

**UFFICIO OPERATIVO DI MODENA**

Via Fonteraso 15, 41121 Modena

**MO-E-1350 FIUME SECCHIA**

**ADEGUAMENTO DELLA BRIGLIA SELETTIVA DI MONTE  
FINALIZZATO ALLA RIDUZIONE DELLA PRESENZA DI MATERIALE  
FLUITATO ALL'INTERNO DELLA CASSA DI ESPANSIONE –  
ORDINANZA 8/2015 INTERVENTO COD. 11782,  
IMPORTO STANZIAMENTO € 2.000.000,00  
CUP B34H15001480002  
(PERIZIA N. 260 DEL 09.05.2016)**

**PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO**

## RELAZIONE SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

PROGETTISTA:

DOSS. ING. **FULVIO BERNABEI**

GRUPPO DI LAVORO:

DOSS. ING. **PAOLO SANAVIA**  
DOSS. ING. **ELENA TEDESCHI**

RESPONSABILE UNICO

DEL PROCEDIMENTO:  
DOSS. ING. **IVANO GALVANI**



**DIZETA INGEGNERIA S.r.l.**

Via Bassini, 19 – 20133 MILANO Tel. 02-70600125  
server@dizetaingegneria.it Fax 02-70600014

DIRETTORE TECNICO:  
dott. ing. **FULVIO BERNABEI**

DATA **MAGGIO 2016**

COMMESSA N° <b>006/2016</b>	REDATTO
CODICE COMMESSA <b>EsAIPoSecchia</b>	CONTROLLATO
NOME FILE	APPROVATO

REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.

# INDICE

<b>1</b>	<b>Premesse</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Normativa di riferimento</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Disegni di riferimento</b>	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>Descrizione degli interventi</b>	<b>8</b>
<b>5</b>	<b>Caratteristiche del terreno</b>	<b>12</b>
<b>6</b>	<b>Caratteristiche dei materiali impiegati</b>	<b>13</b>
6.1	Calcestruzzo strutturale di classe C25/30	13
6.2	Calcestruzzo strutturale di classe C32/40	15
6.3	Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile	16
6.4	Acciaio da carpenteria	17
6.5	Acciaio per armature micropali	17
<b>7</b>	<b>Verifiche geotecniche di stabilità</b>	<b>18</b>
7.1	Combinazioni di carico	19
7.2	Analisi delle azioni	24
7.2.1	<i>Azioni permanenti strutturali: <math>G_1</math></i>	24
7.2.2	<i>Azioni permanenti non strutturali: <math>G_2</math></i>	25
7.2.3	<i>Azioni variabili: <math>Q_{ki}</math></i>	26
7.2.4	<i>Azioni eccezionali: <math>A_d</math></i>	26
7.2.5	<i>Azione sismica: <math>E</math></i>	27
7.3	Metodologia applicata per le verifiche di stabilità	33
7.3.1	<i>Stato limite di ribaltamento</i>	33
7.3.2	<i>Stato limite di scorrimento</i>	34
7.3.3	<i>Stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno</i>	35
7.3.4	<i>Risultati</i>	37
7.3.5	<i>Allegati di calcolo – Verifiche di stabilità SLU</i>	38

<b>7.4</b>	<b>Verifica di stabilità a sifonamento</b>	<b>56</b>
7.4.1	<i>Verifica con il metodo di Lane</i>	<b>56</b>
7.4.2	<i>Verifica di sifonamento in termini di tensioni efficaci</i>	<b>59</b>
7.4.2.1	Metodo di calcolo	59
7.4.2.2	Combinazioni delle azioni	61
7.4.2.3	Risultati	61
7.4.2.4	Allegato di calcolo – Verifica sifonamento	62
<b>8</b>	<b>Verifiche strutturali: speroni sagomati</b>	<b>65</b>
8.1	Analisi delle azioni	65
8.2	Combinazioni di carico	69
8.3	Metodologia applicata per le verifiche	72
8.4	Verifiche sulle fondazioni	74
8.4.1	<i>Verifica micropalo</i>	74
8.4.2	<i>Verifica ancoraggio diaframma esistente</i>	74
8.4.3	<i>Allegato di calcolo – Speroni sagomati</i>	76
<b>9</b>	<b>Verifiche strutturali: elementi del sistema di trattenuta del materiale flottante</b>	<b>79</b>
9.1	Analisi delle azioni	79
9.2	Combinazioni di carico	79
9.3	Metodologia applicata per le verifiche	80
9.4	Verifica a flessione	81
<b>10</b>	<b>Verifiche stati limite fondazioni profonde</b>	<b>82</b>
10.1	Combinazioni di carico	83
10.2	Metodologia applicata per le verifiche	84
10.2.1	<i>Capacità portante ultima di punta dei pali</i>	<b>84</b>
10.2.2	<i>Capacità portante di fusto</i>	<b>87</b>
10.3	Verifica della capacità portante	<b>88</b>

**10.3.1 Allegato di calcolo – Capacità portante dei  
micropali**

**89**

# 1 Premesse

La presente relazione contiene le verifiche di stabilità geotecnica e strutturale relative ai lavori per l'adeguamento della biglia selettiva sul fiume Secchia sita nel Comune di Formigine (MO); l'intervento rientra nel programma di messa in sicurezza idraulica dei fiumi che hanno generato gli eventi alluvionali abbattutisi sulla provincia di Modena tra il 17 e il 19 gennaio 2014.

Le verifiche geotecniche hanno riguardato la stabilità del manufatto di nuova costruzione nei confronti:

- del ribaltamento;
- dello scivolamento;
- del collasso dell'insieme fondazione-terreno;
- del sifonamento;
- della capacità portante dei micropali.

Le verifiche strutturali hanno invece riguardato:

- gli speroni sagomati di nuova realizzazione;
- gli elementi del sistema di trattenuta del materiale flottante;

## 2 Normativa di riferimento

Le disposizioni a cui si è fatto riferimento nello sviluppo dei calcoli e delle verifiche sono conformi alla Normativa Tecnica Nazionale vigente, D.M. 14/02/2008 (NTC 2008) [1], e in particolare ai capitoli:

- capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese;
- capitolo 3 – Azioni sulle costruzioni;

Poiché il sito di localizzazione dell'intervento ricade in zona sismica 2, si è fatto inoltre riferimento al capitolo 7 – Progettazione per azioni sismiche, per la definizione delle azioni sismiche di progetto.

Per ciò che riguarda nello specifico le verifiche strutturali, ci si è attenuti alle disposizioni contenute nel capitolo 4 delle NTC (Costruzioni civili e industriali), in particolare nei paragrafi § 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo e § 4.2 – Costruzioni di acciaio.

Per la progettazione geotecnica dei manufatti si è inoltre fatto riferimento alle indicazioni riportate al capitolo 6 - Progettazione geotecnica.

Le prescrizioni della normativa sopra citata sono integrate dalla Circolare Esplicativa delle NTC 2008 n° 617 del 02/02/2009 [2].

Per quanto riguarda criteri ed aspetti non definiti dalla Normativa Tecnica Nazionale, si è fatto riferimento alla letteratura consolidata in materia, e in particolar modo al manuale “Fondazioni - Progetto e analisi” (Joseph E. Bowles, McGraw-Hill 1991) [3].

Nelle pagine seguenti viene esplicitato, per le diverse elaborazioni condotte, il puntuale riferimento alle norme.

### 3 Disegni di riferimento

Le opere oggetto della presente relazione sono rappresentate nei seguenti disegni di progetto:

Tav. 6.1	Adeguamento briglia: sezioni e particolari
Tav. 6.2	Adeguamento e prolungamento muro in destra: sezioni, particolari, carpenterie e armature
Tav. 8.1	Adeguamento briglia: concio laterale in destra: carpenterie ed armature
Tav. 8.2	Adeguamento briglia: conci centrali e sezioni: carpenterie ed armature
Tav. 8.3	Adeguamento briglia: concio laterale in sinistra: carpenterie ed armature



## 4 Descrizione degli interventi

Le opere in progetto riguardano una serie di interventi da realizzarsi sulla briglia selettiva e sui manufatti ad essa adiacenti come nel seguito descritto.

La struttura della briglia verrà modificata anzitutto procedendo con una demolizione selettiva degli esistenti pali in c.a.: nella parte centrale della briglia, per una larghezza di circa 90.0 m, verranno demoliti tutti i pali, mentre nelle parti laterali si procederà a demolire un solo palo ogni due elementi, in modo da raddoppiare l'attuale larghezza della luce libera tra i suddetti pali.

Il sistema di trattenuta verrà quindi ricostruito - nella parte centrale della briglia - con la realizzazione di 17 nuovi speroni di spessore pari a 0.50 m posti ad un interasse pari a 5.46 m in modo da ottenere complessivamente 16 luci di larghezza netta pari a 4.96 m.

I nuovi speroni saranno caratterizzati da una forma trapezoidale, il lato rivolto verso la corrente arrotondato, larghezza alla base pari a 2.00 m e larghezza in sommità (posta, per tutti gli elementi, a quota 59.00 m s.l.m.) pari a 0.75 m. La base degli speroni risulterà, per la metà verso monte, realizzata al di sopra dell'esistente trave di testa del diaframma che costituisce il corpo della briglia e, per la metà verso valle, collegata al nuovo muro di contenimento della vasca di dissipazione nel seguito descritta. Il collegamento dei nuovi elementi con la sottostante trave di testa verrà ottenuto mediante la foratura, l'infissione e l'ancoraggio di nove barre d'acciaio  $\varnothing 26$  mm per ciascuno sperone. Per minimizzare le sollecitazioni di trazione sulle opere esistenti, in corrispondenza di ogni sperone, al di sotto del nuovo muro a cui saranno

appoggiati, è prevista inoltre la realizzazione di una coppia di micropali verticali, di lunghezza pari a 8.00 m, armati con tubolare in acciaio Ø88.9 mm di spessore 10 mm.

A valle dell'esistente briglia è prevista la costruzione di una vasca di dissipazione in c.a. di profondità netta pari a 1.20 m, larghezza netta pari a 15.0 m e di sviluppo pari a quello della briglia esistente (153.0 m), sagomata lateralmente, in corrispondenza delle sponde per seguire il profilo delle sponde medesime.

La citata vasca sarà caratterizzata da una struttura "a catino" di spessore pari a 0.80 m, protetta internamente con un rivestimento in pietrame di spessore pari a 0.60 m, con massi di peso pari a 2-3 ton cadauno, intasati con calcestruzzo ed ancorati alla sottostante struttura mediante spinottature in acciaio in ragione di una ogni 2 m<sup>2</sup> circa.

Il muro di contenimento di valle della vasca verrà a sua volta protetto dall'azione usurante della corrente mediante un rivestimento in lamiera di acciaio AISI 304 di spessore 3.0 mm chiodato alla struttura.

All'interno delle 16 luci delimitate dai nuovi speroni il progetto prevede il posizionamento di un doppio corso di traversi in acciaio AISI 304, costituiti da travi IPE 200 poste orizzontalmente ed appoggiate all'interno di apposite sedi a forma di U, anch'esse in AISI 304, saldate a piastre imbullonate agli speroni in c.a.

In sponda destra il progetto prevede inoltre l'adeguamento ed il prolungamento del muro in c.a. che ha la funzione di impedire l'aggiramento della briglia da parte delle acque di piena. L'esistente muro verrà rialzato, per la parte esistente di sviluppo pari a 19.50 m, di circa 0.40 m (portando la struttura a quota 59.50 m slm); si procederà

poi al prolungamento del muro in oggetto per circa 46 m, fino ad intestarsi nel rilevato della strada adiacente, con la realizzazione di una nuova struttura in c.a. costituita da una fondazione di larghezza pari a 1.50 m e spessore pari a 0.50 m e da un'elevazione, anch'essa di spessore pari a 0.50 m, di altezza pari a 2.00 metri, sporgente di circa 1.0 metro dal piano campagna attuale. La testa del nuovo muro risulterà anch'essa posta a quota 59.50 m slm.

Il progetto si completa infine con la realizzazione di difese spondali in pietrame finalizzate ad evitare l'erosione della sponda in prossimità della traversa. Lo sviluppo delle suddette difese è stato determinato in funzione delle erosioni prodottesi, evidenti soprattutto in sponda destra. Lungo tale sponda si è infatti prevista la costruzione di una difesa di sviluppo pari a circa 160 m a monte e pari a circa 80 m a valle della traversa. A tergo della difesa di monte è previsto l'imbottimento della sponda con terreno proveniente dagli scavi in alveo per colmare l'incisione esistente e consentire un corretto allineamento della difesa rispetto al flusso dell'acqua diretto verso la traversa.

In sponda sinistra si è prevista la realizzazione di una difesa di sviluppo pari a 30 m a monte della traversa mentre si procederà con il ripristino e la ricarica dell'esistente difesa a valle, per una lunghezza di circa 35 metri.

Le scogliere in oggetto saranno realizzate con una berma di profondità pari a 2.00 m e di volume pari a circa  $6.0 \text{ m}^3$  e con una mantellata di spessore pari a 1.0 m e di sviluppo pari a circa 7.0 m poste in opera con una pendenza pari a 3 su 2. I massi impiegati avranno un peso superiore a 2 ton cadauno.

Le mantellate verranno intasate con terreno vegetale nel quale verranno inserite talee di salice in ragione di 1 talea ogni  $2 \text{ m}^2$ .

Poiché la gran parte delle lavorazioni in progetto sarà da realizzarsi in alveo, si è previsto l'impiego di opere provvisorie finalizzate a consentire la messa in asciutta dei fronti di lavoro e la deviazione delle acque al di fuori delle aree di intervento.

I lavori di ristrutturazione della traversa, in particolare, dovranno essere realizzati in due fasi durante le quali il flusso della corrente verrà convogliato nella metà dell'alveo opposta a quella nella quale si intende lavorare. Le aree di lavoro verranno protette con la realizzazione di ture da costruirsi utilizzando il materiale proveniente dagli scavi in alveo. L'attraversamento da parte dei mezzi di cantiere della parte di alveo in cui verrà mantenuto il deflusso sarà agevolato grazie alla formazione di un apposito guado da realizzarsi con l'impiego di tubazioni in c.a. vibrocompresso al di sopra delle quali verrà posizionata la pista di cantiere.

## 5 Caratteristiche del terreno

Per le verifiche sono stati utilizzati i seguenti valori caratteristici del terreno:

Peso di volume: $\gamma_{\text{calcolo}}$	20	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume secco: $\gamma_d$	18	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume immerso: $\gamma_t'$	10	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito: $\phi'$	38°	
Angolo di attrito fra calcestruzzo e terreno: $\delta'$	25°	
Categoria sismica sottosuolo:	D	

## 6 Caratteristiche dei materiali impiegati

È previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

1. Calcestruzzo strutturale di classe C25/30 (bacino dissipatore)
2. Calcestruzzo strutturale di classe C32/40 (strutture in elevazione)
3. Acciaio saldabile in barre ad aderenza migliorata per cemento armato tipo B450C
4. Acciaio da carpenteria AISI 304 (travi di trattenuta del flottante)
5. Acciaio per armature micropali

Nelle verifiche in cui è stato necessario considerare la resistenza delle strutture in calcestruzzo esistenti (armature di ancoraggio degli speroni, vedi paragrafo 8.4.2), si è assunto un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 giorni :  $R_{ck} \sim 25.00 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.27 R_{ck}^{2/3} = 0.27 * 25.00^{2/3} = 2.31 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione  $f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 0,7 * 2.31 = 1.62 \text{ MPa}$
- Aderenza  $f_{bd} = 2,25 f_{ctk} / \gamma_c = 2,27 \text{ MPa}$

### 6.1 Calcestruzzo strutturale di classe C25/30

Il calcestruzzo in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 giorni :  $R_{ck} \sim 30.00 \text{ MPa}$

- Resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 giorni:  $f_{ck} \sim 25.00$   
 $MPa$ .

La minima classe di resistenza prescritta per la tipologia di calcestruzzo è la C25/30,  
La classe di esposizione XC2 si riferisce al calcestruzzo armato ordinario immerso in  
acqua o terreni non aggressivi (fondazioni e strutture di contenimento liquidi).

A partire dai valori di resistenza caratteristica del calcestruzzo cilindrica e cubica a  
28 giorni, rispettivamente  $f_{ck}$  e  $R_{ck}$ , è possibile calcolare i parametri di resistenza del  
calcestruzzo da utilizzarsi nei calcoli.

La resistenza di calcolo del calcestruzzo  $f_{cd}$  è pari a:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.50} = 14.16 \text{ MPa}$$

dove:

$\alpha_{cc} = 0.85$  è un parametro che tiene conto dei fenomeni a lungo termine del  
calcestruzzo (viscosità)

$\gamma_c = 1.50$  è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale

$f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$  è la resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 giorni.

Si calcola a questo punto la resistenza caratteristica media  $f_{cm}$  con:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25.00 + 8 = 33.00 \text{ MPa}$$

La resistenza media a trazione  $f_{ctm}$  è pari a:

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 0.30 * 25.00^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$$

La resistenza media a trazione  $f_{ctk}$  è pari a:

$$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 0.7 * 2.56 = 1.79 \text{ MPa}$$

La resistenza a trazione di calcolo  $f_{ctd}$  è pari a:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.79 / 1.5 = 1.19 \text{ MPa}$$

dove  $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo.

Infine si valuta il modulo elastico  $E_{cm}$  del calcestruzzo.

$$E_{cm} = 22\,000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 22000 * 3.30^{0.3} = 31\,475 \text{ N/mm}^2$$

## 6.2 Calcestruzzo strutturale di classe C32/40

Il calcestruzzo in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 giorni :  $R_{ck} \sim 40.00 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 giorni:  $f_{ck} \sim 32.00 \text{ MPa}$ .

La minima classe di resistenza prescritta per la tipologia di calcestruzzo è la C32/40,

La classe di esposizione XC4 si riferisce al calcestruzzo armato ordinario ciclicamente asciutto e bagnato (strutture a contatto con acqua non comprese in XC2).

A partire dai valori di resistenza caratteristica del calcestruzzo cilindrica e cubica a 28 giorni, rispettivamente  $f_{ck}$  e  $R_{ck}$ , è possibile calcolare i parametri di resistenza del calcestruzzo da utilizzarsi nei calcoli.

La resistenza di calcolo del calcestruzzo  $f_{cd}$  è pari a:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 32}{1.50} = 18.13 \text{ MPa}$$

dove:

$\alpha_{cc} = 0.85$  è un parametro che tiene conto dei fenomeni a lungo termine del calcestruzzo (viscosità)

$\gamma_c = 1.50$  è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale

$f_{ck} = 32.00 \text{ MPa}$  è la resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 giorni.



Si calcola a questo punto la resistenza caratteristica media  $f_{cm}$  con:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.00 + 8 = 40.00 \text{ MPa}$$

La resistenza media a trazione  $f_{ctm}$  è pari a:

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 0.30 * 32.00^{2/3} = 3.02 \text{ MPa}$$

La resistenza media a trazione  $f_{ctk}$  è pari a:

$$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 0,7 * 3.02 = 2.11 \text{ MPa}$$

La resistenza a trazione di calcolo  $f_{ctd}$  è pari a:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2.11 / 1.5 = 1.41 \text{ MPa}$$

dove  $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo.

