COMMITTENTE

TIMBRO

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.p.A.

VIA BERLINO N°10 38100 TRENTO
PART. IVA 00210880225

PROGETTO

PROGETTO ESECUTIVO

RIFACIMENTO DEL SOVRAPPASSO AUTOSTRADALE N° 27 "S.C. EGNA" (PR. km 104+170) E DEL PONTE SUL FIUME ADIGE NEL COMUNE DI EGNA (BZ)

num.	data	aggiornamento	redatto	approvato
d				
c	15.03.2018	Revisione per gara	MV2	MV1
b	17.09.2014	Modifiche per la validazione	DS	MV1

CONTENUTO

RELAZIONI

RELAZIONE DI CALCOLO
PALIFICATA A PROTEZIONE DEI METANODOTTI

PROGETTISTA:

STUDIO DI INGEGNERIA
BAUINGENIEURBÜRO
DOTT. ING. MARIO VALDEMARIN
Bressanone, via Mercato Vecchio 21 Altenmarktgasse, Brixen (BZ)
tel. 0472-835576; fax 0472-836748; studio.valdemarin@rolmail.net

TIMBRO

Progetto: dott.ing. Mario Valdemarin
Verifica strutturale: dott.ing. Vittorio Gavoni
Carpenteria costruttiva: dott.ing. Dieter Schölzhorn

data	file	redatto	approvato	scala	cod. progetto	documento
14/03/2014	03/03/E00/	DS	MV1	–	0303	1.4.8c

RIFACIMENTO DEL SOVRAPPASSO AUTOSTRADALE N° 27 "S.C. EGNA"
(PROG. Km 104+170) E DEL PONTE SUL FIUME ADIGE NEL COMUNE DI EGNA (BZ)

RISOLUZIONE INTERFERENZE CON I METANODOTTI "S.N.A.M."

I N D I C E

1. PREMESSA 1

1.1 Individuazione sottoservizi 1
1.2 Normativa di riferimento 2
1.3 Caratteristiche del terreno 2

2. PALIFICATA DI MICROPALI 4

2.1 Configurazione di varo – Fase 1 4
2.2 Configurazione definitiva – Fase 2 5
2.3 Caratteristiche micropali 6
2.4 Descrizione del modello 7
2.5 Caratteristiche dei materiali 8
2.5.1 Calcestruzzo per pali di fondazione 8
2.5.1 Calcestruzzo per opere di fondazione 8
2.5.2 Acciaio per cemento armato 8
2.5.3 Acciaio per micropali 8
2.5.4 Interpretazione parametri geotecnici 9
2.5.5 Coefficiente di reazione verticale 10
2.5.6 Coefficiente di reazione orizzontale 11
2.6 Sollecitazioni di progetto 11
2.7 Verifica dei micropali 13
2.7.1 Carico limite micropalo centrale – COMB. A2 + M1 + R2 (GEO) 15
2.7.2 Verifica armatura 15
2.7.3 Instabilità dell'equilibrio elastico 15
2.8 Calcolo dei cedimenti – SLE 16
2.8.1 Metodo di Fleming 16
2.8.2 Metodo di Randolph & Wroth (1978) 16
2.8.3 Mododo di Poulos & Davis (1970) 18
2.8.4 Metodo A.G.I. 20
2.8.5 Metodo di Geddes (Bowles) 20
2.8.1 Prospetto riepilogativo 23
2.9 Verifica della soletta di collegamento – COMB. A1 + M1 + R1 (SLU – STR) 24

2.9.1 Verifica a flessione in direzione X (L=16.50m) *24*
2.9.1 Verifica a flessione in direzione Y (L=15.50m) *25*
2.9.2 Verifica a taglio – punzonamento micropalo centrale *26*
Taglio punzonamento per taglio compressione *26*
Taglio punzonamento in assenza di specifica armatura trasversale *26*
2.9.3 Verifica a taglio – punzonamento micropalo laterale *30*
Taglio punzonamento per taglio compressione *30*
Taglio punzonamento in assenza di specifica armatura trasversale *31*
2.10 Verifiche allo SLE 33
2.10.1 Soletta (direzione X (L=16.50m)) *33*
2.10.1.1 Verifica delle tensioni di esercizio 33
2.10.2 Soletta (direzione Y (L=15.50m)) *34*
2.10.2.1 Verifica delle tensioni di esercizio 34

3. CONSIDERAZIONI FINALI 35

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Area di cantiere 1
Figura 2: SVP. 27 “S.C. Egna” e palificata di protezione metanodotti SNAM 4
Figura 3: Assemblaggio SVP. 27 su rilevato in terra rinforzata 4
Figura 4: Schema di varo SVP. 27 "S.C. Egna" 5
Figura 5: Terra armata e Piastra di protezione metanodotti 5
Figura 6: Sezione longitudinale in corrispondenza dei metanodotti 6
Figura 7: Modello EF della palificata a sostegno del rilevato 7
Figura 8: Azione assiale N (A2) in testa alla palificata – Straus7 12
Figura 9: Momento flettente longitudinale M_{xx} (A1) della soletta - Straus7 12
Figura 10: Momento flettente M_{xx} in soletta 24

1. PREMESSA

Il progetto in oggetto prevede la costruzione del nuovo ponte sull'Adige e del sovrappasso autostradale n° 27, la demolizione delle opere esistenti, la realizzazione delle nuove rampe di collegamento alle opere e l'adeguamento di tutti gli accessi alle stesse.

1.1 Individuazione sottoservizi

L'area di cantiere prevista a nord di Via Stazione, tra l'Autostrada del Brennero e il fiume Adige è attraversata da due metanodotti S.N.A.M. Le tubazioni, di diametro nominale 16 e 24 pollici corrono parallelamente alla carreggiata nord, con un interasse medio tra loro di circa 8 metri, per proseguire poi sul lato opposto una volta attraversato il rilevato del sovrappasso n° 27 e la sede autostradale. Dai rilevamenti effettuati, i metanodotti sono interrati rispettivamente 1,50m e 1,40 m rispetto al piano campagna naturale.

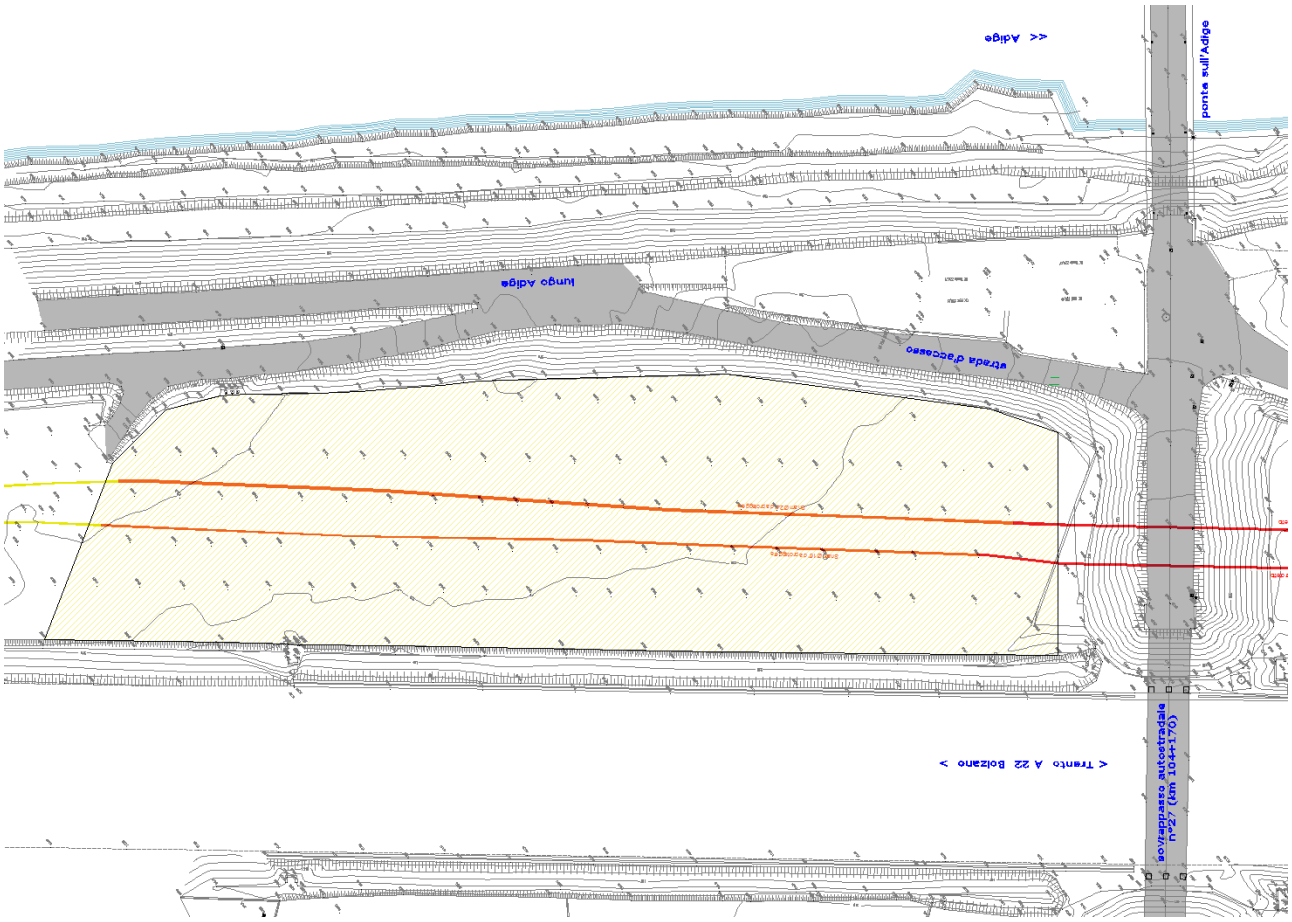


Figura 1: Area di cantiere

1.2 Normativa di riferimento

Viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE). Inoltre si sono osservate le prescrizioni contenute nei seguenti documenti:

- **DM14/01/2008** "Norme Tecniche per le costruzioni" e relative Istruzioni
- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617** – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

1.3 Caratteristiche del terreno

I sondaggi realizzati hanno permesso di ricostruire il sistema geologico e sviluppare una classificazione geotecnica dei materiali rinvenuti in sito:

LITOLOGIA	SIGLA	PROFONDITA' da p.c. [m]
Terreno di riporto	AT	0.0 - 5.0
Ghiaie sabbiose	GS	5.0 - 15.0
Torba	TO	15.0 - 18.0
Sabbie ghiaiose	SG	18.0 - 25.4
Limi argillosi sabbiosi	UTS	25.4 - 40.0

- **Materiali di copertura (AT)**
  Terreni di riporto che presentano la composizione granulometrica di una sabbia; localmente sono presenti dei blocchi di porfido.

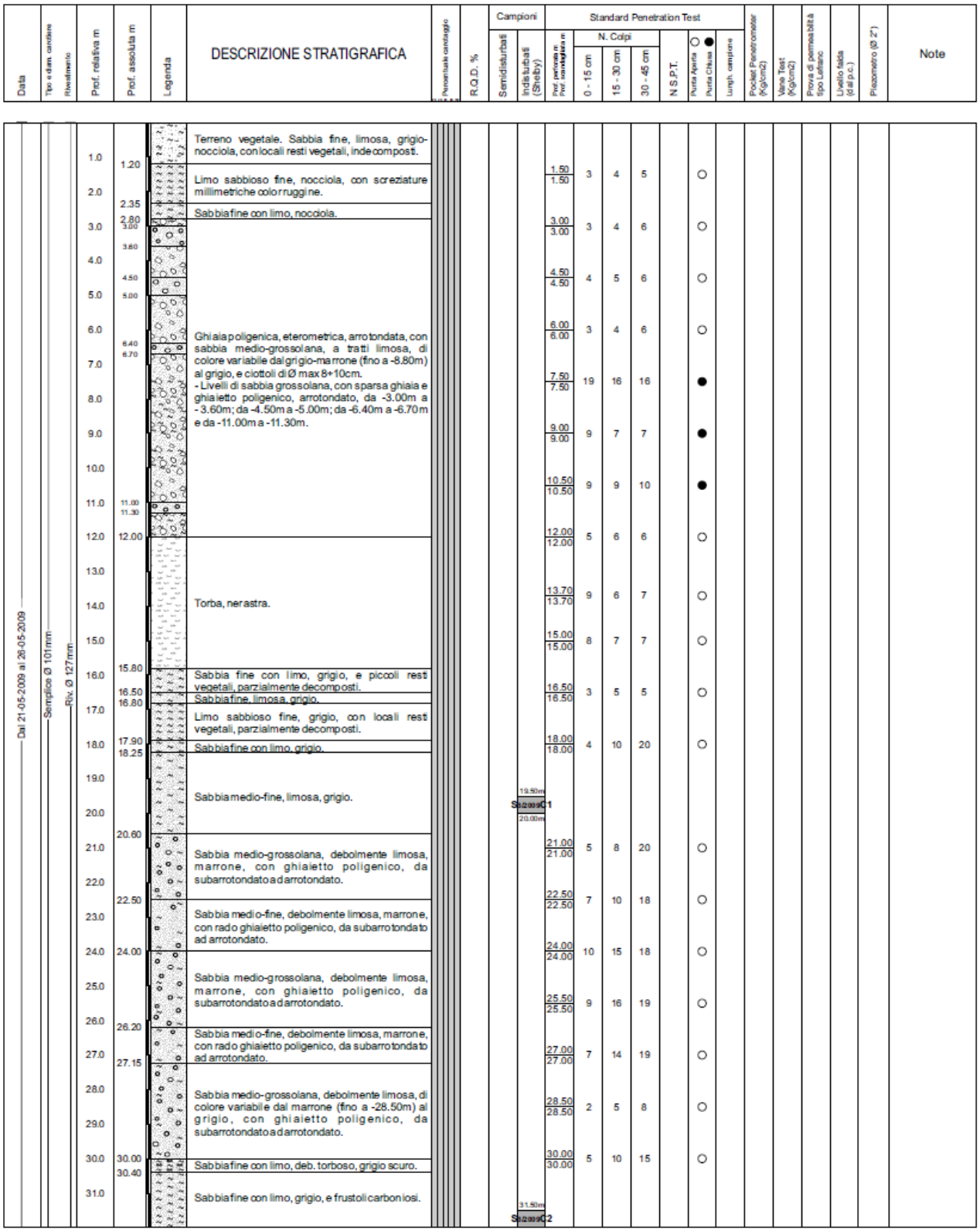
- **Ghiaie sabbiose (GS)**
  Gli elementi lapidei hanno superfici subarrotondate o arrotondate, hanno dimensioni massime generalmente comprese tra quelle di una ghiaia e quelle dei ciottoli (ϕ_{max}=6-7cm), la frazione fina (d<0.06mm) risulta praticamente assente.

- **Sabbie ghiaiose (SG)**
  Gli elementi lapidei hanno superfici subarrotondate o arrotondate, hanno dimensioni massime generalmente comprese tra quelle di una sabbia e di una ghiaia, la frazione fina (d<0.06mm) risulta praticamente assente.

