

## ASSE VIARIO MARCHE – UMBRIA E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA MAXI LOTTO 2

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:  
SS. 318 DI “VALFABBRICA”. TRATTO PIANELLO – VALFABBRICA  
SS. 76 “VAL D’ESINO”. TRATTI FOSSATO VICO – CANCELLI E ALBACINA – SERRA SAN QUIRICO  
“PEDEMONTANA DELLE MARCHE”, TRATTO FABRIANO – MUCCIA – SFERCIA

### PROGETTO ESECUTIVO

|  |   |  |
|--|---|--|
| <p><b>CONTRAENTE GENERALE:</b></p>  | <p><i>Il responsabile del Contraente Generale:</i></p> <p style="text-align: center;">Ing. Federico Montanari</p> | <p><i>Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:</i></p> <p style="text-align: center;">Ing. Salvatore Lieto</p> |
|--|---|--|

**PROGETTAZIONE:** Associazione Temporanea di Imprese

*Mandataria:*

|  |  |   |  |
|--|--|---|--|
|  |  |  |  |
|--|--|---|--|

|   |   |  |   |
|---|---|--|---|
| <p><b>RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER L'ATI</b></p> <p>Ing. Antonio Grimaldi</p> <p><b>GEOLOGO</b><br/>Dott. Geol. Fabrizio Pontoni</p> <p><b>COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b><br/>Ing. Michele Curiale</p> |  |  |  |
|---|---|--|---|

|   |  |  |
|---|--|--|
| <p><b>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</b></p> <p>Ing. Giulio Petrizzelli</p> |  |  |
|---|--|--|

|   |  |
|---|--|
| <p><b>2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE</b><br/>Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord</p> <p><b>OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI</b><br/>Ponte Fratte<br/>Relazione di calcolo sottostrutture</p> | <p><b>SCALA:</b><br/>-</p> <p><b>DATA:</b><br/>Maggio 2017</p> |
|---|--|

Codice Unico di Progetto (CUP) F12C03000050021 (Assegnato CIPE 23-12-2015)

|                   |       |        |         |     |        |          |          |      |
|-------------------|-------|--------|---------|-----|--------|----------|----------|------|
|                   | Opera | Tratto | Settore | CEE | WBS    | Id. doc. | N. prog. | Rev. |
| Codice Elaborato: | L0703 | 212    | E       | 13  | VI4400 | REL      | 02       | D    |

| REV. | DATA          | DESCRIZIONE                               | Redatto |        | Controllato | Approvato  |
|------|---------------|---|---------|--------|-------------|------------|
| B    | NOVEMBRE 2016 | EMISSIONE A SEGUITO NOTA ANAS CDG-0112269 | PROGIN  | PROGIN | S. LIETO    | A.GRIMALDI |
| C    | FEBBRAIO 2017 | EMISSIONE PER CONGRUENZA GENERALE         | PROGIN  | PROGIN | S. LIETO    | A.GRIMALDI |
| D    | MAGGIO 2017   | EMISSIONE A SEGUITO VALIDAZIONE RINA      | PROGIN  | PROGIN | S. LIETO    | A.GRIMALDI |

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                         |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|-------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>2 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|-------------------------|

