



Associazione italiana  
Calcestruzzo armato e precompresso



Collegio dei tecnici della  
Industrializzazione Edilizia

CON IL PATROCINIO DI



# TECNICHE TRADIZIONALI E INNOVATIVE PER LA RIQUALIFICAZIONE DI STRUTTURE ESISTENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO

12-13 ottobre 2023

## Le fondazioni negli edifici riqualificati



*Ing. Mario Chinni (m.chinni@studio-chinni.it)*

CON IL CONTRIBUTO DI

**kerakoll**



## Consolidamento per fondazioni esistenti:

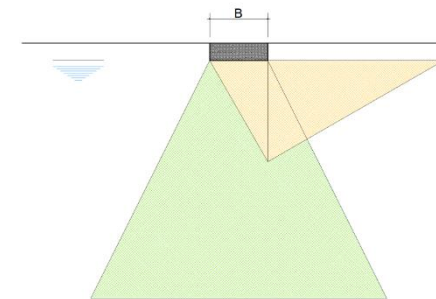
- 1) Interventi sulla struttura: Consolidamento della struttura di fondazione mediante sottofondazioni e/o con inserimento di pali di fondazione: Per ovviare agli spazi modesti di intervento, si utilizzano pali di piccolo diametro (micropali  $\varnothing \leq 300$  mm), che richiedono l'utilizzo di macchine operatrici di dimensioni ridotte;
- 2) Interventi sul terreno: Miglioramento delle caratteristiche del terreno mediante iniezioni di miscele di boiaccia cementizia (anche additivata) o resine;

Ogni indirizzo di intervento richiede l'esecuzione di un adeguato numero di indagini geognostiche dedicate al sito di intervento.



# Indagini Geognostiche

- Il numero di verticali da indagare è riferito alla singola fondazione e non al corpo di fabbrica.
- Fondazioni isolate e distanziate richiedono almeno una indagine per elemento.
- La profondità di indagine deve coinvolgere un volume rappresentativo di terreno, funzione dei carichi, della dimensione e tipologia della fondazione, della stratigrafia presunta desumibile da dati storici. Per fondazioni profonde devono essere indagati strati superiori alla profondità finale di installazione della punta (almeno 10 diametri).



Coefficienti di correlazione in funzione delle verticali indagate (Tab. 6.4.IV NTC18)

numero di prove	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

$$R_k = \min \left\{ \frac{(R_c)_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_c)_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_d = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} + \frac{R_{b,k}}{\gamma_b}$$

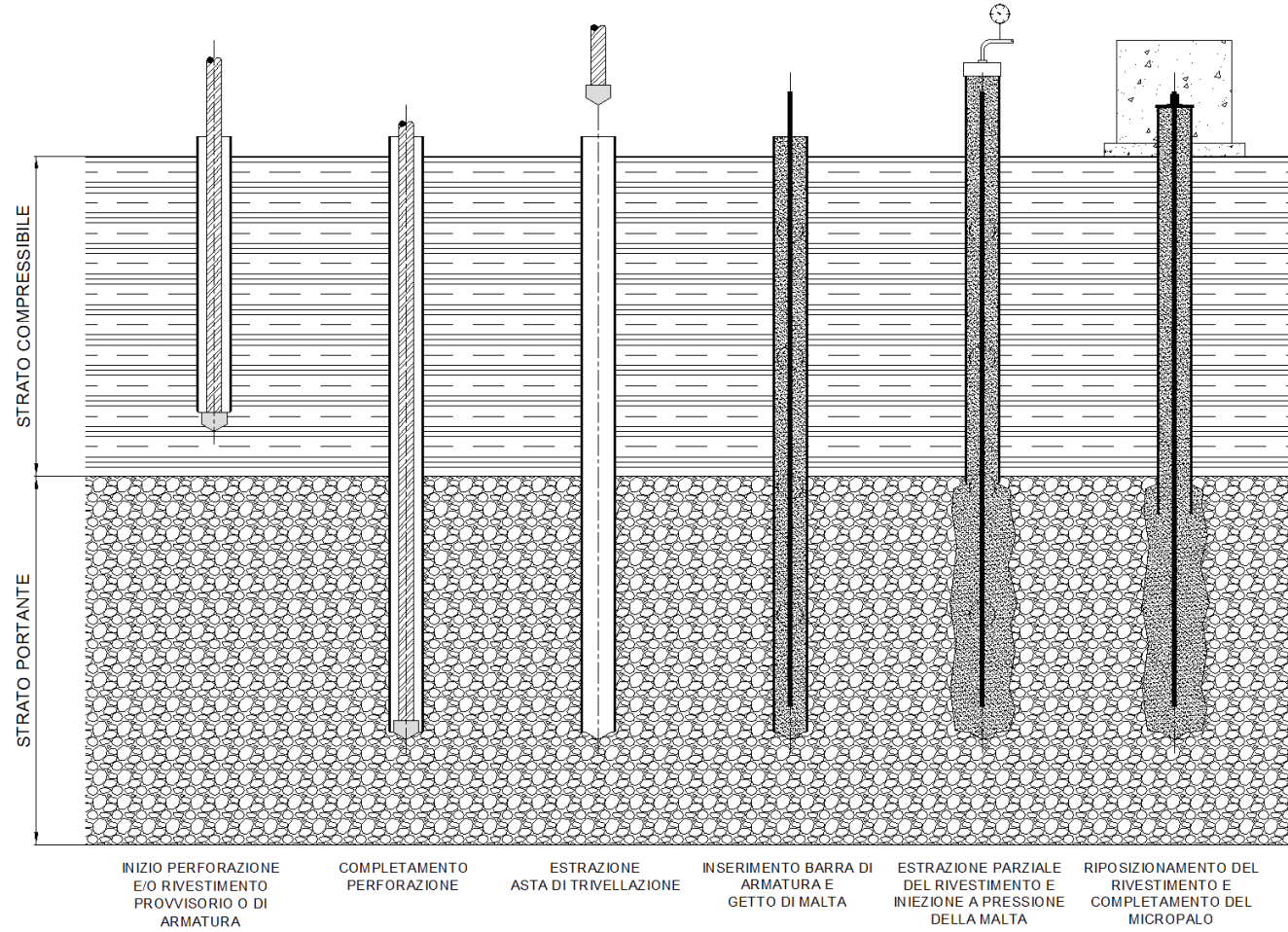
Esempi di indagine in sito	Terreni	Parametri diretti	Parametri correlati	Misura della falda	Norme di Riferimento	Applicazioni di Geofisica
Prova penetrometrica statica (CPTM, CPTU, CPTE)	Sabbie sciolte, mediamente addensate, dense, Limi, argille (per strati consistenti o densi dipendenza dell'avanzamento dalla profondità di esecuzione)	$q_c, f_s, (u)$	stratigrafia $s_u, G_0, \varphi'$	CPTU (prova di dissipazione), misura istantanea della $u$ alla quota di dissipazione	EN ISO 22476-1 (CPTU, CPTE), EN ISO 22476-12 (CPTM)	Misura diretta ed istantanea della $V_s$ con punta strumentata (cono sismico)
Sondaggio a carotaggio continuo con esecuzione di prova penetrometrica dinamica (SPT)	Tutti	Stratigrafia, $N_{spt}$	$s_u, G_0, \varphi'$	Misura istantanea diretta in foro, con installazione di piezometri è possibile controllarne la variazione nel tempo	EN ISO 22476-3 (SPT)	Misura diretta e differita della $V_s$ dopo predisposizione del foro e maturazione del legante (prove Down Hole)

## Micropali (UNI EN 14199: Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Micropali)

Il micropalo è un palo di piccolo diametro (usualmente inferiore a 300 mm) eseguito senza spostamento di terreno, con scavo trivellato (con rivestimento o meno) e gettato o iniettato dopo l'inserimento di un rinforzo strutturale costituito da barre o tubi/profilati in acciaio

Le fasi esecutive si possono riassumere nei seguenti punti (prime applicazioni Italia, anni '50 – Ing. Luzzi, Fondedile):

- 1) Perforazione (preferibilmente) rivestita
- 2) Rimozione della trivella interna al rivestimento
- 3) Posa in opera dell'armatura e getto della malta
- 4) Estrazione parziale del rivestimento e iniezione suppletiva nello strato portante
- 5) Estrazione o riposizionamento del rivestimento e completamento del micropalo



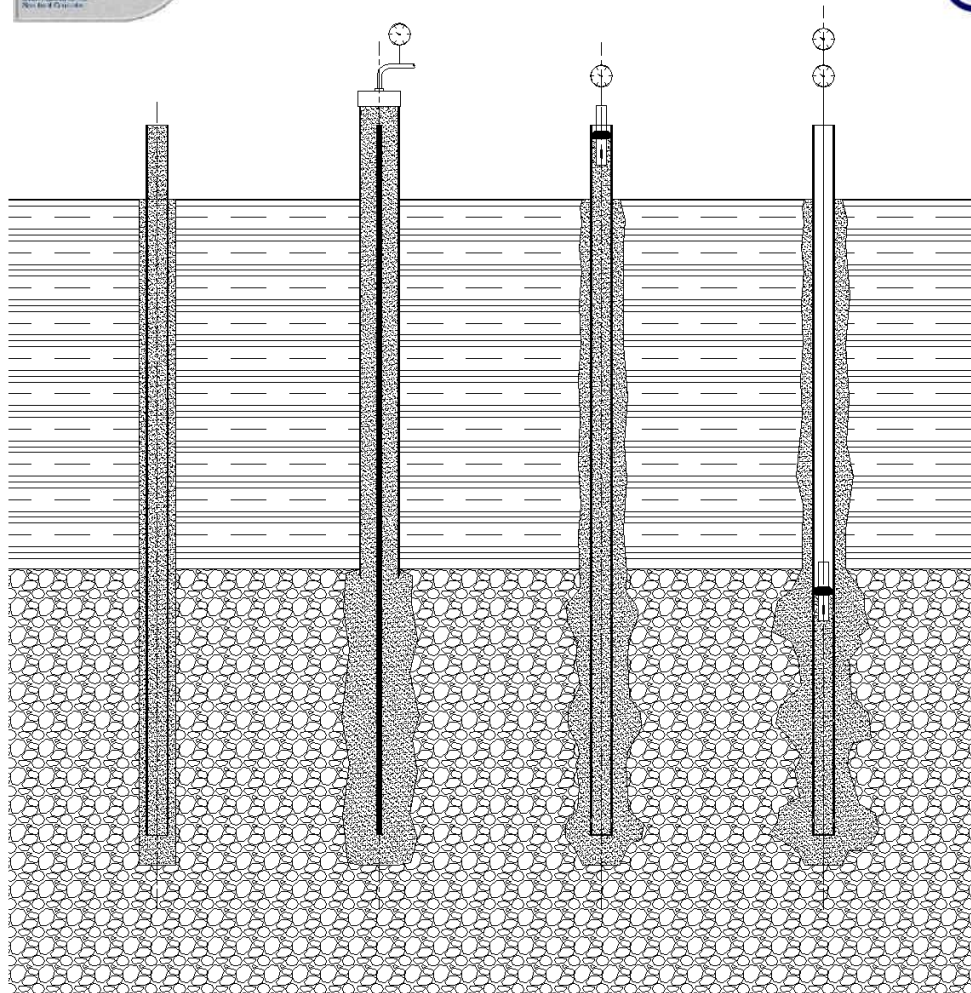
## Classificazione dei Micropali (FHWA NHI-05-039)

**tipo A)** Prevede la malta inserita per getto a gravità. Perforazione con trivellazione eventualmente rivestita in caso di instabilità del foro (limi sabbiosi, sabbie sature, ghiaie poco addensate);

**tipo B)** Prevede, dopo la perforazione rivestita, l'iniezione della malta cementizia durante l'estrazione del rivestimento. Pressioni di iniezione comprese nell'intervallo 5÷10 bar;

**tipo C)** È un processo di iniezione in due fasi. Dopo la perforazione la prima fase consiste in un getto a gravità ad intasamento del foro come nel tipo A, successivamente, prima della presa della malta gettata (dopo approssimativamente 15÷25 min), si procede ad una iniezione unica mediante un tappo di iniezione avvitato al rivestimento o al tubo con pressione non inferiore a 10 bar. È di diffuso utilizzo in Francia ed è indicato come **IGU** (*Iniezione Globale Unica*).

**tipo D)** Indica un processo di iniezione a due fasi come il tipo C. La prima fase prevede il getto a gravità ad intasamento come per il tipo A (o tipo C) per la formazione della camicia esterna e può essere pressurizzato (come il tipo C). L'interno del tubo viene lavato. Dopo la presa della malta si inietta della malta addizionale con packer (con pressione nell'intervallo 20÷80 bar) dalle valvole predisposte nel tubo di armatura, in più fasi se necessario. È di utilizzo diffuso ed è indicato come **IRS** (*Iniezione Ripetuta e Selettiva*).

