

Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Redatto	Verificato	Approvato

# COMUNE DI GENOVA



COORDINAMENTO DELLE RISORSE TECNICO OPERATIVE  
(COORDINATORE ARCH. ROBERTO TEDESCHI)

Direttore Generale Area Arch. Laura PETACCHI

DIREZIONE INFRASTRUTTURE E DIFESA DEL SUOLO

Direttore Ing. Stefano PINASCO

Committente

SETTORE ATTUAZIONE OPERE IDRAULICHE

Progetto

CAPO PROGETTO

...

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO

**Dott. Ing. Stefano PINASCO**

Progetto Architettonico

Ing. Luca De Falco  
Ing. Tito Sciaccaluga

Computi metrici e Capitolati

Ing. Luca De Falco  
Ing. Tito Sciaccaluga

Progetto Strutturale

Ing. Luca De Falco  
Ing. Tito Sciaccaluga

Rilievi

Rilievi forniti dal Comune di Genova

Progetto Idraulico

Ing. Luca De Falco

Coordinatore per la Sicurezza (in fase di Progettazione)

Ing. Tito Sciaccaluga

Studi Geologici

Studio di Geologia Balbi & Muzio

Progetto e Computi Impianti

...

Relazione Paesaggistica

...

Intervento/Opera

EX CASERMA GAVOGLIO: PROGETTO DELLA DEMOLIZIONE DELL'EDIFICIO "B" E DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DI UN TRATTO TOMBINATO DEL RIO LAGACCIO

Municipio

CENTRO EST

I

Quartiere

LAGACCIO

-

Serie tavole

...

A4

Oggetto della tavola

RELAZIONE STRUTTURALE



N° prog. tav.

05

N° tot. tav.

-

Scala

Data

09/2018

Tavola N°

R-05

Livello Progettazione

DEFINITIVO

IDRAUL. / STRUTT. / DEMOLIZ.

Codice GULP

----

Codice PROGETTAZIONE

---

Codice OPERA

---

Codice ARCHIVIO

---

## PREMESSA

L'opera in oggetto sarà costituita sostanzialmente da 2 elementi:

- OPERA PROVVISORIALE: 2 berlinesi di micropali con una fila di tiranti, di altezze variabili (lunghezza pali min. 7m, max 9m, da verificare in sede di progettazione esecutiva, con il particolare accorgimento che l'infissione riguardi un tratto di lunghezza pari a almeno 2m)
- OPERA DEFINITIVA: scatolare in c.a. interrato, costituente la nuova tombinatura e idoneo al sovraccarico prescritto da norma per ponti di II categoria.

Tali opere sono state progettate di tipologia idonea a verificare le sollecitazioni previste per la struttura in oggetto e sulla base dei parametri geologico – geotecnici dei terreni interagenti con le opere di progetto, i cui parametri sono indicati nella relazione geologica definitiva redatta dallo Studio di Geologia Balbi & Muzio. Poiché tali attività sono state eseguite parallelamente alla progettazione in essere, per poter procedere con i calcoli nel rispetto dei tempi previsti per alcuni parametri è stato necessario basarsi anche sulla relazione geologica preliminare fornita precedentemente dall'Ente Committente; in fase di progettazione esecutiva tutte le verifiche verranno aggiornate ai parametri attuali.

Di seguito si riportano le verifiche effettuate.

## NOTA SULLA NORMATIVA UTILIZZATA NEL CALCOLO

Le fasi di verifica sono state condotte secondo le normative tecniche NTC 2008 vigenti al momento della progettazione preliminare, come previsto dal regime transitorio attualmente vigente per le opere pubbliche in materia di aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni (tale interpretazione è stata confermata dall'Ente committente Comune di Genova e dall'Ufficio Cemento Armato e zone sismiche della Città Metropolitana di Genova).

## RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

Calcestruzzo tipo C28/35 (Resistenza caratteristica  $R_{ck} = 35.0 \text{ N/mm}^2$ ) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata tipo Acciaio B450C (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$ );

Acciaio per strutture metalliche S355 (Resistenza caratteristica  $F_{yk} 355.0 \text{ N/mm}^2$ );

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati di seguito:

N	Tipo	Descrizione	Sigla	Peso Specifico	Coeff. Dil. Termica	Modulo elastico		Rk	$\gamma$	$\gamma_e$	rid Fmk	Cat. Mur.	$\mu$	Tipo Rot. Tag.		n	ft	fc	$\tau R$	N Act
						E	G							M	F					
						[N/m <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]							[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					
	CA	Cls C28/35_B450C	C28/35	25,000	0.000010	32,588	13,035	35.00	1.50	-	-	-	1.00	-	-	15	1.32	3.40	0.38	002
	AcT	Acciaio B450C	B450C	78,500	0.000010	210,000	80,769	450.00	1.15	-	-	-	1.00	-	-	1	-	-	-	-
	AcP	S355	S355	78,500	0.000012	210,000	80,769	355.00	1.05	-	-	-	1.00	-	-	1	335.00	-	-	-

### LEGENDA Materiali

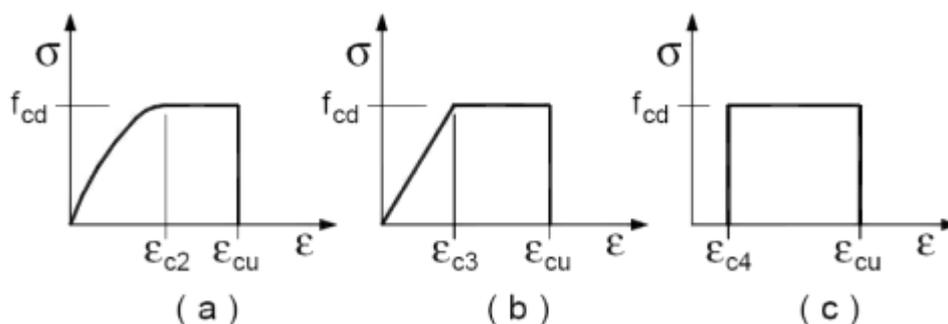
N Numero identificativo del materiale.

																Materiali							
N	Tipo	Descrizione	Sigla	Peso Specifico	Coeff. Dil. Termica	Modulo elastico		Rk	$\gamma$	$\gamma_e$	rid Fmk	Cat. Mur.	$\mu$	Tipo Rot. Tag.		n	ft	fc	$\tau R$	N Act			
						E	G							M	F								
				[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]													[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Tipo</b>		Tipologia del materiale: [CA] = Calcestruzzo armato - [ACT] = Acciaio in tondini - [AcP] = Acciaio per profilati - [ACB] = Acciaio per bulloni - [G] = Altri materiali - [M] = Muratura - [MA] = Muratura armata.																					
<b>Sigla</b>		Sigla del materiale.																					
<b>Coeff. Dil. Termica</b>		Coefficiente di dilatazione termica.																					
<b>E</b>		Modulo elastico normale.																					
<b>G</b>		Modulo elastico tangenziale.																					
<b>Rk</b>		Resistenza caratteristica del materiale. Il valore riportato è "Rck" per il calcestruzzo, "f <sub>yk</sub> " per l'acciaio/bulloni, "f <sub>mk</sub> " per la muratura ed "f <sub>k</sub> " nel caso di altro materiale.																					
$\gamma$		Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale. Il valore riportato è " $\gamma_c$ " per il calcestruzzo, " $\gamma_f$ " per l'acciaio, " $\gamma_{M2}$ " per i bulloni, " $\gamma_m$ " per la muratura e " $\gamma_g$ " in caso di altro materiale.																					
$\gamma_e$		Coefficiente di sicurezza del modello.																					
<b>ridFmk</b>		Percentuale di riduzione di Rcfmk.																					
<b>Cat.Mur.</b>		Categoria muratura (p.11.10 DM 14/01/2008).																					
$\mu$		Coefficiente di attrito.																					
<b>Tipo Rot. Tag.</b>		Tipo rottura a taglio del materiale: 1=per scorrimento 2 = per fessurazione diagonale 3 = per scorrimento e fessurazione. colonna M: Maschi - colonna F: Fasce.																					
<b>n</b>		Coefficiente di omogeneizzazione.																					
<b>ft</b>		Il valore riportato e' la "Resistenza di calcolo a trazione" per il calcestruzzo armato, la "Resistenza caratteristica a trazione" per la muratura, la "Resistenza caratteristica allo snervamento (t compreso tra 40mm e 80mm)" per l'acciaio, la "Resistenza caratteristica a rottura" per i bulloni.																					
<b>fc</b>		Il valore riportato e' la "Resistenza a rottura per flessione" per il calcestruzzo armato, la "Resistenza caratteristica a compressione orizzontale" per la muratura.																					
$\tau R$		Il valore riportato e' la "Resistenza tangenziale di calcolo" per il calcestruzzo armato, la "Resistenza caratteristica a taglio in assenza di compressione - f <sub>vk0</sub> " per la muratura.																					
<b>N Act</b>		Identificativo, nella tabella materiali, dell'acciaio utilizzato.																					

