

Committente:



PROVINCIA  
DI REGGIO EMILIA



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU

## PROVINCIA REGGIO EMILIA SERVIZIO UNITA' SPECIALE PER L'EDILIZIA E LA SISMICA

Corso Garibaldi, 59 - 42121 Reggio Emilia

Il dirigente del Servizio: Ing. Azzio Gatti

Responsabile Unico del Procedimento: Arch. Ilaria Martini

Oggetto:

### AMPLIAMENTO DELL'ISTITUTO SUPERIORE "C. CATTANEO"

in Via Impastato 3 - CASTELNOVO NE' MONTI (RE)



Fase:

## PROGETTO DEFINITIVO

Progettista Incaricato:

Ing. Giuseppe Herman



Team di Progettazione:

Progetto Architettonico

ARCH **AP** ROGETTI  
STUDIO ASSOCIATO

Arch. Marco Valli - Ing. Chiara Benassi

Progetto Strutturale

Ing. Giuseppe Herman

Coordinatore Sicurezza in  
Fase di Progettazione

Ing. Giuseppe Herman

Progetto Impianti  
Meccanici

**termoprogetti**  
progettazione e consulenza tecnica

P. Ind. Sergio Cantoni

Progetto Impianti  
Elettrici

**STUDIO**

P. Ind. Claudio Villa

Progetto Antincendio

Arch. Mauro Iotti

Progetto Acustico



Ing. Emanuele Morlini  
Ing. Luca Parmeggiani

Elaborato: 06.2 - 06.3 - RELAZIONE GEOTECNICA E  
RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

# D.ST.05

Scala:

Data:

Giugno 2022

Agg.:

---

## **6.0 RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI**

### **6.2 Relazione GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI**

#### **FONDAZIONI SUPERFICIALI**

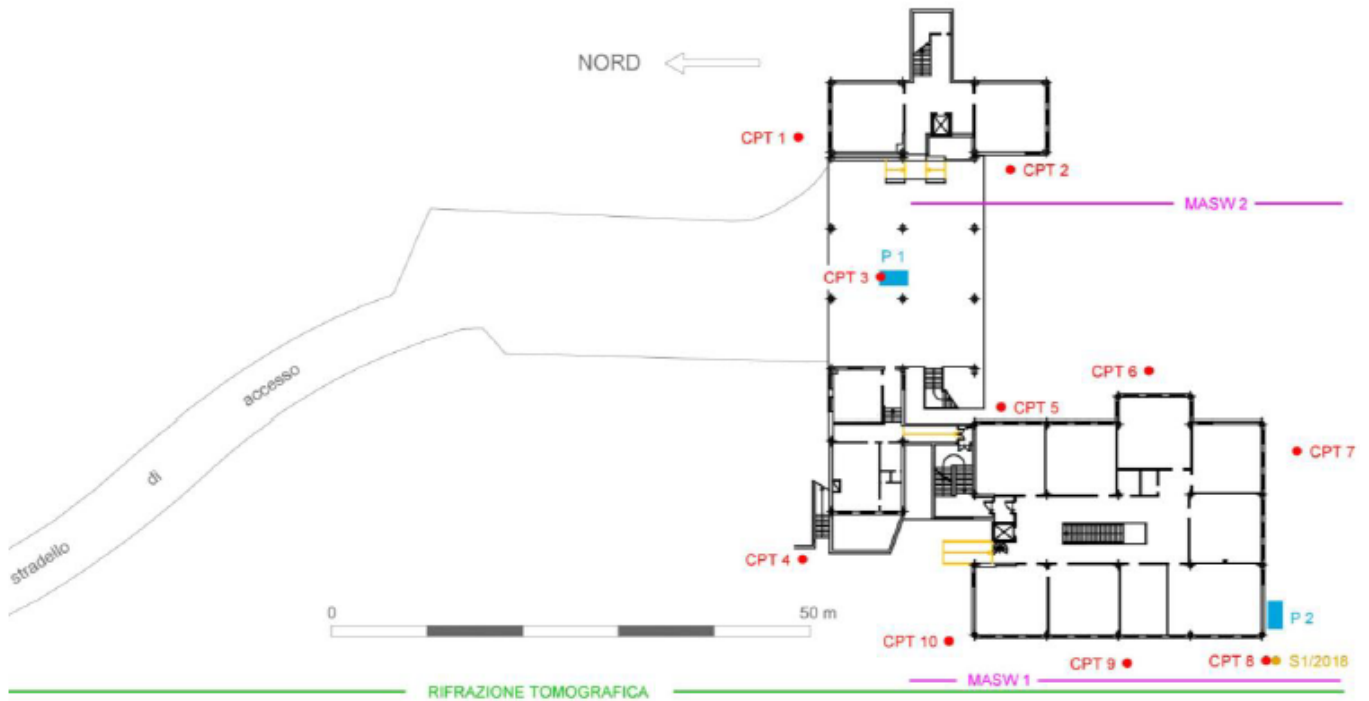
Dalla Relazione Geologica prodotta dal Geologo Dott. Roberto Farioli nel dicembre 2018 si evince come il sito, ubicato a circa 700 m s.l.m., si colloca su zona sub-pianeggiante ascrivibile all'interno della categoria topografica T1.

La caratterizzazione geologica e geomorfologica del sito è avvenuta tramite rilievo di superficie, integrato dall'esame della bibliografia e dalle conoscenze geologiche generali dell'area in studio derivanti dalla pratica professionale.



***Immagine da satellite Localizzazione Intervento***

Per la costruzione del modello geotecnico si è fatto riferimento alle prove penetrometriche statiche e carotaggi che hanno caratterizzato in modo esaustivo il substrato.



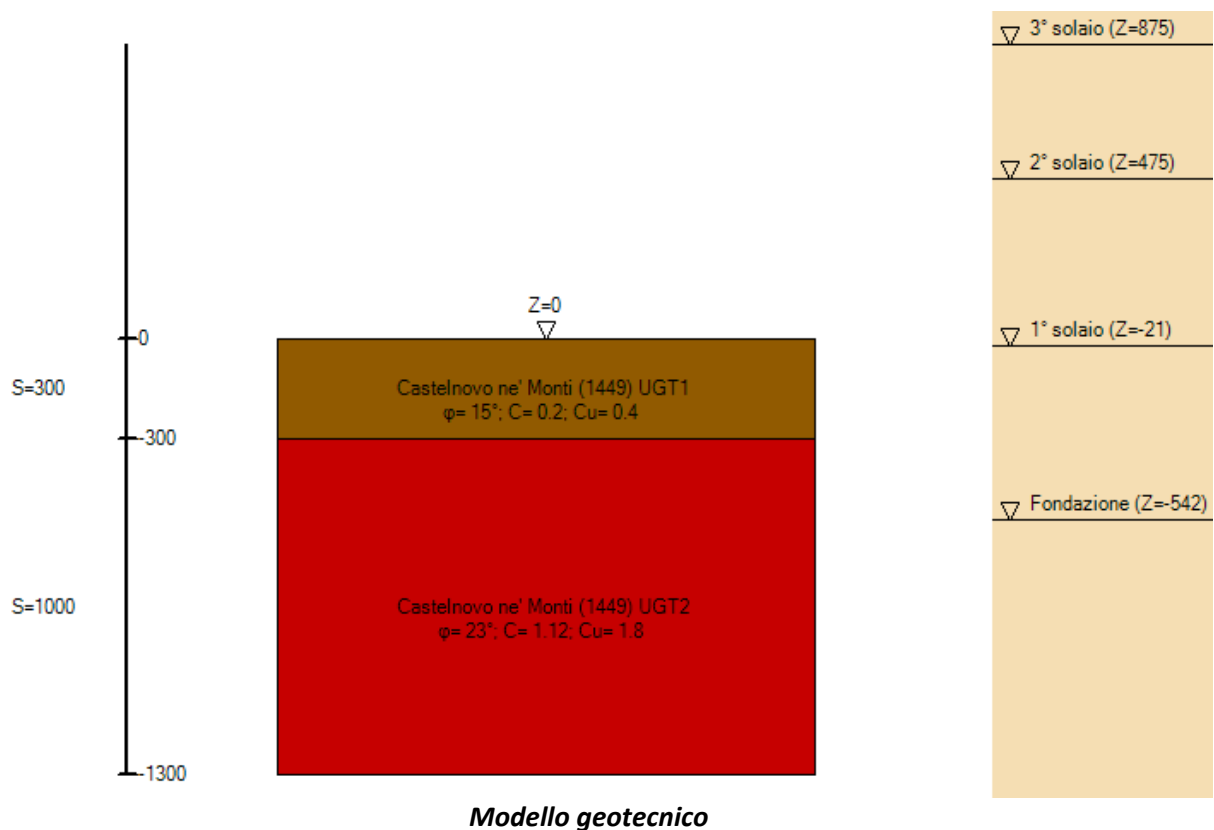
**Relazione Geologica - Figura 10**

Il modello geologico, dopo un primo strato di riporto antropico superficiale, è quindi costituito dalle seguenti unità geotecniche:

- UGT 1: marne argillose plasticizzate (spessore mt. 3,00);
- UGT 2: marne argillose grigie compatte;

La falda non è stata rilevata nelle verticali indagate.