Infine si valuta il modulo elastico  $E_{cm}$  del calcestruzzo.

$$E_{cm} = 22\,000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} = 22000 * 4.00^{0.3} = 33\,345 \text{ N/mm}^2$$

### **6.3 Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile**

Tipo di acciaio B450C, controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk}$ : 450 MPa

Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk}$ : 540 MPa

La resistenza a snervamento di progetto  $f_{yd}$  è pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

dove  $\gamma_s = 1.15$  è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio.

## 6.4 Acciaio da carpenteria

Tipo di acciaio AISI 304L, controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk}$ : 440 MPa

Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk}$ : 550 MPa

Resistenza a snervamento di progetto  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{440}{1.05} = 419,0$  MPa, dove  $\gamma_s = 1.05$

è il coefficiente parziale di sicurezza

## 6.5 Acciaio per armature micropali

I micropali impiegati per la realizzazione dell'intervento di consolidamento hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

- $\phi_{reso} = 20$  cm (sezione di cls)
- $d =$  diametro esterno armatura = 88,9 mm
- $t =$  spessore armatura = 10 mm
- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk}$ : 355 MPa
- Resistenza a snervamento di progetto  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{355}{1.05} = 338,1$  MPa, dove  $\gamma_s$

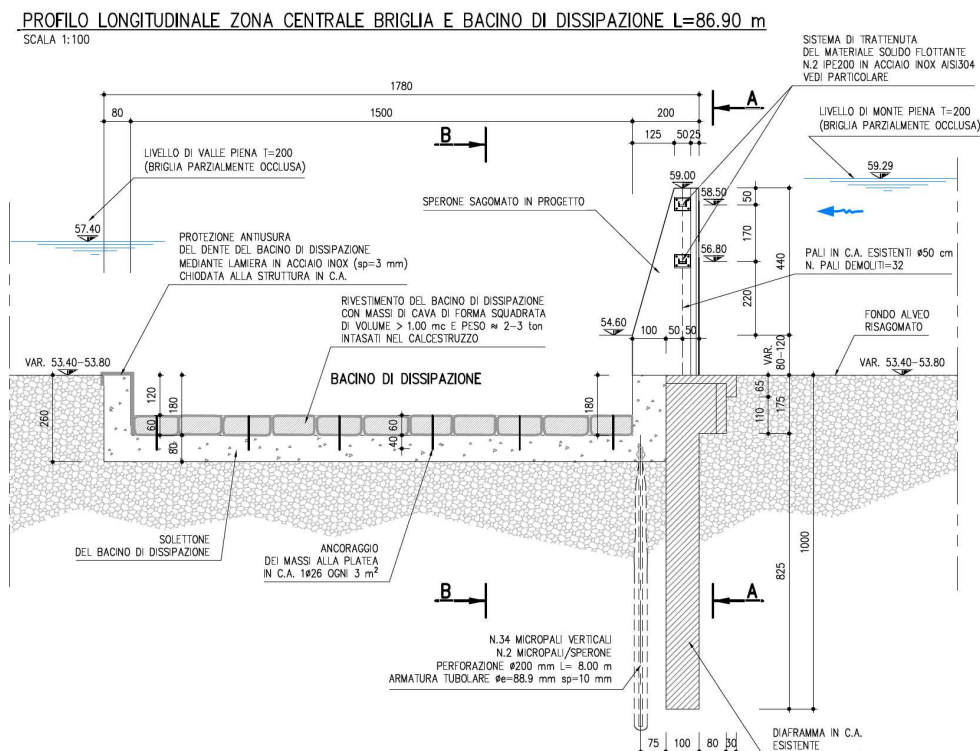
= 1.05 è il coefficiente parziale di sicurezza

- $\frac{d}{t} = \frac{88,9}{10} = 8,89 \leq 50 \text{ €}^2 = 50 \times 0,81^2 = 32 \rightarrow \text{CLASSE I}$

## 7 Verifiche geotecniche di stabilità

Le verifiche geotecniche di stabilità del manufatto sono state svolte su un concio di opera di 5,50 m di larghezza, come quello evidenziato in Figura 2; la sezione tipologica di calcolo è quella riportata in Figura 1.

Allo scopo di effettuare una valutazione cautelativa, le verifiche sono state svolte nell'ipotesi che le luci della briglia siano completamente occluse dal materiale trattenuto fino a quota 58,00 m s.l.m., e che il manufatto funzioni pertanto come un'opera di sbarramento in alveo o come un muro di sostegno soggetto alla spinta idrostatica dell'acqua.



**Figura 1. Sezione di verifica del manufatto.**

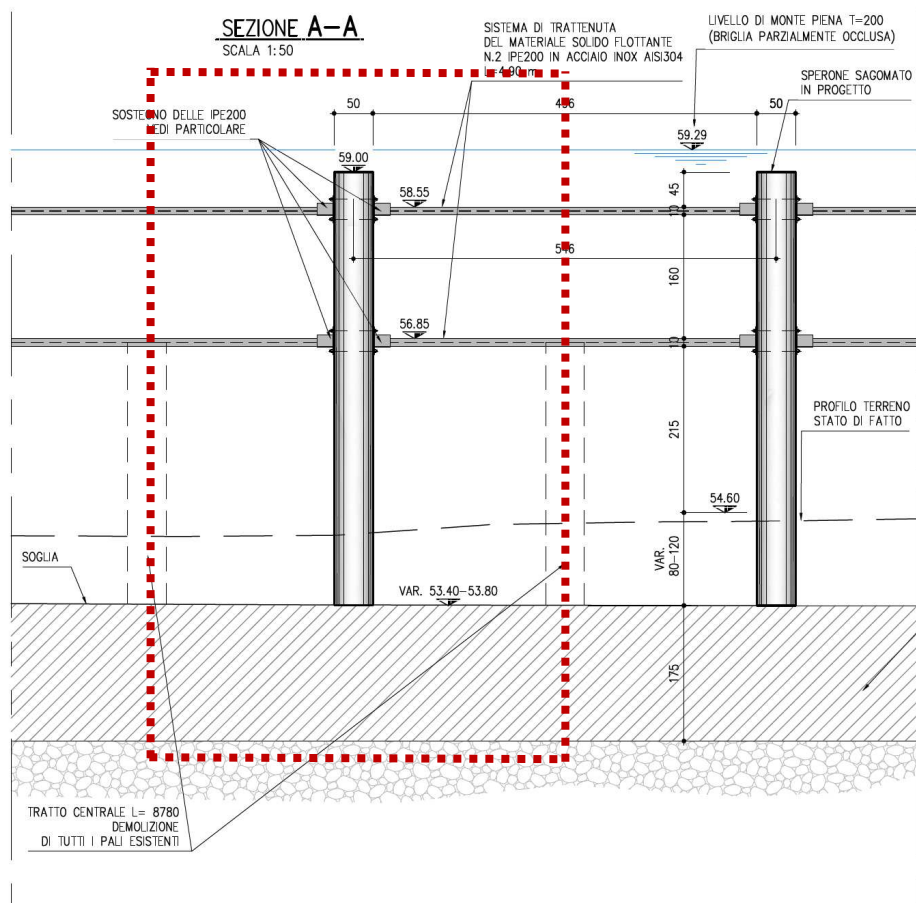


Figura 2. Concio di verifica del manufatto.

## 7.1 Combinazioni di carico

Il metodo utilizzato per le verifiche geotecniche di stabilità è quello semiprobabilistico agli stati limite.

Le combinazioni di carico a cui si è fatto riferimento (paragrafo 2.5.3 delle NTC 2008 [1]) sono tre:

1. **Combinazione fondamentale (SLU)** - combinazione di carichi (maggiorati secondo normativa) relativa ad un evento di piena con tempo di ritorno 20 anni:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots + \gamma_{Qn}\psi_{0n}Q_{kn} ;$$

**2. Combinazione eccezionale (SLU)** - combinazione di carichi relativa ad un evento di piena con tempo di ritorno 200 anni:

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots + \psi_{2n}Q_{kn} ;$$

**3. Combinazione sismica (SLU)** - combinazione di carichi relativa all'evento sismico da normativa, ipotizzato cautelativamente concomitante con l'evento di piena con TR 2 anni:

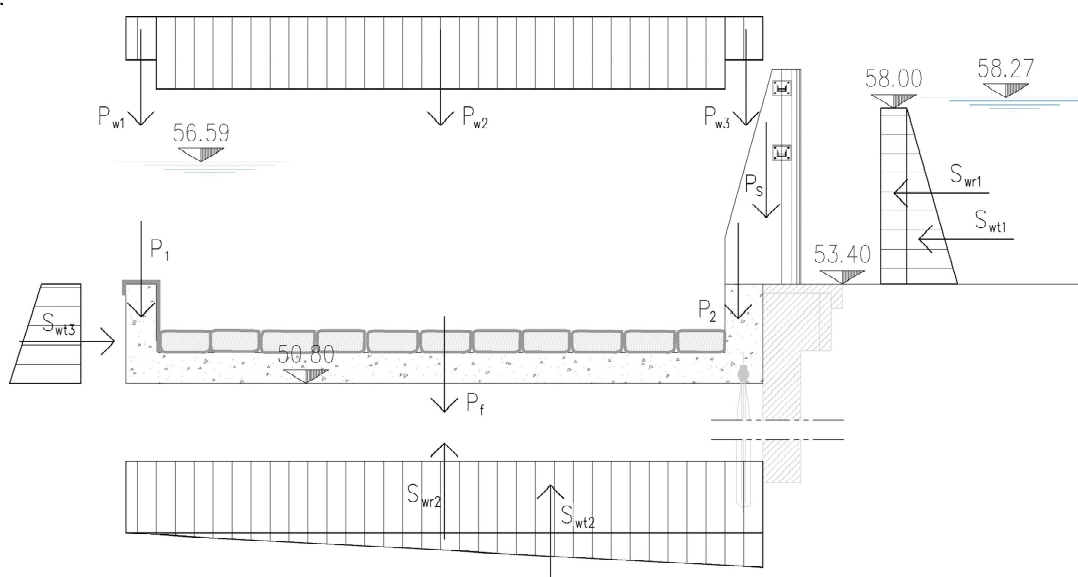
$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots + \psi_{2n}Q_{kn} .$$

La simbologia utilizzata nella definizione delle combinazioni di carico sopra elencate è quella utilizzata nelle NTC 2008 [1], per cui:

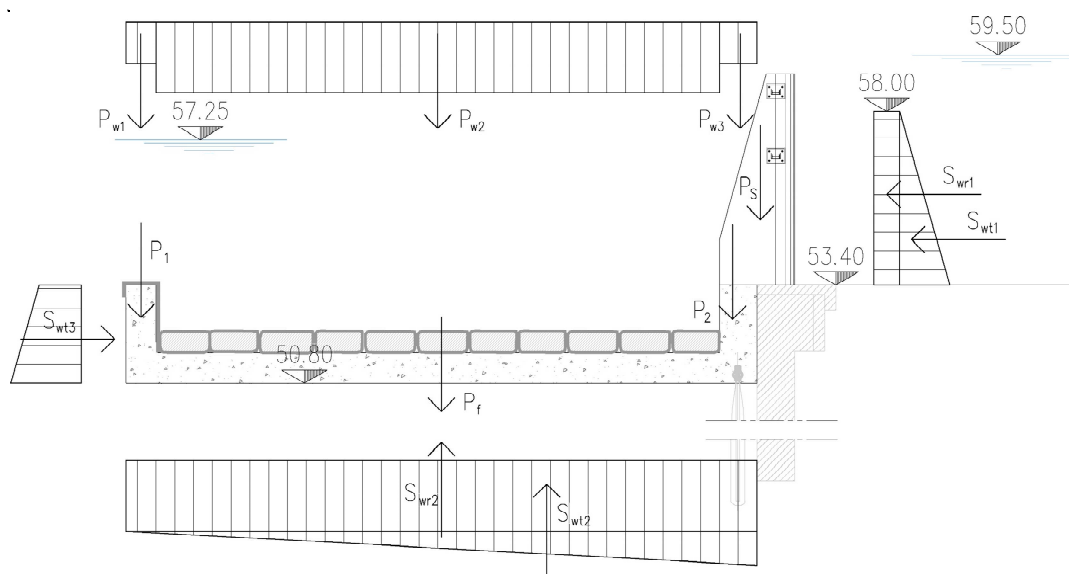
- $G_1$ : sono le azioni permanenti dovute ai pesi propri degli elementi strutturali;
- $G_2$ : sono le azioni permanenti dovute alle componenti non strutturali;
- $Q_{ki}$ : sono le azioni variabili;
- $E$ : sono le azioni dovute al sisma;
- $A_d$ : sono le azioni eccezionali;
- $\gamma_{Gi}$  ,  $\gamma_{Qi}$ : sono i coefficienti parziali per le azioni (da Tabella 2.6.I, NTC 2008);
- $\psi_i$ : sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili, definiti in funzione della categoria di appartenenza delle stesse (da Tabella 2.5.I NTC 2008).

Come illustrato negli schemi di carico in Figura 3, Figura 4 e Figura 5, nelle verifiche sono state considerate esclusivamente le azioni generate dalle spinte e dal

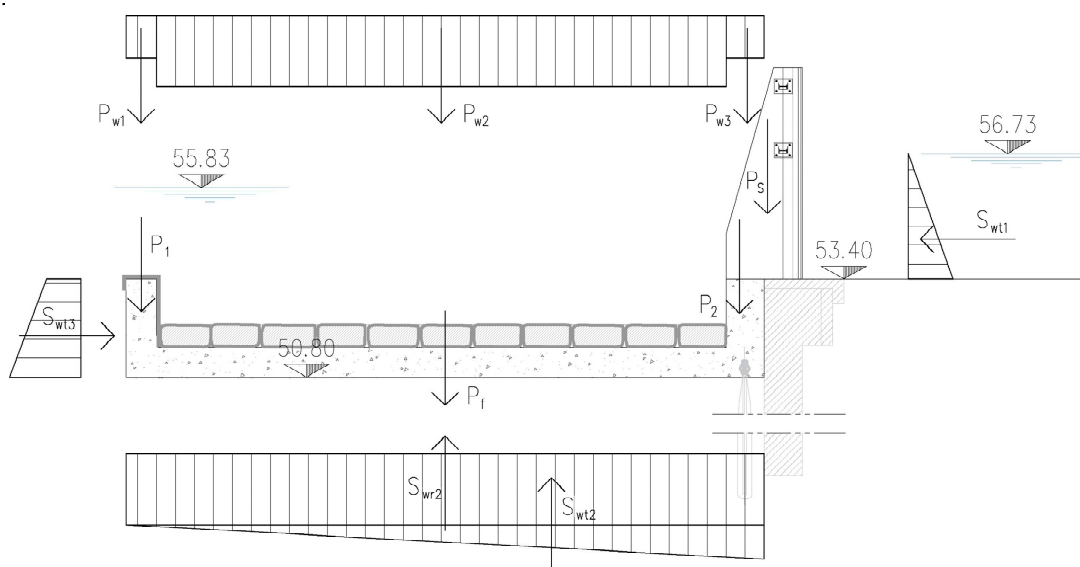
peso dell'acqua, oltre che dal peso proprio della struttura; stante la natura dell'opera, non sono stati considerati carichi variabili. Le figure mostrano inoltre come le verifiche siano state svolte nell'ipotesi che le suddette azioni gravino interamente sulla parte di opera di nuova realizzazione e che il contributo dei micropali e delle armature di ancoraggio degli speroni alla stabilità complessiva sia trascurabile; il contributo del diaframma esistente alla stabilità generale è stato considerato limitatamente al bilanciamento delle azioni che già attualmente gravano su di esso, ovvero la spinta attiva del terreno e la spinta idrostatica dell'acqua tra il piano di fondazione ed il fondo alveo.



**Figura 3. Schema di carico combinazione fondamentale.**



**Figura 4. Schema di carico combinazione eccezionale.**



**Figura 5. Schema di carico combinazione sismica.**

Le verifiche geotecniche agli SLU relative allo scorrimento sul piano di posa ed al collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno sono state condotte secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) delle NTC [1], nel quale i coefficienti parziali

$\gamma_M$  per i parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, i coefficienti  $\gamma_R$  sulla resistenza globale (R3) sono desunti dalla tabella 6.5.I NTC 2008 [1] e le azioni variabili e permanenti sono amplificate secondo i coefficienti del gruppo A1 della tabella 6.2.I NTC 2008 [1].

Lo stato limite di ribaltamento è stato invece trattato come uno stato limite di equilibrio di un corpo rigido, per il quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 della tabella 6.2.II NTC 2008 [1], i coefficienti  $\gamma_R$  sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le azioni variabili e permanenti sono amplificate secondo i coefficienti del gruppo EQU della tabella 6.2.I.

Nelle tabelle seguenti si riportano per chiarezza i valori dei coefficienti utilizzati nelle verifiche effettuate; si sottolinea che, coerentemente con le indicazioni delle Norme Tecniche, i carichi permanenti non strutturali sono stati assimilati a carichi strutturali permanenti, in quanto noti dalle modellazioni idrauliche svolte e pertanto compiutamente definiti.

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI ( $\gamma_{G1}$ , $\gamma_{Qi}$ ) SCORRIMENTO + CARICO LIMITE FONDAZIONE (da Tabella 6.2.I NTC 2008)			
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	A1
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0
	Sfavorevole		1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0
	Sfavorevole		1.5

COEFFICIENTI PARZIALI $\gamma_R$ SCORRIMENTO + CARICO LIMITE FONDAZIONE (da Tabella 6.5.I NTC 2008)	
VERIFICA	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.40$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.10$



COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI ( $\gamma_{G1}$ ; $\gamma_{Qi}$ ) <i>RIBALTAMENTO</i> (da Tabella 6.2.I NTC 2008)			
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	EQU
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9
	Sfavorevole		1.1
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0
	Sfavorevole		1.50

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO <i>RIBALTAMENTO</i> (da Tabella 6.2.II NTC 2008)		
PARAMETRO	Coefficiente parziale	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\tan\phi'$	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Coesione efficace $c'$	$\gamma_{c'}$	1.25
Peso dell'unità di volume $\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1.00

Per quanto riguarda la combinazione sismica e la combinazione eccezionale, i coefficienti parziali  $\gamma_G$  per le azioni permanenti sono sempre stati assunti pari a 1.

Di seguito si analizzano le azioni utilizzate nelle varie combinazioni.

