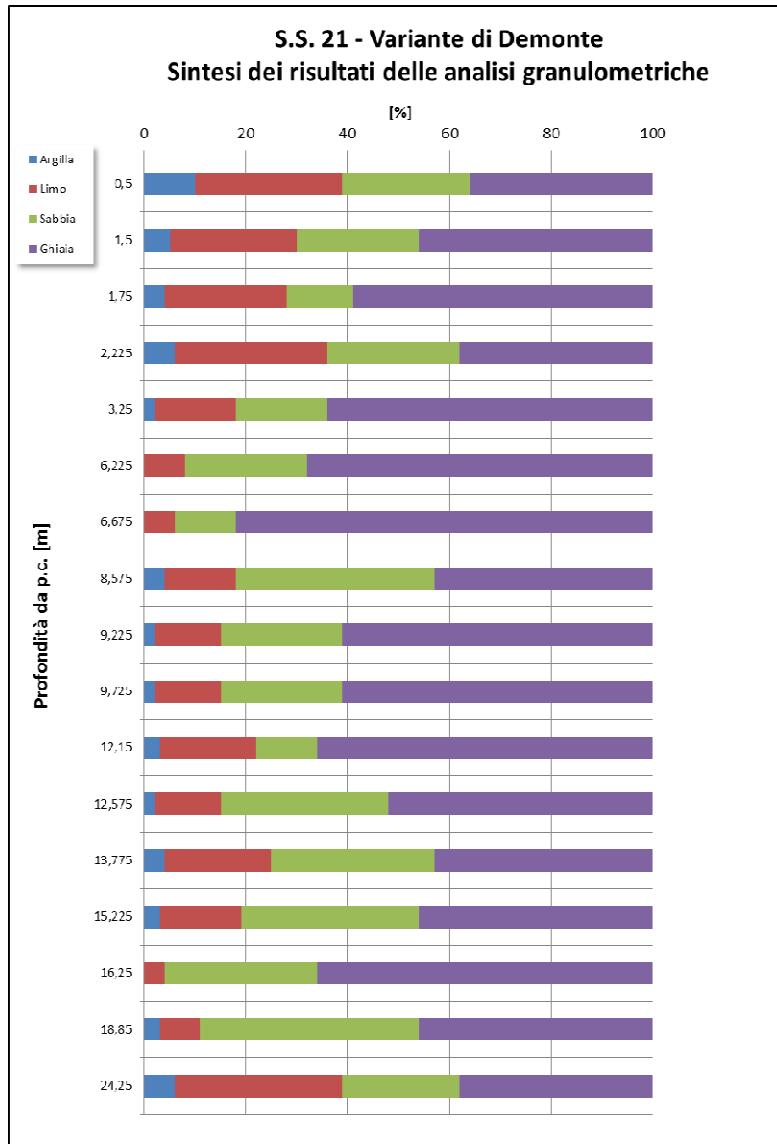


Figura 5.1: Analisi granulometriche Depositi alluvionali

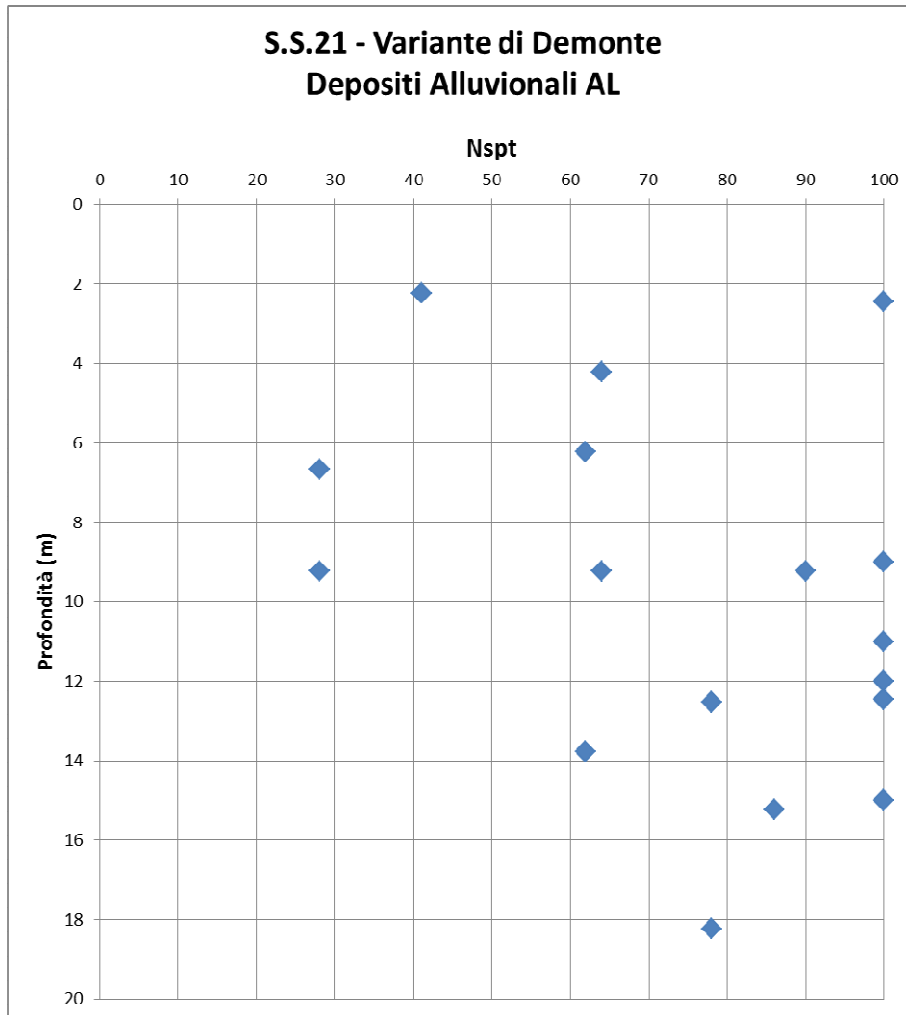


Figura 5.2: Valori di Nspt relativi Depositi alluvionali

In conclusione, in base alle prove geotecniche di laboratorio, alle elaborazioni delle prove penetrometriche dinamiche SPT e dal modello geologico – tecnico, si possono assumere, cautelativamente, i seguenti parametri di progetto per il litotipo AL:

- Peso di volume naturale, $\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito. $\phi' = 34^\circ - 38^\circ$;
- coesione: $c' = 0 \text{ kPa}$
- modulo elastico: $E' = 30-50 \text{ MPa}$

5.2 LIMO (L1+L2)

In base al modello geologico, si sono riscontrate delle lenti costituite prevalentemente da limo e limo sabbioso non solo all'interno dei depositi alluvionali (nel sondaggio S3) ma anche uno strato di circa 6m (ad esempio nel sondaggio S2) al tetto del substrato litoide (identificati come L1 e L2).

Queste situazioni locali non si escludono se possano verificarsi anche in altri punti della valle alluvionale attraversata dal tracciato.

Nel limo intercettato dal sondaggio S3 ad una profondità di circa 3m e per uno spessore di 2m, sono stati prelevati due campioni, uno rimaneggiato CR2 e uno indisturbato CI1, dai quali sono stati ricavate le seguenti grandezze:

- peso di volume naturale, $\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$;
- contenuto d'acqua: 22,8%;
- limite liquido $w_L = 26\%$;
- limite plastico $w_P = 19\%$.

Sul campione CI1 sono state effettuate, inoltre, una prova Edometrica e una prova triassiale CU dalle quali sono stati valutati cautelativamente i seguenti parametri:

- modulo Edometrico, $E_{ed} = 3000 \text{ kPa}$;
- coesione in condizione drenate $c' = 15-20 \text{ kPa}$;
- angolo d'attrito $\phi' = 25^\circ-27^\circ$.

Il limo intercettato dai sondaggi S2 e S3 si riscontra a profondità notevolmente maggiori rispetto alla lente precedentemente descritta, a 23,00m e 15,50 m con spessori variabili da 4,0m a 6,0 m circa. Nel sondaggio S3 è stata effettuata una prova pressiometrica alla profondità di 16,50m. Dall'elaborazione della prova pressiometrica è stata valutata la coesione non drenata $c_u = 375 \text{ kPa}$. e il modulo di Young E del limo pari a circa 56 MPa e coefficiente di Poisson $\nu = 0.38$.

Data la singola prova a disposizione per il limo a maggiori profondità è stato scelto cautelativamente di assumere per il modulo edometrico un valore pari a 50MPa.

In conclusione, in base alle prove geotecniche di laboratorio sui campioni di limo del sondaggio S3, alla prova pressiometrica in situ e dal modello geologico – tecnico, si possono assumere, cautelativamente, i seguenti parametri di progetto per il litotipo L:

- Peso di volume naturale, $\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito. $\phi' = 25^\circ - 27^\circ$;
- coesione in condizioni drenate: $c' = 15-20 \text{ kPa}$
- coesione non drenata: $c_u = 300 \text{ kPa}$;
- coefficiente di Poisson: $\nu = 0.38$;
- modulo edometrico:

$z = 4,0\text{m}$	$E_{ed} = 3,0 \text{ MPa}$;
$z > 15,0\text{m}$	$E_{ed} = 50,0 \text{ MPa}$.

5.3 CONOIDE ALLUVIONALE (4)

Il litotipo **CO** è costituito da ciottoli e ghiaie in matrice sabbiosa e trovanti di natura metamorfica da centimetrici a metrici.

Dalla campagna indagini geologiche del 2017 si hanno a disposizione solamente due campioni rimaneggiati, entrambi relativi al sondaggio S5_DH alla profondità di circa 1,20 e 3,75 m.

L'esame granulometrico dei campioni ha individuato, per entrambi i campioni una percentuale di ghiaia superiore al 64% e una di materiale coesivo inferiore al 15%.

Dai campioni non è stato possibile determinare il peso dell'unità di volume del terreno e si è quindi scelto, in base a dati di letteratura, un valore di γ' pari a 20 kN/m^3 .

All'interno del foro di sondaggio S5_DH sono state eseguite due prove penetrometriche dinamiche, SPT, a profondità di circa 3,75m e 6.25m, che hanno fornito valori di N_{spt} di 72 e di 83. Dall'interpretazione delle prove SPT sono state determinate le caratteristiche di resistenza del litotipo per il quale sono stati scelti cautelativamente, viste le poche indagini eseguite, $c' = 0$ e $\phi' = 37-39^\circ$ e le caratteristiche di deformabilità con un valore di E compreso fra 30 e 50 MPa.

In conclusione, in base alle prove geotecniche di laboratorio, alle elaborazioni della prova penetrometriche dinamiche SPT e dal modello geologico – tecnico, si possono assumere i seguenti parametri di progetto per il litotipo CO:

- Peso di volume naturale, $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito. $\phi' = 37^\circ - 39^\circ$;
- coesione: $c' = 0 \text{ kPa}$
- modulo elastico: $E' = 30-40 \text{ MPa}$

5.4 DETRITI ALLUVIONALI (4)

I detriti alluvionali, identificati con la sigla **D**, nel modello geologico sono individuati localmente all'inizio e alla fine dell'intervento. Anche se il sondaggio S9 li intercetta per uno spessore di circa 6m con due valori di SPT che vanno a rifiuto, a vantaggio di sicurezza si possono ipotizzare, i seguenti parametri:

- Peso di volume naturale, $\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito. $\phi' = 34^\circ$;
- coesione: $c' = 0 \text{ kPa}$
- modulo elastico: $E' = 20 \text{ MPa}$

5.5 FLYSCH DI ANNOT (8)

In base al modello geologico, il litotipo **FA** è costituito da Argilloscisti grigiastri fratturati e Arenarie arcose biancastre a grana media.

La presenza di tale litotipo è stata riscontrata nei sondaggi S3_P ad una profondità di 18.5m e costituisce il substrato roccioso di parte della piana alluvionale.

Nella campagna indagini geologiche del 2017 sono stati prelevati 2 campioni, CR8, CR9, alla profondità rispettivamente di 19,0m e 21,0m. Dalle prove di laboratorio su tali campioni è stato determinato il peso dell'unità di volume del litotipo pari a 26 kN/m^3 .

È stato effettuato un Point Load Test (PLT) dal quale è stato ricavato un valore medio della resistenza a compressione pari a 45 MPa dal quale sono stati valutati i parametri di resistenza del litotipo, scelti cautelativamente pari a , $c' = 150 \text{ kPa}$ e $\phi' = 40^\circ$

5.6 FLYSCH DI DEMONTE (9)

In base al modello geologico, il litotipo **FD** è costituito da Ardesie, Scisti ardesiatici, e Filladi calcaree fortemente deformate. Tale litotipo è affiorante lungo l'ippovia che collega Demonte con la chiesa della Madonna del Pino.

Su tale litotipo non si hanno a disposizione risultati provenienti dalla campagna di indagini geologiche per cui si possono ipotizzare cautelativamente un valore del peso di volume naturale, $\gamma' = 24 \text{ kN/m}^3$; angolo di attrito. $\phi' = 34^\circ$; coesione: $c' = 20 \text{ kPa}$ e $E' = 50 \text{ MPa}$.

5.7 CALCARI (10)

Il litotipo **C** è costituito da Calcari metamorfosati compatti di colore grigio scuro a grana fine, affioranti in località Castello e sul Podio.

La presenza di tale litotipo è stata riscontrata nel sondaggio S1, alla profondità di 4,0m dal p.c. e nel sondaggio S8 orizzontale dopo 16,80m di avanzamento.

Per la caratterizzazione sono stati presi in considerazione solamente i campioni e le prove che fanno riferimento al sondaggio S1, realizzato in corrispondenza della spalla A del viadotto Perdioni e delle opere minori, poiché i calcari mostrano un maggior grado di fratturazione rispetto a quelli relativi al sondaggio S8 orizzontale.

Per quanto riguarda il sondaggio S1, sono stati raccolti 2 campioni, CR4 e CR5 alla profondità rispettivamente di 7,5m e 12,5m.

Da suddetti campioni è stato possibile determinare il peso dell'unità di volume del litotipo, con un valore medio pari a circa 25kN/m³.

Sono stati effettuati 2 Point Load Test (PLT) dai quali è stata valutata la resistenza a compressione dell'ammasso, rispettivamente 14,18 MPa e 17,79 MPa. Attraverso la linearizzazione del criterio di rottura di Hoek-Brown sono stati valutati i parametri di resistenza della roccia: $c'=45-70\text{kPa}$ e $\phi'=36^\circ-38^\circ$.

Per la determinazione dei parametri di deformabilità dell'ammasso, non essendo disponibili prove sui campioni del sondaggio S1, si è determinato il modulo di elasticità secante del calcare a partire da 4 prove di compressione monoassiale effettuate sui campioni del sondaggio S8 orizzontale. Utilizzando, successivamente i valori della resistenza a compressione σ_c dei PLT e i valori del GSI relativi al sondaggio S1, si è determinato il modulo di elasticità dell'ammasso $E'=350-450\text{ MPa}$.

In conclusione, in base alle prove geotecniche di laboratorio e dal modello geologico – tecnico, si possono assumere i seguenti parametri di progetto per il litotipo C:

- Peso di volume naturale, $\gamma'=25\text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito. $\phi'=36^\circ-38^\circ$;
- coesione: $c'=45-70\text{ kPa}$
- modulo elastico: $E'=350-450\text{ MPa}$

5.8 CARNIOLE (11)

In base al modello geologico, il litotipo **CR** è costituito da Calcari a cellette e Dolomie cariate, affioranti nella parte Sud del Podio. La presenza di tale litotipo è stata riscontrata nei sondaggi S6 orizzontale, S7, S10 e S11_DH.

In particolare nel sondaggio S11_DH, che ricade in prossimità della spalla SpB del Viadotto Cant, le Carniole mostrano una facies più degradata e vacuolare, con caratteristiche peggiori rispetto a quelle dei campioni prelevati negli altri sondaggi. Per questo la determinazione dei parametri di resistenza e di deformabilità del litotipo fa riferimento ai soli campioni relativi al sondaggio S11_DH.

Nel suddetto sondaggio sono stati prelevati 4 campioni indisturbati: CR2 alla profondità di 5,45m, CR3 a 10.5m, CR4 a 13.6m e CR5 a 18.85m.

Dalle indagini di laboratorio è stato determinato il valore medio del peso dell'unità di volume $\gamma' = 24 \text{ kN/m}^3$. Sono state effettuate 2 prove di compressione monoassiale sui campioni CR2 e CR4 e 5 Point Load Test (PLT) su spezzoni da 5 metri di carota dalla profondità di 5m fino a 30m e 2 prove dilatometriche nel foro di sondaggio alle profondità di 20.50m e 24,50m.

L'interpretazione delle suddette prove ha permesso di valutare i parametri di resistenza $c' = 40-100 \text{ KPa}$ e $\phi' = 27,5^\circ-37^\circ$ (Figura 5.3 e Figura 5.4) e i parametri di deformabilità dell'ammasso $E' = 100-350 \text{ MPa}$.

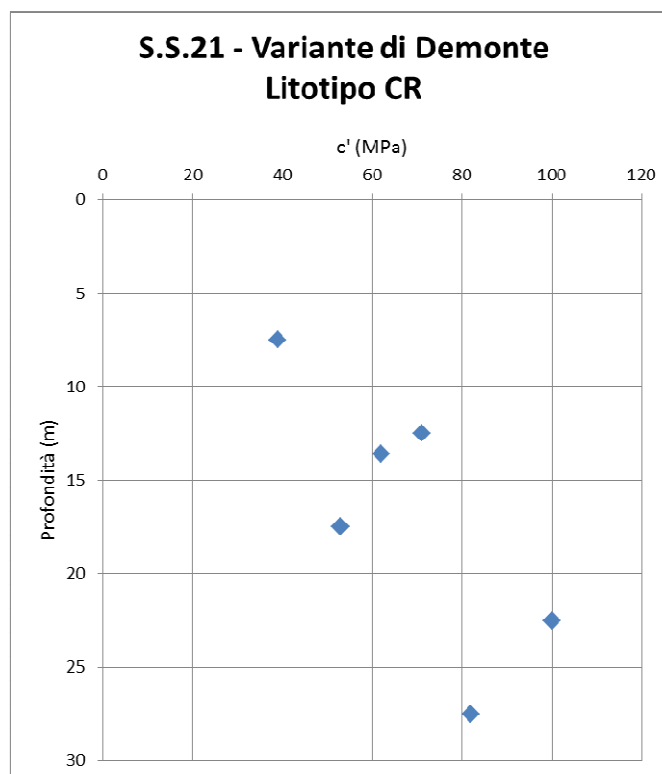
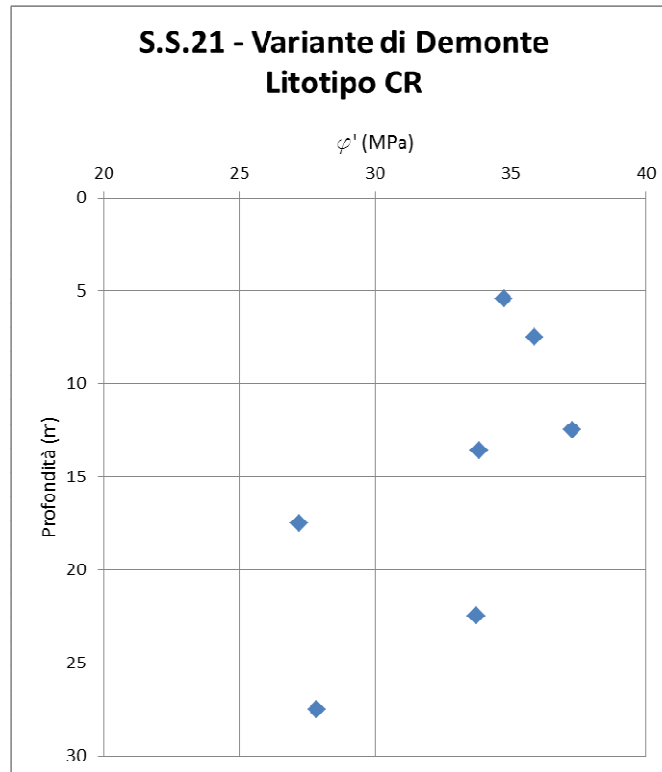


Figura 5.3: Valori di c' relativi alle Carniole

Figura 5.4: Valori di ϕ' relativi alle Carniole

In conclusione, in base alle prove geotecniche di laboratorio, le prove di compressione monoassiale, i Point Load Test e dal modello geologico – tecnico, si possono assumere i seguenti parametri di progetto per il litotipo CR:

- Peso di volume naturale, $\gamma' = 24 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito. $\phi' = 30^\circ - 36^\circ$;
- coesione: $c' = 40 - 100 \text{ kPa}$
- modulo elastico: $E' = 100 - 350 \text{ MPa}$

5.9 BRECCIE (DEPOSITI TRIASSICI) (11a)

Il litotipo **DeT** è costituito da argilliti e argilliti calcaree violacee o verdastre o giallastre con subordinate intercalazioni di calcari a cellette, in eteropia di facies al top della formazione delle Carniole. A tratti si presentano come breccie di dissoluzione con buone caratteristiche geomeccaniche e scarso grado di fratturazione.