## I N D I C E

|  |           |
|--|-----------|
| <b>1. GENERALITA'</b> .....  | <b>4</b>  |
| 1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA .....                                   | 4         |
| <b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....                           | <b>6</b>  |
| <b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</b> .....            | <b>7</b>  |
| 3.1 RESISTENZE DI PROGETTO.....                                    | 7         |
| 3.1.1 Calcestruzzo C30/37 .....                                    | 7         |
| 3.1.2 Calcestruzzo C32/40 .....                                    | 8         |
| 3.1.3 Acciaio di armatura B450C .....                              | 8         |
| <b>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....                       | <b>9</b>  |
| 4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE.....                             | 9         |
| 4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....          | 10        |
| 4.3 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI.....                               | 10        |
| 4.4 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI .....                 | 12        |
| <b>5. ANALISI DEI CARICHI</b> .....                                | <b>14</b> |
| 5.1 PESI PROPRI E CARICHI PERMANENTI (G1 ,G2).....                 | 14        |
| 5.2 SOVRACCARICHI DA TRAFFICO (Q1 , Q2).....                       | 15        |
| 5.3 RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2) .....                 | 17        |
| 5.4 VARIAZIONE TERMICA (E3) .....                                  | 17        |
| 5.5 AZIONE DI FRENAMENTO (Q3) .....                                | 17        |
| 5.6 AZIONE CENTRIFUGA (Q4) .....                                   | 17        |
| 5.7 AZIONE DEL VENTO (Q5) .....                                    | 17        |
| 5.8 AZIONI SISMICHE (Q6).....                                      | 19        |
| 5.9 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7) .....                      | 21        |
| <b>6. COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....                             | <b>22</b> |
| 6.1 GRUPPI DI CARICO .....   | 22        |
| 6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE.....                   | 23        |
| 6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU .....                                    | 24        |
| 6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....                                     | 24        |
| <b>7. MODELLI DI CALCOLO</b> .....                                 | <b>25</b> |
| 7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO .....          | 26        |
| 7.2 MODELLO GLOBALE .....  | 27        |
| 7.3 MODELLO A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE .....           | 29        |
| 7.3.1 Condizioni statiche.....                                     | 29        |
| 7.3.2 Condizioni sismiche .....                                    | 29        |
| <b>8. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA</b> .....                    | <b>33</b> |
| 8.1 ANALISI STATICA .....  | 33        |
| 8.2 ANALISI SISMICA .....  | 33        |
| 8.2.1 Dimensionamento degli isolatori sismici .....                | 35        |
| 8.2.1.1 <i>Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"</i> ..... | 36        |
| 8.2.1.2 <i>Isolatori elastoplastici</i> .....                      | 38        |
| 8.2.2 Analisi dinamica lineare (analisi modale).....               | 40        |
| 8.2.3 Analisi dinamica non lineare .....                           | 41        |

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                         |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|-------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>3 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|-------------------------|

|            |  |           |
|------------|--|-----------|
| 8.2.4      | Risultati dell'analisi in direzione longitudinale .....    | 43        |
| 8.2.5      | Risultati dell'analisi in direzione trasversale .....      | 44        |
| 8.3        | <b>CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI .....</b> | <b>45</b> |
| 8.3.1      | Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi .....     | 45        |
| 8.3.2      | Verifiche allo stato limite di fessurazione .....          | 46        |
| 8.3.3      | Verifiche delle tensioni di esercizio .....                | 46        |
| <b>9.</b>  | <b>VERIFICA DELLA SPALLA S1 (FISSA).....</b>               | <b>47</b> |
| 9.1        | VERIFICA DEL MURO FRONTALE .....                           | 47        |
| 9.2        | VERIFICA DEL MURO PARAGHIAIA.....                          | 50        |
| 9.3        | VERIFICA DEL MURO LATERALE.....                            | 50        |
| 9.4        | VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE .....                    | 52        |
| 9.5        | VERIFICA DEI PALI .....                                    | 57        |
| <b>10.</b> | <b>VERIFICA DELLA SPALLA S2 (MOBILE) .....</b>             | <b>59</b> |
| 10.1       | VERIFICA DEL MURO FRONTALE .....                           | 59        |
| 10.2       | VERIFICA DEL MURO PARAGHIAIA.....                          | 62        |
| 10.3       | VERIFICA DEL MURO LATERALE.....                            | 62        |
| 10.4       | VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE .....                    | 64        |
| 10.5       | VERIFICA DEI PALI .....                                    | 68        |
| <b>11.</b> | <b>ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI .....</b>                   | <b>69</b> |

|               |               |              |           |               |                    |                |           |                         |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|-------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V14400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>4 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|-------------------------|

## 1. GENERALITA'

Nell'ambito dei lavori di completamento della direttrice Perugia – Ancona "Pedemontana delle Marche": Sub Lotto 2.2 Tratto Fabriano – Muccia Sfercia, è prevista la realizzazione del ponte denominato Fratte posto tra le progressive 4+256 e 4+279 del tracciato di progetto.

La presente relazione, emessa nell'ambito della redazione del progetto esecutivo, ha per oggetto la verifica delle sottostrutture del ponte, mentre, per quanto concerne la verifica dell'impalcato, si rimanda all'elaborato 212E13VI4400REL01B (*Ponte Fratte - Relazione di calcolo impalcato*).