Il terreno di fondazione all'interno dell'area di intervento è contraddistinto dal seguente modello geotecnico:



Per la classificazione del suolo dal punto di vista sismico le prove (indagine MASW) hanno fornito la velocità media delle onde sismiche pari  $V_{S30}=496$  m/s che definiscono un suolo di tipo B.

Il fabbricato sorge su una zona p pianeggiante per cui sono da escludere particolari effetti stratigrafici dovuti alla pendenza dei piani fondali.

Non vengono denunciati altri possibili effetti amplificativi dell'azione sismica in quanto, dalle caratteristiche tipiche dei suoli della zona, sono esclusi fenomeni di liquefazione o presenza di cavità.

Le fondazioni, in accordo con quanto previsto dalla relazione geologica, saranno superficiali, costituite da un reticolo di travi in c.a. aventi sezioni a T rovescia, con sezione resistente pari a 1 m, impostate a -5,5 m dal piano di campagna con aggiunta di strato variabile (min. 10 cm) di calcestruzzo magro per arrivare al substrato dotato di sufficienti caratteristiche di resistenza e incompressibilità, previa verifica dell'effettiva omogeneità del terreno alla quota del piano di posa.

I valori di amplificazione topografica, stratigrafica e di categoria del sottosuolo assumono i seguenti valori per i vari stati limite indagati:

$S_T = 1$  = Coefficiente di amplificazione topografica, categoria topografica T1: Superficie pianeggiante.

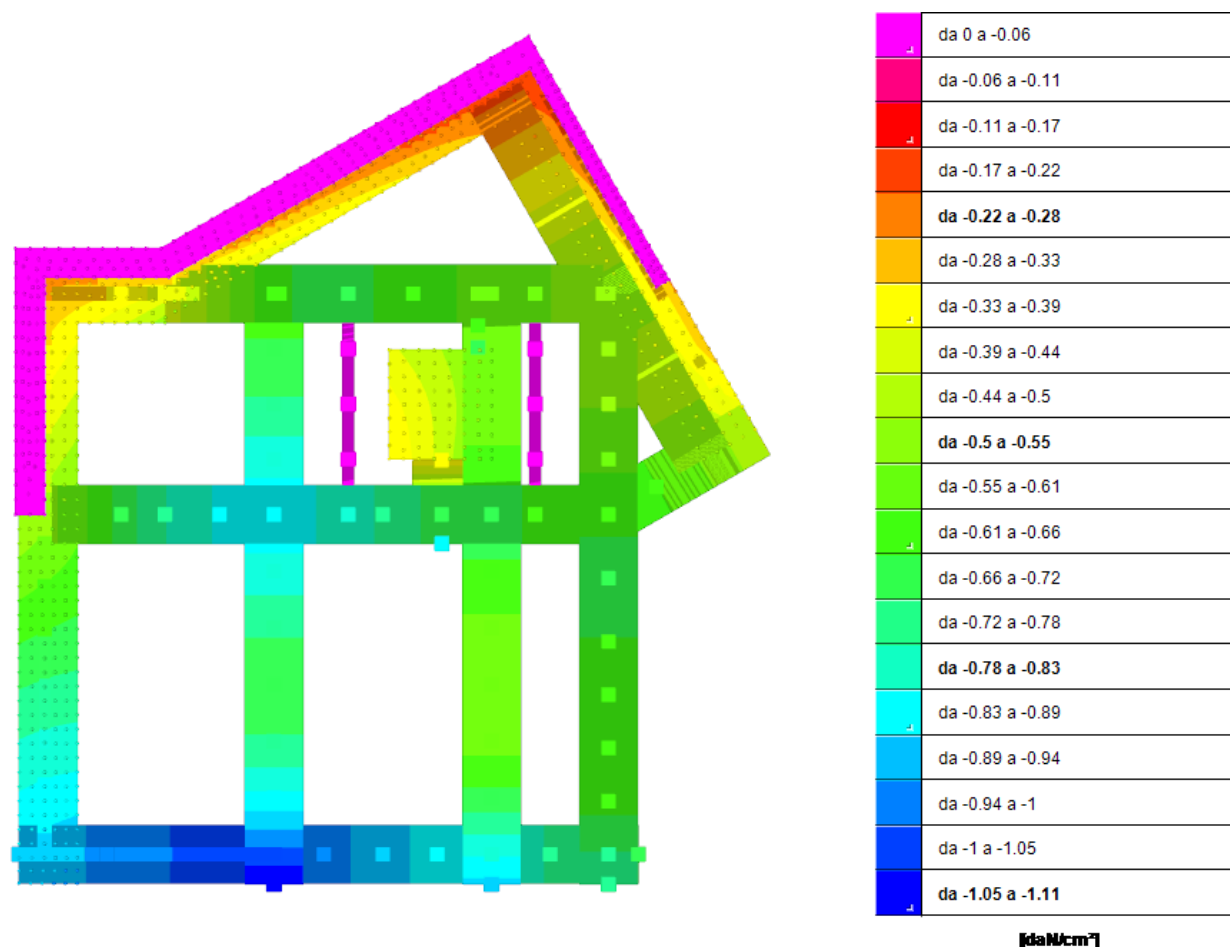
$S_S$  = Coefficiente di amplificazione stratigrafica.

$S_{S\text{SLV}} = 1,20$  ;  $S_{S\text{SLD}} = 1,20$ ;  $S_{S\text{SLO}} = 1,20$ .

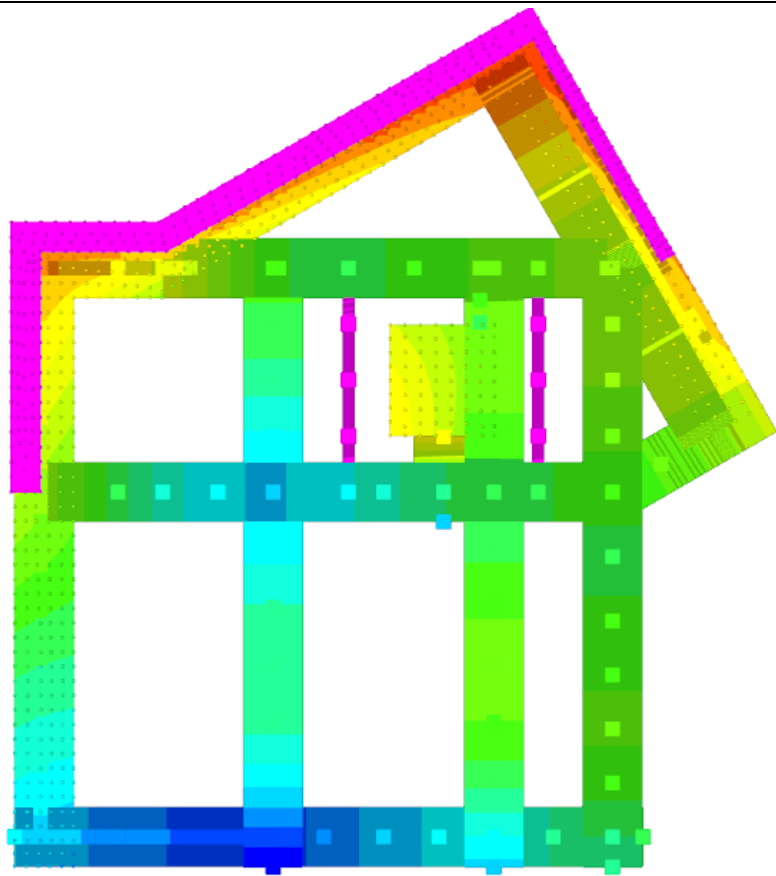
$S = S_S * S_T$  = Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

La struttura in progetto presenta fondazioni costituite da un reticolo di travi a T rovesce in c.c.a. riprodotte la disposizione dei telai in elevazione con quota d'imposta sufficiente per addentrarsi nel substrato in posto con uno strato di magrone; la base delle travi presenta un'impronta dimensionata in base al grado di sollecitazione dei corrispondenti telai, al fine di uniformare lo stato tensionale sul terreno e minimizzare possibili cedimenti differenziali.