Data la grande variabilità di facies e di caratteristiche meccaniche del litotipo DeT, nella caratterizzazione si fa riferimento solamente ai campioni del sondaggio S5_DH in corrispondenza

della spalla SpA del viadotto Cant che interessano la facies brecciata con migliori caratteristiche geomeccaniche rispetto ai campioni prelevati nei sondaggi S6 orizzontale e S7.

Nel suddetto sondaggio sono stati prelevati 4 campioni indisturbati: CR5 alla profondità di 22.30m, CR6 a 24.30m, CR7 a 25.25m e CR8 a 26.60m. Dalle indagini di laboratorio è stato determinato il valore medio del peso dell'unità di volume $\gamma'=26 \text{ kN/m}^3$.

Sono state eseguite 3 prove di compressione monoassiale sui campioni CR5, CR7 e CR8 ed una prova di compressione triassiale sul campione CR6. Inoltre sono stati effettuati dei Point Load Test (PLT) su spezzoni di carota da 5m fra i 20 e i 30 metri di profondità.

L'interpretazione delle suddette prove ha permesso di valutare i parametri di resistenza $c'=150-400 \text{ KPa}$ e $\phi'=35^\circ-45^\circ$ (Figura 5.5 e Figura 5.6) e i parametri di deformabilità dell'ammasso $E'=1100-2400 \text{ MPa}$.

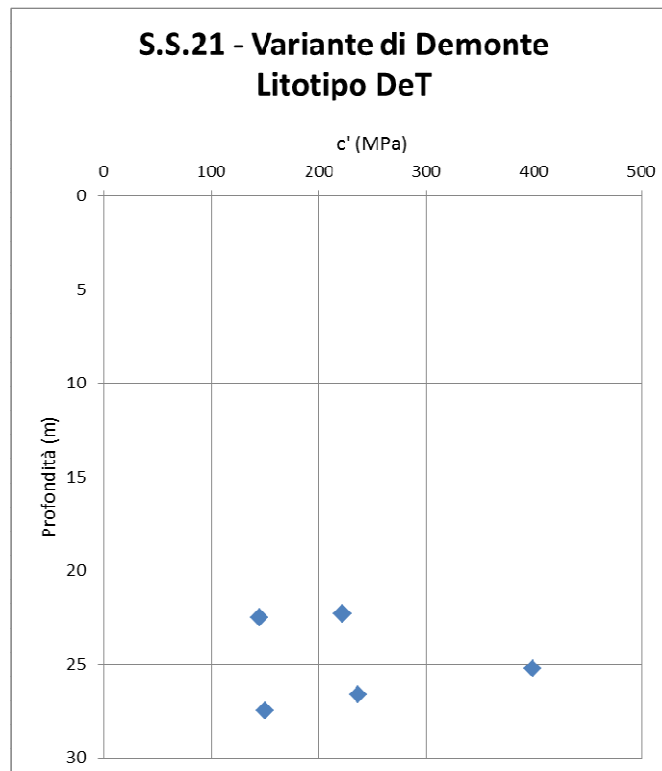
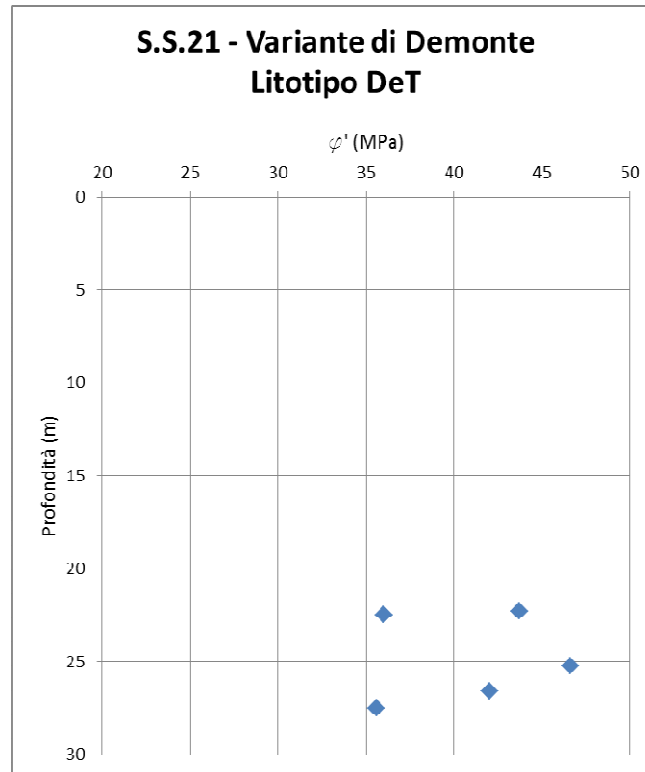


Figura 5.5: Valori di c' relativi ai Depositi Triassici (Brecce)

Figura 5.6: Valori di ϕ' relativi ai Depositi Triassici (Brecce)

6. SISMICITA'

Per quanto riguarda l'inquadramento sismotettonico e la sismicità, si rimanda a quanto riportato nella Relazione Geologica allegata al presente progetto.

In questo contesto si fa presente che in base alla categoria della strada si farà riferimento alla Vita nominale di 50 anni e alla classe d'uso III; di conseguenza il periodo di riferimento per l'azione sismica

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

risulta pari a **75 anni**, essendo C_u per la classe d'uso III pari a 1,5 (Tab. 2.4.11 delle NTC 2008).

Si rimanda alla relazione Sismica per il calcolo dei parametri sismici e per la definizione degli spettri di progetto.

6.1 CATEGORIE DI SUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.11 delle NTC-08). Per la classificazione dei terreni oggetto di intervento, per la definizione delle V_{s30} , sono state eseguite 3 prove down – hole in foro effettuate durante la campagna geognostica del

2017. Dai risultati di tali prove si ottengono i seguenti valori delle velocità delle onde S nei primi 30 m di profondità:

SONDAGGIO	V_{S30} [m²/sec]	CAT DI SUOLO
S2_DH (viadotto Perdioni)	425	B
S5_DH (viadotto Cant)	653	B
S11_DH (viadotto Cant)	776	B

e quindi un'unica categoria di suolo, la tipo "B".

Il modello geotecnico di riferimento è costituito, a partire dal piano campagna, da depositi alluvionali e fluvioglaciali prevalentemente grossolani e ben addensati (i valori di $N_{spt} > 50$, anzi quasi sempre i valori ottenuti sono a rifiuto) di spessore variabile da pochi metri a 20/25 m. Tali depositi sovrastano un substrato roccioso all'interno della valle dello Stura di Demonte, mentre versanti si presentano anche con rocce affioranti.

Pertanto l'assunzione della categoria di suolo B risulta a vantaggio di sicurezza essendo state eseguite due delle prove nella valle e solo una, la S11_DH, è ubicata ad una quota maggiore lungo il versante del Podio; infatti quest'ultima mostra un valore di velocità delle onde più elevato e prossimo alla categoria di suolo A. Si può ipotizzare la stessa situazione se si osserva, in località Perdioni, la presenza e l'affioramento del substrato calcareo.

7. VERIFICHE GEOTECNICHE

Il tracciato in progetto, come detto, interessa prevalentemente litotipi costituiti da depositi alluvionali, fluvioglaciali (AL) e detriti alluvionali (D) che presentano delle buone caratteristiche geotecniche, trattandosi generalmente di materiali grossolani (anche con blocchi metrici), in matrice limo sabbiosa di spessori variabili da pochi metri a 20/25 m di profondità al di sopra di un substrato roccioso che, a seconda della zona della valle, varia dai calcari (C), al Flysch di Annot (FA) e alle Carniole (CR e DeT). Si fa presente che localmente sono state rilevate lenti di materiale coesivo di spessore fino a 2/3 m negli strati più superficiali e di spessori maggiori, fino a 5/6m a ridosso del substrato.

La soggiacenza della superficie piezometrica della falda nella valle si aggira intorno ad 2/3 m dal p.c., in presenza di livelli maggiormente granulari.

Le interferenze delle opere in progetto con il regime delle acque sotterranee sono limitate alla realizzazione delle fondazioni delle opere d'arte.

7.1 RILEVATI E TRINCEE

Le pendenze definitive di rilevati e trincee sono previste 3/2 (H/V). I rilevati sull'intera tratta sono di altezza piuttosto elevata ($h > 2\text{m}$), mentre solo una piccola parte del tracciato è previsto a mezzacosta. Durante la campagna indagini geologico – tecniche del 2017, come riportato in precedenza, sono stati effettuati 5 pozzetti esplorativi e altrettante prove di carico su piastra. In base a tali risultati e al modello geotecnico di riferimento, è stato possibile definire, gli spessori di bonifica:

- Da km 0 +000 – alla spalla SpA del viadotto Perdioni: 20 cm di scotico + 30 cm di bonifica; si considerano infatti il sondaggio S1 e il pozzetto PZ1, che dopo 30/40 cm di terreno vegetale, intercettano sabbie e ghiaie. La prova effettuata nel pozzetto ha evidenziato un valore del modulo di deformazione di 30 MPa (a 50 cm di profondità); il tracciato prevede l'inserimento di una rotatoria che necessita a monte di uno scavo (quindi non interessato dalla bonifica) e a valle dalla presenza di materiale di riempimento fino ad arrivare ad altezze molto maggiori di 1m per cui il Md richiesto dal CSA Anas è 20 MPa;
- Da spalla SpB viadotto Perdioni - a km 0 + 700: 20 cm scotico + 50 cm di bonifica; in questo caso questo caso sono stati considerati i sondaggi S2, S3 e il pozzetto PZ2 nei quali il terreno pedogenizzato arriva anche a 70 cm; la prova di carico su piastra eseguita nel pozzetto ha fornito un valore del modulo di deformazione pari a

18 MPa, che risulta maggiore del Md di 15 MPa previsto nel CSA nel caso di rilevati con altezza superiore a 2m come previsto in questa tratta;

- Da km 0 + 700 - a km 0 + 975: 20 cm di scotico + 80 cm di bonifica; come riportato in precedenza, dalla prova eseguita nel pozzetto PZ2 si è ottenuto un modulo di 18MPa, ma in questo tratto il tracciato procede a mezzacosta, per cui il valore del modulo di deformazione richiesto risulta, anche se localmente di 50 MPa; per tale motivo è stata cautelativamente assunto uno spessore di bonifica maggiore del precedente tratto;
- Da 0 + 900 - a SpA del viadotto Cant: 20 cm di scotico + 50 cm di bonifica; sono stati presi in esame il sondaggio P4 ed il pozzetto PZ4, dal quale si è ottenuta una prova di carico su piastra pari a 25 MPa (a 40 cm di profondità) che soddisfa il requisito di essere superiore a 20 MPa essendo il rilevato superiore a 2m;
- Da km 2 +550 - a fine lotto: 20 cm di scotico + 30 cm di bonifica; sono stati considerati il sondaggio S9 ed il pozzetto PZ5 dal quale si è ottenuto un valore del modulo di deformazione di 64 MPa (nell'intervallo 0,15 – 0,25 N/mm²) maggiore di 50 MPa previsto dal CSA, essendo il tracciato a quota prossima al piano campagna.

7.1.1 Stima del potenziale dei cedimenti

Per i rilevati è necessario verificare anche le condizioni di funzionalità. Infatti, il cedimento teorico da scontare a termine lavori deve risultare inferiore al 10% del totale a fine consolidazione e comunque inferiore a 5cm così come indicato nelle norme tecniche ANAS.

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito secondo l'approccio edometrico che consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati delle prova edometriche, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$) <

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$), le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 Spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;

$\Delta\sigma_v$ Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico *M*; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$

significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

A titolo cautelativo è stata verificata la sezione di rilevato a maggiore altezza, quella posta tra la sez. 15 e la 16. In tale configurazione sono stati ipotizzati due distinti scenari, ciascuno cautelativo per l'unità compressibile di verifica:

- Caso 1: scenario con presenza di strato profondo dell'unità geotecnica L (sondaggi S2_DH e S3P);
- Caso 2: scenario con presenza all'interno dell'unità geotecnica AL di importanti intercalazioni di tipo L (vedasi risultati della prova down hole e della prova edometrica nel sondaggio S3P);
- **sez 15 – 16: caso 1:**

Profondità [m]	Descrizione strato	γ (kN/m ³)	φ'	Eed [kPa]
da 0.00 a 16.50	AL	19.00	36°	-
da 16.50 a 20.7	L	1900	26°	50000
da > 20.7	CR	24.00	33°	-

γ = peso specifico del terreno

φ' = angolo d'attrito efficace

Eed = modulo edometrico

Assumendo un coefficiente di consolidazione $C_v = 0,00066$ cm²/s, si ottiene un cedimento totale a fine consolidazione di 0,91 cm e quindi compatibile con i tempi di costruzione e con l'ordinaria manutenzione della pavimentazione stradale.

- **sez 15 – 16: caso 2:**

Profondità [m]	Descrizione strato	γ (kN/m ³)	φ'	Eed [kPa]
da 0.00 a 3.60	AL	19.00	36°	-
da 3.60 a 6.6	L	1900	26°	3000
da > 6.6	AL	19.00	36°	-

γ = peso specifico del terreno

φ' = angolo d'attrito efficace

Eed = modulo edometrico

Assumendo un coefficiente di consolidazione $C_v = 0,00066 \text{ cm}^2/\text{s}$, si ottiene un cedimento totale a fine consolidazione di 5,31 cm e quindi compatibile con i tempi di costruzione e con l'ordinaria manutenzione della pavimentazione stradale.

7.1.2 Verifiche di stabilità

Per le verifiche di stabilità globale dei rilevati e delle trincee in progetto è stato utilizzato il codice di calcolo SLOPE. Come previsto da NTC 2008 le verifiche sono state condotte per la combinazione A2-M2-R2.

Si è fatto riferimento alle sezioni sez 15 e sez 54 per i rilevati e alle sez 15 per la trincea.

Le sezioni analizzate risultano per altezza e per condizioni geotecniche le più gravose del tratto in progettazione. Le analisi sono state condotte tenendo in considerazione la presenza il sovraccarico dovuto ai veicoli (pari a 20 kN/m² in condizioni statiche e 10 kN/m² in condizioni sismiche).

La scelta della superficie di scorrimento assunta come critica deriva da considerazioni sulla natura dei materiali e sulla geometria dei rilevati. La quota piezometrica è stata assunta come riportato dal modello geologico - tecnico.

Si riportano nella seguente tabella i risultati delle verifiche:

SEZIONE	FS_statico	FS_sismico
15	1,45	1,229
54	1,47	1,24
31	1,31	1,12

Tabella 7.1: risultati delle verifiche di stabilità

Tutte le verifiche risultano soddisfatte secondo la normativa applicata.

7.2 OPERE D'ARTE MINORI: MURI E OPERE PROVVISORIALI

Il progetto prevede la realizzazione di due muri, uno di sottoscarpa e uno di controripa, per l'inserimento della rotatoria iniziale.

Nella parte a monte della rotatoria ovest, infatti, si è reso necessario realizzare un'opera di contenimento di altezza variabile, ma che raggiunge nel punto di massima altezza i 9,0 m. L'opera prevista è un muro di controripa fondata su pali di piccolo diametro per tener conto della presenza del Flysch di Demonte costituito da ardesie e scisti con presenza di patine di ossidazione. Per lo scavo provvisorio si prevede l'utilizzo di una paratia di micropali multitirantata.

La scelta di optare per un muro definitivo e non per una paratia con tiranti è stata determinata per evitare ulteriori oneri manutentivi dovuti alla presenza dei tiranti. Il muro è previsto rivestito con pietra locale avente spessore 4 cm.

La presenza della rotatoria determina anche la necessità di realizzare a valle un riempimento di terreno che arriva fino a 15m di altezza a ridosso della spalla SpA del Viadotto Perdioni. Per contenere il piede del rilevato, ed in continuità con la spalla del Viadotto, si è scelto di prevedere la realizzazione di un muro di sottoscarpa con altezza massima di 7,5 m fondato su micropali e rivestito con pietra locale. L'ultima banca, di altezza inferiore a 4,0 m, è prevista in terra rinforzata con pendenza 60°. Gli scavi provvisori per la realizzazione del rilevato a tergo del muro, sono previsti attraverso una gradonatura del terreno in posto di dimensioni 1,5 in orizzontale e 1,0 in verticale.

Al fine di contenere l'ingombro del rilevato a ridosso della spalla A del viadotto Cant per garantire la viabilità su una strada secondaria, si è reso necessario prevedere un muro ad U di lunghezza 12 m di altezza massima di 9,5m. Il muro ha una struttura in continuità con la spalla ed è previsto su fondazioni dirette. Il riempimento all'interno è previsto con materiale da rilevato.

Si fa presente che oltre alla paratia provvisoria necessaria per l'inserimento del muro di controripa della rotatoria ovest, sono necessarie altre due opere di sostegno provvisorie per la realizzazione della spalla A e delle pile del viadotto Cant.

Sia per le verifiche dei muri che per le opere provvisorie si rimanda alle Relazioni di calcolo allegate al presente progetto.

7.3 OPERE D'ARTE MAGGIORI: FONDAZIONI

Il tracciato in progetto individua due viadotti, Perdioni e Cant. Il primo si trova subito dopo la rotatoria ovest, si estende per 324 m ed è costituito da 6 pile. Il secondo viadotto, che ha inizio al km 1+760 ca. ha una lunghezza di 135 m e 2 pile.

Le tipologie fondazionali adottate hanno tenuto conto del modello geologico – tecnico; nel caso in cui il substrato è affiorante o con coperture di piccola entità si è optato per fondazioni profonde di piccolo diametro. Invece nei casi in cui i depositi alluvionali hanno, non solo spessori importanti, ma sono spesso costituiti da blocchi di materiale lapideo, si è ricorso all'adozione di pali trivellati di medio diametro ad elica (tipo rotary).

Le sollecitazioni, fornite dal progettista strutturista, sono agenti nel baricentro e all'intradosso della zattera di fondazione. Gli sforzi normali sul singolo palo sono stati stimati mediante ripartizione rigida, considerando anche i contributi dovuti al taglio.

7.3.1 Metodologia di calcolo dei pali di fondazione di medio diametro

Si riporta di seguito la metodologia di calcolo utilizzata per le analisi dei pali di fondazione di medio diametro.

Per quanto riguarda l'espressione del carico limite del singolo palo (Q_{lim}), questo viene convenzionalmente espresso come somma di due contributi, un contributo legato alla capacità portante limite alla base (Q_b) ed una capacità portante limite di fusto (Q_l).

$$Q_{lim} = Q_b + Q_l$$

Per quanto riguarda la capacità portante limite alla base (Q_b), in generale, per un mezzo dotato di coesione e attrito si pone:

$$q_b = N_q \cdot \sigma_v L + N_c \cdot c$$

in cui $\sigma_v L$ rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità della base del palo ed N_q e N_c sono fattori adimensionali funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto L/D .

Tra i due parametri sussiste la relazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi$$

Per la valutazione del coefficiente N_q sono state proposte varie teorie, tutte in ipotesi di mezzo omogeneo ed isotropo.

I differenti meccanismi di rottura ipotizzati portano ad ottenere, per un dato valore di ϕ' , valori di N_q molto diversi.

Ricerche sperimentali (Kérisel (1961) e Vesic (1967)) hanno mostrato che la resistenza alla punta non cresce linearmente con la profondità, ma che, oltre una certa profondità critica, dipendente da ϕ' , non presenta più significative variazioni.

Per quanto riguarda invece, la capacità portante di fusto, questa assumerà espressioni diverse a seconda che venga valutata in termini di tensioni efficaci o in termini di tensioni totali, in funzione del comportamento dei terreni attraversati.

Per quanto riguarda l'espressione di tale capacità portante limite, in termini di tensioni efficaci, questa sarà valutata con la seguente formulazione:

$$Ql = \pi * D \int \mu * k * \sigma'v * dz$$

Dove:

D = diametro del palo;

μ = coefficiente di attrito palo-terreno (per pali trivellati ad elica pari a $\tan \phi'$);

k = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale che agisce alla profondità z sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale alla stessa profondità (nel nostro caso assunto pari a 0.8);

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace alla profondità z;

L'integrale avrà come estremi di integrazione la profondità dal piano campagna a cui inizia lo strato in esame (z1) e la profondità alla quale termina lo strato (z2).

Per quanto riguarda l'espressione della medesima capacità portante limite, in termini di tensioni totali, questa sarà espressa attraverso la seguente formulazione:

$$Ql = \pi * D \int \alpha * Cu * dz$$

Dove:

D = diametro del palo;

α = coefficiente riduttivo della resistenza al taglio non-drenata;

Cu = resistenza al taglio non-drenata lungo il fusto del palo;

L'integrale avrà come estremi di integrazione la profondità dal piano campagna a cui inizia lo strato in esame (z_1) e la profondità alla quale termina lo strato (z_2).