### 1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte è lungo 25 m, con una luce in asse appoggi pari a 23 m, sviluppandosi tra la progr. 4+256 e 4+279. La campata è in c.a.p. ed è costituita da tre cassoncini prefabbricati e precompressi alti 1.6 m, ad interasse trasversale di 3.75 m.

La spalla indicata con "S1" è la spalla fissa mentre quella indicata con "S2" è la spalla mobile. Il ponte è dotato di un sistema di isolamento sismico dell'impalcato mediante dispositivi elastoplastici agenti in direzione longitudinale e trasversale all'asse viario; in particolare, sulla spalla fissa sono disposti isolatori longitudinali e trasversali mentre sulla spalla mobile sono disposti solo isolatori trasversali.

#### SPALLA FISSA S1

Altezza muro frontale: 5.5 m  
Spessore muro frontale: 2.0 m  
Altezza muro paraghiaia: 2.4 m  
Spessore muro paraghiaia: 0.5 m  
Spessore plinto di fondazione: 1.8 m  
Lunghezza plinto di fondazione: 9.6 m  
Larghezza plinto di fondazione: 14.1 m  
Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m  
Pali: 12φ1200, Interasse longitudinale/traversale: 3.6 m/3.9m

#### SPALLA MOBILE S2

Altezza muro frontale: 6.0 m  
Spessore muro frontale: 2.0 m  
Altezza muro paraghiaia: 2.4 m  
Spessore muro paraghiaia: 0.5 m  
Spessore plinto di fondazione: 1.8 m  
Lunghezza plinto di fondazione: 9.6 m  
Larghezza plinto di fondazione: 14.1 m  
Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m  
Pali: 12φ1200, Interasse longitudinale/traversale: 3.6 m/3.9m

Si riportano le sezioni delle sottostrutture in esame.



|               |               |              |           |              |                    |                |           |                         |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|-------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>6 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|-------------------------|

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

- D.M. 14/01/2008.  
*Norme tecniche per le costruzioni (NTC).*
- Circolare del 02/02/2009.  
*Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.*
- UNI EN1993 -1-1.  
*EUROCODICE 3, parte 1.3. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN1992-2:2006.  
*EUROCODICE 2, Parte 2. Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi*
- UNI EN1998-2:2006.  
*EUROCODICE 8, Parte 2. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Ponti.*

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                         |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|-------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>7 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|-------------------------|

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Per quanto riguarda la qualità e resistenza dei materiali utilizzati per le strutture dell'impalcato si rimanda alla relazione di calcolo specifica. Per la realizzazione delle sottostrutture sono stati previsti i seguenti materiali.

Per i controlli si fa riferimento a quanto previsto dal DM 14/01/2008

**Tabella 1 – Calcestruzzi: classi di resistenza, classi di esposizione e specifiche**

| Elemento                                     | Classe | Classe di Esposizione | a/c | Tipi di cementi | Quantitativo di cemento [kg/m <sup>3</sup> ] | Classi di consistenza |
|--|--------|-----------------------|-----|-----------------|--|-----------------------|
| Calcestruzzo per magrone di fondazione       | C12/15 | -                     | -   | CEM III-IV      | -  | -                     |
| Calcestruzzo per pali di fondazione          | C32/40 | XA2                   | 0.5 | CEM III-IV      | 360  | S4                    |
| Calcestruzzo armato per plinti di fondazione | C32/40 | XA2                   | 0.5 | CEM III-IV      | 360  | S4                    |
| Elevazione Pile e Spalle                     | C30/37 | XC4-XF2               | 0.5 | CEM III-IV      | 330  | S4                    |

Per le barre d'armatura del calcestruzzo si utilizza acciaio ad aderenza migliorata B450C.

### 3.1 RESISTENZE DI PROGETTO

#### 3.1.1 Calcestruzzo C30/37

|  |  |
|--|--|
| $R_{ck} = 37 \text{ MPa}$                              | resistenza caratteristica cubica a 28 giorni     |
| $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$                              | resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni |
| $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ MPa}$                 | resistenza cilindrica valore medio               |
| $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$ | resistenza media a trazione semplice (assiale)   |
| $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.03 \text{ MPa}$       | resistenza caratteristica a trazione             |
| $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 32837 \text{ MPa}$ | modulo elastico                                  |
| $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$                         | peso per unità di volume                         |

#### Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17.0 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_c = 1.50$  resistenza di progetto a compressione

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.35 \text{ MPa}$  resistenza di progetto a trazione

#### Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$  tensione limite in comb. caratteristica (rara)

$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$  tensione limite in comb. quasi permanente

$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.42 \text{ MPa}$  tensione limite di fessurazione (trazione)

|               |               |              |           |               |                    |                |           |                         |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|-------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>VI4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>8 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|-------------------------|

### 3.1.2 Calcestruzzo C32/40

|  |  |
|--|--|
| $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$                              | resistenza caratteristica cubica a 28 giorni     |
| $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$                              | resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni |
| $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ MPa}$                 | resistenza cilindrica valore medio               |
| $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ MPa}$ | resistenza media a trazione semplice (assiale)   |
| $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12 \text{ MPa}$       | resistenza caratteristica a trazione             |
| $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346 \text{ MPa}$ | modulo elastico                                  |
| $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$                         | peso per unità di volume                         |

#### Resistenze di progetto allo SLU

|   |                                       |
|---|---------------------------------------|
| $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$ | resistenza di progetto a compressione |
| $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.41 \text{ MPa}$                           | resistenza di progetto a trazione     |

#### Resistenze di progetto allo SLE

|   |  |
|---|--|
| $\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$ | tensione limite in comb. caratteristica (rara) |
| $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$ | tensione limite in comb. quasi permanente      |
| $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52 \text{ MPa}$         | tensione limite di fessurazione (trazione)     |

### 3.1.3 Acciaio di armatura B450C

|                            |  |
|----------------------------|--|
| $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ | resistenza caratteristica di snervamento |
| $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$ | resistenza caratteristica a rottura      |
| $E_s = 210000 \text{ MPa}$ | modulo elastico                          |

#### Resistenza di progetto allo SLU

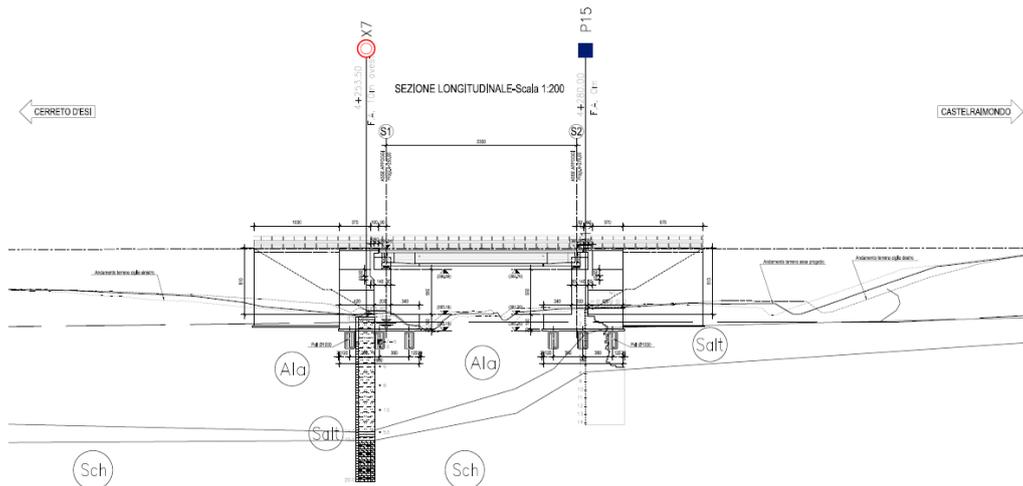
|   |                                       |
|---|---------------------------------------|
| $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}; \gamma_s = 1.15$ | resistenza di progetto a compressione |
|---|---------------------------------------|

#### Resistenza di progetto allo SLE

|  |                               |
|--|-------------------------------|
| $\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ | tensione limite in comb. Rara |
|--|-------------------------------|

## 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il viadotto in esame si estende dalle progressive chilometriche 1+636.00 a 1+676.00 (L = 40 m) ed è costituito da due spalle. Nel presente paragrafo si riporta la caratterizzazione geotecnica specifica per l'opera in esame. Per dettagli si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*.



**Figura 3 – Sezione longitudinale stratigrafica**

### 4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

Nelle vicinanze dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini, elencate nella seguente tabella.