- **Torba (TO)**
  Torba di colore marrone – nerastro con la presenza di residui vegetali.

- **Terreni fini (UTS/UST)**
  Limi argillosi sabbiosi o limi sabbiosi argillosi che presentano localmente minime intercalazioni torbose e resti vegetali parzialmente decomposti.

Il sondaggio è stato realizzato nella futura area di cantiere, in vicinanza del sovrappasso autostrale n°27 “S.C. Egna”.



2. PALIFICATA DI MICROPALI

Il nuovo sovrappasso autostradale n°27 "*S.C. Egna*" (progr. km 104+170) ha una luce di 46,00 m ed una larghezza di 14,36 m. La struttura in acciaio è ad arco inclinato di 70° sull'orizzontale con spinta eliminata dall'impalcato. L'arco parabolico, che funge da tirante, presenta un'altezza massima in chiave di 7,95 m. L'impalcato metallico a lastra ortotropa è costituito da un cassone cellulare di forma trapezia ad intradosso curvilineo e altezza strutturale massima di 1,30 m.
Le spalle sono in c.a. con plinti di fondazione su pali di grande diametro DN 1200. Il peso totale della carpenteria metallica è di **330t**.

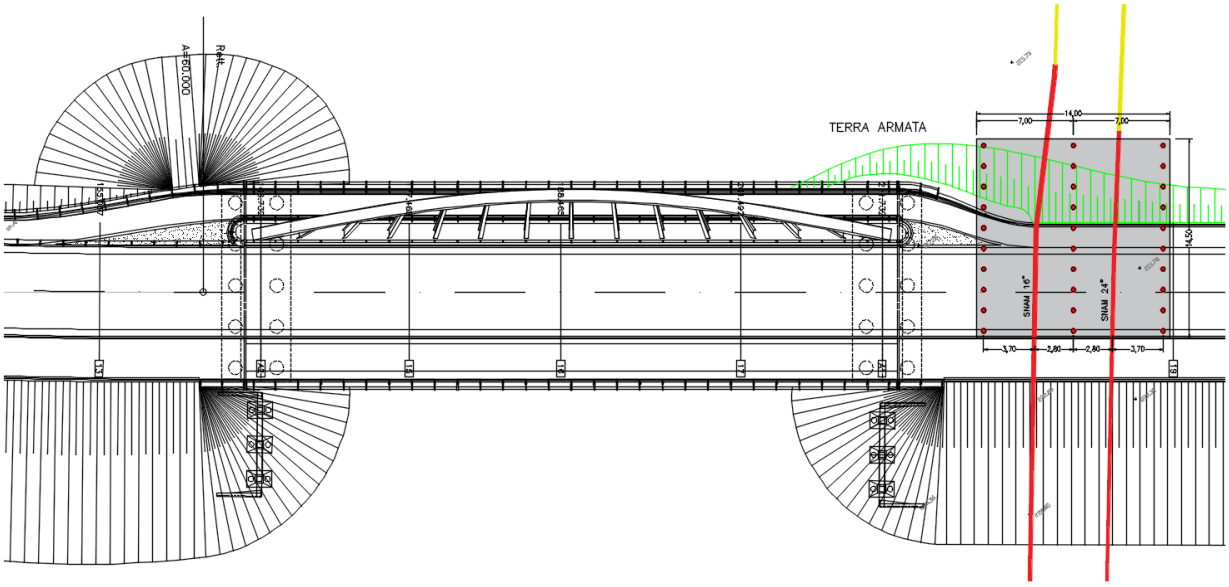


Figura 2: SVP. 27 "S.C. Egna" e palificata di protezione metanodotti SNAM

Il nuovo tracciato stradale prevede la riconfigurazione della scarpata esistente che deve necessariamente essere realizzata in terra armata dovendo rimanere all'interno della zona in cui le condotte sono già autoprotette con controtubo.

2.1 Configurazione di varo – Fase 1

Il nuovo sovrappasso viene assemblato su una porzione del nuovo rilevato in accostamento a quello esistente e reso solidale a quest'ultimo tramite una gradonatura di ammorsamento.

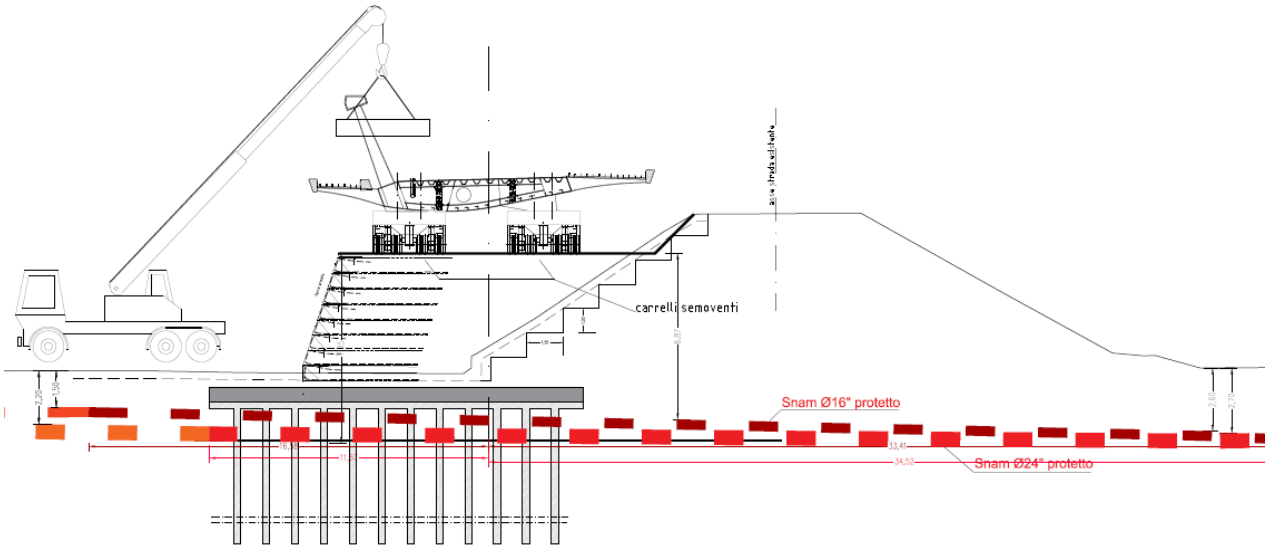


Figura 3: Assemblaggio SVP. 27 su rilevato in terra rinforzata

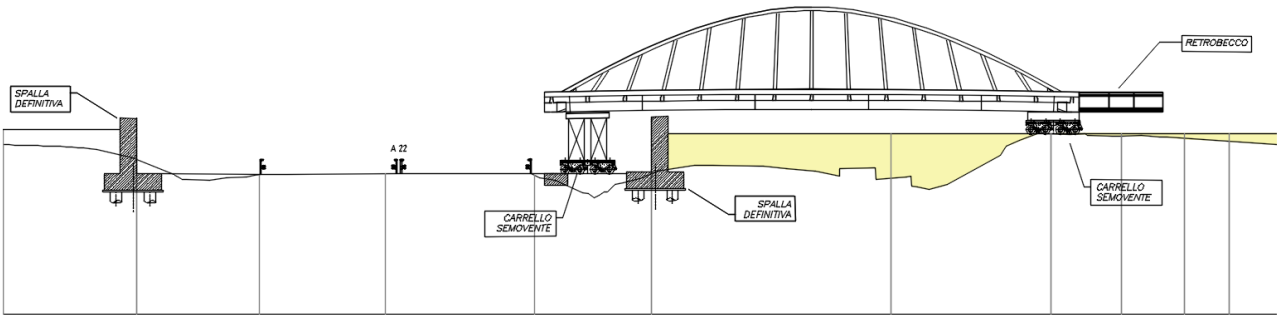


Figura 4: Schema di varo SVP. 27 "S.C. Egna"

Assumendo, in fase di montaggio, un'altezza di rilevato pari a 5.70 m e due carrelli semoventi a 5 assi del peso di 20t ciascuno per la movimentazione dell'impalcato, il carico uniformemente distribuito gravante sulla palificata è di:

Rilevato	Q_r	= 18 kN/m^3 x 5.70m	=	**102.60 kN/m^2**
Impalcato	Q_p		=	3300.00 kN
Carrelli semoventi	Q_m	= 2 x 200 kN	=	400.00 kN
Dimensioni carrelli	L		=	7.00 m
	B		=	2.43 m
Interasse trasversale	i		=	5.50 m
Angolo di diffusione	α		=	20°
Lunghezza di ripartizione	L_{eff}	= 7.0+2 x 5.7/tan(70)	=	11.15 m
Larghezza di ripartizione	B_{eff}	= 8.5+2 x 5.7/tan(70)	=	12.65 m
Carico mobile ripartito	Q_a = 3700/(11.15 x 12.65)		=	**26.24 kN/m^2**
Coeff. di sicurezza A1 carichi variabili	γ_Q		=	1.30
CARICO TOTALE FASE 1	**Q_{tot}**		**=**	**136.71 kN/m^2**

2.2 Configurazione definitiva – Fase 2

Una volta raggiunta la configurazione definitiva del ponte, il rilevato viene alzato, portando la nuova rampa ad un'altezza massima di circa 8.60m con un'inclinazione sull'orizzontale di oltre 70°.

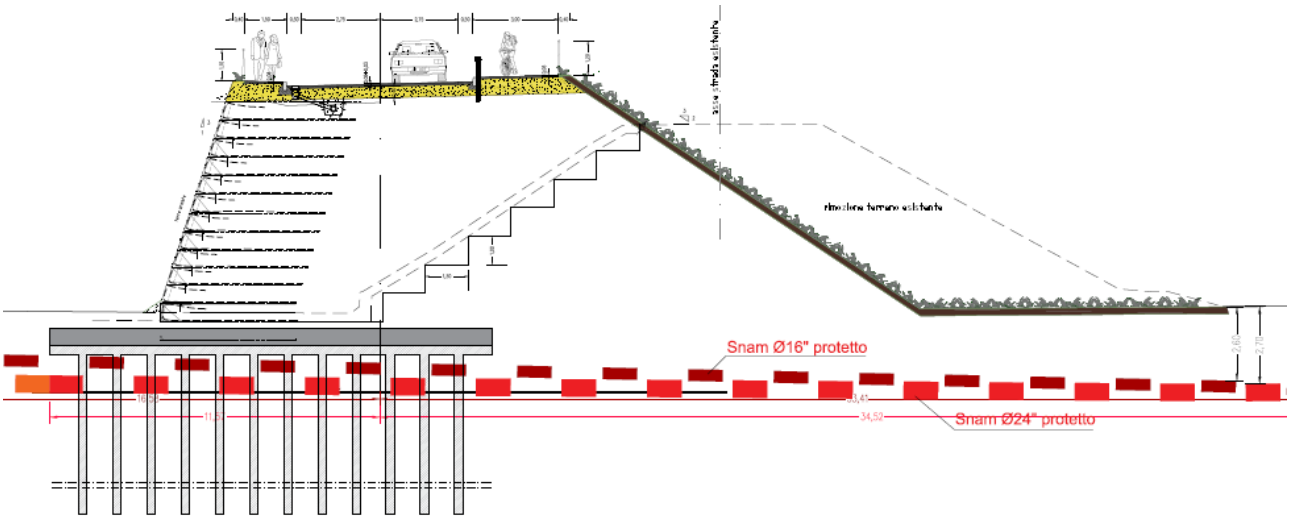


Figura 5: Terra armata e Piastra di protezione metanodotti

Il carico uniformemente distribuito che grava sulla palificata è di:

Rilevato	Q_r	= 18 kN/m^3 x 8.60m	= 154.80 kN/m^2
Pavimentazione	Q_p	= 22 kN/m^3 x 0.09m	= 1.98 kN/m^2
Carico mobile	Q_m		= 20.00 kN/m^2
Larghezza corsia di marcia	L		= 2.75 m
Angolo di diffusione	α		= 35°
Carico mobile ripartito			= 3.31 kN/m^2
Coeff. di sicurezza A1 carichi variabili	γ_Q		= 1.30
CARICO TOTALE FASE 2	**Q_{tot}**		**= 160.09 kN/m^2**

Le verifiche geotecniche e strutturali dei prossimi paragrafi faranno riferimento esclusivamente alla configurazione che massimizza le sollecitazioni, ovvero quella definitiva a varo ultimato.

Carichi di tale entità potrebbero indurre cedimenti secondari (*consolidazione*) e viscosi dello strato torboso presente in profondità con conseguenze sui metanodotti. Per evitare il presentarsi di criticità legate ad un possibile incremento dello stato tensionale e deformativo delle condotte, si propone di realizzare, preventivamente al nuovo rilevato, una palificata di micropali in grado di trasferire l'intero sovraccarico agli strati portanti sottostanti la torba.

2.3 Caratteristiche micropali

Tecnologia	IRS – TUBFIX		
Diametro di perforazione	d	=	30.0 cm
Profondità di trivellazione	L	=	30.0 m
Lunghezza tratto iniettato	L_s	=	14.2 m
Interasse trasversale	i_T	=	1.2 m
Interasse longitudinale	i_L	=	6.25 m

E' fondamentale limitare nei primi 16 metri di micropalo il disturbo e l'attrito trasferito lateralmente al terreno sovrastante lo strato compressibile torboso. Questo è possibile dispondendo una camicia di lamierino metallico e iniettando a bassa pressione il micropalo privo di sbulbature.
Le iniezioni ad alta pressione inizieranno una volta attraversato lo strato compressibile di torba e si attesteranno sino alla profondità di 30 metri.
L'effetto gruppo è trascurato in quanto l'interasse di 1,20 metri è superiore a tre volte il diametro del palo.