Il coefficiente riduttivo della coesione non drenata " α " viene assunto variabile in funzione di C_u secondo il seguente criterio:

C_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
≥ 75	0.4

Tabella 7.2: valori del coefficiente α secondo le Raccomandazioni AGI

Le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008 nonché l'Eurocodice 7, forniscono le indicazioni sull'approccio metodologico e sui coefficienti parziali da adottare per le geotecniche con i metodi semiprobabilistici allo stato limite ultimo e di esercizio per le opere geotecniche.

Per dimostrare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$E_{cd} \leq R_{cd}$$

in cui:

E_{cd} è il carico assiale di progetto,

R_{cd} è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo della palificata per carichi assiali

L'azione di progetto applicata al palo può esprimersi come:

$$F_{cd} = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

in cui:

G e Q sono rispettivamente le azioni caratteristiche permanenti e temporanee variabili,

γ_G e γ_Q sono i coefficienti parziali moltiplicatori dei carichi riportati nella tabella 6.2.IV delle NTC08.

Fcd in linea di principio dovrebbe includere anche il peso proprio del palo, lo stesso Eurocodice indica che in genere esso può essere trascurato con eccezione dei casi di attrito negativo o di terreno con basso peso di unità di volume.

Il carico limite di progetto Rcd è ricavato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$$

in cui:

Rbd è la resistenza alla punta di progetto,

Rsd è la resistenza laterale di progetto.

I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai valori caratteristici, Rbk e Rsk, tramite i coefficienti parziali γ_b e γ_s riportati nella tabella 8.3 delle Norme:

$$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$$

$$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$$

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati		
		(R1)	(R2)	(R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1	1.7	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1	1.45	1.15
Totale	γ_t	1	1.6	1.30
Laterale in trazione	γ_{st}	1	1.6	1.25

Tabella 7.3: coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche (Tab. 6.4-II NTC)

I valori caratteristici devono essere determinati come:

$$R_{ck} = (R_{bk} + R_{sk}) = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

In cui i valori ξ_3 e ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate n come riportato nella Tabella 7.4:

n	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 7.4: fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV NTC)

Il comportamento del palo singolo sottoposto a forze orizzontali è stato analizzato con il metodo di Broms.

Con tale metodo si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigido–perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia ininfluyente, e che il valore della pressione p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

Per un terreno coesivo, si assume che la resistenza del terreno sia costante e pari a:

$$p = 9 c_u d$$

a partire da una profondità della testa del palo pari a $1.5d$.

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati in Figura 7.1 relativamente al caso di palo “corto”, “intermedio” e “lungo”, insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali “corti” sono quelli in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali “intermedi” e “lunghi” dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura, attraverso le espressioni:

Condizioni non-drenate

palo corto	$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$
palo intermedio	$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$
palo lungo	$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$

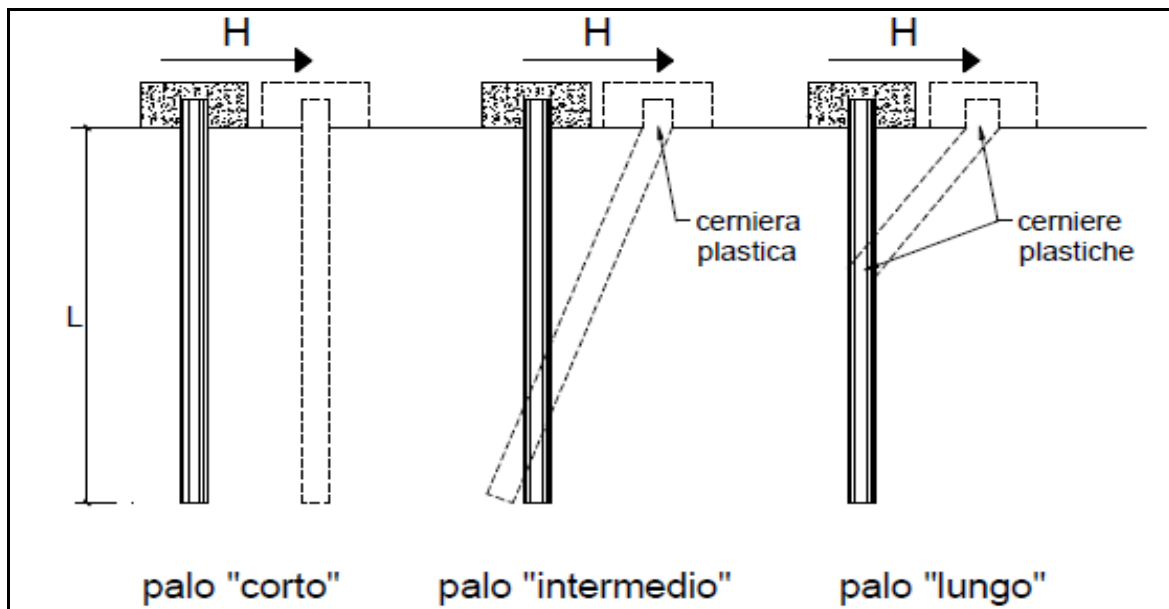


Figura 7.1: Schemi di rottura metodo di Broms

Nel caso di calcolo agli stati limite il coefficiente FS è da intendersi come rapporto tra la capacità portante di progetto R_d e l'azione di progetto agente E_d . In tal caso dovendosi verificare:

$E_d \leq R_d$, il valore di FS deve essere fissato pari a 1.

Ai fini geotecnici per le calcolazioni di verifica della lunghezza dei pali, in ragione della situazione stratigrafica riscontrata, è stato definito, uno schema geotecnico di calcolo così come riportato dagli elaborati geologico – tecnici allegati al progetto.

7.3.2 Metodologia di calcolo dei micropali

Per il calcolo della capacità portante di un micropalo, deve essere valutato sia il carico limite dei micropali iniettati a pressione (semplice e/o ripetute) utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985) sia la capacità portante per instabilità dell'equilibrio elastico. Inoltre bisogna valutare il comportamento del micropalo alle forze orizzontali e la verifica strutturale della sezione del micropalo;

Per le due tipologie di iniezione (ripetute e controllate IRS o in un'unica soluzione IGU), gli autori forniscono un coefficiente (α), maggiorativo del diametro di perforazione adottato, che è possibile ricavare in funzione della litologia e della tecnologia di iniezione adottata, attraverso abachi forniti dagli stessi autori.

Il valore della resistenza tangenziale all'interfaccia τ_{sd} da introdurre nei calcoli è ricavabile dal valore medio della resistenza a rottura s determinabile a partire dagli abachi di Bustamante e Doix, (1985). In essi sono riportati, in base alla litologia dell'ammasso e alla tecnologia di iniezione, i valori limite di resistenza dell'interfaccia.

E' possibile ricavare il valore della resistenza laterale unitaria s In funzione della resistenza alla penetrazione (N_{spt}) o dai risultati di prove pressiometriche.

Il carico limite a forze verticali, si può quindi esprimere attraverso la relazione:

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi d_s L_s s$$

dove:

P: carico limite alla punta

S: carico limite laterale

Per quanto riguarda il carico limite laterale S, è ricavato attraverso l'espressione:

$$S = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

dove:

L_s : lunghezza del bulbo di fondazione;

d_s : diametro maggiorato per effetto della tecnologia;

s : resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata;

Il carico limite alla punta P, determinato in funzione di quella laterale e stimato pari al 15% del carico limite laterale S.

Nel caso di calcolo agli stati limite (NTC 2008) il coefficiente FS è da intendersi come rapporto tra la capacità portante di progetto Rd e l'azione di progetto agente Ed. In tal caso dovendosi verificare: $Ed \leq Rd$, il valore di FS deve essere fissato pari a 1

L'azione di progetto (Ed) applicata al tirante può esprimersi come:

$$Ed = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

in cui: G e Q sono rispettivamente le azioni caratteristiche permanenti e temporanee variabili, γ_G e γ_Q sono i coefficienti parziali moltiplicatori dei carichi relativi alla condizione di progetto "A1 + M1 + R3" definita dalle Norme Tecniche, $\gamma_G=1.5$ e $\gamma_Q=1.3$.

Il carico limite di progetto Rd è ricavato come:

$$Rd = \pi \cdot D_s \cdot L_1 \cdot \tau_{sd}$$

in cui:

D_s è il diametro della perforazione;

τ_{sd} è il valore di progetto della tensione di adesione malta-terreno;

L_s è la lunghezza di ancoraggio.

I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai valori caratteristici, τ_{sk} , tramite il coefficiente parziale γ_s ; valido per i pali.

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare:

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

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

in modo da poter determinare:

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

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

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale (o equivalente) del criterio di rottura di Von Mises:

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

che deve risultare:

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

σ_{adm} ricavata in funzione della tipologia dell'acciaio fornita dalla Normativa vigente.

7.3.3 Viadotto Perdioni

Le verifiche dei pali di fondazione sono state condotte in base ai valori delle sollecitazioni, nella combinazione più gravosa, definiti dal progettista strutturista. In particolare sono state fornite le verifiche delle fondazioni relative alla spalla SpA, alla pila P1, alla pila P2 e alla spalla SpB. Si fa presente che le sollecitazioni della Pila 2 sono state applicate anche alle altre pile.

Di seguito si riportano le verifiche dei pali secondo l'Approccio 2 del DM 2008, definendo per ogni opera la stratigrafia di calcolo e i parametri geotecnici utilizzati.

SPALLA SpA

Per eseguire il calcolo della capacità portante delle strutture di fondazione della spalla è stata assunta, a vantaggio di sicurezza, la seguente stratigrafia del terreno (è stata assunta come quota 0.00 la quota del piano campagna). La quota del piano intradosso della zattera è $\approx 762,03\text{m}$ s.l.m a circa 2,5 m di profondità dal piano campagna.

Profondità [m]	Descrizione strato	γ (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ'
da 0.00 a 2.50	AL	19.00	0.00	36°
da > 2.50	C	25.00	50.00	37°

γ' = peso specifico del terreno

c' = coesione drenata

ϕ' = angolo d'attrito efficace

Si assume che la quota del pelo libero della falda si trovi a -17.00 m dal piano campagna.

In questo caso si prevedono pali di piccolo diametro $\phi 300\text{mm}$ armati con tubolare $\phi 244.5$ mm di spessore 10mm, come riportato nel seguito per le forze verticali:

SpA	dimensione zattera [m x m]	diametro pali [mm]	numero pali	lunghezza pali [m]	N_{\max} [kN]	N_{\min} [kN]	Q_{lim} [kN]
	9,00 x 16,50	$\phi 300$	122	6,00	685	-284	875

La verifica alle forze orizzontali, con lo stesso numero e lunghezza di micropali sopra riportati, è:

SpA	T_{max} [kN]	σ [kN/m ²]	σ_{id} [kN/m ²]
	184	312	323

Pertanto le verifiche sono entrambe soddisfatte.

Pila P1

Per eseguire il calcolo della capacità portante delle strutture di fondazione della pila P1 è stata assunta, a vantaggio di sicurezza, la seguente stratigrafia del terreno (è stata assunta come quota 0.00 la quota del piano campagna). La quota del piano intradosso della zattera è $\approx 753,73$ m s.l.m a circa 2,0 m di profondità dal piano campagna.

Profondità [m]	Descrizione strato	γ (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	φ'
da 0.00 a 4.00	AL	19.00	0.00	36°
da > 4.00	C	25.00	50.00	37°

γ' = peso specifico del terreno

c' = coesione drenata

φ' = angolo d'attrito efficace

Si assume che la quota del pelo libero della falda si trovi a -10.00 m dal piano campagna.

In questo caso si prevedono pali di piccolo diametro $\phi 300$ mm armati con tubolare $\phi 193,7$ di spessore 10mm, come riportato nel seguito per le forze verticali:

P1	dimensione zattera [m x m]	diametro pali [mm]	numero pali	lunghezza pali [m]	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	Q_{lim} [kN]
	6,00 x 9,60	$\phi 300$	33	10,00	1308	59	1442

La verifica alle forze orizzontali, con lo stesso numero e lunghezza di micropali sopra riportati, è:

P1	T_{max}	σ	σ_{id}
	[kN]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
	34	282	283

Pertanto le verifiche sono entrambe soddisfatte.

Pile P2, P3 e P4

Per eseguire il calcolo della capacità portante delle strutture di fondazione delle pile P2, P3 e P4 è stata assunta una stratigrafia del terreno che prevede un aumento dello spessore dei depositi alluvionali, spostandosi dalla pila P2 alla Pila P4. Le sollecitazioni utilizzate sono quelle fornite dal progettista strutturista per la pila P2 che è la più alta (è stata assunta come quota 0.00 la quota del piano campagna). La quota del piano intradosso della zattera della pila P2 è ≈ 748.33 m s.l. mentre per la pila P4 è $\approx 745,56$ m s.l.m; la profondità della zattera dal piano campagna è per tutte e tre le pile a circa 2,5 m dal p.c.

	Profondità [m]	Descrizione strato	γ (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ'
P2, P3	da 0.00 a 9,7	AL	19.00	0.00	36°
	da > 9,70	C	25.00	50.00	37°
P4	da 0.00 a 12,50	AL	19.00	0.00	36°
	da > 12,50	C	25.00	50.00	37°

γ = peso specifico del terreno

c' = coesione drenata

ϕ' = angolo d'attrito efficace

Si assume che la quota del pelo libero della falda si trovi a $-4,50$ m, per la pila P2, a $-2,50$ m per la pila P4, dal piano campagna.

In questo caso si prevedono pali di medio diametro $\phi 450$ mm, come riportato nel seguito per le forze verticali:

	dimensione zattera [m x m]	diametro pali [mm]	numero pali	lunghezza pali [m]	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	Q_{lim} [kN]
P2, P3	6,00 x 10,50	$\phi 450$	38	9,00	1220	-3	1653
P4				12,00			1761

La verifica alle forze orizzontali, con lo stesso numero e lunghezza di pali sopra riportati, è nel caso della pila P4 che presenta un maggior spessore di depositi alluvionali:

P4	T_{max} [kN]	Hd [kN]
	28	103

Pertanto le verifiche sono entrambe soddisfatte.

Pile P5 e P6

Per eseguire il calcolo della capacità portante delle strutture di fondazione delle pile P5 e P6 è stata assunta, a vantaggio di sicurezza, la stratigrafia del terreno della Pila P6. Le sollecitazioni utilizzate sono quelle fornite dal progettista strutturista per la pila P2 che è la più alta (è stata assunta come quota 0.00 la quota del piano campagna). La quota del piano intradosso della zattera della pila P6 è $\approx 747,20$ m s.l. a profondità della zattera dal piano campagna è a circa 2,5 m dal p.c.

Profondità [m]	Descrizione strato	γ (kN/m³)	c' (kN/m²)	φ'	c_u (kN/m²)
da 0.00 a 23,00	AL	19.00	0.00	36°	
da 23,00 a 29,00	L	19.00	15	25	300*
da > 29,00	CR	24.00	60	33	

*: si è considerato cautelativamente un valore pari a 70kPa

γ' = peso specifico del terreno

c' = coesione drenata

φ' = angolo d'attrito efficace

c_u : resistenza non drenata

Si assume che la quota del pelo libero della falda si trovi a $-5,00$ m dal piano campagna.

In questo caso si prevedono pali di medio diametro $\phi 450$ mm, come riportato nel seguito per le forze verticali:

P6	dimensione zattera [m x m]	diametro pali [mm]	numero pali	lunghezza pali [m]	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	Q_{lim} [kN]

	6,00 x 10,50	φ450	38	28,00	1220	-3	2540
--	--------------	------	----	-------	------	----	------

La verifica alle forze orizzontali, con lo stesso numero e lunghezza di pali sopra riportati, è nel caso della pila P6 che presenta un maggior spessore di depositi alluvionali:

P6	T_{max} [kN]	Hd [kN]
	28	103

Pertanto le verifiche sono entrambe soddisfatte.

Spalla SpB

Per eseguire il calcolo della capacità portante delle strutture di fondazione della spalla SpB è stata assunta, la seguente stratigrafia del terreno. Le sollecitazioni utilizzate sono quelle fornite dal progettista strutturista per la spalla SpB (è stata assunta come quota 0.00 la quota del piano campagna). La quota del piano intradosso della zattera della spalla è ≈747,06 m s.l. la profondità della zattera dal piano campagna è a circa 2,5 m dal p.c.

Profondità [m]	Descrizione strato	γ (kN/m³)	c' (kN/m²)	φ'	c_u (kN/m²)
da 0.00 a 23,00	AL	19.00	0.00	36°	
da 23,00 a 29,00	L	19.00	15	25	300*
da > 29,00	CR	24.00	60	33	

*: si è considerato cautelativamente un valore pari a 70kPa

γ' = peso specifico del terreno

c' = coesione drenata

φ' = angolo d'attrito efficace

Cu: resistenza non drenata

Si assume che la quota del pelo libero della falda si trovi a -5,00m dal piano campagna.

In questo caso si prevedono pali di medio diametro φ450mm, come riportato nel seguito per le forze verticali:

SpB	dimensione zattera	diametro pali	numero pali	lunghezza pali	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	Q_{lim} [kN]
------------	-------------------------------	--------------------------	------------------------	---------------------------	---------------------------------	---------------------------------	---------------------------------

	[m x m]	[mm]		[m]			
	10,25 x 14,70	φ450	95	28,00	710	-121	3090

La verifica alle forze orizzontali, con lo stesso numero e lunghezza di pali sopra riportati, è nel caso della pila P6 che presenta un maggior spessore di depositi alluvionali:

SpB	T_{max} [kN]	Hd [kN]
	170	183

Pertanto le verifiche sono entrambe soddisfatte.

7.3.4 Viadotto Cant

Le verifiche dei pali di fondazione sono state condotte in base ai valori delle sollecitazioni della combinazione più gravosa. Di seguito si riportano le verifiche dei pali secondo l'Approccio 2 del DM 2008, definendo per ogni opera la stratigrafia di calcolo e i parametri geotecnici utilizzati.

Le verifiche dei pali di fondazione sono state condotte in base ai valori delle sollecitazioni, nella combinazione più gravosa, definiti dal progettista strutturista. In particolare sono state fornite le verifiche delle fondazioni relative alla spalla SpA, alla pila P2 e alla spalla SpB. Si fa presente che le sollecitazioni della Pila 2 sono state applicate anche all'altra pila.

SPALLA SpA

Per eseguire il calcolo della capacità portante delle strutture di fondazione della spalla è stata assunta, a vantaggio di sicurezza, la seguente stratigrafia del terreno (è stata assunta come quota 0.00 la quota del piano campagna). La quota del piano intradosso della zattera è $\approx 745,81$ m s.l.m a circa 2,0 m di profondità dal piano campagna.

Profondità [m]	Descrizione strato	γ (kN/m³)	c' (kN/m²)	ϕ'
da 0.00 a 7.00	CO	20.00	0.00	38°
da 7.00 a 18,00	AL	19.00	0.00	36°
da > 18,00	DeT	26	200	38

γ' = peso specifico del terreno

c' = coesione drenata

φ' = angolo d'attrito efficace

Si assume che la quota del pelo libero della falda si trovi a $-6,00$ m dal piano campagna.

In questo caso si prevedono pali di piccolo diametro $\phi 450$ mm, come riportato nel seguito per le forze verticali:

La verifica alle forze orizzontali, con lo stesso numero e lunghezza di micropali sopra riportati, è:

SpA	T_{max}	Hd
	[kN]	[kN]
	170	183

Pertanto le verifiche sono entrambe soddisfatte.

Pile P1 e P2

Per eseguire il calcolo della capacità portante delle strutture di fondazione delle pile P1 e P2 è stata assunta una stratigrafia del terreno che prevede una diminuzione dello spessore della conoide e dei depositi alluvionali, spostandosi dalla pila P1 alla Pila P2. Le sollecitazioni utilizzate sono quelle fornite dal progettista strutturista per la pila P2 che è la più alta (è stata assunta come quota 0.00 la quota del piano campagna). La quota del piano intradosso della zattera della pila P1 è $\approx 741,14$ m s.l. mentre per la pila P2 è $\approx 740,14$ m s.l.m; la profondità della zattera dal piano campagna è per entrambe le pile a circa 5,00 m dal p.c. perché si è tenuto in conto dello scalzamento di circa 3,0m.

	Profondità [m]	Descrizione strato	γ (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	φ'
P1	da 0.00 a 4,20	CO	19,00	0.00	38°
	da 4,20 a 14,00	AL	19,00	0.00	36°
	da > 14,00	CR	24,00	60,00	33
P2	da 0.00 a 3,00	CO	19.00	0.00	38°
	da 3,00 a 8,00	AL	19.00	0.00	36°
	Da > 8,00	CR	24,00	60,00	33

γ = peso specifico del terreno

c' = coesione drenata

φ' = angolo d'attrito efficace

Si assume che la quota del pelo libero della falda si trovi a $-4,30$ m per la pila P1 e $-3,00$ m per la pila P2 dal piano campagna.