Valori massimi delle pressioni sul terreno:  $SLE_{qp} = 1,05$  daN/cm<sup>2</sup> ;  $SLU = 1,55$  daN/cm<sup>2</sup> ;  $SLV_{fondazioni} = 1,45$  daN/cm<sup>2</sup>



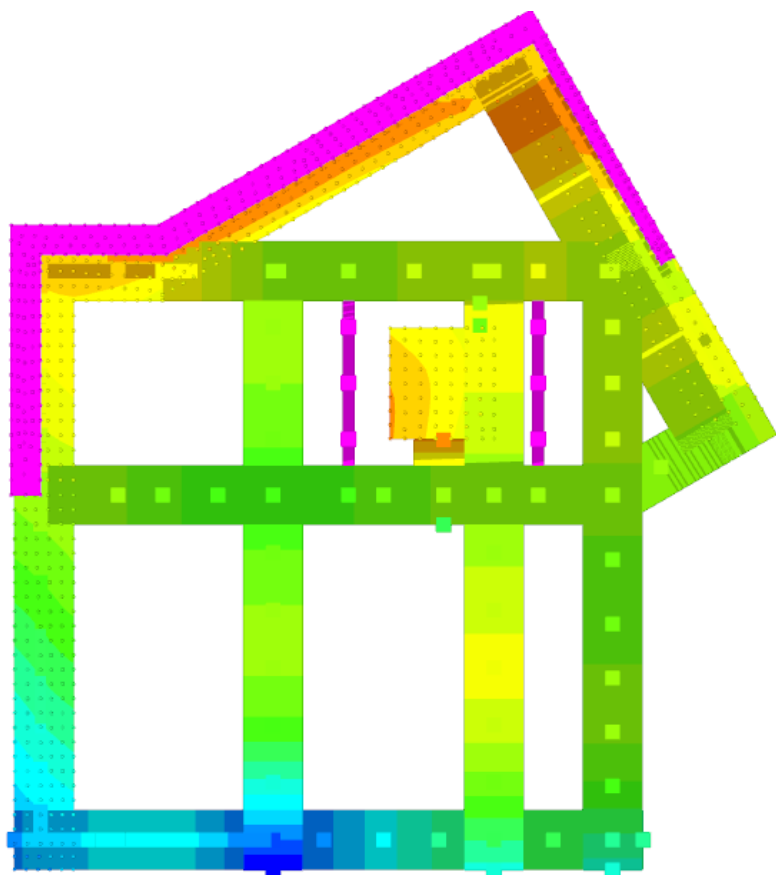
Pressioni terreno minime in  $SLE_{qp}$



da 0 a -0.08
da -0.08 a -0.16
da -0.16 a -0.24
da -0.24 a -0.32
da -0.32 a -0.4
da -0.4 a -0.48
da -0.48 a -0.55
da -0.55 a -0.63
da -0.63 a -0.71
da -0.71 a -0.79
da -0.79 a -0.87
da -0.87 a -0.95
da -0.95 a -1.03
da -1.03 a -1.11
da -1.11 a -1.18
da -1.18 a -1.26
da -1.26 a -1.34
da -1.34 a -1.42
da -1.42 a -1.5
da -1.5 a -1.58

[kN/cm²]

*Pressioni terreno minime in SLU*



da 0 a -0.08
da -0.08 a -0.15
da -0.15 a -0.23
da -0.23 a -0.3
da -0.3 a -0.38
da -0.38 a -0.45
da -0.45 a -0.53
da -0.53 a -0.6
da -0.6 a -0.68
da -0.68 a -0.75
da -0.75 a -0.82
da -0.82 a -0.9
da -0.9 a -0.97
da -0.97 a -1.05
da -1.05 a -1.12
da -1.12 a -1.2
da -1.2 a -1.27
da -1.27 a -1.35
da -1.35 a -1.42
da -1.42 a -1.5

[kN/cm²]

*Pressioni terreno minime in SLV<sub>fondazioni</sub>*



## VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) PT 6.4.2.1

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche vengono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - collasso per scorrimento del piano di posa;
  - stabilità globale;
- **SLU di tipo strutturale (STR)**
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

Tali verifiche verranno eseguite, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in tabella 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II del DM18, seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale	EQU	(A1)	(A2)
		$\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$ .

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

## VERIFICHE GEOTECNICHE

La verifica di **Capacità portante sul piano di posa** – è stata condotta con il metodo di Vesic con valori delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno indicate in precedenza, fondazione e p.c. orizzontali, sia in condizioni statiche (P.to 6.4.2.1) che in condizioni dinamiche (P.to 7.11.5.3.1). A seguire si riportano le formule del Vesic, con la tabella dei fattori di capacità portante e di forma della fondazione:

### Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale\*:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ( $\phi = 0$ ) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

- $\gamma'$  = peso di volume efficace dello strato di fondazione;
- B = larghezza efficace della fondazione ( $B = B_f - 2e$ );
- L = lunghezza efficace della fondazione ( $L = L_f - 2e$ );
- c = coesione dello strato di fondazione;
- $c_u$  = coesione non drenata dello strato di fondazione;
- q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

- $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;
- $s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione;
- $d_c, d_q, d_\gamma$  = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.
- $i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori di inclinazione del carico;
- $b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori di inclinazione della base della fondazione;
- $g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato ( $\beta > 0$ ) e  $\phi = 0$ , Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine

$$\frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \text{ con } N_\gamma = -2 \cdot \sin \beta$$

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi; \quad N_q = \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg} \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - \text{tg} \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot \text{tg} \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \text{arctg} \left( \frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

- $\phi$  = angolo di attrito dello strato di fondazione;
- $c_a$  = aderenza alla base della fondazione;
- $\eta$  = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ( $\eta = 0$  se orizzontale);
- $\beta$  = inclinazione del pendio;
- H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
- V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
- D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna.

La capacità portante nelle combinazioni sismiche è valutata mediante l'estensione del caso statico al caso di azione sismica. L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace. L'effetto cinematico

si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$ , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi valutati secondo Paolucci e Pecker:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35}; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h; \quad e_\gamma = e_q$$

Il valore della  $q_{lim}$  così determinata è moltiplicata per l'area efficace della fondazione e ridotta del fattore di sicurezza tipico dell'approccio 2 (A1+M1+R3). La capacità portante così ottenuta è confrontata con l'azione di progetto; la verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è maggiore di uno.

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

**Scorrimento del piano di posa** – La verifica di scorrimento della fondazione superficiale è stata eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione nonché la spinta passiva laterale. Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto ( $R_d$ ) e quelle instabilizzanti ( $E_d$ ):

$$R_d = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$E_d = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

## RESISTENZA PER LE TRAVI DI FONDAZIONE

Per quanto riguarda i requisiti strutturali degli elementi di fondazione in termini di gerarchia delle resistenze (pt. 7.2.5) gli elementi di fondazione sono dotati di una sovra resistenza rispetto alle strutture immediatamente sovrastanti, ottenuta dalla famiglia di combinazioni "SLV<sub>Fondazioni</sub>", in cui viene eseguita un'amplificazione delle azioni rispetto all'SLV pari al 10% attraverso il fattore  $\gamma_{Rd} = 1,1$  essendo la struttura in **classe di duttilità B**. Questo procedimento è in grado di garantire il livello di duttilità fissato per la sovrastruttura in elevazione congruentemente con il livello di sicurezza imposto nelle verifiche delle fondazioni, sia in termini di resistenza a taglio/flessione nell'elemento in c.a. sia in termini di portanza/scorrimento al contatto terreno/struttura.

Ai fini sismici tendenti al ribaltamento del manufatto la presenza di travi e telai in entrambe le direzioni principali comporta un comportamento pienamente compatibile con le resistenze del substrato.

Le verifiche di capacità portante e scorrimento sono contenute all'interno dell'allegato 2.2 "Elaborato di Calcolo Automatico e Verifiche manuali" a cui si rimanda per informazioni più approfondite.

Le precedenti considerazioni, unitamente all'analisi delle preesistenze edilizie ed alle passate esperienze edili compiute in loco, comportano un giudizio positivo sulla fattibilità degli interventi, si rimanda agli elaborati grafici allegati al progetto per una maggiore definizione delle caratteristiche strutturali adottate.

## VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ESERCIZIO (SLE) PT 6.4.2.2

Per quanto riguarda le problematiche legate agli **aspetti geotecnici** inerenti i cedimenti assoluti e differenziali a lungo termine, la modellazione elastica lineare con schematizzazione del terreno alla winkler, fornisce valori di distorsioni angolari e deformazioni sempre minori del 1/500 dello sviluppo delle fondazioni, in analogia ai limiti di deformazione d'interpiano per il contenimento del danno alle strutture secondarie in condizione sismica.

Per quanto riguarda la **fessurazione** la si ritiene verificata in quanto non supera i valori ammissibili (considerati in funzione delle condizioni ambientali, della sensibilità delle armature alla corrosione e delle sollecitazioni). Nel caso in esame, considerando la presenza di una struttura in condizioni ambientali ordinarie con armatura sensibile, nella combinazione di carico frequente risulta  $w < w_2(0.3\text{mm})$  mentre in combinazione quasi permanente  $w < w_1(0.2\text{mm})$ .



## FONDAZIONI PROFONDE E OPERE DI PRESIDIO AGLI SCAVI

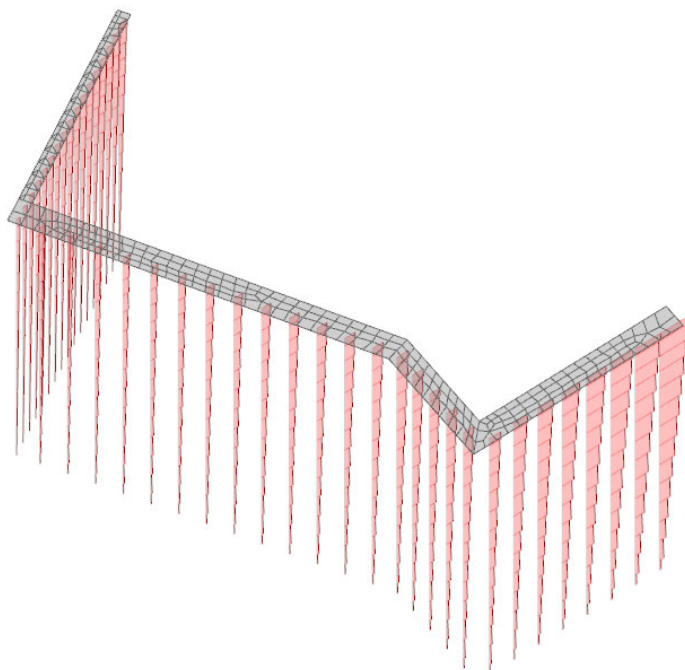
Saranno presenti alcune porzioni semi-interrate i cui scavi saranno protetti da berlinesi di macro e micro pali, collegate alla testa alle pareti in c.a. per mezzo del cordolo.