## 7.2 Analisi delle azioni

### 7.2.1 Azioni permanenti strutturali: $G_1$

Per il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali si è assunto un peso specifico del calcestruzzo armato pari a  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### **7.2.2 Azioni permanenti non strutturali: $G_2$**

#### **Peso dell'acqua - $P_w$**

Il peso dell'acqua gravante sull'opera è stato calcolato assumendo un peso specifico dell'acqua pari a  $9,81 \text{ kN/m}^3$ ; i livelli d'acqua ipotizzati sono quelli risultanti dalle analisi idrauliche a valle della briglia (vedi Relazione Idraulica):

<b>COMBINAZIONE</b>	<b>TR (anni)</b>	<b>LIVELLO (m s.l.m.)</b>
Fondamentale	20	56,59
Sismica	2	55,83

#### **Spinte idrostatiche a monte ( $S_{w1}$ ) e a valle ( $S_{w3}$ ) della briglia**

Le spinte idrostatiche a valle della briglia sono state calcolate sotto le medesime ipotesi utilizzate nel calcolo del peso dell'acqua (vedi sopra), assumendo cautelativamente che l'area di applicazione delle pressioni sia limitata alla superficie compresa tra il piano di fondazione e la sommità del dente del bacino di dissipazione (vedi Figura 3, Figura 4 e Figura 5).

Anche le spinte idrostatiche di monte sono state calcolate assumendo i livelli d'acqua a monte della briglia risultanti dalle analisi idrauliche svolte (vedi Relazione Idraulica):

<b>COMBINAZIONE</b>	<b>TR (anni)</b>	<b>LIVELLO (m s.l.m.)</b>
Fondamentale	20	58,27
Sismica	2	56,73

Coerentemente con quanto detto all'inizio del presente capitolo, la superficie di applicazione delle pressioni a monte della briglia è stata ipotizzata compresa tra quota 58,00 m s.l.m. e quota 53,40 m s.l.m. La spinta idrostatica al di sotto di tale quota è stata assunta nulla, in quanto bilanciata dal diaframma esistente.

#### **Sottospinta idrostatica ( $S_{w2}$ )**

La sottospinta sulla platea del bacino di dissipazione è stata verificata sulla base della distribuzione di pressione risultante dalle verifiche a sifonamento (vedi paragrafo 7.4).

#### **Spinta del terreno a monte della briglia – $S_t$**

La spinta attiva del terreno di fondo alveo contro il concio di verifica è stata assunta nulla, in quanto completamente bilanciata dal diaframma esistente.

#### **7.2.3 Azioni variabili: $Q_{ki}$**

Stante la natura dell'opera, non sono previsti carichi variabili significativi.

#### **7.2.4 Azioni eccezionali: $A_d$**

##### **Peso e spinte dell'acqua al passaggio del picco di piena duecentennale**

Le verifiche relative alla combinazione eccezionale sono state svolte sostituendo le spinte idrostatiche di monte ( $S_{w1}$ ) e di valle ( $S_{w3}$ ), la sottospinta  $S_{w2}$  ed il peso dell'acqua  $P_w$  della combinazione fondamentale con le spinte ed il peso generati dai

livelli di piena duecentennale a monte e a valle della briglia nella configurazione più sfavorevole, risultanti dalle analisi idrauliche svolte (vedi Relazione Idraulica):

COMBINAZIONE	TR (anni)	LIVELLO (m s.l.m.)	
		monte	valle
Eccezionale	200	59,50	57,25

### **7.2.5 Azione sismica: E**

L'analisi della sicurezza delle opere in condizioni sismiche è stata eseguita con il metodo pseudostatico, secondo il quale l'azione sismica è rappresentata da una serie di forze statiche equivalenti agenti sull'opera di sostegno, nel terrapieno (in questo caso assente), nell'acqua libera a tergo del muro e sui sovraccarichi, le cui componenti orizzontali e verticali si possono esprimere come il prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ .

Secondo quanto indicato al Cap. 7.11.6.2.1 delle NTC 2008, il coefficiente sismico verticale  $k_v$  e il coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \text{ dove:}$$

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, tabulato in funzione della categoria di sottosuolo, e pari per le presenti analisi a 0,24 (tabella 7.11.II NTC 2008).

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ );

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

L'incremento di spinta dovuta al sisma, in assenza di specifici studi, si assume applicata a metà altezza dell'elemento strutturale. Per quanto riguarda le spinte idrodinamiche dell'acqua, si è utilizzata la classica formulazione di Westergaard, per cui la pressione idrodinamica  $p_{din}$  dell'acqua risulta pari a:

$$p_{din} = \frac{7}{8} \gamma_w k_h \sqrt{H \cdot h} ,$$

dove

$\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua

$k_h$  e il coefficiente sismico orizzontale

$H$  altezza d'acqua in condizioni statiche

$h$  profondità del punto di applicazione della pressione

Il comune di Formigine (MO), all'interno del quale si sviluppa l'opera in progetto, è caratterizzato dai seguenti valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

COMUNE di FORMIGINE			
$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$	$T_C^*$ (s)
30	0,051	2,480	0,253
50	0,064	2,495	0,266
72	0,075	2,472	0,272
101	0,086	2,467	0,276
140	0,100	2,432	0,278
201	0,118	2,396	0,282
475	0,163	2,365	0,293
975	0,206	2,382	0,311
2475	0,270	2,456	0,322

dove:

$T_R$  = periodo di ritorno di riferimento

$a_g$  (g) = accelerazione orizzontale massima al sito

$F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per valutare il periodo di ritorno in anni, si è definito il periodo di riferimento dell'azione sismica:

$$V_R = V_N * C_u = 50 * 1.0 = 50 \text{ anni}$$

dove:

$V_N$  = vita nominale della costruzione, assunto pari a 50 anni;

$C_u$  = coefficiente d'uso pari a 1.0, poiché si tratta di una costruzione in classe d'uso II, con presenza di normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente.

Noto  $V_R$ , si è fatto riferimento alla tabella 3.2.I delle Norme Tecniche per determinare la probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ :

Stato limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento del periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO (stato limite di operatività)	81%
	SLD (stato limite di danno)	63%
Stati limite ultimi	SLV (stato limite di salvaguardia della vita)	10%
	SLC (stato limite di prevenzione del collasso)	5%

Utilizzando l'espressione:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - P_{VR})^{1/V_R}}$$

si è quindi potuto calcolare il valore del periodo di ritorno per ognuno degli stati limite considerati nel periodo di riferimento di 50 anni:

Stato limite		Periodo di ritorno $T_R$ (anni)
Stati limite di esercizio	SLO	30
	SLD	50
Stati limite ultimi	SLV	475
	SLC	975

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte allo SLV.

Per quanto riguarda il comune di Formigine (MO) si esplicitano nel seguito i parametri sismici caratteristici, determinati attraverso l'impiego del software "Spettri NTC ver. 1.0.2".



**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV****Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,163 g
$F_o$	2,365
$T_c$	0,293 s
$S_s$	1,800
$C_c$	2,308
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,800
$\eta$	1,000
$T_B$	0,226 s
$T_C$	0,677 s
$T_D$	2,253 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta** (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,294
$T_B \leftarrow$	0,226	0,694
$T_C \leftarrow$	0,677	0,694
	0,752	0,625
	0,827	0,568
	0,902	0,521
	0,977	0,481
	1,052	0,447
	1,127	0,417
	1,202	0,391
	1,277	0,368
	1,352	0,348
	1,427	0,329
	1,502	0,313
	1,577	0,298
	1,652	0,284
	1,727	0,272
	1,802	0,261
	1,877	0,250
	1,953	0,241
	2,028	0,232
	2,103	0,224
	2,178	0,216
$T_D \leftarrow$	2,253	0,209
	2,336	0,194
	2,419	0,181
	2,502	0,169
	2,585	0,158
	2,669	0,149
	2,752	0,140
	2,835	0,132
	2,918	0,124
	3,002	0,118
	3,085	0,111
	3,168	0,106
	3,251	0,100
	3,334	0,095
	3,418	0,091
	3,501	0,086
	3,584	0,082
	3,667	0,079
	3,750	0,075
	3,834	0,072
	3,917	0,069
	4,000	0,066

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

## 7.3 Metodologia applicata per le verifiche di stabilità

Gli stati limite ultimi per lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con l'opera riguardano lo scorrimento sul piano di posa, il ribaltamento, il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione.

Come già detto in precedenza, le analisi di seguito descritte si riferiscono ad un concio di struttura con sviluppo lineare di 5,50 m.

### 7.3.1 Stato limite di ribaltamento

Il complesso di un'opera deve essere in equilibrio alla rotazione rispetto a qualsiasi punto ed in qualsiasi condizione di carico; sono accettabili soltanto i piccoli spostamenti necessari affinché le spinte dei terreni possano svilupparsi.

In base all'approccio adottato, la procedura prevede la verifica della disuguaglianza:

$$\frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_{rib}} \geq 1.00$$

, dove

$M_{rib}$  è la risultante dei momenti ribaltanti generati dalle componenti orizzontali della spinta idrostatica a monte della briglia, dalle componenti orizzontale delle azioni sismiche e dalla sottospinta;

$M_{res}$  è la risultante dei momenti resistenti dovuti al peso proprio dell'opera, al peso dell'acqua nel bacino di dissipazione e alla spinta idrostatica a valle della

briglia (eventualmente diminuiti della componente verticale dell'accelerazione sismica).

Nel calcolo del momento resistente complessivo non si è tenuto conto dell'eventuale contributo dei micropali in progetto e del diaframma esistente, al fine di dimostrare che la stabilità dell'opera può essere garantita senza indurre sollecitazioni aggiuntive nelle strutture infisse.

### **7.3.2 Stato limite di scorrimento**

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla risultante delle forze orientate in direzione parallela al piano di imposta della fondazione.

Allo scorrimento generato dall'azione di progetto si oppongono l'attrito e l'aderenza della base.

Secondo quanto affermato nelle NTC 2008 (Cap. 6.5.3.1.1), nelle verifiche a scorrimento il contributo della spinta passiva sviluppata dal terreno a valle dell'opera non deve essere considerato, eccetto in casi particolari da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive.

In base all'approccio adottato, la procedura prevede la verifica della disuguaglianza:

$$\frac{\sum R_y \cdot \tan \delta' + c \cdot B}{\sum R_x} \geq 1.10$$

dove:

$\sum R_x$  è la sommatoria delle componenti orizzontali delle azioni sollecitanti;

$\Sigma R_y$  è la sommatoria delle componenti verticali delle forze agenti sull'opera che contribuiscono all'attivazione della forza di attrito al piede di fondazione;

$\delta'$  è il valore dell'angolo di attrito alla superficie di contatto tra struttura e terreno (pari a  $25^\circ$ )

$c$  è l'aderenza tra struttura e terreno (in questo caso nulla).

Anche in questo caso, al fine di dimostrare che la stabilità dell'opera può essere garantita anche senza indurre sollecitazioni significative nelle strutture infisse, nel calcolo delle azioni resistenti non si è tenuto conto del contributo dei micropali in progetto e del diaframma esistente.

### **7.3.3 Stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno**

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno, la massima pressione ammissibile  $q'_{ult}$  del terreno in condizioni di carico eccentrico è confrontata con la massima pressione  $\sigma_{T \max}$  sul lembo di fondazione più compresso; in base all'approccio adottato, la verifica è superata se:

$$\frac{q'_{ult}}{\sigma_{T \max}} \geq 1.40$$

La capacità portante ultima del terreno  $q'_{ult}$  può essere calcolata mediante la formula di Meyerhof:

$$q'_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

dove:

$N_\gamma, N_q, N_c$  sono i fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza  $\phi'$  del terreno;

$s_\gamma, s_q, s_c$  sono i fattori correttivi di forma, funzioni del rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;

$d_\gamma, d_q, d_c$  sono i fattori correttivi dipendenti dalla profondità  $D$  del piano di posa;

$c$  è la coesione del terreno di fondazione;

$\bar{q}$  è il sovraccarico permanente di confinamento al livello del piano di posa della fondazione.

In via cautelativa, ove la formula di Meyerhof dia una capacità portante ultima maggiore di 500 kPa, si è assunto  $q'_{ult} = 500$  kPa. Lo stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno è stato sempre verificato trascurando il contributo della sottospinta dell'acqua, in quanto tale condizione risulta essere la più gravosa possibile.

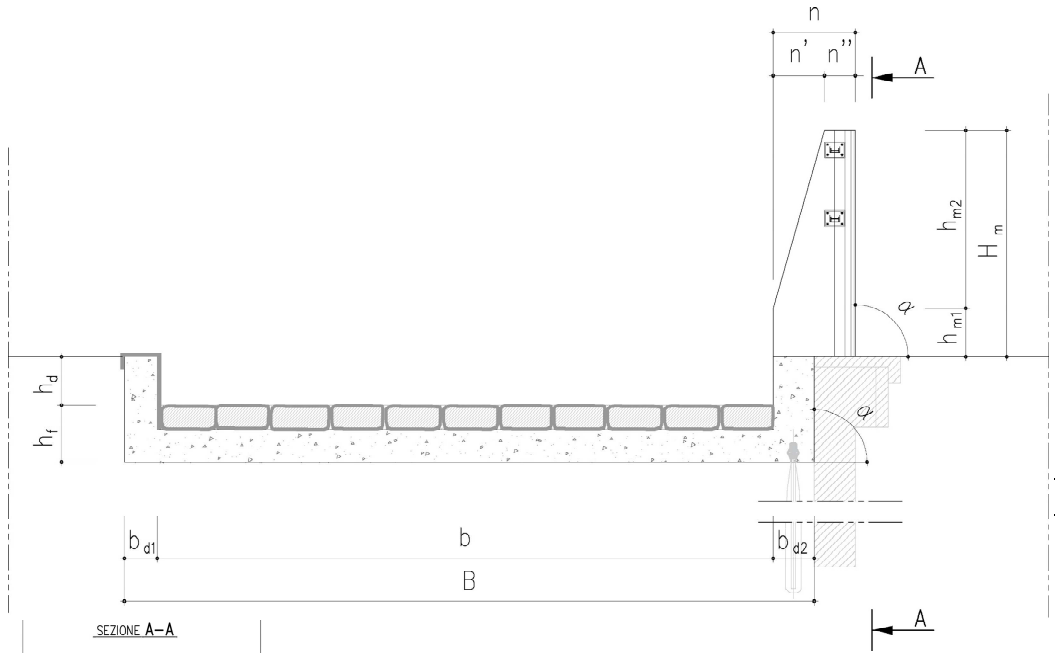
#### **7.3.4 Risultati**

Di seguito si riassumono i risultati delle verifiche geotecniche condotte sulla briglia.

	<b>VERIFICA RIBALTAMENTO (<math>\geq 1,00</math>)</b>	<b>VERIFICA SCORRIMENTO (<math>\geq 1,10</math>)</b>	<b>VERIFICA CAPACITÀ ULTIMA FONDAZIONE (<math>\geq 1,40</math>)</b>
<b>COMBINAZIONE FONDAMENTALE</b>	1,08	3,56	4,67
<b>COMBINAZIONE ECCEZIONALE</b>	1,22	3,86	5,28
<b>COMBINAZIONE SISMICA</b>	1,38	9,15	6,16

### **7.3.5      *Allegati di calcolo – Verifiche di stabilità SLU***

<b>MANUFATTO BRIGLIA SELETTIVA</b>
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE</b>



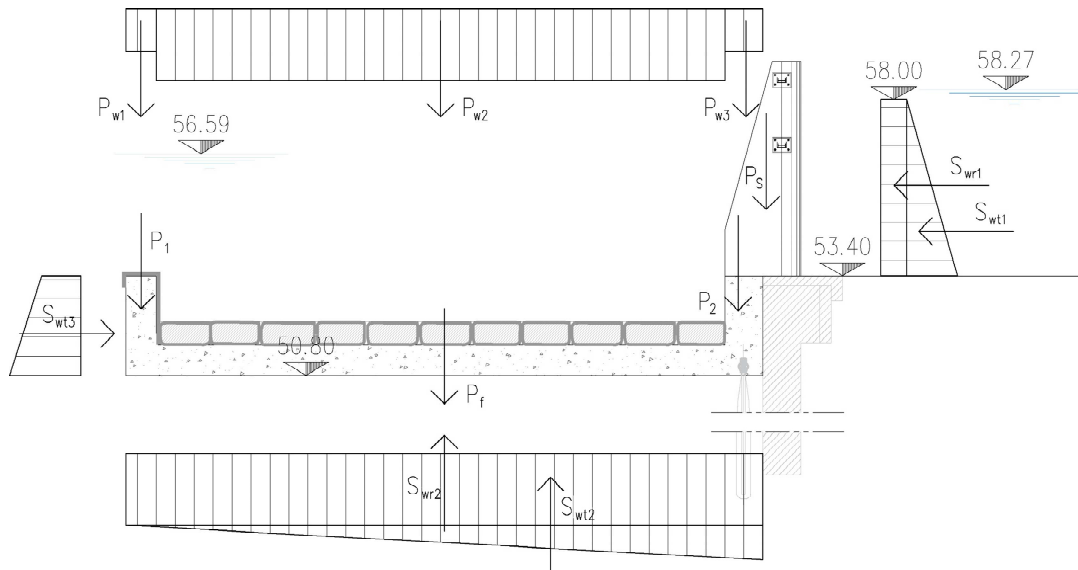
Terreno		Manufatto briglia	
$\gamma_t =$	18 kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{cis} =$	25 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{calcolo} =$	20 kN/m <sup>3</sup>	$h_f =$	1.40 m
$c' =$	0 kN/m <sup>2</sup>	$h_d =$	1.20 m
$\phi =$	38 °	$B =$	16.80 m
$\phi' =$	32.01 °	$b =$	15.00 m
$\alpha =$	90 °	$b_{d1} =$	0.80 m
$\beta =$	0 °	$b_{d2} =$	1.00 m
$\delta =$	25 °	$h_{m1} =$	1.20 m
$K_a =$	0.217	$h_{m2} =$	4.40 m
$K_p =$	4.20	$H_m =$	5.60 m
$K''_a =$	0.275	$n =$	2.00 m
$K''_p =$	3.26	$n' =$	1.25 m
		$n'' =$	0.75 m
		$L =$	5.50 m
		$s =$	0.50 m

Parametri sismici			
$ag =$	0.163		
$F_0 =$	2.365		
$Tc^* =$	0.306		
$S =$	1.8	$k_h$	$k_v$
$\beta_m =$	0.24	0.0704	0.0352

	$\phi_i$	$\phi'_i$
$\sin^2 (a + f) =$	0.621	0.719
$\sin^2 a =$	1.000	1.000
$\sin (a - d) =$	0.906	0.937
$\sin (f + d) =$	0.891	0.793
$\sin (f - b) =$	0.616	0.530
$\sin (a + b) =$	1.000	1.000



# **AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE - COMBINAZIONE FONDAMENTALE**



## Peso proprio della struttura

$$\begin{aligned}
 P_f &= \gamma_{cls} * B * h_f * L = 3234.00 \text{ kN} \\
 P_1 &= \gamma_{cls} * L * h_d * b_{d1} = 132.00 \text{ kN} \\
 P_2 &= \gamma_{cls} * L * h_d * b_{d2} = 165.00 \text{ kN} \\
 P_s &= \gamma_{cls} * s * h_{ml} * n + 0.5 * \gamma_{cls} * s * h_{m2} * (n'' + n) = 105.63 \text{ kN} \\
 P_{briglia} &= P_f + P_1 + P_2 + P_s = 3636.63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = 0.00 \text{ kN}$$