In questo caso si prevedono pali di medio diametro $\phi 450$ mm, come riportato nel seguito per le forze verticali:

	dimensione zattera [m x m]	diametro pali [mm]	numero pali	lunghezza pali [m]	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	Q_{lim} [kN]
P1	6,00 x 10,50	$\phi 450$	38	15,00	1065	147	1363
P2				12,00			1193

La verifica alle forze orizzontali, con lo stesso numero e lunghezza di pali sopra riportati, è nel caso della pila P4 che presenta un maggior spessore di depositi alluvionali:

P1	T_{max} [kN]	Hd [kN]
	28	103

Pertanto le verifiche sono entrambe soddisfatte.

SPALLA SpB

Per eseguire il calcolo della capacità portante delle strutture di fondazione della spalla è stata assunta, a vantaggio di sicurezza, la seguente stratigrafia del terreno (è stata assunta come quota 0.00 la quota del piano campagna). La quota del piano intradosso della zattera è $\approx 747,69$ m s.l.m a circa 5,0 m di profondità dal piano campagna.

Profondità [m]	Descrizione strato	γ (kN/m³)	c' (kN/m²)	ϕ'
da 0.00 a 5.00	Dep. Arenacei Triassici (10A)	19.00	0.00	36°
da > 5.00	CR	24.00	60.00	33°

γ' = peso specifico del terreno

c' = coesione drenata

ϕ' = angolo d'attrito efficace

Si assume che la quota del pelo libero della falda si trovi a -7.00 m dal piano campagna.

In questo caso si prevedono pali di piccolo diametro $\phi 240$ mm armati con tubolare $\phi 193.7$ mm di spessore 8mm, come riportato nel seguito per le forze verticali:

SpB	dimensione zattera [m x m]	diametro pali [mm]	numero pali	lunghezza pali [m]	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	Q_{lim} [kN]
	6,50 x 12,00	$\phi 240$	74	6,00	476	-87	636

La verifica alle forze orizzontali, con lo stesso numero e lunghezza di micropali sopra riportati, è:

SpB	T_{max} [kN]	σ [kN/m²]	σ_{id} [kN/m²]
	95	291	299

Pertanto le verifiche sono entrambe soddisfatte.

8. ALLEGATI

8.1 ALLEGATO 1: TABELLA RIASSUNTIVA INDAGINI GEOTECNICHE

Sondaggio	Litotipo	Campione	Granulometria							TOT	descrizione	γ
			Profondità	quota falda p.	Argilla	Limo	Sabbia	Ghiaia				
			m	m	%	%	%	%	%			kN/m ³
S1_P	AL	CR-1	0.5	13.1	10	29	25	36	100	Ghiaia con limo e sabbia deb.te argilloso		
S1_P	AL	CR-2	2.225	13.1	6	30	26	38	100	Ghiaia con limo e sabbia deb.te argilloso		
S1_P	AL	CR-3	3.25	13.1	2	16	18	64	100	Ghiaia sabbioso limosa		
S2_DH	AL	CR-1	1.75	-	4	24	13	59	100	Ghiaia limosa sabbiosa		
S2_DH	AL	CR-2	6.225	-	0	8	24	68	100	Ghiaia sabbiosa deb limosa		
S2_DH	AL	CR-3	16.25	-	0	4	30	66	100	Ghiaia con sabbia		
S2_DH	AL	CR-4	24.25	-	6	33	23	38	100	Ghiaia con limo sabbiosa e deb.te argillosa		
S3_P	AL	CR-1	1.5	7	5	25	24	46	100	Ghiaia con sabbia limosa deb.te argillosa		
S3_P	L	CR-2	3.225	7	9	46	24	21	100	Limo sabbioso ghiaioso deb.te argilloso		
S3_P	L	CI-1	4.05	7	7	67	23	3	100	limo sabbioso deb.te argilloso	19.45	
S3_P	AL	CR-3	6.675	7	0	6	12	82	100	Ghiaia deb.te sabbiosa e limosa		
S3_P	AL	CR-4	9.725	7	2	13	24	61	100	Ghiaia sabbioso deb.te limosa		
S3_P	AL	CR-5	12.15	7	3	19	12	66	100	Ghiaia limosa deb.te sabbiosa		
S3_P	L	CR-6	14.75	7	9	54	32	5	100	Limo con sabbia deb.te ghiaiosa e argilloso		
S3_P	L	CR-7	17.75	7	9	52	31	8	100	Limo con sabbia deb.te argilloso e ghiaiosa		
S4_P	L	CR-1	2.225	6.2	10	56	22	12	100	Limo sabbioso deb.te ghiaioso e argilloso		
S4_P	AL	CR-2	9.225	6.2	2	13	24	61	100	Ghiaia sabbioso deb.te limosa		
S4_P	AL	CR-3	13.775	6.2	4	21	32	43	100	Ghiaia con sabbia limosa		
S4_P	AL	CR-4	15.225	6.2	3	16	35	46	100	Ghiaia con sabbia limosa		
S4_P	AL	CR-5	18.85	6.2	3	8	43	46	100	Ghiaia con sabbia deb limosa		
S5_DH	CO	CR-1	1.2	-	0	7	16	77	100	Ghiaia sabbiosa deb limosa		
S5_DH	CO	CR-2	3.775	-	1	11	24	64	100	Ghiaia sabbioso deb.te limosa		
S5_DH	AL	CR-3	8.575	-	4	14	39	43	100	Ghiaia con sabbia deb.te limosa		
S5_DH	AL	CR-4	12.575	-	2	13	33	52	100	Ghiaia con sabbia deb.te limosa		
S9	D	CR-1	3.65	-	4	16	28	52	100	Ghiaia con sabbia deb.te limosa	19.09	
S9	D	CR-2	6.15	-	4	16	23	57	100	Ghiaia sabbioso deb.te limosa	19.23	
S9	DM	CR-3	12.4	-	5	17	22	56	100	Ghiaia sabbioso limosa deb.te argillosa	18.89	
S9	DM	CR-4	19.75	-	5	25	38	32	100	Sabbia con ghiaia e limo	18.94	
S11_DH	CR	CR-1	1.875	-	4	17	24	55	100	Ghiaia sabbioso limosa	18.44	
PZ1	D	CR-1	0.5	-	6	36	22	36	100	limo e ghiaia sabbioso deb.te argilloso		
PZ2	AL	CR-1	0.5	-	9	35	24	32	100	limo con ghiaia sabbioso deb.te argilloso		
PZ3	AL	CR-1	0.5	-	13	60	24	3	100	limo sabbioso deb.te argilloso		
PZ4	CO	CR-1	0.4	-	18	55	20	7	100	limo sabbioso argilloso deb.te ghiaioso		
PZ5	D	CR-1	0.4	-	8	34	30	28	100	limo con sabbia e ghiaia deb.te argilloso		

8.2 ALLEGATO 2: VERIFICHE RILEVATI E TRINCEE

8.2.1 Verifiche cedimenti

Sezione 15- 16: Caso 1

DATI GENERALI

Larghezza della fondazione 40,0 m

Spessore bonifica 0,7 m

Profondità falda 5,3

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Unità Geotecnica
16,5	19	36	-	AL
1,0	19	26	50000	L
1,0	19	26	50000	L
1,0	19	26	50000	L
1,2	19	26	50000	L
11,6	24	33	-	CR

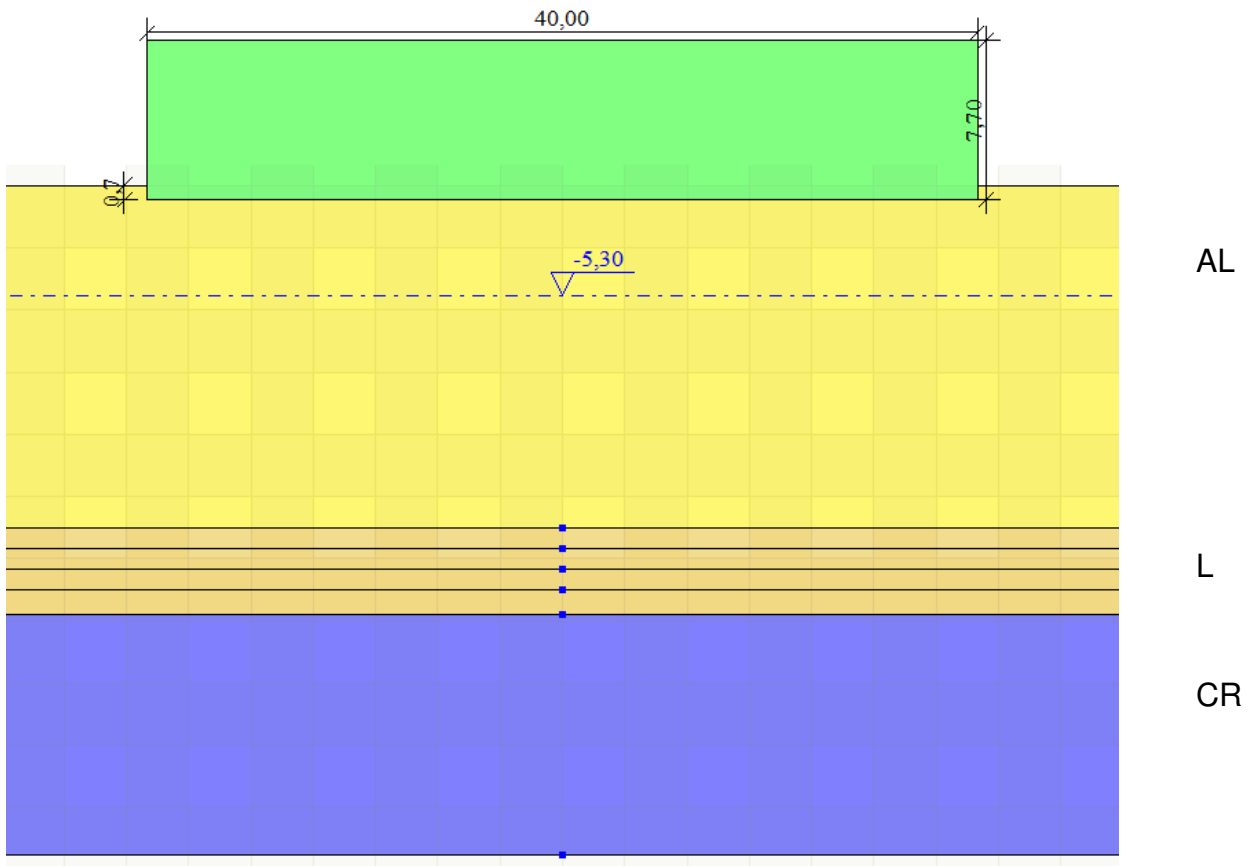
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto 157,0 kN/m²

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale dello strato

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	8,6	137,637	138,194	-	0	--	0
2	17	231,658	113,859	Edometrico	0,23	--	0,23
3	18	242,851	110,311	Edometrico	0,22	--	0,22
4	19	254,044	106,745	Edometrico	0,21	--	0,21
5	20,1	266,356	102,832	Edometrico	0,25	--	0,25
6	26,1	337,992	81,48	-	0	--	0



Cedimento totale a fine consolidazione 0,91 cm

Il tempo di esaurimento del cedimento primario è calcolato in funzione del coefficiente di consolidazione C_v che è stato assunto pari a $C_v = 0,00066 \text{ cm}^2/\text{s}$.

H (m)	Consolidazione primaria					
	$C_v[\text{cm}^2/\text{s}]$	Cedimenti al tempo t	Ut [%]	T_v	t (anni)	t (giorni)
2,1	0,00066	0,95	90	0,848	1,8	656
2,1	0,00066	1	95	1,129	2,4	873

Si considera un'altezza di drenaggio pari ad $H/2$, quindi pari a 2,1 m (ipotesi di lento drenaggio anche tra L1 e CR).

Il cedimento teorico da scontare a termine lavori risulta di 0,05 cm, inferiore a 5cm.

Sezione 15- 16: Caso 1**DATI GENERALI**

Larghezza della fondazione 40,0 m

Spessore bonifica 0,7 m

Profondità falda 5,3

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Unità Geotecnica
3,6	19	36	-	AL
1,0	19	26	8000,0	L
1,0	19	26	8000,0	L
1,0	19	26	8000,0	L
20,6	19	36	-	AL

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

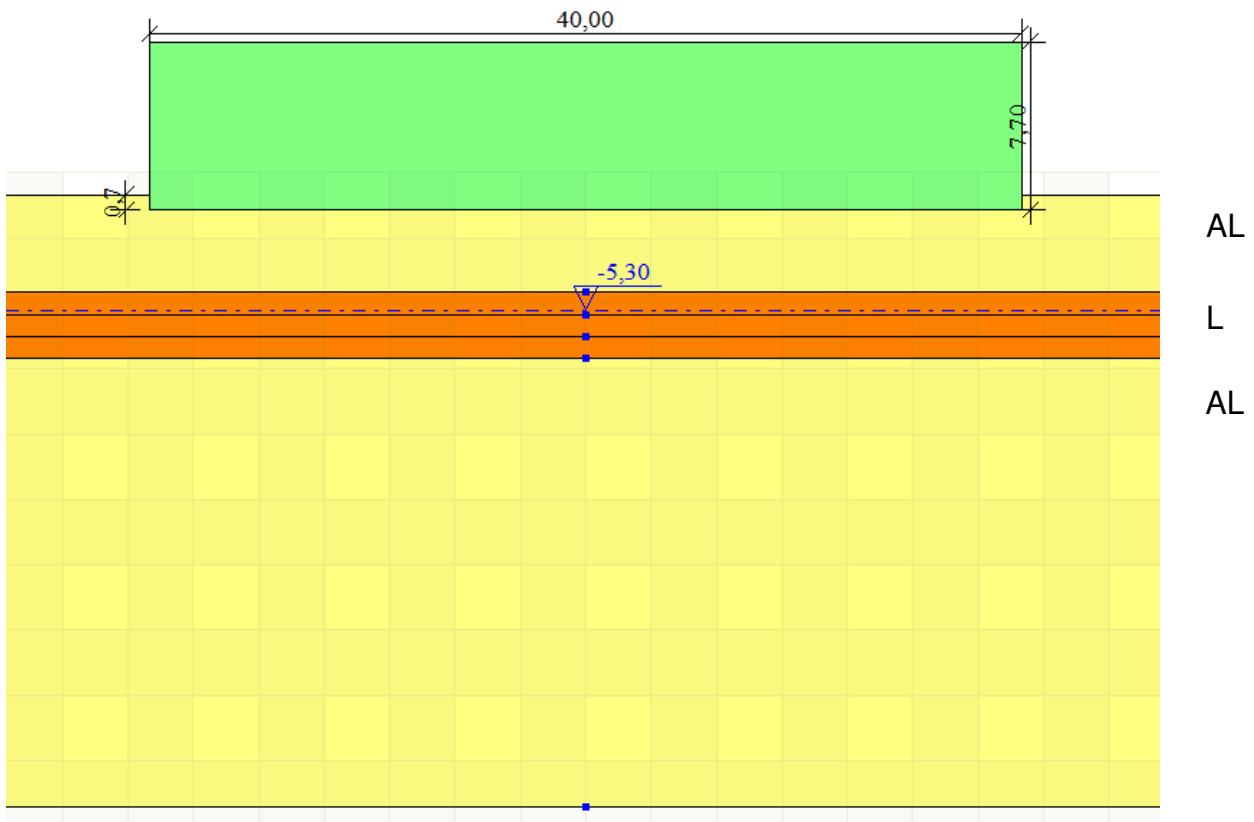
Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto 157,0 kN/m²

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale dello strato.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	2,15	49,712	143,525	-	0	0	0
2	5	95,54	142,606	Edometrico	1,78	--	1,78
3	6	109,075	141,779	Edometrico	1,77	--	1,77
4	7	120,268	140,636	Edometrico	1,76	--	1,76
5	16,5	236,93	110,96	-	0	0	0

Cedimento totale 5,31 cm



Il tempo di esaurimento del cedimento primario è calcolato in funzione del coefficiente di consolidazione C_v che è stato assunto pari a $C_v = 0,00038 \text{ cm}^2/\text{s}$.

Consolidazione primaria						
H (m)	C_v [cm^2/s]	Cedimenti al tempo t	U_t [%]	T_v	t (anni)	t (giorni)
1,5	0,00038	5,30	90	0,848	1,6	581
1,5	0,00038	5,61	95	1,129	2,1	774

Il periodo in cui si prevede possa esaurirsi il 90% della consolidazione primaria si stima in 1,6 anni, considerando l'altezza dello strato compressibile di 3 m e un'altezza di drenaggio pari ad $H/2$, quindi pari a 1,5 m.

Il cedimento teorico da scontare a termine lavori (durata 2 anni del cantiere) risulta di 0,31 cm, quindi inferiore al 10% del totale a fine consolidazione e comunque inferiore a 5cm.

8.2.2 Verifiche di stabilità

SEZIONE 15:

Relazione di calcolo

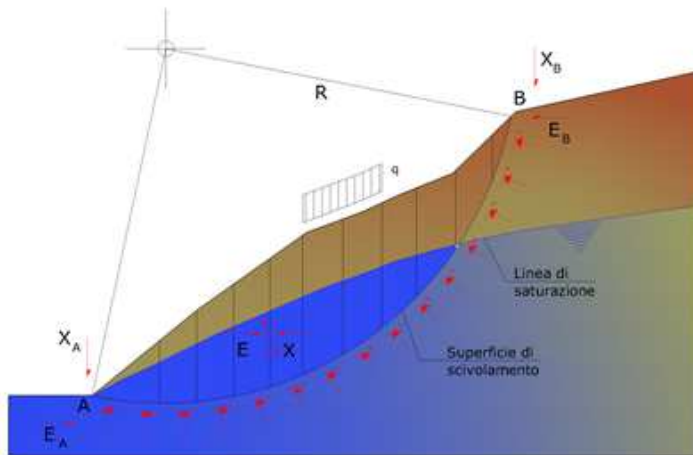
Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

equazioni di equilibrio dei momenti n ;

equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;

- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

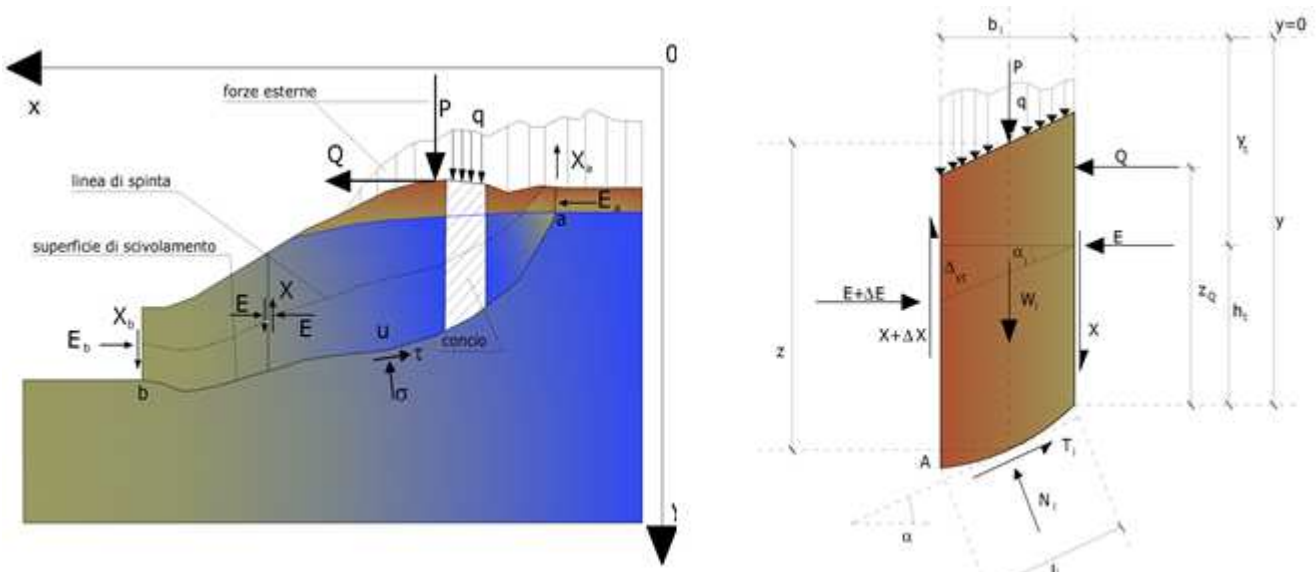
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

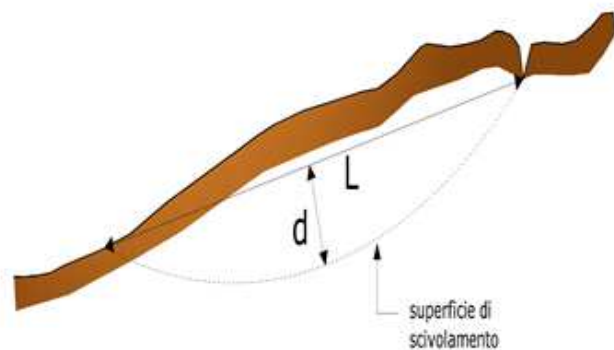
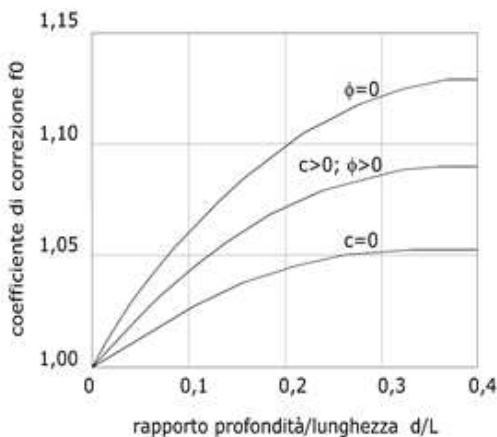


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



$$F_{sm} = F_{sf}$$

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

=====
 Lat./Long. 44,31427/7,300401
 Normativa NTC 2008
 Numero di strati 3,0
 Numero dei conci 20,0
 Grado di sicurezza ritenuto accettabile 1,0
 Coefficiente parziale resistenza 1,1
 Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito: Picco
 Analisi Condizione drenata
 Superficie di forma circolare
 =====

Maglia dei Centri

=====
 Ascissa vertice sinistro inferiore xi 1304,39 m
 Ordinata vertice sinistro inferiore yi 753,06 m
 Ascissa vertice destro superiore xs 1327,12 m
 Ordinata vertice destro superiore ys 770,37 m
 Passo di ricerca 10,0
 Numero di celle lungo x 20,0
 Numero di celle lungo y 20,0
 =====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2-Opere ordinarie
 Classe d'uso: Classe III
 Vita nominale: 50,0[anni]
 Vita di riferimento: 75,0[anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
 Categoria topografica: T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45,0	0,5	2,46	0,22
S.L.D.	75,0	0,66	2,42	0,24
S.L.V.	712,0	1,69	2,47	0,29

S.L.C.	1462,0	2,15	2,51	0,3
--------	--------	------	------	-----

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L.	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,72	0,2	0,0147	0,0073
S.L.D.	0,9504	0,2	0,0194	0,0097
S.L.V.	2,4336	0,24	0,0596	0,0298
S.L.C.	3,0441	0,28	0,0869	0,0435

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,06

Coefficiente azione sismica verticale 0,03

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,25

Coesione efficace 1,25

Coesione non drenata 1,4

Riduzione parametri geotecnici terreno Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	2,5		38	19		r	
2	2,5		36	19		AL	
3	2,5		36	19		AL	

La falda si trova ad una profondità di 5,2 m da piano campagna.

