



# TANGENZIALE EST ESTERNA DI MILANO

CODICE C.U.P. I21B05000290007  
CODICE C.I.G. 017107578C

## PROGETTO ESECUTIVO LOTTO B

### OPERE STRUTTURALI

#### PISTA CICLABILE MUZZA-SAN BIAGIO DI ROSSATE TOMBINI CIRCOLARI DN500 (TRATTO D) RELAZIONE DI CALCOLO

IL PROGETTISTA

**Studio Tecnico Sangalli**  
**Dott. Ing. Paolo Sangalli**  
Ordine Ingegneri di Lodi  
n. 341

CONSORZIO ARCOTEEM



Dott. Ing. Sabino Del Balzo  
Ordine Ingegneri di Potenza n. 631

CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM  
IL DIRETTORE TECNICO



Dott. Ing. Rocco Magri

RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Dott. Ing. Pietro Mazzoli  
Ordine Ingegneri di Parma  
n. 821

IL CONCEDENTE



IL CONCESSIONARIO

tangenziale  
esterna

IL DIRETTORE DEI LAVORI

|      |            |             |                          |          |           |
|------|------------|-------------|--------------------------|----------|-----------|
|      |            |             |                          |          |           |
|      |            |             |                          |          |           |
|      |            |             |                          |          |           |
| A    | 16/04/2014 | EMISSIONE   | SANGALLI                 | SANGALLI | MAZZOLI   |
| REV. | DATA       | DESCRIZIONE | ELABORAZIONE PROGETTUALE | CONTR.   | APPROVATO |

#### IDENTIFICAZIONE ELABORATO

| NUM. PROGR. | FASE | LOTTO | ZONA | OPERA | TRATTO<br>OPERA | AMBITO | TIPO ELABORATO | PROGRESSIVA | REV. | DATA: 16/04/2014 |
|-------------|------|-------|------|-------|-----------------|--------|----------------|-------------|------|------------------|
| B10763      | E    | B     | AB8  | MAJ03 | 0               | ON     | RC             | 001         | A    | SCALA: -----     |

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLA TANGENZIALE ESTERNA S.P.A. OGNI  
UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA' PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE  
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF TANGENZIALE ESTERNA S.P.A. UNAUTHORIZED USE  
WILL BE PROSECUTE BY LAW

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                              |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>2 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------|

## SOMMARIO

|       |                                                                             |    |
|-------|-----------------------------------------------------------------------------|----|
| 1     | INTRODUZIONE.....                                                           | 3  |
| 2     | NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....                                              | 4  |
| 2.1   | Bibliografia .....                                                          | 4  |
| 3     | CALCOLO DEL TOMBINO CIRCOLARE DN500.....                                    | 5  |
| 3.1   | Dati geometrici.....                                                        | 5  |
| 3.2   | Criteri di calcolo tubazione prefabbricata.....                             | 6  |
| 3.3   | Carico di Progetto $W_e$ .....                                              | 8  |
| 3.3.1 | Carico da terreno sovrastante $W'_c$ .....                                  | 8  |
| 3.3.2 | Carico da acqua contenuta $W_w$ .....                                       | 9  |
| 3.3.3 | Carico da azioni variabili (carichi mobili) $W_{csu}$ .....                 | 9  |
| 3.3.4 | Carico di Progetto $W_e$ .....                                              | 10 |
| 3.3.5 | Classe di Resistenza $W_t$ .....                                            | 10 |
| 4     | PARETE DI SOSTEGNO - DATI PER IL CALCOLO.....                               | 11 |
| 4.1   | Parametri geotecnici.....                                                   | 11 |
| 4.2   | Parametri sismici.....                                                      | 11 |
| 4.3   | Materiali e Tassi di lavoro ammissibili.....                                | 13 |
| 5     | CALCOLO DEL MURO DI SOSTEGNO.....                                           | 15 |
| 5.1   | Sollecitazioni a base muro .....                                            | 16 |
| 5.2   | Verifiche a pressoflessione .....                                           | 18 |
| 5.3   | Verifica a taglio.....                                                      | 20 |
| 6     | SOLLECITAZIONI AGENTI A INTRADOSSO FONDAZIONE E PRESSIONI SUL TERRENO ..... | 22 |
| 7     | VERIFICHE A RIBALTAMENTO .....                                              | 28 |
| 8     | VERIFICHE A SCORRIMENTO .....                                               | 31 |
| 9     | VERIFICHE CIABATTA DI FONDAZIONE .....                                      | 35 |
| 9.1   | Sollecitazioni agenti nella ciabatta di fondazione.....                     | 35 |
| 9.2   | Verifiche di resistenza.....                                                | 41 |
| 9.3   | Verifica a taglio.....                                                      | 44 |
| 9.4   | Verifica del dente anteriore.....                                           | 45 |

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                   |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|-------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>3 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|-------------------|

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione tipologica riguarda i tombini idraulici circolari DN500 ricadenti al di sotto della nuova pista ciclabile Muzza-San Biagio di Rossate (Tratto D).

Tali opere vengono realizzate con elementi prefabbricati in cls. turbo centrifugato aventi spessore 65 mm (indicativo).

Nel seguito si determina la minima classe di resistenza per il generico tubo DN500 considerando sia il caso con ricoprimento minimo che il caso con ricoprimento massimo.

Si osservi che, per il calcolo degli elementi strutturali in oggetto, si considera un carico mobile per strada di seconda categoria.

Nella tabella seguente si riporta:

- l'ubicazione del generico tombino circolare DN500,
- la massima altezza di ricoprimento presente sul generico tombino circolare,
- la minima altezza di ricoprimento presente sul generico tombino circolare,
- il codice dell'elaborato grafico in cui si descrive il generico tombino.

| ubicazione                                           | $h_{\max}$<br>(cm) | $h_{\min}$<br>(cm) | cod. elaborato grafico           |
|------------------------------------------------------|--------------------|--------------------|----------------------------------|
| Muzza-San Biagio di Rossate<br>Tratto D Pk 0+720.405 | 43                 | <b>35</b>          | B10754_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_CA_016 |
| Muzza-San Biagio di Rossate<br>Tratto D Pk 0+751.954 | <b>45</b>          | 37                 | B10755_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_CA_017 |

Si esegue pertanto il calcolo del tombino circolare considerando:

- $h_{\max} = 55$  cm (massimo ricoprimento tombino circolare);
- $h_{\min} = 30$  cm (minimo ricoprimento tombino circolare);

Si rimanda ai paragrafi da 4 a 9 per il calcolo del muro di sostegno ubicato agli imbocchi dei tombini circolari in oggetto.

|                                                                                                                     |                                                                   |                                                                   |                      |                              |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br/>_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>4 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------|

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione dei calcoli si fa riferimento alla legislazione vigente con particolare riferimento alle seguenti normative:

- D.M. 9/1/1996 - "Norme tecniche per l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" ed annesse istruzioni per la loro applicazione riportate dalla circolare Ministero LL.PP. del 15/10/1996 (G.U. 26/11/96 - n. 277 - suppl.),
- D.M. 16/1/96 - "Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi e sovraccarichi" ed annesse istruzioni per la loro applicazione riportate dalla Circolare Ministero LL.PP. del 4/7/96 (G.U. 16/9/96 - N° 217 - suppl.),
- D.M. 14/2/92 - "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" ed annesse "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche", di cui alla circolare Ministero LL.PP. n° 37406/STC del 24/6/93,
- D.M. 14/1/08 - "Norme tecniche per le costruzioni – Testo Unico",
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008,
- UNI EN 1992-1-1-2005 EUROCODICE 2 : Progettazione strutture di calcestruzzo,
- UNI EN 1998-5-2005 (Eurocodice 8): "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";
- UNI EN 1295-1-1999: "Progetto strutturale di tubazioni interrato sottoposte a differenti condizioni di carico – Requisiti Generali";
- UNI EN 1916-1-2004: "Tubi e raccordi di calcestruzzo non armato, rinforzato con fibre di acciaio e con armature tradizionali".

### 2.1 Bibliografia

- BS EN 1295-1:1998: "Structural design of buried pipelines under various conditions of loading - Part 1. General requirements"
- American Concrete Pipe Association: "Concrete Pipe Design Manual - 2007"
- Concrete Manufacturers Association – Pipes, Infrastructural Products and Engineering - 2006: "Concrete Pipes and Box Cukverts Portal Handbook"
- MOSER & FOLKMANN: "Buried Pipe Design – McGraw Hill - 3rd Edition - 2008"
- ASSOBETON – Tubazioni in calcestruzzo – Manuale di progettazione e utilizzo – 3a Edizione – 2005"

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                   |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|-------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>5 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|-------------------|

### 3 CALCOLO DEL TOMBINO CIRCOLARE DN500

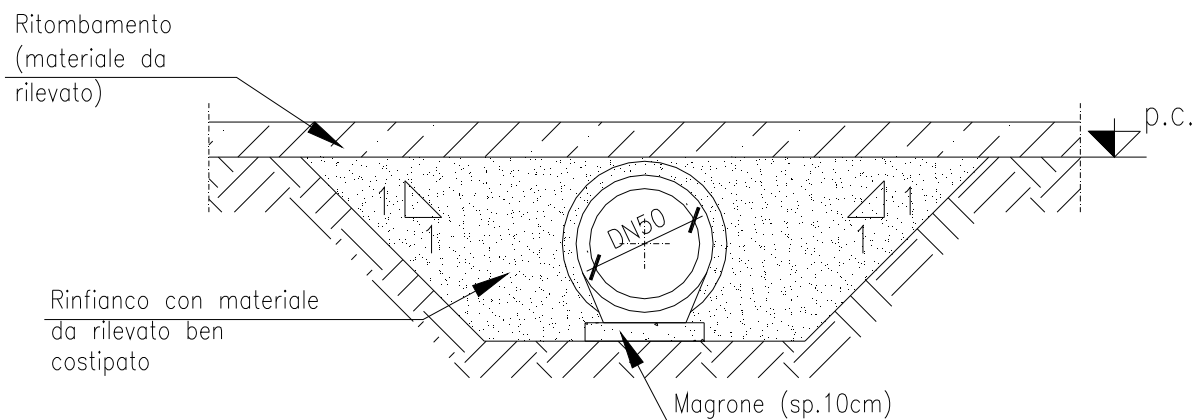
#### 3.1 Dati geometrici

*Tombino DN500*

- Diametro interno tubazione:  $\varnothing 500$  mm;
- Ricoprimento tubazione:  $h_{\max} = 55$  cm –  $h_{\min} = 30$  cm;
- Spessore tubazione: 0.065 m (valore indicativo);

## SEZIONE TRASVERSALE

### TIPOLOGICO ALLETTAMENTO TUBAZIONI PREFABBRICATE



|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                              |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>6 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------|

### 3.2 Criteri di calcolo tubazione prefabbricata

Come è noto, gli Organismi Normatori si sono indirizzati verso un'approccio semi-empirico che, mediante l'impiego di grafici e tabelle, consentano di determinare un 'carico di riferimento'; successivamente tale 'carico' è utilizzato per determinare la 'Classe di Resistenza' (crushing strenght) della tubazione. La Classe di Resistenza consente di scegliere la tubazione (prefabbricata) strutturalmente appropriata. Una volta determinata la Classe di Resistenza, tra i cataloghi dei Produttori viene scelta la tubazione che, a parità di diametro, ha una Classe uguale o maggiore a quella prescritta; i Produttori garantiscono, mediante l'esecuzione di opportune prove, che le Classi da essi dichiarate siano tali ai sensi della certificazione CEN. La Norma Italiana che disciplina le modalità di esecuzione delle prove è la UNI EN 1916.