Per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

- Resistenza di calcolo a trazione ( $f_{ctd}$ )
- Resistenza a rottura per flessione ( $f_{cfm}$ )
- Resistenza tangenziale di calcolo ( $\tau_{Rd}$ )
- Modulo elastico normale (E)
- Modulo elastico tangenziale (G)
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_c$ )
- Resistenza cubica caratteristica del materiale ( $R_{ck}$ )
- Coefficiente di Omogeneizzazione
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

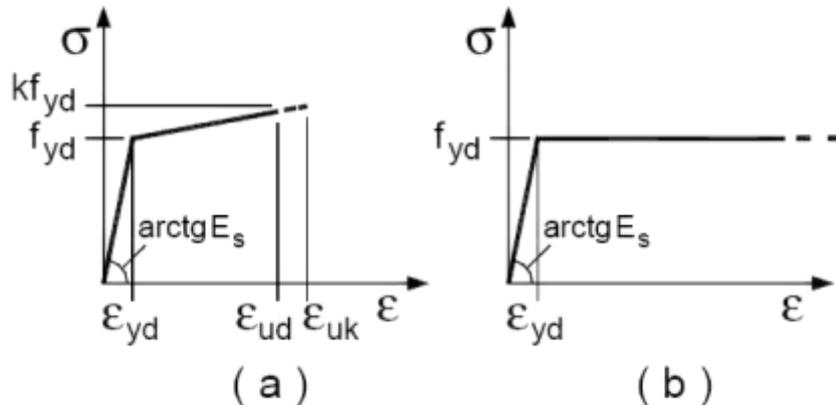
La deformazione massima  $\epsilon_{c \max}$  è assunta pari a 0.0035.

Per l'acciaio sono riportati i valori di:

- Tensione caratteristica di snervamento trazione ( $f_{yk}$ )

- Modulo elastico normale ( $E$ )
- Modulo elastico tangenziale ( $G$ )
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_f$ )
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk} / \gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  si assume pari a 1.15.

Per ciascun acciaio per strutture metalliche sono riportati i valori di:

- Resistenza Caratteristica allo Snervamento ( $f_{yk}$ ) per spessore nominale  $\leq 40$  mm.
- Resistenza Caratteristica allo Snervamento ( $f_{yk}$ ) per spessore nominale  $> 40$  e  $\leq 80$  mm.
- Modulo elastico normale ( $E$ )
- Modulo elastico tangenziale ( $G$ )
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\square M0$ )
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

Per ciascun materiale d'apporto per saldature sono riportati i valori di:

- Resistenza Caratteristica allo Snervamento ( $f_{yk}$ )
- Modulo elastico normale ( $E$ )
- Modulo elastico tangenziale ( $G$ )
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\square M0$ )
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

Per ciascuna classe d'acciaio per bulloni sono riportati i valori di:

- Resistenza Caratteristica allo Snervamento ( $f_{yb}$ )
- Resistenza Caratteristica a Rottura ( $f_{tb}$ )
- Modulo elastico normale ( $E$ )
- Modulo elastico tangenziale ( $G$ )
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\square M2$ )
- Coefficiente di sicurezza allo Scorrimento allo SLU ( $\square M3$ )
- Coefficiente di sicurezza allo Scorrimento allo SLE ( $\square M3$ )
- Coefficiente di sicurezza Precarico Bulloni ad Alta resistenza ( $\square M7$ )
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

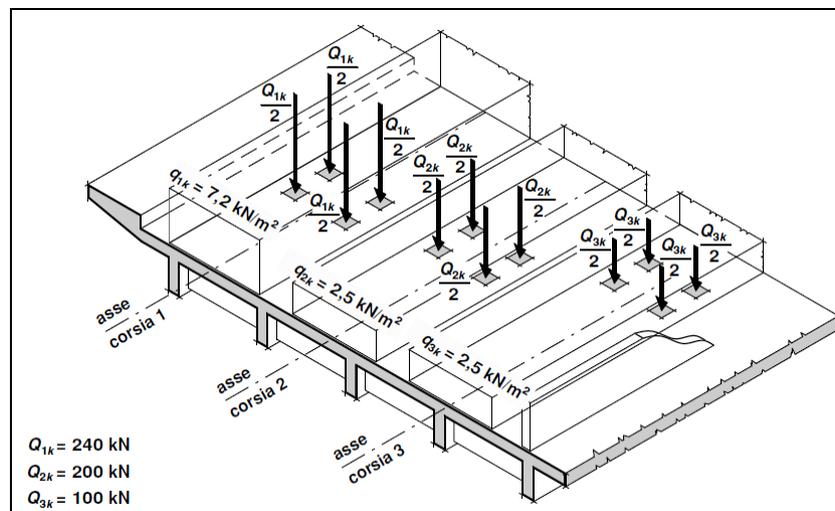
## ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, soprattutto in presenza di analisi sismica. La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni". La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive; di seguito si riportano le considerazioni effettuate:

- OPERA PROVVISORIALE (berlinesi di micropali): sarà soggetta alle azioni geotecniche del terreno, statiche e sismiche, come di seguito calcolato. Sarà inoltre soggetta al sovraccarico sul terreno dovuto alla presenza dei mezzi di lavoro, quantificato in 5 kN/mq per le zone in cui si prevede la presenza di mezzi "a riposo" e 10 kN/mq per le zone in cui si prevede la presenza di mezzi "in azione"
- OPERA DEFINITIVA (scatolare in c.a.): sarà soggetta alle azioni geotecniche del terreno, statiche e sismiche, come di seguito calcolato. Sarà inoltre soggetta al sovraccarico sull'impalcato dovuto al peso di 80cm di manto stabilizzato di copertura, e alle azioni previste per i ponti di categoria II come da normativa vigente (vedere di seguito)

### ANALISI DEI CARICHI: PONTE DI CATEGORIA II

Per quanto riguarda la soletta avente funzione di attraversamento (ponte), ci si è attenuti alle prescrizioni riportate al capitolo 5 delle vigenti NTC 2008, per quanto applicabili all'entità della struttura in oggetto. L'opera è stata classificata di categoria 2 e sono stati applicati i seguenti carichi variabili, in aggiunta ai carichi permanenti e al peso proprio:



È stata inoltre considerata un'azione longitudinale di frenamento o di accelerazione  $q_3$  quantificata con la seguente formula:

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2 Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

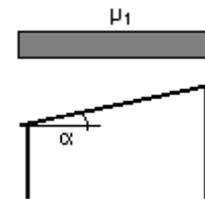
A queste si aggiungono solitamente l'azione sui parapetti, che sono però assenti nel caso in oggetto, l'azione del vento, anch'esso privo di significato trattandosi di struttura interrata, e quella della neve, valutata come di seguito riportato.

Le analisi effettuate sono riportate nei tabulati di calcolo nei paragrafi seguenti. Si specifica che, cautelativamente, i carichi sono stati indicati nel prosieguo delle verifiche approssimando i valori a favore di sicurezza.

## ANALISI DEI CARICHI: AZIONE DELLA NEVE

### LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Località: GENOVA  
Provincia: GENOVA  
Regione: LIGURIA  
Coordinate GPS:  
Latitudine : 44.41900 N  
Longitudine: 8.89800 E  
Altitudine s.l.m.: 19.0 m



### Normativa di riferimento:

D.M. 14 gennaio 2008 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI  
Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Zona Neve = II

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo (qsk Ce) = 100 daN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda = 0.0°

$\mu \cdot \cdot = 0.80 \Rightarrow Q = 80 \text{ daN/mq}$

## VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Ai sensi del vigente *Aggiornamento classificazione sismica del territorio della regione Liguria* la zona sismica oggetto di intervento è stata classificata quale zona 3 (Comune di Genova). La struttura dunque è stata verificata con riferimento azioni calcolate sulla base delle coordinate Gauss Boaga in accordo con le NTC 2008.

Ai fini del calcolo (statico e sismico) ci si è serviti di software dedicati, specifici per berlinesi e scatolari interrati. Per quanto concernente i dati sismici, dopo aver individuato i parametri del sito mediante la ricerca per coordinate o per comune, è stato definito il periodo di riferimento VR (normalmente 50 o 100 anni), lo Stato limite (normalmente SLV), la categoria di sottosuolo, la categoria topografica ed eventualmente il rapporto h/H fra la quota del sito e l'altezza del rilievo.

A mezzo di software dedicato si calcola (vedere NTC §7.11.6.2.1):

- l'accelerazione massima attesa

$$a_{\max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T,$$

- il coefficiente di riduzione  $\beta_m$  dell'accelerazione massima

**Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

- i coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} \quad k_v = 0,5 \cdot k_h$$

Di seguito si riportano i parametri utilizzati per l'analisi sismica relativamente al caso in oggetto:

Le effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (VS30) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria "A":

"A – Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m"

Come indicato nei paragrafi precedenti si è fatto necessariamente riferimento anche alla Relazione geologica preliminare, che cautelativamente per il terreno in oggetto indicava quanto segue (parametro utilizzato nel prosieguo dei calcoli):

*Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (VS30) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria "B":*

**B** *Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).*

Dal punto di vista sismico l'opera è localizzata nel Comune di Genova, zona sismica 3 ai sensi delle normative attualmente vigenti, e è caratterizzata dai seguenti parametri (ottenuti utilizzando software dedicato):

Ricerca per coordinate     
  Ricerca per comune     
  Isole

Longitudine      
 Latitudine

Parametri interpolati

TR	ag	Fo	Tc*
30	0.023	2.539	0.185
50	0.030	2.525	0.207
72	0.034	2.544	0.221
101	0.039	2.556	0.245
140	0.044	2.518	0.265
201	0.051	2.530	0.270
475	0.069	2.534	0.287
975	0.089	2.529	0.296
2475	0.122	2.517	0.304

Nodi del reticolo

+

Le sigle individuano isole per le quali è necessaria una valutazione ad hoc  
 Elaborazione: aprile 2004