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	1336,56	757,81	1347,06	758,3306	20

CONDIZIONI STATICHE**Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]**

Fs minimo individuato 1,45

Ascissa centro superficie 1317,46 m

Progetto Definitivo

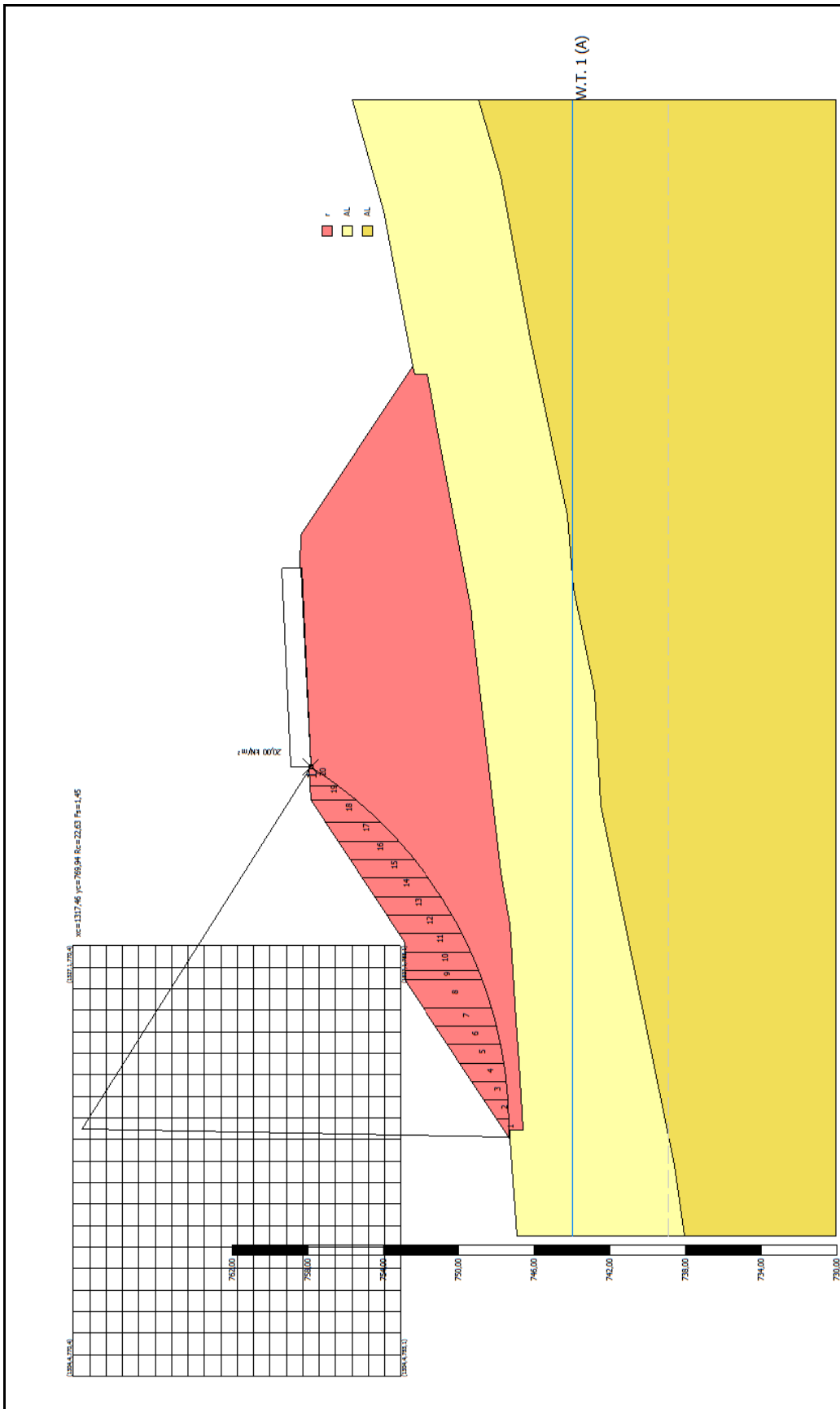
Ordinata centro superficie 769,94 m
 Raggio superficie 22,63 m

=====

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

xc = 1317,459 yc = 769,94 Rc = 22,628 Fs=1,451

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,98	0,0	0,98	6,21	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	6,2	4,4
2	0,98	2,4	0,98	17,84	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	17,4	9,7
3	0,98	5,2	0,98	28,8	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	27,6	14,5
4	0,98	7,6	0,99	38,82	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	36,7	18,9
5	0,98	9,8	0,99	48,1	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	44,9	22,9
6	0,98	12,7	1,0	56,59	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	52,1	26,7
7	0,98	15,2	1,01	64,18	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	58,6	30,1
8	1,45	18,3	1,53	107,64	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	97,5	50,7
9	0,5	20,9	0,54	38,53	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	34,7	18,3
10	0,98	23,0	1,06	69,42	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	62,3	33,5
11	0,98	25,5	1,08	61,2	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	54,8	30,3
12	0,98	28,7	1,11	63,57	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	56,9	32,4
13	0,98	31,4	1,14	65,3	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	58,6	34,3
14	0,98	34,4	1,18	65,67	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	59,3	35,9
15	0,98	37,0	1,22	64,67	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	58,8	36,9
16	0,98	40,7	1,29	62,06	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	57,1	37,9
17	0,98	44,0	1,36	57,81	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	53,9	38,1
18	1,18	47,7	1,76	61,23	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	58,1	44,5
19	0,77	51,7	1,24	29,02	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	27,9	24,1
20	0,98	55,6	1,73	15,63	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	14,2	16,4



CONDIZIONI SISMICHE**Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]**

=====

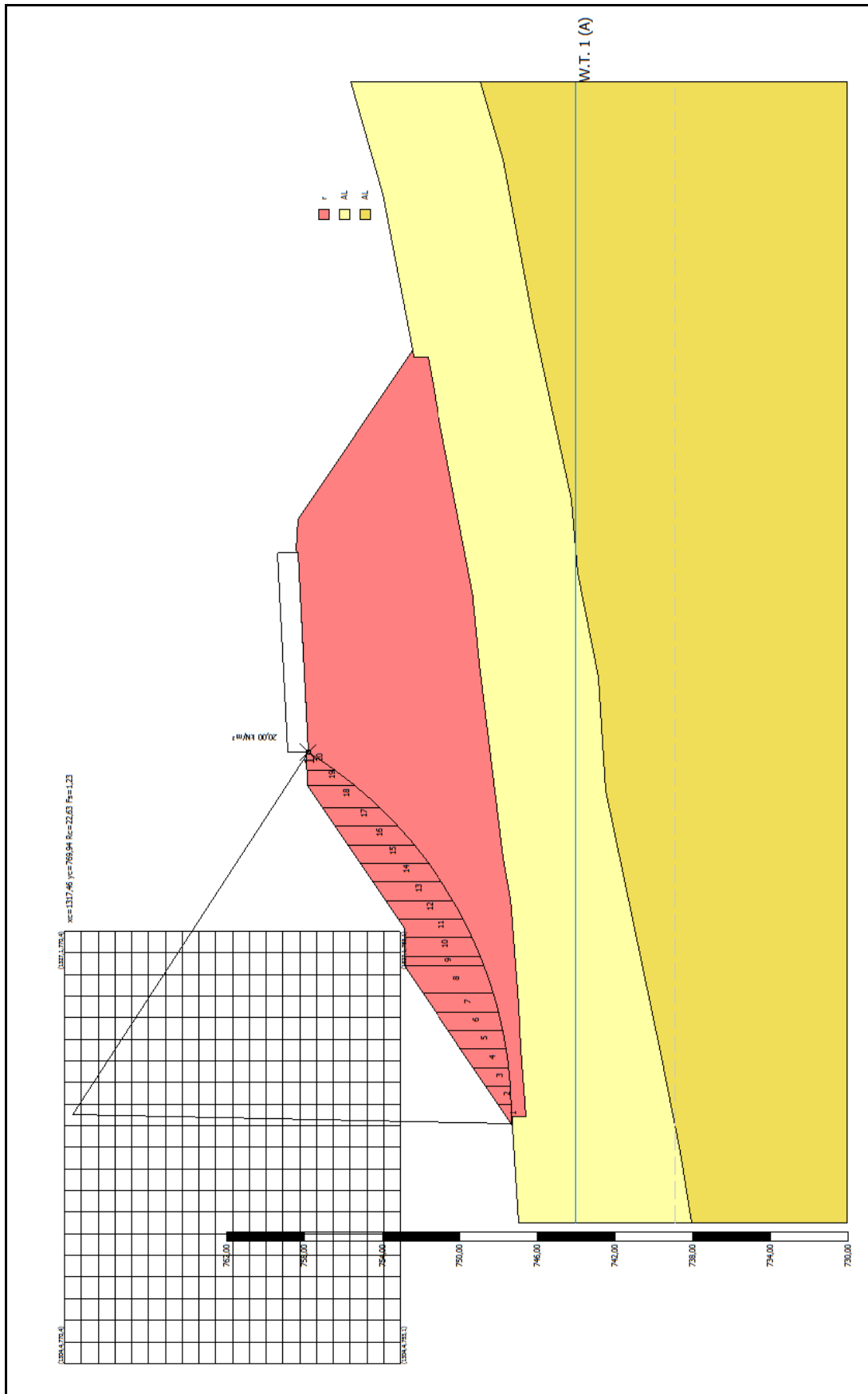
Fs minimo individuato 1,23
 Ascissa centro superficie 1317,46 m
 Ordinata centro superficie 769,94 m
 Raggio superficie 22,63 m

=====

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

xc = 1317,459 yc = 769,94 Rc = 22,628 Fs=1,229

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,98	0,0	0,98	6,21	0,37	0,19	2,0	32,0	0,0	6,2	5,2
2	0,98	2,4	0,98	17,84	1,06	0,53	2,0	32,0	0,0	17,4	11,4
3	0,98	5,2	0,98	28,8	1,72	0,86	2,0	32,0	0,0	27,4	17,0
4	0,98	7,6	0,99	38,82	2,31	1,16	2,0	32,0	0,0	36,2	22,0
5	0,98	9,8	0,99	48,1	2,87	1,43	2,0	32,0	0,0	44,3	26,7
6	0,98	12,7	1,0	56,59	3,37	1,69	2,0	32,0	0,0	51,2	30,9
7	0,98	15,2	1,01	64,18	3,82	1,91	2,0	32,0	0,0	57,4	34,8
8	1,45	18,3	1,53	107,64	6,42	3,21	2,0	32,0	0,0	95,0	58,4
9	0,5	20,9	0,54	38,53	2,3	1,15	2,0	32,0	0,0	33,7	21,1
10	0,98	23,0	1,06	69,42	4,14	2,07	2,0	32,0	0,0	60,4	38,4
11	0,98	25,5	1,08	61,2	3,65	1,82	2,0	32,0	0,0	52,9	34,6
12	0,98	28,7	1,11	63,57	3,79	1,89	2,0	32,0	0,0	54,8	36,9
13	0,98	31,4	1,14	65,3	3,89	1,95	2,0	32,0	0,0	56,2	38,9
14	0,98	34,4	1,18	65,67	3,91	1,96	2,0	32,0	0,0	56,6	40,6
15	0,98	37,0	1,22	64,67	3,85	1,93	2,0	32,0	0,0	56,0	41,6
16	0,98	40,7	1,29	62,06	3,7	1,85	2,0	32,0	0,0	54,1	42,6
17	0,98	44,0	1,36	57,81	3,45	1,72	2,0	32,0	0,0	50,8	42,5
18	1,18	47,7	1,76	61,23	3,65	1,82	2,0	32,0	0,0	54,4	49,5
19	0,77	51,7	1,24	29,02	1,73	0,86	2,0	32,0	0,0	25,9	26,7
20	0,98	55,6	1,73	15,63	0,93	0,47	2,0	32,0	0,0	12,8	18,0



Relazione di calcolo

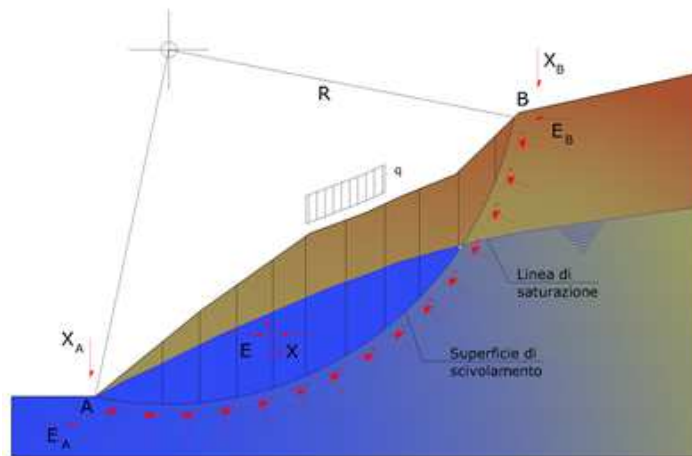
Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;

- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n;
- equazioni relative al criterio di rottura n.

Totale numero di equazioni 4n.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

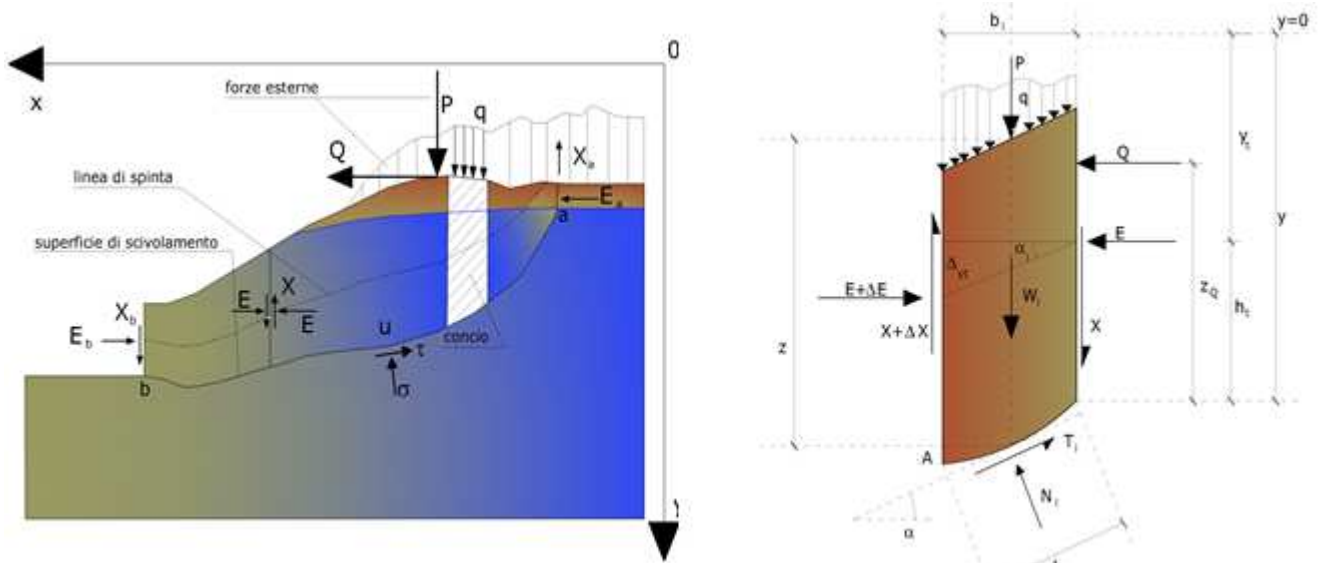
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

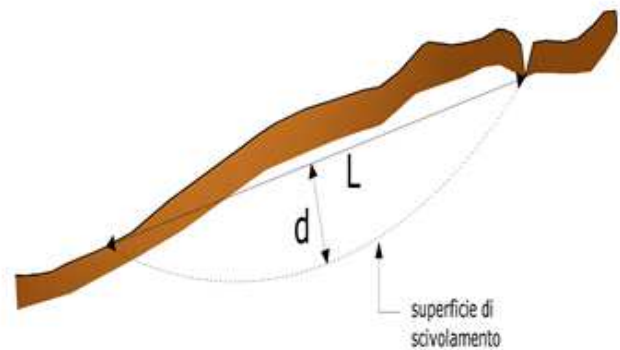
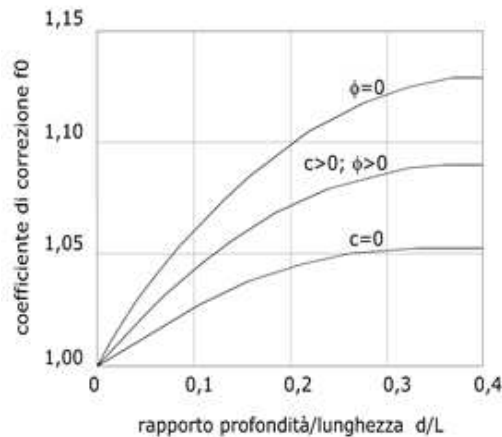


Azioni sul concio *i*-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $\square X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



$$F_{sm} = F_{sf}$$

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

Lat./Long.	44,31427/7,300401
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,1

Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito: Picco

Analisi Condizione drenata

Superficie di forma circolare

=====

Maglia dei Centri

=====

Ascissa vertice sinistro inferiore xi -6,72 m

Ordinata vertice sinistro inferiore yi 745,86 m

Ascissa vertice destro superiore xs 16,67 m

Ordinata vertice destro superiore ys 762,41 m

Passo di ricerca 10,0

Numero di celle lungo x 20,0

Numero di celle lungo y 20,0

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

=====

Dati generali

Tipo opera: 2-Opere ordinarie

Classe d'uso: Classe III

Vita nominale: 50,0[anni]

Vita di riferimento: 75,0[anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45,0	0,5	2,46	0,22
S.L.D.	75,0	0,66	2,42	0,24
S.L.V.	712,0	1,69	2,47	0,29

Progetto Definitivo

S.L.C.	1462,0	2,15	2,51	0,3
--------	--------	------	------	-----

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:

Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,72	0,2	0,0147	0,0073
S.L.D.	0,9504	0,2	0,0194	0,0097
S.L.V.	2,4336	0,24	0,0596	0,0298
S.L.C.	3,0441	0,28	0,0869	0,0435

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,06

Coefficiente azione sismica verticale 0,03

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,25

Coesione efficace 1,25

Coesione non drenata 1,4

Riduzione parametri geotecnici terreno Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	2,5		38	19		r	
2	2,5		38	20		CO	
3	2,5		36	19		AL	
4	2,5		36	19		AL	

La falda si trova ad una profondità di 5 m da piano campagna.