**Tabella 2 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite per il viadotto Fratte**

| Sondaggio | Profondità [m] | Quota boccaforo [m] s.l.m. | n. prove SPT | Prelievo campioni | Strumentazione installata |
|-----------|----------------|----------------------------|--------------|-------------------|---------------------------|
| X7        | 20.0           | 386.89                     | 5            | C.I.: 1           | T.A. [3÷20]               |

C.I. = Campione indisturbato  
 TA [m]: Piezometro a Tubo Aperto [profondità tratto filtrante]

Nella seguente tabella si riportano le letture piezometriche eseguite nel sondaggio X3.

**Tabella 3 – Letture piezometriche eseguite**

| SONDAGGIO | Quota boccaforo m s.l.m. | Min (m s.l.m.) | Max (m s.l.m.) | MEDIA (m s.l.m.) | SONDAGGIO | Quota boccaforo m s.l.m. | Min (m da pc) | Max (m da pc) | MEDIA (m da pc) |
|-----------|--------------------------|----------------|----------------|------------------|-----------|--------------------------|---------------|---------------|-----------------|
| X7        | 386.89                   | 386.27         | 386.30         | 386.28           | X7        | 386.89                   | 0.59          | 0.62          | 0.61            |

#### 4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

La stratigrafia in corrispondenza delle due spalle del viadotto è indicata nelle tabelle seguenti.

**Tabella 4 – Stratigrafia di riferimento per il viadotto Fratte**

| Stratigrafia      | Spalla 1 e 2 (quota di riferimento testa palo) |                                       |
|-------------------|--|---------------------------------------|
| Unità geotecnica  | Profondità [m] da p.c.                         |                                       |
| Ala               | 0.0÷12.5                                       | Depositi alluvionali limoso argillosi |
| Salt              | 12.5÷13.5                                      | Substrato alterato limoso argilloso   |
| Sch               | >13.5  | Formazione dello Schlier              |
| Falda: a p.c. (*) |  |                                       |

(\*) per il dimensionamento delle fondazioni si assume il livello di falda prossimo al p.c. per la presenza del corso d'acqua

I parametri geotecnici considerati per l'opera in esame sono riportati nella seguente tabella.

**Tabella 5 – Parametri geotecnici per il viadotto Fratte**

|      | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $\phi'$<br>[°] | $c'$<br>[kPa] | $c_u$<br>[kPa]                        | $E_o$<br>[MPa] | $\sigma_{c,media}'$<br>[MPa] | $E'_{op}$<br>[MPa]                                 |
|------|----------------------------------|----------------|---------------|---------------------------------------|----------------|------------------------------|--|
| Ala  | 19                               | 24÷26          | 0÷5           | 75 per $z < 5m$<br>50 per $z < 12.5m$ | 70÷250         | -                            | -  |
| Salt | 20.0                             | 27             | 20            | 300                                   | 150÷600        | -                            | -  |
| Sch  | 23.0                             | 26             | 50            | -                                     | -              | 0.6                          | 20+5.75·z per $z < 40m$<br>250+0.8·z per $z > 40m$ |

$\gamma$  = peso di volume naturale  
 $\phi'$  = angolo di resistenza al taglio  
 $c'$  = coesione drenata  
 $c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate  
 $E_o$  = modulo di deformazione elastico iniziale  
 $\sigma_{c,media}'$  = resistenza a compressione monoassiale media  
 $E'_{op}$  = modulo di deformazione elastico operativo

#### 4.3 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

Nella seguente tabella si riportano i parametri principali per il calcolo della capacità portante dei pali dell'opera in esame. Per i parametri geotecnici di calcolo adottati vedasi paragrafo 4.2, mentre per la metodologia di calcolo si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*.

**Tabella 6 – Viadotto Fratte. Parametri per il calcolo della capacità portante dei pali**

| Approccio | n. di verticali | $\xi_3$ | $\gamma_s$ | $\gamma_b$ | $F_{SL}$ | $F_{SB}$ | $D_{palo}$<br>[mm] | Quota testa palo | Quota falda da |
|-----------|-----------------|---------|------------|------------|----------|----------|--------------------|------------------|----------------|
|-----------|-----------------|---------|------------|------------|----------|----------|--------------------|------------------|----------------|

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>11 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

|              | indagate |      |      |      |     |     |      | da p.c. [m] | p.c. [m] |
|--------------|----------|------|------|------|-----|-----|------|-------------|----------|
| 2 (A1+M1+R3) | 2        | 1.65 | 1.15 | 1.35 | 1.9 | 2.2 | 1200 | 0           | 0        |

Nella tabella seguente si riportano i valori della portata di progetto ( $Q_d$ ) per l'opera in esame; il significato dei termini riportati è il seguente:

$L_p$  = Lunghezza utile del palo

$Q_{II}$  = Portata laterale limite

$Q_{bl}$  = Portata di base limite

$W_p$  = Peso efficace del palo

$Q_u$  = Portata totale limite

$Q_d$  = Portata di progetto =  $Q_{II}/F_{s,l} + Q_{bl}/F_{s,b} - W_p$

I tabulati di calcolo completi sono riportati in Appendice A della *Relazione Geotecnica Generale*.