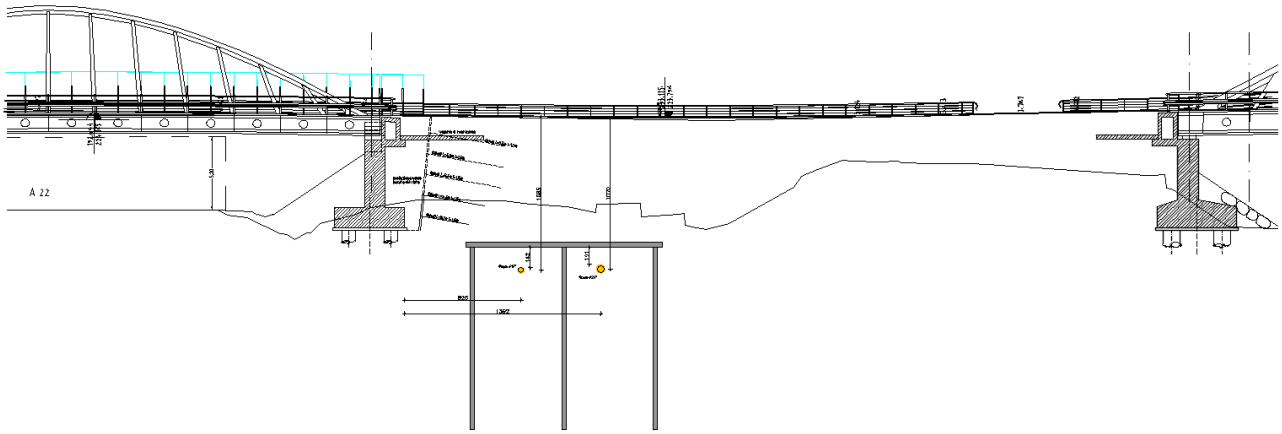


Figura 6: Sezione longitudinale in corrispondenza dei metanodotti

2.4 Descrizione del modello

La modellazione della palificata agli elementi finiti è stata condotta con l'ausilio del software Straus7. La platea di fondazione è stata modellata con elementi *plate* a 4 nodi tipo *Quad4*, di forma quadrata con lato 50x50cm e spessore 0.50m. I micropali invece sono stati implementati con elementi *beam* a due nodi tipo *Beam2* a sezione circolare e diametro 30cm. L'ammorsamento del micropalo nella fondazione e il conseguente trasferimento dei carichi in profondità è assicurato da una serie di *rigid link* che vincolano rigidamente la testa di ogni palo alla platea superficiale.
L'interazione palo – terreno è stata considerata applicando alla punta e lungo i 14 metri di tratto valvolato (in *rosso*) una molla verticale (*Z*) e due molle orizzontali (*X* e *Y*) di rigidezza assiale esprimibile come rapporto forza/spostamento (*Node traslational Stiffness*).
La porzione di micropalo sovrastante le torbe invece, essendo priva di sbulbature (in *blu*), è dotata delle sole rigidezze orizzontali in grado di simulare il confinamento laterale garantito dal terreno circostante.

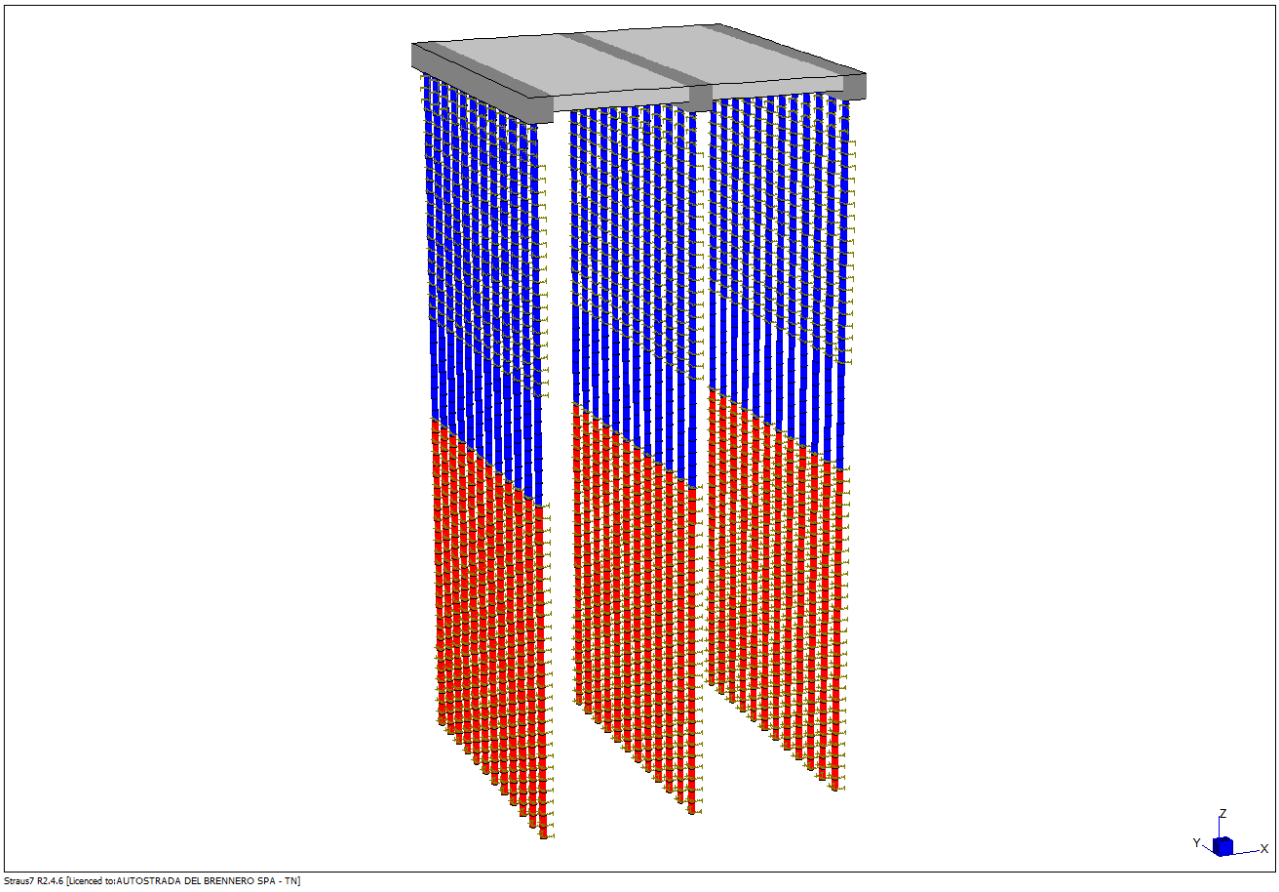


Figura 7: Modello EF della palificata a sostegno del rilevato

2.5 Caratteristiche dei materiali

2.5.1 Calcestruzzo per pali di fondazione

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 30 N/mm^2, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0{,}83*R_{ck} =$	24,90 N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc}* f_{ck}/\gamma_c=0{,}85* f_{ck}/1{,}5 =$	14,11 N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,19 N/mm^2

2.5.1 Calcestruzzo per opere di fondazione

Per la realizzazione della platea di fondazione, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck≥35 N/mm^2, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0{,}83*R_{ck} =$	29,05 N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc}* f_{ck}/\gamma_c=0.85* f_{ck}/1.5 =$	16,46 N/mm^2

2.5.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adotta acciaio tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	450,00 N/mm^2
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540,00 N/mm^2
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s =$	1,15
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391,30 N/mm^2
Modulo elastico		E_s	210000 MPa

2.5.3 Acciaio per micropali

Per i tubolari metallici dei micropali si adotta un acciaio del tipo S355 controllato in stabilimento, che presenta le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento	→	$f_y \geq$	355,00 N/mm^2
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_{M0} =$	1,05
Resistenza di calcolo	→	$f_d = f_y / \gamma_{M0}$	338,10 N/mm^2

2.5.4 Interpretazione parametri geotecnici

Il modulo elastico di ogni strato viene valutato sulla base delle prove dinamiche SPT eseguite all'interno dei diversi sondaggi realizzati nell'area in oggetto. La correlazione utilizzata è quella di *Schultze – Menzenbach*:

$$E_Y\left[kg/cm^2\right] = C_1 + C_2 N_{SPT} - S_E$$

	C_1	C_2	S_E
Limo sabbioso	4	11.5	24.4

	C_1	C_2	S_E
Sabbia fine	52	3.3	19.3
Sabbia media	39	4.5	36.4
Sabbia limosa	24	5.3	21.1
Limo e Sabbia	12	5.8	9
Sabbia ghiaiosa	43	11.8	42.3
Sabbia e ghiaia	38	10.5	93.2

I valori ricavati dei moduli elastici sono in linea con quelli ottenibili da altre formulazioni empiriche disponibili in letteratura e basate sulle prove penetrometriche:

Per sabbia limosa $E = 300\ (N_{SPT} + 6)$

STR	Spessore prova (m)	Spessore strato (m)	Descrizione	Prof. Inizio prova SPT (m)	Tipo	N_{SPT} S3 (-)	ϕ (°)	E (MPa)
AT	-	1.2	Vegetale	-	Incoerente	-	31	**0.00**
z_i = 1.2			Limo		Coesivo			
UTS	1.6	1.6	sabbioso	1.5	Coesivo	9	25	**8.15**
z_f = 2.8			fine		Coesivo			
z_i = 2.8	1.7			3.0	Incoerente	10		**6.44**
	1.5			4.5	Incoerente	11		**6.77**
GS	1.5	9.2	Ghiaia poligenica con sabbia	6.0	Incoerente	10	37	**6.44**
	1.5			7.5	Incoerente	32		**13.56**
	1.5			9.0	Incoerente	14		**7.74**
z_f = 12.0	1.5			10.5	Incoerente	19		**9.36**
z_i = 12.0	1.7			12.0	Coesivo	12		**1.00**
TO	1.3	3.8	Torba	13.7	Coesivo	13	0	**1.00**
z_f = 15.8	0.8			15.0	Coesivo	14		**1.00**
z_i = 15.8	2.2			16.5	Incoerente	10		**6.44**
UTS		4.8	Sabbia fine con limo		Incoerente		25	
z_f = 20.6	2.6			18.0	Incoerente	30		**12.92**
z_i = 20.6	1.9			21.0	Incoerente	28		**12.27**
	1.5			22.5	Incoerente	28		**12.27**
	1.5	9.4	Sabbia medio grossolana	24.0	Incoerente	33		**13.89**
SG	1.5			25.5	Incoerente	35	35	**14.53**
	1.5			27.0	Incoerente	33		**13.89**
z_f = 30.0	1.5			28.5	Incoerente	13		**7.41**

FONDO FORO **30.0**

2.5.5 Coefficiente di reazione verticale

La rigidezza delle molle verticali è valutata in riferimento alle formule di *Fleming et al* (1992), le quali non tengono conto della rigidezza del palo (considerato infinitamente rigido) e presuppongono un terreno omogeneo e isotropo per tutta la sua lunghezza.

La formulazione utilizza le seguenti relazioni:

- $$\frac{P}{w} = G \cdot r_0 \cdot \left(\frac{4}{\eta \cdot (1-\nu)} + \frac{2 \cdot \pi \cdot L}{\ln\left[\frac{r_M}{r_0}\right] \cdot r_0} \right)$$
- $$r_M = (2.5 \cdot L \cdot (1-\nu))$$
- $$w = \frac{P}{P/w}$$
- $$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}$$

Il modulo elastico ($E_{y,medio}$) e il coefficiente di Poisson (ν_{medio}) sono riferiti a uno strato di terreno omogeneizzato che si estende dal fondo delle torbe sino alla profondità di circa 30 metri dal piano campagna. Tali parametri sono valutati come media ponderata dei valori dei singoli strati, tralasciando quelli al di sopra del tratto valvolato di micropalo.

Si assume che il rapporto tra la portata laterale e quella di punta sia pari a **90/10**.

STRATO	z_i [m]	z_f [m]	Spessore [m]	γ_t [kN/m^3]	γ_{sat} [kN/m^3]	ϕ [°]	E_y [kN/m^2]	ν [-]
AT	1.0	1.2	0.2	18	19	31	0	0.327
UTS	1.2	2.8	1.6	18	19	25	8149	0.366
GS	2.8	12.0	9.2	19	20	37	8342	0.285
TO	12.0	15.8	3.8	11	12	0	1000	0.500
UTS	15.8	20.6	4.8	18	19	25	13734	0.366
SG	20.6	30.0	9.4	19	20	35	16157	0.299

Profondità sondaggio dal p.c.	30.0	MEDIA SU	STRATO	**E_y =**	**10738**	**0.336**
		MEDIA SU	PUNTA	**E_y =**	**15338**	**0.322**

Profondità tratto valvolato da piano campagna	D =	15.80	M
Lunghezza parte sbulbata del micropalo	L =	**14.20**	M
Coefficiente di Poisson del terreno	ν =	0.322	
Diametro di perforazione del micropalo	d =	0.30	m
Raggio del micropalo	r_0 =	0.15	m
Distanza di estinzione delle deformazioni	r_m =	24.08	m
Coefficiente di conicità	η =	1.00	

Modulo di elasticità del terreno medio in punta	E =	15338	kN/m^2
Modulo di elasticità tangenziale del terreno	G =	5803	kN/m^2

Rigidezza assiale	**P/w =**	**116360**	kN/m

Nota la rigidezza assiale P/w dal *metodo di Fleming*, la rigidezza traslazionale media delle molle applicate ai nodi degli elementi *beam* utilizzati per la modellazione dei pali viene determinata come:

$$k_{v,lat} = \frac{P}{w} \cdot Q_{lat} \qquad k_{v,b} = \frac{P}{w} \cdot Q_{base}$$

Portanza laterale	Q_{lat}	=	**90%**	
Portanza di base	Q_{base}	=	**10%**	
Rigidezza laterale	$k_{v,lat}$	=	104724	kN/m
Nr. nodi superficie lat. (tratto valvolato)	n°	=	28	

Rigidezza molle lungo il fusto del palo	**$k_{v,lat}/n$**	**=**	**3740**	**kN/m**
Rigidezza molla alla punta del palo	**$k_{v,base}$**	**=**	**11636**	**kN/m**

2.5.6 Coefficiente di reazione orizzontale

Il modulo di reazione laterale è fornito dai seguenti autori:

1. *Vesic* $k_s' = 1 \div 1.3 E_s$
2. *Glick (1948)* $$k_s' = \frac{19.5 E_s (1-\mu)}{(1+\mu)(3-4\mu)\left[2\ln\left(\frac{2L}{B}\right) - 0.443\right]}$$

   dove:
   L è la lunghezza del palo (espressa in metri)
   B è il diametro del palo (espresso in metri)
   μ è il coefficiente di Poisson

   risolta la precedente relazione si ottiene $k_s = \frac{k_s'}{B}$
3. *Chen (1978)* terreni coesivi $k_s = \frac{1.6 E_s}{B}$ terreni incoerenti $k_s = \frac{3.0 E_s}{B}$

	k'_s kN/m^2	**k_s kN/m^3**	**Stiffness ST7 ($k_s \cdot A_L$) kN/m**
Vèsic	15018.3	50060.9	7509.1
Glick (1948)	7634.5	25448.3	3817.2
Chen (1978)	Terreni incoerenti	115525.1	**17328.8**
	Terreni coesivi	61613.4	**9242.0**

2.6 Sollecitazioni di progetto

Beam	Shear Force 1 (kN)	Bending Moment 1 (kNm)	Shear Force 2 (kN)	Bending Moment 2 (kNm)	Axial Force (kN)
536	91	75	0	0	**-1084**
1611	0	0	0	0	**-1948**
1612	-91	-75	0	0	**-1084**