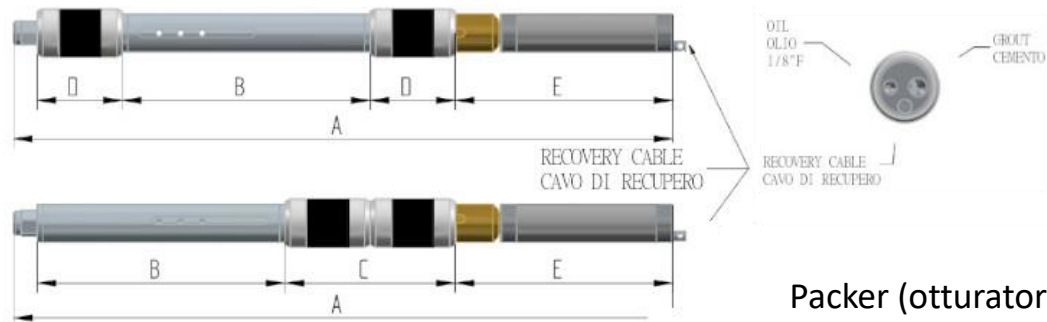


TIPO A  
GRAVITA'

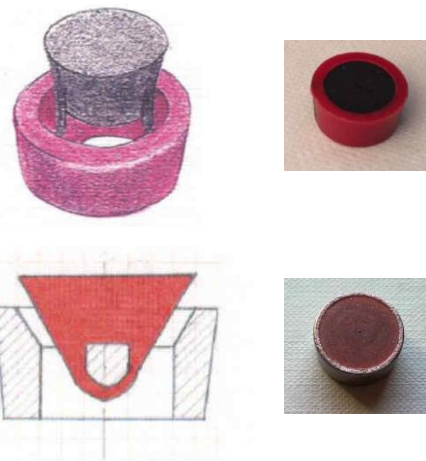
TIPO B  
PRESSIONE ATTRAVERSO IL  
RIVESTIMENTO

TIPO C  
IGU

TIPO D  
IRS



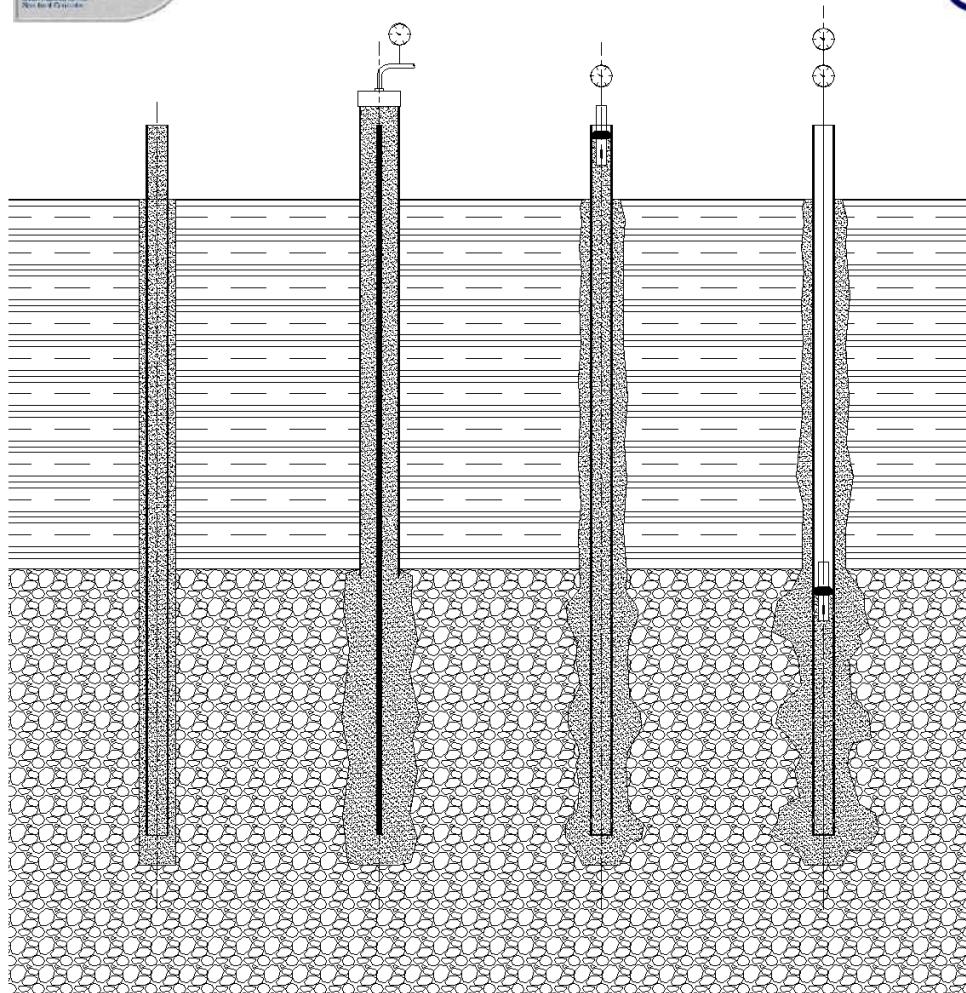
Packer (otturatore)  
(Cortesia Dai Pra Srl)



Valvole a bottone  
(Cortesia Merigo SpA)



Valvole manchette  
(Cortesia Merigo SpA)



TIPO A  
GRAVITA'

TIPO B  
PRESSIONE ATTRAVERSO IL  
RIVESTIMENTO

TIPO C  
IGU

TIPO D  
IRS

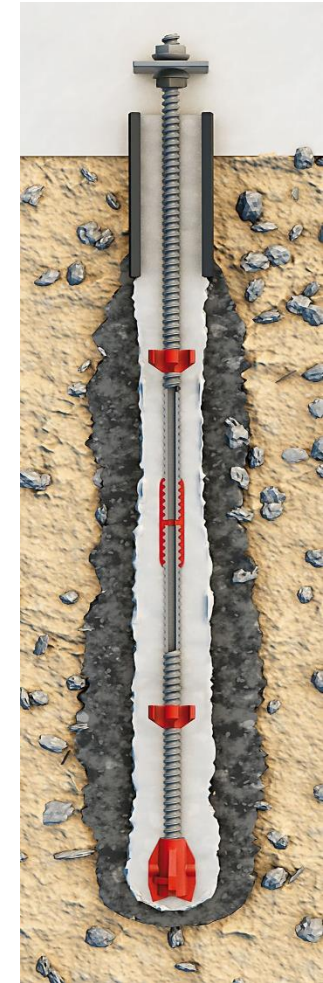


Impianto di miscelazione e iniezione (cortesia DAI PRA Srl)



## Barre autoperforanti (UNI EN 14490)

- **Installazione:** La barra in acciaio (S460J0), cava e filettata esternamente di diametro esterno (28÷90 mm) e spessori variabili (6÷10 mm), accoppiata ad una punta a perdere (configurata in funzione del terreno) funge da utensile di perforazione, condotto di iniezione ed elemento di armatura. La barra, composta da elementi modulari (2÷6 m) giuntata mediante manicotti, viene direttamente montata alla perforatrice ed avanza a roto percussione nel terreno veicolando il fluido di perforazione (in genere boiaccia fluida con rapporto A/C = 1) attraverso il cavo della barra. Il controllo del rifiuto di malta attraverso la bocca del perforo, che deve risultare continuo e costante durante tutta la perforazione, garantisce la continuità del perforo.
- **Iniezione:** raggiunta la profondità stabilita in fase progettuale, si procede all'iniezione definitiva a bassa pressione con miscela cementizia addensata (boiaccia con rapporto A/C = 0.40÷0.55).
- **Completamento:** la barra viene infine collegata alla parete esterna o alla struttura di rivestimento con una piastra di collegamento e un dado di serraggio senza precarico. L'ancoraggio risulta quindi di tipo passivo.
- **Impieghi:** Chiodature, rinforzo delle fondazioni, ancoraggi di pareti di contenimento comunque conformate.
- **Accessori:** Punte di perforazione a perdere, manicotti di giunzione, dadi e piastre di ripartizione e bloccaggio, distanziatori



Schema di barra auto perforante  
(cortesia ISHEBECK GmbH)

# Controlli in corso d'opera e collaudi (DMIT 17/01/2018)

• **Micropali:** Soggetti alle prescrizioni del § 6.4.3.7

• **Prove di progetto su pali di sacrificio o pilota**  
Contrasto dimensionato per garantire fino a 2.5 volte il carico di esercizio

Coefficients di correlazione per prove statiche su pali pilota (Tab. 6.4.III NTC18)					
numero di prove	1	2	3	4	5
$\xi_1$	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00
$\xi_2$	1.40	1.20	1.05	1.00	1.00
Micropali: rottura in corrispondenza del cedimento pari al 10% del diametro					
Coefficients di correlazione per prove dinamiche su pali pilota (Tab. 6.4.V NTC18)					
numero di prove	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
$\xi_5$	1.60	1.50	1.45	1.42	1.40
$\xi_6$	1.50	1.35	1.30	1.25	1.25
Con risultati tarati sui risultati di una prova statica					

• **Prove di collaudo sui pali di esercizio**  
§ 6.4.3.7.2

N.ro pali	N.ro prove di collaudo
≤ 20	1
21÷50	2
51÷100	3
101÷200	4
201÷500	5
n > 500	intero più prossimo a 5 + n/500
Carico di collaudo: 1.50 volte il carico di esercizio	

Coefficients parziali $\gamma_R$ da applicare alle resistenze caratteristiche			
Resistenza	Simbolo	Valore	Riferimento
Base	$\gamma_b$	1.35	Tab. 6.4.II
Laterale	$\gamma_s$	1.15	
Totale	$\gamma$	1.30	
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.25	Tab. 6.4.VI
Orizzontale	$\gamma_T$	1.30	

$$R_k = \min \left\{ \frac{(R_m)_{media}}{\xi_j}; \frac{(R_m)_{min}}{\xi_{j+1}} \right\}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma}$$

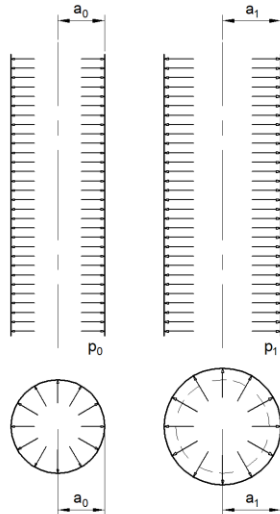
# Metodo di Bustamante-Doix per micropali iniettati

Bustamante, M e Doix, B (1985) "Une methode pour le calcul des tirants e des micropieux injectes"  
Bull. Liaison Lab Ponts et Chaussees, n. 149, pp 13-22

Basato sui dati derivati dal pressimetro Menard (EN ISO 22476-4)

Menard, L (1957) "Measurements of in situ physical properties of soils"  
Annales des Ponts et Chaussees, Paris

Indici principali della prova: Pressione limite netta ( $p_{lim}^*$ ), Modulo pressimetrico ( $E_{PMT}$ )

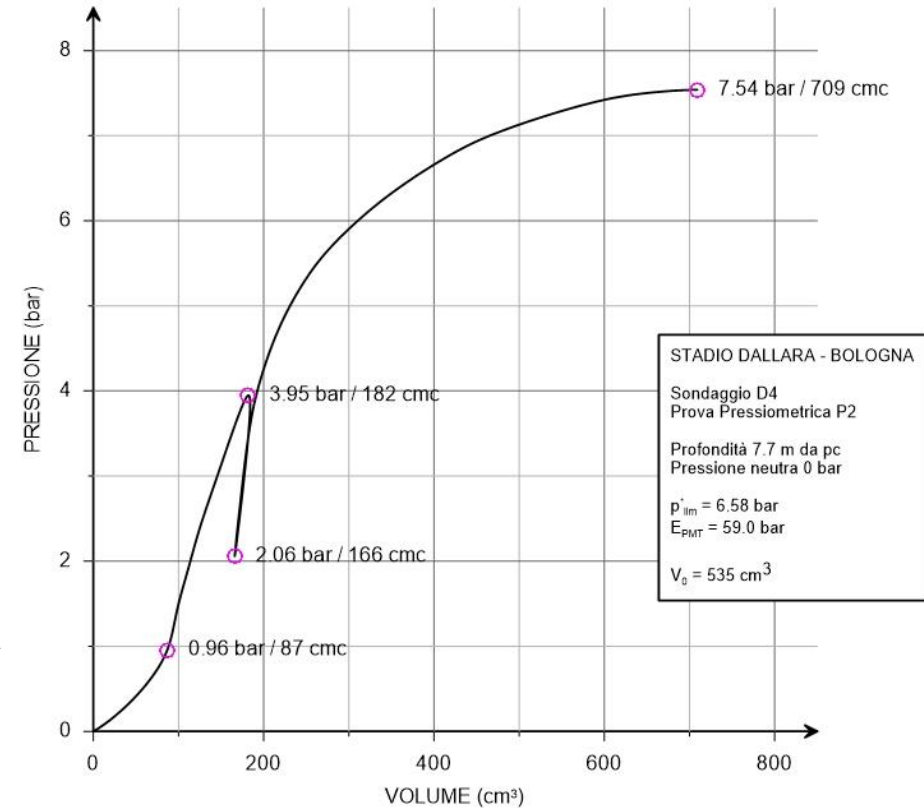


$$p_{lim}^* = p_{lim} - p_{h0}$$

$$p_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_v + u$$

$$E_{PMT} = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V} \cdot V_m$$

$$V_m = V_0 + \frac{V_j + V_{j+1}}{2}$$



# Metodo di Bustamante-Doix per micropali iniettati

## Classifica delle terre sulla base della prova pressiometrica Menard

*Baguelin, F, Jezequel, JF e Shields, DH (1978) "The pressuremeter and Foundation Engineering". Trans. Tech. Publications, Clausthal, Germany*