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	24,76	749,91	29,76	750,0351	20

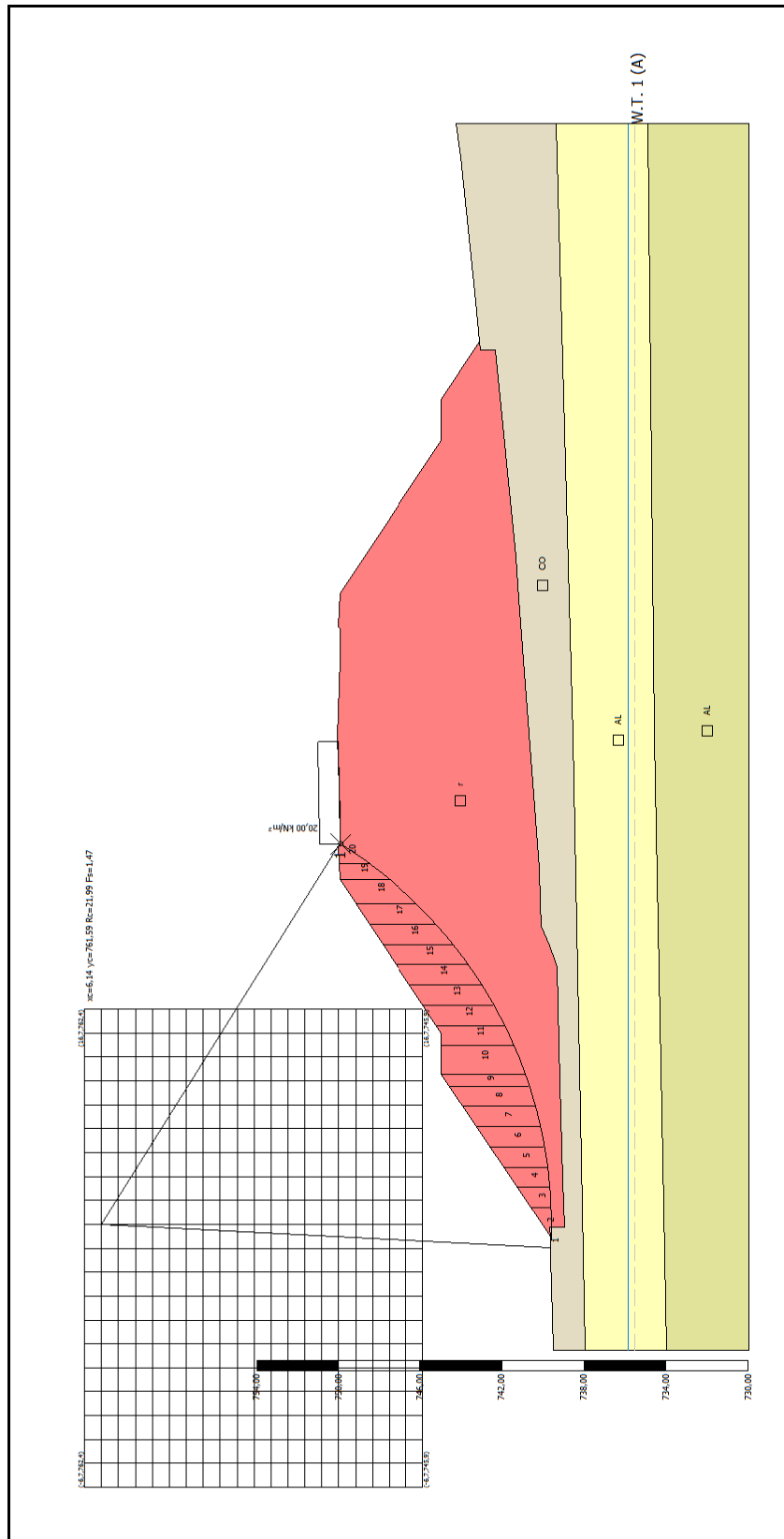
CONDIZIONI STATICHE**Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]**

Fs minimo individuato	1,47
Ascissa centro superficie	6,14 m
Ordinata centro superficie	761,59 m
Raggio superficie	21,99 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

xc = 6,143 yc = 761,586 Rc = 21,986 Fs=1,466

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,57	-2,3	0,57	0,25	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	0,3	1,0
2	1,41	0,3	1,41	13,83	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	13,8	8,5
3	0,99	3,4	0,99	24,01	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	23,3	12,3
4	0,99	6,0	1,0	34,88	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	33,3	17,1
5	0,99	8,7	1,0	44,9	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	42,2	21,4
6	0,99	11,2	1,01	54,05	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	50,2	25,3
7	0,99	13,9	1,02	62,31	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	57,2	29,0
8	0,99	16,5	1,03	69,66	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	63,5	32,4
9	0,6	18,8	0,63	45,48	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	41,2	21,2
10	1,38	21,5	1,48	100,04	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	90,1	47,4
11	0,99	24,8	1,09	62,32	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	55,9	30,4
12	0,99	27,7	1,12	63,95	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	57,4	32,0
13	0,99	30,7	1,15	65,97	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	59,3	34,1
14	0,99	33,7	1,19	66,67	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	60,3	35,8
15	0,99	36,9	1,24	65,91	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	60,1	37,2
16	0,99	40,2	1,3	63,51	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	58,5	38,1
17	0,99	43,6	1,37	59,23	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	55,4	38,4
18	1,19	47,8	1,78	62,65	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	59,7	45,2
19	0,78	51,7	1,27	29,94	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	28,9	24,7
20	0,99	55,6	1,75	14,06	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	12,6	14,9



CONDIZIONI SISMICHE**Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]**

=====

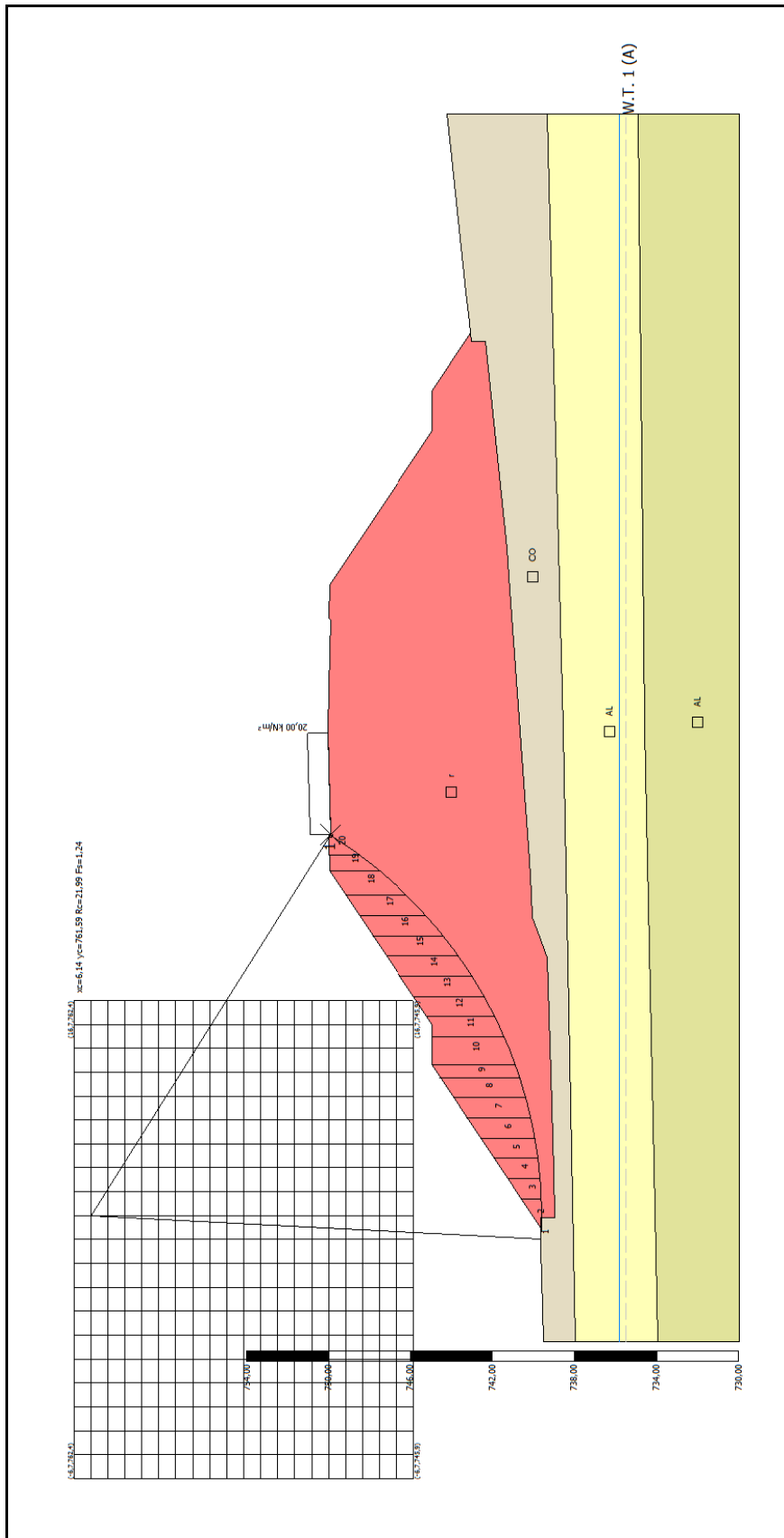
Fs minimo individuato 1,24
 Ascissa centro superficie 6,14 m
 Ordinata centro superficie 761,59 m
 Raggio superficie 21,99 m

=====

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

xc = 6,143 yc = 761,586 Rc = 21,986 Fs=1,241

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,57	-2,3	0,57	0,25	0,01	0,01	2,0	32,0	0,0	0,3	1,2
2	1,41	0,3	1,41	13,83	0,82	0,41	2,0	32,0	0,0	13,8	10,0
3	0,99	3,4	0,99	24,01	1,43	0,72	2,0	32,0	0,0	23,2	14,5
4	0,99	6,0	1,0	34,88	2,08	1,04	2,0	32,0	0,0	33,0	20,0
5	0,99	8,7	1,0	44,9	2,68	1,34	2,0	32,0	0,0	41,7	24,9
6	0,99	11,2	1,01	54,05	3,22	1,61	2,0	32,0	0,0	49,4	29,4
7	0,99	13,9	1,02	62,31	3,71	1,86	2,0	32,0	0,0	56,1	33,6
8	0,99	16,5	1,03	69,66	4,15	2,08	2,0	32,0	0,0	62,0	37,4
9	0,6	18,8	0,63	45,48	2,71	1,36	2,0	32,0	0,0	40,2	24,5
10	1,38	21,5	1,48	100,04	5,96	2,98	2,0	32,0	0,0	87,6	54,5
11	0,99	24,8	1,09	62,32	3,71	1,86	2,0	32,0	0,0	54,1	34,8
12	0,99	27,7	1,12	63,95	3,81	1,91	2,0	32,0	0,0	55,3	36,5
13	0,99	30,7	1,15	65,97	3,93	1,97	2,0	32,0	0,0	57,0	38,7
14	0,99	33,7	1,19	66,67	3,97	1,99	2,0	32,0	0,0	57,6	40,5
15	0,99	36,9	1,24	65,91	3,93	1,96	2,0	32,0	0,0	57,2	42,0
16	0,99	40,2	1,3	63,51	3,79	1,89	2,0	32,0	0,0	55,5	42,8
17	0,99	43,6	1,37	59,23	3,53	1,76	2,0	32,0	0,0	52,2	42,9
18	1,19	47,8	1,78	62,65	3,73	1,87	2,0	32,0	0,0	55,9	50,3
19	0,78	51,7	1,27	29,94	1,78	0,89	2,0	32,0	0,0	26,8	27,4
20	0,99	55,6	1,75	14,06	0,84	0,42	2,0	32,0	0,0	11,3	16,4



SEZIONE 15:

Relazione Geotecnica e Calcolo delle fondazioni

ANAS S.p.A. Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

Relazione di calcolo

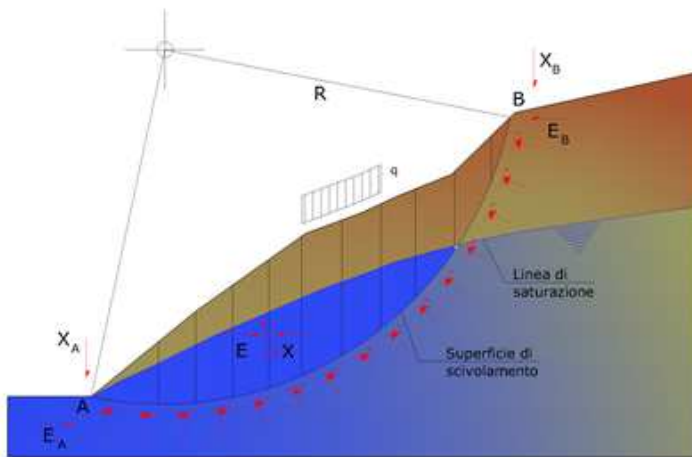
Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

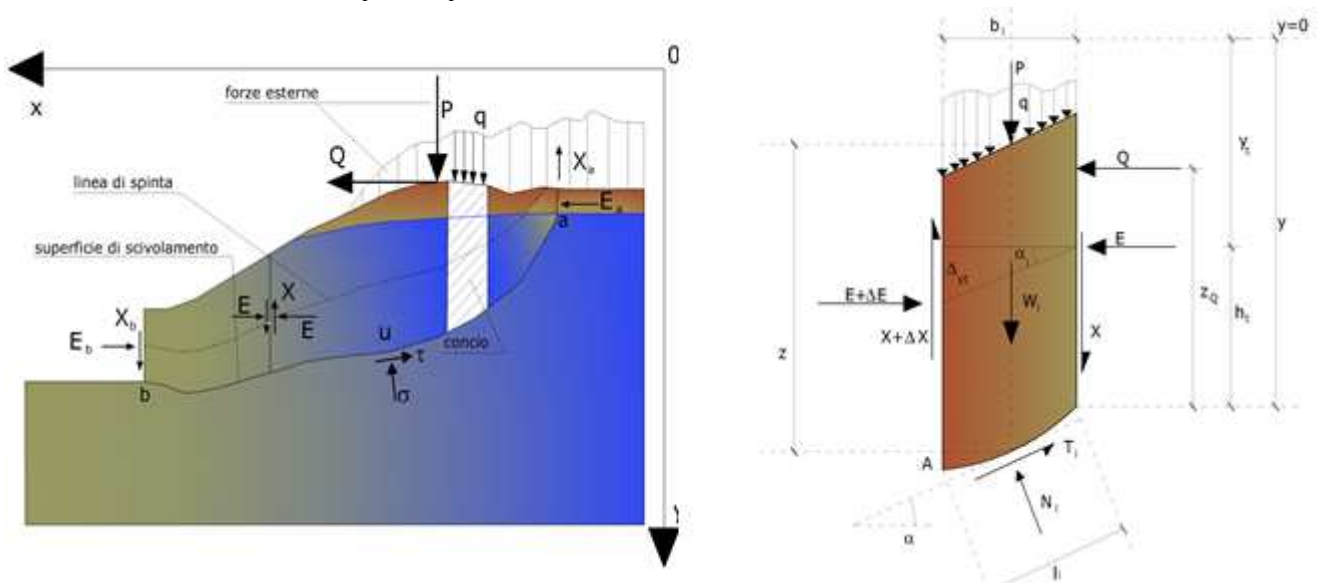
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

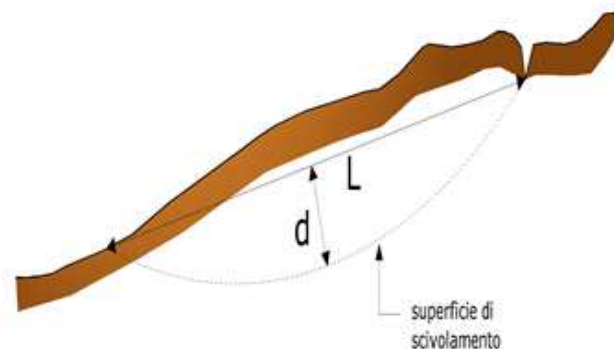
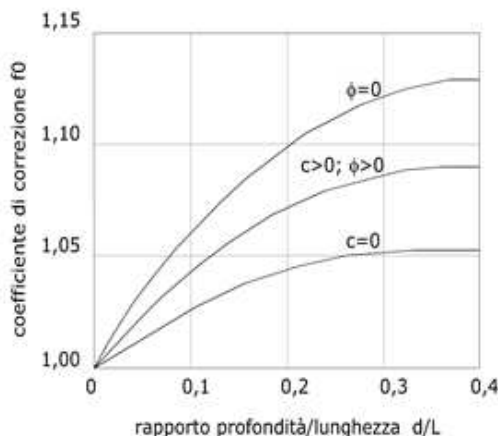


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $\sum X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



$$F_{sm} = F_{sf}$$

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

```

=====
Lat./Long.    44,31427/7,300401
Normativa    NTC 2008
Numero di strati    3,0
Numero dei conci    20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile    1,0
Coefficiente parziale resistenza    1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:    Picco
Analisi Condizione drenata
Superficie di forma circolare
=====

```

Maglia dei Centri

```

=====
Ascissa vertice sinistro inferiore xi    1304,39    m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi    753,06 m
Ascissa vertice destro superiore xs    1327,12    m
Ordinata vertice destro superiore ys    770,37 m
Passo di ricerca    10,0
Numero di celle lungo x    20,0
Numero di celle lungo y    20,0
=====

```

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

```

Tipo opera:    2-Opere ordinarie
Classe d'uso:    Classe III
Vita nominale:    50,0[anni]
Vita di riferimento:    75,0[anni]

```

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
----------------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------

	[anni]			
S.L.O.	45,0	0,5	2,46	0,22
S.L.D.	75,0	0,66	2,42	0,24
S.L.V.	712,0	1,69	2,47	0,29
S.L.C.	1462,0	2,15	2,51	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L.	amax	beta	kh	kv
Stato limite	[m/s ²]	[-]	[-]	[sec]
S.L.O.	0,72	0,2	0,0147	0,0073
S.L.D.	0,9504	0,2	0,0194	0,0097
S.L.V.	2,4336	0,24	0,0596	0,0298
S.L.C.	3,0441	0,28	0,0869	0,0435

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,06

Coefficiente azione sismica verticale 0,03

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,25

Coesione efficace 1,25

Coesione non drenata 1,4

Riduzione parametri geotecnici terreno Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	2,5		38	19		r	
2	2,5		36	19		AL	
3	2,5		36	19		AL	

La falda si trova ad una profondità di 5,2 m da piano campagna.