VR      
 Stato Limite  →     
 ag      
 Fo      
 Tc\*

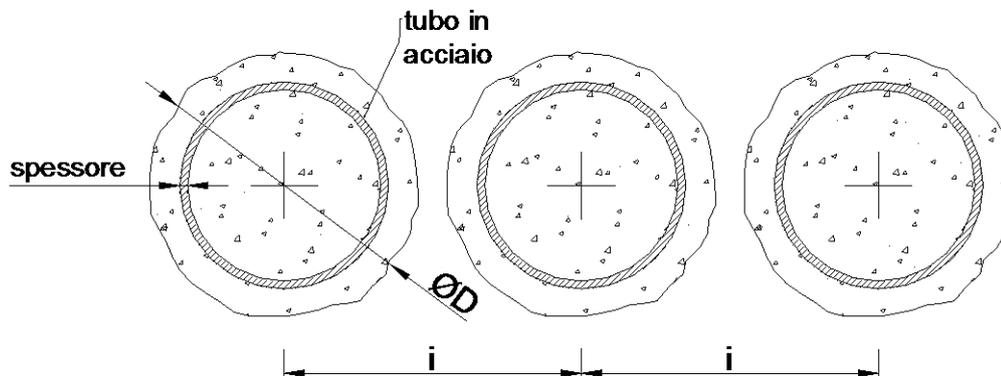
Suolo      
 Ss      
 Topo      
 h/H      
 ST

a<sub>max</sub>      
 g     
 β<sub>m</sub>      
 k<sub>h</sub>      
 k<sub>v</sub>

# RELAZIONE DI CALCOLO: OPERE PROVVISORIALI (BERLINESI)

## 1 – CARATTERIZZAZIONE STRUTTURALE MICROPALI E TIRANTI (INERZIE EQUIVALENTI)

### Valutazione Inerzia e Spessore Equivalente Paratia Berlinese in Micropali o Jetting



#### GEOMETRIA

Diametro micropali o jetting	D	200 [mm]
Raggio	R	100 [mm]
Interasse	i	700 [mm]
Area sezione	A	31415.9 [mm <sup>2</sup> ]
Inerzia iniezione	I	7.854E+07 [mm <sup>4</sup> ]

Diametro tubo d'armatura	Da	114.3 [mm]
Spessore tubo d'armatura	s	8 [mm]
Area armatura	Aa	2671.6 [mm <sup>2</sup> ]
Inerzia armatura	Ia	3.795E+06 [mm <sup>4</sup> ]

#### MATERIALI

<b>malta di iniezione</b>	<input type="text" value="C28/35"/>	
Resistenza cubica	Rck	35 [MPa]
Resistenza cilindrica	fck	28 [MPa]
Resistenza cilindrica media	fcm	36 [N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico	Ecls	32308 [N/mm <sup>2</sup> ]

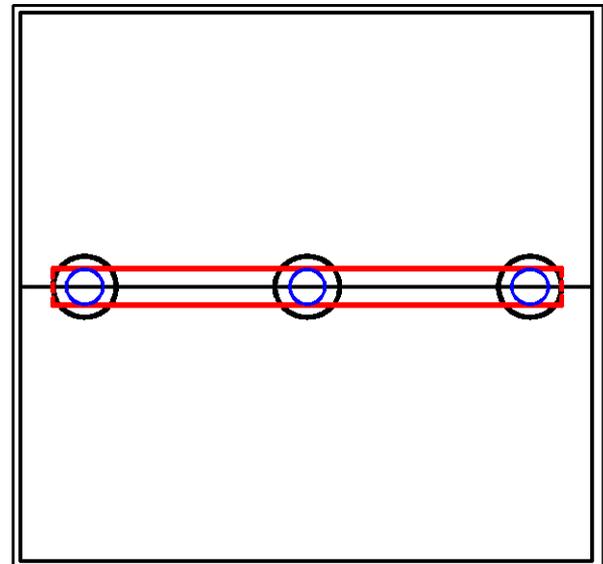
#### Acciaio

Modulo elastico armatura	Ea	210000 [MPa]
--------------------------	----	--------------

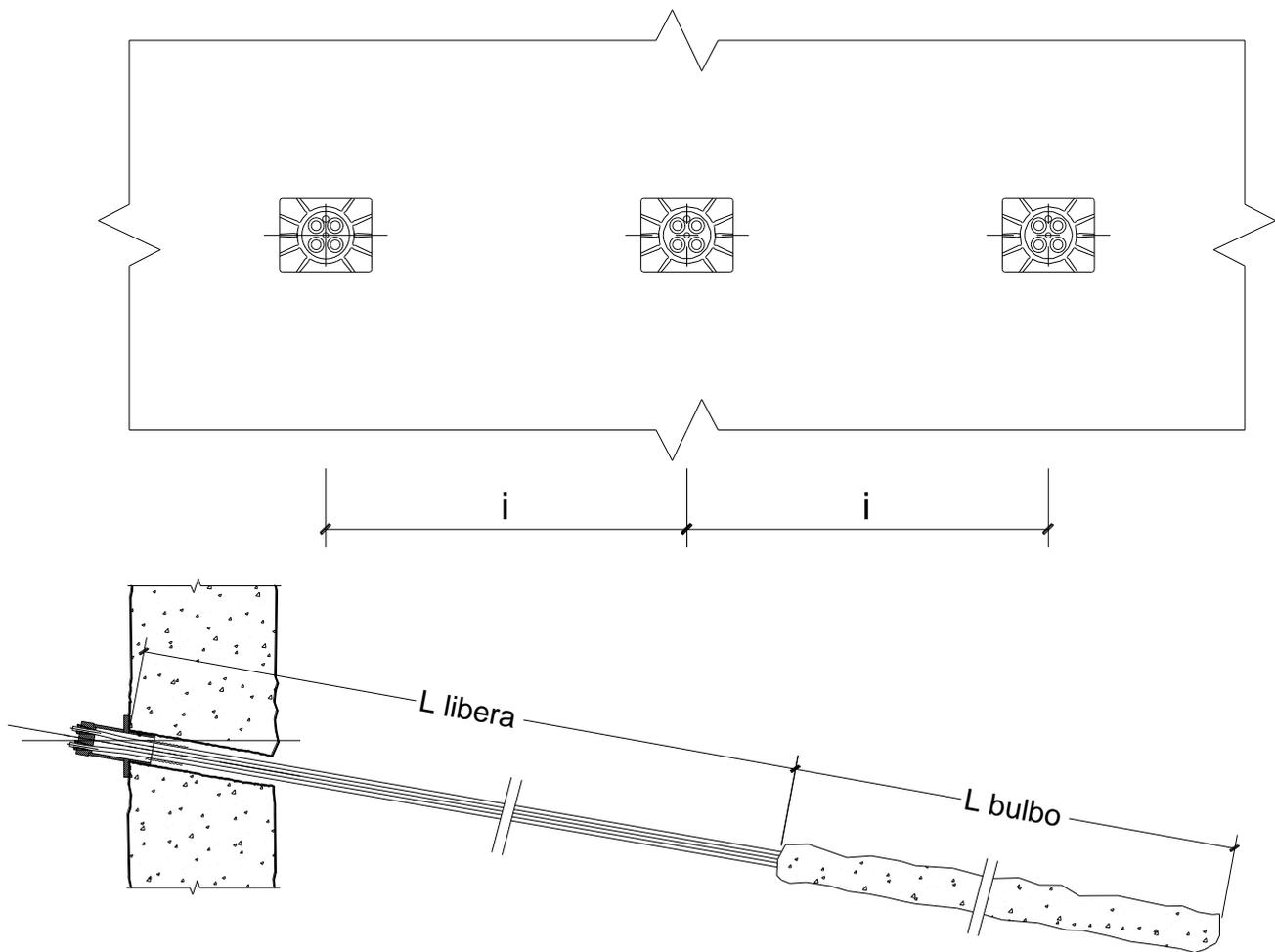
-  omogenezza alla malta
-  omogenezza all'armatura

Rigidezza complessiva	EI	4.59 [MN m <sup>2</sup> ]
-----------------------	----	---------------------------

Spessore equivalente	Seq	119.4 [mm]
----------------------	-----	------------



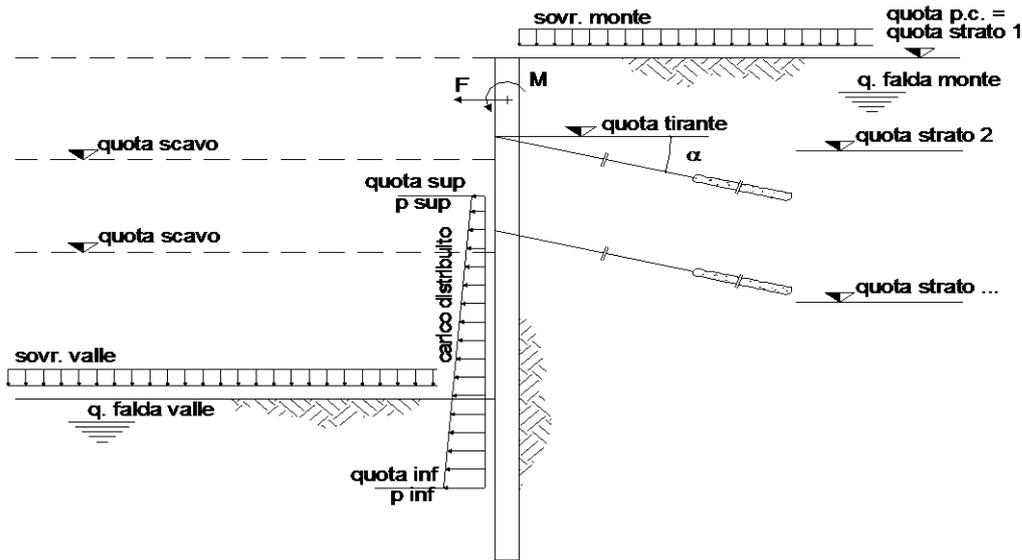
## Valutazione Rigidezza Ancoraggi



A trefolo	A tr	139 (mm <sup>2</sup> )
numero trefoli	n	3 (-)
A tirante	A	417 (mm <sup>2</sup> )
interasse tiranti	i	2.4 (m)
lunghezza tratto libero	LI	12 (m)
lunghezza bulbo	Lb	4 (m)
lunghezza equivalente	$L_{eq} = LI + Lb/2$	14 (m)
modulo elastico acciaio	E	200000 (Mpa)
<b>Rigidezza</b>	$EA/Li$	2482.143 (kN/m <sup>2</sup> )