**Tabella 7 – Viadotto Fratte – Spalla 1 e 2. Capacità portante palo D=1200 mm**

| Lp<br>m | CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 1 e 2 |           |          |          |          |  |
|---------|-----------------------------------|-----------|----------|----------|----------|--|
|         | QII<br>kN                         | Qbl<br>kN | Wp<br>kN | Qu<br>kN | Qd<br>kN |  |
| 0       | 0                                 | 763       | 0        | 763      | 347      |  |
| 0.5     | 2                                 | 774       | 3        | 774      | 350      |  |
| 1       | 9                                 | 785       | 6        | 789      | 356      |  |
| 1.5     | 21                                | 796       | 8        | 808      | 364      |  |
| 2       | 37                                | 770       | 11       | 796      | 358      |  |
| 2.5     | 58                                | 744       | 14       | 789      | 355      |  |
| 3       | 84                                | 719       | 17       | 786      | 354      |  |
| 3.5     | 114                               | 693       | 20       | 788      | 355      |  |
| 4       | 149                               | 668       | 23       | 794      | 359      |  |
| 4.5     | 189                               | 642       | 25       | 805      | 366      |  |
| 5       | 233                               | 616       | 28       | 821      | 375      |  |
| 5.5     | 282                               | 627       | 31       | 878      | 403      |  |
| 6       | 336                               | 638       | 34       | 940      | 433      |  |
| 6.5     | 394                               | 649       | 37       | 1006     | 466      |  |
| 7       | 457                               | 659       | 40       | 1077     | 501      |  |
| 7.5     | 525                               | 670       | 42       | 1153     | 538      |  |
| 8       | 597                               | 681       | 45       | 1233     | 579      |  |
| 8.5     | 672                               | 692       | 48       | 1316     | 620      |  |
| 9       | 748                               | 702       | 51       | 1399     | 662      |  |
| 9.5     | 823                               | 713       | 54       | 1483     | 704      |  |
| 10      | 899                               | 724       | 57       | 1566     | 745      |  |
| 10.5    | 974                               | 735       | 59       | 1649     | 787      |  |
| 11      | 1049                              | 745       | 62       | 1732     | 829      |  |
| 11.5    | 1125                              | 756       | 65       | 1816     | 871      |  |
| 12      | 1200                              | 767       | 68       | 1899     | 912      |  |
| 12.5    | 1281                              | 778       | 71       | 1988     | 957      |  |
| 13      | 1395                              | 1152      | 74       | 2474     | 1184     |  |
| 13.5    | 1534                              | 1527      | 76       | 2985     | 1425     |  |
| 14      | 1764                              | 1794      | 79       | 3479     | 1665     |  |
| 14.5    | 2009                              | 2060      | 82       | 3988     | 1912     |  |
| 15      | 2259                              | 2327      | 85       | 4501     | 2162     |  |
| 15.5    | 2537                              | 2641      | 88       | 5090     | 2448     |  |
| 16      | 2820                              | 2955      | 90       | 5684     | 2737     |  |

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>12 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