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	1336,56	757,81	1347,06	758,3306	20

CONDIZIONI STATICHE**Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]**

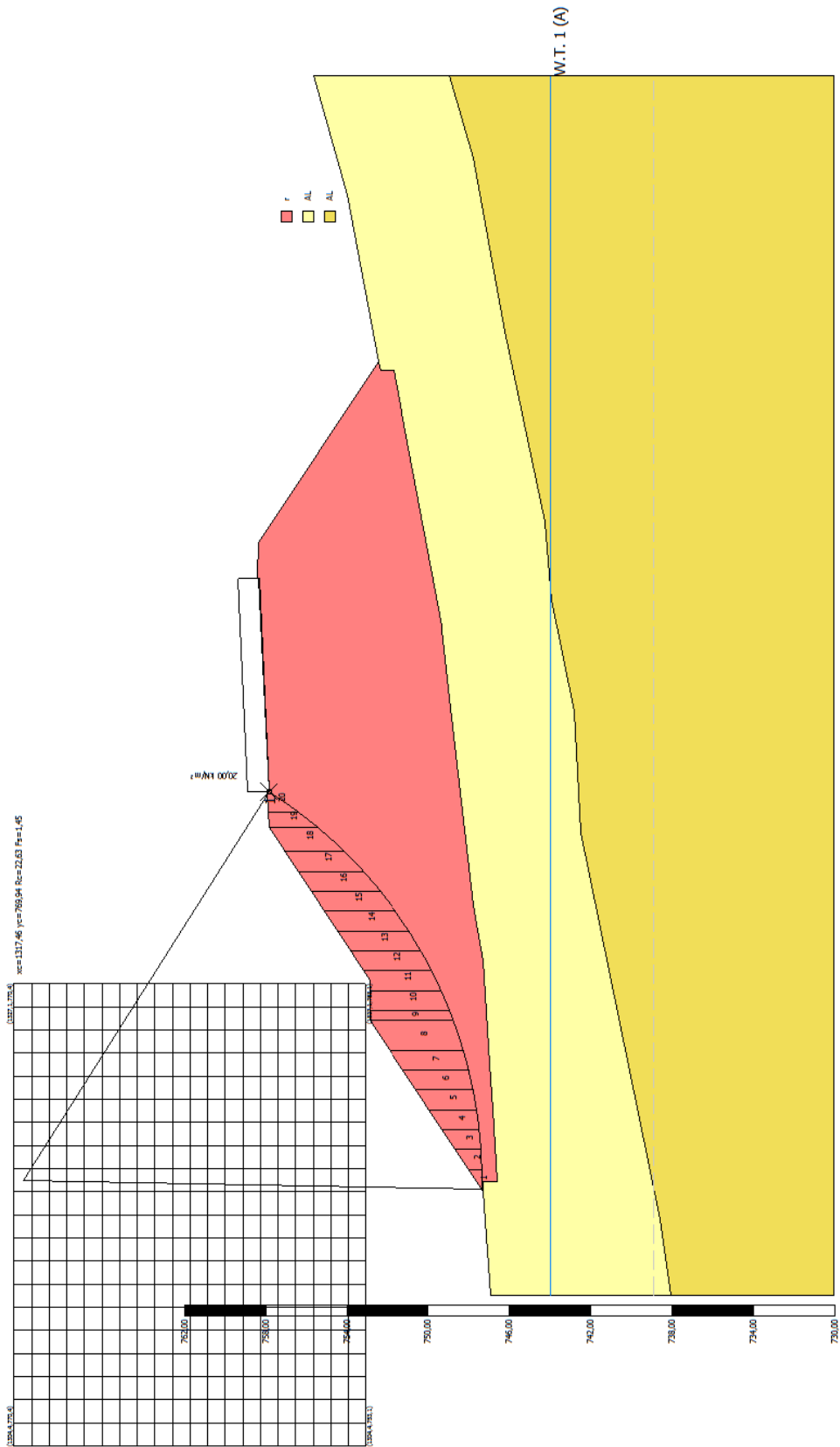
Fs minimo individuato 1,45
 Ascissa centro superficie 1317,46 m
 Ordinata centro superficie 769,94 m
 Raggio superficie 22,63 m

=====

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

xc = 1317,459 yc = 769,94 Rc = 22,628 Fs=1,451

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi	Ui (°)	N'i (kN)	Ti (kN)	(kN)
1	0,98	0,0	0,98	6,21	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	6,2	4,4	
2	0,98	2,4	0,98	17,84	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	17,4	9,7	
3	0,98	5,2	0,98	28,8	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	27,6	14,5	
4	0,98	7,6	0,99	38,82	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	36,7	18,9	
5	0,98	9,8	0,99	48,1	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	44,9	22,9	
6	0,98	12,7	1,0	56,59	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	52,1	26,7	
7	0,98	15,2	1,01	64,18	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	58,6	30,1	
8	1,45	18,3	1,53	107,64	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	97,5	50,7	
9	0,5	20,9	0,54	38,53	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	34,7	18,3	
10	0,98	23,0	1,06	69,42	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	62,3	33,5	
11	0,98	25,5	1,08	61,2	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	54,8	30,3	
12	0,98	28,7	1,11	63,57	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	56,9	32,4	
13	0,98	31,4	1,14	65,3	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	58,6	34,3	
14	0,98	34,4	1,18	65,67	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	59,3	35,9	
15	0,98	37,0	1,22	64,67	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	58,8	36,9	
16	0,98	40,7	1,29	62,06	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	57,1	37,9	
17	0,98	44,0	1,36	57,81	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	53,9	38,1	
18	1,18	47,7	1,76	61,23	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	58,1	44,5	
19	0,77	51,7	1,24	29,02	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	27,9	24,1	
20	0,98	55,6	1,73	15,63	0,0	0,0	2,0	32,0	0,0	14,2	16,4	



CONDIZIONI SISMICHE**Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]**

```

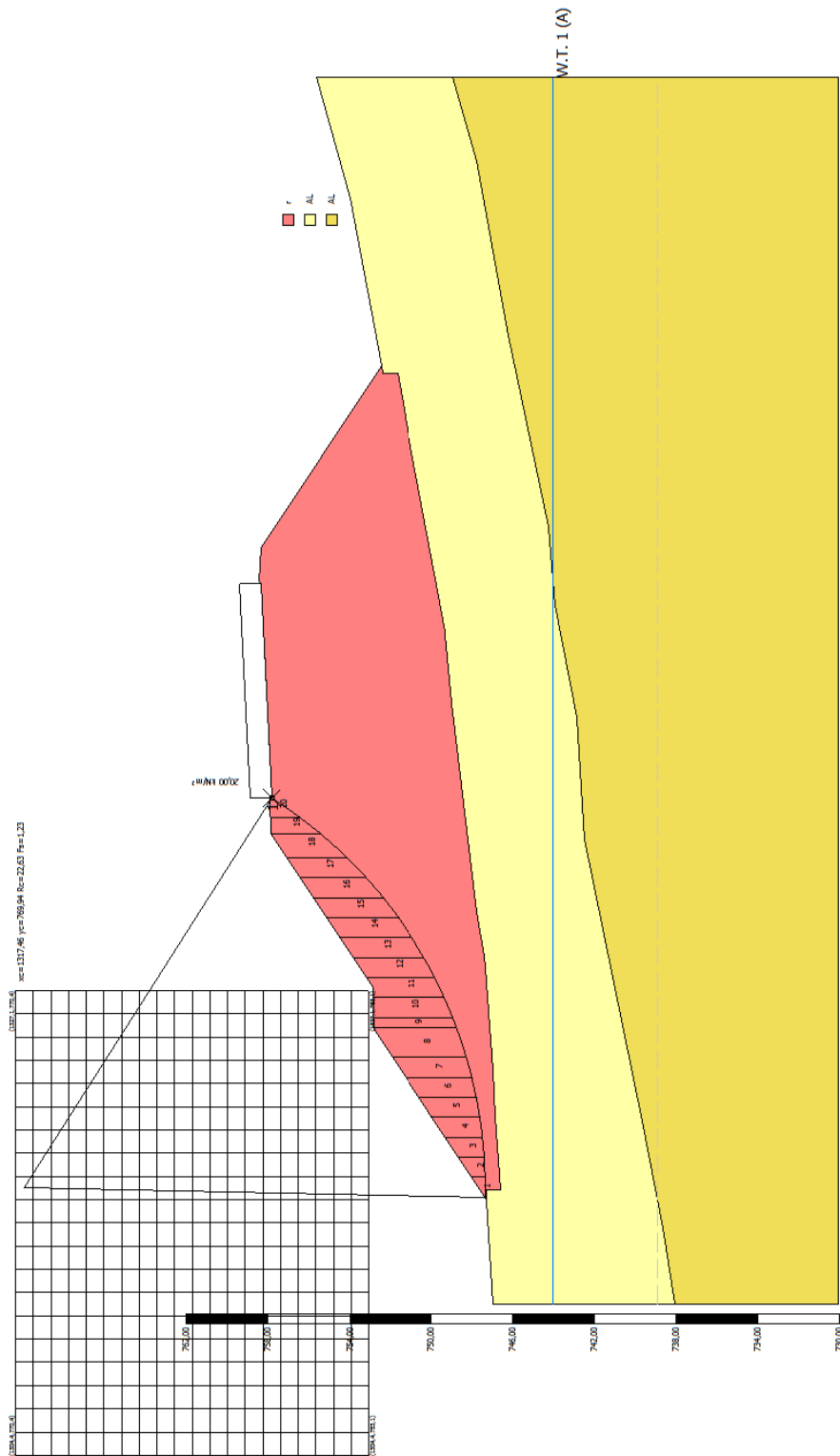
=====
Fs minimo individuato      1,23
Ascissa centro superficie  1317,46      m
Ordinata centro superficie  769,94 m
Raggio superficie         22,63 m
=====

```

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

xc = 1317,459 yc = 769,94 Rc = 22,628 Fs=1,229

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi	Ui (°)	N'i (kN)	Ti (kN)	(kN)
1	0,98	0,0	0,98	6,21	0,37	0,19	2,0	32,0	0,0	6,2	5,2	
2	0,98	2,4	0,98	17,84	1,06	0,53	2,0	32,0	0,0	17,4	11,4	
3	0,98	5,2	0,98	28,8	1,72	0,86	2,0	32,0	0,0	27,4	17,0	
4	0,98	7,6	0,99	38,82	2,31	1,16	2,0	32,0	0,0	36,2	22,0	
5	0,98	9,8	0,99	48,1	2,87	1,43	2,0	32,0	0,0	44,3	26,7	
6	0,98	12,7	1,0	56,59	3,37	1,69	2,0	32,0	0,0	51,2	30,9	
7	0,98	15,2	1,01	64,18	3,82	1,91	2,0	32,0	0,0	57,4	34,8	
8	1,45	18,3	1,53	107,64	6,42	3,21	2,0	32,0	0,0	95,0	58,4	
9	0,5	20,9	0,54	38,53	2,3	1,15	2,0	32,0	0,0	33,7	21,1	
10	0,98	23,0	1,06	69,42	4,14	2,07	2,0	32,0	0,0	60,4	38,4	
11	0,98	25,5	1,08	61,2	3,65	1,82	2,0	32,0	0,0	52,9	34,6	
12	0,98	28,7	1,11	63,57	3,79	1,89	2,0	32,0	0,0	54,8	36,9	
13	0,98	31,4	1,14	65,3	3,89	1,95	2,0	32,0	0,0	56,2	38,9	
14	0,98	34,4	1,18	65,67	3,91	1,96	2,0	32,0	0,0	56,6	40,6	
15	0,98	37,0	1,22	64,67	3,85	1,93	2,0	32,0	0,0	56,0	41,6	
16	0,98	40,7	1,29	62,06	3,7	1,85	2,0	32,0	0,0	54,1	42,6	
17	0,98	44,0	1,36	57,81	3,45	1,72	2,0	32,0	0,0	50,8	42,5	
18	1,18	47,7	1,76	61,23	3,65	1,82	2,0	32,0	0,0	54,4	49,5	
19	0,77	51,7	1,24	29,02	1,73	0,86	2,0	32,0	0,0	25,9	26,7	
20	0,98	55,6	1,73	15,63	0,93	0,47	2,0	32,0	0,0	12,8	18,0	



8.3 ALLEGATO 3. VERIFICHE DELLE FONDAZIONI

8.3.1 Viadotto Perdioni:SPALLA SPA

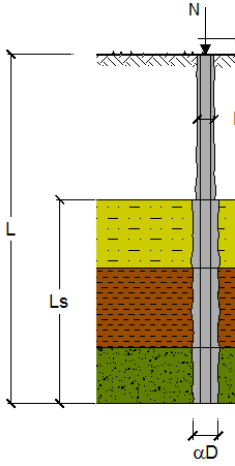
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Spalla A Perdioni

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	685.00	0.00	685.00
T (kN)	184.00	0.00	184.00



coefficienti parziali			azioni	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q
CS	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 6.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi

ø244,5 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 7367 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 5.073E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 414,981 (mm³)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 150.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA							
Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$							
Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Calcarei	6.00	1.10	0.33	0.250	0.250	0.128	795.44
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00
Ls =		6.00 (m)	Ql =		795.44 (kN)		
Capacità portante di punta		Qp = %Punta*Ql		(consigliato 10-15%)			
% Punta		10%	Qp =		79.54 (kN)		
CARICO LIMITE DEL MICROPALLO				COEFFICIENTE DI SICUREZZA			
Qlim = Qb + Ql				Fs = Qlim / N (Fs > 1)			
Qlim = 874.99 (kN)				Fs = 1.28			
CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO							
Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$):					36.68	(N/mm ²)	
Pk = 2*($\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}$)^{0.5}				$\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)			
Pk = 39533.33 (MN)				$\eta = 57.71$			
VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI							
Momento massimo per carichi orizzontali (M): (Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)							
$M = T / (2 \cdot b)$							
$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$							
b = 1.014 (1/m)							
Momento Massimo (M):							
M = 90.76 (kN m)							
VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALLO							
Acciaio S 355 (Fe 510)							
Tensioni nel singolo micropalo							
$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$							
$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$							
$\sigma_{max} = 311.68 (N/mm^2)$				$\sigma_{min} = -125.72 (N/mm^2)$			
$\tau = 49.95 (N/mm^2)$							
$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$							
$\sigma_{id} = 323.47 (N/mm^2)$				verifica soddisfatta			

8.3.2 Viadotto Perdioni: PILA P1

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Pila P1 Viadotto Perdioni

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	1308.00	0.00	1308.00
T (kN)	34.00	0.00	34.00

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

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.80
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
 INP 160
 HEA 300
 HEB 160
 HEM 200
 $\phi 193,7 \times 10,0$

$\phi 193,7 \times 10,0$

Area dell'armatura (A_{arm}): 5771 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.442E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 252,100 (mm³)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 150.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA							
Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$							
Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
Alluvioni	2.00	1.30	0.39	0.200	0.200	0.102	250.68
Calcare	8.00	1.10	0.33	0.250	0.250	0.128	1060.59
			0.00			0.000	0.00
Ls =		10.00	(m)	Ql =		1311.27	(kN)
Capacità portante di punta		Qp = %Punta*Ql		(consigliato 10-15%)			
% Punta		10%		Qp =		131.13	(kN)
CARICO LIMITE DEL MICROPALO				COEFFICIENTE DI SICUREZZA			
Qlim = Qb + Ql				Fs = Qlim / N (Fs > 1)			
Qlim = 1442.40 (kN)				Fs = 1.10			
CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO							
Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) (β = k*D _{arm}):						29.06	(N/mm ²)
Pk = 2*(β*E_{arm}*J_{arm})^{0.5}				η = Pk / N (consigliato η > 10)			
Pk = 24411.04 (MN)				η = 18.66			
VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI							
Momento massimo per carichi orizzontali (M): (Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)							
$M = T / (2 \cdot b)$							
$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$							
b = 1.217 (1/m)							
Momento Massimo (M):							
M = 13.97 (kN m)							
VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO							
Acciaio S 355 (Fe 510)							
Tensioni nel singolo micropalo							
$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$							
$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$							
$\sigma_{max} =$ 282.05 (N/mm ²)				$\sigma_{min} =$ 171.24 (N/mm ²)			
$\tau =$ 11.78 (N/mm ²)							
$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$							
$\sigma_{id} =$ 282.79 (N/mm ²) verifica soddisfatta							

8.3.3 Viadotto Perdioni: PILE P2 – P3


CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO																																							
CANTIERE:					OPERA: Pila P2 Viadotto Perdioni																																		
DATI DI INPUT:																																							
Diametro del Palo (D):		0.45 (m)		Area del Palo (Ap):		0.159 (m ²)																																	
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):		2.50 (m)		Quota falda dal p.c. (z _w):		4.50 (m)																																	
Carico Assiale Permanente (G):		1220 (kN)		Carico Assiale variabile (Q):		0 (kN)																																	
Numero di strati		2		Lpalo =		9.00 (m)																																	
coefficienti parziali			azioni			resistenza laterale e di base																																	
Metodo di calcolo			permanenti		variabili		γ _b	γ _s	γ _{s,raz}																														
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00																															
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60																																
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25																																
	SISMA	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25																																
DM88	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00																																
definiti dal progettista		●	1.00	1.30	1.35	1.15	1.25																																
<table border="1"> <thead> <tr> <th>n</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> <th>5</th> <th>7</th> <th>≥10</th> <th>T.A.</th> <th>prog.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ξ₃</td> <td>1.70</td> <td>1.65</td> <td>1.60</td> <td>1.55</td> <td>1.50</td> <td>1.45</td> <td>1.40</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>ξ₄</td> <td>1.70</td> <td>1.55</td> <td>1.48</td> <td>1.42</td> <td>1.34</td> <td>1.28</td> <td>1.21</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> </tr> </tbody> </table>										n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.	ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00	ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00
n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.																														
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00																														
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00																														
PARAMETRI MEDI																																							
Strato		Spess		Tipo di terreno		Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo																													
(-)	(m)	(-)	(m)	(-)	(m)	γ	c' _{med}	φ' _{med}	c _{u,med}	k	μ	a	α																										
1	7.20	Depositi alluvionali		19.00	0.0	36.0				0.80	0.73																												
2	1.80	Calcarei		25.00	50.0	37.0				0.80	0.75																												
(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)																																							
PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)										Coefficienti di Calcolo																													
Strato		Spess		Tipo di terreno		Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo																													
(-)	(m)	(-)	(m)	(-)	(m)	γ	c' _{min}	φ' _{min}	c _{u,min}	k	μ	a	α																										
1	7.20	Depositi alluvionali		19.00	0	36.0				0.80	0.73																												
2	1.80	Calcarei		25.00	50	37.0				0.80	0.75																												
RISULTATI																																							
Strato		Spess		Tipo di terreno		media					minima (solo SLU)																												
(-)	(m)	(-)	(m)	(-)	(m)	Qs _i	Nq	Nc	qb	Qbm	Qs _i	Nq	Nc	qb	Qbm																								
1	7.20	Depositi alluvionali		574.6							574.6																												
2	1.80	Calcarei		223.7	79.87	104.67	17956.9	2855.9			223.7	79.87	104.66	17956.5	2855.9																								
CARICO ASSIALE AGENTE						CAPACITA' PORTANTE MEDIA					CAPACITA' PORTANTE MINIMA																												
Nd = N _G · γ _G + N _Q · γ _Q						base R _{b,cal med} = 2855.9 (kN)					base R _{b,cal min} = 2855.9 (kN)																												
Nd = 1220.0 (kN)						laterale R _{s,cal med} = 798.3 (kN)					laterale R _{s,cal min} = 798.3 (kN)																												
						totale R _{c,cal med} = 3654.2 (kN)					totale R _{c,cal min} = 3654.1 (kN)																												
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA						CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO																																	
R _{b,k} = Min(R _{b,cal med} /ξ ₃ ; R _{b,cal min} /ξ ₄) = 1679.9 (kN)						R _{c,d} = R _{b,k} /γ _b + R _{s,k} /γ _s					Fs = R _{c,d} / Nd																												
R _{s,k} = Min(R _{s,cal med} /ξ ₃ ; R _{s,cal min} /ξ ₄) = 469.6 (kN)						R _{c,d} = 1652.7 (kN)					Fs = 1.35																												

8.3.4 Viadotto Perdioni: PILA P4

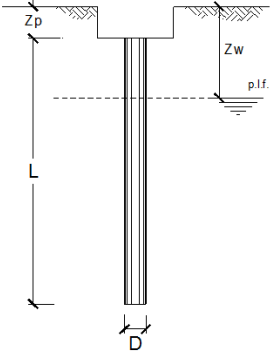
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

CANTIERE: OPERA: Pila P4 Viadotto Perdioni

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.45 (m) Area del Palo (Ap): 0.159 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 2.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 2.50 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 1220 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 2  Lpalo = 12.00 (m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		⊙	1.00	1.30	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ε ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ε ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI					
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno		
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	φ' med (°)
1	10.00	Depositi alluvionali	19.00	0.0	36.0
2	2.00	Calcani	25.00	50.0	37.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.80	0.73		
0.80	0.75		
1.00			

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)					
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno		
			γ (kN/m ³)	c' min (kPa)	φ' min (°)
1	10.00	Depositi alluvionali	19.00	0	36.0
2	2.00	Calcani	25.00	50	37.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.80	0.73		
0.80	0.75		

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	10.00	Depositi alluvionali	760.1					760.1				
2	2.00	Calcani	259.9	76.76	100.53	17883.2	2844.2	259.9	79.87	104.66	18611.4	2960.0

CARICO ASSIALE AGENTE

N_d = N_G · γ_G + N_Q · γ_Q

N_d = 1220.0 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base R_{b,cal med} = 2844.2 (kN)

laterale R_{s,cal med} = 1020.0 (kN)

totale R_{c,cal med} = 3864.2 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base R_{b,cal min} = 2960.0 (kN)

laterale R_{s,cal min} = 1020.0 (kN)

totale R_{c,cal min} = 3980.0 (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

R_{b,k} = Min(R_{b,cal med}/ε₃; R_{b,cal min}/ε₄) = 1673.1 (kN)

R_{s,k} = Min(R_{s,cal med}/ε₃; R_{s,cal min}/ε₄) = 600.0 (kN)

R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 2273.1 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

R_{c,d} = R_{b,k}/γ_b + R_{s,k}/γ_s

R_{c,d} = 1761.0 (kN)

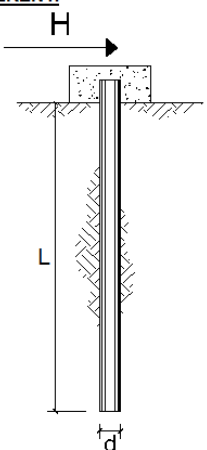
F_s = R_{c,d} / N_d

F_s = 1.44

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

OPERA: Pila P4 Viadotto Perdioni

TEORIA DI BASE:
 (Broms, 1964)



coefficienti parziali		A		M	R	
		permanenti	variabili	γ_ψ	γ_r	
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q			
SLS	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