2 – CALCOLO PARATIE (H max = 760cm)

Opera: **Lagaccio Hmax**



strati terreno	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (kPa)	k (m/s)	$k_0$ (-)	$k_a$ (-)	$k_p$ (-)	$k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\alpha$ (-)
p.c.=strato 1	0.00	16.5	18.5	31	0	1.00E-06	0.48	0.27	6.09	30000	0.5
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	-3.00	25.0	25.0	30	45	1.00E-05	0.50	0.28	5.73	50000	0.5
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	-8.00	26.0	26.0	34	70	1.00E-04	0.44	0.23	8.01	50000	0.5
<input type="checkbox"/> strato 4	83.00	19.0	20.5	33	0	1.00E-06	0.46	0.27	5.42	8000	0.5
<input type="checkbox"/> strato 5	90.20	20.0	20.0	30		1.00E-08	0.50	0.30	3.00	10000	0.2
<input type="checkbox"/> strato 6	80.70	20.0	20.0	30		1.00E-08	0.50	0.30	3.00	10000	0.2

L paratia (m)
10.00

EI (kN m <sup>2</sup> )
4.59E+03

dim elementi (m)
0.2

# max iterazioni i
40

$\gamma_{acqua}$ (kN/m <sup>3</sup> )
10

tiranti/puntoni	quote (m)	EA/Li (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$ (°)	$N_n$ (kN/m)
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 1	-2.00	2482	15	100
<input type="checkbox"/> tirante 2	-4.50	1100	15	10
<input type="checkbox"/> tirante 3	-4.50	6090	22	220
<input type="checkbox"/> tirante 4	-6.00	6090	22	250
<input type="checkbox"/> tirante 5	97.70	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 6	-4.00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 7	-1.00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 8	-20.00	15000	5	200

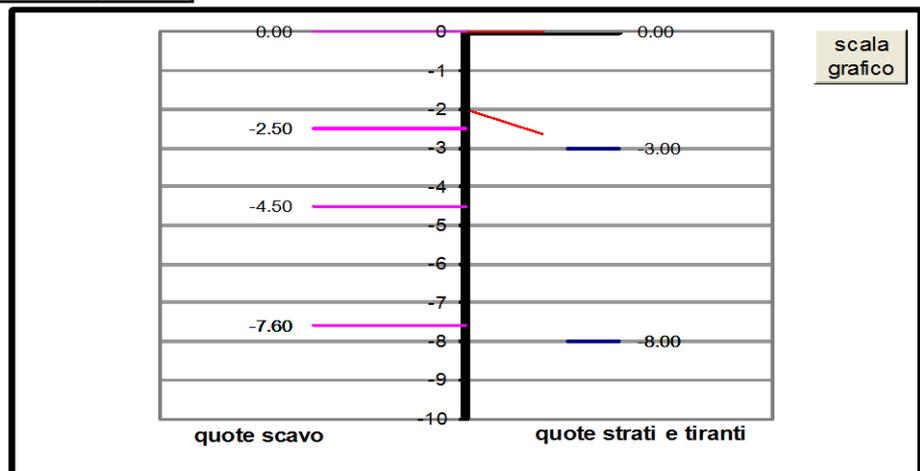
carichi distribuiti	quota sup. (m)	p sup (kN/m <sup>2</sup> )	quota inf. (m)	p inf (kN/m <sup>2</sup> )
<input type="checkbox"/> carico 1	10	1	0	5
<input type="checkbox"/> carico 2	2	3	-5	3

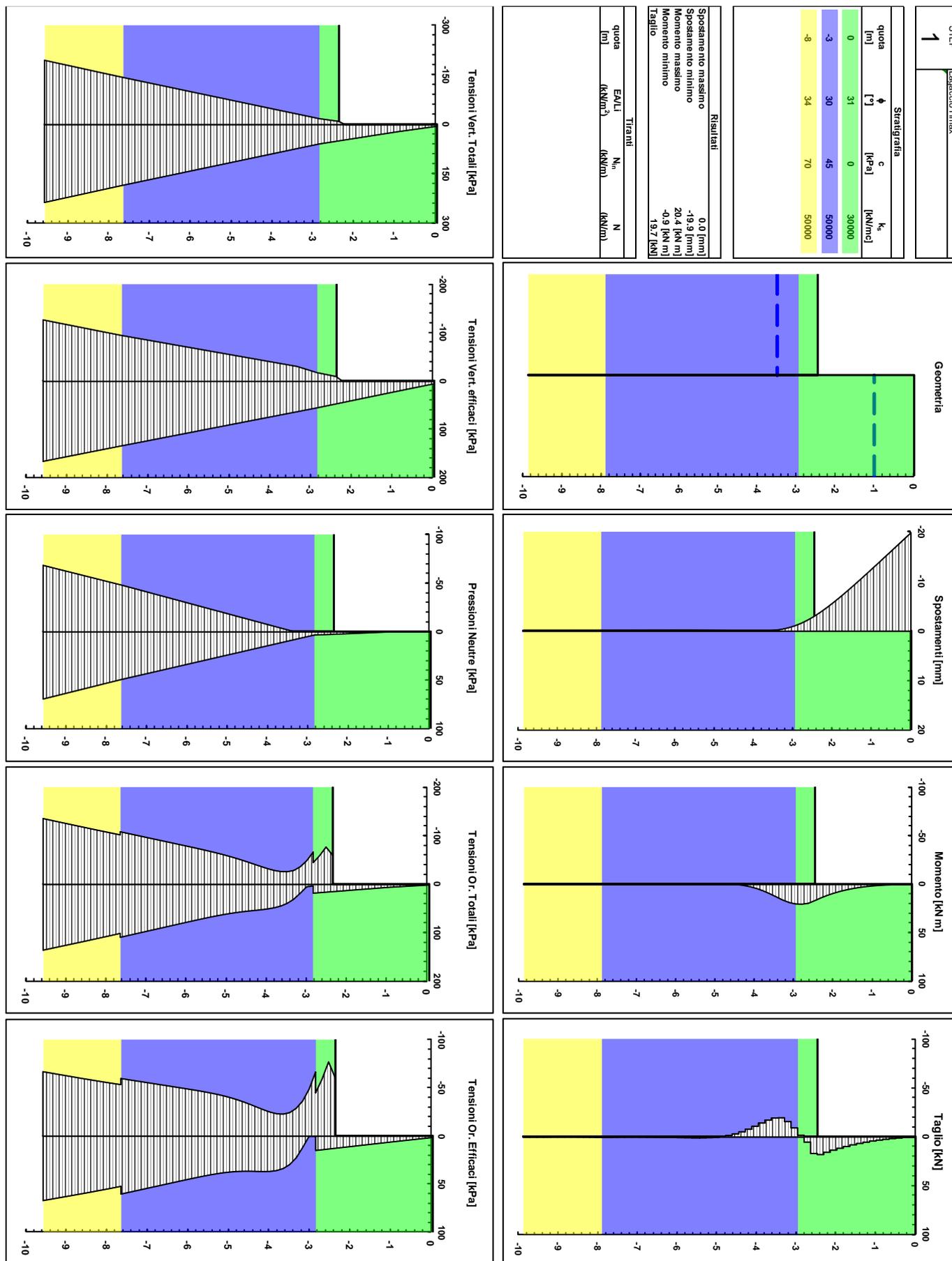
azioni conc.	quota (m)	F (kN/m)	M (kNm/m)
<input type="checkbox"/> azione 1	0	-100	0
<input type="checkbox"/> azione 2	0	100	0