Consistenza dell'argilla	Molle	Tenera	Media	Compatta	Molto Compatta	Dura
	Very Soft	Soft	Firm	Stiff	Very Stiff	Hard
$p^*_{lim}$ (kPa)	0÷75	75÷150	150÷350	350÷800	800÷1600	> 1600
$s_u$ (kPa)	< 20	20÷40	40÷75	75÷150	> 150	

Addensamento della Sabbia	Molto Sciolta	Sciolta	Media	Densa	Molto Densa
	Very loose	Loose	Medium dense	Dense	Very Dense
$p^*_{lim}$ (kPa)	0÷200	200÷500	500÷1500	1500÷2500	> 2500
$N_{spt}$	0÷4	4÷10	10÷30	30÷50	> 50

## Correlazioni con altri parametri geotecnici

*Briaud, JL (1992) "The pressuremeter". Taylor & Francis Edt, London.*

Litotipo		$q_c$ (kPa)	$N_{spt}$	$s_u$ (kPa)
Limi/Argille	$p^*_{lim}$ (kPa)	0.20	50	7.5
Sabbie/Ghiaie		0.11	47.9	--

*Le correlazioni presentano ampia dispersione*

# Metodo di Bustamante-Doix per micropali iniettati

Le formulazioni sono valide per la quota parte di palo con tubo valvolato (sia IGU che IRS)

Litologia	$\alpha = d_r / d_p$		$V_{in}/V_r$	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Gr	1.8	1.3÷1.4	1.5	1.5
saGr	1.6÷1.8	1.2÷1.4	1.5	1.5
grSa	1.5÷1.6	1.2÷1.3	1.5	1.5
Sa	1.4÷1.5	1.1÷1.2	1.5	1.5
siSa	1.4÷1.5	1.1÷1.2	1.5÷2.0	1.5
Si	1.4÷1.6	1.1÷1.2	2.0	1.5
Cl	1.8÷2.0	1.2	2.5÷3.0	1.5÷2.0

Valori del rapporto tra diametro reso e diametro del perforo e del Volume minimo di malta richiesto rispetto al volume nominale reso  
Micropali tipo C (IGU) e tipo D (IRS)

$$d_r = \alpha \cdot d_p$$

$$V_r = \pi \cdot \frac{d_r^2}{4} \cdot L_{in}$$

Pressioni di iniezione

$$p_{in} \geq p_{lim}^* (IRS)$$

$$0.5 \cdot p_{lim}^* < p_{in} < p_{lim}^* (IGU)$$

Esempio:  
Palo iniettato in sabbia  
Perforo Ø220 mm

Tipo micropalo		IRS	IGU
Diametro perforo ( $d_p$ )	mm	220	220
$\alpha$ (sabbia)	--	1.4	1.1
Diametro reso ( $d_r$ )	mm	308	242
Volume del perforo ( $V_p$ )	dm <sup>3</sup> /m	38.01	38.01
Volume reso ( $V_r$ )	dm <sup>3</sup> /m	74.51	46.00
Assorbimento ( $V_{in}/V_r$ )	--	1.5	1.5
Volume iniettato ( $V_{in}$ )	dm <sup>3</sup> /m	111.76	68.99

# Metodo di Bustamante-Doix per micropali iniettati

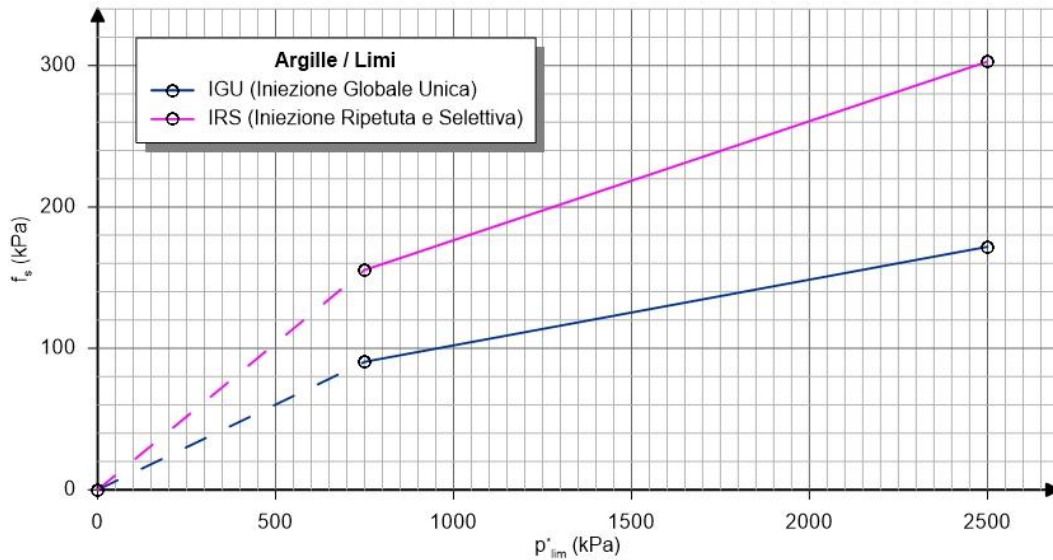
Valori di resistenza laterale ( $f_s$ : grandezze espresse in kPa)

Presentate in forma di abachi grafici (elevata dispersione dei dati di riferimento): si riportano le espressioni derivate dalla digitalizzazione dei grafici

Per terreni coesivi (limi, argille)

$$f_{s,IRS} = \min\{0.2073 \cdot p_{lim}^*; 92.28 + 0.0843 \cdot p_{lim}^*\}$$

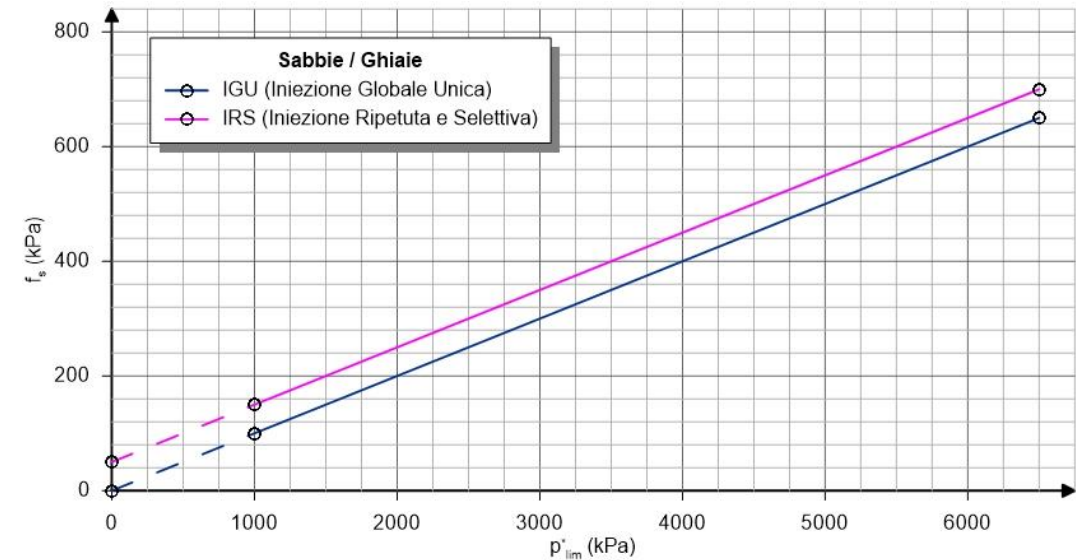
$$f_{s,IGU} = \min\{0.1206 \cdot p_{lim}^*; 55.62 + 0.0465 \cdot p_{lim}^*\}$$



Per terreni incoerenti (sabbie, ghiaie)

$$f_{s,IRS} = 50 + 0.10 \cdot p_{lim}^*$$

$$f_{s,IGU} = 0.10 \cdot p_{lim}^*$$



## Micropali gettati (tipo A) – Criteri di calcolo della resistenza

$$f_s = \alpha \cdot s_U \leq 100 \text{ kPa} \quad \text{Terreni coesivi}$$

$$\alpha = 0.6 \div 0.8$$

Bruce, DA (1994) «Small-diameter cast-in-place elements for load bearing and in situ earth reinforcement». Chapter 6 in Ground Control and Improvement by PP Xanthacos, LW Abramson and DA Bruce, Wiley&Sons.

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_v \quad \text{Terreni granulari}$$

$$\beta = K \tan(\varphi'), \quad K = 0.7$$

(K dipende dal coefficiente di spinta a riposo, dalla densità relativa e dalla pressione principale media)

Bellato, D, D'Agostini, S, Cola, S e Simonini, P (2015) «Behaviour of micropiles in heterogeneous coarse soils», ICE Geotechnical Eng, Proceedings of the Inst. of Civ. Engr.

$$f_s = \frac{q_c}{a} \leq f_{s,max} \quad \text{Da prove CPT}$$

Terreno	q <sub>c</sub>	a	f <sub>s,max</sub>
	[MPa]	[-]	[kPa]
Argilla molle	< 1	30	15
Argilla moderatamente compatta	1÷5	40	35(80)
Limi e sabbie sciolte	≤ 5	60	35
Limi compatti e Argille da compatte a dure	> 5	60	35(80)
Sabbie e ghiaie poco compatte	5÷12	100	80
Sabbie e ghiaie compatte	> 12	60	120

Bustamante, M e Gianneselli, L (1982) «Pile Bearing capacity by means of static penetrometer CPT» Proc. of the 2nd European Symp. on Penetrating Testing. Amsterdam, pp 493-500

# Metodo di Bustamante-Doix per micropali iniettati

*ESEMPIO DI CALCOLO DELLA RESISTENZA VERTICALE (singola verticale indagata)*

*Resistenza di calcolo*

$$R_{s,cal(IGU)} = 60.5 + 178.8 = 239.3 \text{ kN}$$

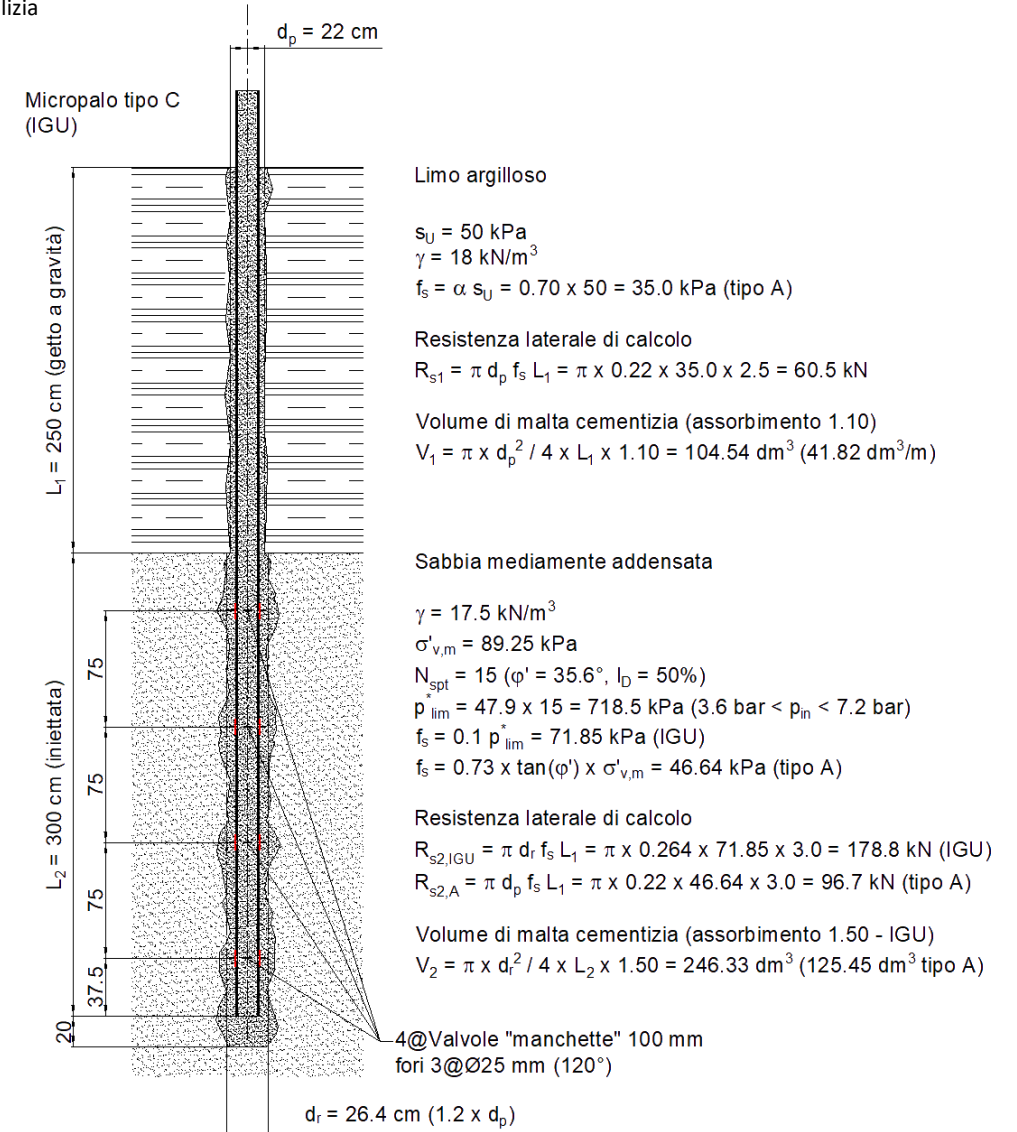
$$R_{s,cal(A)} = 60.5 + 96.7 = 157.2 \text{ kN}$$