Figura 8: Azione assiale N (A2) in testa alla palificata – Straus7

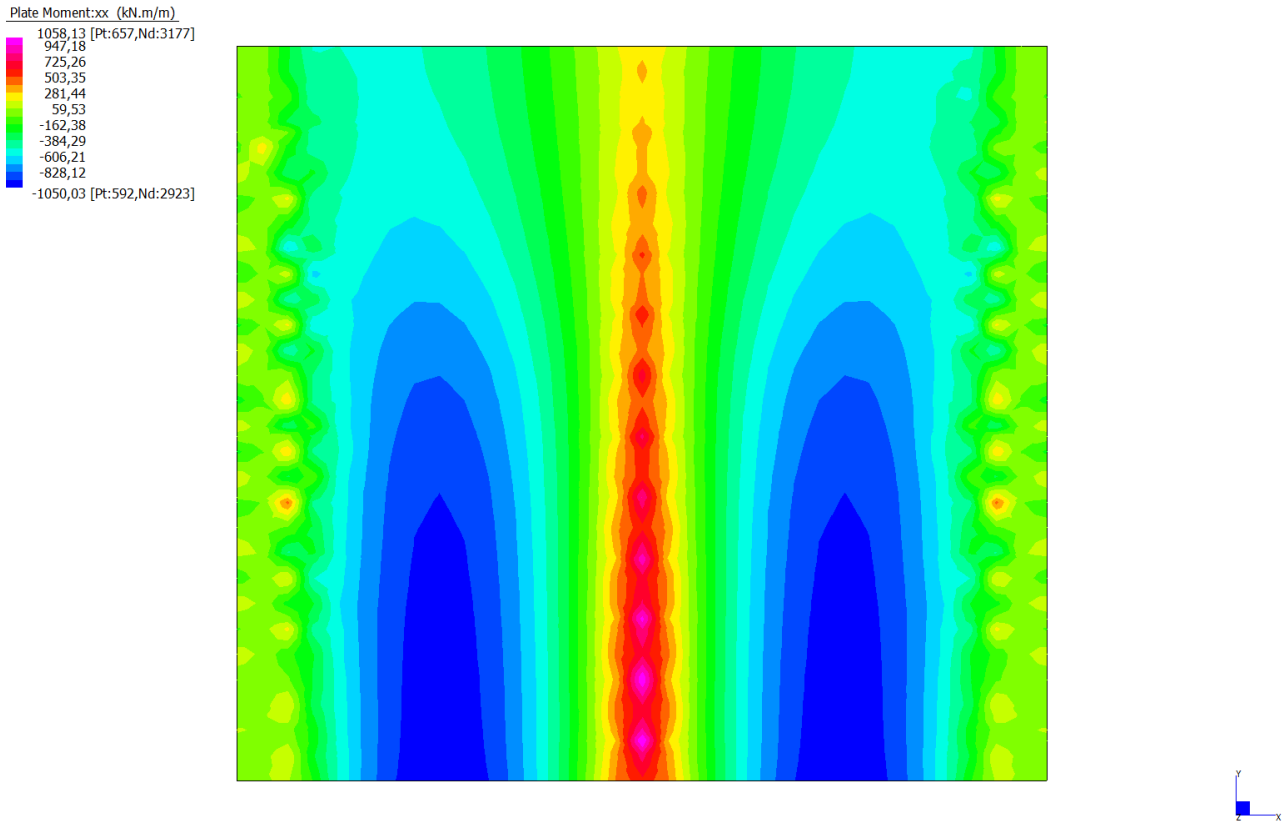


Figura 9: Momento flettente longitudinale M_{xx} (A1) della soletta - Straus7

2.7 Verifica dei micropali

La resistenza dei micropali dipende marcatamente dalla tecnologia esecutiva; per questo motivo spesso la loro progettazione è completamente empirica.
Il metodo più diffuso per la previsione del carico limite di micropali iniettati in pressione è quello proposto da *Bustamante e Doix* (1985). La caratterizzazione del terreno è basata sui valori della pressione limite ricavata con il pressiometro Ménard o sui risultati delle prove SPT.
Il carico limite Q_{lim} di un micropalo si può esprimere attraverso la relazione:

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

dove:

- P è la resistenza alla punta, assunta generalmente pari al 10÷15% di quella laterale
- d è il diametro di perforazione
- $d_s = \alpha d$ è il diametro di iniezione
- L_s è la lunghezza della zona iniettata
- s è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno

Tabella 1: Valori del coefficiente α ($Vs = Ls*\pi*ds^2/4$)

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	**IGU**	**IRS**	**IGU**
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 -1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	**1.4 - 1.5**	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	**1.4 - 1.6**	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs

La resistenza caratteristica a compressione $R_{c,k}$ è ottenibile applicando alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ i fattori di correlazione ξ in funzione del numero *n* di verticali indagate:

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

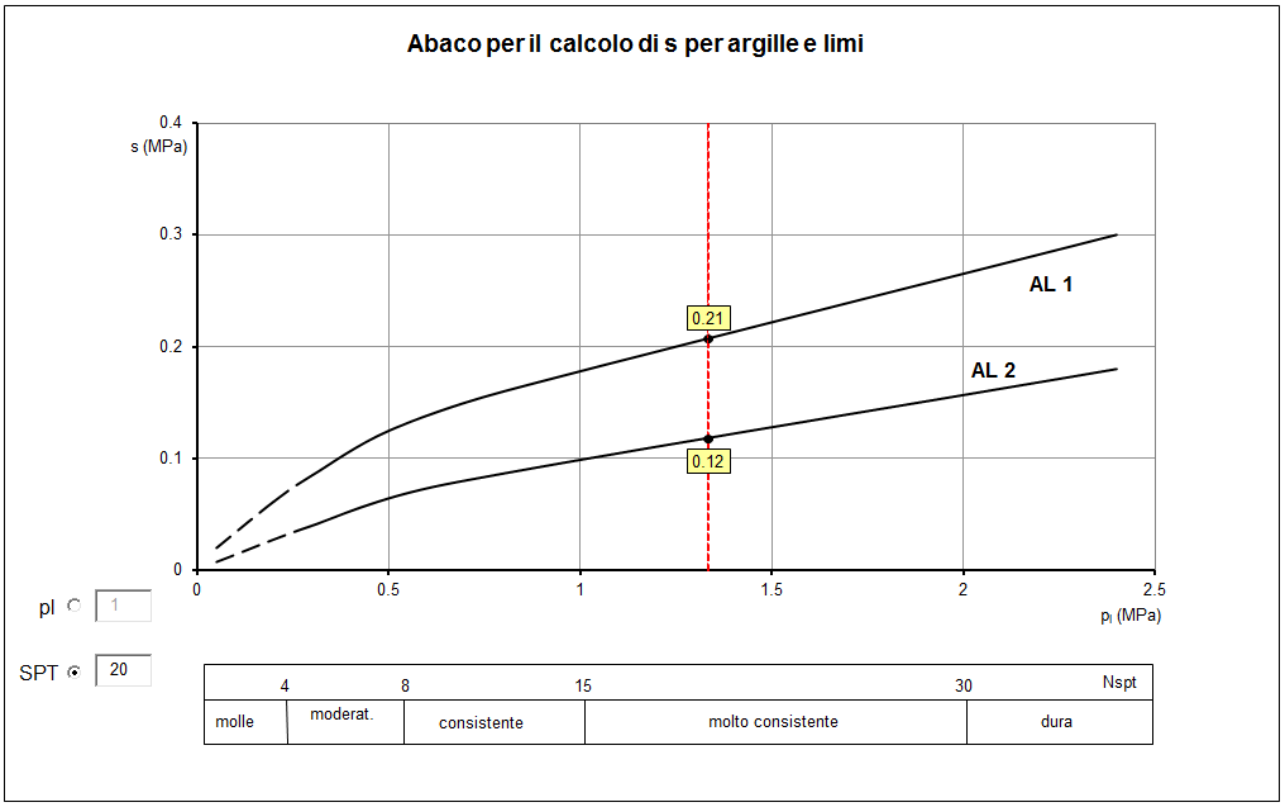
Tabella 2: Fattori di correlazione ξ in funzione del numero di verticali indagate

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

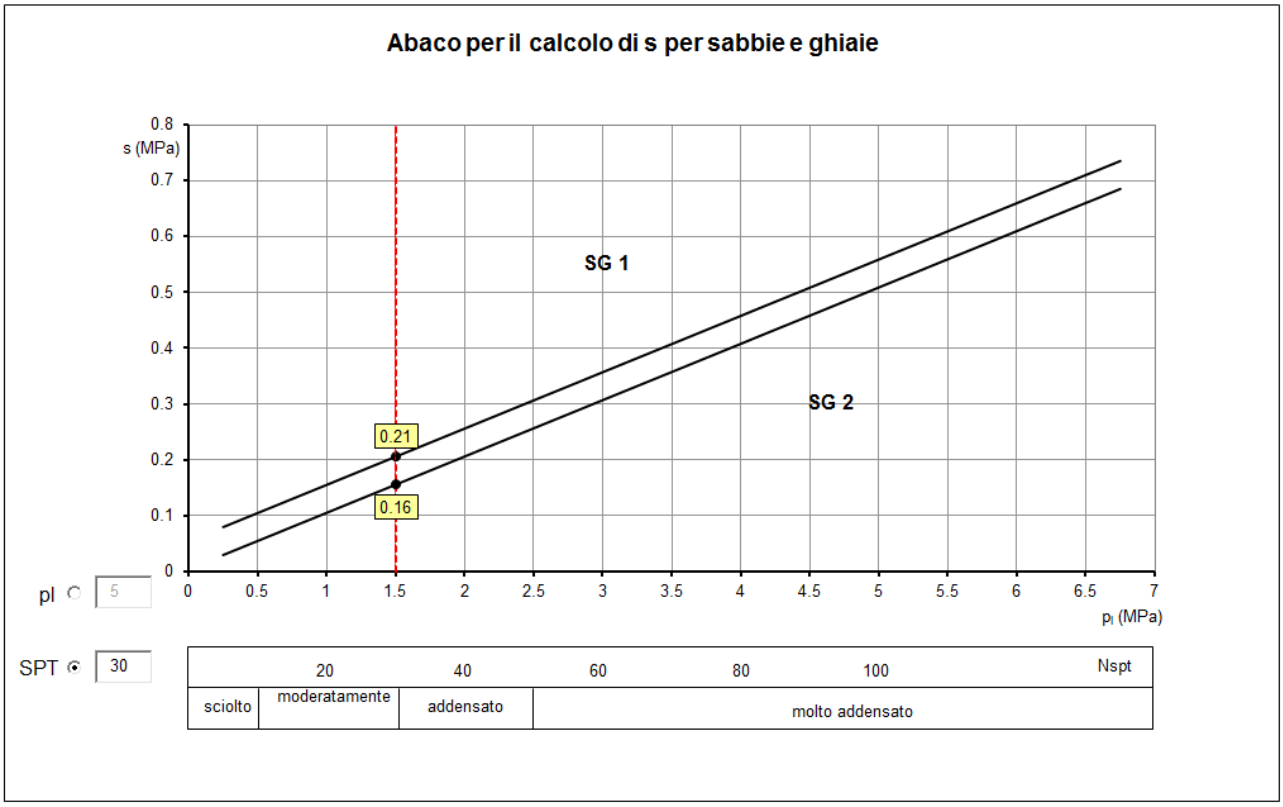
Tabella 3: Coefficienti parziali γ da applicare alle azioni e alle resistenze caratteristiche

		azioni		resistenza laterale	
		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\ traz}$
SLU	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.45	1.60

Limo sabbioso fine **H = 4.80m** **SPT_m = 20** **s_i = 0.21 MPa**



Sabbia medio grossolana **H = 9.40m** **SPT_m = 30** **s_i = 0.21 MPa**



2.7.1 Carico limite micropalo centrale – COMB. A2 + M1 + R2 (GEO)

Azione assiale massima N_{max} = 1948.65 kN

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

Tipo di Terreno	*Spessore ls_i* (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i *media* (MPa)	s_i *minima* (MPa)	s_i *calcolo* (MPa)	Q_{si} (kN)
Sabbia fine con limo	4.80	1.50	0.45	0.210	0.210	0.097	655.18
Sabbia media limosa	9.40	1.50	0.45	0.210	0.210	0.097	1283.07

Ls = 14.20 ***(m)*** ***Ql =*** 1938.25 ***(kN)***

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

% Punta 15% ***Qp =*** 290.74 ***(kN)***

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

Qlim = Qb + Ql

Qlim = **2228.99** ***(kN)***

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

Fs = **1.14** ***verifica soddisfatta***

2.7.2 Verifica armatura

Acciaio **S 355**
Tensione di snervamento f_y = 355 N/mm^2
Tensione ammissibile σ_{lim} = 338 N/mm^2
Modulo di elasticità E_s = 210 000 MPa

Diametro tubolare
= 219.1 mm
Spessore s **= 10 mm**
Area sezione A_{arm} = 6569 mm^2
Momento d'inerzia sezione armatura J_{arm} = 3.598 E+07 mm^2
Modulo di resistenza sezione armatura W_{arm} = 328.48 mm^3

Tensione massima di esercizio $\sigma_{max} = N/A_{arm}$ = 296.64 N/mm^2
Tensione tangenziale massima $\tau_{max} = 2T/A_{arm}$ = 0.00 N/mm^2
Tensione ideale massima $\sigma_{id} = (\sigma^2+3\tau^2)^{0.5}$ = **296.64 N/mm^2** ***verifica soddisfatta***

2.7.3 Instabilità dell'equilibrio elastico

Coefficiente di reazione laterale k = 88.84 MN/m^3
Reazione laterale per unità di lunghezza e spostamento $\beta = k\ D_{arm}$ = 19.46 N/mm^2

Il carico critico relativo all'instabilità elastica del micropalo viene espresso dalla relazione:

$$P_k = 2\sqrt{\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}} = 24256.17 \text{ MN}$$

Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a: $\eta = P_k/N = 12.45$ con **η > 10**

2.8 Calcolo dei cedimenti – SLE

Il carico assiale di progetto utilizzato per le verifiche SLE è pari a 2087 kN. Il calcolo analitico del cedimento atteso è stato svilluppato basandosi su diversi metodi proposti in letteratura.

2.8.1 Metodo di Fleming

Il metodo, presentato nel §6.2.2 consente di stimare analiticamente il cedimento elastico teorico del micropalo:

$$w = \frac{P}{P/w}$$

Rigidezza assiale	P/w =	116360	kN/m
Cedimento teorico	**w =**	**16.75**	**mm**

La determinazione dell'accorciamento elastico presenta alcune incertezze dovute alla reale distribuzione dello sforzo normale lungo il palo.

$$w_{el} = C \cdot \frac{P}{\alpha EA}$$

essendo C un coefficiente espresso dalla relazione:

$$C = \frac{e^{\alpha L}(1+\beta) + e^{-\alpha L}(1-\beta) - 2}{e^{\alpha L}(1+\beta) - e^{-\alpha L}(1-\beta)}$$

In cui:

$$\alpha^2 = \frac{K_L}{EA} \quad \text{con } K_L \ \left[F \cdot L^{-2}\right] \qquad \beta = \frac{K_P}{\alpha EA}$$

Modulo elastico del palo	E =	31447161	kN/m^2
Area sezione trasversale del palo	A =	0.1385	m^2
Coefficiente	α =	0.0255	1/m
Coefficiente	β =	0.1047	-
Coefficiente	C =	0.404	-
Accorciamento elastico	w_e =	7.08	mm

Cedimento totale	**$w = w_c + w_e$=**	**23.83**	**mm**

2.8.2 Metodo di Randolph & Wroth (1978)

Il metodo analitico proposto da questi autori considera il palo immerso in un mezzo elastico ed esamina separatamente l'interazione che tale mezzo sviluppa con la superficie laterale e la punta del palo.
Considerando dapprima l'ipotesi di palo rigido, il cedimento alla base del palo w_b è valutato secondo la *teoria di Boussinesq*. Indicando con Q il carico totale agente alla testa del palo, gli autori forniscono la seguente relazione:

$$Q = \left(\frac{P}{w_b} + \frac{S}{w_s}\right) \cdot w$$

che espressa in forma adimensionale diventa:

$$\frac{Q}{w \cdot r_0 \cdot G_L} = \frac{4 \cdot r_b \cdot G_b}{(1-\nu) \cdot r_0 \cdot G_L} + \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot \overline{G}}{\zeta \cdot r_0 \cdot G_L}$$

dove con G_L si è indicato il valore del modulo a taglio G alla profondità L.