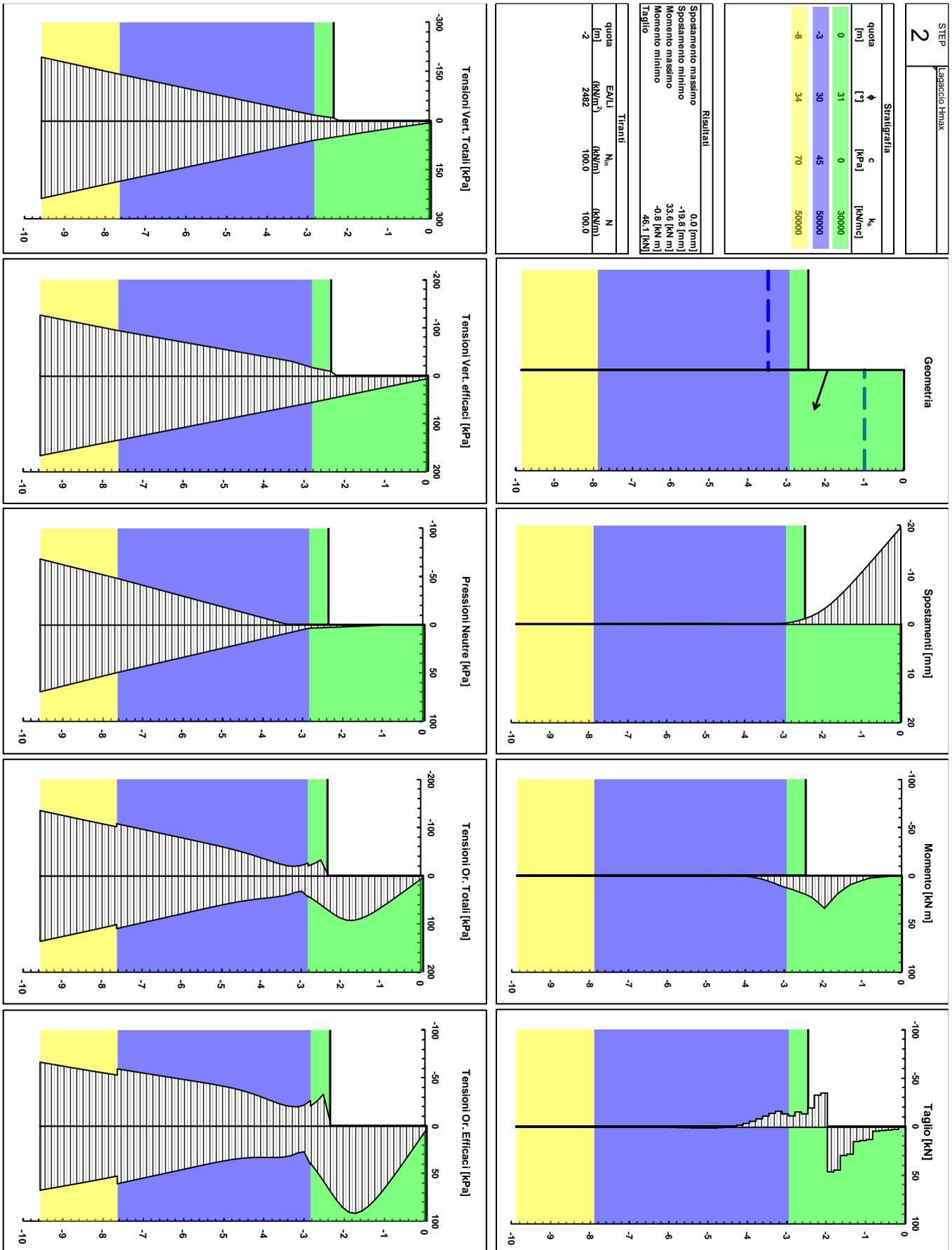
CONDIZIONI DRENATE

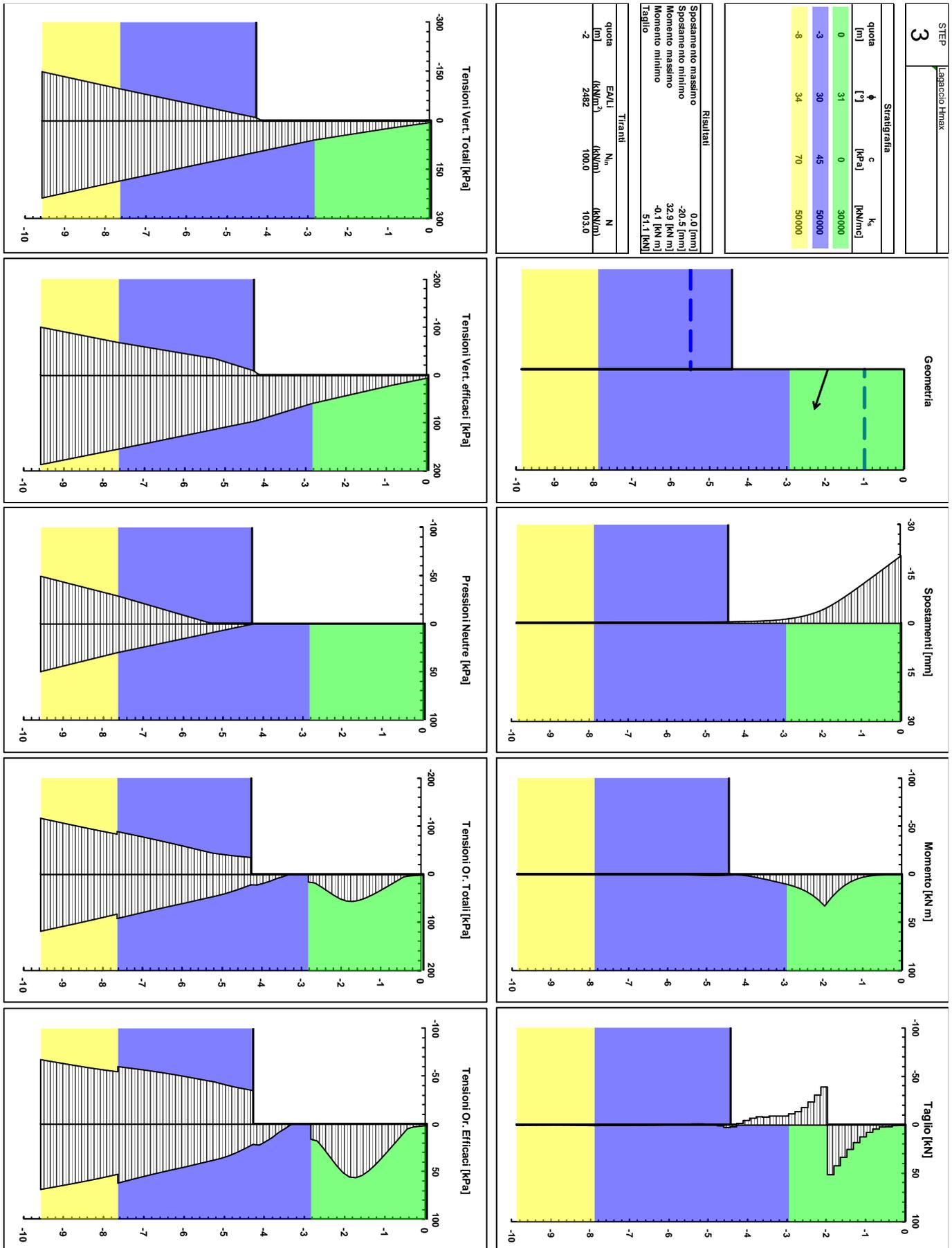
CONDIZIONI NON DRENATE

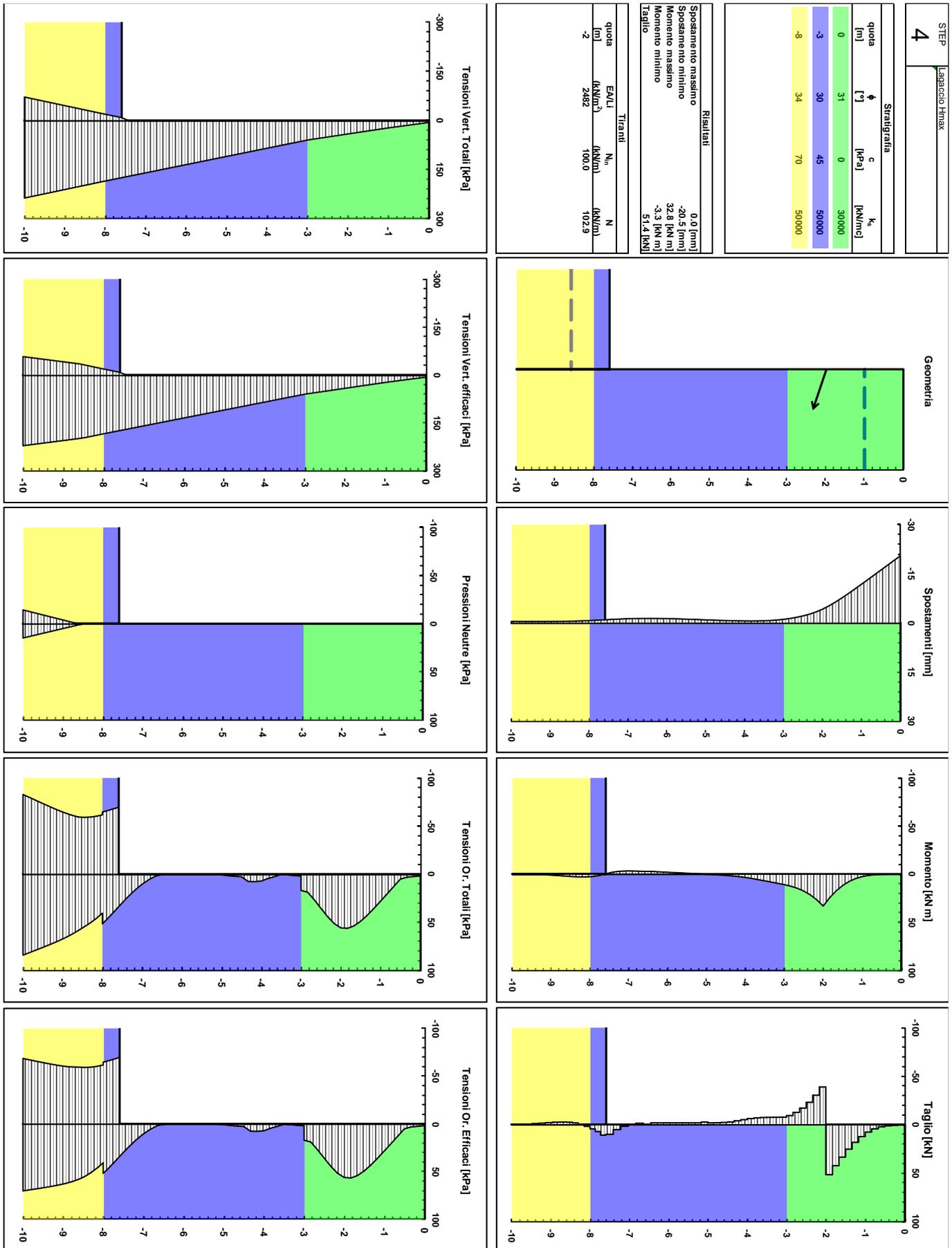
**Calcolo**  
(ctrl+r)