*Resistenza di progetto*

*(coefficienti di correlazione:  $\xi_3 = \xi_4 = \xi = 1.70$ , coefficiente di sicurezza:  $\gamma_s = 1.15$ )*

$$R_{s,d(IGU)} = \frac{1}{\gamma_s} \cdot \left( \frac{R_{s,cal}}{\xi} \right) = \frac{1}{1.15} \cdot \left( \frac{239.3}{1.70} \right) = 150.0 \text{ kN}$$

$$R_{s,d(A)} = \frac{1}{\gamma_s} \cdot \left( \frac{R_{s,cal}}{\xi} \right) = \frac{1}{1.15} \cdot \left( \frac{157.2}{1.70} \right) = 80.4 \text{ kN}$$





# Dati indicativi dei valori di resistenza laterale

Sabatini, PJ, Burak, T, Armour, T, Groneck, P e Keeley, PE (2005) «Micropile Design and Construction» FHWA NHI-05-039 Report

Resistenza di progetto (calcolo preliminare con valore minimo)

$$R_{sd,j} = \frac{1}{\gamma_s = 1.15} \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p \cdot f_{s,j} \cdot L_j}{\xi = 1.70} \right)$$

$$R_{sd} = \frac{\pi \cdot d_p}{\gamma_s \cdot \xi} \cdot \sum_{j=1,N} f_{s,j} \cdot L_j$$

Il diametro del palo è sempre quello nominale del perforo ( $d_p$ )

Table 5-3. Summary of Typical  $\alpha_{bond}$  (Grout-to-Ground Bond) Values for Micropile Design.

Soil / Rock Description	Grout-to-Ground Bond Ultimate Strengths, kPa (psi)			
	Type A	Type B	Type C	Type D
<b>Silt &amp; Clay</b> (some sand) (soft, medium plastic)	35-70 (5-10)	35-95 (5-14)	50-120 (5-17.5)	50-145 (5-21)
<b>Silt &amp; Clay</b> (some sand) (stiff, dense to very dense)	50-120 (5-17.5)	70-190 (10-27.5)	95-190 (14-27.5)	95-190 (14-27.5)
<b>Sand</b> (some silt) (fine, loose-medium dense)	70-145 (10-21)	70-190 (10-27.5)	95-190 (14-27.5)	95-240 (14-35)
<b>Sand</b> (some silt, gravel) (fine-coarse, med.-very dense)	95-215 (14-31)	120-360 (17.5-52)	145-360 (21-52)	145-385 (21-56)
<b>Gravel</b> (some sand) (medium-very dense)	95-265 (14-38.5)	120-360 (17.5-52)	145-360 (21-52)	145-385 (21-56)
<b>Glacial Till</b> (silt, sand, gravel) (medium-very dense, cemented)	95-190 (14-27.5)	95-310 (14-45)	120-310 (17.5-45)	120-335 (17.5-48.5)
<b>Soft Shales</b> (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	205-550 (30-80)	N/A	N/A	N/A
<b>Slates and Hard Shales</b> (fresh- moderate fracturing, little to no weathering)	515-1,380 (75-200)	N/A	N/A	N/A
<b>Limestone</b> (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	1,035-2,070 (150-300)	N/A	N/A	N/A
<b>Sandstone</b> (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	520-1,725 (75.5-250)	N/A	N/A	N/A
<b>Granite and Basalt</b> (fresh- moderate fracturing, little to no weathering)	1,380-4,200 (200-609)	N/A	N/A	N/A

Type A: Gravity grout only

Type B: Pressure grouted through the casing during casing withdrawal

Type C: Primary grout placed under gravity head, then one phase of secondary "global" pressure grouting

Type D: Primary grout placed under gravity head, then one or more phases of secondary "global" pressure grouting

**Le fondazioni negli edifici riqualificati**

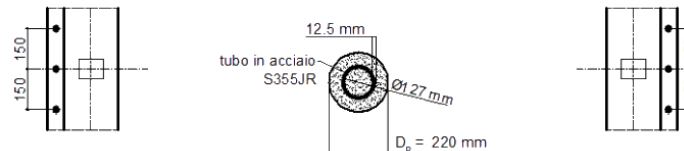
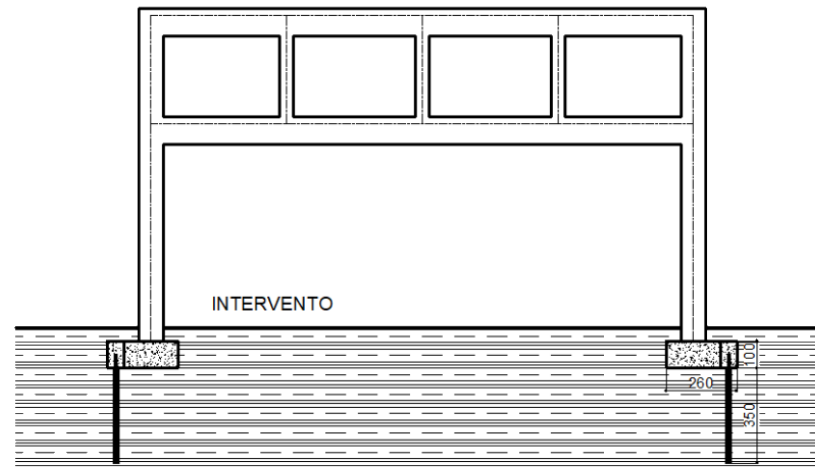
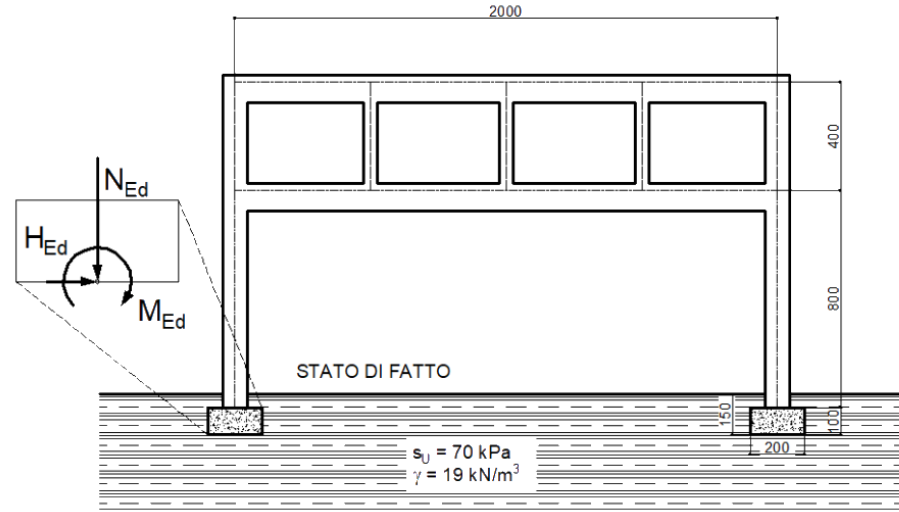
Ing. Mario Chinni (m.chinni@studio-chinni.it)

TRAVE	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$H_{Ed}$
FND	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SX	359.93	84.10	19.06
DX	386.39	262.67	56.63
SX(mod)	374.93	84.85	20.56
DX(mod)	401.39	263.42	58.13

### Carichi

### Dati micropalo ripartiti per interasse

EA	EJ	$m_p$	$\eta_p$	w
[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kg/m/m]
934689.3	1047.3	36.94	1013.48	66.15



### Esempio applicativo Fondazione combinata pali/plinto

Resistenza verticale caratteristica  
micropalo ( $\gamma_R = 2.3$ )

$$r_{s,k} = \frac{\alpha (= 0.62) \cdot s_U \cdot \pi \cdot \phi}{\xi = 1.7} = 30 \frac{kN}{m}$$

Resistenza laterale caratteristica del  
micropalo

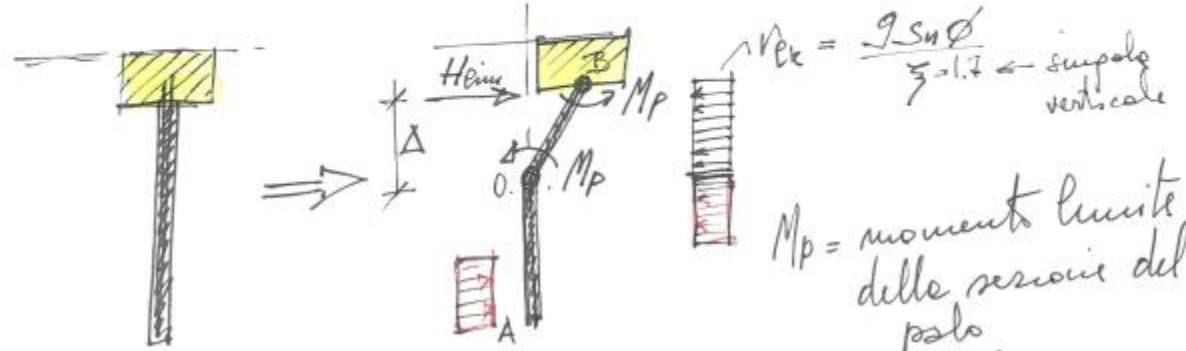
Brooks, BB (1946) «Lateral Resistance of piles  
in cohesive soils» J Soil Mech Fnd Div, ASCE,  
N.ro SM3, pp 123-156

$$r_{l,k} = \frac{N_c (= 9) \cdot s_U \cdot \phi}{\xi = 1.7} = 81.5 \frac{kN}{m}$$

Resistenza laterale del micropalo ( $\gamma_R = 1.3$ )

$$\Delta = \frac{H_{lim,k}}{r_{l,k}} (1.65 m); H_{lim,k} = \frac{4 \cdot M_p}{\Delta} (134.4 kN)$$

Resistenza laterale di un palo  
 in terreno coesivo



$s_u = 40 \text{ kPa}$     $\phi = 0.22 \text{ m}$

$r_{ek} = 81.53 \text{ kN/m}$

$M_p = 55.4 \text{ kNm}$

$H_{lim} = 134.4 \text{ kN}$

$H_{ad} = \frac{134.4}{\gamma_R = 1.3} = 103.4 \text{ kN}$   
 (68.9 kN/m)

$\Delta = 1.65 \text{ m}$

Eq. di equilibrio sotto (OB)

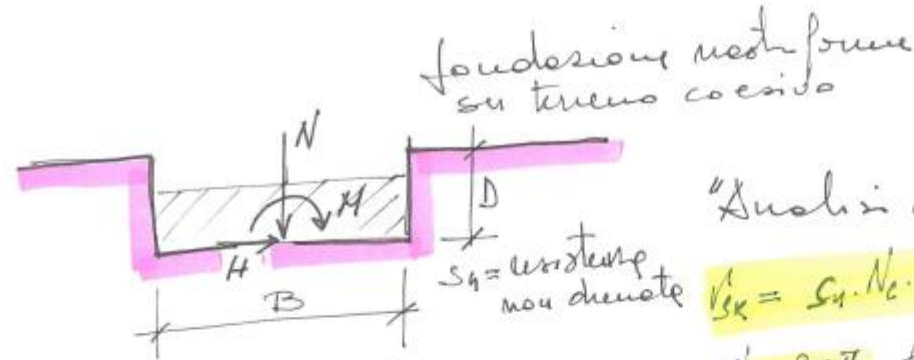
trad.  $H_{lim} = r_{ek} \cdot \Delta$

rotaz. (0)  $H_{lim} \Delta = r_{ek} \frac{\Delta^2}{2} + 2 M_p$

$H_{lim} = \frac{4 M_p}{\Delta} \Rightarrow H_{lim} = \sqrt{4 M_p r_{ek}}$

$L_{min} = \Delta + \sqrt{\frac{4 M_p}{r_{ek}}} = 3.3 \text{ m} \quad (2\Delta)$



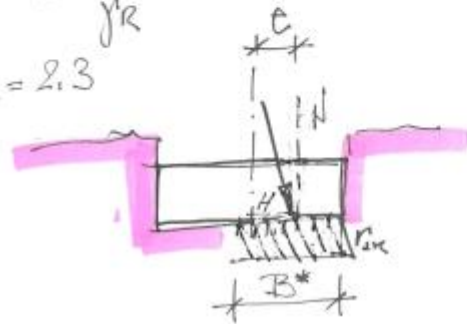


Eccentricità  $e = \frac{M}{N}$   
larghezza efficace  $B^* = B - 2e$

Resistenza di progetto

$$R_d = \frac{R_k \cdot B^*}{\gamma_R}$$

$$\gamma_R = 2.3$$



"Analisi di Routine"

$$V_{sk} = s_u \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + q$$

$N_c = 2 + \gamma$  fattore di capacità  
 $q = \gamma D$   $\gamma$  = peso di volume  
terreno laterale