Lunghezza tratto valvolato	L	=	14.20	m
Diametro di iniezione	D	=	0.42	m
Raggio in testa	r_0	=	0.21	m
Raggio di base	r_b	=	0.21	m
Modulo di Poisson	ν	=	0.322	-
Distanza di estinzione delle deformazioni	r_m	=	24.082	m
Modulo a taglio alla profondità L	G_L	=	6219	kN/m^2
Modulo a taglio sotto la punta del palo	G_b	=	6219	kN/m^2
Modulo a taglio medio tra z=0 e z=L	G_m	=	5803	kN/m^2
Cedimento alla testa	**w**	**=**	**16.67**	**mm**

Tenendo conto dell'*accorciamento elastico del fusto*:

$$\frac{Q}{w \cdot r_0 \cdot G_L} = \frac{\frac{4}{1-\nu} \cdot \frac{\eta}{\xi} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho}{\zeta} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L} \cdot \frac{L}{r_0}}{1 + \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{4}{1-\nu} \cdot \frac{\eta}{\xi} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L} \cdot \frac{L}{r_0}}$$

Nella quale appaiono i seguenti termini adimensionali, dove si sono indicati con r_b il raggio di base del palo, G_b il modulo elastico trasversale del materiale al dì sotto della punta del palo e infine il modulo elastico E_p del palo:

- $\eta = \frac{r_b}{r_0}$ $\quad \xi = \frac{G_L}{G_b}$ $\quad \rho = \frac{\overline{G}}{G_L}$ $\quad \lambda = \frac{E_p}{G_L}$ $\quad \mu L = \sqrt{\frac{2}{\zeta \cdot \lambda}} \cdot \frac{L}{r_0}$ $\quad \zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)$

Resistenza cubica caratteristica del cls	R_{ck}	=	30.00	N/mm^2
Resistenza cilindrica a compressione del cls	f_{ck}	=	24.90	N/mm^2
Valore medio della resistenza cilindrica	f_{cm}	=	32.90	N/mm^2
Modulo elastico del palo	E_P	=	31447	MPa
Pali a base allargata	η	=	1.000	
Pali poggianti su uno strato di elevata rigidezza	ξ	=	1.000	
Pali immersi in un terreno con rigidezza variabile	ρ	=	0.933	
Rigidezza relativa palo-terreno	λ	=	5056	
	ζ	=	4.742	
	μL	=	0.618	
Cedimento alla testa del palo	**w**	**=**	**19.00**	**mm**

2.8.3 Mododo di Poulos & Davis (1970)

Il cedimento di un micropalo isolato sotto l'azione di un carico Q può essere valutato mediante la seguente relazione semiempirica:

$$w = \frac{Q}{E_s \cdot d} \cdot I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v$$

dove i coefficenti adimensionali sono funzione dei rapporti E_p/E, L/d; ν; h/L.

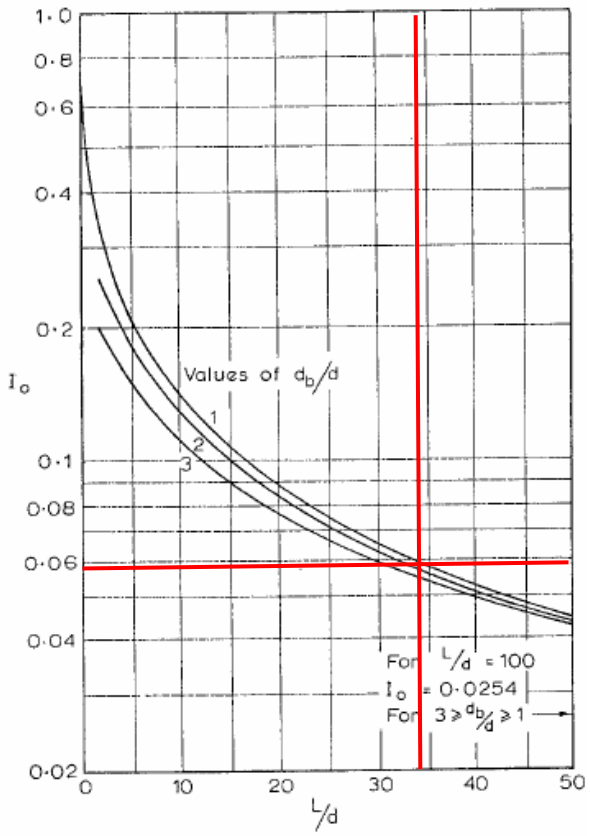


FIGURE 5.18 Settlement-influence factor, I_0.

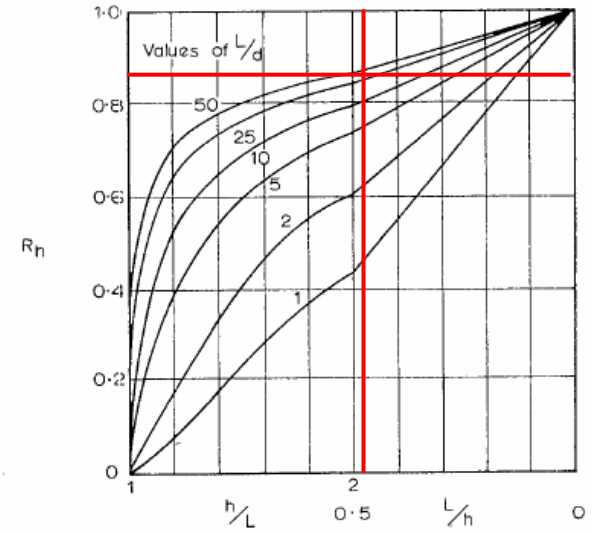


FIGURE 5.20 Depth correction factor for settlement, R_h.

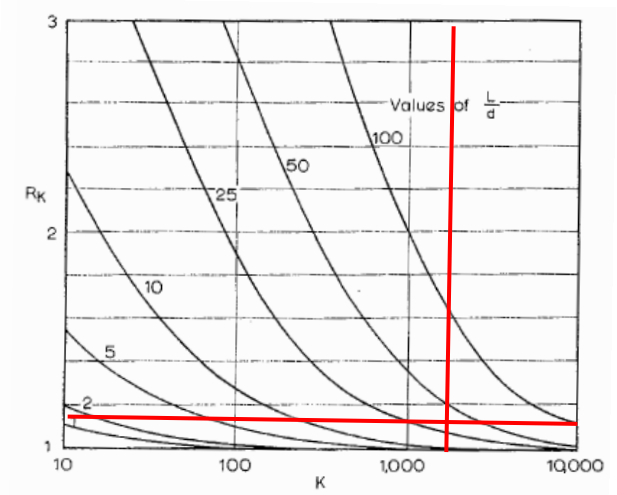
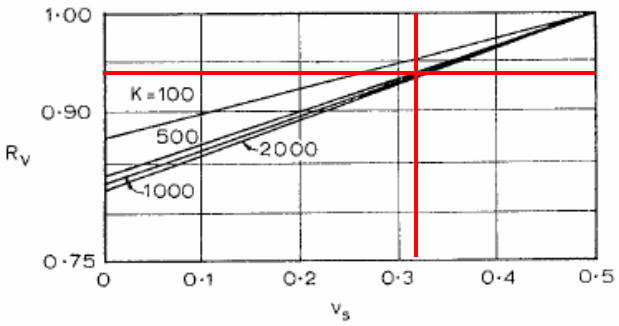


FIGURE 5.19 Compressibility correction factor for settlement, R_K.



Carico totale agente in testa al palo	Q	=	1949	kN
Diametro di iniezione	d	=	0.42	m
Diametro di perforazione	d_b	=	0.42	m
Lunghezza tratto iniettato	L	=	14.20	m
Modulo elastico medio del terreno	E_s	=	15338	kN/m^2
Modulo elastico del palo	E_p	=	31447161	kN/m^2
Coefficiente di Poisson	ν_s	=	0.322	
Fattore d'influenza del cedimento	I_0	=	0.059	
Fattore correttivo di compressibilià	R_k	=	1.180	
Fattore correttivo di profondità	R_h	=	0.860	
	R_v	=	0.935	
Rapporto diametro palo	d_b/d	=	1.00	
Rapporto geometrico palo	L/d	=	33.80	
Rapporto moduli elastici	$K = E_p/E_s$	=	2050	
Rapporto profondità strato	h/L	=	2.11	
Cedimento del palo	$\mathbf{w_s}$	**=**	**16.93**	**mm**

2.8.4 Metodo A.G.I.

Il cedimento del palo isolato presenta un'espressione del tipo:

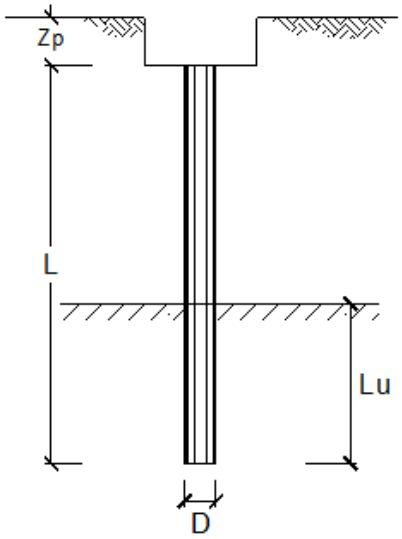
$$\delta = \beta \cdot \frac{F_{ck}}{E \cdot L}$$

In cui β è un coefficiente d'influenza adimensionale funzione di L/D e del sottosuolo. Per il modulo E del terreno si è considerato un valore medio dello strato omogeneizzato pari a 15338 kN/m^2.

OPERA: SVP 27 - S.C. EGNA

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.42	(m)
Carico sul palo (P):	1948.7	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	30.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	14.20	(m)
Modulo di Deformazione (E):	15.34	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	30	(-)
Spaziatura dei pali (s)	1.5	(m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

δ = β * P / E * Lutile

Coefficiente di forma

β = 0,5 + Log(Lutile / D): 2.03 (-)

Cedimento del palo

δ = β * P / E * Lutile = 18.15 (mm)

2.8.5 Metodo di Geddes (Bowles)

Cedimento alla punta

Il metodo analitico proposto da *Geddes (1966)* per il calcolo del cedimento si basa sulla soluzione di *Mindlin (1936)* per un carico puntiforme posto all'interno di un solido elastico. Come nel caso di Boussinesq, il metodo ipotizza che il terreno sia elastico, omogeneo, isotropo e semi-illimitato.

La deformazione del palo va considerata come l'effetto combinato di due azioni:

- Il cedimento del terreno sottostante la punta del palo;
- L'accorciamento elastico del fusto del palo.

L'autore ha sviluppato il metodo per tre diversi casi di **interazione palo – terreno**:

1. Palo resistente solo di punta;
2. Palo resistente ad attrito costante lungo il fusto;
3. Palo resistente ad attrito variabile linearmente lungo il fusto del palo.

L'estensione della teoria di *Boussinesq*, definisce lo sforzo verticale σ_v alla profondità *z* e alla distanza *r* dall'asse del palo attraverso la relazione:

$$\sigma_v = \frac{N}{D^2} \cdot k_z$$

Dove k_z, noto come *coefficiente di sforzo*, è ottenibile in forma adimensionale come:

1. **Resistenza solo di punta:**

$$k_z = \frac{1}{8\pi(1-\mu)}\left[-\frac{(1-2\mu)(m-1)}{A^3}+\frac{(1-2\mu)(m-1)}{B^3}-\frac{3(m-1)^3}{A^5}-\frac{3(3-4\mu)m(m+1)^2-3(m+1)(5m-1)}{B^5}-\frac{30m(m+1)^3}{B^7}\right]$$

2. **Resistenza per attrito uniforme:**

$$k_z = \frac{1}{8\pi(1-\mu)}\left[-\frac{2(2-\mu)}{A}+\frac{2(2-\mu)+2(1-2\mu)\frac{m}{n}\left(\frac{m}{n}+\frac{1}{n}\right)}{B}-\frac{(1-2\mu)2\left(\frac{m}{n}\right)^2}{F}+\frac{n^2}{A^3}+\frac{4m^2-4(1+\mu)\left(\frac{m}{n}\right)^2 m^2}{F^3}\right]$$

$$\left[\frac{4m(1+\mu)(m+1)\left(\frac{m}{n}+\frac{1}{n}\right)^2-\left(4m^2+n^2\right)}{B^3}+\frac{6m^2\left(\frac{m^4-n^4}{n^2}\right)}{F^5}+\frac{6m\left(mn^2-\frac{1}{n^2}(m+1)^5\right)}{B^5}\right]$$

3. **Resistenza per attrito variabile linearmente:**

$$k_z = \frac{1}{4\pi(1-\mu)}\left[-\frac{2(2-\mu)}{A}+\frac{2(2-\mu)(4m+1)-2(1-2\mu)\left(\frac{m}{n}\right)^2(m+1)}{B}+\frac{2(1-2\mu)\frac{m^3}{n^2}-8(2-\mu)m}{F}+\frac{mn^2+(m-1)^3}{A^3}\right]$$

$$\left[\frac{4\mu\mu^2 m+4m^3-15n^2m-2(5+2\mu)\left(\frac{m}{n}\right)^2(m+1)^3+(m+1)^3}{B^3}+\frac{2(7-2\mu)mn^2-6m^3+2(5+2\mu)\left(\frac{m}{n}\right)^2 m^3}{F^3}\right]$$

$$\left[\frac{6mn^2\left(n^2-m^2\right)+12\left(\frac{m}{n}\right)^2(m+1)^5}{B^5}-\frac{12\left(\frac{m}{n}\right)^2 m^5+6mn^2\left(n^2-m^2\right)}{F^5}-2(2-\mu)\ln\left(\frac{A+m-1}{F+m}\frac{B+m+1}{F+m}\right)\right]$$

Dove:

- Lunghezza tratto sbulbato: D = 14.20 m
- Diametro del micropalo: d = 0.30 m
- Distanza dall'asse: r = 0.30 m
- $n = r/D$ $\quad m = z/D$
- $A^2 = n^2 + (m-1)^2$ $\quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$ $\quad F^2 = m^2 + n^2$

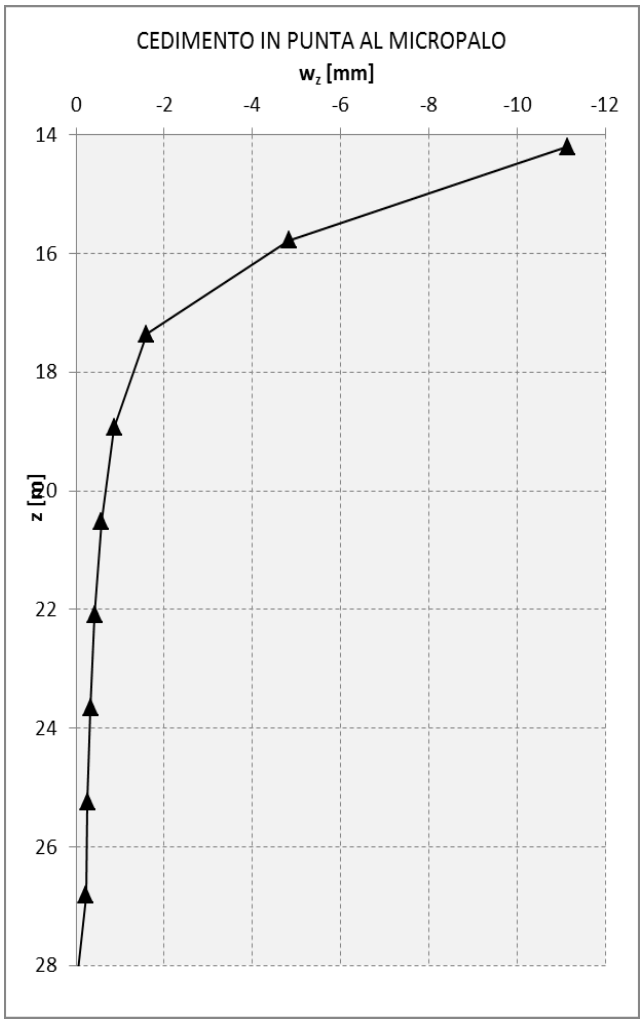
I valori di k_z sono determinati nella zona che si estende dalla punta del palo (*z=D*, *m=1*) fino ad una profondità doppia rispetto alla sua lunghezza (*z=2D*, *m=2*) discretizzandola in dieci intervalli consecutivi. I valori di k_z e σ_v si ottengono dalla media dei valori per ciascuno strato.