### 3 – CALCOLO TIRANTI

#### DATI DI INPUT:

Terreno: **lagaccio**

Tirante tipo:

Diametro trefolo:  $d_{tre} =$  **15.2** (mm)

Numero trefoli:  $n =$  **3**

Area singolo trefolo  $A_t:$  **139** (mm<sup>2</sup>)

Area complessiva dell'acciaio ( $A = n \cdot A_t$ ): **417** (mm<sup>2</sup>)

Diametro equivalente dei trefoli  $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$   $Deq =$  **23.04** (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio ( $f_{ptk}$ ) **1860** (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ( $f_{p(1\%)}$ ) **1670** (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato:  $\tau_{cls} =$  **0.60** (Mpa)

coefficienti parziali		Azioni		Resistenza
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_a$
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$	
Stato limite ultimo permanenti		1.00	1.30	1.20
Stato limite ultimo temporanei		1.00	1.30	1.10
Tensioni ammissibili (permanenti)		1.00	1.00	2.50
Tensioni ammissibili (temporanei)		1.00	1.00	2.00
definiti dal progettista		1.10	1.20	1.30

n	1	2	3	4	≥5	T.A.	altro
$\xi_3$	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60	1.00	1.27
$\xi_4$	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55	1.00	1.12

$N_G$  Azione permanente sul tirante: **240** kN

$N_Q$  Azione variabile sul tirante: **6.552** kN

$N_t$  Azione di calcolo ( $N_G \gamma_G + N_Q \gamma_Q$ ): **248.5176** kN

**Aderenza Malta -Terreno**  $L = N_t / (D_s \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione = **150** (mm)

$\alpha$  (-) Coeff. moltiplicativo = **1.5**

$D_s$  (cm) Diametro di calcolo ( $D_s = \alpha \cdot D$ ) = **225** (mm)

$s_{k, med}$  (MPa) tensione unitaria media di adesione malta - terreno = **0.30** (Mpa)

$s_{k, min}$  (MPa) tensione unitaria minima di adesione malta - terreno = **0.20** (Mpa)

$s_d$  (MPa) tensione unitaria di progetto adesione malta - terreno = **0.10** (Mpa)

$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$

$L1 =$  **3.48** (m)

**Aderenza Malta - Corrugato**  $L = N_t / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

$D_{corr}$  Diametro del corrugato = **100** (mm)

$L2 =$  **1.32** (m)

**Aderenza Acciaio - Malta**  $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

$d = n \cdot d_{tre} = 45.6$

$\gamma$  coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma = 1.3$

Tabella 1 - Valori di  $\gamma$  per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	$\gamma$
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

$\delta$  = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$\delta = 0.81$

Tabella 2 - valori di  $\delta$  per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
$\delta$	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
$\delta$	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di  $\delta$  per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
$\delta$	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$L3 = 2.75$  (m)

**L lunghezza della fondazione (bulbo)**

$L = \max(L1, L2, L3) = 3.48$  (m)

**Verifica a trazione dell'armatura**

$N_k = N_G + N_Q = 246.552$  (kN)

UNI EN 1537  $N_k \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 504.15$  (kN)

AICAP  $N_k \leq 0.6 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A_t = 417.83$  (kN)

### 4 – CALCOLO MICROPALI

Momento sollecitante da colcolo $M_{max}$ [kNm]	33.63
interasse pali [m]	0.60
$M_{max}$ su ciascun palo [kNm]	20.178
$W_{min}$ richiesto [cmc]	56.84
$W_{min}$ micropalo di progetto [cmc]	66.40

### 5 – CALCOLO TRAVI DI CONTRASTO

tiro orizzontale su fila di tiranti più sollecitata (forza di Taglio su palificata) $T1$ : [kN/m]	101.11
inclinazione tiranti rispetto all'orizzontale $BETA$ : [gradi]	75.00
tiro reale sulla trave di contrasto $T2=T1/\cos BETA$ [kN/m]	104.68
luce trave = interasse tiranti $L$ [m]	2.40
momento max di progetto su trave di contrasto $M$ : [kNm]	75.37
numero travi contrasto [-]	2
momento max reale su trave di contrasto $M$ : [kNm]	37.68
<u>Profilo di progetto: HEA 140 Acciaio S275</u>	

IPE    IPN    HEAA    HL  
 HEA    IPEA    HEX    UB  
 HEB    IPEO    HD    UC  
 HEM    IPEX    HP    W

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 100 A	16.7	96	100	5.00	8.00	12.00
HE 120 A	19.9	114	120	5.00	8.00	12.00
HE 140 A	24.7	133	140	5.50	8.50	12.00
HE 160 A	30.4	152	160	6.00	9.00	15.00
HE 180 A	36.0	171	180	6.00	9.50	15.00
HE 200 A	42.3	190	200	6.50	10.00	18.00

Ordina per:   $W_y$      $l_y$     g  
 Acciaio: S275 (Fe430)    $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>): 275    $f_u$ : 430  
 Lunghezze di libera inflessione [m]:  
 $l_{Oy}$ : 0    $l_{Oz}$ : 0  
 $N_{Sd}$  [kN]: 0

---

HE 140 A    $N_{by,Rd}$  [kN]: 822.9    $M_{ey,Rd}$  [kNm]: 45.44  
 $N_{bz,Rd}$  [kN]: 822.9    $M_{oz,Rd}$  [kNm]: 22.22  
 $V_{ply,Rd}$  [kN]: 153.1    $V_{plz,Rd}$  [kN]: 359.9

g (Kg/m): 24.7    $r_2$  (mm): 0  
 h (mm): 133   A (cm<sup>2</sup>): 31.42    $i_y$  (cm): 5.73    $i_z$  (cm): 3.52  
 b (mm): 140    $I_y$  (cm<sup>4</sup>): 1.033    $I_z$  (cm<sup>4</sup>): 389.3    $I_T$  (cm<sup>4</sup>): 8.13  
 tw (mm): 5.5    $W_u$  (cm<sup>3</sup>): 155.4    $W_z$  (cm<sup>3</sup>): 55.62    $I_w$  (cm<sup>6</sup>): 15.060  
 tf (mm): 8.5

Classe Sezione

Compressione: 1  
 Flessione  $M_y$ : 1  
 Flessione  $M_z$ : 1  
 Presso-Flessione: 1

Verifiche

---

HE 140 A   Acciaio S275 (Fe430)    $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>): 275

$N_{Sd}$  [kN]: 0

	Inflessione attorno all'asse y - y	z - z
Snellezza $\lambda$	41.88	0
$N_{b,Rd}$ [kN]	733.9	822.9
$M_Q$ [kNm]	37.68	0
$\beta_{M1}$	1.3	1.3
$\mu$	-0.559	0.526
k	1	1
$M_{e,Rd}$ [kNm]	45.44	22.22
$M_{Sd}$ [kNm]	37.68	0

Momenti all'estremità  
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano  
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità

Resistenza della sezione: 0.688      
 Instabilità flessio-torsionale: 0.829      
 Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{e,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{e,Rd}} = 0 + 0.829 + 0 = 0.829$

pag. 17 di 22

RTP: Ing. Luca De Falco  
 Ing. Tito Sciacaluga  
 Studio di Geologia Balbi & Muzio

# RELAZIONE DI CALCOLO: OPERE DEFINITIVE (SCATOLARE)

## 1 – PARAMETRI PRELIMINARI

DATI	LAGACCIO
ag / g	0.102
S str	1.2
gamma	25
Htot	7.4
q sism =	22.64

S str = 1.2

### Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B, C, D** ed **E** i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T^*C$  relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V, nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
<b>A</b>	1,00	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

## Costante di sottofondo

Da Wikipedia, l'enciclopedia libera.

Il **coefficiente di reazione del terreno**, detto anche **costante di sottofondo** o **coefficiente di Winkler**, è normalmente indicato come **K1** [kgf/cm<sup>3</sup>]. La costante di sottofondo rappresenta una forza esercitata sul **suolo elastico alla Winkler**, su un'area di 1 cm<sup>2</sup> che provoca l'abbassamento di 1 cm. Per *suolo alla winkler* si intende un suolo puramente ideale, paragonabile ad un letto di molle, un terreno perfettamente elastico, che ha la comodità di essere usato con facilità nei calcoli e presenta sufficienti attinenze alla maggioranza dei casi reali. Tale metodologia consente un primo approccio al problema o una soluzione rapida e sbrigativa a casi che con altri approcci si rivelerebbero molto complessi ed onerosi.