La spinta orizzontale del terreno e la sovra-spinta in campo sismico inerziale sono state applicate alle pareti in c.a., collegate alla berlinese retrostante dal cordolo sommitale.

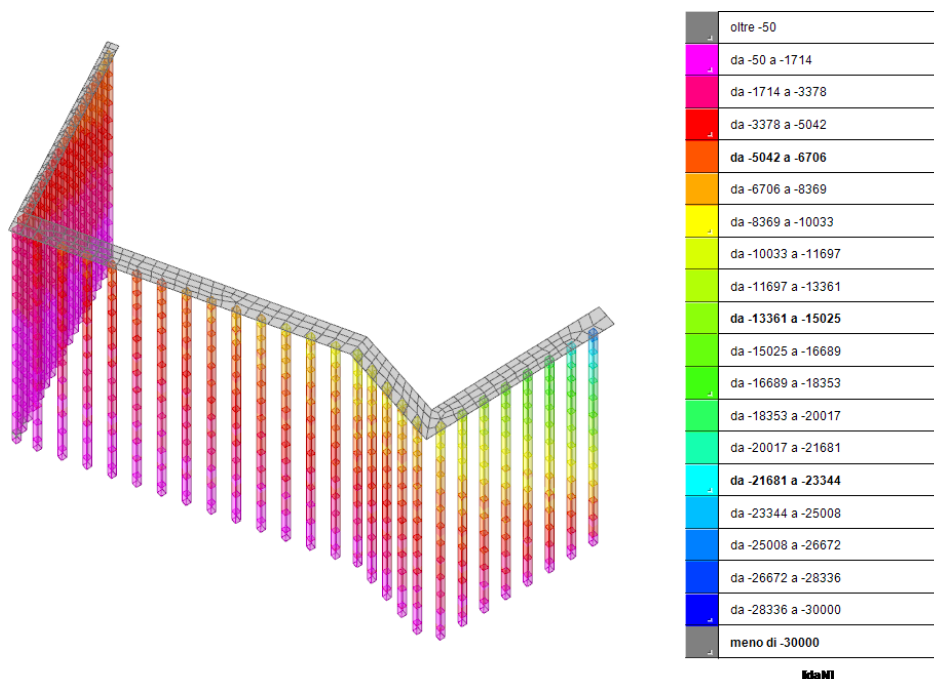
Nelle illustrazioni successive vengono rappresentate le sollecitazioni alla testa dei pali negli stati limite  $SLE_{qp}$ ,  $SLE_{rara}$ , SLU e  $SLV_{fondazioni}$ :

### **Sforzi assiali alla testa dei pali**

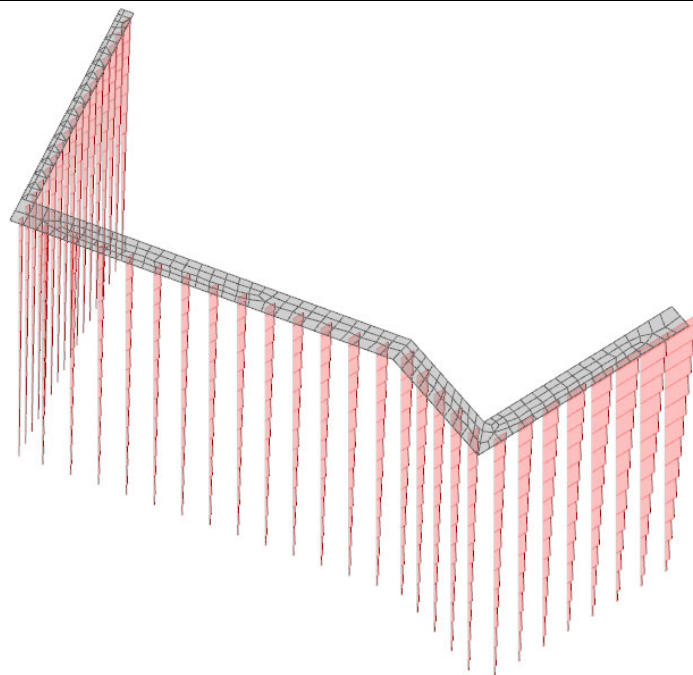
$N_{max}$  :  $SLE_{qp}$  = 25 ton ;  $SLE_{rara}$  = 26,5 ton ; SLU = 35 ton ;  $SLV_f$  ( $SLV_q=2,76$  + azione sismica 10%) = 36 ton max in Compressione e 14,5 ton max in Trazione



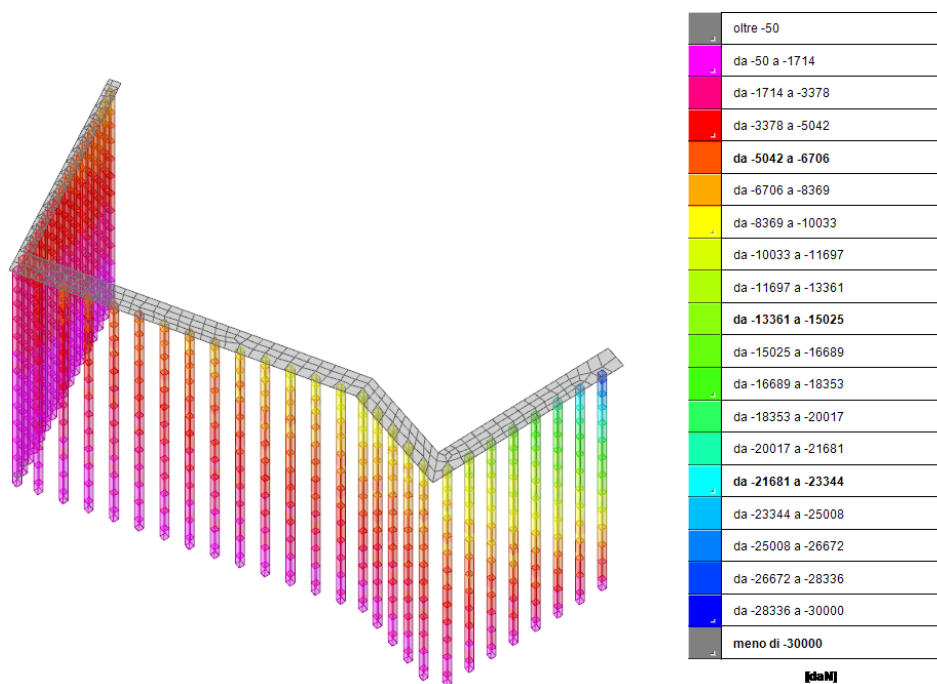
**Inviluppo degli sforzi normali di compressione/trazione sui pali in combinazioni  $SLE_{qp}$**



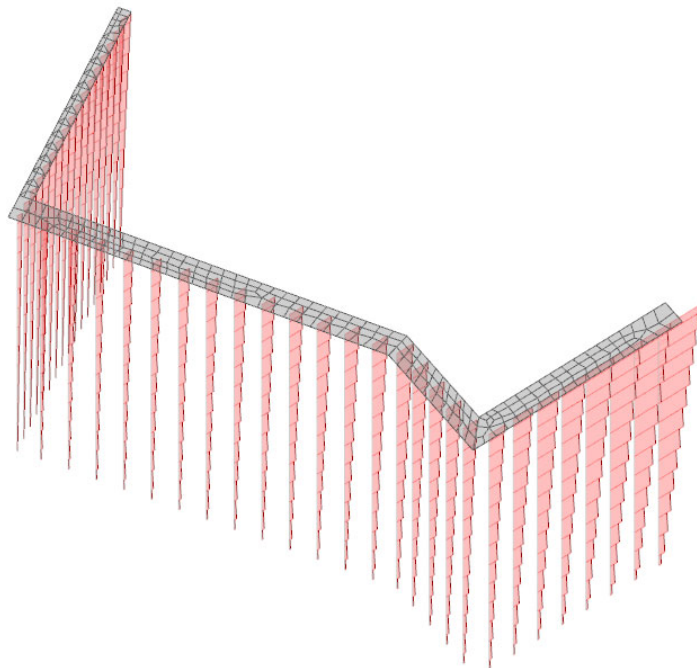
**Sollecitazioni massime per sforzo normale  $F1(N)$  di compressione sui pali in combinazioni  $SLE_{qp}$**