Si indica, oltre alla Classe di Resistenza, un ulteriore parametro, il Carico di Collaudo, che viene definito nel seguito.

La Norma Italiana che disciplina il calcolo delle tubazioni interrate è la UNI EN 1295-1; la stessa tuttavia si limita a esporre la 'Base delle procedure di calcolo' e ad accennare alle 'Procedure di Calcolo e coefficienti di sicurezza' senza riportare nessun metodo di calcolo. I metodi di calcolo vengono invece dettagliatamente esposti, come riportato nella Norma UNI EN 1295-1, da numerosi stati membri (Austria, Belgio, Danimarca, Finlandia, Francia, Germania, Paesi Bassi, Norvegia, Spagna, Svezia, Svizzera, Regno Unito).

La Norma BS EN 1295-1, oltre a riportare rigorosamente quanto esposto nella corrispondente Norma UNI EN 1295-1, contiene altresì le procedure per il calcolo delle tubazioni.

Pertanto, poichè la progettazione di un elemento strutturale, in assenza di prescrizioni italiane, può essere sviluppata secondo una qualunque Norma Europea, la progettazione del tombino verrà svolta in questo documento adottando la Norma BS EN 1295-1.

Per quanto riguarda le azioni sismiche si osserva:

- a) L'impostazione progettuale adottata (assenza di determinazione delle sollecitazioni) non consente di prendere in conto le azioni sismiche.
- b) Né la Norma BS, né la Norma UNI, né il Manuale Assobeton fanno alcun riferimento ad azioni sismiche.
- c) Il testo citato al par. 2.2 (MOSER & FOLKMANN – Buried Pipe Design) riporta (pag 54):  
 "... la progettazione antisismica è da prendersi in conto per tubi che debbano garantire una funzione essenziale, ad esempio condotte antincendio, e per tubi che possano emettere esalazioni tossiche o che contengano fluidi infiammabili ...).

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                              |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>7 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------|

d) La sismicità dell'intera area di posizionamento dei manufatti è alquanto modesta.

Per quanto precede le azioni sismiche non vengono prese in conto nella progettazione dei tombini ma solo per le pareti di sostegno.

Si segnala infine quanto segue:

- La Classe di Resistenza viene determinata a partire dal 'carico di progetto' (che risulta dalla somma del carico derivante dal ricoprimento, di quello derivante dalle azioni mobili e di quello dovuto al fluido contenuto: ciò sia secondo il Manuale Assobeton che secondo la Norme BS). Una volta ottenuto il 'carico di progetto' esso va diviso per il Coefficiente di Posa e moltiplicato per il Coefficiente di Sicurezza. Secondo la BS EN 1295-1 il coefficiente di sicurezza è pari a 1.25 (da Table NA.5 Norma BS EN 1295-1) in quanto il tubo non è in pressione.
- Il Carico di Collaudo non è esplicitato nella Norma BS EN 1295-1. Secondo il Manuale Assobeton invece esso è uguale al rapporto tra il 'carico di progetto' e il 'coefficiente di posa'. Tale Carico di Collaudo è invece esplicitato nella restante Bibliografia citata.

Si riporta nelle pagine seguenti il calcolo del tombino circolare prefabbricato  $\phi 500$ .

Le notazioni tra parentesi quadre sono riferimenti al paragrafo e/o pagina e/o equazione della Norma BS EN 1295-1.

- La tubazione è considerata 'rigida'.
- La tubazione non è considerata 'in pressione'.

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                   |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|-------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>8 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|-------------------|

### 3.3 Carico di Progetto $W_e$

$$W_e = W_c + W_{csu} + W_w \quad [\text{eq 7, pag.21}]$$

#### 3.3.1 Carico da terreno sovrastante $W'_c$

$$W'_c = C_c \cdot \gamma \cdot B_c^2 \quad [\text{eq 1, pag.20}]$$

$\gamma$ : peso specifico terreno di ricoprimento

$B_c$ : diametro esterno tubo

Si assume:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

Il diametro esterno è pari a quello interno aumentato di due volte lo spessore. Quest'ultimo è pari a circa 6.5 cm (variabile a seconda del produttore). Di conseguenza, considerato che il tombino ha diametro interno  $B_i$  pari a 0.50 m, si assume il seguente valore del diametro esterno:

$$B_c = 0.63 \text{ m}$$

La Norma BS EN 1295-1 consente di utilizzare un approccio semplificato per il calcolo di  $C_c$ :

quando il valore del prodotto  $K \mu$  può essere assunto pari a 0.19, il valore di  $C_c$  può essere ricavato dalla tab. [NA.2] in funzione dell'altezza  $H$ , del diametro  $B_c$  e del prodotto:  $r_{sd} \cdot p$ .

Come descritto all'interno del punto NA.4.3.3 della Norma BS EN 1295-1, per Classi di Posa (Table NA.7, pag.32 e 33) di tipo D, F e N il valore di  $p$  è unitario, mentre per le restanti Classi di posa il valore di  $p$  può essere assunto pari a 0.7.

La stessa Norma, nella Nota posta alla fine Par. NA.4.3.3, chiarisce che il prodotto  $r_{sd} \cdot p$  può essere assunto pari a 0.7 per le Classi D, N e F e pari a 0.5 per le Classi B e S.

Poiché prudenzialmente si assume una classe di posa di tipo D, si adotta un valore del prodotto  $r_{sd} \cdot p$  pari a 0.7.

Il valore del rapporto  $r_{sd} \cdot p$  sopra definito porta alla seguente definizione di un valore del coefficiente  $C_c$  tramite la tabella Table NA.2 della Norma BS EN 1295-1.

$$C_c = 1.59 \cdot (H / B_c) - 0.09 = 1.30 \text{ (per } h_{\max} = 0.55 \text{ m)}$$

$$C_c = 1.59 \cdot (H / B_c) - 0.09 = 0.67 \text{ (per } h_{\min} = 0.30 \text{ m)}$$

Il carico corrispondente al ricoprimento del terreno vale pertanto:

$$W'_c = C_c \cdot \gamma \cdot B_c^2 = 1.30 \cdot 19.0 \text{ kN/m}^3 \cdot (0.63 \text{ m})^2 = 9.80 \text{ kN/m (h=0.55 m)}$$

$$W'_c = C_c \cdot \gamma \cdot B_c^2 = 0.67 \cdot 19.0 \text{ kN/m}^3 \cdot (0.63 \text{ m})^2 = 5.05 \text{ kN/m (h=0.30 m)}$$

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                              |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>9 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------|

### 3.3.2 Carico da acqua contenuta $W_w$

$$W_w = C_w \cdot \gamma_w \cdot \pi \cdot B_i^2 / 4 \quad [\text{eq 6, pag.20}]$$

Per il coefficiente  $C_w$  la Norma BS EN 1295-1 suggerisce un valore pari a 0.75.

Si assume  $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$  come peso specifico del liquido e  $B_i = 0.5 \text{ m}$  come diametro interno.

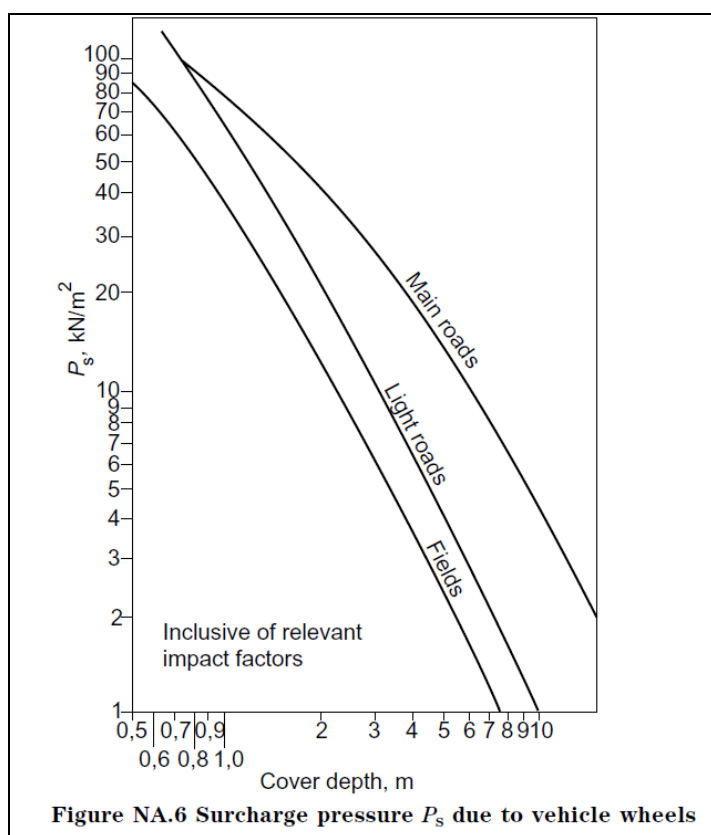
Il carico corrispondente al peso dell'acqua all'interno della condotta vale pertanto:

$$W_w = C_w \cdot \gamma_w \cdot \pi \cdot B_i^2 / 4 = 0.75 \cdot 10.0 \text{ kN/m}^3 \cdot \pi \cdot (0.50 \text{ m})^2 / 4 = 1.47 \text{ kN/m}$$

### 3.3.3 Carico da azioni variabili (carichi mobili) $W_{csu}$

$$W_{csu} = P_s \cdot B_c \quad [\text{eq 5, pag.20}]$$

Il valore del carico  $P_s$  va valutato in funzione del grafico sotto riportato (tratto dalla Norma BS EN 1295-1).



Si assume il carico corrispondente alla curva 'Light roads'; dal grafico di cui sopra:

- per un ricoprimento  $H = 0.55 \text{ m}$  si stima una pressione equivalente  $P_s = 100 \text{ kN/m}^2$ ;
- per un ricoprimento  $H = 0.30 \text{ m}$  si stima una pressione equivalente  $P_s = 100 \text{ kN/m}^2$ ;

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>10 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

Il carico corrispondente al traffico veicolare (accidentale) vale pertanto:

$$W_{csu} = P_s \cdot B_c = 100 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.63 \text{ m} = 63 \text{ kN/m (per } h = 0.55 \text{ m)}$$

$$W_{csu} = P_s \cdot B_c = 100 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.63 \text{ m} = 63 \text{ kN/m (per } h = 0.30 \text{ m)}$$

### 3.3.4 Carico di Progetto $W_e$

$$W_e = W_c + W_{csu} + W_w \quad [\text{eq 7, pag.21}]$$

Secondo quanto calcolato nei precedenti paragrafi, il carico totale agente sul tombino circolare vale:

$$h_{max} = 0.55 \text{ m}$$

$$W_e = W_c + W_{csu} + W_w = 9.80 + 1.47 + 63 = 74.27 \text{ kN/m}$$

$$h_{min} = 0.30 \text{ m}$$

$$W_e = W_c + W_{csu} + W_w = 5.05 + 1.47 + 63 = 69.52 \text{ kN/m}$$

### 3.3.5 Classe di Resistenza $W_t$

L'espressione che governa la progettazione del tubo [eq. 8, pag.21] è la seguente:

$$F_m \geq W_e \cdot F_{se} / W_t$$

dove:

$F_m$  : Fattore di Posa (bedding factor);

$W_e$ : Carico di progetto;

$F_{se}$ : Coefficiente di sicurezza;

$W_t$ : Classe di Resistenza (pipe strenght);

L'espressione può essere riscritta nella forma:

$$W_t \geq W_e \cdot F_{se} / F_m$$

Il valore del Coefficiente di sicurezza è desumibile dalla [tab. NA.5, pag.21] e, per tubi in calcestruzzo non in pressione, vale:

$$F_{se} = 1.25$$

Il valore del coefficiente di posa  $F_m$  è desumibile dalla [Tab. NA.7] e per la Classe di Posa D si decide di assumere cautelativamente il valore minore:  $F_m = 1.1$ .