## Peso dell'acqua nel bacino

$$\begin{aligned}
 P_{w1} &= 140.36 \text{ kN} \\
 P_{w2} &= 3621.75 \text{ kN} \\
 P_{w3} &= 175.45 \text{ kN} \\
 P_w &= P_{w1} + P_{w2} + P_{w3} = 3937.56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## Spinta attiva del terreno

$$S_t = \gamma'_{sat1} * k_{a1} * (h_d + h_r)^2 * L / 2 = 0.00 \text{ kN}$$

## Spinta idrostatica dell'acqua

$$\begin{aligned}
 S_{wr1} &= 67.01 \text{ kN} \\
 S_{wt1} &= 570.84 \text{ kN} \\
 \text{a monte della briglia} \quad S_{w1} &= 637.86 \text{ kN} \\
 \text{a valle della briglia} \quad S_{wt3} &= 629.87 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## Sottospinta dell'acqua

$$\begin{aligned}
 S_{wr2} &= 5400.59 \text{ kN} \\
 S_{wt2} &= 164.52 \text{ kN} \\
 S_{w2} &= 5565.11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momenti dati dal peso proprio della struttura

$M_f = P_f * b_f =$	27165.60	kNm	$b_f (m) =$	8.4
$M_1 = P_1 * b_1 =$	52.80	kNm	$b_1 (m) =$	0.400
$M_2 = P_2 * b_2 =$	2689.50	kNm	$b_2 (m) =$	16.300
$M_S = P_S * b_S =$	1794.57	kNm	$b_S (m) =$	16.99
<hr/>				
$M_{briglia} = M_f + M_1 + M_2 + M_S =$	31702.47	kNm		

Momenti dati dai sovraccarichi

$M_{sovr} = P_{sovr} * b_{sovr} =$	0.00	kNm	$b_{sovr} (m) =$	0
------------------------------------	------	-----	------------------	---

Momenti dati dal peso dell'acqua nel bacino

$M_{Pw1} = P_{w1} * b_{Pw1} =$	56.14	kNm	$b_{Pw1} (m) =$	0.400
$M_{Pw2} = P_{w2} * b_{Pw2} =$	30422.70	kNm	$b_{Pw2} (m) =$	8.4
$M_{Pw3} = P_{w3} * b_{Pw3} =$	2859.84	kNm	$b_{Pw3} (m) =$	16.300
<hr/>				
$M_{Pw} = M_{Pw1} + M_{Pw2} + M_{Pw3} =$	33338.68	kNm		

Momento dato dalla spinta attiva del terreno

$M_{St} = S_t * b_{St} =$	0.00	kNm	$b_{St} (m) =$	0
---------------------------	------	-----	----------------	---

Momenti dati dalla spinta idrostatica dell'acqua

	$M_{Swr1} = S_{wr1} * b_{Swr1} =$	328.36	kNm	$b_{Swr1} (m) =$	4.9
	$M_{Sw1} = S_{w1} * b_{Sw1} =$	2357.59	kNm	$b_{Sw1} (m) =$	4.13
a monte della briglia	$M_{Sw1} = M_{Swr1} + M_{Sw1} =$	2685.94	kNm		
<hr/>					
a valle della briglia	$M_{Sw13} = S_{w13} * b_{Sw13} =$	736.95	kNm	$b_{Sw13} (m) =$	1.17

Momenti dati dalla sottospinta dell'acqua

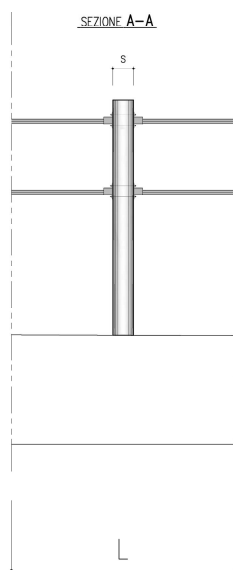
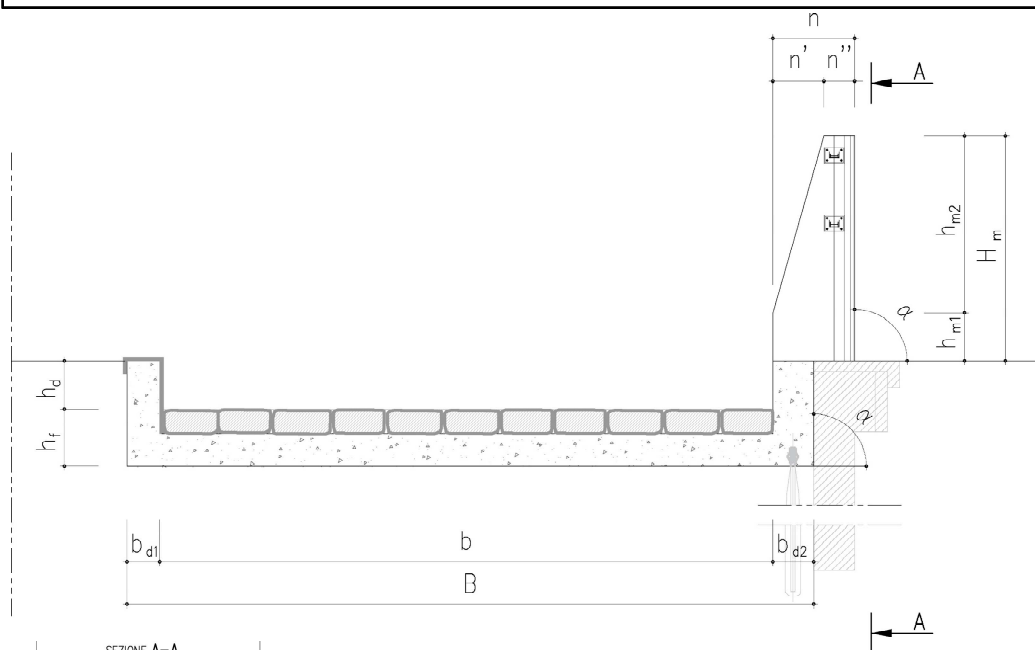
	$M_{Swr2} = S_{wr2} * b_{Swr2} =$	45364.98	kNm	$b_{Swr2} (m) =$	8.4
	$M_{Sw12} = S_{w12} * b_{Sw12} =$	1842.62	kNm	$b_{Sw12} (m) =$	11.2
	$M_{Sw2} = M_{Swr2} + M_{Sw12} =$	47207.61	kNm		

MANUFATTO BRIGLIA SELETTIVA		
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - RIBALTAMENTO: EQU + M2		
COMBINAZIONE FONDAMENTALE		
<b>- Ribaltamento</b>		
<b>EQU</b>		
permanenti favorevoli $\gamma_{G1}$ =	<b>0.90</b>	
permanenti non str sfavorevoli $\gamma_{G2}$ =	<b>1.10</b>	
variabili favorevoli $\gamma_{Q1}$ =	<b>0.00</b>	
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2}$ =	<b>1.50</b>	
<b>M2</b>		
Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka		
	$\phi'_1 = \arctg (tg \phi_1 / 1.25) =$	32.01 °
$\Sigma M_{res} = \gamma_{G1} M_{briglia} + \gamma_{G1} M_{Pw} + \gamma_{G1} M_{Sw13} =$		
	59200.29	kNm
$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} M_{St} + \gamma_{G2} M_{Sw1} + \gamma_{G2} M_{Sw2} =$		
	54882.91	kNm
$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} =$		
	<b>1.08</b>	> 1.00

MANUFATTO BRIGLIA SELETTIVA		
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO: A1+M1+R3		
COMBINAZIONE FONDAMENTALE		
<b>- Scorrimento</b>		
<b>GEO A1</b>		
permanenti favorevoli $\gamma_{G1}$ =	<b>1.00</b>	
permanenti non str sfavorevoli $\gamma_{G2}$ =	<b>1.30</b>	
variabili favorevoli $\gamma_{Q1}$ =	<b>0.00</b>	
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2}$ =	<b>1.50</b>	
<b>M1</b>		
I coefficienti $\gamma_M$ sono =		
	<b>1</b>	
<b>R3</b>		
Il coefficiente $\gamma_R$ é =		
	<b>1.1</b>	
$\Sigma R_y = \gamma_{G1} P_{briglia} - \gamma_{G2} (S_{w2} - P_w) =$		
	1520.81	kN
$\Sigma R_x = \gamma_{G2} S_t + \gamma_{G2} S_{w1} - \gamma_{G1} S_{w13} =$		
	199.34	kN
$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x =$		
	<b>3.56</b>	> 1.10

MANUFATTO BRIGLIA SELETTIVA									
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3									
COMBINAZIONE FONDAMENTALE									
STR A1									
permanententi favorevoli $\gamma_{G1}$ =		1.00							
permanententi sfavorevoli $\gamma_{G1}$ =		1.30							
variabili favorevoli $\gamma_{Q1}$ =		0.00							
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2}$ =		1.50							
$\psi_{2i}$ =		0.30							
M1									
I coefficienti $\gamma_M$ sono =		1							
R3									
Il coefficiente $\gamma_R$ é =		1.4							
Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)									
$q_{ult}=c'*N_c*s_c*d_c+q'*N_q*s_q*d_q+0,5*\gamma'*B*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma=$		10764	kN/m <sup>2</sup>	> 500	kN/m <sup>2</sup>				
con:									
$q'=\gamma_{sat\ 2}\ * \ d =$		0	kN/m <sup>2</sup>	$d =$	0.00	m			
$\gamma_{sat\ 2} =$		20.00	kN/m <sup>3</sup>	$B =$	16.80	m			
per $\phi' =$		38°		$L =$	5.50	m			
$c' =$		0.00	kN/m <sup>2</sup>						
$N_c =$		61.35		$N_q =$	48.93		$N_\gamma =$	64.07	
$s_c =$		1.00		$s_q =$	1.00		$s_\gamma =$	1.00	
$d_c =$		1.00		$d_q =$	1.00		$d_\gamma =$	1.00	
Calcolo pressione sul terreno									
		$\Sigma M_{res} =$		85511.53	kNm				
		$\Sigma M_{rib} =$		2685.94	kNm				
		$\Sigma R_y = \gamma_{G2} P_{briglia} + \gamma_{G2} P_w =$		9846.44	kN				
$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$		8.41	m						
$e = (B / 2) - u =$		0.01	m	<	B/6 =	2.80	m		
$R_e = 1 - (e / B) ^{0.5} =$		0.97	terreni incoerenti						
$R_e = 1 - 2(e / B) =$		1.00	terreni coesivi						
$q_{ult}' = q_{ult} * R_e =$		10480	kN/m <sup>2</sup>						
$\sigma_T = \Sigma R_V / (B * L) =$		107.01	kN/m <sup>2</sup>		$e<B/6$				
$\sigma_{T,II} = \Sigma R_V / (B * L) - \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) =$		106.12	kN/m <sup>3</sup>						
$\sigma_{max} = \Sigma R_V * 2 / (3 * u * L) =$		141.89	kN/m <sup>2</sup>		$e>B/6$				
$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$		4.67	>	1.40					

<b>MANUFATTO BRIGLIA SELETTIVA</b>
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE</b>



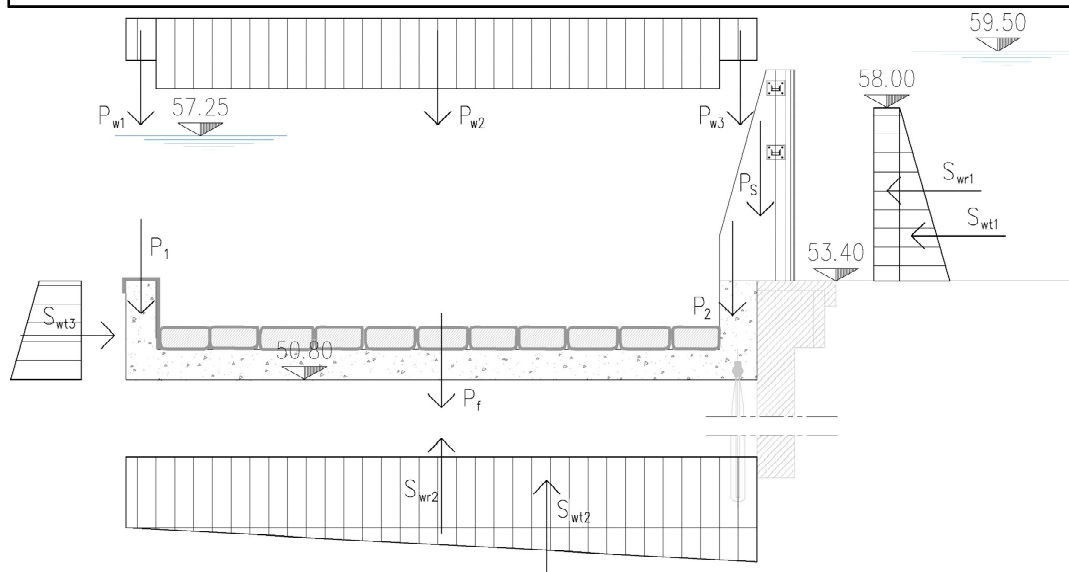
Terreno		
$\gamma_t =$	18	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{calcolo} =$	20	kN/m <sup>3</sup>
$c' =$	0	kN/m <sup>2</sup>
$\phi =$	38	°
$\phi' =$	32.01	°
$\alpha =$	90	°
$\beta =$	0	°
$\delta =$	25	°
$K_a =$	0.217	
$K_p =$	4.20	
$K''_a =$	0.275	
$K''_p =$	3.26	

Manufatto briglia		
$\gamma_{ts} =$	25	kN/m <sup>3</sup>
$h_f =$	1.40	m
$h_d =$	1.20	m
$B =$	16.80	m
$b =$	15.00	m
$b_{d1} =$	0.80	m
$b_{d2} =$	1.00	m
$h_{m1} =$	1.20	m
$h_{m2} =$	4.40	m
$H_m =$	5.60	m
$n =$	2.00	m
$n' =$	1.25	m
$n'' =$	0.75	m
$L =$	5.50	m
$s =$	0.50	m

Parametri sismici			
$ag =$	0.163		
$F_0 =$	2.365		
$Tc^* =$	0.306		
$S =$	1.8	$k_h$	$k_v$
$\beta_m =$	0.24	0.0704	0.0352

	$\phi_t$	$\phi'_1$
$\sin^2 (a + f) =$	0.621	0.719
$\sin^2 a =$	1.000	1.000
$\sin (a - d) =$	0.906	0.937
$\sin (f + d) =$	0.891	0.793
$\sin (f - b) =$	0.616	0.530
$\sin (a + b) =$	1.000	1.000

# **AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE - COMBINAZIONE ECCEZIONALE**



## Peso proprio della struttura

$$\begin{aligned}
 P_f &= \gamma_{cls} * B * h_f * L = 3234.00 \text{ kN} \\
 P_1 &= \gamma_{cls} * L * h_d * b_{d1} = 132.00 \text{ kN} \\
 P_2 &= \gamma_{cls} * L * h_d * b_{d2} = 165.00 \text{ kN} \\
 P_s &= \gamma_{cls} * s * h_{ml} * n + 0.5 * \gamma_{cls} * s * h_{m2} * (n'' + n) = 105.63 \text{ kN} \\
 P_{briglia} &= P_f + P_1 + P_2 + P_s = 3636.63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = 0.00 \text{ kN}$$

## Peso dell'acqua nel bacino

$$\begin{aligned}
 P_{w1} &= 166.18 \text{ kN} \\
 P_{w2} &= 4087.09 \text{ kN} \\
 P_{w3} &= 207.73 \text{ kN} \\
 P_w &= P_{w1} + P_{w2} + P_{w3} = 4461.00 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## Spinta attiva del terreno

$$S_t = \gamma_{sat1} * k_{a1} * (h_d + h_r)^2 * L / 2 = 0.00 \text{ kN}$$

## Spinta idrostatica dell'acqua

$$\begin{aligned}
 S_{wr1} &= 372.29 \text{ kN} \\
 S_{wt1} &= 570.84 \text{ kN} \\
 \text{a monte della briglia} \quad S_{w1} &= 943.13 \text{ kN} \\
 \text{a valle della briglia} \quad S_{wt3} &= 722.46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## Sottospinta dell'acqua

$$\begin{aligned}
 S_{wr2} &= 6051.42 \text{ kN} \\
 S_{wt2} &= 219.81 \text{ kN} \\
 S_{w2} &= 6271.23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momenti dati dal peso proprio della struttura

$M_f = P_f * b_f =$	27165.60	kNm	$b_f (m) =$	8.4
$M_1 = P_1 * b_1 =$	52.80	kNm	$b_1 (m) =$	0.400
$M_2 = P_2 * b_2 =$	2689.50	kNm	$b_2 (m) =$	16.300
$M_S = P_S * b_S =$	1794.57	kNm	$b_S (m) =$	16.99
<hr/>				
$M_{briglia} = M_f + M_1 + M_2 + M_S =$	31702.47	kNm		

Momenti dati dai sovraccarichi

$M_{sovr} = P_{sovr} * b_{sovr} =$	0.00	kNm	$b_{sovr} (m) =$	0
------------------------------------	------	-----	------------------	---

Momenti dati dal peso dell'acqua nel bacino

$M_{Pw1} = P_{w1} * b_{Pw1} =$	66.47	kNm	$b_{Pw1} (m) =$	0.400
$M_{Pw2} = P_{w2} * b_{Pw2} =$	34331.57	kNm	$b_{Pw2} (m) =$	8.4
$M_{Pw3} = P_{w3} * b_{Pw3} =$	3385.95	kNm	$b_{Pw3} (m) =$	16.300
<hr/>				
$M_{Pw} = M_{Pw1} + M_{Pw2} + M_{Pw3} =$	37783.99	kNm		

Momento dato dalla spinta attiva del terreno

$M_{St} = S_t * b_{St} =$	0.00	kNm	$b_{St} (m) =$	0
---------------------------	------	-----	----------------	---

Momenti dati dalla spinta idrostatica dell'acqua

	$M_{Swr1} = S_{wr1} * b_{Swr1} =$	1824.22	kNm	$b_{Swr1} (m) =$	4.9
	$M_{Sw1} = S_{w1} * b_{Sw1} =$	2357.59	kNm	$b_{Sw1} (m) =$	4.13
a monte della briglia	$M_{Sw1} = M_{Swr1} + M_{Sw1} =$	4181.80	kNm		
<hr/>					
a valle della briglia	$M_{Sw13} = S_{w13} * b_{Sw13} =$	859.72	kNm	$b_{Sw13} (m) =$	1.19

Momenti dati dalla sottospinta dell'acqua

	$M_{Swr2} = S_{wr2} * b_{Swr2} =$	50831.93	kNm	$b_{Swr2} (m) =$	8.4
	$M_{Sw12} = S_{w12} * b_{Sw12} =$	2461.90	kNm	$b_{Sw12} (m) =$	11.2
	$M_{Sw2} = M_{Swr2} + M_{Sw12} =$	53293.83	kNm		