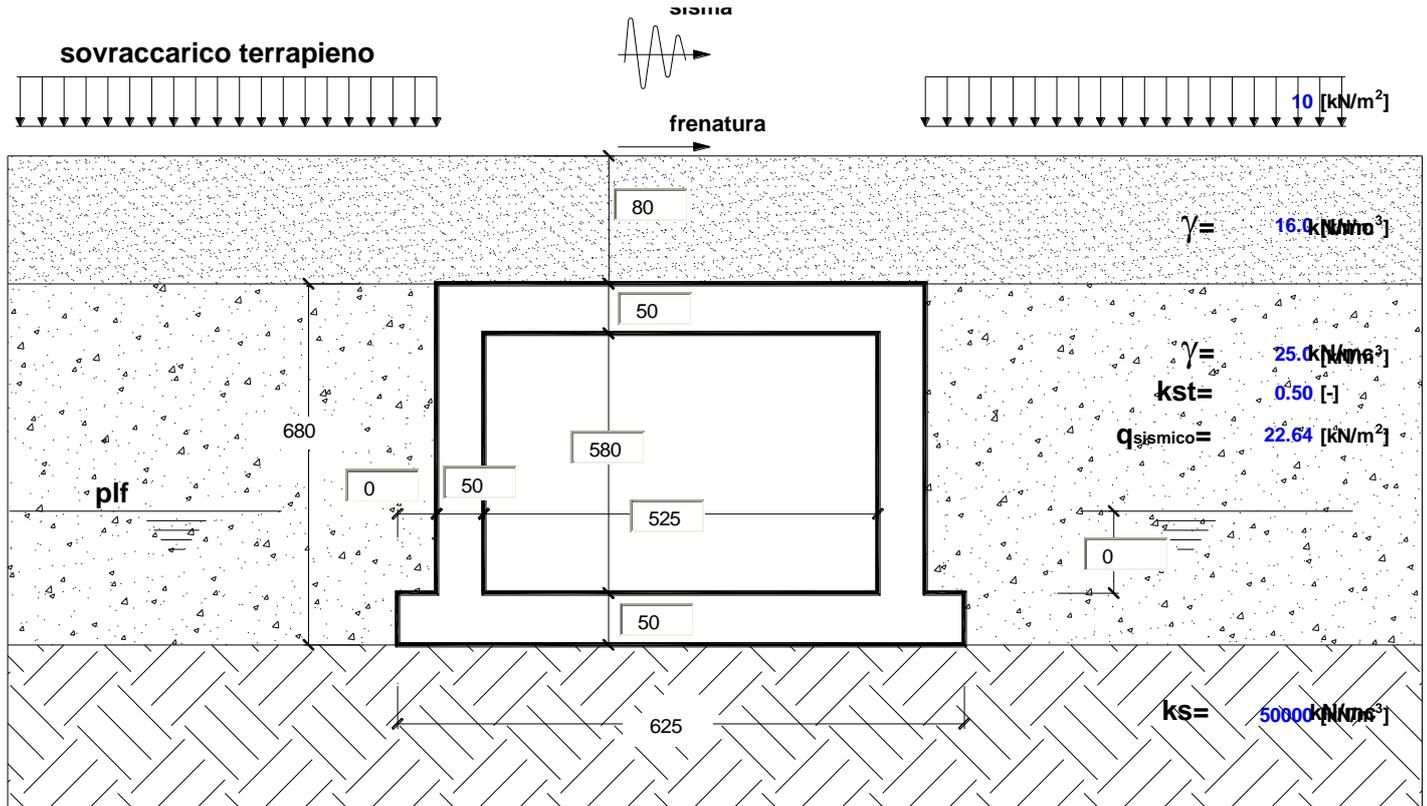
Tale costante non è affatto una proprietà intrinseca del terreno, ma dipende da forma e dimensioni della fondazione, dalla distribuzione dei carichi agenti, dalla **stratigrafia** e dalla composizione fisica del suolo.

Da precedenti considerazioni emerge come questa grandezza **K1** sia molto spesso tutt'altro che costante per una fondazione ampia, che coinvolge una volumetria di terreno poco omogenea. Occorrono molte e costose indagini geotecniche per appurare con esattezza il valore più idoneo. Ci si accontenta spesso di valori cautelativi, utilizzando dei **coefficienti di sicurezza** appropriati per il calcolo progettuale e le verifiche strutturali delle fondazioni e della sovrastruttura.

### Valori indicativi per il coefficiente di sottofondo **K1** [\[modifica\]](#) [\[modifica wikitesto\]](#)

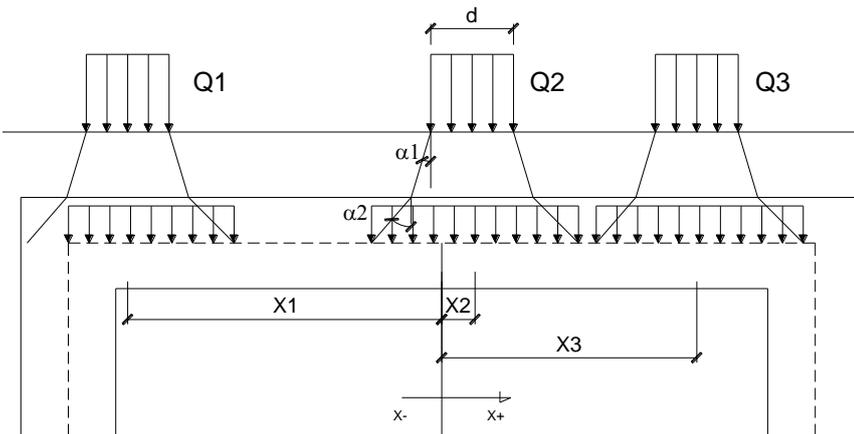
- Terreno argilloso compatto :  $K1 = 1.8 - 3.6$  [kgf/cm<sup>3</sup>] = 18000 - 36000 (kN/m<sup>3</sup>)
- Terreno argilloso molto compatto :  $K1 = 3.6 - 7.2$  [kgf/cm<sup>3</sup>] = 36000 - 72000 (kN/m<sup>3</sup>)
- Terreno argilloso duro :  $K1 > 7.2$  [kgf/cm<sup>3</sup>] = 72000 (kN/m<sup>3</sup>)
- Terreno con sabbia sciolta :  $K1 = 0.7 - 2.1$  [kgf/cm<sup>3</sup>] = 7000 - 21000 (kN/m<sup>3</sup>)
- Terreno con sabbia media :  $K1 = 2.1 - 10.8$  [kgf/cm<sup>3</sup>] = 21000 - 108000 (kN/m<sup>3</sup>)
- Terreno con sabbia densa :  $K1 = 10.8 - 36.0$  [kgf/cm<sup>3</sup>] = 108000 - 360000 (kN/m<sup>3</sup>)
- Terreno con ghiaia mediamente addensata:  $K1 = 10.0 - 30.0$  [kgf/cm<sup>3</sup>] = 100000 - 300000 (kN/m<sup>3</sup>)

## 2 – VERIFICA SCATOLARE



(dimensioni in cm)

modulo elastico cls  $E = 3.00E+07 \text{ [kN/m}^2\text{]}$   $\gamma_{cls} = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$   
acc. sismica or.  $k_h = 0.32$   $\gamma_w = 10 \text{ [kN/m}^3\text{]}$



### SOVRACCARICHI

angolo di diffusione nel ricoprimento	$\alpha_1$ [°]	45	
angolo di diffusione nella soletta	$\alpha_2$ [°]	45	
CONDIZIONI DI CARICO		A	B
impronta del carico	$d$ [m]	0.30	0.30
area influenza long.	$l$ [m]	3.00	4.00
Carico 1	$Q_1$ [kN]	120	50
	$X_1$ [m]	-1	-1
Carico 2	$Q_2$ [kN]	120	50
	$X_2$ [m]	1	1
Carico 3	$Q_3$ [kN]	0	0
	$X_3$ [m]	0	0
Carico distribuito	[kN/m]	7.2	7.2

Iniezione terreno  SI  
ricoprimento  NO

F frenatura **40 [kN/m]**

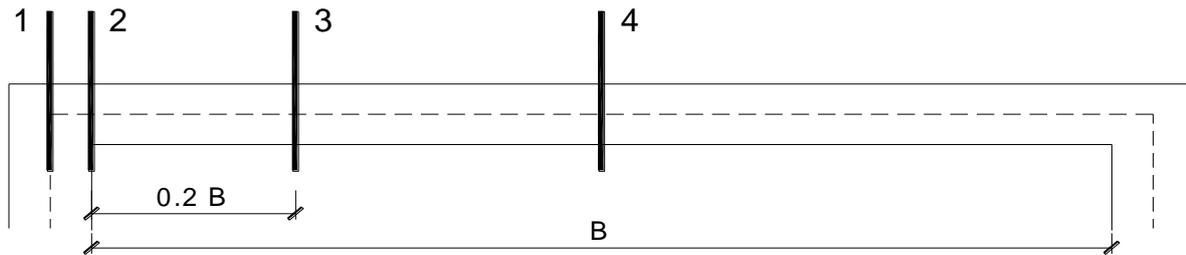
CALCOLO

### combinazioni di carico

condizioni di carico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
peso proprio + perm.	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1				
falda + spinta terreno	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1				
sovraccarico A	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.2				
sovraccarico B										
sovraccarico terreno sn	1.5	1.5			1.5	0.2				
sovraccarico terreno dx		1.5								
frenatura				1.5	1.5					
sisma						1				

### 3 – VERIFICA SOLAIO

#### SOLETTA



sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-394.9	104.9	31.0	5.0	541.2
2	-350.3	104.9	31.0	5.0	541.2
3 min	-181.0	104.9	31.0	5.0	541.2
3 max	131.8	104.9	31.0	5.0	541.2
4	100.3	104.9	31.0	5.0	541.2