$d_c$  fattore di profondità

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \frac{D}{B^*} & D \leq B^* \\ 1 + 0.4 \arctan\left(\frac{D}{B^*}\right) & D > B^* \end{cases}$$

fattore di  $i_c$  inclusione

$$i_c = 1 - \frac{2H}{N_c \cdot c_u \cdot B^*}$$

Si possono trascurare gli effetti delle  
azioni orizzontali verticali [PECKER, 1996]

$$\frac{F_x}{s_u} = \frac{B p q k_h}{s_u} \leq 2 \quad ; \quad \frac{N}{B s_u} \leq 2.5$$

## Analisi Limite del sistema fondazionale (LAM)

Hill, R (1950) «The Mathematical Theory of Plasticity», Oxford University Press, NY  
Chen, WF (1975) «Limit Analysis and Soil Plasticity», J.Ross Pub, FL

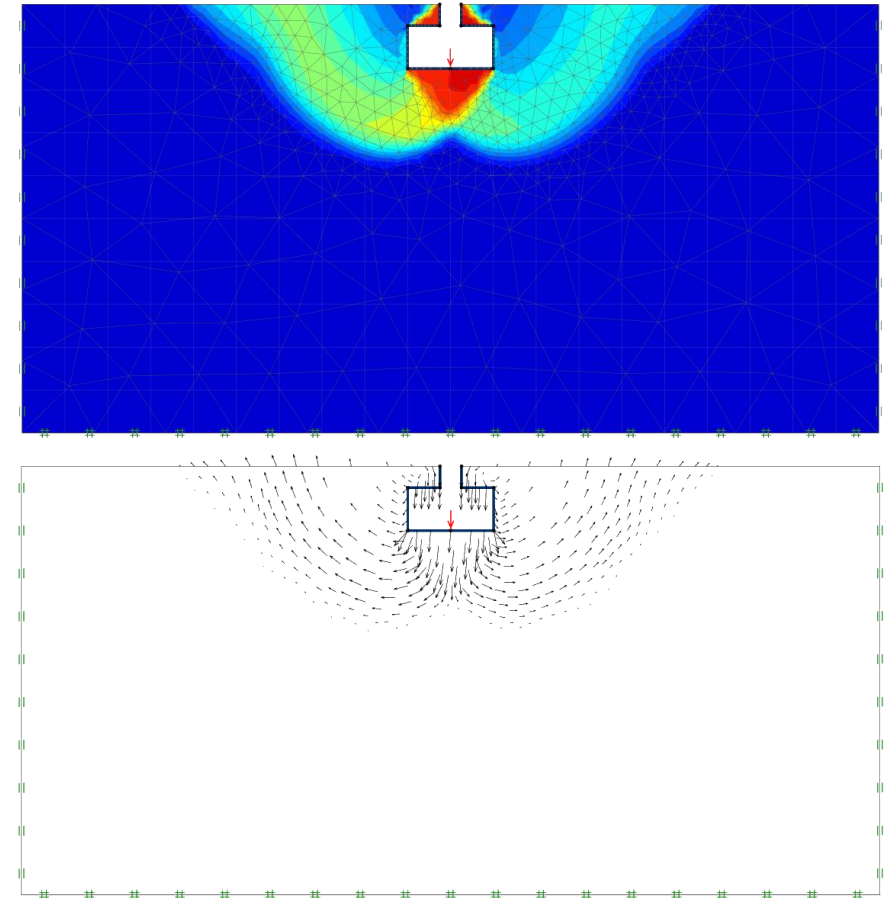
### Teorema statico o del limite inferiore (LBS)

Dato un campo di sforzi che soddisfi le equazioni di equilibrio e le condizioni al contorno, e non violi il criterio di rottura (campo di sforzi ammissibile), il collasso non può avvenire e le forze esterne applicate rappresentano un **limite inferiore** o al più uguale al carico di collasso

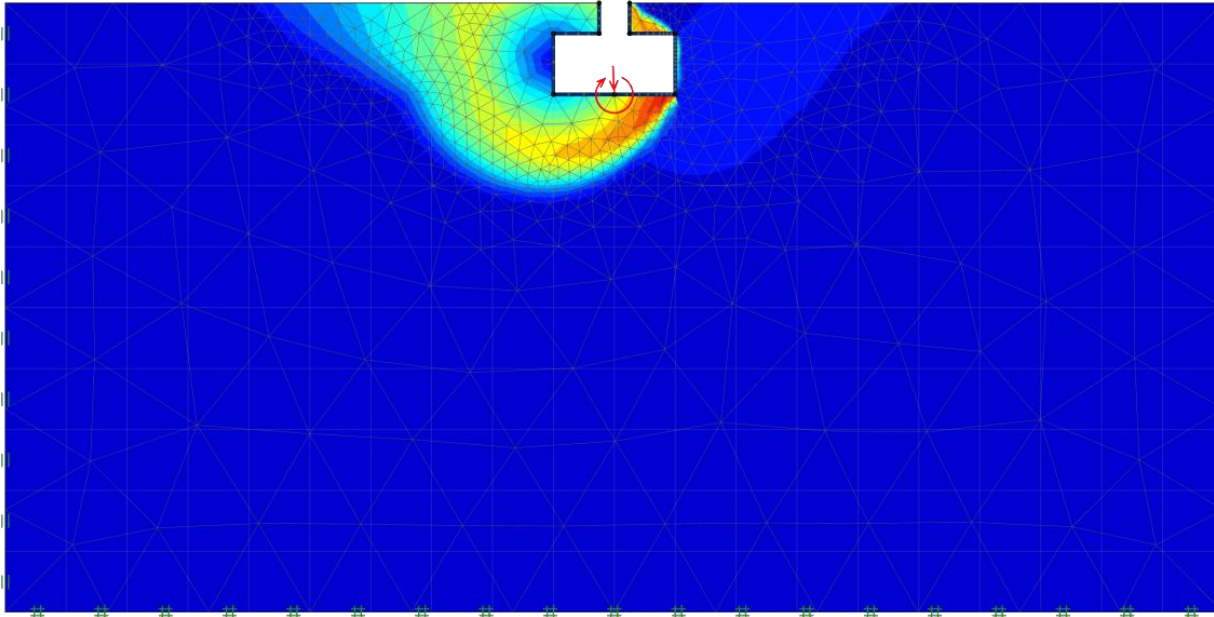
### Teorema cinematico o del limite superiore (UBK)

Dato un meccanismo di collasso cinematicamente compatibile (senza strappi, distacchi o sovrapposizioni di materia) in cui la potenza dei carichi esterni eguaglia la potenza dissipata lungo le superfici di scorrimento definite, si verifica il collasso e i carichi esterni rappresentano un **limite superiore** dei valori di collasso o al più coincidono.

Le analisi seguenti sono eseguite con un solutore ad elementi finiti dedicati all'analisi limite  
(OPTUM G2: <https://optumce.com>)



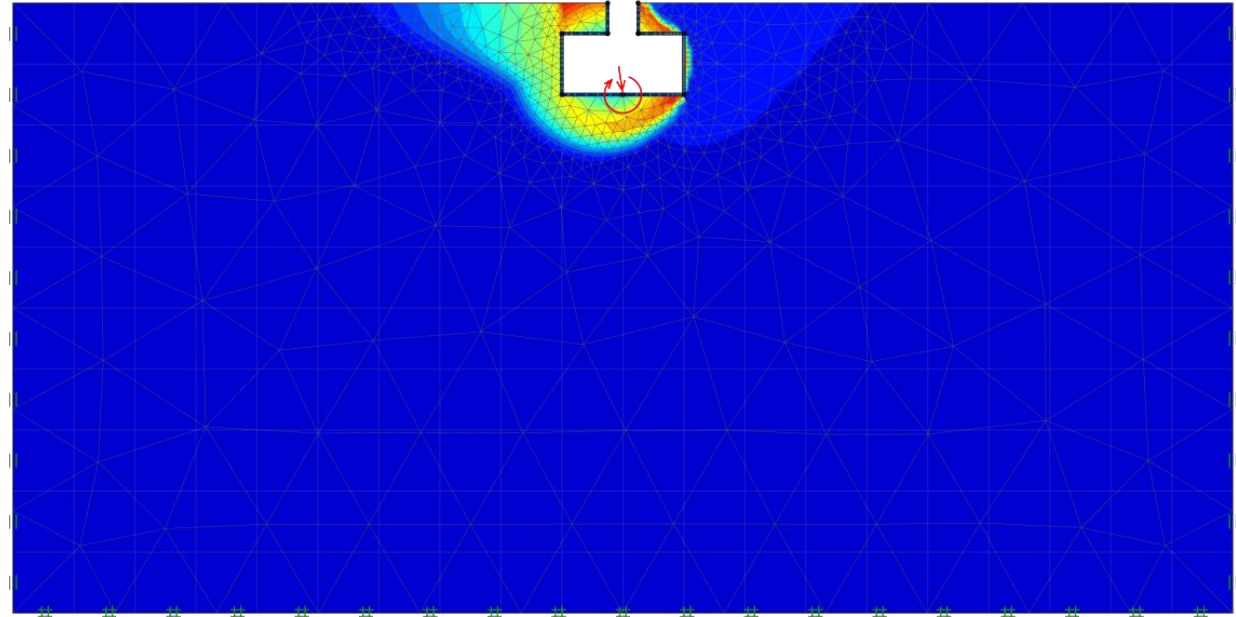
Meccanismo di collasso di una fondazione soggetta ad un carico verticale centrato



Plinto Sx Comb EQK (stato di fatto)

$N = 359.93 \text{ kN/m}$ ,  $M = 84.10 \text{ kNm/m}$ ,  $H = 19.06 \text{ kN/m}$

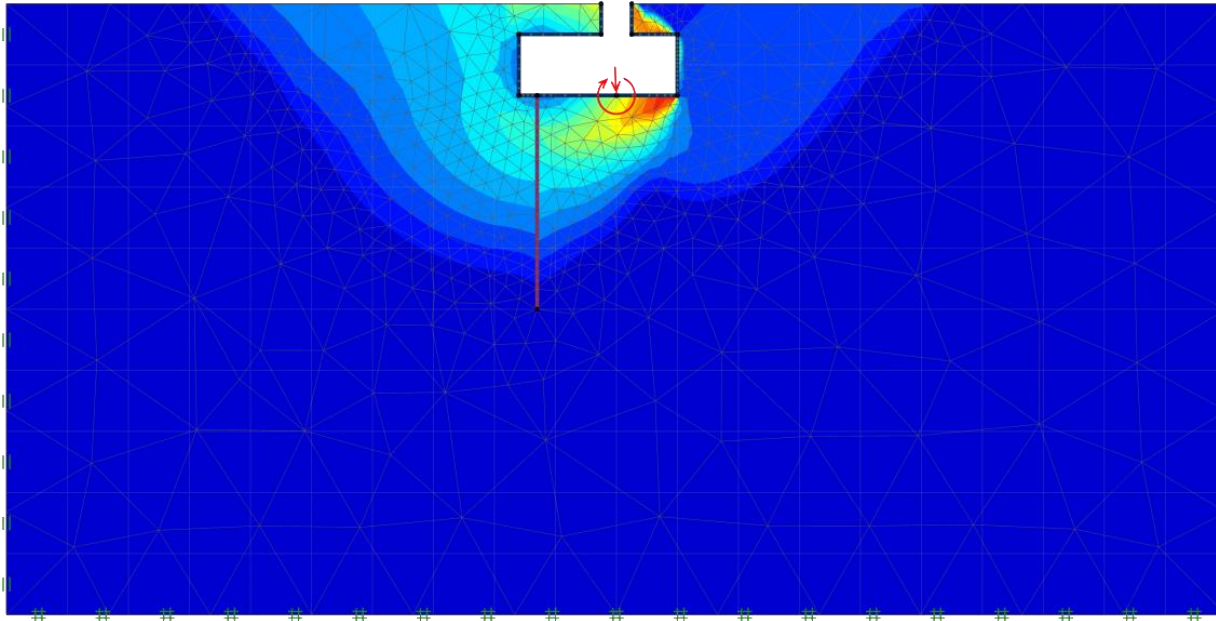
$$\gamma_R = 2.673 > 2.30$$



Plinto Dx Comb EQK (stato di fatto)