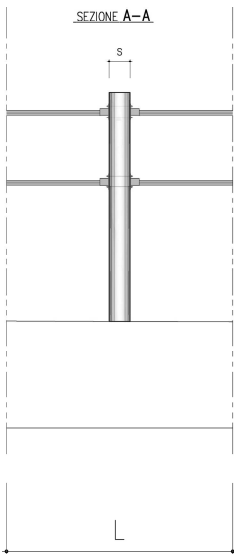
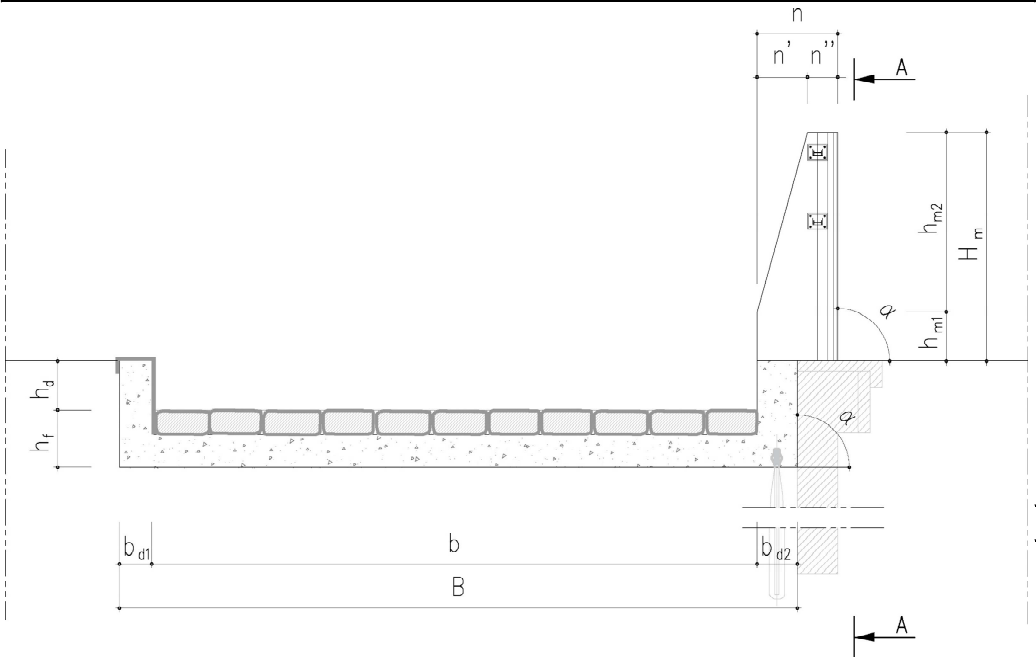
MANUFATTO BRIGLIA SELETTIVA			
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - RIBALTAMENTO: EQU + M2			
COMBINAZIONE ECCEZIONALE			
<b>- Ribaltamento</b>			
<b>EQU</b>			
permanententi favorevoli $\gamma_{G1}$ =	<b>1.00</b>		
permanententi non str sfavorevoli $\gamma_{G2}$ =	<b>1.00</b>		
variabili favorevoli $\gamma_{Q1}$ =	<b>0.00</b>		
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2}$ =	<b>1.00</b>		
azione eccezionale $\gamma_e$ =	<b>1.00</b>		
<b>M2</b>			
Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka		$\phi'_1 = \arctg(\tan \phi_1 / 1.25) =$	32.01 °
$\Sigma M_{res} = \gamma_{G1} M_{briglia} + \gamma_{G1} M_{Pw} + \gamma_{G1} M_{Sw13} =$		70346.18	kNm
$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} M_{St} + \gamma_e M_{Sw1} + \gamma_e M_{Sw2} =$		57475.63	kNm
$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} =$		<b>1.22</b>	> 1.00

MANUFATTO BRIGLIA SELETTIVA			
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO: A1+M1+R3			
COMBINAZIONE ECCEZIONALE			
<b>- Scorrimento</b>			
<b>GEO A1</b>			
permanententi favorevoli $\gamma_{G1}$ =	<b>1.00</b>		
permanententi non str sfavorevoli $\gamma_{G2}$ =	<b>1.00</b>		
variabili favorevoli $\gamma_{Q1}$ =	<b>0.00</b>		
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2}$ =	<b>1.00</b>		
azione eccezionale $\gamma_e$ =	<b>1.00</b>		
<b>M1</b>			
I coefficienti $\gamma_M$ sono =		<b>1</b>	
<b>R3</b>			
Il coefficiente $\gamma_R$ é =		<b>1.1</b>	
$\Sigma R_y = \gamma_{G1} P_{briglia} + \gamma_{G1} P_w - \gamma_e S_{w2} =$		1826.39	kN
$\Sigma R_x = \gamma_{G2} S_t + \gamma_e S_{w1} - \gamma_{G1} S_{w13} =$		220.68	kN
$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x =$		<b>3.86</b>	> 1.10



MANUFATTO BRIGLIA SELETTIVA									
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3									
COMBINAZIONE ECCEZIONALE									
STR A1									
permanenti favorevoli $\gamma_{G1}$ =		1.00							
permanenti sfavorevoli $\gamma_{G1}$ =		1.00							
variabili favorevoli $\gamma_{Q1}$ =		0.00							
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2}$ =		1.00							
azione eccezionale $\gamma$ =		1.00							
M1									
I coefficienti $\gamma_M$ sono =		1							
R3									
II coefficiente $\gamma_R$ é =		1.4							
Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)									
$q_{ult}=c'*N_c*s_c*d_c+q'*N_q*s_q*d_q+0,5*\gamma*B*N_{\gamma}*s_{\gamma}*d_{\gamma}=$		10764	kN/m <sup>2</sup>	> 500	kN/m <sup>2</sup>				
con:									
$q' = \gamma_{sat\ 2} * d =$		0	kN/m <sup>2</sup>	$d =$	0.00	m			
$\gamma_{sat\ 2} =$		20.00	kN/m <sup>3</sup>	$B =$	16.80	m			
per $\phi' =$		38°		$L =$	5.50	m			
$c' =$		0.00	kN/m <sup>2</sup>						
$N_c =$		61.35		$N_q =$	48.93		$N_{\gamma} =$	64.07	
$s_c =$		1.00		$s_q =$	1.00		$s_{\gamma} =$	1.00	
$d_c =$		1.00		$d_q =$	1.00		$d_{\gamma} =$	1.00	
Calcolo pressione sul terreno									
		$\Sigma M_{res} =$		70346.18	kNm				
		$\Sigma M_{rib} =$		4181.80	kNm				
		$\Sigma R_y = \gamma_{G2} P_{briglia} + \gamma_{G2} P_w =$		8097.62	kN				
$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$		8.17	m						
$e = (B / 2) - u =$		0.23	m	<	$B/6 =$	2.80	m		
$R_e = 1 - (e / B) ^{0.5} =$		0.88	terreni incoerenti						
$R_e = 1 - 2(e / B) =$		0.97	terreni coesivi						
$q_{ult}' = q_{ult} * R_e =$		9507	kN/m <sup>2</sup>						
$\sigma_T = \Sigma R_v / (B * L) =$		94.81	kN/m <sup>2</sup>		$e < B/6$				
$\sigma_{T,II} = \Sigma R_v / (B * L) - \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) =$		80.46	kN/m <sup>3</sup>						
$\sigma_{max} = \Sigma R_v * 2 / (3 * u * L) =$		120.13	kN/m <sup>2</sup>		$e > B/6$				
$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$		5.27	> 1.40						

<b>MANUFATTO BRIGLIA SELETTIVA</b>
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE</b>



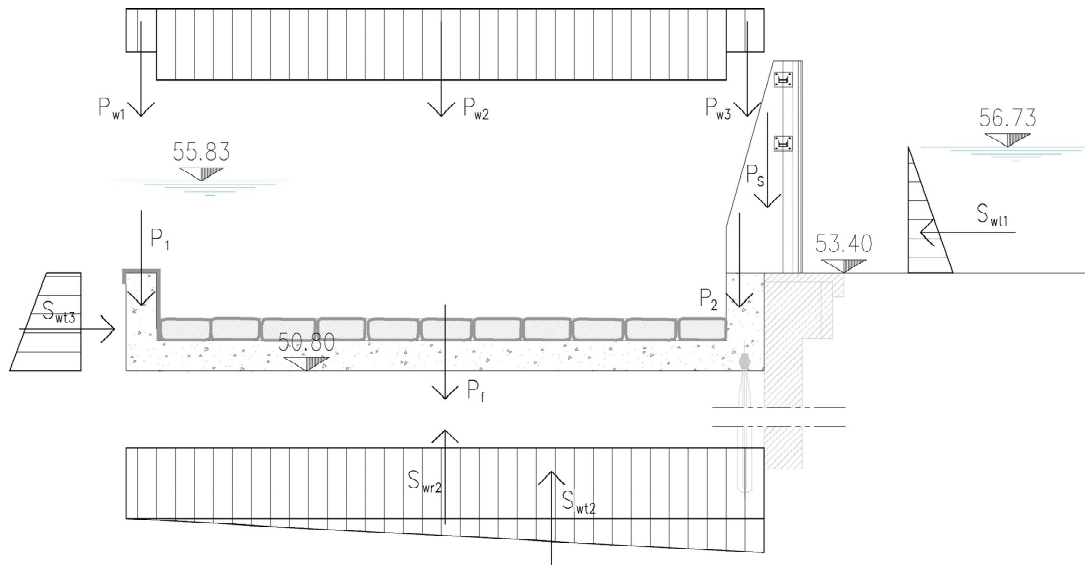
Terreno	
$\gamma_d =$	18
$\gamma_{calcolo} =$	20
$c' =$	0
$\phi =$	38
$\phi' =$	32.01
$\alpha =$	90
$\beta =$	0
$\delta =$	25
$K_a =$	0.217
$K_p =$	4.20
$K''_a =$	0.275
$K''_p =$	3.26

Manufatto briglia	
$\gamma_{cls} =$	25.00
$h_f =$	1.40
$h_d =$	1.20
$B =$	16.80
$b =$	15.00
$b_{d1} =$	0.80
$b_{d2} =$	1.00
$h_{m1} =$	1.20
$h_{m2} =$	4.40
$H_m =$	5.60
$n =$	2.00
$n' =$	1.25
$n'' =$	0.75
$L =$	5.50
$s =$	0.50

Parametri sismici			
$ag =$	0.163		
$F_0 =$	2.365		
$Tc^* =$	0.306		
$S =$	1.8	$k_h$	$k_v$
$\beta_m =$	0.24	0.0704	0.0352

	$\phi_1$	$\phi'_1$
$\sin^2(a + f) =$	0.621	0.719
$\sin^2 a =$	1.000	1.000
$\sin(a - d) =$	0.906	0.937
$\sin(f + d) =$	0.891	0.793
$\sin(f - b) =$	0.616	0.530
$\sin(a + b) =$	1.000	1.000

# AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE - COMBINAZIONE SISMICA



## Peso proprio della struttura

$$\begin{aligned}
 P_f &= \gamma_{cls} * B * h_f * L = 3234.00 \text{ kN} \\
 P_1 &= \gamma_{cls} * L * h_d * b_{d1} = 132.00 \text{ kN} \\
 P_2 &= \gamma_{cls} * L * h_d * b_{d2} = 165.00 \text{ kN} \\
 P_s &= \gamma_{cls} * s * h_{ml} * n + 0.5 * \gamma_{cls} * s * h_{m2} * (n'' + n) = 105.63 \text{ kN} \\
 P_{briglia} &= P_f + P_1 + P_2 + P_s = 3636.63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = 0.00 \text{ kN}$$

## Peso dell'acqua nel bacino

$$\begin{aligned}
 P_{w1} &= 104.89 \text{ kN} \\
 P_{w2} &= 2937.85 \text{ kN} \\
 P_{w3} &= 131.11 \text{ kN} \\
 P_w &= P_{w1} + P_{w2} + P_{w3} = 3173.85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## Spinta attiva del terreno

$$S_t = \gamma'_{sat1} * k_{a1} * (h_d + h_r)^2 * L / 2 = 0.00 \text{ kN}$$

## Spinta idrostatica dell'acqua

$$\begin{aligned}
 S_{wr1} &= 0.00 \text{ kN} \\
 S_{wt1} &= 299.15 \text{ kN} \\
 \text{a monte della briglia} \quad S_{w1} &= 299.15 \text{ kN} \\
 \text{a valle della briglia} \quad S_{wt3} &= 523.26 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## Sottospinta dell'acqua

$$\begin{aligned}
 S_{wr2} &= 4640.99 \text{ kN} \\
 S_{wt2} &= 88.38 \text{ kN} \\
 S_{w2} &= 4729.37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momenti dati dal peso proprio della struttura

$M_f = P_f * b_f =$	27165.60	kNm	$b_f (m) =$	8.4
$M_1 = P_1 * b_1 =$	52.80	kNm	$b_1 (m) =$	0.400
$M_2 = P_2 * b_2 =$	2689.50	kNm	$b_2 (m) =$	16.300
$M_S = P_S * b_S =$	1794.57	kNm	$b_S (m) =$	16.99
<hr/>				
$M_{briglia} = M_f + M_1 + M_2 + M_S =$	31702.47	kNm		

Momenti dati dai sovraccarichi

$M_{sovr} = P_{sovr} * b_{sovr} =$	0.00	kNm	$b_{sovr} (m) =$	0
------------------------------------	------	-----	------------------	---

Momenti dati dal peso dell'acqua nel bacino

$M_{Pw1} = P_{w1} * b_{Pw1} =$	41.96	kNm	$b_{Pw1} (m) =$	0.400
$M_{Pw2} = P_{w2} * b_{Pw2} =$	24677.94	kNm	$b_{Pw2} (m) =$	8.4
$M_{Pw3} = P_{w3} * b_{Pw3} =$	2137.10	kNm	$b_{Pw3} (m) =$	16.300
<hr/>				
$M_{Pw} = M_{Pw1} + M_{Pw2} + M_{Pw3} =$	26857.00	kNm		

Momento dato dalla spinta attiva del terreno

$M_{St} = S_t * b_{St} =$	0.00	kNm	$b_{St} (m) =$	0
---------------------------	------	-----	----------------	---

Momenti dati dalla spinta idrostatica dell'acqua

	$M_{Swr1} = S_{wr1} * b_{Swr1} =$	0.00	kNm	$b_{Swr1} (m) =$	0
	$M_{Sw1} = S_{w1} * b_{Sw1} =$	1109.85	kNm	$b_{Sw1} (m) =$	3.71
a monte della briglia	$M_{Sw1} = M_{Swr1} + M_{Sw1} =$	1109.85	kNm		
<hr/>					
a valle della briglia	$M_{Sw13} = S_{w13} * b_{Sw13} =$	601.74	kNm	$b_{Sw13} (m) =$	1.15

Momenti dati dalla sottospinta dell'acqua

	$M_{Swr2} = S_{wr2} * b_{Swr2} =$	38984.34	kNm	$b_{Swr2} (m) =$	8.4
	$M_{Sw12} = S_{w12} * b_{Sw12} =$	989.86	kNm	$b_{Sw12} (m) =$	11.2
	$M_{Sw2} = M_{Swr2} + M_{Sw12} =$	39974.20	kNm		

<b>AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE</b>
--------------------------------------

Forze inerziali verticali sulla struttura

$P'_{vf} = P_f * k_v =$	113.86	kN
$P'_{vI} = P_I * k_v =$	4.65	kN
$P'_{v2} = P_2 * k_v =$	5.81	kN
$P'_{vS} = P_S * k_v =$	3.72	kN
<hr/>		
$P'_{v, briglia} = P'_{vf} + P'_{vI} + P'_{v2} + P'_{vS} =$	128.04	kN

Forze inerziali orizzontali sulla struttura

$P'_{hf} = P_f * k_h =$	227.73	kN
$P'_{hI} = P_I * k_h =$	9.29	kN
$P'_{h2} = P_2 * k_h =$	11.62	kN
$P'_{hs} = P_S * k_h =$	7.44	kN
<hr/>		
$P'_{h, briglia} = P'_{hf} + P'_{hI} + P'_{h2} + P'_{hs} =$	256.08	kN

Forze inerziali verticali sull'acqua nel bacino

$P'_{wI} = P_{wI} * k_v =$	3.69	kN
$P'_{w2} = P_{w2} * k_v =$	103.44	kN
$P'_{w3} = P_{w3} * k_v =$	4.62	kN
<hr/>		
$P'_w = P'_{wI} + P'_{w2} + P'_{w3} =$	111.74	kN

Spinta attiva del terreno (componente sismica)

$$S'_t = S_t * k_h = 0.00 \quad \text{kN}$$

Spinta idrodinamica dell'acqua

	$S'_{wr1} = S_{wr1} * k_h =$	0.00	kN
	$S'_{wt1} = S_{wt1} * k_h =$	24.58	kN
a monte della briglia	$S'_{w1} = S'_{wr1} + S'_{wt1} =$	24.58	kN
<hr/>			
a valle della briglia	$S'_{wt3} = S_{wt3} * k_h =$	37.24	kN

Momenti dati dalle forze inerziali verticali sulla struttura

$M'_{vf} = P'_{vf} * b'_{f,v} =$	956.45	kNm	$b'_{f,v} (m) =$	8.4
$M'_{v1} = P'_{v1} * b'_{1,v} =$	1.86	kNm	$b'_{1,v} (m) =$	0.4
$M'_{v2} = P'_{v2} * b'_{2,v} =$	94.69	kNm	$b'_{2,v} (m) =$	16.3
$M'_{vs} = P'_{vs} * b'_{s,v} =$	63.18	kNm	$b'_{s,v} (m) =$	16.99
<hr/>				
$M'_{v, briglia} = M'_{vf} + M'_{v1} + M'_{v2} + M'_{vs} =$	1116.18	kNm		

Momenti dati dalle forze inerziali orizzontali sulla struttura

$M'_{hf} = P'_{hf} * b'_{f,h} =$	159.41	kNm	$b'_{f,h} (m) =$	0.7
$M'_{h1} = P'_{h1} * b'_{1,h} =$	18.59	kNm	$b'_{1,h} (m) =$	2
$M'_{h2} = P'_{h2} * b'_{2,h} =$	23.24	kNm	$b'_{2,h} (m) =$	2
$M'_{hs} = P'_{hs} * b'_{s,h} =$	36.97	kNm	$b'_{s,h} (m) =$	4.97
<hr/>				
$M'_{h, briglia} = M'_{hf} + M'_{h1} + M'_{h2} + M'_{hs} =$	238.20	kNm		

Momenti dati dalle forze inerziali sull'acqua nel bacino

$M'_{pw1} = P'_{w1} * b'_{pw1} =$	1.48	kNm	$b'_{pw1} (m) =$	0.4
$M'_{pw2} = P'_{w2} * b'_{pw2} =$	868.86	kNm	$b'_{pw2} (m) =$	8.4
$M'_{pw3} = P'_{w3} * b'_{pw3} =$	75.24	kNm	$b'_{pw3} (m) =$	16.3
<hr/>				
$M'_{pw} = M'_{pw1} + M'_{pw2} + M'_{pw3} =$	945.58	kNm		