Verifica soletta

Sez.	V <sub>Ed</sub>	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	209.0	264.43	10	20.0	20.0	21.80	914.50
2	199.9	264.43	10	20.0	20.0	21.80	914.50
3	150.9	264.43	10	20.0	20.0	21.80	914.50
4	99.3	258.34	10	20.0	20.0	21.80	914.50

Armatura a taglio non necessaria  
Armatura a taglio non necessaria  
Armatura a taglio non necessaria  
Armatura a taglio non necessaria

In luogo di soletta piena si indica a progetto, al fine di semplificare le esigenze di cantiere, un solaio prefabbricato come di seguito descritto:

**SOLAIO IN TRAVI PREFABBRICATE PRECOMPRESSE AFFIANCATE CON GETTO DI COMPLETAMENTO, SPESSORE MAX 50 cm, IDONEO A SOVRACCARICO PER PONTI DI 2a CATEGORIA, LUCE NETTA 530cm, LUCE LORDA 630cm. PREVEDERE IDONEI INCASTRI NELLE MURATURE GETTATE IN OPERA ALLE ESTREMITA' (COME DA PRESCRIZIONI FORNITORE).**

**PRESTAZIONI RICHIESTE (per "striscia" larghezza 1m): Mrd 400 kNm, Vrd 250 kN, Nrd 150 kN.**

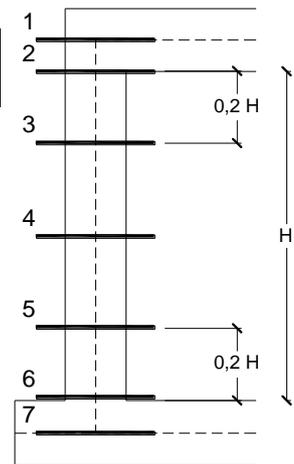
(risulta idoneo, ad es, un solaio tipo Celersap 13x14 sp.50 con armatura massima)

CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE				PRESTAZIONI DI SERVIZIO RIFERITE ALLA STRISCIA DI SOLAIO LARGA 1 METRO												
DIMENSIONI TRAVETTI	ALTEZZA STRUTTURALE	CONCRETO	PESO PROPRIO RIF. OPERA	SEZIONE PARZIALIZZATA				SEZ. TUTTA REAGENTE				MOMENTI DI SERVIZIO POSITIVI in Kgm				
				ASSE NEUTRO	MOMENTO D'INERZIA	MOD. RESIST.		DISTANZA ASSE BARICENTRICO	AREA SEZIONE	MOM. D'INERZIA BARICENTRICO	TIPO D'ARMATURA TRAVETTI 9 x 12					
						SUPERIORE	INFERIORE				1	2	4	5	6	
cm	H	I	Kg	x	J	Ws	Wi	Xc	Ac	Jc						
9 x 12	15	90	375	8,03	33537	4177	3207	8,17	1800	33973	1750	2508	3386	4073	-	
	20	140	500	10,45	76634	7331	5351	10,85	2300	79570	2920	4141	5651	7096	7148	
	25	190	625	12,64	143736	11369	7754	13,47	2800	153821	4089	5483	7929	9673	11084	
	30	240	750	14,63	237081	16204	10284	16,05	3300	263019	5090	6821	9946	12285	15799	
	35	290	875	16,46	358260	21760	12885	18,61	3800	413435	6091	8156	11960	14807	19807	
	40	340	1000	18,17	508515	27981	15532	21,15	4300	611331	7093	9491	13969	17325	23488	
13 x 14	25	170	625	12,90	146275	11335	8062	13,51	2902	154437	11051		-			
	30	220	750	15,21	245490	16142	11064	16,16	3402	264810	15738		-			
	35	270	875	17,34	378310	21819	14280	18,77	3902	417605	21273		-			
	40	320	1000	19,32	546694	28290	17628	21,35	4402	619111	27291		27583			
	45	370	1125	21,19	752217	35495	21063	23,92	4902	875598	31960		34608			
	50	420	1250	22,96	996191	43388	24561	26,47	5402	1193332	36682		42303			
55	470	1375	24,64	1279724	51930	28104	29,02	5902	1578571	41321		50631				

## 4 – VERIFICA PARETI E FONDAZIONE

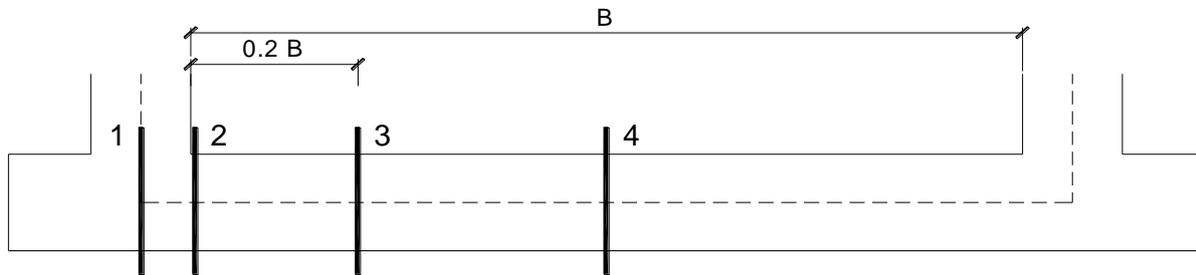
sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-394.9	181.4	31.0	5.0	555.6
2	-362.3	184.5	31.0	5.0	556.2
3 min	-202.9	199.0	31.0	5.0	558.9
3 max	248.5	0.4	31.0	5.0	521.1
4 min	-44.2	213.5	31.0	5.0	561.6
4 max	227.9	14.9	31.0	5.0	523.9
5 min	-112.4	43.9	31.0	5.0	529.5
5 max	193.2	242.5	31.0	5.0	566.9
6	-471.3	58.4	31.0	5.0	532.3
7	-567.8	61.6	35.0	5.0	595.3

Verifica pareti



Sez.	V <sub>Ed</sub>	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	179.0	272.70	10	20.0	20.0	21.80	914.50
2	175.4	273.26	10	20.0	20.0	21.80	914.50
3	145.4	275.86	10	20.0	20.0	21.80	914.50
4	120.1	274.33	10	20.0	20.0	21.80	914.50
5	249.5	249.92	10	20.0	20.0	21.80	914.50
6	371.9	251.92	10	20.0	20.0	21.80	914.50
7	400.5	262.42	10	20.0	20.0	21.80	914.50

Armatura a taglio non necessaria  
 Sezione verificata  
 Sezione verificata



sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-567.8	383.6	39	5	709.2
2	-539.8	383.6	31.42	5	598.3
3 min	-346.8	305.9	31.42	5	584.8
3 max	304.1	104.4	31.42	5	547.6
4	148.2	168.6	31.42	5	559.7

Verifica fondazione

Sez.	V <sub>Ed</sub>	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	256.9	294.39	10	20.0	20.0	21.80	914.50
2	261.0	276.09	10	20.0	20.0	21.80	914.50
3	234.9	287.17	10	20.0	20.0	21.80	914.50
4	238.7	277.10	10	20.0	20.0	21.80	914.50

Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria

Di seguito si riportano i calcoli relativi alla sezione peggiore: (per uniformare ne consegue una struttura in c.a. sp 50cm armata con 10fi22 x 2 lati, fi8 staffe):

	M max	N	V max
soletta	350.0	105.0	210.0
pareti	-567.8	61.6	400.5
fondazioni	-567.8	383.6	256.9

Sollecitazioni e metodo di calcolo

S.L.U.  Metodo n

M<sub>xEd</sub> 567.8 0 kNm  
 V<sub>Ed</sub> 400.5 0 kN

Ricoprimento armatura c: 4 cm  
 A's/A<sub>s</sub> %: 0 %

Criteri di progetto

Fissa altezza H: 50 cm Arrotond. 1 cm  
 Fissa Base B: 100 cm 5 cm  
 Fissa Base e Altezza

Acciaio B450C Calcestruzzo C28/35

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA  $\epsilon_s / \epsilon_{yd}$  7.49 x/d 0.193  $\delta$  0.700 Armatura debole (OK) CR

Opzioni taglio

minimizza staffe  
 cot  $\theta$  1  
 no staffe  $\rho_l$  0 %  
 $\phi$  staffe 8 mm  
 n° bracci 4  
 $\phi$  reggistaffe 22  
 gancio 135°

Sceita diametri manuale

N°  $\phi$

Armatura superiore

0 22  
 0 18  
 0 20

Armatura inferiore

0 22  
 0 18  
 0 20

Comb. barre superiori Comb. barre inferiori

Combinazioni barre inferiori

	A <sub>s</sub>	$\phi$ 22	$\phi$ 22
1	38.01	4	6

Incidenza acciaio 132.9 kg/m<sup>3</sup>

Inserisce Risultati per Verifiche

Effettivi Minimi

Taglio

$\tau_{max}$  1.009 N/mm<sup>2</sup>  
 Staffe  $\phi$ 8/7 a 4 bracci  
 Staffatura minima  $\phi$ 8/13  
 Staff. minima per VE d = 240.2 kN

Risultati

Armatura superiore

4 $\phi$ 22  
 A's 15.21 cm<sup>2</sup> +0.0% A's min 15.21

Armatura inferiore

4 $\phi$ 22+6 $\phi$ 22  
 A<sub>s</sub> 38.01 cm<sup>2</sup> +4.8% A<sub>s</sub> min 36.26  
 A's/A<sub>s</sub>: 40%  $\rho_s$  0.86 %