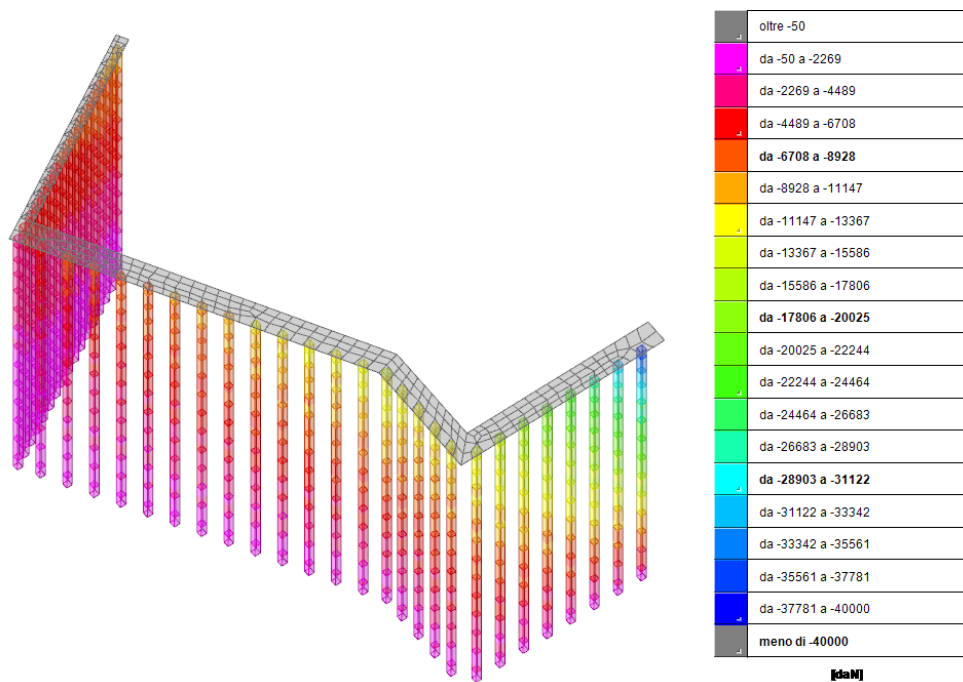
**Involuppo degli sforzi normali di compressione/trazione sui pali in combinazioni SLErara**



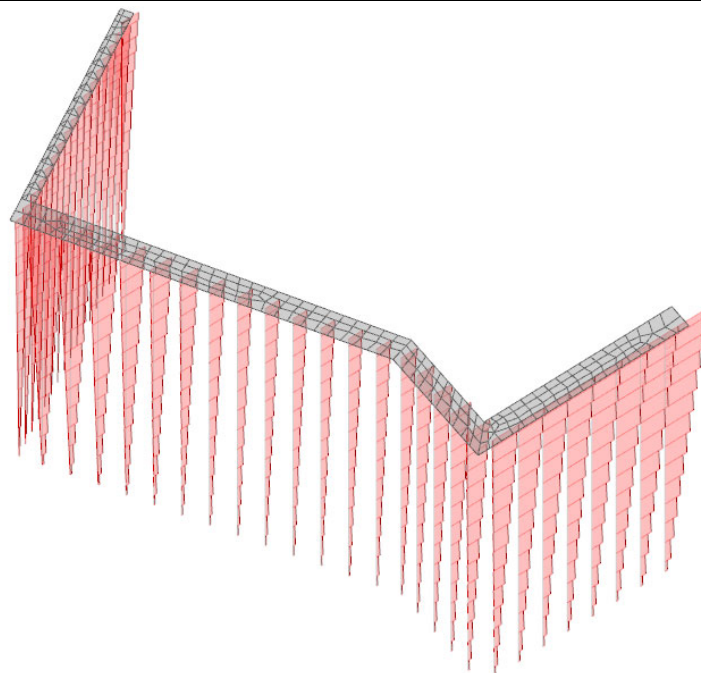
**Sollecitazioni massime per sforzo normale F1(N) di compressione sui pali in combinazioni SLErara**



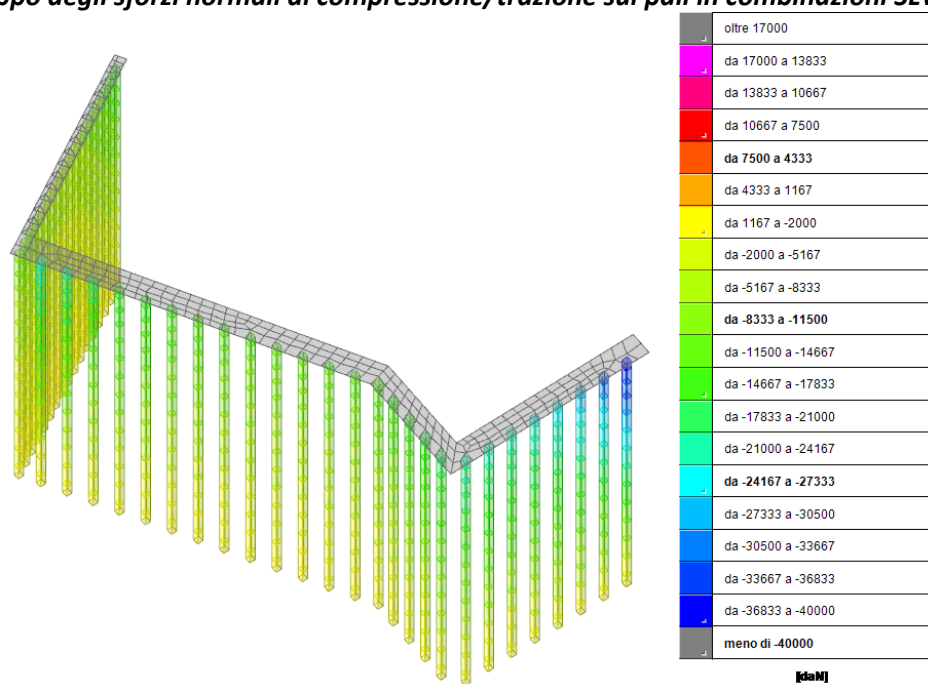
***Inviluppo degli sforzi normali di compressione/trazione sui pali in combinazioni SLU***



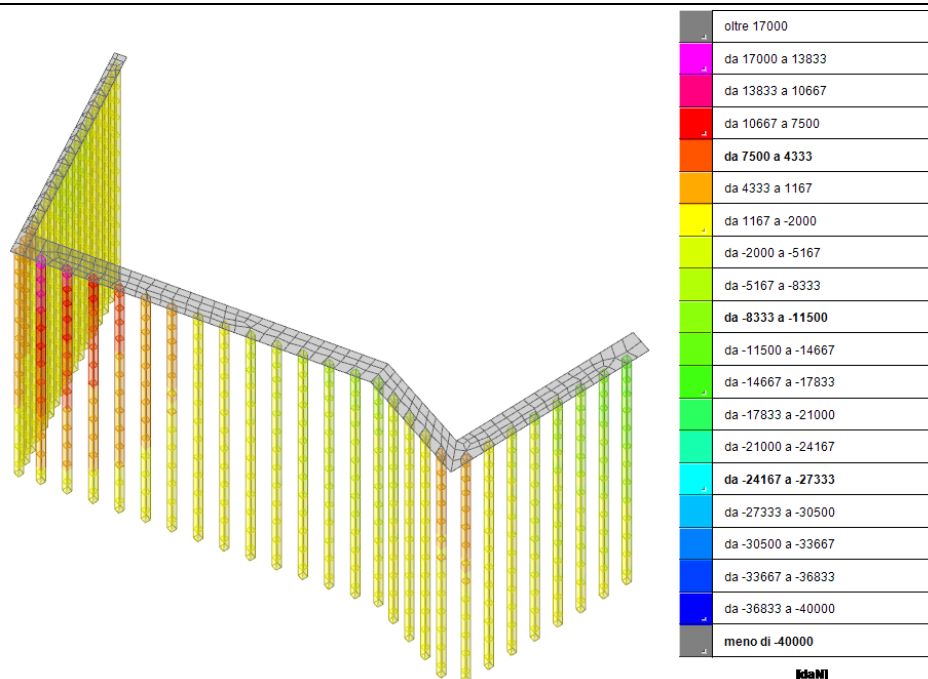
***Sollecitazioni massime per sforzo normale F1(N) di compressione sui pali in combinazioni SLU***



***Inviluppo degli sforzi normali di compressione/trazione sui pali in combinazioni SLV***



***Sollecitazioni massime di compressione sui pali F1(N) in combinazioni SLVfondazioni***



### ***Sollecitazioni minime per sforzo normale di trazione sui pali F1(N) in combinazioni SLVfondazioni***

Per l'unità strutturale state condotte le seguenti verifiche:

#### **VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali formanti la fondazione stessa.

Le verifiche vengono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**  
Collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali;
- **SLU di tipo strutturale (STR)**  
Raggiungimento della resistenza dei pali.

Tali verifiche verranno eseguite, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in tabella 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II del DM18, seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

#### **CARICHI ASSIALI**

##### **Valore calcolato della resistenza - $R_{c,cal}$**

I valori calcolati della resistenza a compressione  $R_{c,cal}$  sulla base degli schemi stratigrafici riportati nella relazione geologica allegata, sono frutto del contributo della resistenza laterale e della resistenza alla base.