**La Classe di Resistenza minima richiesta è pari a:**

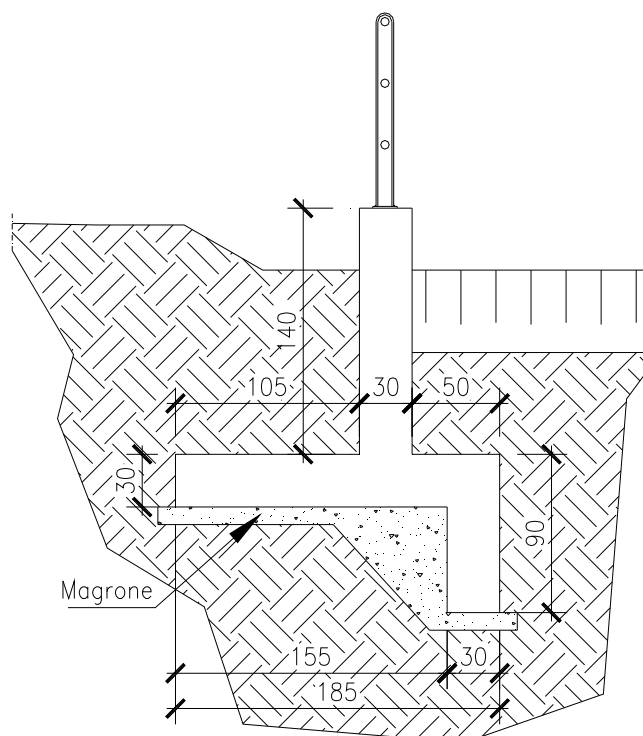
$$W_t = W_e \cdot F_{se} / F_m = 74.27 \cdot 1.25 / 1.10 = 84.4 \text{ kN/m.}$$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>11 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

## 4 PARETE DI SOSTEGNO - DATI PER IL CALCOLO

Per l'imbocco del tombino circolare DN500 si adottano pareti di sostegno aventi dimensioni:

- Spessore parete verticale: 0.30 m;
- Altezza parete verticale: 1.40 m;
- Spessore ciabatta di fondazione: 0.30 m;
- Lunghezza ciabatta di fondazione: 1.85 m;



### 4.1 Parametri geotecnici

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono ricavati dalla Relazione Geotecnica:

|                                         |                                                              |
|-----------------------------------------|--------------------------------------------------------------|
| $\gamma_{t,dry} = 19.00 \text{ kN/m}^3$ | Peso specifico del terreno naturale secco;                   |
| $\gamma_{t,sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$ | Peso specifico del terreno naturale saturo di acqua;         |
| $\phi = 30.0^\circ$                     | Angolo d'attrito <i>caratteristico</i> del terreno naturale; |
| $\varepsilon = 20.0^\circ$              | Angolo d'attrito terreno-fondazione ( $2/3\phi$ )            |

### 4.2 Parametri sismici

- Vita nominale: 100 anni
- Classe d'uso: IV  $\Rightarrow$  CU = 2.0
- Probabilità di superamento 'PVR' per lo Stato SLV : 10%

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>12 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

- Periodo di Ritorno 'TR' = - VR / ln(1-PVR) = 1898 anni
- $a_g : 0.121$  (accelerazione orizzontale massima al suolo)
- $F_0 = 2.53$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale)
- $T_C^* = 0.297$  s (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale)
- Tipo di Suolo (vedi Relazione Sismica) : 'C'  $\Rightarrow S = 1.5$

Si è prudenzialmente assunto il massimo valore di  $a_g$  presente nella tratta in cui risiedono i manufatti oggetto di progettazione.

Per quanto riguarda il muro di sostegno, il calcolo delle sollecitazioni in sisma viene condotto con riferimento al par. 7.11.6.2.1 del D.M. 14.01.2008 e al par. C7.11.6.2 della Circolare esplicativa.

Si considerano i seguenti parametri sismici:

$a = 0.121$  g (accelerazione orizzontale massima attesa su sito rigido di riferimento) ;

$S = 1.5$  (coefficiente d'amplificazione) ;

$a_{\max} = 1.5 * 0.121 \text{ g} = 0.1815 \text{ g}$

$\beta_m = 0.24$  (suolo tipo C , si veda la tabella 7.11.II del par.7.11.6.2.1 del D.M. 14.01.2008) ;

da cui:

$k_h = \beta_m * a_{\max} / g = 0.04356$

$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.02178$

Nella valutazione del coefficiente di spinta attiva in sisma si considera quindi, oltre ai parametri

sopra riportati, il parametro:  $\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>13 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

### 4.3 Materiali e Tassi di lavoro ammissibili

*Calcestruzzo C 28/35 per fondazioni ed elevazioni*

Resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni:

$$R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} \cong 0.83 R_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$$

Classe di esposizione: XC3 (da cui condizioni ambientali ordinarie: condizioni ambientali ai fini delle verifiche allo stato limite di fessurazione ai sensi del D.M. 2008 par. 4.1.2.2.4.3)

Le verifiche a fessurazione riportate nei seguenti paragrafi vengono condotte considerando una condizione ambientale ordinaria.

Si controlla pertanto:

*azioni quasi permanenti:*

$$w_{fess} \leq w_1 = 0.3 \text{ mm (armatura poco sensibile) ;}$$

*azioni frequenti:*

$$w_{fess} \leq w_2 = 0.4 \text{ mm (armatura poco sensibile) ;}$$

#### Stato Limite Ultimo

$$\gamma_c = 1.5$$

(coefficiente di sicurezza)

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

(coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 28 / 1.5 = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza di calcolo a compressione)

$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza media a trazione)

$$f_{ctk(0.05)} = 0.7 * f_{ctm} = 1.94 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza caratteristica a trazione: frattile 5%)

$$f_{ctd} = f_{ctk(0.05)} / \gamma_c = 1.29 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza a trazione di calcolo)

#### Stato Limite di Esercizio

| Combinazione di carico | Tensione ammissibile nel calcestruzzo |
|------------------------|---------------------------------------|
| Rara                   | $0.6 * f_{ck} = 16.80$                |
| Quasi permanente       | $0.45 * f_{ck} = 12.60$               |

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>14 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

### *Acciaio in tondi ad aderenza migliorata*

Si prevede l'impiego di acciaio tipo B450C adottando un copriferro sui ferri più esterni (spille o staffe) di 40 mm.

### Stato Limite Ultimo

|                                                     |                                        |
|-----------------------------------------------------|----------------------------------------|
| $\gamma_s = 1.15$                                   | (coefficiente di sicurezza)            |
| $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$                       | (resistenza a trazione caratteristica) |
| $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$ | (resistenza a trazione di calcolo)     |

### Stato Limite di Esercizio

|                                                 |                                 |
|-------------------------------------------------|---------------------------------|
| $\sigma_s \leq 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ | (con condizione di carico rara) |
|-------------------------------------------------|---------------------------------|

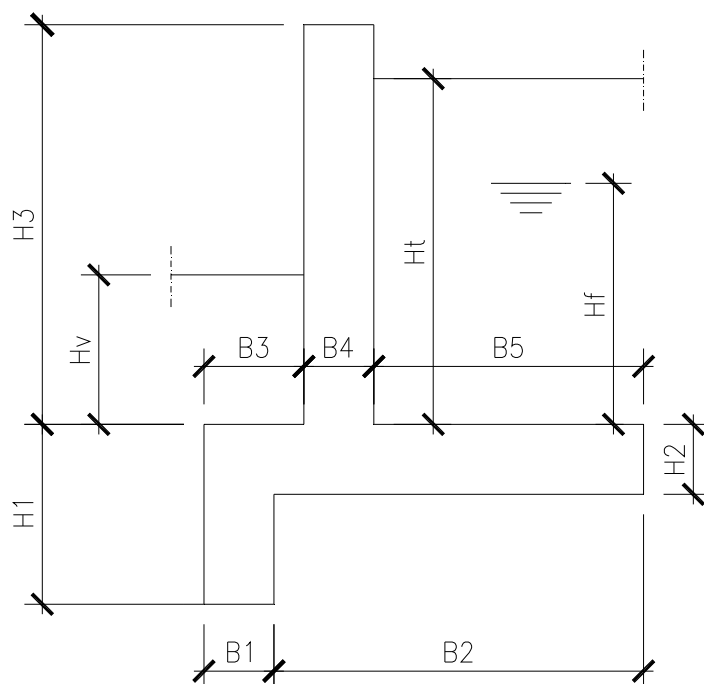
|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>15 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

## 5 CALCOLO DEL MURO DI SOSTEGNO

Nel presente paragrafo si riporta il calcolo e la verifica del muro di testata del tombino circolare.

Si studia un caso tipologico considerando prudenzialmente l'altezza del terreno a tergo del muro pari all'altezza della parete del muro stesso.

Si considera una striscia di muro profonda 1 m.



Con riferimento alla figura di cui sopra, il muro in oggetto presenta le seguenti grandezze geometriche:

$B1 = 0.30 \text{ m}$

$H1 = 0.90 \text{ m}$

$B2 = 1.55 \text{ m}$

$H2 = 0.30 \text{ m}$

$B3 = 0.50 \text{ m}$

$H3 = 1.40 \text{ m}$

$B4 = 0.30 \text{ m}$

$B5 = 1.05 \text{ m}$

$Ht = 1.40 \text{ m}$

$Hv = \text{var.}$

$Hf = 1.00 \text{ m}$  (si assume prudenzialmente la falda alla massima quota del piano campagna)

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>16 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

### 5.1 Sollecitazioni a base muro

Si calcolano nel seguito le sollecitazioni agenti alla base del muro di sostegno (si considera una striscia di muro profonda 1 m):

#### Sollecitazioni a base muro – Combinazioni SLE e SLU – STR A1

*Load 1: carichi permanenti strutturali G1*

$$N_{G1} = 1.40 \cdot 0.30 \cdot 25 = 10.5 \text{ kN/m (compressione)}$$

*Load 2: spinta del terreno a monte  $S_{t,m}$*

$$\phi = 30^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$k_a = 0.333 \text{ (coefficiente di spinta attiva)}$$

$$p1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.333 \cdot 19 \cdot 0.4 = 2.53 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.51 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.13 \text{ m (braccio di leva S1)}$$

$$p2 = p1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f) + \gamma_w \cdot (h_f) = 2.53 + 0.333 \cdot (21 - 10) \cdot (1.00) + 10 \cdot (1.00) = 16.19 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f) = 9.36 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s2} = 0.38 \text{ m (braccio di leva S2)}$$

$$S_{t,m} = S1 + S2 = 9.87 \text{ kN/m}$$

$$Y_t = 0.42 \text{ m (braccio di leva forza } S_{t,m})$$

$$M_{t,m \text{ base}} = S_{t,m} \cdot Y_t = 4.15 \text{ kN.m/m}$$

*Load 3: spinta del terreno a monte  $S_{t,mq}$  da sovraccarico  $q=20 \text{ kN/m}^2$*

$$S_{t,mq} = q \cdot k_a \cdot h_t = 9.32 \text{ kN/m}$$

$$M_{t,mq \text{ base}} = S_{t,mq} \cdot h_t / 2 = 6.53 \text{ kN.m/m}$$

Le sollecitazioni agenti nella sezione di base valgono:

*SLE (azioni rare)*

$$N = 10.5 \text{ kN/m (compressione)}$$

$$M = 10.68 \text{ kN.m/m}$$

$$V = 19.19 \text{ kN/m}$$

*SLU – STR A1*

$$N = 10.5 \text{ kN/m (compressione)}$$

$$M = 1.3 \cdot 4.15 + 1.5 \cdot 6.53 = 15.19 \text{ kN.m/m}$$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>17 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

$$V = 1.3 \cdot 9.87 + 1.5 \cdot 9.32 = 26.81 \text{ kN/m}$$

### Sollecitazioni a base muro – Combinazione SISMA

*Load 1: carichi permanenti strutturali G1*

$$N_{G1} = 1.40 \cdot 0.30 \cdot 25 = 10.5 \text{ kN/m (compressione)}$$

*Load 2: spinta del terreno a monte in sisma  $S_{t,m}$  sisma*

$$\phi = 30^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$k_h = 0.04356 \text{ (vedi par. 4.3)}$$

$$k_v = 0.02178 \text{ (vedi par. 4.3)}$$

$$\theta = 2.55^\circ \text{ (vedi par. 4.3)}$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{a, \text{sis}} = 0.36 \text{ (coefficiente di spinta attiva in sisma)}$$

$$p1 = k_{a, \text{sis}} \cdot \gamma_d \cdot (1 + k_v) \cdot (h_t - h_f) = 0.36 \cdot 19 \cdot (1 + 0.02178) \cdot 0.4 = 2.80 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.56 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.13 \text{ m (braccio di leva S1)}$$

$$p2 = p1 + k_{a, \text{sis}} \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1 + k_v) \cdot (h_f) + \gamma_w \cdot (1 + k_v) \cdot (h_f) = 2.80 + 0.36 \cdot (21 - 10) \cdot (1 + 0.02178) \cdot (1.00) + 10 \cdot (1 + 0.02178) \cdot (1.00) = 17.06 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f) = 9.93 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s2} = 0.38 \text{ m (braccio di leva S2)}$$

$$S_{t,m, \text{sis}} = S1 + S2 = 10.49 \text{ kN/m}$$

$$Y_t = 0.42 \text{ m (braccio di leva forza } S_{t,m} \text{)}$$

$$M_{t,m \text{ base, sis}} = S_{t,m, \text{sis}} \cdot Y_t = 4.41 \text{ kN.m/m}$$

*Load 3: spinta del terreno a monte  $S_{t,mq, \text{sis}}$  in sisma da sovraccarico  $q = 20 \text{ kN/m}^2$*

$$S_{t,mq, \text{sis}} = q \cdot k_{a, \text{sis}} \cdot h_t = 10.08 \text{ kN/m}$$

$$M_{t,mq \text{ base, sis}} = S_{t,mq, \text{sis}} \cdot h_t / 2 = 7.06 \text{ kN.m/m}$$

*Load 4: oscillazione delle masse strutturali*

$$H_G = N_G \cdot a_{\text{max}} = 1.40 \cdot 0.30 \cdot 25 \cdot 0.1815 = 1.91 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$$M_{G, \text{base}} = H_G \cdot y_G = 1.91 \cdot 1.40 / 2 = 1.33 \text{ kN.m/m}$$

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>18 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

#### *Load 5: oscillazione del terreno a monte*

$$H_T = N_T \cdot a_{\max} = 1.05 \cdot 1.40 \cdot 21 \cdot 0.1815 = 5.60 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$$M_{T, \text{base}} = H_T \cdot y_T = 5.60 \cdot 1.40 / 2 = 3.92 \text{ kN.m/m}$$

Le sollecitazioni agenti nella sezione di base valgono:

#### *SLU – SISMA*

$$N = 10.5 \text{ kN/m (compressione)}$$

$$M = 4.41 + 0.3 \cdot 7.06 + 1.33 + 3.92 = 11.78 \text{ kN.m/m}$$

$$V = 10.49 + 0.3 \cdot 10.08 + 1.91 + 5.60 = 21.02 \text{ kN/m}$$

## **5.2 Verifiche a pressoflessione**

L'armatura del muro di sostegno è composta da:

*armatura lato terrapieno*

φ12/20 a 6.8 cm da filo interno muro ;

*armatura lato canale*

φ12/20 a 6.8 cm da filo esterno muro ;

### **METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI – VERIFICA DELLA SEZIONE**

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari – 3 Parametri geometrici –  
Unità` di misura:(cm) – Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ø12 mm posizionati a 6.8 cm da intradosso  
5 ø12 mm posizionati a 23.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 11.3 (cm²) a 15.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

SLE RARE

Momento = 10.7 (KN.m)  
Sforzo normale = -10.5 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.83 (N/mm²)  
Trazione massima nell'acciaio = 77.16 (N/mm²)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.1 (cm)

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>19 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

Braccio di leva interno = 20.2 (cm)

#### SISMA

Momento = 11.8 (KN.m)

Sforzo normale = -10.5 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.03 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = **86.13** (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.0 (cm)

Braccio di leva interno = 20.2 (cm)

#### METODO SEMIPROBABILISTICO - VERIFICA A ROTTURA

##### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo Elastico calcestruzzo = 33674.9 (N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza cubica del calcestruzzo:  $R_{ck}$  = 35.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Soglia di snervamento acciaio normale:  $F_{yk}$  = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

##### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo

Accorciamento ultimo a flessione = 0.3500 %

Accorciamento ultimo a compress. = 0.2000 %

Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare

Allungamento ultimo acciaio normale = 1.000 %

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo :  $\gamma_c$  = 1.500

Coefficiente di sicurezza acciaio :  $\gamma_s$  = 1.150

Termine di lunga durata :  $F_1$  = 0.850

Rapporto  $R_{cyl}/R_{cubo}$ :  $F_2$  = 0.800

Resistenza di progetto calcestruzzo :  $F_1 \cdot F_2 \cdot R_{cubo} / \gamma_c$  = 0.45  $R_{cubo}$

Resistenza di progetto dell'acciaio :  $F_{sd} = F_{yk} / \gamma_s$  = 0.87  $F_{yk}$

##### Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 15.87 (N/mm<sup>2</sup>)

Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

##### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

##### SLU STR A1

Momento di Progetto  $M_d$  = 15.2 (KN.m)

Sforzo di Progetto  $N_d$  = -10.5 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 3.9 (cm)

Momento di Rottura  $M_r$  = 59.1 (KN.m)

Sforzo di Rottura  $N_r$  = -10.5 (KN)

Rottura nel Dominio 2

Rapporto  $M_r/M_d$  = **3.893**

##### SLU SISMA

Momento di Progetto  $M_d$  = 11.8 (KN.m)

Sforzo di Progetto  $N_d$  = -10.5 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 3.9 (cm)

Momento di Rottura  $M_r$  = 59.1 (KN.m)

Sforzo di Rottura  $N_r$  = -10.5 (KN)

Rottura nel Dominio 2

Rapporto  $M_r/M_d$  = **5.02**

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>20 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

### Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.31 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = -0.00098 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

$$A_{omog} = 315834 \text{ mm}^2 \quad (\text{area della sezione omogeneizzata})$$

$$W_{omog} = 15709770 \text{ mm}^3 \quad (\text{modulo di resistenza della sezione omogeneizzata})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left( \frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 38 \text{ kN.m} > M_d = 10.7 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto di cui alla combinazione SLE - Rare.

### **5.3 Verifica a taglio**

La sezione maggiormente sollecitata a taglio è posta alla base del muro di sostegno ed è interessata da uno sforzo di taglio unitario (striscia di muro profonda 1.0 m) allo SLU-STR A1 pari a:

$$V = 26.81 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

In cui :

$$f_{ck} = \text{resistenza caratteristica cilindrica} = 28 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$b_w = \text{larghezza sezione} = 1000 \text{ mm}$$

$$d = \text{altezza utile della sezione} = 232 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = \text{area armatura longitudinale tesa} = 565 \text{ mm}^2$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.93 \quad (\leq 2)$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \text{rapporto geom. di armatura longitudinale} = 0.00243 \quad (\leq 0.02)$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = \text{tensione media di compressione} = 0.035 \text{ Mpa} \quad (\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.49$$

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>21 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

sollecitazioni di progetto:

$$V_{ed} = 26.81 \text{ kN/m}$$

$$N_{ed} = 10.5 \text{ kN/m}$$

Risulta in base alle formule precedenti:  $V_{Rd} = 115 \text{ kN} > V_{ed} = 26.81 \text{ kN}$

|                                                                                                                     |                                                                      |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> <p>_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>22 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

## 6 SOLLECITAZIONI AGENTI A INTRADOSO FONDAZIONE E PRESSIONI SUL TERRENO

Nel presente paragrafo si calcolano le sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione e le pressioni agenti sul terreno.

Oltre alle combinazioni di carico SLU-STR e SLU-SISMA si considera la combinazione SLU-GEO.

Si osservi che nella combinazione di carico GEO si varia il valore dell'angolo d'attrito interno del terreno, in particolare il valore della tangente dell'angolo d'attrito viene diviso per 1.25 (si veda la tabella 6.2.II del par. 6.2.3.1.2 del D.M. 14.01.2008) ottenendo:

$$\tan(\phi=30^\circ)/1.25 = 0.46188$$

da cui:

$$\phi_{\text{GEO}} = \arctan 0.46188 = 24.79^\circ$$

$$K_{a,\text{GEO}} = 0.409$$

### Combinazione SLU STR (A1+M1+R1)

Si calcolano le sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione.

Si considera una striscia di muro profonda 1 m.

*Load 1: carichi permanenti strutturali G*

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.40 = 10.50 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$X_{G1} = 0.65 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.85 = 13.875 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

$$X_{G2} = 0.925 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 2a: peso del terreno di monte T*

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.05 + 21 \cdot 1.00 \cdot 1.05 = 30.03 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$X_{T1} = 1.325 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 2b: spinta del terreno a monte*

$$p1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.333 \cdot 19 \cdot 0.4 = 2.53 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.51 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.43 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$p2 = p1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (h_f + h_2) = 2.53 + 0.333 \cdot (21 - 10) \cdot (1.00 + 0.30) + 10 \cdot (1.00 + 0.30) = 20.29 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 14.83 \text{ kN/m}$$

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>23 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

$Y_{s2} = 0.48$  m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$S = S1 + S2 = 15.34 \text{ kN/m}$$

$Y_t = 0.51$  m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

*Load 3: spinta del terreno a monte da sovraccarico ( $q=20 \text{ kN/m}^2$ )*

$$S_q = q \cdot k_a \cdot (h_t + h_2) = 20 \cdot 0.333 \cdot (1.70) = 11.32 \text{ kN/m}$$

$Y_q = 0.85$  m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

Risulta:

$$N_{\text{tot}} = 1.3 \cdot (10.50 + 13.875 + 30.03) = 70.73 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{tot}} = 1.3 \cdot (10.50 \cdot 0.65 + 13.875 \cdot 0.925 + 30.03 \cdot 1.325) - 1.3 \cdot 15.34 \cdot 0.51 - 1.5 \cdot 11.32 \cdot 0.85 \\ = 52.68 \text{ kN.m/m}$$

La risultante delle forze verticali è applicata ad una distanza  $u$  dal bordo del plinto di fondazione pari a:

$$u = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}} = 0.74 \text{ m}$$

$e = (1.85/2) - 0.74 = 0.18$  m (eccentricità risultante forze verticali rispetto al baricentro della fondazione)

$$N_{\text{tot}} = 70.73 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ecc}} = 70.73 \cdot (0.18) = 12.73 \text{ kN.m/m (momento da eccentricità risultante forze verticali)}$$

Si calcola di seguito la pressione agente sul terreno calcolata con l'approccio elastico.