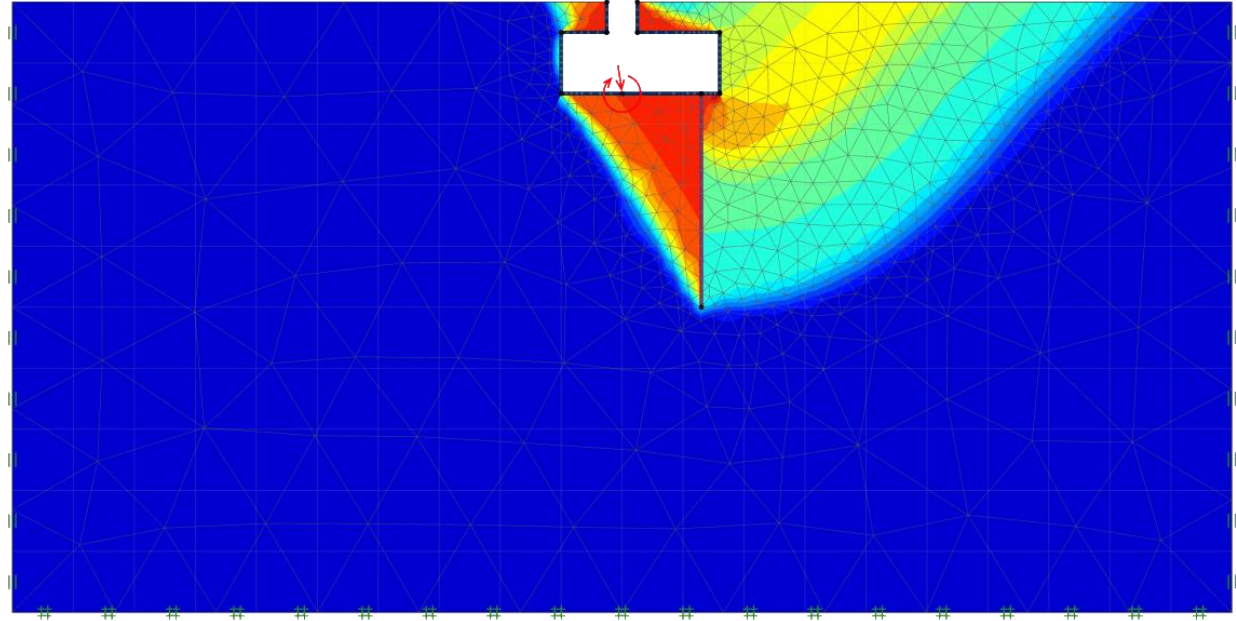
$N = 386.39 \text{ kN/m}$ ,  $M = 262.67 \text{ kNm/m}$ ,  $H = 56.63 \text{ kN/m}$

$$\gamma_R = 1.672 < 2.30$$



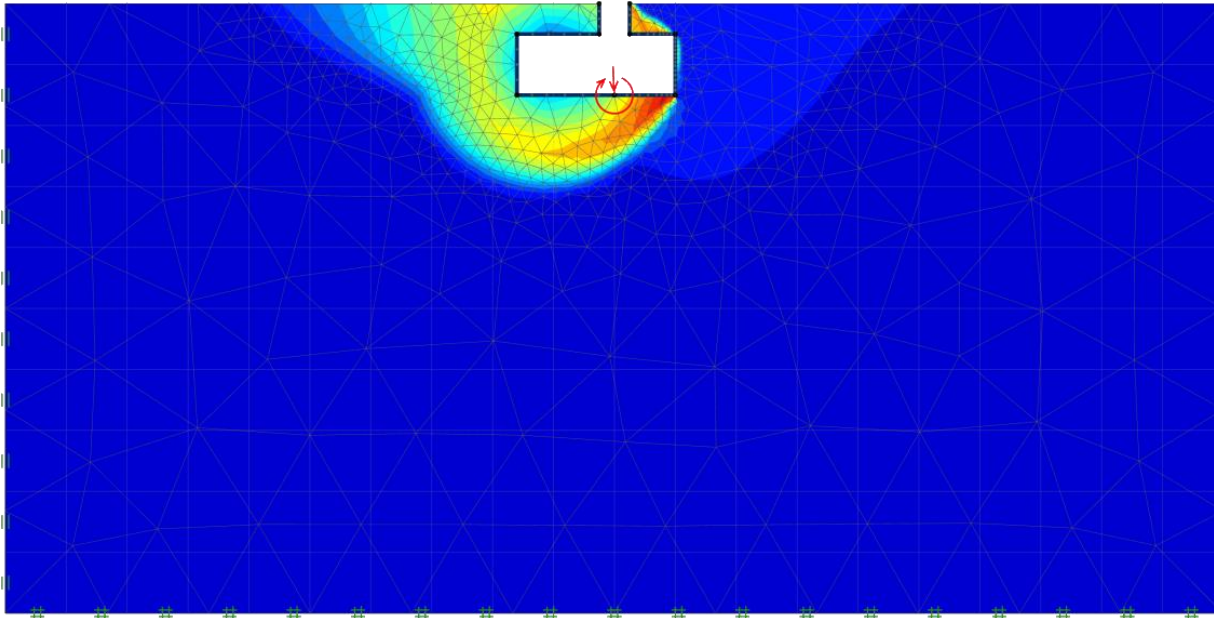
Plinto Sx Comb EQK (modifica con micropali)  
N = 374.93 kN/m, M = 84.85 kNm/m, H = 20.56 kN/m

$$\gamma_R = 2.707 > 2.30$$



Plinto Dx Comb EQK (modifica con micropali)  
N = 401.39 kN/m, M = 263.42 kNm/m, H = 58.13 kN/m

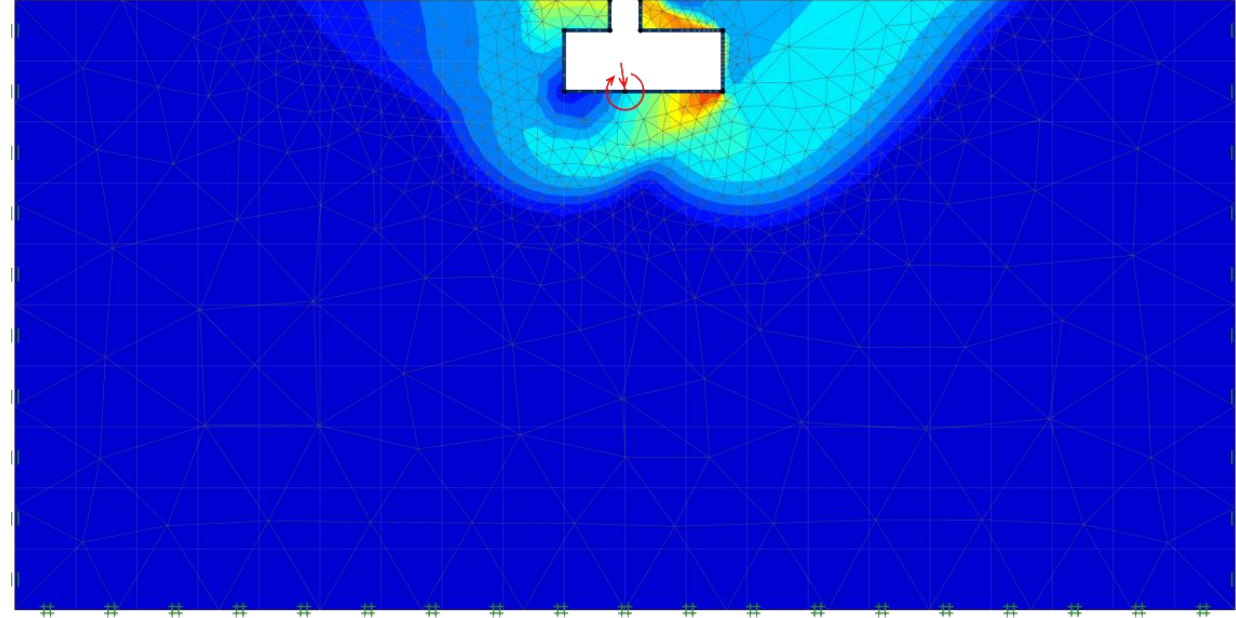
$$\gamma_R = 3.217 > 2.30$$



Plinto Sx Comb EQK (modificata dimensionale)

$N = 374.93 \text{ kN/m}$ ,  $M = 84.85 \text{ kNm/m}$ ,  $H = 20.56 \text{ kN/m}$

$$\gamma_R = 2.575 > 2.30$$

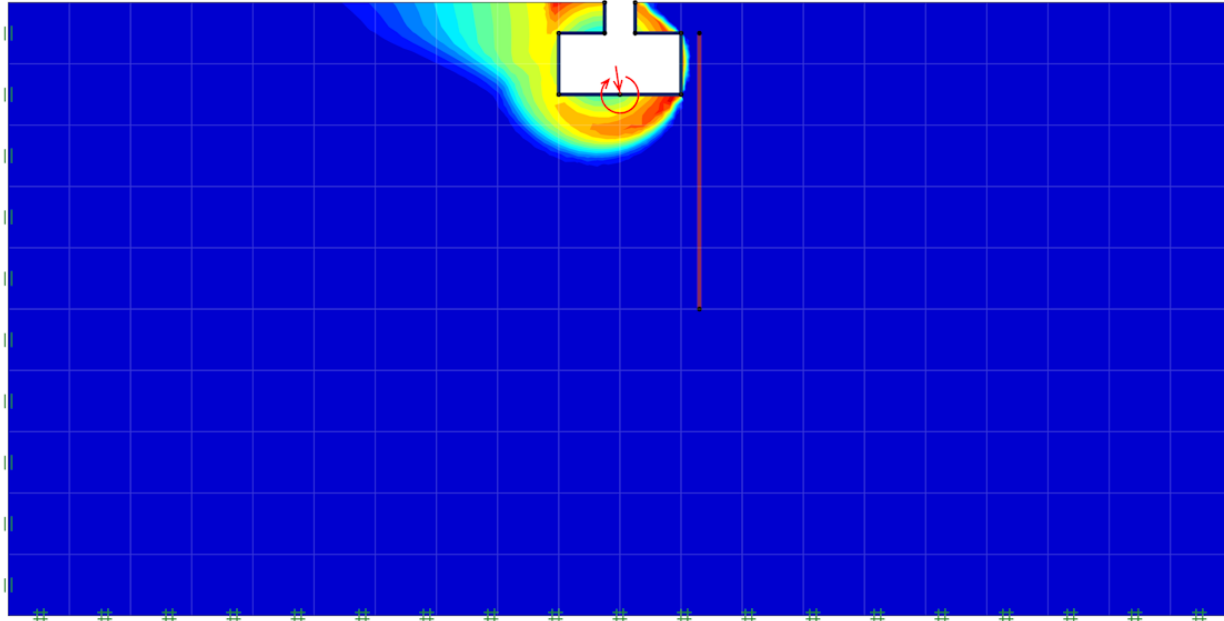


Plinto Dx Comb EQK (modificata dimensionale)

$N = 401.39 \text{ kN/m}$ ,  $M = 263.42 \text{ kNm/m}$ ,  $H = 58.13 \text{ kN/m}$