Momenti dati dalla spinta attiva del terreno (componente sismica)

$M'_{st} = S'_t * b'_{st} =$	0.00	kNm	$b'_{st} (m) =$	0
------------------------------	------	-----	-----------------	---

Momenti dati dalla spinta idrodinamica dell'acqua

$M'_{swr1} = S'_{wr1} * b'_{swr1} =$	0.00	kNm	$b'_{swr1} (m) =$	0
$M'_{swt1} = S'_{wt1} * b'_{swt1} =$	96.58	kNm	$b'_{swt1} (m) =$	3.93
<hr/>				
a monte della briglia $M'_{sw1} = M'_{swr1} + M'_{swt1} =$	96.58	kNm		
<hr/>				
a valle della briglia $M'_{swt3} = S'_{wt3} * b'_{swt3} =$	45.44	kNm	$b'_{swt3} (m) =$	1.22

MANUFATTO BRIGLIA SELETTIVA		
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - RIBALTAMENTO: EQU + M2		
COMBINAZIONE SISMICA		
<b>- Ribaltamento</b>		
<b>EQU</b>		
permanenti favorevoli $\gamma_{G1}$ =	<b>1.00</b>	
permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2}$ =	<b>1.00</b>	
variabili favorevoli $\gamma_{Q1}$ =	<b>0.00</b>	
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2}$ =	<b>1.00</b>	
<b>M2</b>		
<b>Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka</b>		
	$\phi'_1 = \arctg(\tg \phi_1 / 1.25) =$	32.01 °
$\Sigma M_{res} = \gamma_{G1} M_{briglia} + \gamma_{G1} M_{Pw} + \gamma_{G1} M_{Sw2} - M'_{v, briglia} - M'_{Pw} - M'_{Sw2} =$		
	57054.01	kNm
$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} M_{St} + \gamma_{G2} M_{Sw1} + \gamma_{G2} M_{Sw2} + M'_{h, briglia} + M'_{St} + M'_{Sw1} + M'_{Sw2} =$		
	41418.83	kNm
$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} =$		
	<b>1.38</b>	> 1.00
MANUFATTO BRIGLIA SELETTIVA		
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO: A1+M1+R3		
COMBINAZIONE SISMICA		
<b>- Scorrimento</b>		
<b>GEO A1</b>		
permanenti favorevoli $\gamma_{G1}$ =	<b>1.00</b>	
permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2}$ =	<b>1.00</b>	
variabili favorevoli $\gamma_{Q1}$ =	<b>0.00</b>	
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2}$ =	<b>1.00</b>	
<b>M1</b>		
<b>I coefficienti <math>\gamma_M</math> sono =</b>		
	<b>1</b>	
<b>R3</b>		
<b>Il coefficiente <math>\gamma_R</math> é =</b>		
	<b>1.1</b>	
$\Sigma R_y = \gamma_{G1} P_{briglia} + \gamma_{G1} P_w - \gamma_{G2} S_{w2} - P'_{v, briglia} - P'_w - S'_{w2} =$		
	1841.32	kN
$\Sigma R_x = \gamma_{G2} S_t + \gamma_{G2} S_{w1} - \gamma_{G1} S_{w3} + P'_{h, briglia} + S'_t + S'_{w1} + S'_{w3} =$		
	93.79	kN
$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x =$		
	<b>9.15</b>	> 1.10

MANUFATTO BRIGLIA SELETTIVA									
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3									
COMBINAZIONE SISMICA									
STR A1									
permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$		1.00							
permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$		1.00							
variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$		0.00							
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$		1.00							
$\psi_{2i} =$		0.30							
M1									
I coefficienti $\gamma_M$ sono =		1							
R3									
Il coefficiente $\gamma_R$ é =		1.4							
Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)									
$q_{ult}=c'*N_c*s_c*d_c+q'*N_q*s_q*d_q+0,5*\gamma*B*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma=$				10764	kN/m <sup>2</sup>	> 500	kN/m <sup>2</sup>		
con:									
$q' = \gamma_{sat\ 2} * d =$		0	kN/m <sup>2</sup>	$d =$		0.00	m		
$\gamma_{sat\ 2} =$		20.00	kN/m <sup>3</sup>	$B =$		16.80	m		
per $\phi' =$		38°		$L =$		5.50	m		
$c' =$		0.00	kN/m <sup>2</sup>						
$N_c = 61.35$			$N_q = 48.93$			$N_\gamma = 64.07$			
$s_c = 1.00$			$s_q = 1.00$			$s_\gamma = 1.00$			
$d_c = 1.00$			$d_q = 1.00$			$d_\gamma = 1.00$			
Calcolo pressione sul terreno									
				$\Sigma M_{res} =$		61268.41	kNm		
				$\Sigma M_{rib} =$		775.07	kNm		
$\Sigma R_y = \gamma_{G2} P_{briglia} + \gamma_{G2} P_w + P'_{v, briglia} + P'_w =$				7050.26		kN			
$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$				8.58	m				
$e = (B / 2) - u =$				0.18	m		<	$B/6 =$	2.80 m
$R_e = 1 - (e / B) ^{0.5} =$				0.90	terreni incoerenti				
$R_e = 1 - 2(e / B) =$				0.98	terreni coesivi				
$q_{ult}' = q_{ult} * R_e =$				9649	kN/m <sup>2</sup>				
$\sigma_T = \Sigma R_v / (B * L) =$				81.21	kN/m <sup>2</sup>		$e<B/6$		
$\sigma_{T,II} = \Sigma R_v / (B * L) - \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) =$				71.39	kN/m <sup>3</sup>				
$\sigma_{max} = \Sigma R_v * 2 / (3 * u * L) =$				99.60	kN/m <sup>2</sup>		$e>B/6$		
$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$				6.16	> 1.40				



## 7.4 Verifica di stabilità a sifonamento

Come ampiamente noto, la filtrazione attraverso i terreni di fondazione sottostanti strutture di ritenuta e rilevati arginali può, in particolari condizioni, indurre pericolosi fenomeni di sifonamento del manufatto.

In generale il suddetto fenomeno è provocato da un eccesso di pressione che, allargando i canalicoli nel terreno, determina un aumento della velocità di filtrazione e, conseguentemente, il trascinarsi all'esterno di frazioni significative, specie sabbie e limi, dell'ammasso permeabile.

La stabilità a sifonamento della briglia oggetto di intervento è stata valutata sia con il noto metodo di Lane, sia in termini di tensioni efficaci.

### 7.4.1 Verifica con il metodo di Lane

Il metodo di Lane per la verifica a sifonamento costituisce una versione modificata del metodo di Bligh (1910). Quest'ultimo esprime il grado di sicurezza a sifonamento in termini di un rapporto di scorrimento  $C$  tra la lunghezza  $L$  del più breve percorso di filtrazione e la differenza di carico idraulico  $h$ :

$$C = \frac{L}{h}$$

Tale rapporto di scorrimento è l'inverso del gradiente idraulico lungo il percorso di filtrazione e, secondo l'analisi di Bligh, dovrebbe assumere per i diversi terreni i valori minimi riportati in Tabella 1.

La modifica introdotta da Lane al metodo di Bligh tiene conto della maggiore resistenza alla filtrazione dei percorsi verticali rispetto a quelli orizzontali, modificando il rapporto di scorrimento sopraindicato nella seguente espressione:

$$C = \frac{\frac{1}{3}L_0 + L_v}{h}$$

in cui  $L_0$  e  $L_v$  sono rispettivamente i tratti orizzontali e verticali del percorso di filtrazione e  $h$  la differenza di carico idraulico. I rapporti di scorrimento minimi indicati da Lane sono riportati in Tabella 1.

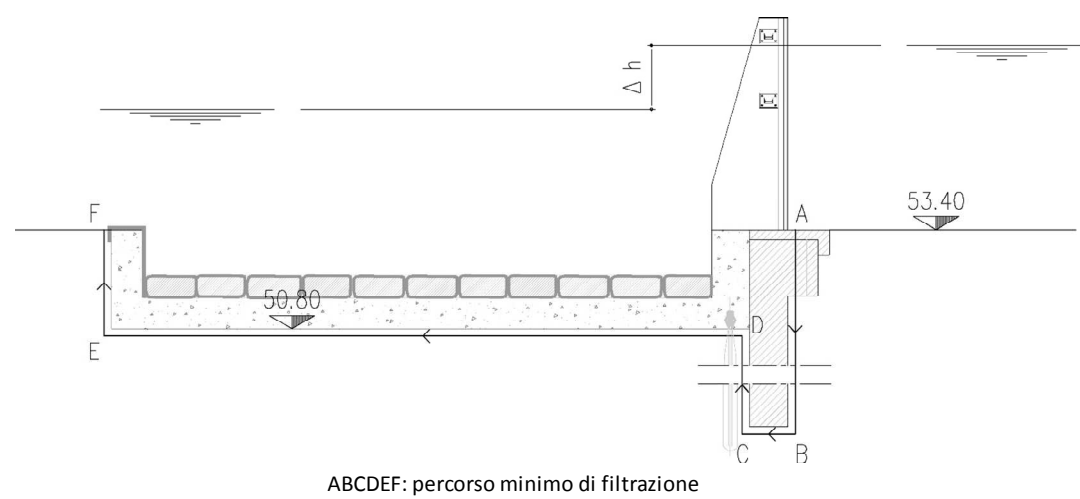
Terreno	Bligh	Lane
Sabbia fine e limosa	18	8.5
Sabbia grossa	12	5.0
Ghiaia e sabbia	9	3.5
Ghiaia grossa e ciottoli	5	2.5

**Tabella 1. Rapporti di scorrimento minimi secondo Bligh e Lane (da P. Colombo, Elementi di Geotecnica).**

Come mostrato nella figura seguente, nel calcolo del percorso minimo di filtrazione, il quale coincide con il bordo della fondazione a contatto con il terreno, si è tenuto conto della presenza del diaframma esistente, profondo 10 m.

Di seguito si riportano le elaborazioni svolte per la verifica a sifonamento con il metodo di Lane, da cui appare evidente come anche nel caso più critico (evento di piena duecentennale) il coefficiente di sicurezza della traversa, pari a 11.5, è

decisamente maggiore del minimo prescritto per i terreni ghiaiosi e sabbiosi, che è pari a 3.5 (vedi Tabella 1).



Verifica a sifonamento della briglia selettiva del Secchia con il metodo di Lane sul percorso di filtrazione ABCDEF

TR	$\Delta h$	AB	BC	CD	DE	EF	$L_v=AB+CD+EF$	$L_0=BC+DE$	$L=\frac{1}{2}L_0+L_v$	$C=L/\Delta h$
[anni]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	-
2	0.90	10.00	1.00	7.40	16.80	2.60	20.00	17.80	25.93	$28.8 \geq 3.5$
20	1.68	10.00	1.00	7.40	16.80	2.60	20.00	17.80	25.93	$15.4 \geq 3.5$
200	2.25	10.00	1.00	7.40	16.80	2.60	20.00	17.80	25.93	$11.5 \geq 3.5$

#### **7.4.2 Verifica di sifonamento in termini di tensioni efficaci**

La verifica a sifonamento in termini di tensioni efficaci è stata svolta confrontando il valore di progetto della sovrappressione di filtrazione instabilizzante  $\Delta u_{inst,d}$  con il valore di progetto della tensione efficace stabilizzante  $\sigma'_{stb,d}$ . La verifica è superata se risulta valida la condizione:

$$\frac{\sigma'_{stb,d}}{\Delta u_{inst,d}} \geq FS$$

Il fattore di sicurezza FS richiesto è generalmente compreso tra 3 e 5.

##### **7.4.2.1 Metodo di calcolo**

La stabilità del manufatto a sifonamento è stata valutata confrontando la sovrappressione di filtrazione  $\Delta u_{inst}$  alla base del prisma di terreno a valle del bacino di dissipazione, compreso tra il piano di fondazione del dissipatore ed il fondo alveo, con la tensione efficace stabilizzante  $\sigma'_{stb}$  determinata dal peso del prisma di terreno stesso (vedi Figura 6), verificando il rispetto della condizione:

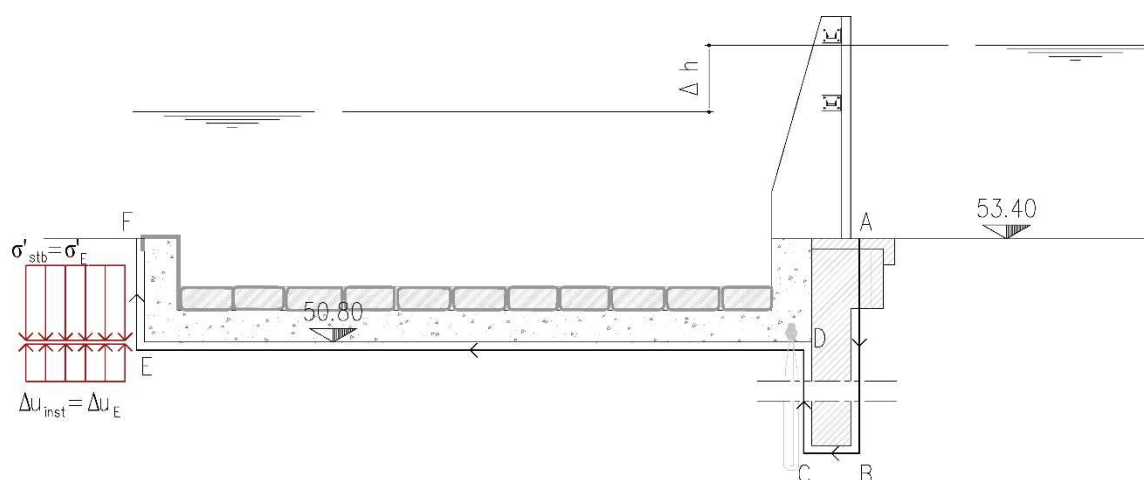
$$\frac{\sigma'_{stb,d}}{\Delta u_{inst,d}} \geq FS$$

I valori  $\Delta u_{inst,d}$  e  $\sigma'_{stb,d}$  sono stati ottenuti applicando i coefficienti parziali della tabella 6.2.IV delle NTC 2008, di seguito riportata.

**Tabella 6.2.IV** – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.



**Figura 6.** Schema di verifica della stabilità a sifonamento.

Le pressioni di filtrazione alla base del prisma (punto E in Figura 6) sono state calcolate ipotizzando che lungo il percorso minimo di filtrazione utilizzato nella precedente verifica con il metodo Lane, il sovraccarico a monte della traversa si dissipi con un gradiente pari a  $1/C$  nei tratti verticali, e con un gradiente pari a  $1/3$  del gradiente verticale nei tratti orizzontali.

#### *7.4.2.2 Combinazioni delle azioni*

La stabilità del manufatto a sifonamento è stata verificata per una singola combinazione di carico:

$$\gamma_{11}G_{11} + \gamma_{12}G_{12}$$

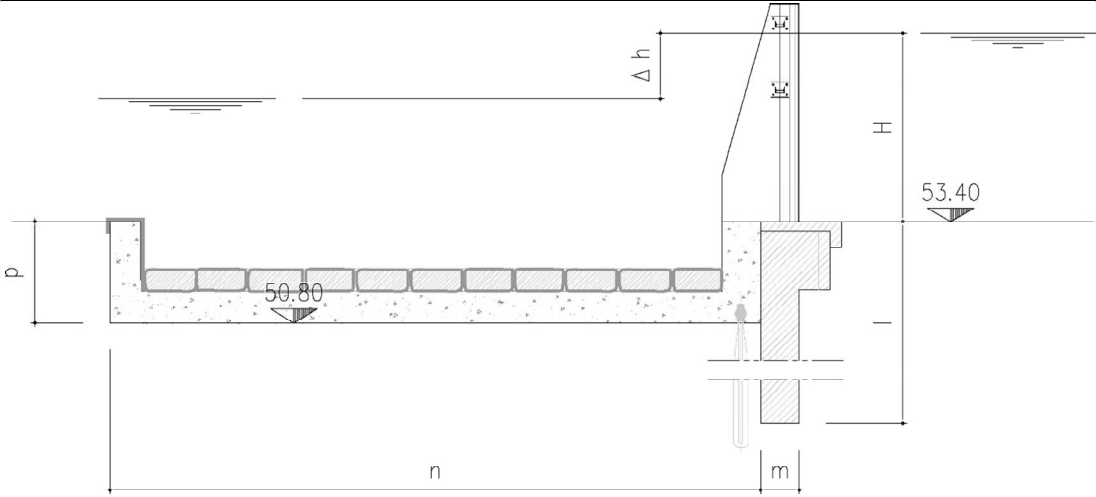
in cui  $G_{11}$  è l'azione permanente dovuta al peso del terreno immerso alla quota del piano di fondazione e  $G_{12}$  è l'azione dovuta alla sovrappressione di filtrazione. La verifica è stata svolta sia per l'evento con tempo di ritorno 200 anni, sia per gli eventi con tempo di ritorno 20 e 2 anni.

#### *7.4.2.3 Risultati*

Come mostrato in dettaglio nei calcoli di seguito riportati, la verifica a sifonamento in termini di tensioni efficaci, così come la verifica con il metodo di Lane, risulta soddisfatta, con un fattore di sicurezza nelle condizioni più critiche di poco inferiore a 8; tale valore fornisce adeguate garanzie anche adottando i criteri di verifica più stringenti (FS minimo pari a 5).