##### **Valore caratteristico della resistenza - $R_k$**

I valori caratteristici delle resistenze  $R_k$  dei singoli pali sono stati ricavati dai calcoli esposti di seguito in funzione dei parametri geo-meccanici del terreno estrapolati dalla relazione geologica.

##### **Valore di progetto della resistenza a compressione - $R_d$**

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tabella seguente.

•

**Tab. 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.



Di seguito si riporta il calcolo della capacità portante di un palo tipo Ø 60 cm L= 11,5 m.

Ai fini del calcolo, un palo soggetto ad un carico verticale, esplica la propria portanza sia in seguito alla resistenza che incontra la punta nel terreno, sia in seguito all'aderenza e all'attrito che si sviluppano lungo la superficie laterale del palo tra palo e terreno. Quindi la portanza di un palo viene suddivisa convenzionalmente in due parti, la portanza alla punta  $q_p$  e la portanza per attrito laterale  $q_L$ .

Di seguito si riportano le espressioni per il calcolo della  $q_p$  e della  $q_L$  a seconda che lo strato sia o meno di natura coesiva.

#### Capacità portante pali

$$Rd = \frac{Rk}{\gamma^r} \quad Rk = \frac{(q_l + q_p)}{\xi}$$

dove:  $q_p$  = portanza di punta  
 $q_L$  = portanza laterale  
 $P_p$  = peso proprio palo

$$q_p = \text{per depositi incoerenti} = A_p \cdot (\gamma \cdot D \cdot N_q)$$

$A_p$  = area di base (mq)

$\varphi$  = angolo d'attrito

$N_q$  = coefficiente capacità portante determinato secondo la teoria di Berezantsev  $f(\varphi)$

$D$  = lunghezza del palo

$$q_p = \text{per depositi coesivi} = A_p \cdot ((\gamma \cdot H) \cdot N_q + 9C_u)$$

$A_p$  = area di base (mq)

$N_q = 1.0$

$C_u$  = coesione non drenata (t/mq)

$$q_L = \text{per depositi coesivi} = \sum (\alpha \cdot c_u \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot \Delta h)$$

$\alpha$  = coefficiente riduttivo, per pali trivellati in argille scarsamente compatte = 0.5

$c_u$  = coesione non drenata in t/mq

$\varnothing$  = diametro del palo (m)

$H$  = spessore considerato (m)

$$q_L = \text{per depositi non coesivi} = S_{lat} \cdot (\gamma \cdot H_m \cdot K \cdot tg \delta)$$

$S_{lat}$  = superficie laterale del palo

$K$  = coefficiente =  $1 - \sin \varphi$

$tg \delta$  = coefficiente d'attrito con  $\delta = \varphi$

$H_m$  = altezza media dello strato (m)

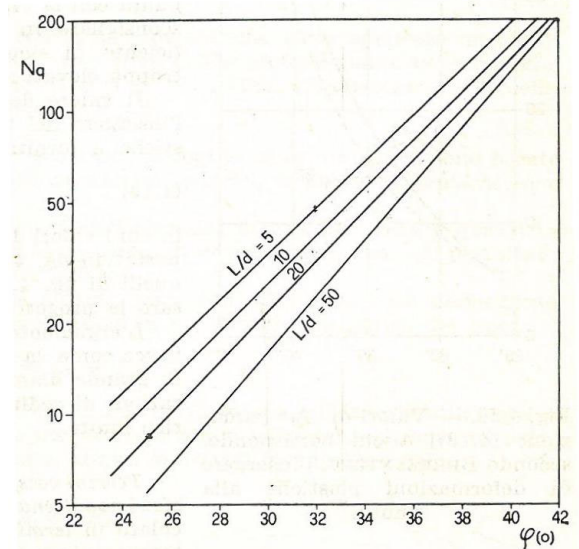


Fig. 4.49. — Valori di  $N_q$  [equazione (4.19)] secondo la teoria di BEREZANTSEV.

# **CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI**

**SECONDO DM 17/01/2018 N.T.C.**

Natura	[C = coesivo] ; [I = incoerente]		
h	0,75	[m]	Profondità testa palo da p.c. (piano di sbancamento pista per realizzazione palo)
h <sub>w</sub>	20,00	[m]	Profondità della falda da p.c. (deve essere ≥ h)
L	11,50	[m]	Lunghezza palo (al netto del cordolo/trave/soletta di collegamento)
D	60	[cm]	Diametro palo = 1 per D ≤ 80cm ⇒ 1 <b>MEDIO DIAMETRO</b>
L/D	19	[#] per calcolo N <sub>q</sub> secondo Teoria di Berezantzev, 1961	

Carico		Effetto	Coef. Parziale	(A1) STR
G <sub>1,Palo</sub>	8129	[daN] Peso	Favorevole	1,0
			Sfavorevole	1,3

Coefficienti parziali da applicare alla singola prova/sondaggio

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ <sub>R</sub> da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali				
Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ <sub>b</sub>	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ <sub>s</sub>	1,15	1,15	1,15
Totale □	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ <sub>st</sub>	1,25	1,25	1,25

□ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

TIPO DI PALI:	PALI TRIVELLATI	
Resistenza	γ <sub>R</sub>	(R3)
Base	γ <sub>b</sub>	1,35
Laterale in compressione	γ <sub>s</sub>	1,15
Totale	γ	1,30
Laterale in trazione	γ <sub>st</sub>	1,25

## **Valori di resistenza caratteristici R<sub>k</sub> ottenuti dalle prove eseguite**

n	1	[#] Numero di verticali indagate (prove penetrometriche o sondaggi o carotaggi)
ξ <sub>3</sub>	1,70	[#] coefficiente dipendente dal numero di prove
ξ <sub>4</sub>	1,7	[#] coefficiente dipendente dal numero di prove

R <sub>t,k lat</sub>	49977	[daN] $\min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$ [6.4.3]
R <sub>c,k lat</sub>	42840	[daN] $\min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$ [6.4.4]
R <sub>c,k base</sub>	28853	[daN] $\min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$ [6.4.4]

## **Valori di resistenza di progetto R<sub>d</sub>**

R <sub>t,d lat</sub>	39982	[daN] R <sub>t,k lat</sub> / γ <sub>st</sub> [6.2.3]
R <sub>c,d lat</sub>	37252	[daN] R <sub>c,k lat</sub> / γ <sub>s</sub> [6.2.3]
R <sub>c,d base</sub>	21372	[daN] R <sub>c,k base</sub> / γ <sub>b</sub> [6.4.4]

## **Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)**

<b>Capacità portante palo in trazione</b>		<b>Capacità portante palo in trazione</b>	
Approccio 2:	(A1+M1+R3) 48111 [daN]	Approccio 2:	(A1+M1+R3) 39982 [daN]
<b>Capacità portante palo in compressione</b>		<b>Capacità portante palo in compressione</b>	
Approccio 2:	(A1+M1+R3) 48057 [daN]	Approccio 2:	(A1+M1+R3) 58625 [daN]
PESO PROPRIO PALO <u>CONTEGGIATO</u> ALL'INTERNO DELLA CAPICITA PORTANTE		PESO PROPRIO PALO <u>NON CONTEGGIATO</u> ALL'INTERNO DELLA CAPICITA PORTANTE (Per SismiCAD)	

Dati utilizzati nelle calcolazioni, sondaggio terreno riferito all'Estradosso/Testa Palo

Prova n°

1								
Strato	Spessore	Profondità	Descrizione breve	$\gamma$	$\gamma_{SAT}$	$\gamma'$	$\sigma'_{v0}$	NATURA
n°	[m]	media [m]	litologia terreno	[Kg/m³]	[Kg/m³]	[Kg/m³]	[Kg/m²]	[C] / [I]
1	2,3	1,9	UGT 1	1880	1980	1880	3525	C
2	8,25	7,1	UGT 2	2200	2300	2200	14715	I
3	1,0	11,8	UGT 2	2200	2300	2200	24890	I
4	0,0	0,0	-	0	0	0	0	-
5	0,0	0,0	-	0	0	0	0	-
6	0,0	0,0	-	0	0	0	0	-

12,3  $\Sigma$  [m]

Strato	NATURA	INCOERENTE CONDIZIONI DRENATE			COESIVO CONDIZIONI NON DRENATE		RESISTENZA LATERALE IN TRAZIONE		RESISTENZA LATERALE IN COMPRESSIONE		RESISTENZA ALLA BASE (alla Punta)	
n°	[C] / [I]	$\phi$ [°]	$N_q$ [#]	$K$ [#]	$C_u$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\alpha$ [#]	$R_{L,t}$ [daN]	$\%_i$ [#]	$R_{L,c}$ [daN]	$\%_i$ [#]	$R_B$ [daN]	$\%_i$ [#]
1	C	15	2	0,7	0,40	0,8	13648	1	13648	1	1596	0
2	I	23	7	0,6	1,80	0,4	59180	1	59180	1	44898	0
3	I	23	7	0,6	1,80	0,4	12134	1	12134	0	49050	1
4	-	32	32	0,5	1,60	0,4	0	0	0	0	0	0
5	-	32	32	0,5	1,60	0,4	0	0	0	0	0	0
6	-	0	0	0,0	0,00	0,9	0	0	0	0	0	0