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

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

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo $L = 12.00$ (m)
 Diametro del palo $d = 0.45$ (m)
 Momento di plasticizzazione della sezione $M_y = 185.23$ (kN m)
 Angolo di attrito del terreno $\varphi'_{med} = 30.00$ (°) $\varphi'_{min} = 30.00$ (°)
 Angolo di attrito di calcolo del terreno $\varphi'_{med,d} = 30.00$ (°) $\varphi'_{min,d} = 30.00$ (°)
 Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$) $k_{p,med} = 3.00$ (-) $k_{p,min} = 3.00$ (-)
 Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$) $\gamma = 19.00$ (kN/m³)
 Carico Assiale Permanente (G): $G = 28$ (kN)
 Carico Assiale variabile (Q): $Q = 0$ (kN)

Palo corto:
 $H1_{med} = 5540.40$ (kN) $H1_{min} = 5540.40$ (kN)

Palo intermedio:
 $H2_{med} = 1862.24$ (kN) $H2_{min} = 1862.24$ (kN)

Palo lungo:
 $H3_{med} = 228.26$ (kN) $H3_{min} = 228.26$ (kN)

$H_{med} = 228.26$ (kN) palo lungo $H_{min} = 228.26$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 134.27$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 103.28$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 28.00$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 3.69$

8.3.5 Viadotto Perdioni: PILA P6

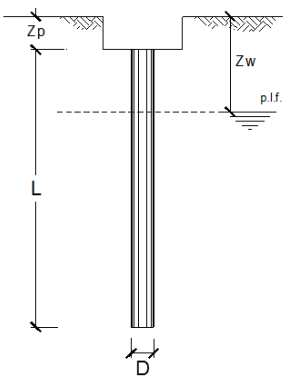
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

CANTIERE: OPERA: Pila 6 Viadotto Perdioni

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.45 (m) Area del Palo (Ap): 0.159 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 2.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 5.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 1220 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati: 3 $\frac{3}{2}$ Lpalo = 28.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
		permanenti	variabili	γ_b	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q			
D S	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.30	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI					
Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno		
			γ	c'_{med}	ϕ'_{med}
(-)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)
1	20.50	Depositi alluvionali	19.00	0.0	36.0
2	6.00	limo	19.00		300.0
3	1.50	Carniole	24.00	60.0	33.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.80	0.73		
			0.35
0.80	0.65		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradesso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)					
Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno		
			γ	c'_{min}	ϕ'_{min}
(-)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)
1	20.50	Depositi alluvionali	19.00	0	36.0
2	6.00	limo	19.00		70.0
3	1.50	Carniole	24.00	60	33.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.80	0.73		
			0.35
0.80	0.65		

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Q _{si}	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}	Q _{si}	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	20.50	Depositi alluvionali	2749.5					2749.5				
2	6.00	limo	890.6					207.8				
3	1.50	Carniole	354.2	28.98	43.09	12207.1	1941.4	354.5	28.98	43.09	12206.5	1941.4

CARICO ASSIALE AGENTE	
$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$	
$N_d = 1220.0 \text{ (kN)}$	

CAPACITA' PORTANTE MEDIA	
base $R_{b,cal\ med} =$	1941.4 (kN)
laterale $R_{s,cal\ med} =$	3994.3 (kN)
totale $R_{c,cal\ med} =$	5935.8 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA	
base $R_{b,cal\ min} =$	1941.4 (kN)
laterale $R_{s,cal\ min} =$	3311.8 (kN)
totale $R_{c,cal\ min} =$	5253.2 (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA	
$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\xi_3 ; R_{b,cal\ min}/\xi_4) =$	1142.0 (kN)
$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\xi_3 ; R_{s,cal\ min}/\xi_4) =$	1948.1 (kN)
$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k}$	= 3090.1 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	
$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$	$F_s = R_{c,d} / N_d$
$R_{c,d} = 2539.9 \text{ (kN)}$	$F_s = 2.08$

8.3.6 Viadotto Perdioni: SPALLA SPB

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO												
CANTIERE:					OPERA: Spalla B Viadotto Perdioni							
DATI DI INPUT:												
Diametro del Palo (D):		0.45 (m)		Area del Palo (Ap):		0.159 (m ²)						
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):		2.50 (m)		Quota falda dal p.c. (z _w):		5.00 (m)						
Carico Assiale Permanente (G):		710 (kN)		Carico Assiale variabile (Q):		0 (kN)						
Numero di strati		3		Lpalo =		28.00 (m)						
coefficienti parziali		azioni			resistenza laterale e di base							
Metodo di calcolo		permanenti		variabili		γ _b	γ _s	γ _{s,tras}				
C S	A1+M1+R1	1.30		1.50		1.00	1.00	1.00				
	A2+M1+R2	1.00		1.30		1.70	1.45	1.60				
	A1+M1+R3	1.30		1.50		1.35	1.15	1.25				
	SISMA	1.00		1.00		1.35	1.15	1.25				
DM88		1.00		1.00		1.00	1.00	1.00				
definiti dal progettista		1.00		1.30		1.35	1.15	1.25				
n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A	prog.			
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00			
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00			
PARAMETRI MEDI												
Strato (-)	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficients di Calcolo					
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _{u,med} (kPa)	k	μ	a	α		
1	20.50	Depositi alluvionali	19.00	0.0	36.0							
2	6.00	limo	19.00						0.35			
3	1.50	Carniole	24.00	60.0	33.0							
(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)												
PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)												
Strato (-)	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficients di Calcolo					
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _{u,min} (kPa)	k	μ	a	α		
1	20.50	Depositi alluvionali	19.00	0	36.0							
2	6.00	limo	19.00						0.35			
3	1.50	Carniole	24.00	60	33.0							
RISULTATI												
Strato (-)	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qs1 (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qs1 (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	20.50	Depositi alluvionali	2749.5					2749.5				
2	6.00	limo	207.8					207.8				
3	1.50	Carniole	354.2	28.98	43.09	12207.1	1941.4	354.5	28.98	43.09	12206.5	1941.4
CARICO ASSIALE AGENTE			CAPACITA' PORTANTE MEDIA				CAPACITA' PORTANTE MINIMA					
Nd = N _G · γ _G + N _Q · γ _Q			base R _{b,cal med} = 1941.4 (kN)				base R _{b,cal min} = 1941.4 (kN)					
Nd = 710.0 (kN)			laterale R _{s,cal med} = 3311.5 (kN)				laterale R _{s,cal min} = 3311.8 (kN)					
			totale R _{c,cal med} = 5253.0 (kN)				totale R _{c,cal min} = 5253.2 (kN)					
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA			CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO									
R _{b,k} = Min(R _{b,cal med} /ξ ₃ ; R _{b,cal min} /ξ ₄) = 1142.0 (kN)			R _{c,d} = R _{b,k} /γ _b + R _{s,k} /γ _s				Fs = R _{c,d} / Nd					
R _{s,k} = Min(R _{s,cal med} /ξ ₃ ; R _{s,cal min} /ξ ₄) = 1948.0 (kN)			R _{c,d} = 2539.8 (kN)				Fs = 3.58					
R _{c,k} = R _{b,k} + R _{s,k} = 3089.9 (kN)												

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI									
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA									
OPERA: Spalla B Viadotto Perdioni									
TEORIA DI BASE: (Broms, 1964)									
coefficienti parziali			A		M		R		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ϕ	γ_τ			
SUD	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00			
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60			
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30			
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30			
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00			
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30			

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

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

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

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	28.00	(m)
Diametro del palo	d =	0.45	(m)
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	437.59	(kN m)
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	30.00	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	30.00	(°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$)	$k_{p,med}$ =	3.00	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	170	(kN)
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)

Palo corto:

$H1_{med} = 30164.40$ (kN) $H1_{min} = 30164.40$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 10070.43$ (kN) $H2_{min} = 10070.43$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 404.88$ (kN) $H3_{min} = 404.88$ (kN)

$H_{med} = 404.88$ (kN) palo lungo $H_{min} = 404.88$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3; R_{min}/\xi_4) = 238.17$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_\tau = 183.20$ (kN)

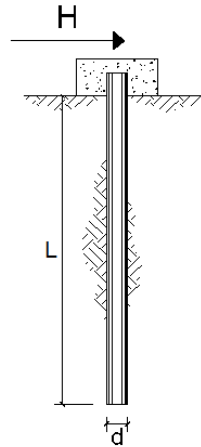
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 170.00$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.08$

8.3.7 Viadotto Cant: SPALLA SpA

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO																																																																																													
CANTIERE:					OPERA: SpA Viadotto Cant																																																																																								
DATI DI INPUT:																																																																																													
Diametro del Palo (D):		0.45	(m)	Area del Palo (A _p):		0.159	(m ²)																																																																																						
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):		2.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):		4.00	(m)																																																																																						
Carico Assiale Permanente (G):		661	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		0	(kN)																																																																																						
Numero di strati		3		L _{palo} =		18.00	(m)																																																																																						
coefficienti parziali			azioni			resistenza laterale e di base																																																																																							
Metodo di calcolo			permanenti		variabili		γ _b	γ _s	γ _{s trac}																																																																																				
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00																																																																																						
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60																																																																																						
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25																																																																																						
	SISMA	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25																																																																																						
DM88	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00																																																																																							
definiti dal progettista		●	1.00	1.30	1.35	1.15	1.25																																																																																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th>n</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> <th>5</th> <th>7</th> <th>≥10</th> <th>T.A.</th> <th>prog.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ξ₃</td> <td>1.70</td> <td>1.65</td> <td>1.60</td> <td>1.55</td> <td>1.50</td> <td>1.45</td> <td>1.40</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>ξ₄</td> <td>1.70</td> <td>1.55</td> <td>1.48</td> <td>1.42</td> <td>1.34</td> <td>1.28</td> <td>1.21</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> </tr> </tbody> </table>										n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.	ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00	ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00																																																						
n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.																																																																																				
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00																																																																																				
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00																																																																																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="10">PARAMETRI MEDI</th> </tr> <tr> <th rowspan="2">Strato</th> <th rowspan="2">Spess</th> <th rowspan="2">Tipo di terreno</th> <th colspan="4">Parametri del terreno</th> <th colspan="4">Coefficienti di Calcolo</th> </tr> <tr> <th>γ</th> <th>c_{med}</th> <th>φ_{med}</th> <th>c_{u,med}</th> <th>k</th> <th>μ</th> <th>a</th> <th>α</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(-)</td> <td>(m)</td> <td></td> <td>(kN/m³)</td> <td>(kPa)</td> <td>(°)</td> <td>(kPa)</td> <td>(-)</td> <td>(-)</td> <td>(-)</td> <td>(-)</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>5.00</td> <td>Conoide</td> <td>20.00</td> <td>0.0</td> <td>38.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>11.00</td> <td>Depositi alluvionali</td> <td>19.00</td> <td>0.0</td> <td>36.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>2.00</td> <td>Brecce</td> <td>26.00</td> <td>200.0</td> <td>38.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0.8</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)</p>										PARAMETRI MEDI										Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				γ	c _{med}	φ _{med}	c _{u,med}	k	μ	a	α	(-)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	1	5.00	Conoide	20.00	0.0	38.0						2	11.00	Depositi alluvionali	19.00	0.0	36.0						3	2.00	Brecce	26.00	200.0	38.0												0.8				
PARAMETRI MEDI																																																																																													
Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo																																																																																						
			γ	c _{med}	φ _{med}	c _{u,med}	k	μ	a	α																																																																																			
(-)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(-)																																																																																			
1	5.00	Conoide	20.00	0.0	38.0																																																																																								
2	11.00	Depositi alluvionali	19.00	0.0	36.0																																																																																								
3	2.00	Brecce	26.00	200.0	38.0																																																																																								
						0.8																																																																																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="10">PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)</th> </tr> <tr> <th rowspan="2">Strato</th> <th rowspan="2">Spess</th> <th rowspan="2">Tipo di terreno</th> <th colspan="4">Parametri del terreno</th> <th colspan="4">Coefficienti di Calcolo</th> </tr> <tr> <th>γ</th> <th>c_{min}</th> <th>φ_{min}</th> <th>c_{u,min}</th> <th>k</th> <th>μ</th> <th>a</th> <th>α</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(-)</td> <td>(m)</td> <td></td> <td>(kN/m³)</td> <td>(kPa)</td> <td>(°)</td> <td>(kPa)</td> <td>(-)</td> <td>(-)</td> <td>(-)</td> <td>(-)</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>5.00</td> <td>Conoide</td> <td>20.00</td> <td>0</td> <td>38.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>7.80</td> <td>Depositi alluvionali</td> <td>19.00</td> <td>0</td> <td>36.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>2.00</td> <td>Brecce</td> <td>26.00</td> <td>200</td> <td>38.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)										Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				γ	c _{min}	φ _{min}	c _{u,min}	k	μ	a	α	(-)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	1	5.00	Conoide	20.00	0	38.0						2	7.80	Depositi alluvionali	19.00	0	36.0						3	2.00	Brecce	26.00	200	38.0																
PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)																																																																																													
Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo																																																																																						
			γ	c _{min}	φ _{min}	c _{u,min}	k	μ	a	α																																																																																			
(-)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(-)																																																																																			
1	5.00	Conoide	20.00	0	38.0																																																																																								
2	7.80	Depositi alluvionali	19.00	0	36.0																																																																																								
3	2.00	Brecce	26.00	200	38.0																																																																																								
RISULTATI																																																																																													
Strato			media			minima (solo SLU)																																																																																							
(-)	(m)	Tipo di terreno	Q _{s1}	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}	Q _{s1}	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}																																																																																	
			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)																																																																																	
1	5.00	Conoide	357.9					357.9																																																																																					
2	11.00	Depositi alluvionali	1441.7					827.4																																																																																					
3	2.00	Brecce	397.6	86.07	108.88	42517.6	6762.1	290.2	86.07	108.88	42517.55	6762.12																																																																																	
CARICO ASSIALE AGENTE			CAPACITA' PORTANTE MEDIA				CAPACITA' PORTANTE MINIMA																																																																																						
Nd = N _c · γ _G + N _Q · γ _Q			base R _{b,cal med} = 6762.1 (kN)				base R _{b,cal min} = 6762.1 (kN)																																																																																						
Nd = 661.0 (kN)			laterale R _{s,cal med} = 2197.2 (kN)				laterale R _{s,cal min} = 1475.5 (kN)																																																																																						
			totale R _{c,cal med} = 8959.3 (kN)				totale R _{c,cal min} = 8237.6 (kN)																																																																																						
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA			CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO																																																																																										
R _{b,k} = Min(R _{b,cal med} /ξ ₃ ; R _{b,cal min} /ξ ₄) = 3977.7 (kN)			R _{c,d} = R _{b,k} /γ _b + R _{s,k} /γ _s				Fs = R _{c,d} / Nd																																																																																						
R _{s,k} = Min(R _{s,cal med} /ξ ₃ ; R _{s,cal min} /ξ ₄) = 867.9 (kN)			R _{c,d} = 3701.2 (kN)				Fs = 5.60																																																																																						
R _{c,k} = R _{b,k} + R _{s,k} = 4845.6 (kN)																																																																																													

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI									
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA									
OPERA: Spalla A Viadotto Cant									
TEORIA DI BASE: (Broms, 1964)									
coefficienti parziali		A		M	R				
		permanenti	variabili	γ_ψ	γ_τ				
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_ψ	γ_τ				
S L S	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00			
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60			
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30			
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30			
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00			
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30			
n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00
<p><u>Palo corto:</u> $H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$</p> <p><u>Palo intermedio:</u> $H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$</p> <p><u>Palo lungo:</u> $H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$</p>									
DATI DI INPUT:									
Lunghezza del palo			L =	18.00	(m)				
Diametro del palo			d =	0.45	(m)				
Momento di plasticizzazione della sezione			M_y =	436.57	(kN m)				
Angolo di attrito del terreno			φ'_{med} =	30.00	(°)	φ'_{min} =	30.00	(°)	
Angolo di attrito di calcolo del terreno			$\varphi'_{med,d}$ =	30.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	30.00	(°)	
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)			$k_{p,med}$ =	3.00	(-)	$k_{p,min}$ =	3.00	(-)	
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)			γ =	19.00	(kN/m ³)				
Carico Assiale Permanente (G):			G =	170	(kN)				
Carico Assiale variabile (Q):			Q =	0	(kN)				
<u>Palo corto:</u>									
H1_{med} =	12465.90	(kN)				H1_{min} =	12465.90	(kN)	
<u>Palo intermedio:</u>									
H2_{med} =	4179.55	(kN)				H2_{min} =	4179.55	(kN)	
<u>Palo lungo:</u>									
H3_{med} =	404.25	(kN)				H3_{min} =	404.25	(kN)	
H_{med} =	404.25	(kN)	palo lungo			H_{min} =	404.25	(kN)	palo lungo
H_k = Min(H_{med}/ξ_3 ; R_{min}/ξ_4) =				237.79	(kN)				
H_d = H_k/γ_τ =				182.92	(kN)				
F_d = $G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ =				170.00	(kN)				
FS = H_d / F_d =				1.08					



8.3.8 Viadotto Cant: PILA P2

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

CANTIERE: OPERA: Pila P2 Viadotto Cant

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.45 (m) Area del Palo (Ap): 0.159 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 5.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 0.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 1065 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 2 Lpalo = 12.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz.
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista	1.00	1.30	1.35	1.15	1.25	

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	c _{u med} (kPa)
1	5.00	Depositi alluvionali	19.00	0.0	36.0	
2	7.00	Carniole	24.00	60.0	33.0	

Coefficients di Calcolo			
k	μ	a	α
0.80	0.73		
0.80	0.65		
1.00			

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c _{min} (kPa)	φ _{min} (°)	c _{u min} (kPa)
1	5.00	Depositi alluvionali	19.00	0	36.0	
2	7.80	Carniole	24.00	60	33.0	

Coefficients di Calcolo			
k	μ	a	α
0.80	0.73		
0.80	0.65		

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qs _i (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _b m (kN)	Qs _i (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _b m (kN)
1	5.00	Depositi alluvionali	277.3					277.3				
2	7.00	Carniole	714.6	35.60	53.27	9888.4	1572.7	851.3	35.60	53.27	10571.8	1681.4

CARICO ASSIALE AGENTE		CAPACITA' PORTANTE MEDIA		CAPACITA' PORTANTE MINIMA	
N _d = N _G · γ _G + N _Q · γ _Q		base	R _{b,cal med} = 1572.7 (kN)	base	R _{b,cal min} = 1681.4 (kN)
N _d = 1065.0 (kN)		laterale	R _{s,cal med} = 992.0 (kN)	laterale	R _{s,cal min} = 1128.6 (kN)
		totale	R _{c,cal med} = 2564.6 (kN)	totale	R _{c,cal min} = 2810.0 (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA		CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	
R _{b,k} = Min(R _{b,cal med} /ξ ₃ ; R _{b,cal min} /ξ ₄) = 925.1 (kN)		R _{c,d} = R _{b,k} /γ _b + R _{s,k} /γ _s	F _s = R _{c,d} / N _d
R _{s,k} = Min(R _{s,cal med} /ξ ₃ ; R _{s,cal min} /ξ ₄) = 583.5 (kN)		R _{c,d} = 1192.7 (kN)	F _s = 1.12
R _{c,k} = R _{b,k} + R _{s,k} = 1508.6 (kN)			

8.3.9 Viadotto Cant: SPALLA SPB

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Spalla B Viadotto Cant

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	476.00	0.00	476.00
T (kN)	95.00	0.00	95.00

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz.
			γ_G	γ_Q		
$\frac{1}{\phi}$	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.80
ξ_4	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.24 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 6.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø193,7 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4667 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.016E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 208,109 (mm³)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 150.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA							
Capacità portante di fusto							
$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$							
Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
Carniole	6.00	1.10	0.26	0.250	0.250	0.128	636.35
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00
Ls =		6.00 (m)	Ql =		636.35 (kN)		
Capacità portante di punta							
		Qp = %Punta * Ql		(consigliato 10-15%)			
		% Punta	10%	Qp =		63.64 (kN)	
CARICO LIMITE DEL MICROPALO				COEFFICIENTE DI SICUREZZA			
Qlim = Qb + Ql				Fs = Qlim / N (Fs > 1)			
Qlim = 699.99 (kN)				Fs = 1.47			
CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO							
Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$):					29.06	(N/mm ²)	
Pk = 2 * ($\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}$)^{0.5}				$\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)			
Pk = 22179.18 (MN)				$\eta = 46.59$			
VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI							
Momento massimo per carichi orizzontali (M): (Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)							
$M = T / (2 \cdot b)$							
$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$							
b = 1.208 (1/m)							
Momento Massimo (M):							
M = 39.34 (kN m)							
VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO							
Acciaio S 355 (Fe 510)							
Tensioni nel singolo micropalo							
$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$							
$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$							
$\sigma_{max} =$		291.00 (N/mm ²)	$\sigma_{min} =$		-87.02 (N/mm ²)		
$\tau =$		40.71 (N/mm ²)					
$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$							
$\sigma_{id} =$		299.42 (N/mm ²)	verifica soddisfatta				