#### *7.4.2.4 Allegato di calcolo – Verifica sifonamento*

<b>BRIGLIA SELETTIVA SUL FIUME SECCHIA</b>
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE: SIFONAMENTO</b>



Terreno	
$\gamma_{sat} [ \text{kN/m}^3 ] =$	20.0
$\gamma' [ \text{kN/m}^3 ] =$	10.0

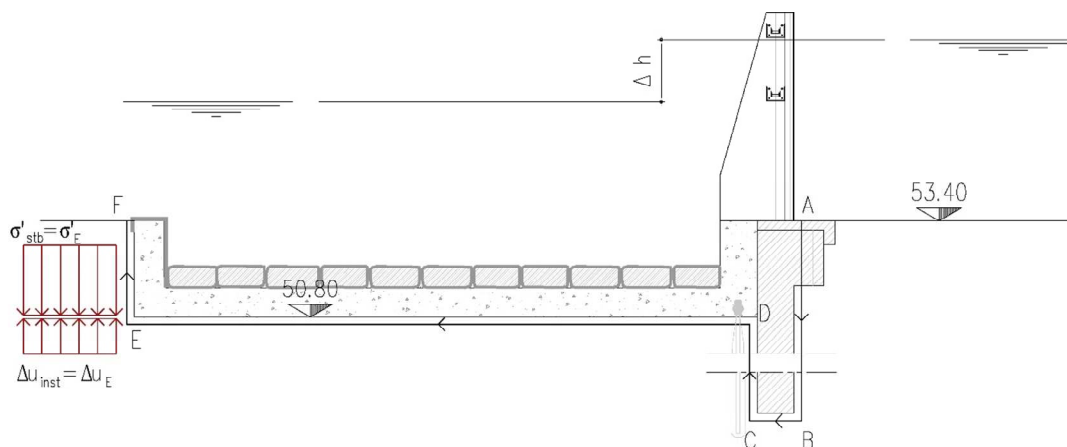
Manufatto	
$l [ \text{m} ] =$	10
$m [ \text{m} ] =$	1.00
$n [ \text{m} ] =$	16.80
$p [ \text{m} ] =$	2.60

	H (m)	Δh (m)
TR 2	3.33	0.90
TR 20	4.87	1.68
TR 200	6.10	2.25

	TR 2	TR 20	TR 200
$i_v [ \text{m/m} ] =$	0.035	0.065	0.087
$i_o [ \text{m/m} ] = i_v / 3 =$	0.012	0.022	0.029



<b>BRIGLIA SELETTIVA SUL FIUME SECCHIA</b>
<b>SCHEMA DEI CARICHI: SIFONAMENTO</b>



Sovrapressione di filtrazione dell'acqua

	TR 2	TR 20	TR 200	
$\Delta u_A = \Delta h \gamma_w =$	9.00	16.80	22.50	kPa
$\Delta u_B = \Delta u_A - i_v l \gamma_w =$	5.53	10.32	13.82	kPa
$\Delta u_C = \Delta u_B - i_o m \gamma_w =$	5.41	10.11	13.53	kPa
$\Delta u_D = \Delta u_C - i_v (l-p) \gamma_w =$	2.85	5.31	7.11	kPa
$\Delta u_E = \Delta u_D - i_o n \gamma_w =$	0.90	1.68	2.26	kPa
$\Delta u_F = \Delta u_E - i_v p \gamma_w =$	0.00	0.00	0.00	kPa

Pressione idrostatica dell'acqua

$u_{idr,E} = (p + H - \Delta h) \gamma_w =$	50.30	57.90	64.50	kPa
---	-------	-------	-------	-----

Tensione efficace del terreno

$\sigma'_E = p \gamma' =$	26.00	26.00	26.00	kPa
---------------------------	-------	-------	-------	-----

Tensione totale

$\sigma_E = \sigma'_E + \Delta u_E + u_{idr,E} =$	77.20	85.58	92.76	kPa
---	-------	-------	-------	-----

BRIGLIA SELETTIVA SUL FIUME SECCHIA				
VERIFICA DI STABILITA' A SIFONAMENTO				
- Sifonamento	TR 2	TR 20	TR 200	
$u_{inst,d} = 1.3 \Delta u_E =$	1.17	2.19	2.93	kPa
$\sigma_{stb,d} = 0.9 \sigma'_E =$	23.40	23.40	23.40	kPa
$\sigma_{stb,d} / u_{inst,d} =$	<b>19.95</b>	<b>10.69</b>	<b>7.98</b>	> 5

## 8 Verifiche strutturali: speroni sagomati

Il presente capitolo relaziona in merito alle elaborazioni svolte per verificare lo stato tensionale degli elementi di fondazione (micropali e diaframma) e delle armature di ancoraggio degli speroni.

Come per le verifiche geotecniche, anche in questo caso le verifiche sono state svolte nell'ipotesi che le luci della briglia siano completamente occluse dal materiale trattenuto fino a quota 58,00 m s.l.m., e che di conseguenza ogni sperone risulti caricato da una pressione idrostatica agente su un'area rettangolare di dimensioni 5,50 (larghezza) x 4,60 m (altezza).

### 8.1 Analisi delle azioni

- **Azioni permanenti strutturali: G1**

Per il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali si è assunta una densità del calcestruzzo armato pari a  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

- **Azioni permanenti non strutturali: G2**

**Spinta dell'acqua –  $S_w$**

L'espressione generale per il calcolo della spinta dell'acqua agente su uno sviluppo lineare di struttura di altezza  $h$  è:

$$S_w = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h^2 \text{ (kN)}$$

dove:

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua (10 kN/m<sup>3</sup>)

$h$  = altezza del livello d'acqua rispetto l'estradosso della fondazione (m)

- **Azione sismica: E**

Il comune di Formigine (MO), all'interno del quale si sviluppa l'opera in progetto, è caratterizzato dai seguenti valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

COMUNE di FORMIGINE			
$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$	$T_C^*$ (s)
30	0,051	2,480	0,253
50	0,064	2,495	0,266
72	0,075	2,472	0,272
101	0,086	2,467	0,276
140	0,100	2,432	0,278
201	0,118	2,396	0,282
475	0,163	2,365	0,293
975	0,206	2,382	0,311
2475	0,270	2,456	0,322

dove:

$T_R$  = periodo di ritorno di riferimento

$a_g$  (g) = accelerazione orizzontale massima al sito

$F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per valutare il periodo di ritorno in anni, si è definito il periodo di riferimento dell'azione sismica:

$$V_R = V_N * C_u = 50 * 1.0 = 50 \text{ anni}$$

dove:

$V_N$  = vita nominale della costruzione è pari a 50 anni;

$C_u =$  coefficiente d'uso pari a 1.0, poiché si tratta di una costruzione in classe d'uso II, con presenza di normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente.

Si è poi fatto riferimento alla tabella 3.2.I delle Norme Tecniche:

Stato limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento del periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO (stato limite di operatività)	81%
	SLD (stato limite di danno)	63%
Stati limite ultimi	SLV (stato limite di salvaguardia della vita)	10%
	SLC (stato limite di prevenzione del collasso)	5%

Utilizzando l'espressione:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - P_{VR})^{1/V_R}}$$

si è potuto calcolare il valore del periodo di ritorno per ognuno degli stati limite considerati nel periodo di riferimento di 50 anni:

Stato limite		Periodo di ritorno $T_R$ (anni)
Stati limite di esercizio	SLO	30
	SLD	50
Stati limite ultimi	SLV	475
	SLC	975

Le verifiche in condizioni sismiche vengono condotte allo SLV.

Per quanto riguarda il comune di Formigine (MO) si esplicitano nel seguito i parametri sismici caratteristici, determinati attraverso l'impiego del software "Spettri NTC ver. 1.0.2".

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV****Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,163 g
$F_o$	2,365
$T_c$	0,293 s
$S_s$	1,800
$C_c$	2,308
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,800
$\eta$	1,000
$T_B$	0,226 s
$T_C$	0,677 s
$T_D$	2,253 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55, \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta** (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,294
$T_B \leftarrow$	0,226	0,694
$T_C \leftarrow$	0,677	0,694
	0,752	0,625
	0,827	0,568
	0,902	0,521
	0,977	0,481
	1,052	0,447
	1,127	0,417
	1,202	0,391
	1,277	0,368
	1,352	0,348
	1,427	0,329
	1,502	0,313
	1,577	0,298
	1,652	0,284
	1,727	0,272
	1,802	0,261
	1,877	0,250
	1,953	0,241
	2,028	0,232
	2,103	0,224
	2,178	0,216
$T_D \leftarrow$	2,253	0,209
	2,336	0,194
	2,419	0,181
	2,502	0,169
	2,585	0,158
	2,669	0,149
	2,752	0,140
	2,835	0,132
	2,918	0,124
	3,002	0,118
	3,085	0,111
	3,168	0,106
	3,251	0,100
	3,334	0,095
	3,418	0,091
	3,501	0,086
	3,584	0,082
	3,667	0,079
	3,750	0,075
	3,834	0,072
	3,917	0,069
	4,000	0,066

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

## 8.2 Combinazioni di carico

Il metodo di verifica utilizzato è il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per tali verifiche si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione SLU fondamentale - Condizioni di carico per piena con tempo di ritorno TR 20 anni (quota acqua a monte briglia 58.27 m s.l.m., quota valle briglia 56.59 m s.l.m.):

***Combinazione Fondamentale (SLU)***

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale - Condizioni di carico per piena con TR 200 anni (quota acqua a monte briglia 59.50 m s.l.m., quota valle briglia 57.25 m s.l.m.):

***Combinazione Eccezionale (SLU)***

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione sismica - Condizioni di carico per azione sismica da normativa, ipotizzata cautelativamente concomitante con la piena con TR 2 anni (quota acqua a monte briglia 56.73 m s.l.m., quota valle briglia 55.83 m s.l.m.):

***Combinazione Sismica (SLU)***

$$G_1 + G_2 + E + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

La simbologia comune a tutte le combinazioni di carico trattate dalla Normativa entrata in vigore il 14 gennaio 2008 è la seguente:

G<sub>1</sub>: azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali (permanenti);

G<sub>2</sub>: azioni dovute ai pesi propri degli elementi non strutturali (portati);

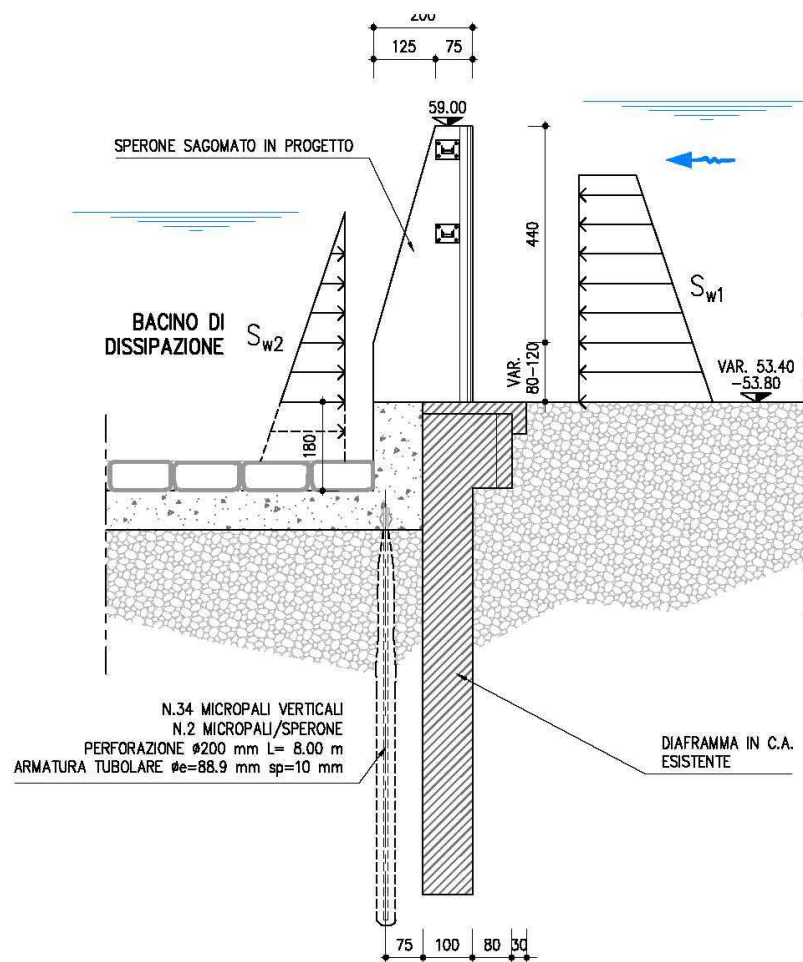
$Q_{ki}$ : azioni variabili;

$E$ : azioni dovute al sisma;

$\gamma_{Gi}$ ,  $\gamma_{Qi}$ : coefficienti parziali per le azioni (Tabella 2.6.I NTC 2008);

$\psi_i$ : coefficienti di combinazione delle azioni variabili, definiti in funzione della categoria di appartenenza delle stessi (Tabella 2.5.I NTC 2008).

In figura si riporta lo schema dei carichi applicati:



**Figura 7. Spinta agenti sullo sperone.**

Come detto sopra, le spinte idrostatiche sulle strutture sono state calcolate assumendo che le pressioni agiscano sull'intera larghezza delle luci, ipotizzate

completamente intasate da materiale flottante impermeabile fino a quota 58.00 m s.l.m.; pertanto la spinta agente sullo sperone è stata considerata a partire da tale quota fino al fondo di 53.40 m s.l.m. e per una larghezza di 5.50 m, pari all'interasse tra gli speroni.



### 8.3 Metodologia applicata per le verifiche

Le verifiche strutturali sulle fondazioni dello sperone sagomato sono state eseguite secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 (A1+M1+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno (M1) e i coefficienti sulla resistenza globale (R1) sono unitari, mentre alle azioni permanenti e variabili sono applicati i coefficienti del gruppo A1 da tabella 2.6.I NTC2008, di seguito riportata.

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

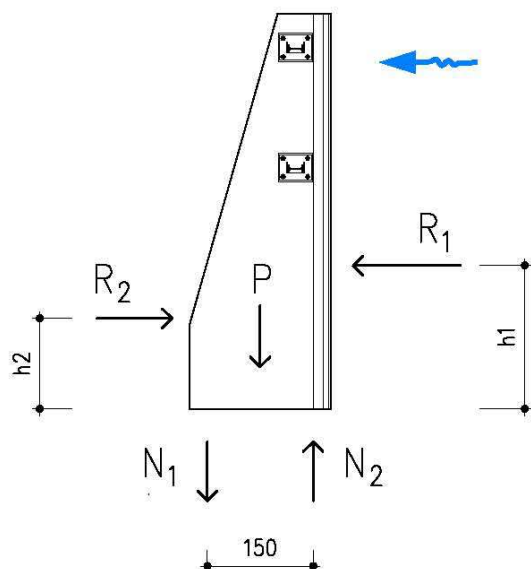
<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nello specifico le verifiche hanno riguardato la resistenza a compressione del micropalo e la resistenza a trazione del collegamento tra sperone e diaframma esistente.

Le verifiche strutturali sono state condotte confrontando le azioni agenti ( $E_d$ ) con le azioni resistenti ( $R_d$ ) e verificando che fosse rispettata la condizione  $E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$ .

Per calcolare le azioni assiali agenti sul micropalo e sul diaframma sono state considerate le risultanti delle spinte agenti sullo sperone ed il peso proprio dello sperone come riportato nella figura seguente. In particolare le reazioni  $N_1$  ed  $N_2$

rappresentano nell'ordine la forza di compressione assiale sul micropalo e la forza di trazione sul diaframma.



**Figura 8. Azioni agenti sullo sperone.**

Le reazioni  $N_1$  ed  $N_2$  sono state calcolate come segue:

$$N_1 = \frac{R_1 \cdot h_1}{b} - \frac{R_2 \cdot h_2}{b} + \frac{P}{2},$$

$$N_2 = \frac{R_1 \cdot h_1}{b} - \frac{R_2 \cdot h_2}{b} - \frac{P}{2},$$

dove  $b = 1,5$  m è il braccio della coppia resistente.

## 8.4 Verifiche sulle fondazioni

### 8.4.1 Verifica micropalo

Come esplicitato nei calcoli allegati, la combinazione di carico più gravosa per il calcolo della forza di compressione massima agente sul micropalo di fondazione è risultata la combinazione di carico eccezionale che risulta pari a:

$$N_{\max} = 1002.30 \text{ kN}$$

Considerando il carico equamente ripartito su due micropali, la forza assiale di compressione per ogni micropalo risulta pari a:

$$N_{\max} = 501.15 \text{ kN}$$

- **Verifica a compressione (DM 14/01/2008 – Cap. 4.2.4)**

Per l'opera in progetto vengono utilizzati micropali con le seguenti caratteristiche:

$$A(\phi_e = 88.9 \text{ mm}, sp = 10 \text{ mm}) = 24.79 \text{ cm}^2$$

La resistenza di calcolo a compressione della sezione è data da:

$$N_{c,rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{24.79 \cdot 3550}{1.05} = 838.04 \text{ kN} > N_{\max}$$

Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

### 8.4.2 Verifica ancoraggio diaframma esistente

Come esplicitato nei calcoli allegati, la combinazione di carico più gravosa per il calcolo della forza di trazione massima agente sulle barre di ancoraggio tra il

diaframma esistente e lo sperone sagomato in progetto è risultata la combinazione eccezionale, per la quale risulta:

$$N_{\max} = 906.68 \text{ kN}$$

- **Verifica a trazione**

Si utilizza come ancoraggio la quantità di ferro seguente:

$$A_s \text{ (} 9 \phi 26 = 4778.36 \text{ mm}^2 \text{)}$$

La resistenza di calcolo a trazione della sezione è data da:

$$T_{rd} = f_{yd} \cdot A_s = 391 \cdot 4778.4 = 1868340.0 \text{ N} = 1868.34 \text{ kN} > N_{\max}$$

Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

- **Calcolo lunghezza di ancoraggio**

La lunghezza minima di ancoraggio  $L_a$  delle barre è stata calcolata utilizzando la formula 8.3 dell'Eurocodice:

$$L_a = \frac{f_{yd} \cdot \phi}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{391 \text{ MPa} \cdot 26 \text{ mm}}{4 \cdot 2.27 \text{ MPa}} = 1118.42 \text{ mm}$$

In via cautelativa si assume una lunghezza di ancoraggio pari a 1500 mm.

#### **8.4.3 Allegato di calcolo – Speroni sagomati**

**AZIONI****G1 Permanenti strutturali**

V	3,825 m <sup>3</sup>
$\gamma_{cls}$	25 kN/m <sup>3</sup>
P	95,625 kN

**G2 Permanenti strutturali****COMB. ECCEZIONALE**Livello acqua a quota 59.50Livello acqua a quota 57.25

$\gamma_w$	10 kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_w$	10 kN/m <sup>3</sup>
$h_1$	1,5 m	$h_1$	3,85 m
$S_1$	15 kN/m <sup>2</sup>	$S_1$	38,5 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	10 kN/m <sup>3</sup>	$h_{\text{triangolo}}$	3,85 m
$h_2$	6,1 m	$l$	5,5 m
$S_1$	61 kN/m <sup>2</sup>	$R_2$	407,62 kN/m
$h_{\text{trapezio}}$	4,6 m		
$l$	5,5 m		
$R_1$	961,4 kN/m		

**COMB. FONDAMENTALE**Livello acqua a quota 58.27Livello acqua a quota 56.59

$\gamma_w$	10 kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_w$	10 kN/m <sup>3</sup>
$h_1$	0,27 m	$h_2$	3,19 m
$S_1$	2,7 kN/m <sup>2</sup>	$S_2$	31,9 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	10 kN/m <sup>3</sup>	$h_{\text{triangolo}}$	3,19 m
$h_2$	4,87 m	$l$	5,5 m
$S_1$	48,7 kN/m <sup>2</sup>	$R_2$	279,84 kN/m
$h_{\text{trapezio}}$	4,6 m		
$l$	5,5 m		
$R_1$	650,21 kN/m		

COMB. SISMICA
---------------

Livello acqua a quota 56.73

Livello acqua a quota 55.83

$\gamma_w$                     10 kN/m<sup>3</sup>  
 $h_1$                     3,33 m  
 $S_1$                     33,3 kN/m<sup>2</sup>  
  
 $h_{\text{triangolo}}$             3,33 m  
 $l$                     5,5 m  
 $R_1$                     304,94 kN/m

$\gamma_w$                     10 kN/m<sup>3</sup>  
 $h_1$                     2,43 m  
 $S_1$                     24,3 kN/m<sup>2</sup>  
  
 $h_{\text{triangolo}}$             2,43 m  
 $l$                     5,5 m  
 $R_2$                     162,38 kN/m

Parametri sismici			
ag =	0,163		
F <sub>0</sub> =	2,365		
Tc* =	0,293		
S =	1,8	k <sub>h</sub>	k <sub>v</sub>
bm =	1,00	0,2934	0,1467

#### G1 Permanenti strutturali

P<sub>sisma</sub>                    28,06 kN

#### G1 Permanenti strutturali

R<sub>1sisma</sub>                    89,47 kN

R<sub>2sisma</sub>                    47,64 kN

#### COMBINAZIONI DI CARICO

##### Combinazione eccezionale

N <sub>2</sub>	906,68 kN	trazione diaframma
N <sub>1</sub>	1002,30 kN	compressione micropalo

##### Combinazione Sismica

N <sub>2</sub>	116,61 kN	trazione diaframma
N <sub>1</sub>	240,29 kN	compressione micropalo

##### Combinazione fondamentale

N <sub>2</sub>	852,62 kN	trazione diaframma
N <sub>1</sub>	976,93 kN	compressione micropalo

## 9 Verifiche strutturali: elementi del sistema di trattenuta del materiale flottante

Il presente capitolo relaziona in merito alle elaborazioni svolte per verificare la resistenza a flessione delle travi componenti il sistema di trattenuta del materiale flottante.