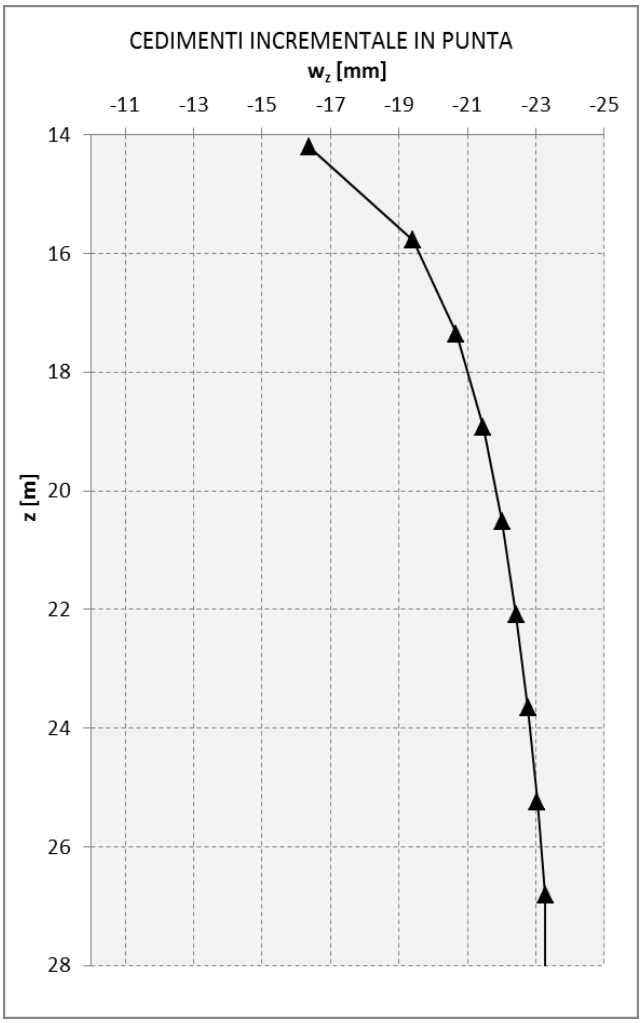
Considerando il caso di palo resistente di punta e ad attrito laterale costante lungo il fusto (rapporto 10/90) in condizioni di deformazione laterale libera e impedita, il cedimento è dato dalle seguenti espressioni:

$$w = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2\cdot\nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i \qquad w = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i$$

STR	z_i (m)	Coefficienti adimensionali n (-)	m (-)	A (-)	B (-)	F (-)	COEFF. SFORZO K_z PUNTA	ATTR	TENSIONI $\sigma_{v,P}$ (kPa)	$\sigma_{v,ATT,U}$ (kPa)	Ced. w_i (cm)
SG	14.20	0.011	1.000	0.011	2.000	1.000	-0.104	-13.077	-1.002	-126.380	-1.0421
SG	15.78	0.011	1.111	0.112	2.111	1.111	-15.701	-1.742	-151.737	-16.833	-0.4507
SG	17.36	0.011	1.222	0.222	2.222	1.222	-4.050	-0.860	-39.138	-8.316	-0.1490
SG	18.93	0.011	1.333	0.334	2.333	1.333	-1.844	-0.562	-17.823	-5.427	-0.0813
SG	20.51	0.011	1.444	0.445	2.444	1.444	-1.065	-0.411	-10.293	-3.969	-0.0538
SG	22.09	0.011	1.556	0.556	2.556	1.556	-0.701	-0.320	-6.774	-3.090	-0.0394
SG	23.67	0.011	1.667	0.667	2.667	1.667	-0.501	-0.259	-4.841	-2.503	-0.0306
SG	25.24	0.011	1.778	0.778	2.778	1.778	-0.379	-0.216	-3.661	-2.084	-0.0247
SG	26.82	0.011	1.889	0.889	2.889	1.889	-0.298	-0.183	-2.883	-1.770	-0.0205
SG	28.40	0.011	2.000	1.000	3.000	2.000	-0.242	-0.158	-2.341	-1.528	0

Cedimento totale del palo	w_{el} [mm] = -18.92





2.8.1 Prospetto riepilogativo

Il cedimento teorico del micropalo stimato con i metodi proposti nella presente relazione di calcolo, è compreso nel seguente range di valori:

	METODO DI CALCOLO	w [mm]
PALO RIGIDO	Fleming et al (1992)	16.75
	Poulos & Davis (1970)	16.93
	Randolph & Wroth (1978)	16.67
	Metodo β - Norme A.G.I.	18.15
	Geddes 1966 (Bowles)	18.92
PALO DEFORMABILE	Fleming et al (1992)	23.83
	Randolph & Wroth	19.00

Il cedimento medio del palo è di 1.86 cm.

2.9 Verifica della soletta di collegamento – COMB. A1 + M1 + R1 (SLU – STR)

Momento flettente positivo in campata $M^{(+)}_{XX}$ = 1027.72 kNm
Momento flettente negativo all'appoggio $M^{(-)}_{XX}$ = - (725.25 + 1058.13)/2 = 891.69 kNm

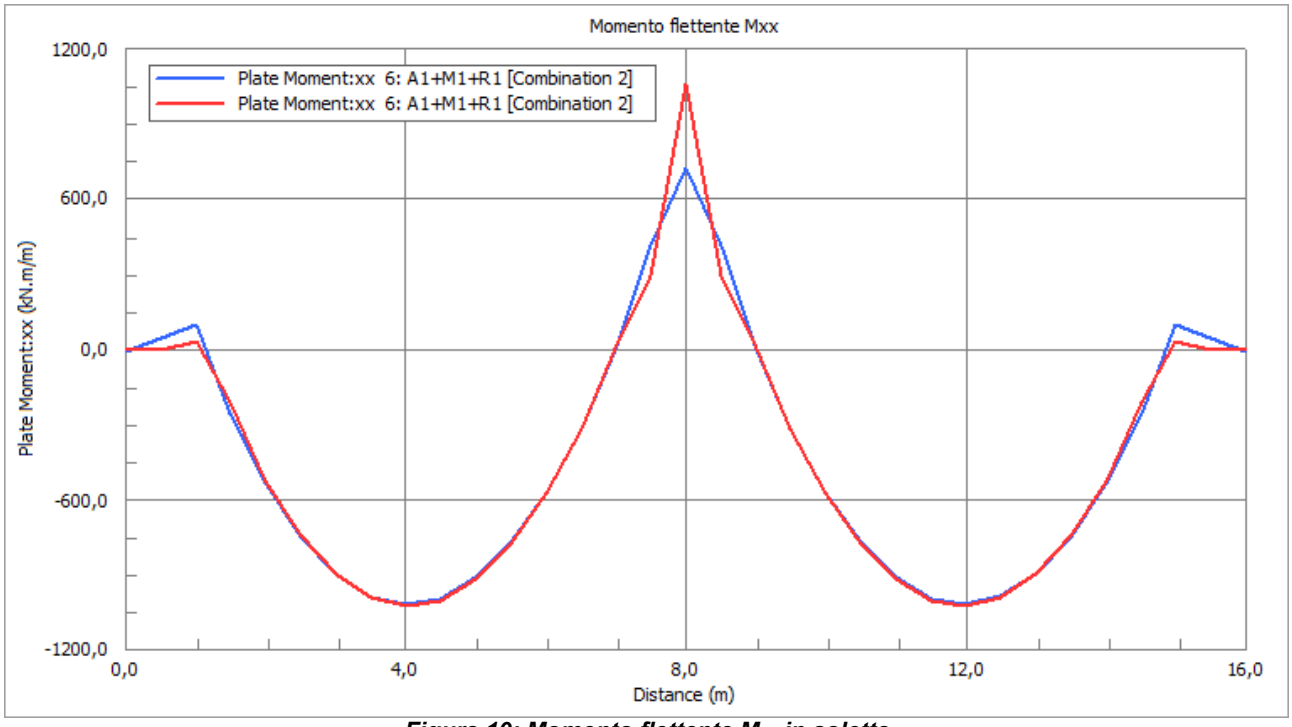
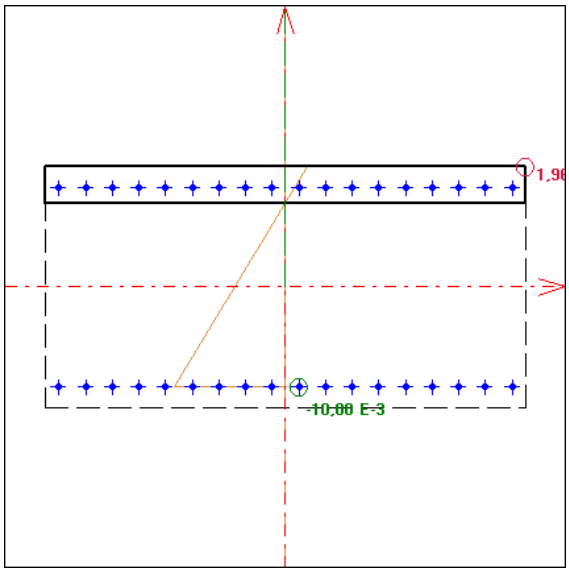
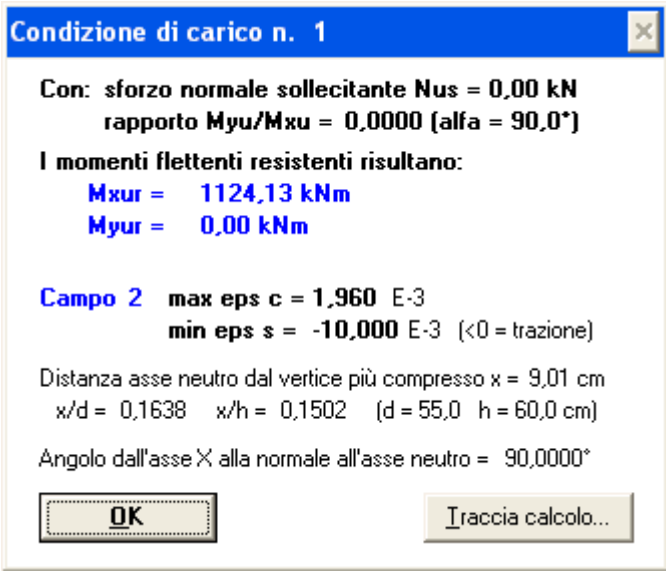


Figura 10: Momento flettente M_{xx} in soletta

2.9.1 Verifica a flessione in direzione X (L=16.50m)

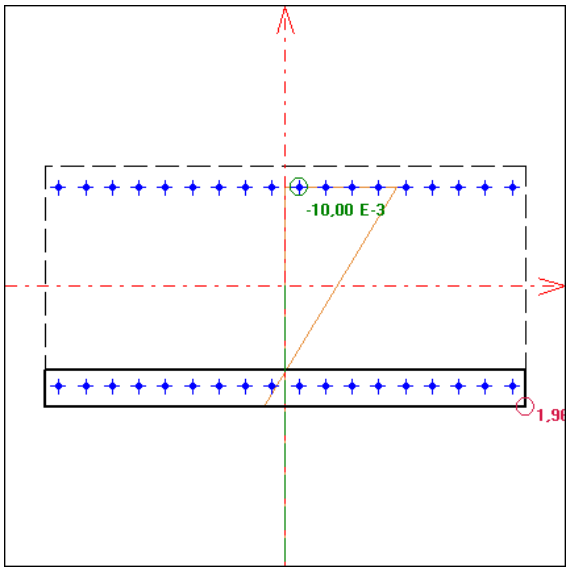
Altezza sezione H = 60 cm
Altezza utile della sezione d = 55 cm
Armatura longitudinale $A_s = A'_s$ = 18 ϕ 20 = 56.55 cm^2

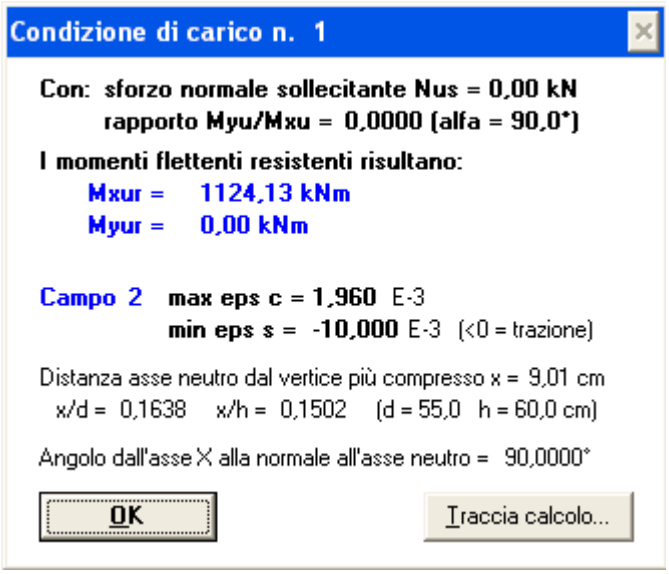




Momento resistente ultimo M_{Rd} = 1124.13 kNm > M_{XX} =1027.72 kNm **η = 1.09**