In particolare (si considera sempre una striscia profonda 1 m):

*calcolo elastico*

$$\sigma_{t,\text{max}} = N/A + M/W$$

$$\sigma_{t,\text{min}} = N/A - M/W$$

dove:

$N$  = risultante delle forze veriticali applicata nel baricentro della fondazione ;

$M$  = momento flettente risultante ;

$A = b \cdot 1 \text{ m}^2$  (area della striscia profonda 1 m)

$W = b^2 \cdot 1/6 \text{ m}^3$  (momento resistente della striscia profonda 1 m)

$b = 1.85$  m (larghezza della fondazione)

| N (kN/m) | M (kN.m/m) | e (m) | $\sigma_{t,\text{max}}$ (daN/cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{t,\text{min}}$ (daN/cm <sup>2</sup> ) |
|----------|------------|-------|------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| 70.73    | 12.73      | 0.18  | 0.61                                           | 0.16                                           |

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>24 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

### Combinazione SLU GEO (A2+M2+R2)

*Load 1: carichi permanenti strutturali G*

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.40 = 10.50 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$X_{G1} = 0.65 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.85 = 13.875 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

$$X_{G2} = 0.925 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 2a: peso del terreno di monte T*

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.05 + 21 \cdot 1.00 \cdot 1.05 = 30.03 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$X_{T1} = 1.325 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 2b: spinta del terreno a monte*

$$p1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.409 \cdot 19 \cdot 0.4 = 3.11 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.62 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.43 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$p2 = p1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (h_f + h_2) = 3.11 + 0.409 \cdot (21 - 10) \cdot (1.00 + 0.30) + 10 \cdot (1.00 + 0.30) = 21.96 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 16.29 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s2} = 0.49 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$S = S1 + S2 = 16.91 \text{ kN/m}$$

$$Y_t = 0.52 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 3: spinta del terreno a monte da sovraccarico ( $q=20 \text{ kN/m}^2$ )*

$$S_q = q \cdot k_a \cdot (h_t + h_2) = 20 \cdot 0.409 \cdot (1.70) = 13.91 \text{ kN/m}$$

$$Y_q = 0.85 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Risulta:

$$N_{tot} = 1.0 \cdot (10.50 + 13.875 + 30.03) = 54.41 \text{ kN/m}$$

$$M_{tot} = 1.0 \cdot (10.50 \cdot 0.65 + 13.875 \cdot 0.925 + 30.03 \cdot 1.325) - 1.0 \cdot 16.91 \cdot 0.52 - 1.3 \cdot 13.91 \cdot 0.85 = 35.28 \text{ kN.m/m}$$

La risultante delle forze verticali è applicata ad una distanza u dal bordo del plinto di fondazione pari a:

$$u = M_{tot} / N_{tot} = 0.65 \text{ m}$$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>25 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

$e = (1.85/2) - 0.65 = 0.28$  m (eccentricità risultante forze verticali rispetto al baricentro della fondazione)

$$N_{\text{tot}} = 54.41 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ecc}} = 54.41 \cdot (0.28) = 15.23 \text{ kN.m/m (momento da eccentricità risultante forze verticali)}$$

Si calcola di seguito la pressione agente sul terreno calcolata con l'approccio elastico.

In particolare (si considera sempre una striscia profonda 1 m):

*calcolo elastico*

$$\sigma_{t,\text{max}} = N/A + M/W$$

$$\sigma_{t,\text{min}} = N/A - M/W$$

dove:

N = risultante delle forze veriticali applicata nel baricentro della fondazione ;

M = momento flettente risultante ;

$A = b \cdot 1 \text{ m}^2$  (area della striscia profonda 1 m)

$W = b^2 \cdot 1/6 \text{ m}^3$  (momento resistente della striscia profonda 1 m)

$b = 1.85$  m (larghezza della fondazione)

| N (kN/m) | M (kN.m/m) | e (m) | $\sigma_{t,\text{max}}$ (daN/cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{t,\text{min}}$ (daN/cm <sup>2</sup> ) |
|----------|------------|-------|------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| 54.41    | 15.23      | 0.28  | 0.56                                           | 0.03                                           |

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>26 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

## Combinazione SLU SISMA

*Load 1: carichi permanenti strutturali G*

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.40 = 10.50 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$X_{G1} = 0.65 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.85 = 13.875 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

$$X_{G2} = 0.925 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 2a: peso del terreno di monte T*

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.05 + 21 \cdot 1.00 \cdot 1.05 = 30.03 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$X_{T1} = 1.325 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 2b: spinta del terreno a monte in sisma*

$$\phi = 30^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$k_h = 0.04356 \text{ (vedi par. 4.3)}$$

$$k_v = 0.02178 \text{ (vedi par. 4.3)}$$

$$\theta = 2.55^\circ \text{ (vedi par. 4.3)}$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{a, \text{sis}} = 0.36 \text{ (coefficiente di spinta attiva in sisma)}$$

$$p1 = k_{a, \text{sis}} \cdot \gamma_d \cdot (1 + k_v) \cdot (h_t - h_f) = 0.36 \cdot 19 \cdot (1 + 0.02178) \cdot 0.4 = 2.80 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.56 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.43 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$p2 = p1 + k_{a, \text{sis}} \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1 + k_v) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (1 + k_v) \cdot (h_f + h_2) = 2.80 + 0.36 \cdot (21 - 10) \cdot (1 + 0.02178) \cdot (1.00 + 0.30) + 10 \cdot (1 + 0.02178) \cdot (1.00 + 0.30) = 21.34 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 15.69 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s2} = 0.48 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$S = S1 + S2 = 16.25 \text{ kN/m}$$

$$Y_t = 0.51 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 3: spinta del terreno a monte in sisma da sovraccarico ( $q = 20 \text{ kN/m}^2$ )*

$$S_{q, \text{sis}} = q \cdot k_{a, \text{sis}} \cdot (h_t + h_2) = 20 \cdot 0.36 \cdot (1.70) = 12.24 \text{ kN/m}$$

$$Y_q = 0.85 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>27 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

*Load 4: oscillazione delle masse strutturali*

$$H_G = N_G \cdot a_{\max} = 1.40 \cdot 0.30 \cdot 25 \cdot 0.1815 = 1.91 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$$Y_G = 1.00 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 5: oscillazione del terreno a monte*

$$H_T = N_T \cdot a_{\max} = 1.05 \cdot 1.4 \cdot 21 \cdot 0.1815 = 5.60 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$$Y_T = 1.00 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Risulta:

$$N_{\text{tot}} = 1.0 \cdot (10.50 + 13.875 + 30.03) = 54.41 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{tot}} = 1.0 \cdot (10.50 \cdot 0.65 + 13.875 \cdot 0.925 + 30.03 \cdot 1.325) - 1.0 \cdot 16.25 \cdot 0.51 - 0.3 \cdot 12.24 \cdot 0.85 - 1.91 \cdot 1.00 - 5.60 \cdot 1.00 = 40.53 \text{ kN.m/m}$$

La risultante delle forze verticali è applicata ad una distanza  $u$  dal bordo del plinto di fondazione pari a:

$$u = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}} = 0.74 \text{ m}$$

$$e = (1.85/2) - 0.74 = 0.18 \text{ m (eccentricità risultante forze verticali rispetto al baricentro della fondazione)}$$

$$N_{\text{tot}} = 54.41 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ecc}} = 54.41 \cdot (0.18) = 9.79 \text{ kN.m/m (momento da eccentricità risultante forze verticali)}$$

Si calcola di seguito la pressione agente sul terreno calcolata con l'approccio elastico.

In particolare (si considera sempre una striscia profonda 1 m):

*calcolo elastico*

$$\sigma_{t,\max} = N/A + M/W$$

$$\sigma_{t,\min} = N/A - M/W$$

dove:

$N$  = risultante delle forze verticali applicata nel baricentro della fondazione ;

$M$  = momento flettente risultante ;

$A = b \cdot 1 \text{ m}^2$  (area della striscia profonda 1 m)

$W = b^2 \cdot 1/6 \text{ m}^3$  (momento resistente della striscia profonda 1 m)

$b = 1.85 \text{ m}$  (larghezza della fondazione)

| N (kN/m) | M (kN.m/m) | e (m) | $\sigma_{t,\max}$ (daN/cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{t,\min}$ (daN/cm <sup>2</sup> ) |
|----------|------------|-------|------------------------------------------|------------------------------------------|
| 54.41    | 9.79       | 0.18  | 0.47                                     | 0.12                                     |

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>28 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

## 7 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

La verifica allo stato limite di ribaltamento viene affrontata, in accordo con quanto indicato al par. 6.5.3.1.1 del D.M. 14.01.2008, come uno stato limite di equilibrio del corpo rigido (SLU EQU). In particolare il contributo delle forze stabilizzanti viene moltiplicato, in accordo con quanto prescritto al par. 6.5.3.1.1 del D.M. 14.01.2008, per il coefficiente riduttivo 0.9 (si veda la tabella 6.2.I colonna EQU di cui al par. 6.2.3.1.1 del D.M.).

### Combinazione SLU-EQU

I parametri geotecnici assunti per il calcolo della spinta del terreno a monte risultano pari a:

$$\phi_{M2} = 24.79^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$k_{a,GEO} = 0.409 \text{ (coefficiente di spinta attiva)}$$

Si riportano nel seguito le forze stabilizzanti:

*Load 1: carichi permanenti strutturali G*

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.40 = 10.50 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$X_{G1} = 0.65 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.85 = 13.875 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

$$X_{G2} = 0.925 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 2a: peso del terreno T*

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.05 + 21 \cdot 1.00 \cdot 1.05 = 30.03 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$X_{T1} = 1.325 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Si riportano nel seguito le forze ribaltanti:

*Load 2b: spinta del terreno a monte*

$$p1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.409 \cdot 19 \cdot 0.4 = 3.11 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.62 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.43 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$p2 = p1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (h_f + h_2) = 3.11 + 0.409 \cdot (21 - 10) \cdot (1.00 + 0.30) + 10 \cdot (1.00 + 0.30) = 21.96 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 16.29 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s2} = 0.49 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$S = S1 + S2 = 16.91 \text{ kN/m}$$

$$Y_t = 0.52 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>29 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

*Load 3: spinta del terreno a monte da sovraccarico ( $q=20 \text{ kN/m}^2$ )*

$$S_q = q \cdot k_a \cdot (h_t + h_2) = 20 \cdot 0.409 \cdot (1.70) = 13.91 \text{ kN/m}$$

$$Y_q = 0.85 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Calcolo del momento stabilizzante rispetto al dente anteriore di intradosso fondazione.

$$M_{\text{stab}} = 0.9 \cdot (10.50 \cdot 0.65 + 13.875 \cdot 0.925 + 30.03 \cdot 1.325) = 53.50 \text{ kN.m/m}$$

Calcolo del momento ribaltante rispetto al dente anteriore di intradosso fondazione.

$$M_{\text{rib}} = 1.1 \cdot 16.91 \cdot 0.52 + 1.5 \cdot 13.91 \cdot 0.85 = 27.41 \text{ kN.m/m}$$

$$\eta = 53.50 / 27.41 = 1.95 \text{ (sicurezza al ribaltamento)}$$

### Combinazione SLU-SISMA

I parametri geotecnici assunti per il calcolo della spinta del terreno a monte risultano pari a:

$$\phi_{M2} = 24.79^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$\theta = 2.55^\circ$$

$$k_{a,\text{sis}} = 0.439 \text{ (coefficiente di spinta attiva)}$$

Si riportano nel seguito le forze stabilizzanti:

*Load 1: carichi permanenti strutturali G*

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.40 = 10.50 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$X_{G1} = 0.65 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.85 = 13.875 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

$$X_{G2} = 0.925 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 2a: peso del terreno T*

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.05 + 21 \cdot 1.00 \cdot 1.05 = 30.03 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$X_{T1} = 1.325 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Si riportano nel seguito le forze ribaltanti:

*Load 2b: spinta del terreno a monte in sisma*

$$p1 = k_{a,\text{sis}} \cdot \gamma_d \cdot (1 + k_v) \cdot (h_t - h_f) = 0.439 \cdot 19 \cdot (1 + 0.02178) \cdot 0.4 = 3.41 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.68 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.43 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$p2 = p1 + k_{a,\text{sis}} \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1 + k_v) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (1 + k_v) \cdot (h_f + h_2) =$$

$$= 3.41 + 0.439 \cdot (21 - 10) \cdot (1 + 0.02178) \cdot (1.00 + 0.30) + 10 \cdot (1 + 0.02178) \cdot (1.00 + 0.30) = 23.11 \text{ kN/m}^2$$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>30 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

$$S_2 = 0.5 \cdot (p_1 + p_2) \cdot (h_f + h_2) = 17.24 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s2} = 0.49 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$S = S_1 + S_2 = 17.92 \text{ kN/m}$$

$$Y_t = 0.53 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 3: spinta del terreno a monte in sisma da sovraccarico ( $q=20 \text{ kN/m}^2$ )*

$$S_q = q \cdot k_{a, \text{sis}} \cdot (h_t + h_2) = 20 \cdot 0.439 \cdot (1.70) = 14.93 \text{ kN/m}$$

$$Y_q = 0.85 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 4: oscillazione delle masse strutturali*

$$H_G = N_G \cdot a_{\text{max}} = 1.40 \cdot 0.30 \cdot 25 \cdot 0.1815 = 1.91 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$$Y_G = 1.00 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

*Load 5: oscillazione del terreno a monte*

$$H_T = N_T \cdot a_{\text{max}} = 1.05 \cdot 1.4 \cdot 21 \cdot 0.1815 = 5.60 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$$Y_T = 1.00 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Calcolo del momento stabilizzante rispetto al dente anteriore di intradosso fondazione.

$$M_{\text{stab}} = (10.50 \cdot 0.65 + 13.875 \cdot 0.925 + 30.03 \cdot 1.325) = 59.45 \text{ kN.m/m}$$

Calcolo del momento ribaltante rispetto al dente anteriore di intradosso fondazione.

$$M_{\text{rib}} = 17.92 \cdot 0.53 + 0.3 \cdot 14.93 \cdot 0.85 + 1.91 \cdot 1.00 + 5.60 \cdot 1.00 = 20.81 \text{ kN.m/m}$$

$$\eta = 59.45 / 20.81 = 2.86 \text{ (sicurezza al ribaltamento)}$$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>31 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

## 8 VERIFICHE A SCORRIMENTO

Deve valere la relazione:

$$H \leq R_{ds}$$

in cui H è la forza orizzontale applicata alla base del plinto di fondazione ed  $R_{ds}$  è la forza orizzontale massima che può essere trasmessa tra la base del plinto ed il terreno di fondazione, valutata come:

Per terreni granulari:

$$R_{ds} = \frac{N \cdot \tan(\varepsilon)}{\gamma_R}$$

in cui N è la forza verticale applicata alla base del plinto di fondazione,  $\varepsilon$  è l'angolo d'attrito terreno/fondazione e  $\gamma_R$  è il coefficiente parziale riduttivo della resistenza, pari a 1 in accordo con quanto riportato in tabella 6.5.I delle NTC2008.

La resistenza a scorrimento si ottiene sommando al termine  $R_{ds}$  (sopra descritto) il contributo offerto dalla spinta passiva agente sul dente di fondazione (considerata al 50%).

### Combinazione SLU-GEO (A2+M2+R2)

I parametri geotecnici assunti per il calcolo della spinta del terreno a monte risultano pari a:

$$\phi_{M2} = 24.79^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$\delta = \phi_{M2} / 2 = 12.40^\circ \text{ (angolo d'attrito terreno/terreno per determinazione inclinazione della spinta)}$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{a,GEO} = 0.370 \text{ (coefficiente di spinta attiva)}$$

Per quanto riguarda il calcolo della spinta passiva agente sul dente anteriore i parametri geotecnici del terreno risultano pari a:

$$\phi_{n,M2} = 24.79^\circ \text{ (angolo d'attrito interno, si assume } \phi = 30^\circ \text{ per terreno naturale)}$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \theta - \phi)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi) \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \theta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_p = 2.44$$

La spinta passiva agisce a partire da una quota di 30 cm (altezza media del terreno a valle) al di sopra della ciabatta di fondazione.

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>32 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

Il coefficiente d'attrito terreno/fondazione risulta pari a:

$$\varepsilon_{M2} = 16.53^\circ (2/3\phi_{n,M2})$$

*Load 1: carichi permanenti strutturali G*

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.40 = 10.5 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.85 = 13.875 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

*Load 2a: peso del terreno di monte e di valle T*

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.05 + 21 \cdot 1.00 \cdot 1.05 = 30.03 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$N_{T2} = 19 \cdot 0.5 \cdot 0.30 = 2.85 \text{ kN/m (peso terreno a valle)}$$

*Load 2b: spinta del terreno a monte*

$$p1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.370 \cdot 19 \cdot 0.4 = 2.81 \text{ kN/m}^2$$

$$p2 = p1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (h_f + h_2) = 2.81 + 0.37 \cdot (21 - 10) \cdot (1.00 + 0.30) + 10 \cdot (1.00 + 0.30) = 21.10 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0.5 \cdot p1 \cdot (h_t - h_f) + 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 0.5 \cdot 2.81 \cdot (1.40 - 1.00) + 0.5 \cdot (2.81 + 21.10) \cdot (1.00 + 0.30) = 16.10 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,x} = \cos 12.40^\circ \cdot S = 15.72 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,y} = \sin 12.40^\circ \cdot S = 3.46 \text{ kN/m}$$

*Load 3: spinta del terreno a monte da sovraccarico ( $q = 20 \text{ kN/m}^2$ )*

$$S_{q,x} = \cos 12.40^\circ \cdot q \cdot k_a \cdot (h_t + h_2) = \cos 12.40^\circ \cdot 20 \cdot 0.370 \cdot (1.40 + 0.30) = 12.29 \text{ kN/m}$$

$$S_{q,y} = \sin 12.40^\circ \cdot q \cdot k_a \cdot (h_t + h_2) = \sin 12.40^\circ \cdot 20 \cdot 0.370 \cdot (1.40 + 0.30) = 2.70 \text{ kN/m}$$

### Calcolo della forza di scorrimento

$$S_{t,x} + S_{q,x} = 15.72 + 1.3 \cdot 12.29 = 31.70 \text{ kN/m}$$

### Calcolo della resistenza a scorrimento

$(N_{G1} + N_{G2} + N_{T1} + N_{T2}) \cdot \tan \varepsilon_{M2} = 57.26 \cdot \tan 16.53^\circ = 16.99 \text{ kN/m}$  (si trascura a favore di sicurezza il contributo  $S_{t,y}$  e  $S_{q,y}$ ).

*spinta passiva a valle*

$$S_p = 0.5 \cdot (0.5 \cdot k_{p,GEO} \cdot \gamma_t \cdot h_v^2) = 0.5 \cdot 0.50 \cdot 2.44 \cdot 19 \cdot (0.9 + 0.3)^2 = 16.69 \text{ kN/m (spinta passiva al 50%)}$$

$$R_{tot} = 16.99 + 16.69 = 33.68 \text{ kN/m}$$

$$\eta = 33.68 / 31.70 = 1.06$$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>33 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

## Combinazione SLU-SISMA

*Load 1: carichi permanenti strutturali G*

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.40 = 10.5 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.85 = 13.875 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

*Load 2a: peso del terreno di monte e di valle T*

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.05 + 21 \cdot 1.00 \cdot 1.05 = 30.03 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$N_{T2} = 19 \cdot 0.5 \cdot 0.30 = 2.85 \text{ kN/m (peso terreno a valle)}$$

*Load 2b: spinta del terreno a monte in sisma*

$$\phi = 30^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$\delta = \phi / 2 = 15^\circ \text{ (angolo d'attrito terreno/terreno per determinazione inclinazione della spinta)}$$

$$k_h = 0.04356$$

$$k_v = 0.02178$$

$$\theta = 2.55^\circ$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{a, \text{sis}} = 0.33 \text{ (coefficiente di spinta attiva in sisma)}$$

$$p1 = k_{a, \text{sis}} \cdot \gamma_d \cdot (1 + k_v) \cdot (h_t - h_f) = 0.33 \cdot 19 \cdot (1 + 0.02178) \cdot 0.4 = 2.56 \text{ kN/m}^2$$

$$p2 = p1 + k_{a, \text{sis}} \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1 + k_v) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (1 + k_v) \cdot (h_f + h_2) = 2.56 + 0.33 \cdot (21 - 10) \cdot (1 + 0.02178) \cdot (1.00 + 0.30) + 10 \cdot (1 + 0.02178) \cdot (1.00 + 0.30) = 20.66 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0.5 \cdot p1 \cdot (h_t - h_f) + 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 0.5 \cdot 2.56 \cdot (1.40 - 1.00) +$$

$$0.5 \cdot (2.56 + 20.66) \cdot (1.00 + 0.30) = 15.61 \text{ kN/m}$$

$$S_{t, \text{sisx}} = \cos 15^\circ \cdot S = \cos 15^\circ \cdot 15.61 = 15.08 \text{ kN/m}$$

$$S_{t, \text{sisy}} = \sin 15^\circ \cdot S = \sin 15^\circ \cdot 15.61 = 4.04 \text{ kN/m}$$

*Load 3: spinta del terreno a monte in sisma da sovraccarico ( $q = 20 \text{ kN/m}^2$ )*

$$S_{q, \text{sisx}} = \cos 15^\circ \cdot q \cdot k_{a, \text{sis}} \cdot (h_t + h_2) = \cos 15^\circ \cdot 20 \cdot 0.33 \cdot (1.40 + 0.30) = 10.84 \text{ kN/m}$$

$$S_{q, \text{sisy}} = \sin 15^\circ \cdot q \cdot k_{a, \text{sis}} \cdot (h_t + h_2) = \sin 15^\circ \cdot 20 \cdot 0.33 \cdot (1.40 + 0.30) = 2.90 \text{ kN/m}$$

*Load 4: oscillazione delle masse strutturali*

$$H_G = N_G \cdot a_{\text{max}} = 1.40 \cdot 0.30 \cdot 25 \cdot 0.1815 = 1.91 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>34 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

*Load 5: oscillazione del terreno a monte*

$$H_T = N_T \cdot a_{\max} = 1.05 \cdot 1.4 \cdot 21 \cdot 0.1815 = 5.60 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

#### Calcolo della forza di scorrimento

$$S_{t,\text{sisx}} + S_{q,\text{sisx}} + H_G + H_T = 15.08 + 0.3 \cdot 10.84 + 1.91 + 5.60 = 25.84 \text{ kN/m}$$

#### Calcolo della resistenza a scorrimento

$(N_{G1} + N_{G2} + N_{T1} + N_{T2}) \cdot \tan \varepsilon = 57.26 \cdot \tan 20 = 20.84 \text{ kN/m}$  (si trascura a favore di sicurezza il contributo  $S_{t,\text{sisy}}$  e  $S_{q,\text{sisy}}$ ).