$R_{L,t} = \Sigma R_{L,t} * \%_i$  [daN] 84961  $R_{L,c} = \Sigma R_{L,c} * \%_i$  [daN] 72828  $R_B = \Sigma R_B * \%_i$  [daN] 49050

$R_{L,t}$	84961	[daN] Resistenza laterale in trazione
$R_{L,c}$	72828	[daN] Resistenza laterale in compressione
$R_B$	49050	[daN] Resistenza alla base a compressione
$R_{t,cal}$	84961	[daN] Resistenza di calcolo a trazione del palo = $R_{L,t}$
$R_{c,cal}$	121878	[daN] Resistenza di calcolo a compressione del palo = $R_{L,c} + R_B$

Sostituendo nelle relazioni indicate i valori ottenuti dai parametri utilizzati si riassumono i risultati di portanza totale in compressione ottenuti nella combinazione A1+M1+R3:

Diametro	$Q_{compressione}$	$Q_{trazione}$
$\varnothing$ 25 cm L=11,50 m	22 ton	20 ton
$\varnothing$ 60 cm L=11,50 m	71 ton	48 ton

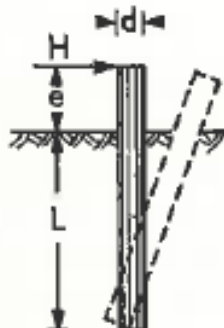
Rapportando tali valori agli sforzi sollecitanti è possibile confermare il superamento delle verifiche di sicurezza e con ampi margini sia in compressione che in trazione.

## CARICHI TRASVERSALI

Per quanto riguarda la verifica ai carichi trasversali il programma di calcolo SismiCAD consente di eseguire le verifiche secondo le seguenti formulazioni:

### Valore caratteristico della resistenza a carichi trasversali - $R_{tr,k}$

Il calcolo del valore caratteristico della resistenza a carichi trasversali  $R_{tr,k}$  è stato effettuato utilizzando la trattazione di Broms. Nella fattispecie i pali non hanno la possibilità di rotazione in quanto sono collegati in sommità da elementi fondazione dotati di pari rigidezza (travi/cordoli/piastre).



### Valore di progetto della resistenza a carichi trasversali - $R_{tr,d}$

Il valore di progetto  $R_{tr,d}$  della resistenza si ottiene dal valore caratteristico  $R_{tr,k}$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tabella seguente.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

La verifica di capacità portante trasversale del palo, sottoposto cioè ad azioni trasversali al suo asse, viene eseguita contestualmente alle verifiche strutturali del palo e riportata negli elaborati di calcolo.

Viene fatta raffrontando la portanza di progetto ( $R_d$ ) con la sollecitazione di progetto ( $E_d$ ), valutata come sforzo tangenziale agente alla sommità del palo. La resistenza di progetto ( $R_d$ ) è pari alla massima azione trasversale ( $H_{max}$ ) che teoricamente porta al collasso l'insieme palo/terreno, divisa per opportuni fattori di sicurezza parziali.

La capacità portante trasversale viene calcolata dal programma con la formulazione di Broms, in funzione della geometria, delle condizioni di vincolo in testa, del terreno considerato agente attorno al palo, della sollecitazione agente e della conseguente resistenza esibita dal palo stesso; per quest'ultimo motivo la verifica per i pali in c.a. è possibile solo dopo averli armati.

In particolare la teoria di Broms prevede le seguenti ipotesi:

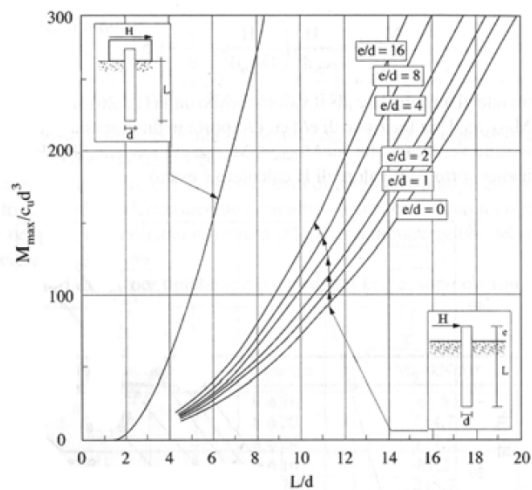
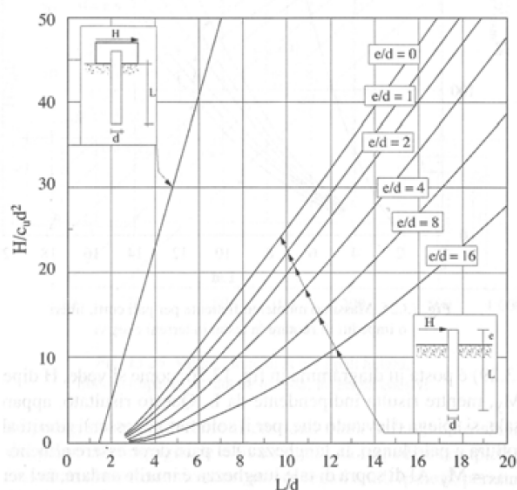
- palo in condizione di equilibrio limite plastico;
- suolo omogeneo, cioè proprietà costanti con la profondità;
- rottura in condizioni non drenate su suolo eminentemente coesivo ( $c=c_u$  e  $\phi=0$ ), oppure in condizioni drenate su suolo incoerente ( $c'=0$  e  $\phi'\neq 0$ );
- in condizioni ND (non drenate) si assume una resistenza limite del terreno costante, a partire da  $1.5d$  di profondità, e pari a  $9c_u d$ ;
- in condizioni D (drenate) si assume una resistenza limite del terreno linearmente crescente con la profondità, e pari a  $3k_p \gamma z d$ , dove  $k_p$  rappresenta il coefficiente di spinta passiva del terreno;
- sono possibili i casi di palo libero di ruotare in testa o con rotazione di testa impedita.

Il carico limite trasversale  $H_{max}$  è il valore che porta in rottura il terreno sull'intera altezza del palo (palo corto), oppure formazione di una cerniera plastica in sommità del palo (palo intermedio), oppure formazione di due cerniere plastiche, in sommità e ad una certa profondità del palo (palo lungo), con terreno al limite plastico in tale tratto.

Dalle ipotesi suindicate la teoria ricava l'insieme di formule che consentono di determinare il carico limite  $H_{max}$  per azioni trasversali, il momento massimo  $M_{max}$  lungo il fusto, o alternativamente la profondità di formazione delle cerniere plastiche. Si determina quindi anche il tipo di comportamento del palo, tra corto, intermedio o lungo.

La formulazione è piuttosto complessa ed articolata, per gestire i casi di palo libero o incastrato, su suolo coesivo o incoerente, su ciascuno dei 3 schemi di rottura possibili; sono necessarie una decina di diverse equazioni per la determinazione di  $H_{max}$ , ed altrettante per i momenti  $M_{max}$ . Per questo motivo più frequentemente si fa uso di abachi di calcolo che forniscono lo sforzo trasversale ultimo adimensionalizzato, in funzione della condizione di vincolo, del rapporto  $e/d$  (lunghezza del tratto scoperto/diametro palo), del rapporto  $L/d$  (lunghezza del tratto infisso/diametro palo), ed analoghi diagrammi per i momenti massimi adimensionalizzati.

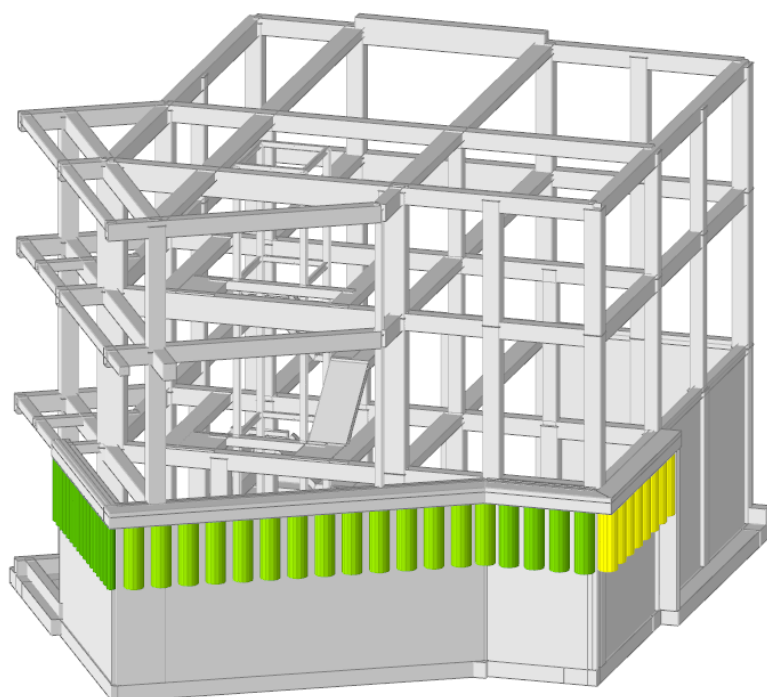
Si riportano a titolo di esempio gli abachi del caso di palo corto su suolo coesivo:



Per la formulazione esatta della teoria di Broms si rimanda ai principali testi di letteratura geotecnica che trattano l'argomento, come ad esempio il testo "Analisi e progettazione di fondazioni su pali", di Poulos-Davis.