### 9.1 Analisi delle azioni

- **Azioni permanenti non strutturali: G2**

**Spinta dell'acqua –  $S_w$**

L'espressione generale per il calcolo della spinta dell'acqua agente su uno sviluppo lineare di struttura di altezza  $h$  è:

$$S_w = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h^2 \text{ (kN)}$$

dove:

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua (10 kN/m<sup>3</sup>)

$h$  = altezza del livello d'acqua rispetto l'estradosso della fondazione (m)

### 9.2 Combinazioni di carico

Il metodo di verifica utilizzato è il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per tali verifiche si è fatto riferimento alla sola combinazione di carico eccezionale:

- Combinazione eccezionale - Condizioni di carico per piena con TR 200 anni (quota acqua a monte briglia 59.50 m s.l.m., quota valle briglia 57.25 m s.l.m.):



### **Combinazione Eccezionale (SLU)**

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

dove:

$G_1$ : azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali (permanenti);

$G_2$ : azioni dovute ai pesi propri degli elementi non strutturali (portati);

$Q_{ki}$ : azioni variabili;

$E$ : azioni dovute al sisma;

$\gamma_{Gi}$ ,  $\gamma_{Qi}$ : coefficienti parziali per le azioni (Tabella 2.6.I NTC 2008);

$\psi_i$ : coefficienti di combinazione delle azioni variabili, definiti in funzione della categoria di appartenenza delle stessi (Tabella 2.5.I NTC 2008).

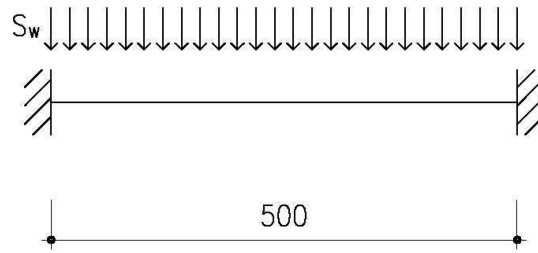
## **9.3 Metodologia applicata per le verifiche**

Il dimensionamento delle travi di trattenuta del materiale flottante è stato effettuato considerando l'elemento più sollecitato, cioè la trave posta a quota 56.80 m s.l.m.; a tale quota sono state calcolate le pressioni idrostatiche a monte e a valle della briglia, che sono state poi distribuite su una luce di 5,00 m ed un'altezza di 1,7 m, pari all'interasse tra le travi.

Il carico lineare  $q$  uniformemente distribuito sulla trave nella combinazione eccezionale risulta quindi pari a:

$$q = 22,3 \text{ kPa} \times 1,7 \text{ m} = 37,91 \text{ kN/m}$$

Di seguito si riporta lo schema di carico utilizzato per il calcolo del momento flettente.



**Figura 9. Schema di carico trave.**

## 9.4 Verifica a flessione

Il momento massimo agente sulla trave è pari a:

$$M_{Ed} = \frac{1}{12} q l^2 = \frac{1}{12} q l^2 = \frac{1}{12} \cdot 37.91 \cdot 5.0^2 = 78.98 \text{ kNm}$$

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  della Ipe200 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{220640 \cdot 440}{1.05} = 92458666.7 \text{ Nmm} = 92.46 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

## 10 Verifiche stati limite fondazioni profonde

Il presente capitolo relaziona in merito alle elaborazioni svolte per verificare la capacità portante dei micropali.

Con riferimento a quanto contenuto nel paragrafo 6.4.3.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) emanate con Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008, per le verifiche di sicurezza agli SLU delle fondazioni su pali devono essere presi in considerazione i meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, oltre al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa e per il quale si rimanda al paragrafo 8.4.1.

Per quanto concerne le verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO), considerate le modalità di sollecitazione attese dei micropali, è stato preso in considerazione il solo stato limite di collasso nei riguardi dei carichi assiali.

La verifica è stata effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 1 (A1+M1+R1), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, di seguito riportate.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 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)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

## 10.1 Combinazioni di carico

Il metodo di verifica utilizzato è il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per le verifiche si è fatto riferimento alla sola combinazione di carico eccezionale che, come già verificato nelle verifiche strutturali, risulta la più sfavorevole:

- Combinazione eccezionale - Condizioni di carico per piena con TR 200 anni (quota acqua a monte briglia 59.50 m s.l.m., quota valle briglia 57.25 m s.l.m.):

### **Combinazione Eccezionale (SLU)**

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

dove:

$G_1$ : azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali (permanenti);

$G_2$ : azioni dovute ai pesi propri degli elementi non strutturali (portati);

$Q_{ki}$ : azioni variabili;

E: azioni dovute al sisma;

$\gamma_{Gi}$ ,  $\gamma_{Qi}$ : coefficienti parziali per le azioni (Tabella 2.6.I NTC 2008);

$\psi_i$ : coefficienti di combinazione delle azioni variabili, definiti in funzione della categoria di appartenenza delle stessi (Tabella 2.5.I NTC 2008).

## 10.2 Metodologia applicata per le verifiche

La capacità portante statica dei micropali a compressione è stata calcolata in ogni condizione di carico con le seguenti equazioni:

$$P_u = P_{up} + \sum P_{si}$$

dove  $P_u$  è la capacità portante ultima del palo in compressione,  $P_{pu}$  è la capacità portante ultima di punta e  $\sum P_{si}$  è il contributo della resistenza laterale o attrito lungo il fusto dovuto ai diversi strati di terreno attraversati.

### 10.2.1 Capacità portante ultima di punta dei pali

La capacità portante ultima di punta di un palo si può calcolare utilizzando le medesime equazioni utilizzate per la valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali:

$$P_{up} = A_p \cdot (cN'_c + \eta qN'_q + \frac{1}{2} BN'_\gamma s_\gamma),$$

dove

$A_p$  è l'area efficace della punta del palo ( $\pi r^2$ ),

$c$  è la coesione del terreno (in questo caso nulla);

$B$  è la larghezza della punta del palo;

$N_c'$  è il coefficiente moltiplicativo della coesione nell'equazione della capacità portante, corretto per tenere in conto degli effetti di forma e di profondità.

$N_q'$  è il coefficiente moltiplicativo del sovraccarico (pressione geostatica  $\bar{q} = \gamma L$ ), comprensivo delle correzioni per gli effetti di forma e di profondità;

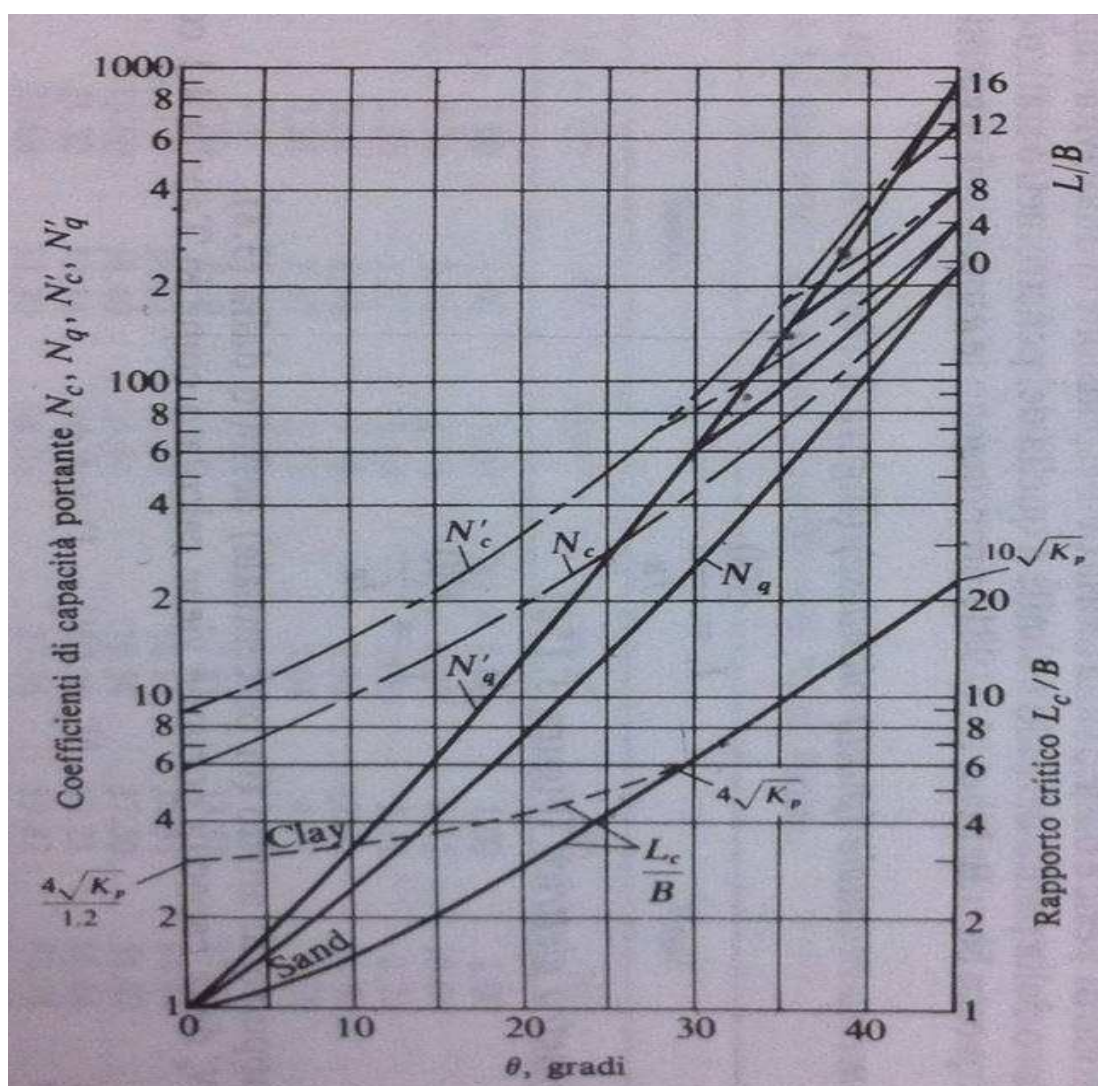
$N_\gamma'$  è il coefficiente moltiplicativo del termine legato alle dimensioni della punta del palo; poiché non è influenzato dagli effetti di profondità il coefficiente non viene corretto e coincide quindi con  $N_\gamma$ .

$\eta$  è un coefficiente che vale 1 in tutte le espressioni di capacità portante, a eccezione di quella di Vesic, dove assume il valore  $\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$ , con  $K_0$  pari al coefficiente di spinta a riposo.

Poiché per i micropali la dimensione  $B$  è molto piccola, il termine  $N_\gamma$ , è generalmente trascurabile, e l'espressione della capacità di punta diventa:

$$P_{up} = A_p \cdot (cN'_c + \eta qN'_q)$$

Per le presenti verifiche si è fatto riferimento alla formulazione di Meyerhof il quale, basandosi su prove di carico su pali provenienti da varie fonti, ha proposto i coefficienti  $N_c'$  e  $N_q'$  mostrati in Figura 10. I coefficienti nel grafico inglobano già le correzioni dovute agli effetti di forma e di profondità.



**Figura 10. Coefficienti di capacità portante per fondazioni profonde (Meyerhof 1976)**

Il calcolo della resistenza di punta con il diagramma di Meyerhof si effettua nel modo seguente:

- dato l'angolo di attrito  $\phi$  del terreno, si calcola  $R_1 = L/B$  e si ottiene  $R_2 = L_c/B$  dalle curve di profondità critica illustrate in Figura 10.
- ci si muove sul diagramma a  $\phi$  costante; se  $R_1 > 0.5 R_2$  e  $\phi$  è  $< 30^\circ$  circa, si ottengono i coefficienti delle curve superiori, indicate come  $N'_i$ . Se  $R_1 < 0.5 R_2$  i coefficienti moltiplicativi di resistenza sono ottenuti interpolando

linearmente tra le curve superiori ( $N_i'$ ) e quelle inferiori ( $N_i$ ), vale a dire

$$N_i' = N_i + (N_i' - N_i) \cdot \frac{R_1}{0.5 \cdot R_2}.$$

- se  $\phi > 30^\circ$ , a seconda del valore di  $L/B$ , si proietta sulle curve ridotte mostrate nella parte superiore destra del digramma, interpolando se necessario.

### 10.2.2 Capacità portante di fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il Metodo  $\alpha$ , proposto da Tomsolin (1971). La resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$P_{si} = (\alpha c + \bar{q} K \tan \delta) \cdot A_l \cdot \Delta l,$$

dove:

$\alpha$  = coefficiente ricavato mediante la formula di Meyerhof - Murdock (1963):

$$\alpha = 1 - 0.1c \rightarrow c < 5t / m^2$$

$$\alpha = 0,525 - 0.005c \rightarrow c \geq 5t / m^2$$

$c$  = valore medio della coesione (in questo caso nulla)

$\bar{q}$  = pressione verticale efficace del terreno

$K$  = coefficiente di spinta orizzontale del terreno; per i pali trivellati si assume generalmente  $K = K_0 = 1 - \sin \phi$ ;

$\delta$  = angolo di attrito palo-terreno, assunto pari all'angolo di attrito interno del terreno ( $38^\circ$ )

$\Delta l$  = altezza dello strato  $i$ -esimo di calcolo

$A_l$  = superficie laterale di palo per unità di lunghezza



### 10.3 Verifica della capacità portante

Come esplicitato nell'allegato di calcolo seguente, la capacità portante di un singolo micropalo risulta pari a:

$$P_u = P_{up} + \sum P_{si} = 432,75 \text{ kN} + 106,03 \text{ kN} = 538,78 \text{ kN}$$

ed è maggiore dell'azione sollecitante in condizioni eccezionali, che dai calcoli di cui al capitolo 8 risulta pari a:

$$N_{max} = 501.15 \text{ kN}$$

Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

### ***10.3.1 Allegato di calcolo – Capacità portante dei micropali***

BRIGLIA SELETTIVA SECCHIA	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MICROPALO	RESISTENZA ALLA PUNTA
L= 8 m	<b>METODO DI MEYERHOF</b>
D= 0.2 m	Capacità portante limite di punta in terreno coesivo per $L/B > L_c/B$ è data:
<b>STRATIGRAFIA</b>	$P_{pu} = A_p \cdot (cN_c' + \eta q N_q')$ 1186.445 kN < 432.751 kN
<b>STRATO 1: ghiaia</b>	
spessore= 10.5 m	$\eta = 1.00$
$\gamma_{sat} = 20$ kN/m <sup>3</sup>	$A_p = 0.034619$ m <sup>2</sup>
$\gamma_d = 18$ kN/m <sup>3</sup>	$q = 107.1$ kN/m <sup>2</sup>
$\gamma' = 10.2$ kN/m <sup>3</sup>	$N_q' \rightarrow$ Figura 16,14 "Fondazioni progetto e analisi" Joseph E. Bowles
$\phi = 38^\circ$	In funzione di $\phi$ , dal rapporto $L/B$ e del tipo di terreno si ricavano i coefficienti $N_i'$
C= 0 KPa	$R_1 = 38.09524$
Cu= 0 KPa	$R_2$ (Fig. 16,14 per $\phi=38^\circ$ e curva clay) = 12
	$R_1 > 0.5R_2; \phi > 30^\circ \rightarrow$ si considerano i coefficienti derivanti dalle curve superiori del grafico:
	$N_q' = 320$
	$N_c' = 310$
<b>TRASFORMAZIONE GRADI IN RADIANTI</b>	
38 0.663225 rad	
38 0.663225 rad	
38 0.663225 rad	
	<b>RESISTENZA ALLA PUNTA = 432.75 kN (Meyerhof)</b>

BRIGLIA SELETTIVA SECCHIA	
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MICROPALO</b> L= 8 m Df = 0.2 m  <b>STRATIGRAFIA</b> <b>STRATO 1: ghiaia</b> spessore= 10.5 m $\gamma_{sat}$ = 20 kN/m <sup>3</sup> $\gamma_d$ = 18 kN/m <sup>3</sup> $\gamma'$ = 10.2 kN/m <sup>3</sup> $\phi$ = 38° C = 0 KPa Cu = 0 KPa  <b>TRASFORMAZIONE GRADI IN RADIANTI</b> 38° = 0.66322512 rad 38° = 0.66322512 rad 38° = 0.66322512 rad	<b>RESISTENZA LATERALE</b> <b>METODO MEYER MODIFICATO</b> La resistenza laterale per ogni strato è data:  $P_{si} = D_i \cdot \pi \cdot \sum (\tau_r \cdot \Delta l)$ dove $\tau_r = \alpha_i C_i + q_i K_{0i} \cdot \tan \delta$  $K_0$ = coefficiente di spinta a riposo $\alpha$ (Meyerhof- Mudock) = 1-0,1C per $C < 5t/m^3$ = 0,525-0,005C per $C > 5t/m^2$ $\delta$ = angolo di attrito efficace tra il terreno e il materiale costituente in palo = 38° $q_i$ = pressione geostatica 1 STRATO K01 = 0.38 $\alpha_1$ = 1.00 per $C < 5t/m^3$ $q_1$ = 53.55 kN/m <sup>2</sup>  $\tau_{s1}$ = 16.08 kN/m <sup>2</sup> → $P_{s1}$ = 106.03 kN  $P_{s_{tot}}$ = 106.03 kN
<b>VERIFICA DELLA PORTANZA: CARICO ASSIALE (A1+M1+R1)</b> Sollecitazione più gravosa: Nsd = 501.15 kN Nrd = 538.78 kN (somma resistenza alla punta+resistenza laterale) <b>VERIFICATO</b>	

Milano, maggio 2016

Il progettista  
Dott. Ing. Fulvio Bernabei