*spinta passiva a valle*

$$S_p = 0.5 \cdot (0.5 \cdot k_{p,\text{sis}} \cdot \gamma_t \cdot h_v^2) = 0.5 \cdot 0.50 \cdot 2.92 \cdot 19 \cdot (0.9 + 0.3)^2 = 19.97 \text{ kN/m (spinta passiva al 50\%)}$$

$$R_{\text{tot}} = 20.84 + 19.97 = 40.81 \text{ kN/m}$$

$$\eta = 40.81 / 25.84 = \mathbf{1.58}$$

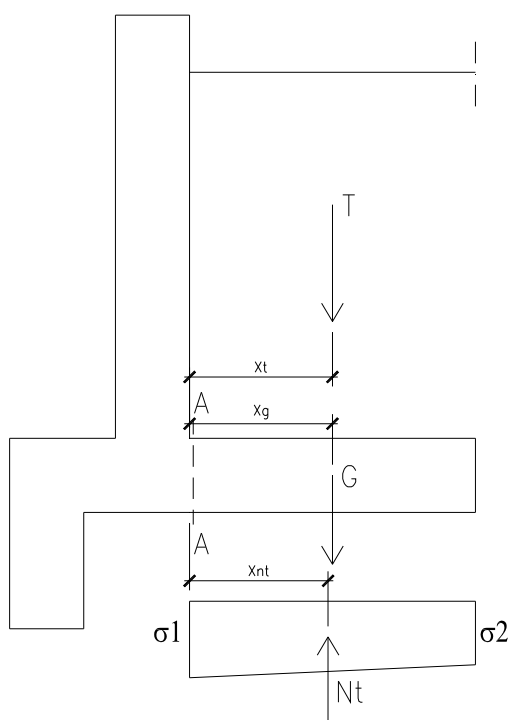
|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>35 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

## 9 VERIFICHE CIABATTA DI FONDAZIONE

### 9.1 Sollecitazioni agenti nella ciabatta di fondazione

Nel presente paragrafo si riporta il calcolo delle sollecitazioni agenti nella ciabatta di fondazione del muro di sostegno. In particolare si verifica la sezione d'attacco della porzione di ciabatta posteriore con il paramento verticale.

Si considera nullo l'angolo d'attrito  $\delta$  e si trascura la presenza del terreno a valle del muro stesso.



Il momento flettente agente nelle sezioni di verifica A-A è pari a:

$$M = T \cdot x_t + G \cdot x_g - N_t \cdot x_n$$

dove:

$T$  = peso del terreno a monte della sezione A-A ;

$x_t$  = braccio della forza  $T$  rispetto alla sezione di verifica A-A ;

$G$  = peso della porzione di plinto a monte della sezione A-A ;

$x_g$  = braccio della forza  $G$  rispetto alla sezione di verifica A-A ;

$N_t$  = risultante delle pressioni esercitate dal terreno a monte della sezione A-A ;

$x_n$  = braccio della forza  $N_t$  rispetto alla sezione di verifica A-A ;

Di seguito si riportano, per tutte le combinazioni di carico considerate, i valori dei momenti flettenti agenti nelle sezioni di verifica.

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>36 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

### Sezione A-A – Combinazione SLE

$$T = 0.40 \cdot 1.05 \cdot 19 + 1.00 \cdot 1.05 \cdot 21 = 30.03 \text{ kN/m}$$

$$x_t = 0.525 \text{ m}$$

$$G = 1.05 \cdot 0.30 \cdot 25 = 7.875 \text{ kN/m}$$

$$x_g = 0.525 \text{ m}$$

Per la determinazione della risultante  $N_t$  è necessario calcolare preliminarmente il valore delle pressioni agenti sul terreno nella combinazione SLE.

$$N_{\text{tot}} = N_{G1} + N_{G2} + N_{T1} = 10.5 + 13.875 + 30.03 = 54.41 \text{ kN/m}$$

Dove:

$N_{G1}$  : peso del muro di sostegno

$N_{G2}$  : peso del plinto di fondazione

$N_{T1}$  : peso terreno a monte

La spinta del terreno è pari a:

$$k_a = 0.33$$

$$p_1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.33 \cdot 19 \cdot 0.4 = 2.51 \text{ kN/m}^2$$

$$S_1 = p_1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.50 \text{ kN/m}$$

$Y_{s1} = 1.43 \text{ m}$  (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$p_2 = p_1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (h_f + h_2) = 2.51 + 0.33 \cdot (21 - 10) \cdot (1.00 + 0.30) + 10 \cdot (1.00 + 0.30) = 20.23 \text{ kN/m}^2$$

$$S_2 = 0.5 \cdot (p_1 + p_2) \cdot (h_f + h_2) = 14.78 \text{ kN/m}$$

$Y_{s2} = 0.48 \text{ m}$  (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$S = S_1 + S_2 = 15.28 \text{ kN/m}$$

$Y_t = 0.51 \text{ m}$  (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

La spinta del terreno da sovraccarico è pari a:

$$k_a = 0.33$$

$$S = k_a \cdot q \cdot (h_t + h_2) = 0.33 \cdot 20 \cdot 1.70 = 11.22 \text{ kN/m}$$

$Y_q = 0.85 \text{ m}$  (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$M_{\text{tot}} = 10.5 \cdot 0.65 + 13.875 \cdot 0.925 + 30.03 \cdot 1.325 - 15.28 \cdot 0.51 - 11.22 \cdot 0.85 = 42.12 \text{ kN.m/m}$$

La risultante delle forze verticali è applicata ad una distanza  $u$  dal bordo del plinto di fondazione pari a:

$$u = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}} = 0.77 \text{ m}$$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>37 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

$e = (1.85/2) - 0.77 = 0.15$  m (eccentricità risultante forze verticali rispetto al baricentro della fondazione)

$$N_{\text{tot}} = 54.41 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ecc}} = 54.41 * 0.15 = 8.16 \text{ kN.m/m (momento da eccentricità risultante forze verticali)}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 43.72 \text{ kN/m}^2 \text{ (filo anteriore plinto)}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \sigma_{t2} = 15.10 \text{ kN/m}^2 \text{ (filo posteriore plinto)}$$

$$\sigma_{t1} = 31.34 \text{ kN/m}^2 \text{ (sezione di verifica)}$$

$$N_t = (\sigma_{t1} + \sigma_{t2}) * 1.05/2 = (31.34 + 15.10) * 1.05/2 = -24.38 \text{ kN/m}$$

$$x_n = 0.46 \text{ m}$$

$$M = 7.875 * 0.525 + 30.03 * 0.525 - 24.38 * 0.46 = 8.69 \text{ kN.m/m (è teso l'estradosso)}$$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>38 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

### Sezione A-A – Combinazione STR-A1

$$T = 1.3 \cdot (0.40 \cdot 1.05 \cdot 19 + 1.00 \cdot 1.05 \cdot 21) = 39.04 \text{ kN/m}$$

$$x_t = 0.525 \text{ m}$$

$$G = 1.3 \cdot 1.05 \cdot 0.30 \cdot 25 = 10.24 \text{ kN/m}$$

$$x_g = 0.525 \text{ m}$$

Per la determinazione della risultante  $N_t$  è necessario calcolare preliminarmente il valore delle pressioni agenti sul terreno nella combinazione STR.

$$N_{\text{tot}} = N_{G1} + N_{G2} + N_{T1} = 1.3 \cdot (10.5 + 13.875 + 30.03) = 70.73 \text{ kN/m}$$

Dove:

$N_{G1}$  : peso del muro di sostegno

$N_{G2}$  : peso del plinto di fondazione

$N_{T1}$  : peso terreno a monte

La spinta del terreno è pari a:

$$k_a = 0.33$$

$$p_1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.33 \cdot 19 \cdot 0.4 = 2.51 \text{ kN/m}^2$$

$$S_1 = 1.3 \cdot (p_1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5) = 0.65 \text{ kN/m}$$

$Y_{s1} = 1.43 \text{ m}$  (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$p_2 = p_1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (h_f + h_2) = 2.51 + 0.33 \cdot (21 - 10) \cdot (1.00 + 0.30) + 10 \cdot (1.00 + 0.30) = 20.23 \text{ kN/m}^2$$

$$S_2 = 1.3 \cdot (0.5 \cdot (p_1 + p_2) \cdot (h_f + h_2)) = 19.21 \text{ kN/m}$$

$Y_{s2} = 0.48 \text{ m}$  (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$S = S_1 + S_2 = 19.86 \text{ kN/m}$$

$Y_t = 0.51 \text{ m}$  (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

La spinta del terreno da sovraccarico è pari a:

$$k_a = 0.33$$

$$S = 1.5 \cdot k_a \cdot q \cdot (h_t + h_2) = 1.5 \cdot 0.33 \cdot 20 \cdot 1.70 = 16.83 \text{ kN/m}$$

$Y_q = 0.85 \text{ m}$  (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$M_{\text{tot}} = 13.65 \cdot 0.65 + 18.04 \cdot 0.925 + 39.04 \cdot 1.325 - 19.86 \cdot 0.51 - 16.83 \cdot 0.85 = 52.85 \text{ kN.m/m}$$

La risultante delle forze verticali è applicata ad una distanza  $u$  dal bordo del plinto di fondazione pari a:

$$u = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}} = 0.75 \text{ m}$$

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>39 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

$e = (1.85/2) - 0.75 = 0.18$  m (eccentricità risultante forze verticali rispetto al baricentro della fondazione)

$$N_{\text{tot}} = 70.73 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ecc}} = 70.73 * 0.18 = 12.73 \text{ kN.m/m (momento da eccentricità risultante forze verticali)}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 60.55 \text{ kN/m}^2 \text{ (filo anteriore plinto)}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \sigma_{t2} = 15.92 \text{ kN/m}^2 \text{ (filo posteriore plinto)}$$

$$\sigma_{t1} = 41.25 \text{ kN/m}^2 \text{ (sezione di verifica)}$$

$$N_t = (\sigma_{t1} + \sigma_{t2}) * 1.05/2 = (41.25 + 15.92) * 1.05/2 = -30.01 \text{ kN/m}$$

$$x_n = 0.45 \text{ m}$$

$$M = 10.24 * 0.525 + 39.04 * 0.525 - 30.01 * 0.45 = 12.37 \text{ kN.m/m (è teso l'estradosso)}$$

$$V = 10.24 + 39.04 - 30.01 = 19.27 \text{ kN/m}$$

#### Sezione A-A – Combinazione SLU-SISMA

$$T = 0.40 * 1.05 * 19 + 1.00 * 1.05 * 21 = 30.03 \text{ kN/m}$$

$$x_t = 0.525 \text{ m}$$

$$G = 1.05 * 0.30 * 25 = 7.875 \text{ kN/m}$$

$$x_g = 0.525 \text{ m}$$

Per la determinazione della risultante  $N_t$  è necessario calcolare preliminarmente il valore delle pressioni agenti sul terreno nella combinazione SLU-SISMA.

$$N_{\text{tot}} = N_{G1} + N_{G2} + N_{T1} = 10.5 + 13.875 + 30.03 = 54.41 \text{ kN/m}$$

Dove:

$N_{G1}$  : peso del muro di sostegno

$N_{G2}$  : peso del plinto di fondazione

$N_{T1}$  : peso terreno a monte

La spinta del terreno in sisma è pari a:

$$k_{a,\text{sis}} = 0.36$$

$$p1 = k_{a,\text{sis}} * \gamma_d * (1 + k_v) * (h_t - h_f) = 0.36 * 19 * (1 + 0.02178) * 0.4 = 2.80 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 * (h_t - h_f) * 0.5 = 0.56 \text{ kN/m}$$

$Y_{s1} = 1.43$  m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$p2 = p1 + k_{a,\text{sis}} * (\gamma_s - \gamma_w) * (1 + k_v) * (h_f + h_2) + \gamma_w * (1 + k_v) * (h_f + h_2) = 2.80 + 0.36 * (21 - 10) * (1 + 0.02178) * (1.00 + 0.30) + 10 * (1 + 0.02178) * (1.00 + 0.30) = 21.34 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 * (p1 + p2) * (h_f + h_2) = 15.69 \text{ kN/m}$$