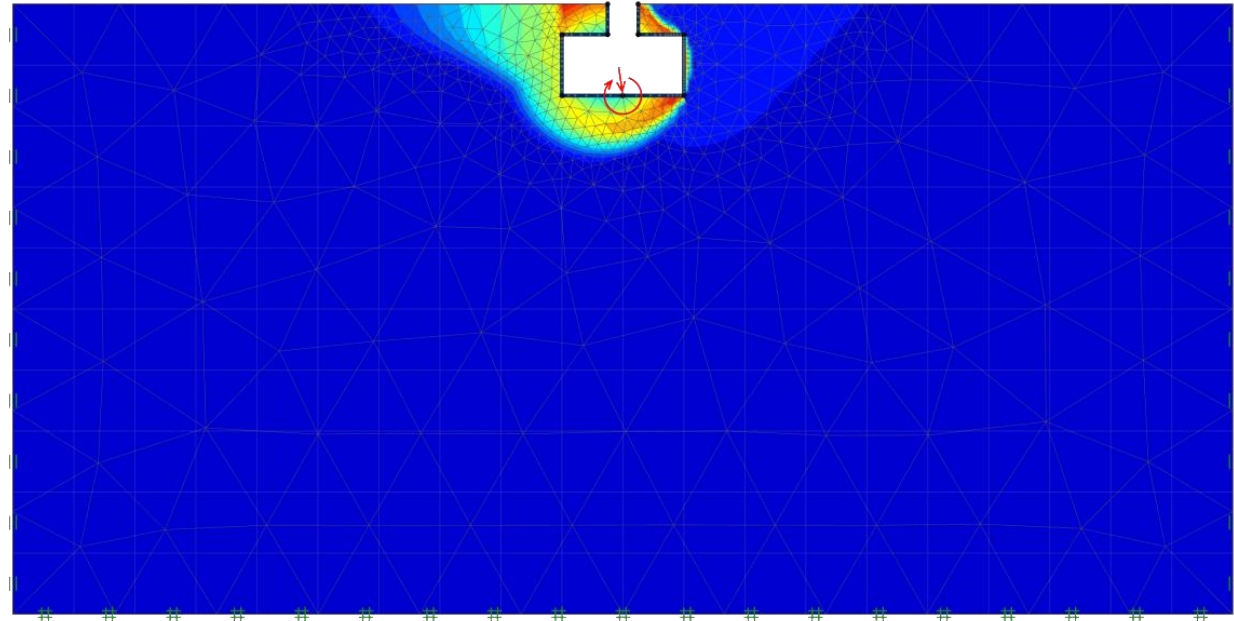
$$\gamma_R = 2.800 > 2.30$$





Plinto Dx Comb EQK (stato di fatto con mpalo non collegato)  
N = 386.39 kN/m, M = 262.67 kNm/m, H = 56.63 kN/m

$$\gamma_R = 1.674 < 2.30$$



Plinto Dx Comb EQK (stato di fatto)  
N = 386.39kN/m, M = 262.67 kNm/m, H = 56.63 kN/m

$$\gamma_R = 1.672 < 2.30$$

## Confronto valori ottenuti con analisi di routine e LAM ad Elementi Finiti (solo modifica fnd)

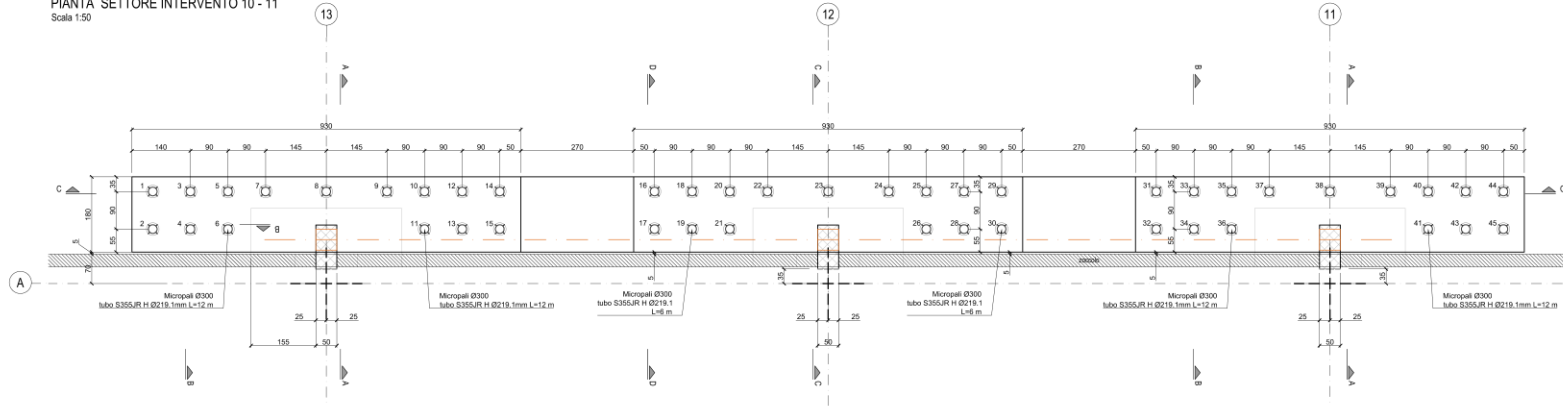
COMB	PLINTO	N <sub>Ed</sub>	M <sub>Ed</sub>	H <sub>Ed</sub>	D	B	B*	s <sub>U</sub>	N <sub>c</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>c</sub>	q	r <sub>s,k</sub>	R <sub>s,k</sub>	γ <sub>R</sub>	γ <sub>R</sub> (LAM)
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kN/m]	[-]	[-]
EQK	SX	359.93	84.10	19.06	1.50	2.00	1.53	70.00	5.14	1.391	0.931	28.50	494.70	758.21	2.107	2.673
	DX	386.39	262.67	56.63	1.50	2.00	0.64	70.00	5.14	1.467	0.509	28.50	297.04	190.23	0.492	1.672
	SX(+)	374.93	197.33	20.56	1.50	2.60	1.55	70.00	5.14	1.388	0.926	28.50	491.09	759.90	2.027	2.575
	DX(+)	401.39	143.00	58.13	1.50	2.60	1.89	70.00	5.14	1.318	0.829	28.50	421.65	795.86	1.983	2.800

### Motivi principali delle variazioni riscontrate:

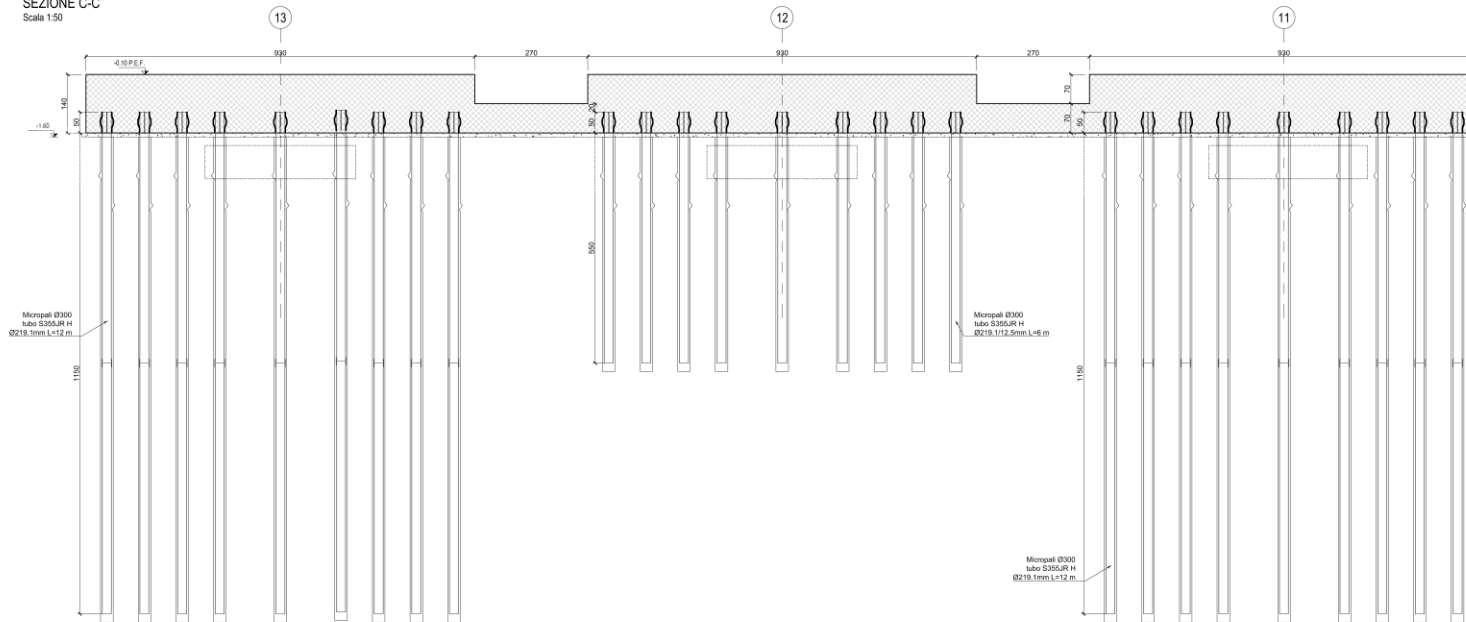
- 1) Modifica dei cinematismi di collasso non considerati nell'analisi di Routine, o meglio impliciti nei fattori correttivi in forma approssimata;
- 2) Il fattore di inclinazione (i<sub>c</sub>) ed il momento risultano determinanti nelle analisi di Routine, si dovrebbe considerare anche il contributo della resistenza laterale del terreno latistante. Se si inserisce il palo, che assorbe completamente le azioni orizzontali (i<sub>c</sub> = 1), si ottiene:

COMB	PLINTO	N <sub>Ed</sub>	M <sub>Ed</sub>	H <sub>Ed</sub>	D	B	B*	s <sub>U</sub>	N <sub>c</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>c</sub>	q	r <sub>s,k</sub>	R <sub>s,k</sub>	γ <sub>R</sub>
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kN/m]	[-]
EQK	SX(+)	374.93	197.33	20.56	1.50	2.60	1.55	70.00	5.14	1.388	1.000	28.50	527.97	816.96	2.179
	DX(+)	401.39	143.00	58.13	1.50	2.60	1.89	70.00	5.14	1.318	1.000	28.50	502.82	949.06	2.364

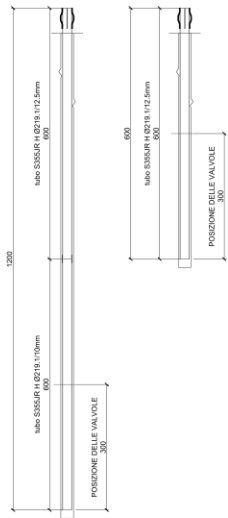
PIANTA SETTORE INTERVENTO 10 - 11  
 Scala 1:50



SEZIONE C-C  
 Scala 1:50



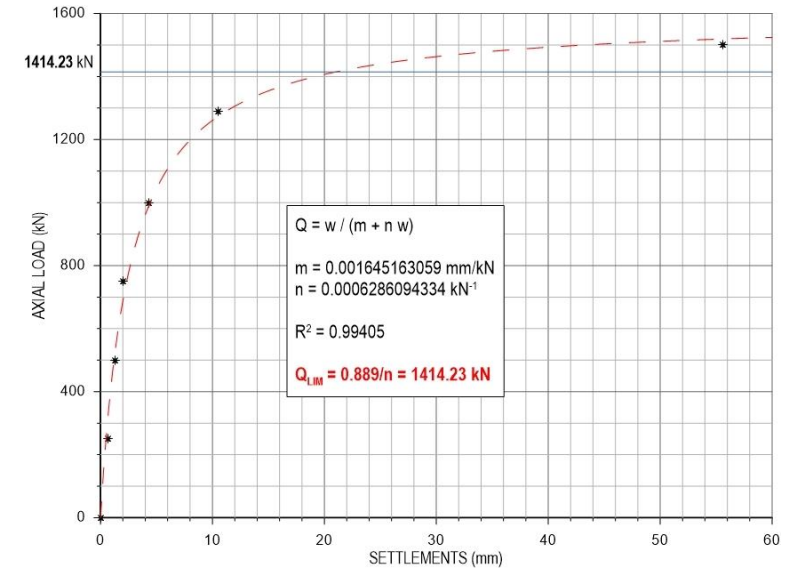
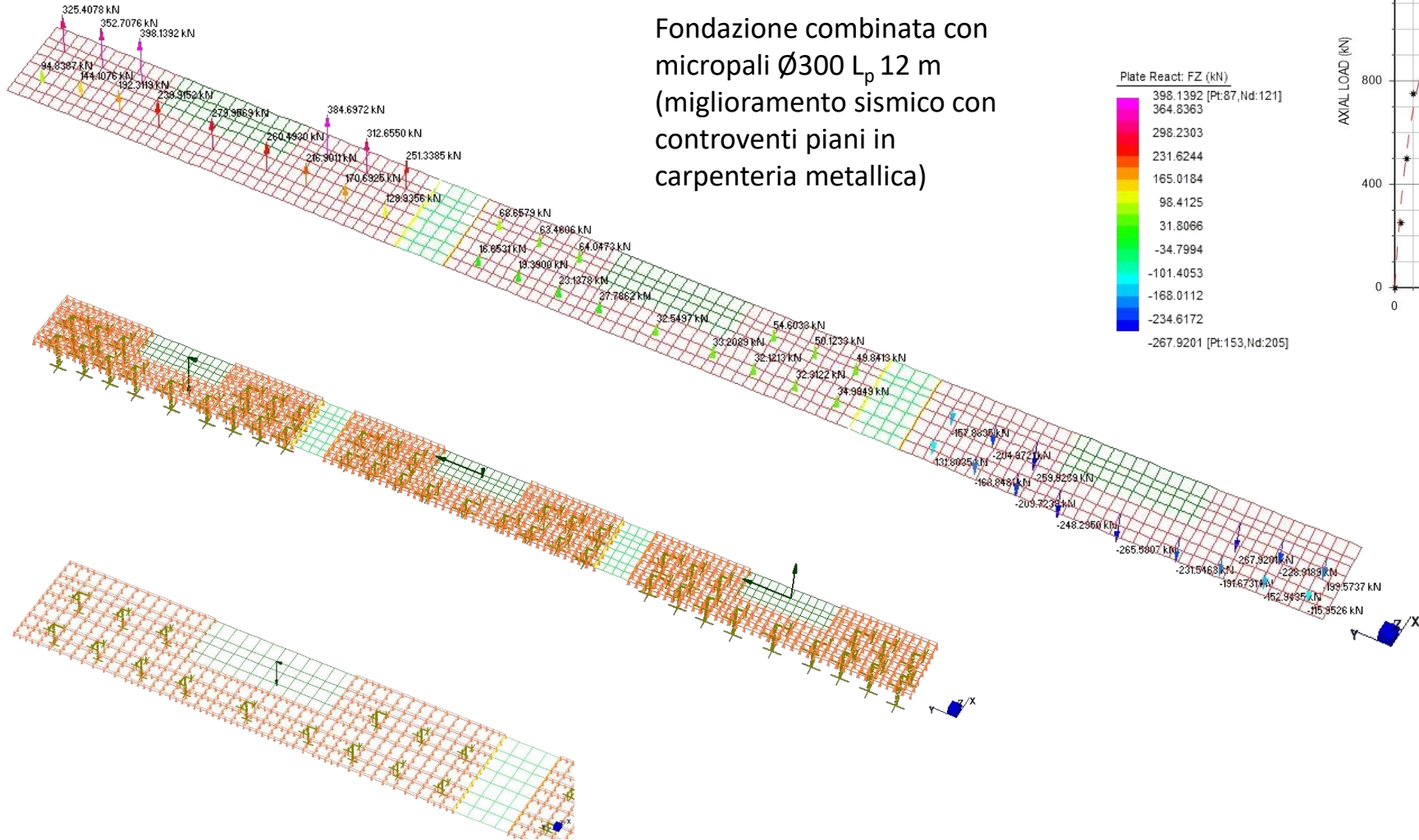
SEZIONE MICROPALI  
 Scala 1:50