Si rimanda all'elaborato 2.2 Elaborato di calcolo e Verifiche manuali, pt. 6.6 Verifiche pali, per le verifiche numeriche condotte per carichi verticali e trasversali, in condizioni statiche e sismiche, riassunte dalle seguenti immagini esemplificative dei coefficienti di sicurezza relativi alle verifiche condotte.

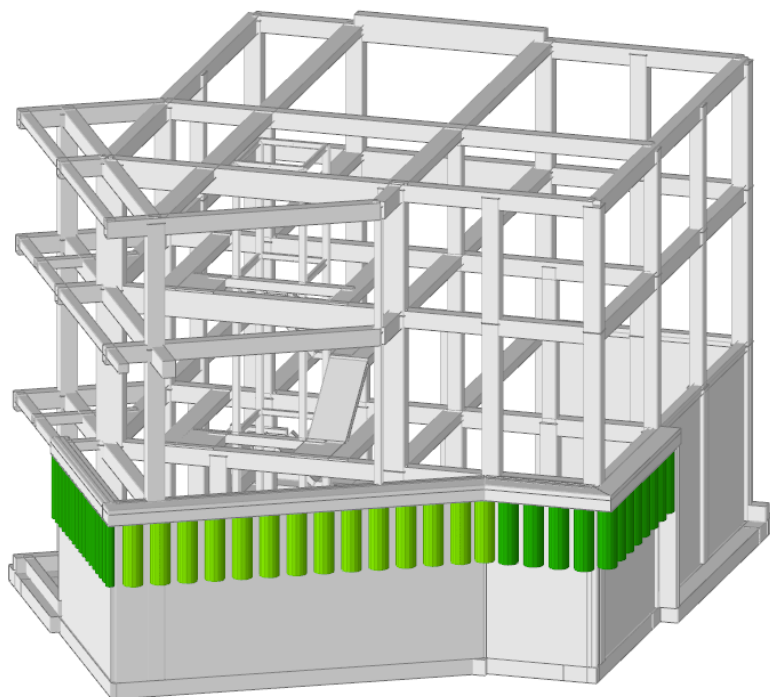
#### **RIEPILOGO VERIFICHE CAPACITÀ PORTANTE (color map)**



da 2 a 1.9
da 1.9 a 1.8
da 1.8 a 1.7
da 1.7 a 1.6
da 1.6 a 1.5
da 1.5 a 1.4
da 1.4 a 1.3
da 1.3 a 1.2
da 1.2 a 1.1
da 1.1 a 1
da 1 a 0.9
da 0.9 a 0.8
da 0.8 a 0.7
da 0.7 a 0.6
da 0.6 a 0.5
da 0.5 a 0.4
da 0.4 a 0.3
da 0.3 a 0.2
da 0.2 a 0.1
da 0.1 a 0

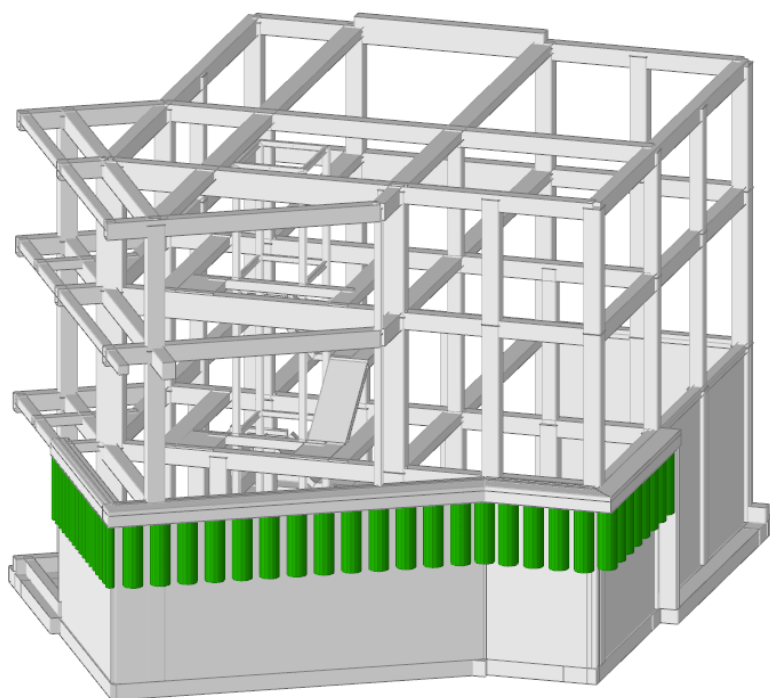
**Coefficiente di sicurezza Verifiche di Portanza pali**





da 2 a 1.9
da 1.9 a 1.8
da 1.8 a 1.7
da 1.7 a 1.6
da 1.6 a 1.5
da 1.5 a 1.4
da 1.4 a 1.3
da 1.3 a 1.2
da 1.2 a 1.1
da 1.1 a 1
da 1 a 0.9
da 0.9 a 0.8
da 0.8 a 0.7
da 0.7 a 0.6
da 0.6 a 0.5
da 0.5 a 0.4
da 0.4 a 0.3
da 0.3 a 0.2
da 0.2 a 0.1
da 0.1 a 0

#### ***Coefficiente di sicurezza Verifiche a Flessione Pali***



da 2 a 1.9
da 1.9 a 1.8
da 1.8 a 1.7
da 1.7 a 1.6
da 1.6 a 1.5
da 1.5 a 1.4
da 1.4 a 1.3
da 1.3 a 1.2
da 1.2 a 1.1
da 1.1 a 1
da 1 a 0.9
da 0.9 a 0.8
da 0.8 a 0.7
da 0.7 a 0.6
da 0.6 a 0.5
da 0.5 a 0.4
da 0.4 a 0.3
da 0.3 a 0.2
da 0.2 a 0.1
da 0.1 a 0

#### ***Coefficiente di sicurezza Verifiche a Taglio Pali***

Per quanto riguarda lo SLD, essendo le sovrastrutture progettate e verificate per rientrare nei limiti di deformabilità (P.to 7.3.7.2), gli stessi limiti risultano compatibili anche in fondazione per l'intera funzionalità dell'opera, sia in termini di deformazione che di distorsione angolare.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite (SLU/SLV) devono rispettare la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Essendo:

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

---

il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

Le precedenti considerazioni, unitamente all'analisi delle preesistenze edilizie ed alle passate esperienze edili compiute in loco, comporta un giudizio positivo sulla fattibilità degli interventi, si rimanda alle successive relazioni ed agli elaborati grafici allegati al progetto per una maggiore definizione delle caratteristiche architettoniche e strutturali adottate.

Il progettista strutturale  
Ing. Giuseppe Herman

## 6.3 relazione SULLA MODELLAZIONE SISMICA

Per la definizione dell'input sismico è stato condotto uno studio di risposta sismica locale di cui si riportano in seguito i principali parametri che sintetizzano l'azione:

Tipo di costruzione		2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari			
Vn		Default (50)			
Classe d'uso		III			
Località: Reggio Nell'emilia, Castelnovo Ne' Monti, Castelnuovo Ne' Monti Latitudine ED50 44,4327° (44° 25' 58") Longitudine ED50 10,4063° (10° 24' 23") Altitudine s.l.m. 698,82 m		Dettagli...			
Vr		Default (75)			
Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	Default (0,0688)	Default (2,468)	Default (0,258)
SLD	Default (63)	75	Default (0,085)	Default (2,47)	Default (0,268)
SLV	Default (10)	712	Default (0,1871)	Default (2,534)	Default (0,296)
SLC	Default (5)	1462	Default (0,232)	Default (2,555)	Default (0,309)

Categoria del suolo		B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto ad	
SLO		SLD	
Ss orizzontale SLO	Default (1.2)	Ss orizzontale SLD	Default (1.2)
Tb orizzontale SLO	s Default (0.124)	Tb orizzontale SLD	s Default (0.128)
Tc orizzontale SLO	s Default (0.372)	Tc orizzontale SLD	s Default (0.384)
Td orizzontale SLO	s Default (1.875)	Td orizzontale SLD	s Default (1.94)
SLV		SLC	
Ss orizzontale SLV	Default (1.2)	Ss orizzontale SLC	Default (1.1629)
Tb orizzontale SLV	s Default (0.138)	Tb orizzontale SLC	s Default (0.143)
Tc orizzontale SLV	s Default (0.415)	Tc orizzontale SLC	s Default (0.429)
Td orizzontale SLV	s Default (2.348)	Td orizzontale SLC	s Default (2.528)
Verticale			
Ss verticale	Default (1)		
Tb verticale	s Default (0.05)		
Tc verticale	s Default (0.15)		
Td verticale	s Default (1)		
Categoria topografica		T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione	
St		Default (1)	

Il progettista strutturale  
Ing. Giuseppe Herman