Altezza sezione	H	=	60 cm
Altezza utile della sezione	d	=	55 cm
Armatura	$A_s = A'_s$	=	18 ϕ 20 = 56.55 cm^2





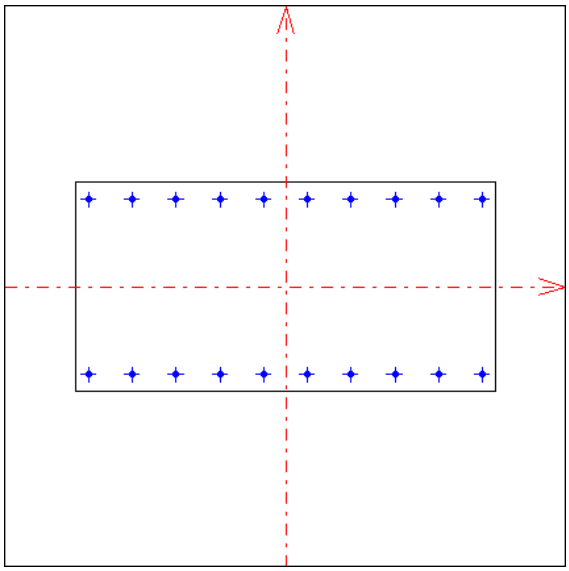
Momento resistente ultimo M_{Rd} = 1124.13 kNm > M_{Sd} = 891.69 kNm **η = 1.26**

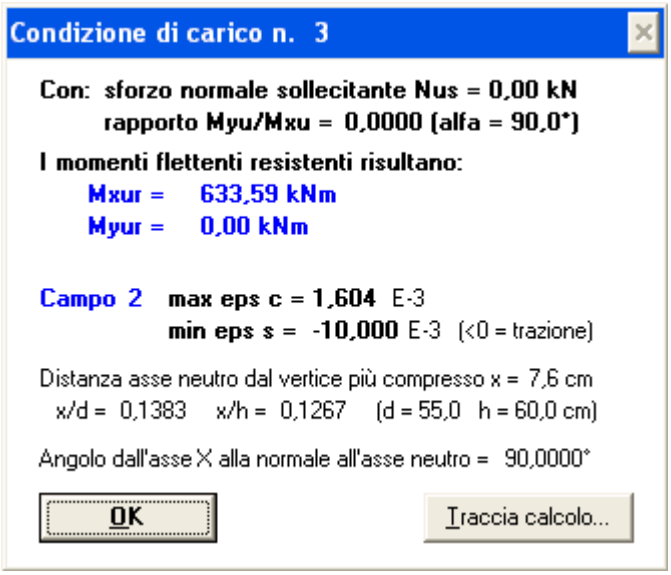
L'area di armatura longitudinale in zona tesa è superiore al minimo previsto dal D.M.14/01/2008:

$$A_{s,min} = \max\left\{0.26\cdot\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\cdot b_t\cdot d; 0.0013\cdot b_t\cdot d\right\} = 13.15\ cm^2$$

2.9.1 Verifica a flessione in direzione Y (L=15.50m)

Altezza sezione	H	=	60 cm
Altezza utile della sezione	d	=	55 cm
Armatura longitudinale	$A_s = A'_s$	=	10 ϕ 20 = 31.4 cm^2





Momento resistente ultimo M_{Rd} = 633.59 kNm > M_{yy} = 340.75 kNm **η = 1.86**

2.9.2 Verifica a taglio – punzonamento micropalo centrale

Le NTC 2008 al § 4.1.2.1.3.4 si limitano ad indicare la necessità che le piastre siano verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo in corrispondenza di carichi concentrati. Si farà riferimento pertanto alla sezione 6.4 della UNI – EN 1992-1-1.

Questo tipo di crisi è dovuto alla rottura per compressione delle bielle di calcestruzzo che dall'impronta caricata si diffondono nel tronco di cono della piastra in c.a.
Per eseguire la verifica allo SLU si possono definire tre valori limite di resistenza della piastra in termini tensionali:

$v_{Rd,c}$: *resistenza a taglio – punzonamento in assenza di armature per il punzonamento (trasversale), lungo la sezione di verifica considerata;*

$v_{Rd,cs}$: *resistenza a taglio – punzonamento in presenza di armature per il punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata;*

$v_{Rd,max}$: *resistenza a taglio – punzonamento per rottura a compressione lato calcestruzzo, lungo la sezione di verifica considerata.*

Taglio punzonamento per taglio compressione

Indipendentemente dalla presenza o meno di armature, occorre eseguire la verifica a taglio compressione sia lungo il perimentro u_0 del micropalo e sia lungo il perimetro di verifica di base u_1.

In primo luogo si verifica che lungo il perimetro u_0 del micropalo non venga superata la massima tensione di taglio – punzonamento $v_{Rd,max}$:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1948.62\text{kN}}{942\text{mm} \cdot 550\text{mm}} = 3.759 \text{ N/mm}^2$$

con:

- V_{Ed} azione assiale massima in testa al micropalo
- $d = \frac{d_x + d_y}{2}$ altezza utile efficace della soletta
- D diametro micropalo
- $u_0 = \pi D$ perimetro area caricata

Il massimo taglio – punzonamento nella sezione di interfaccia è dato dalla relazione:

$$v_{Rd,max} = 0.50 \cdot v \cdot f_{cd} = 0.50 \cdot \left[0.60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] \cdot f_{cd} = 4.262 \text{ N/mm}^2 > v_{Ed} = 3.759 \text{ N/mm}^2$$

Se tale condizione non venisse rispettata, la compressione nelle bielle di calcestruzzo risulterebbe maggiore della resistenza di calcolo del materiale. In tal caso sarebbe necessario modificare lo spessore della piastra o la classe di resistenza del calcestruzzo. Una volta rispettato tale requisito, si passa alla verifica lungo il perimetro di verifica di base posto a distanza *2d*.

Taglio punzonamento in assenza di specifica armatura trasversale

La norma, al p.to (2) della sezione 6.4.4, raccomanda nel caso di fondazioni, di verificare il punzonamento in riferimento alla sezione critica a distanza $a_{crit} \leq 2d$ dal bordo dell'area caricata. Nelle fondazioni, il perimetro di verifica non è noto a priori e l'inclinazione del cono di rottura viene ricercata massimizzando il rapporto tra la tensione di progetto v_{Ed} e la resistenza unitaria al punzonamento $v_{Rd,c}$. La ricerca per tentativi della sezione critica ha portato ad individuare il perimetro u_1 a distanza a=*2d* dal bordo del micropalo.

La tensione tangenziale resistente si ottiene:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} \geq v_{min}$$

con:

- $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$ = 0.12 (γ_c = 1.50)
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1.603$ < 2.00
- f_{ck} = 29.05 MPa
- v_{min} = $0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ = 0.383 N/mm^2

Se le armature a flessione in zona tesa hanno passo costante nelle due direzioni, i valori delle percentuali geometriche di armatura ρ_x e ρ_y si calcolano con le seguenti espressioni:

- $\rho_{lx} = \frac{A_{ix}}{i_x \cdot d} = \frac{1\phi 20}{75mm \cdot 552.5mm}$ = 0.0076
- $\rho_{lx} = \frac{A_{iy}}{i_y \cdot d} = \frac{1\phi 20}{125mm \cdot 552.5mm}$ = 0.0046
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}$ = 0.0059 < 0.02

essendo A_{ix} e A_{iy} le aree di una singola barra di acciaio. La resistenza a taglio – punzonamento in assenza di armatura trasversale risulta:

$$v_{Rd,c} = 0.12 \cdot 1.603 \cdot (100 \cdot 0.0059 \cdot 29.05 N/mm^2)^{\frac{1}{3}} = 0.496 \geq v_{min} = 0.383$$

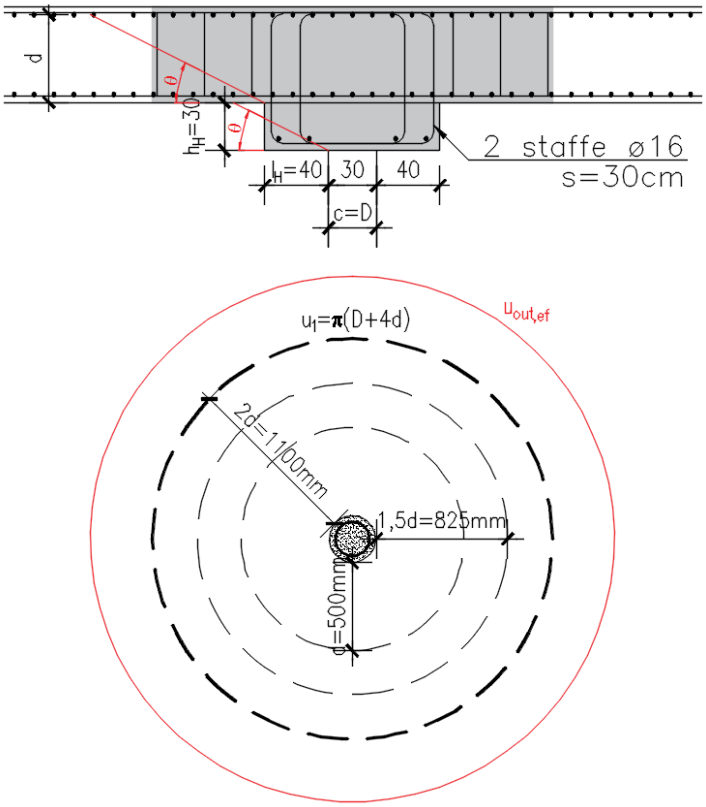
Le tensioni di taglio – punzonamento agenti sul perimetro di verifica di base u_1 sono valutate, data l'azione assiale massima V_{Ed} agente sul micropalo centrale, tramite la relazione:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1948kN}{7854mm \cdot 550mnm} = = 0.451 \text{ N/mm}^2 \quad < \quad v_{Rd,c} = 0.496 \text{ N/mm}^2$$

Assumendo come perimetro di verifica il più piccolo tra quello definito dal micropalo e dalle dimensioni del capitello:

r_{cont} = 2 d + l_H + 0,5 c = 1650 mm $\quad u_1 = 2 \cdot \pi \cdot r =$ 10367 mm
r_{cont} = 2 d + 0,5 c = 1250 mm $\quad u_1 = 2 \cdot \pi \cdot r =$ 7854 mm

A favore di sicurezza si prevede comunque l'inserimento di un capitello e idonea armatura trasversale a taglio punzonamento. Adottando un capitello tozzo, dove l'aggetto dal micropalo è inferiore al doppio dell'altezza del capitello ($l_H < 2{,}0\ h_H$), la verifica tensionale va eseguita solo sulla sezione di verifica al dì fuori del capitello, lungo il perimetro di base u_1.



Nel caso di piastre provviste di armatura a punzonamento, la resistenza è fornita dalla seguente espressione:

$$v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot v_{Rd,c} + 1.5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d}\right) \cdot \sin(\alpha)$$

dove:

- A_{sw} : è l'area di armatura a punzonamento disposta su un perimetro di verifica;
- s_r : è il passo radiale dell'armatura a punzonamento;
- α : è l'angolo compreso tra armatura e piastra, nel caso di cuciture verticali (α = 90°);
- $f_{ywd,ef}$: è la resistenza di progetto efficace dell'armatura, valutabile come:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \cdot d \le f_{ywd} = 387.5\ \text{N/mm}^2 \quad < \quad f_{ywd} = 391.3\ \text{N/mm}^2$$

Il quantitativo minimo di armatura trasversale per ogni serie è quindi fornito dalla relazione:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s_r}\right) \ge \frac{v_{Ed} - 0.75 \cdot v_{Rd,c}}{1.5 \cdot d \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d}\right) \cdot \sin(\alpha)}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s_r}\right) \ge \frac{0.451\text{N/mm}^2 - 0.75 \cdot 0.496\text{N/mm}^2}{1.5 \cdot 550\text{mm} \cdot 387.5\text{N/mm}^2 \cdot \left(\frac{1}{7854\text{mm} \cdot 550\text{mm}}\right) \cdot \sin(90°)} = 1.07\ \text{mm}^2/\text{m}$$

Il perimetro di verifica lungo il quale l'armatura a punzonamento non è più richiesta è stato calcolato assumendo una distanza dall'aggetto del capitello pari a *2d*:

$$u_{out,ef} = \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = 9742 \text{ mm}$$

La definizione delle armature è in accordo con le prescrizioni al § 9.4.3 della UNI-EN-1992-1-1:

Numero minimo delle serie di armatura	n_{min} =	2
Distanza minima della prima serie di armature dal pilastro	$a_{1,min}$ = 0.30d =	166 mm
Distanza massima della prima serie di armature dal pilastro	$a_{1,max}$ = 0.50d =	276 mm
Distanza di progetto della prima serie di armature dal pilastro	**$a_{1,d}$ =**	**170 mm**
Distanza massima radiale tra due serie di armature consecutive	$s_{r,max}$ = 0.75d =	412 mm
Distanza di progetto tra due serie di armature consecutive	**$s_{r,d}$ =**	**350 mm**
Distanza massima tangenziale tra due cuciture della stessa serie	**s_t = 1.50d =**	**825 mm**
Distanza massima dell'ultima serie dal perimetro *u_{out}* di verifica	$b_{u,max}$ = 1.50d =	825 mm
Distanza minima tra prima e ultima serie di armature	**Δa =**	**865 mm**

L'area minima necessaria per ciascuna serie di armatura è $A_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s_r}\right) \cdot s_{r,d} =$ 321 mm^2

Si utilizzano armature a taglio di diametro non inferiore a 16 mm (A_{sw} = 201 mm^2) dovendo l'area di ogni cucitura soddisfare la relazione:

$$A_{sw,min} \geq \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot \frac{s_r \cdot s_t}{1.5 \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)} = 184 \text{ mm}^2$$