Fondazione combinata con  
 micropali Ø300 L<sub>p</sub> 12 m  
 (miglioramento sismico con  
 controventi piani in  
 carpenteria metallica)

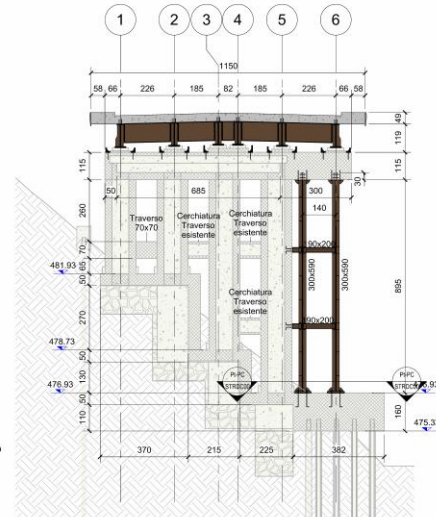
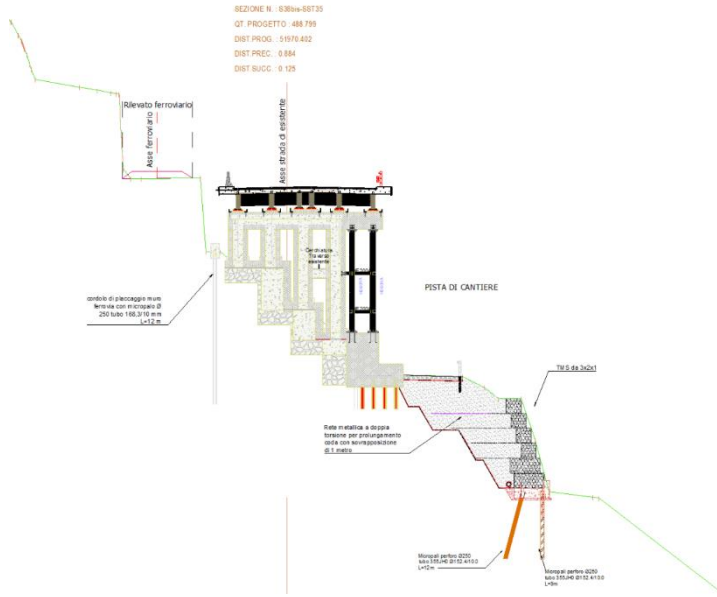
**Le fondazioni negli edifici riqualificati**  
 Ing. Mario Chinni (m.chinni@studio-chinni.it)

Fondazione combinata con micropali  $\varnothing 300 L_p 12$  m (miglioramento sismico con controventi piani in carpenteria metallica)

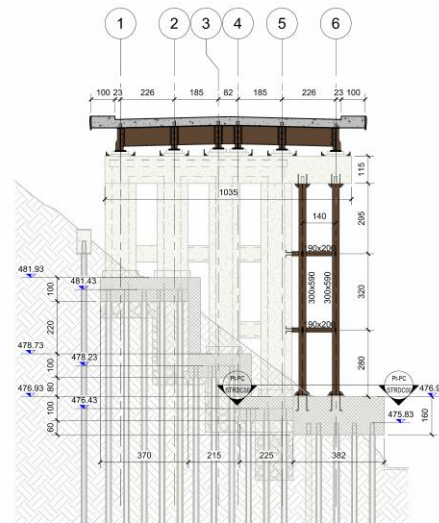


Prova di carico su palo pilota





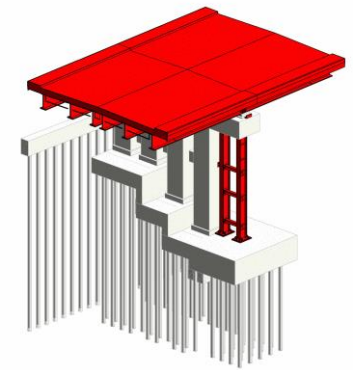
ST-PC: Sezione in asse Pila C  
 1 : 100



Vi-PC: Vista Pila C  
 1 : 100

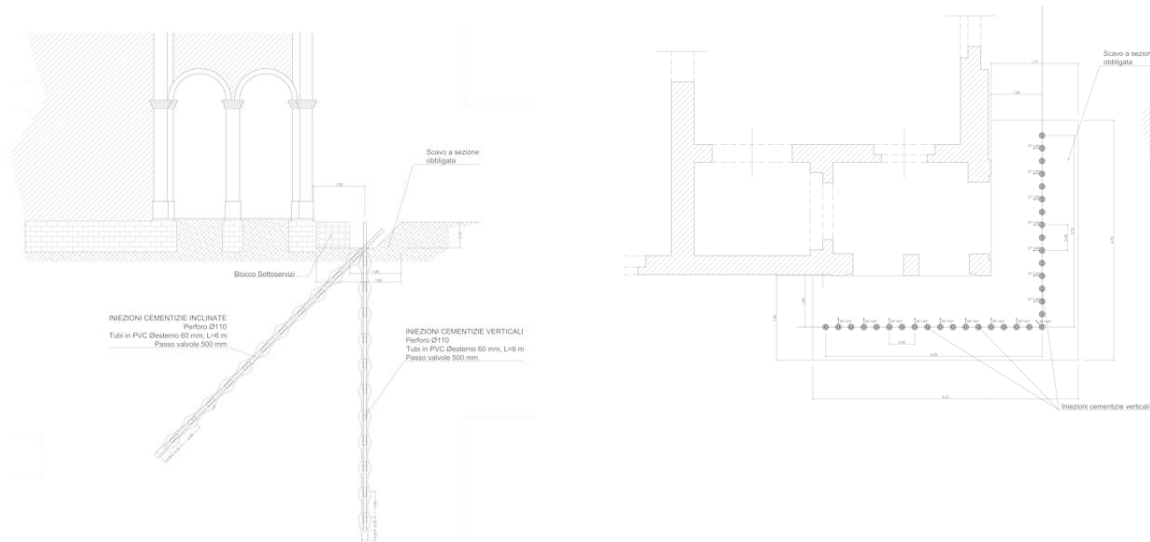


SS 51  
 Consolidamento pile in  
 versante di detrito calcareo



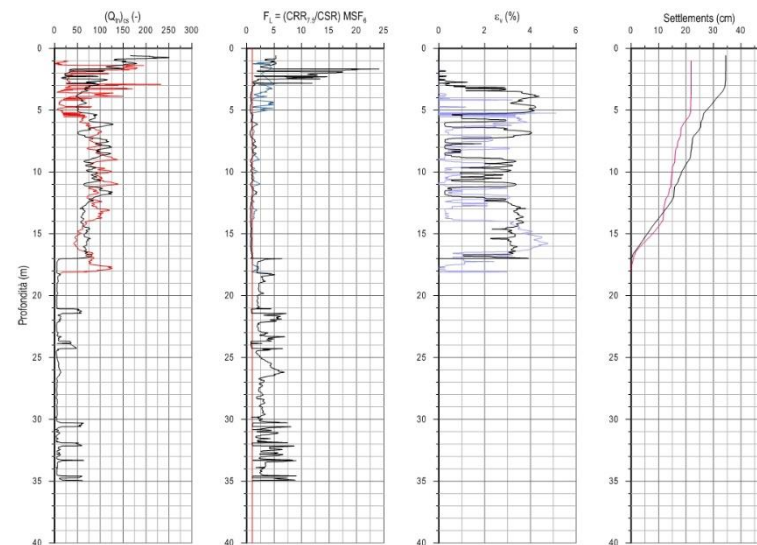
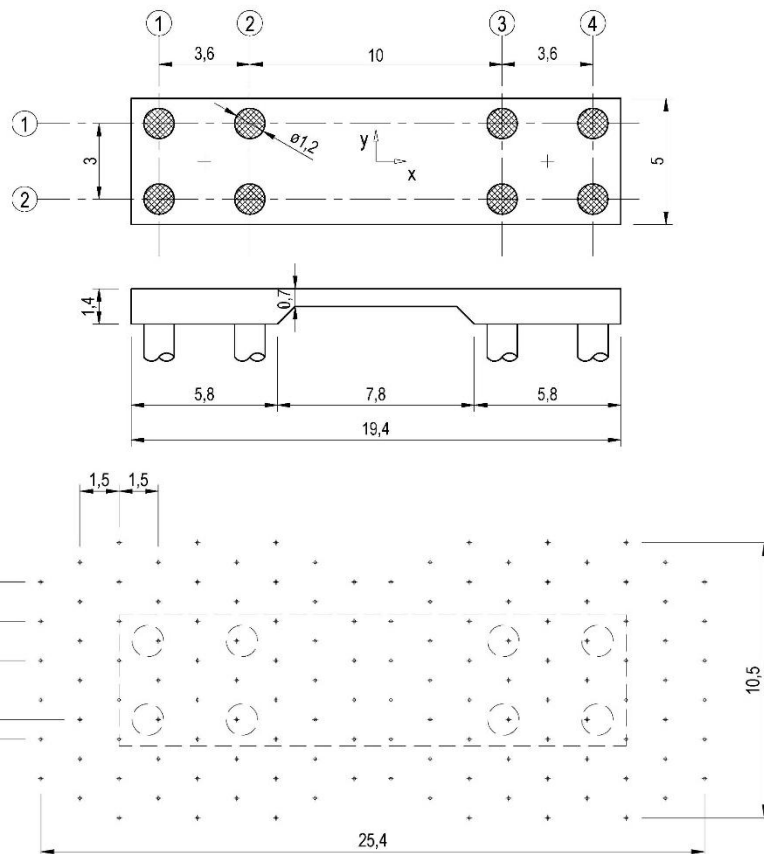
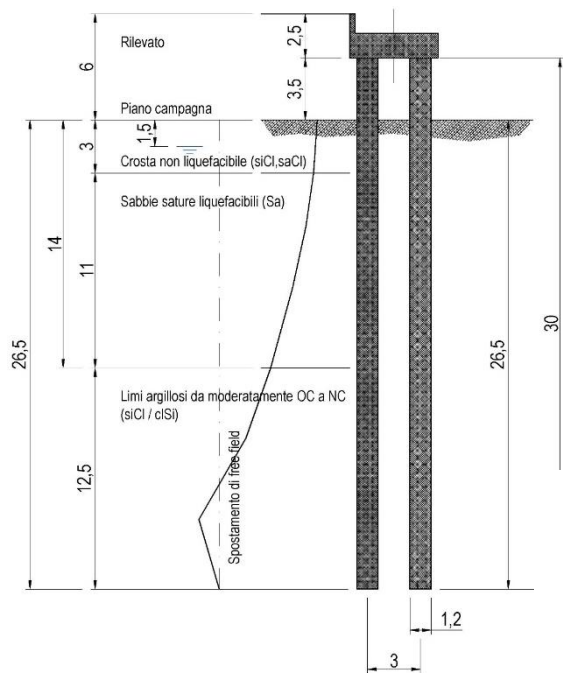
## Iniezioni a bassa pressione (UNI EN 12715: Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Iniezioni)

- Permeation grouting (terreni sabbiosi, ne riduce la permeabilità)
- **Compaction grouting (incrementa le azioni orizzontali addensando il terreno)**
- Compensation grouting (compensa eventuali vuoti e variazioni di rigidezza)



## Iniezioni a bassa pressione (UNI EN 12715: Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Iniezioni)

- Permeation grouting (terreni sabbiosi, riduzione del potenziale di liquefazione)



Potenziale di liquefazione:

Prima delle iniezioni  $PLI = 9.08$

Dopo le iniezioni  $PLI = 3.01$



Associazione italiana  
Calcestruzzo armato e precompresso



Collegio dei tecnici della  
Industrializzazione Edilizia

*Grazie per la Vostra Attenzione!*