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>40 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

$Y_{s2} = 0.48$  m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$S = S1 + S2 = 16.25 \text{ kN/m}$$

$Y_t = 0.51$  m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

La spinta del terreno da sovraccarico è pari a:

$$k_{a, \text{sis}} = 0.36$$

$$S = k_{a, \text{sis}} * q * (h_t + h_2) = 0.36 * 20 * 1.70 = 12.24 \text{ kN/m}$$

$Y_q = 0.85$  m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

Il termine derivante dall'oscillazione delle masse strutturali vale:

$$H_G = N_G * a_{\text{max}} = 1.40 * 0.30 * 25 * 0.1815 = 1.91 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$Y_G = 1.00$  m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

Il termine derivante dall'oscillazione del terreno a monte vale:

$$H_T = N_T * a_{\text{max}} = 1.05 * 1.4 * 21 * 0.1815 = 5.60 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$Y_T = 1.00$  m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$M_{\text{tot}} = 10.5 * 0.65 + 13.875 * 0.925 + 30.03 * 1.325 - 16.25 * 0.51 - 0.3 * 12.24 * 0.85 - 1.91 * 1.00 - 5.60 * 1.00 = 40.53 \text{ kN.m/m}$$

La risultante delle forze verticali è applicata ad una distanza u dal bordo del plinto di fondazione pari a:

$$u = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}} = 0.74 \text{ m}$$

$e = (1.85/2) - 0.74 = 0.18$  m (eccentricità risultante forze verticali rispetto al baricentro della fondazione)

$$N_{\text{tot}} = 54.41 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ecc}} = 54.41 * 0.18 = 9.80 \text{ kN.m/m (momento da eccentricità risultante forze verticali)}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 46.59 \text{ kN/m}^2 \text{ (filo anteriore plinto)}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \sigma_{t2} = 12.23 \text{ kN/m}^2 \text{ (filo posteriore plinto)}$$

$$\sigma_{t1} = 31.73 \text{ kN/m}^2 \text{ (sezione di verifica)}$$

$$N_t = (\sigma_{t1} + \sigma_{t2}) * 1.05/2 = (31.73 + 12.23) * 1.05/2 = -23.08 \text{ kN/m}$$

$$x_n = 0.45 \text{ m}$$

$$M = 7.875 * 0.525 + 30.03 * 0.525 - 23.08 * 0.45 = 9.51 \text{ kN.m/m (è teso l'estradosso)}$$

$$V = 7.875 + 30.03 - 23.08 = 14.83 \text{ kN/m}$$

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>41 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

## 9.2 Verifiche di resistenza

L'armatura della ciabatta di fondazione è composta da:

*estradosso plinto*

φ12/20 a 4.6 cm da estradosso ;

*intradosso plinto*

φ12/20 a 4.6 cm da intradosso ;

### METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - VERIFICA DELLA SEZIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 φ12 mm posizionati a 4.6 cm da intradosso  
5 φ12 mm posizionati a 25.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 11.3 (cm²) a 15.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

SLE RARE

Momento = -8.7 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.25 (N/mm²)  
Trazione massima nell'acciaio = **65.72** (N/mm²)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.6 (cm)  
Braccio di leva interno = 23.3 (cm)

SISMA

Momento = -9.5 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.37 (N/mm²)  
Trazione massima nell'acciaio = **71.92** (N/mm²)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.6 (cm)  
Braccio di leva interno = 23.3 (cm)

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>42 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

# **METODO SEMIPROBABILISTICO - VERIFICA A ROTTURA**

## Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 33674.9 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica del calcestruzzo:  $R_{ck}$  = 35.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Soglia di snervamento acciaio normale:  $F_{yk}$  = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

## Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
Accorciamento ultimo a flessione = 0.3500 %  
Accorciamento ultimo a compress. = 0.2000 %  
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare  
Allungamento ultimo acciaio normale = 1.000 %  
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo :  $\gamma_c$  = 1.500  
Coefficiente di sicurezza acciaio :  $\gamma_s$  = 1.150  
Termine di lunga durata :  $F_1$  = 0.850  
Rapporto  $R_{cy1}/R_{cubo}$ :  $F_2$  = 0.800  
Resistenza di progetto calcestruzzo :  $F_1 \cdot F_2 \cdot R_{cubo} / \gamma_c$  = 0.45  $R_{cubo}$   
Resistenza di progetto dell'acciaio :  $F_{sd} = F_{yk} / \gamma_s$  = 0.87  $F_{yk}$

## Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 15.87 (N/mm<sup>2</sup>)  
Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

## Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

## SLU STR A1

Momento di Progetto  $M_d$  = -12.4 (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d$  = 0.0 (KN)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 3.3 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r$  = -56.1 (KN.m)  
Sforzo di Rottura  $N_r$  = -1.0 (KN)  
Rottura nel Dominio 2  
Rapporto  $M_r/M_d$  = **4.536**

## SLU SISMA

Momento di Progetto  $M_d$  = -9.5 (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d$  = 0.0 (KN)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 3.3 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r$  = -56.1 (KN.m)  
Sforzo di Rottura  $N_r$  = -1.0 (KN)  
Rottura nel Dominio 2  
Rapporto  $M_r/M_d$  = **5.9**

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>43 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

### Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.31 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

$$W_{omog} = 16141710 \text{ mm}^3 \quad (\text{modulo di resistenza della sezione omogeneizzata})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = segno(M_d) \cdot \sigma_t * \left( \frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 37.29 \text{ kN.m} > M_d = 8.7 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto di cui alla combinazione SLE - Rare.

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>44 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

### 9.3 Verifica a taglio

La massima sollecitazione tagliante è pari a:

$$V_{STR} = 19.27 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

In cui :

$$f_{ck} = \text{resistenza caratteristica cilindrica} = 28 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$b_w = \text{larghezza sezione} = 1000 \text{ mm}$$

$$d = \text{altezza utile della sezione} = 254 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = \text{area armatura longitudinale tesa} = 565 \text{ mm}^2$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.89 \quad (\leq 2)$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \text{rapporto geom. di armatura longitudinale} = 0.00222 \quad (\leq 0.02)$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = \text{tensione media di compressione} = 0.00 \text{ Mpa} \quad (\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.481$$

sollecitazioni di progetto:

$$V_{ed} = 19.27 \text{ kN/m}$$

Risulta in base alle formule precedenti:  $V_{Rd} = 122 \text{ kN} > V_{ed} = 19.27 \text{ kN}$

|                                                                                                                 |                                                       |                                                        |           |                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|
| CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM<br> | Doc. N.<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001<br>_A.doc | CODIFICA DOCUMENTO<br>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001 | REV.<br>A | FOGLIO<br>45 di 48 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------|--------------------|

## 9.4 Verifica del dente anteriore

Nel presente paragrafo si riporta la verifica del dente anteriore della fondazione. Il dente viene schematizzato come mensola incastrata alla ciabatta di fondazione e soggetta alla spinta passiva del terreno di valle.

Si esegue la verifica alla combinazione SLE e SLU-STR A1. L'altezza del terreno di valle viene prudenzialmente assunta pari a 1.00 m.

### Combinazione SLE

$\phi_{n,M1} = 30^\circ$  (angolo d'attrito interno terreno naturale)

$$Kp = \frac{\tan^2(\psi + \theta - \phi)}{\cos \theta \tan^2 \psi \tan(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\tan(\phi) \tan(\phi + \beta - \theta)}{\tan(\psi + \theta) \tan(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$Kp = 3.00$$

$$p_{inf} = Kp \cdot \gamma_n \cdot h_{inf} = 3.00 \cdot 19 \cdot 1.9 = 108.3 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{sup} = Kp \cdot \gamma_n \cdot h_{sup} = 3.00 \cdot 19 \cdot 1.3 = 74.1 \text{ kN/m}^2$$

da cui:

$$V = 0.5 \cdot (108.3 + 74.1) \cdot 0.6 = 54.72 \text{ kN/m}$$

$$M = 54.72 \cdot 0.32 = 17.51 \text{ kN.m/m}$$

### Combinazione SLU-STR A1

$$V = 1.3 \cdot 54.72 = 71.14 \text{ kN/m}$$

$$M = 1.3 \cdot 17.51 = 22.76 \text{ kN.m/m}$$

L'armatura del dente anteriore è composta da:

*armatura lato terrapieno*

φ12/20 a 6.8 cm da filo interno muro ;

*armatura lato canale*

φ12/20 a 6.8 cm da filo esterno muro ;

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>46 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

### METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - VERIFICA DELLA SEZIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unità di misura: (cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ø12 mm posizionati a 6.8 cm da intradosso  
5 ø12 mm posizionati a 23.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 11.3 (cm<sup>2</sup>) a 15.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

SLE RARE

Momento = 17.5 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.06 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **143.02** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.6 (cm)  
Braccio di leva interno = 20.3 (cm)

### METODO SEMIPROBABILISTICO - VERIFICA A ROTTURA

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 33674.9 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica del calcestruzzo: R<sub>ck</sub> = 35.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Soglia di snervamento acciaio normale: F<sub>yk</sub> = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
Accorciamento ultimo a flessione = 0.3500 %  
Accorciamento ultimo a compress. = 0.2000 %  
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare  
Allungamento ultimo acciaio normale = 1.000 %  
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo : γ<sub>c</sub> = 1.500  
Coefficiente di sicurezza acciaio : γ<sub>s</sub> = 1.150  
Termine di lunga durata : F<sub>1</sub> = 0.850  
Rapporto R<sub>cyl</sub>/R<sub>cubo</sub>: F<sub>2</sub> = 0.800  
Resistenza di progetto calcestruzzo : F<sub>1</sub>·F<sub>2</sub>·R<sub>cubo</sub>/γ<sub>c</sub> = 0.45R<sub>cubo</sub>  
Resistenza di progetto dell'acciaio : F<sub>sd</sub> = F<sub>yk</sub>/γ<sub>s</sub> = 0.87F<sub>yk</sub>

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 15.87 (N/mm<sup>2</sup>)  
Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>47 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU

Momento di Progetto  $M_d = 22.8$  (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d = 0.0$  (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 3.8 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r = 57.9$  (KN.m)  
Sforzo di Rottura  $N_r = 0.6$  (KN)  
Rottura nel Dominio 2  
Rapporto  $M_r/M_d = 2.542$

#### Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.31 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

$$W_{omog} = 15709770 \text{ mm}^3 \quad (\text{modulo di resistenza della sezione omogeneizzata})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left( \frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 36.29 \text{ kN.m} > M_d = 17.51 \text{ kN.m}$$

#### Verifica a taglio

La massima sollecitazione tagliente è pari a:

$$V = 71.14 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

In cui :

$f_{ck}$  = resistenza caratteristica cilindrica = 28 Mpa

$$\gamma_c = 1.5$$

$b_w$  = larghezza sezione = 1000 mm

$d$  = altezza utile della sezione = 232 mm

$A_{sl}$  = area armatura longitudinale tesa = 565 mm<sup>2</sup>

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.93 \quad (\leq 2)$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \text{rapporto geom. di armatura longitudinale} = 0.002435 \quad (\leq 0.02)$$

|                                                                                                                     |                                                              |                                                                   |                      |                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>  | <p>Doc. N.</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001_A.doc</p> | <p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>B10763_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_RC_001</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>48 di 48</p> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------|

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = \text{tensione media di compressione} = 0.00 \text{ Mpa} \quad (\leq 0.2 f_{ck}/\gamma_c)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.496$$

sollecitazioni di progetto:

$$V_{ed} = 71.14 \text{ kN/m}$$

Risulta in base alle formule precedenti:  $V_{Rd} = 115 \text{ kN} > V_{ed} = 71.14 \text{ kN}$