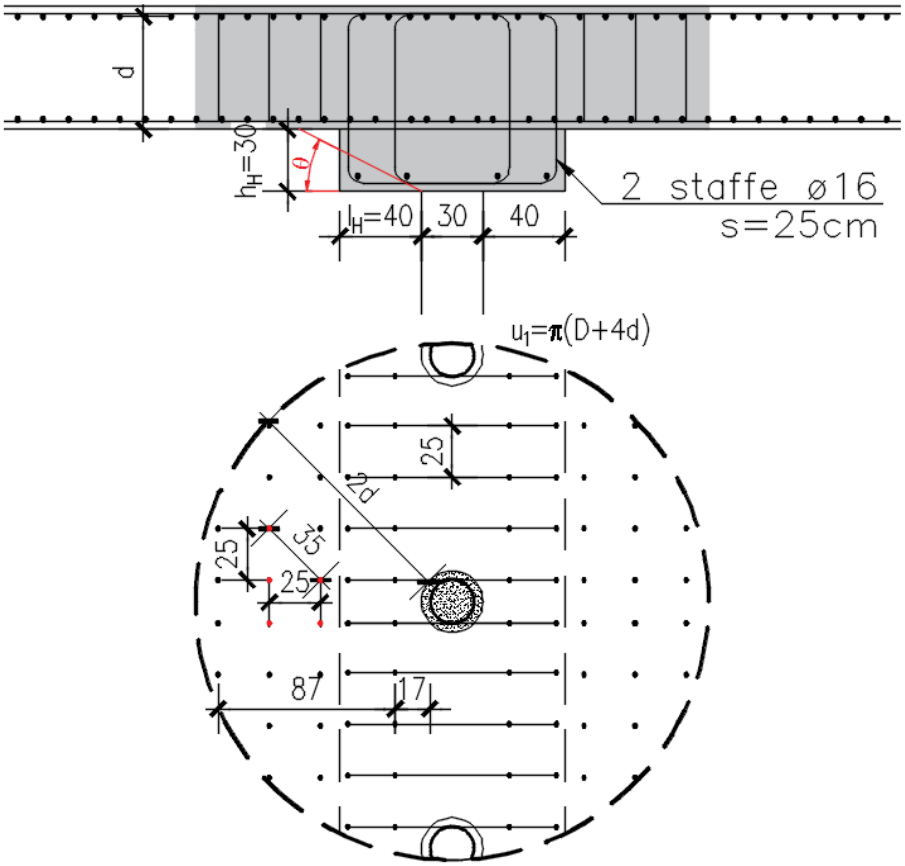
Si dispongono 4 serie di armature all'interno del perimetro di verifica *u_1*. Il numero di interassi infatti viene calcolato in funzione della distanza tra la prima e l'ultima serie di cuciture:

$$n_s \geq \frac{\Delta a}{s_{r,max}} = \frac{865}{414} = 2.1 \cong 3$$

Il numero *n* di cuciture per ciascuna serie è legato tuttavia al passo tangenziale *s_t* tra due armature consutive tramite la relazione:

$$n \geq \frac{u_1}{s_t} = \frac{7785}{825} = 9.43 \cong 10$$

Si sceglie infine la disposizione mostrata in figura; l'armatura a taglio disposta all'interno del perimetro di verifica soddisfa il quantitativo minimo richiesto rispettando le limitazioni geometriche previste dalla normativa, le cuciture sono disposte a maglia regolare e interasse 25 x 25 cm:



2.9.3 Verifica a taglio – punzonamento micropalo laterale

Le NTC 2008 al § 4.1.2.1.3.4 si limitano ad indicare la necessità che le piastre siano verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo in corrispondenza di carichi concentrati. Si farà riferimento pertanto alla sezione 6.4 della UNI – EN 1992-1-1.

Taglio punzonamento per taglio compressione

In primo luogo si verifica che lungo il perimetro u_0 del micropalo non venga superata la massima tensione di taglio – punzonamento $v_{Rd,max}$:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1084\text{kN}}{942\text{mm} \cdot 550\text{mm}} = 2.091 \text{ N/mm}^2$$

Il massimo taglio – punzonamento nella sezione di interfaccia è dato dalla relazione:

$$v_{Rd,max} = 0.50 \cdot v \cdot f_{cd} = 0.50 \cdot \left[0.60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)\right] \cdot f_{cd} = 4.262 \text{ N/mm}^2 > v_{Ed} = 2.091 \text{ N/mm}^2$$

Una volta rispettato tale requisito, si passa alla verifica lungo il perimetro di verifica di base u_1 posto a distanza *2d*.

Taglio punzonamento in assenza di specifica armatura trasversale

La norma, al p.to (2) della sezione 6.4.4, raccomanda nel caso di fondazioni, di verificare il punzonamento in riferimento alla sezione critica a distanza $a_{crit} \leq 2d$ dal bordo dell'area caricata. Nelle fondazioni, il perimetro di verifica non è noto a priori e l'inclinazione del cono di rottura viene ricercata massimizzando il rapporto tra la tensione di progetto v_{Ed} e la resistenza unitaria al punzonamento $v_{Rd,c}$. La ricerca per tentativi della sezione critica ha portato ad individuare il perimetro u_1 a distanza a=*2d* dal bordo del micropalo. La tensione tangenziale resistente si ottiene:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} \geq v_{min}$$

Sostituendo:

$$v_{Rd,c} = 0.12 \cdot 1.603 \cdot (100 \cdot 0.0059 \cdot 29.05 N/mm^2)^{\frac{1}{3}} = 0.496 \geq v_{min} = 0.383$$

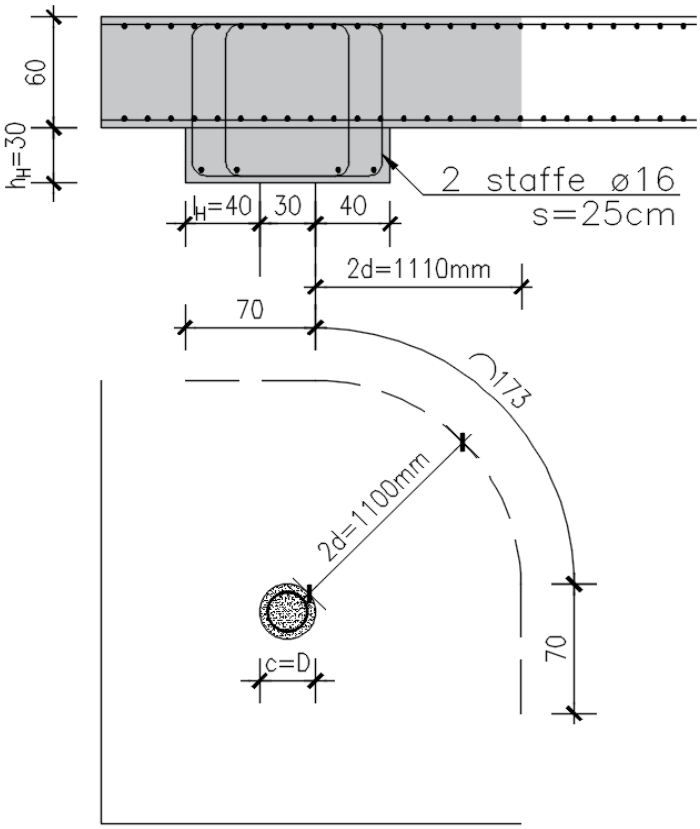
Le tensioni di taglio – punzonamento agenti sul perimetro di verifica di base u_1 sono valutate, data l'azione assiale massima V_{Ed} agente sul micropalo laterale, tramite la relazione:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1084kN}{3130mm \cdot 550mnm} = = 0.630\ N/mm^2 \quad > \quad v_{Rd,c} = 0.496\ N/mm^2$$

Avendo assunto come sezione di verifica il perimetro ridotto per tener conto dell'effetto bordo della piastra:

u_1 = 1730 + 700 + 700 = 3130 mm

Adottando un capitello tozzo, dove l'aggetto dal micropalo è inferiore al doppio dell'altezza del capitello ($l_H < 2,0\ h_H$), la verifica delle tensionale va eseguita solo sulla sezione di verifica al dì fuori del capitello, lungo il perimetro u_1.



Nel caso di piastre provviste di armatura a punzonamento, la resistenza è fornita dalla seguente espressione:

$$v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot v_{Rd,c} + 1.5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d}\right) \cdot \sin(\alpha)$$

Il quantitativo minimo di armatura trasversale è pertanto fornito dalla disuguaglianza:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s_r}\right) \geq \frac{v_{Ed} - 0.75 \cdot v_{Rd,c}}{1.5 \cdot d \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d}\right) \cdot \sin(\alpha)} = 1.39 \text{ mm}^2/\text{m}$$

L'area minima necessaria per ciascuna serie di armatura è $A_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s_r}\right) \cdot s_{r,d} = 416 \text{ mm}^2$

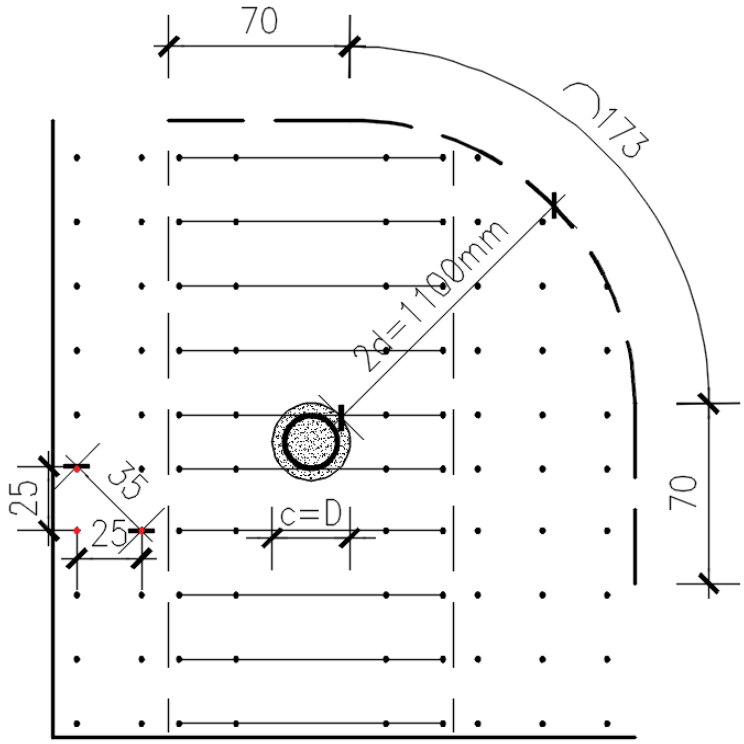
Si utilizzano armature a taglio di diametro non inferiore a 16 mm (A_{sw} = 201 mm^2) dovendo l'area di ogni cucitura soddisfare la relazione:

$$A_{sw,min} \geq \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot \frac{s_r \cdot s_t}{1.5 \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)} = 184 \text{ mm}^2$$

Il numero di cuciture per ciascuna serie è legato tuttavia al passo tangenziale s_t tra due armature consutive della stessa serie dalla relazione:

$$n \geq \frac{u_1}{s_t} = \frac{7785}{825} = 9.43 \cong 10$$

Si sceglie infine la disposizione mostrata in figura; l'armatura a taglio disposta all'interno del perimetro di verifica soddisfa il quantitativo minimo richiesto rispettando le limitazioni geometriche previste dalla normativa, le cuciture sono disposte a maglia regolare e interasse 25 x 25 cm:



2.10 Verifiche allo SLE

Si eseguono le verifiche allo stato limite di esercizio della piastra con:

R_{ck} = 35 N/mm^2	resistenza cubica caratteristica del cls
f_{ck} = 0,83x35 = 29,1 N/mm^2	resistenza cilindrica a compressione del cls
f_{ctm} = 0,30x29,1$^{2/3}$ = 2,84 N/mm^2	resistenza media a trazione del cls
f_{yk} = 450 N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento per acciaio B450C

2.10.1 Soletta (direzione X (L=16.50m))

2.10.1.1 Verifica delle tensioni di esercizio

Il momento flettente e lo sforzo assiale sollecitanti di calcolo nella sezione in mezzeria valgono:

Combinazione Rara: M_{Sd} = 806.02 kNm N_{Sd} = 0,00 kN

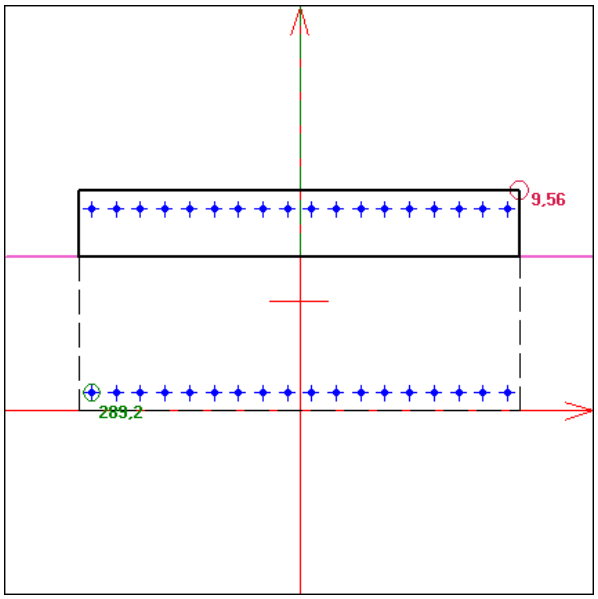
Eseguendo la verifica della sezione con:

b = 120 cm, h = 60 cm, d = 55 cm, $A_s = A'_s$ = 15ϕ20/m (n=15)

risultano le tensioni massime:

$\sigma_{c\ max,rara}$ = 9,56 N/mm^2 < 0,45 f_{ck} = 13.1 N/mm^2

$\sigma_{s\ max,rara}$ = 289,2 N/mm^2 < 0,80 f_{yk} =360.0 N/mm^2



2.10.2 Soletta (direzione Y (L=15.50m))

2.10.2.1 Verifica delle tensioni di esercizio

Il momento flettente e lo sforzo assiale sollecitanti di calcolo nella sezione in mezzeria valgono:

Combinazione Rara: M_{Sd} = 261.43 kNm N_{Sd} = 0,00 kN

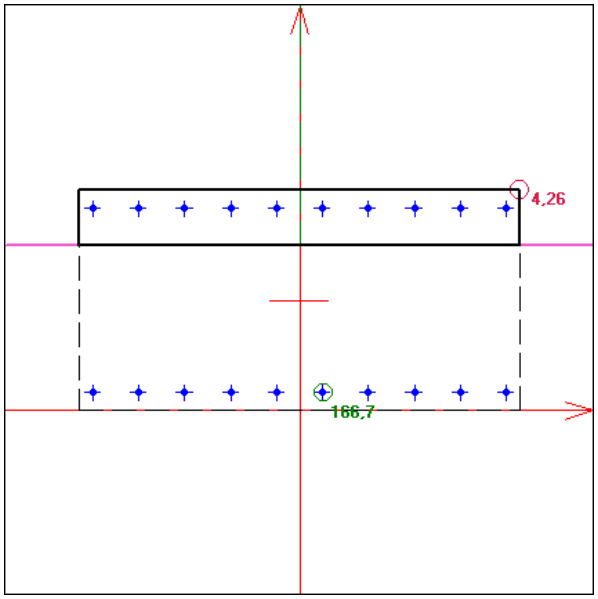
Eseguendo la verifica della sezione con:

b = 120 cm, h = 60 cm, d = 55 cm, $A_s = A'_s$ = 8ϕ20/m (n=15)

risultano le tensioni massime:

$\sigma_{c\ max,rara}$ = 4,26 N/mm^2 < 0,45 f_{ck} = 13.1 N/mm^2

$\sigma_{s\ max,rara}$ = 166,7 N/mm^2 < 0,80 f_{yk} =360.0 N/mm^2



3. CONSIDERAZIONI FINALI

La palificata di micropali realizzata sotto la nuova rampa del SVP 27 “S.C. Egna” permette di trasferire il sovraccarico permanente del rilevato direttamente agli strati portanti sottostanti la torba. In questo modo il terreno racchiuso al suo interno risulta indisturbato, in modo che il piano di posa delle tubazioni sia esente da cedimenti.
I micropali sono iniettati solamente negli ultimi 14 m, alle profondità comprese da 16 e 30 metri, per lavorare esclusivamente di punta e per attrito laterale sotto la torba.