| Lp<br>m | CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 1 e 2 |           |          |          |      | Qd<br>kN |
|---------|-----------------------------------|-----------|----------|----------|------|----------|
|         | QII<br>kN                         | QBI<br>kN | Wp<br>kN | Qu<br>kN |      |          |
| 16.5    | 3103                              | 3268      | 93       | 6278     | 3025 |          |
| 17      | 3385                              | 3582      | 96       | 6871     | 3314 |          |
| 17.5    | 3668                              | 3896      | 99       | 7465     | 3603 |          |
| 18      | 3951                              | 4210      | 102      | 8059     | 3891 |          |
| 18.5    | 4234                              | 4524      | 105      | 8653     | 4180 |          |
| 19      | 4516                              | 4524      | 107      | 8933     | 4326 |          |
| 19.5    | 4799                              | 4524      | 110      | 9213     | 4472 |          |
| 20      | 5082                              | 4524      | 113      | 9493     | 4618 |          |
| 20.5    | 5364                              | 4524      | 116      | 9772     | 4764 |          |
| 21      | 5647                              | 4524      | 119      | 10052    | 4910 |          |
| 21.5    | 5930                              | 4524      | 122      | 10332    | 5056 |          |
| 22      | 6213                              | 4524      | 124      | 10612    | 5202 |          |
| 22.5    | 6495                              | 4524      | 127      | 10892    | 5348 |          |
| 23      | 6778                              | 4524      | 130      | 11172    | 5494 |          |
| 23.5    | 7061                              | 4524      | 133      | 11452    | 5640 |          |
| 24      | 7344                              | 4524      | 136      | 11732    | 5786 |          |
| 24.5    | 7626                              | 4524      | 139      | 12012    | 5932 |          |
| 25      | 7909                              | 4524      | 141      | 12292    | 6078 |          |
| 25.5    | 8192                              | 4524      | 144      | 12572    | 6224 |          |
| 26      | 8475                              | 4524      | 147      | 12852    | 6370 |          |
| 26.5    | 8757                              | 4524      | 150      | 13131    | 6516 |          |
| 27      | 9040                              | 4524      | 153      | 13411    | 6662 |          |
| 27.5    | 9323                              | 4524      | 156      | 13691    | 6808 |          |
| 28      | 9606                              | 4524      | 158      | 13971    | 6954 |          |
| 28.5    | 9888                              | 4524      | 161      | 14251    | 7100 |          |
| 29      | 10171                             | 4524      | 164      | 14531    | 7246 |          |
| 29.5    | 10454                             | 4524      | 167      | 14811    | 7392 |          |
| 30      | 10737                             | 4524      | 170      | 15091    | 7538 |          |

### 4.4 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI

Per la valutazione dello sforzo nei pali (effetto della deformabilità a taglio degli stessi pali) e del momento flettente agente in testa al palo si è utilizzato un parametro  $\alpha$  [m] definito come rapporto tra momento e taglio in testa al palo nell'ipotesi di rotazione impedita. In particolare lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

$$N_i = \frac{N_{Ed}}{n} \pm \frac{(M_{Ed} + \sum_i M_i(S_{Ed}))d_i}{\sum_i d_i^2}$$

Le azioni di taglio sono suddivise equamente tra i pali, mentre il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente  $\alpha$  (espresso in metri):

$$M_i(V_{Ed}) = \alpha \frac{V_{Ed}}{n}$$

Il coefficiente  $\alpha$  dipende principalmente dalle caratteristiche di rigidità relative palo-terreno e, generalmente, fornisce un valore del momento sollecitante conservativo. Il valore adottato è riportato nella seguente tabella.

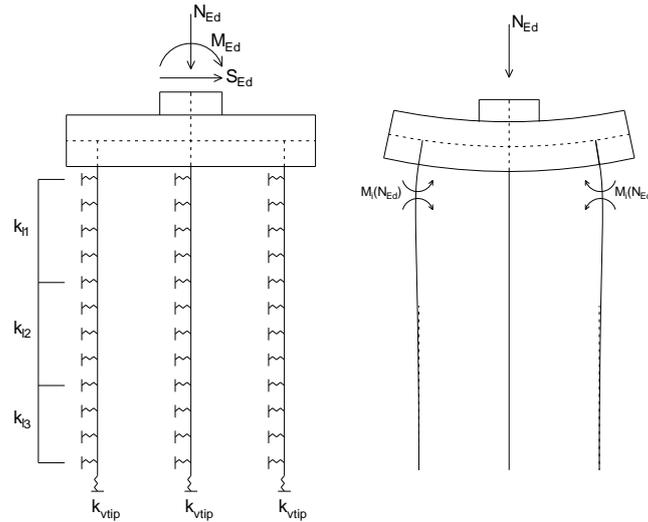
**Tabella 8 – Valori di  $\alpha$**

| $D_{palo}$ [m] | Sottostruttura | $\alpha$ [m] |
|----------------|----------------|--------------|
|----------------|----------------|--------------|

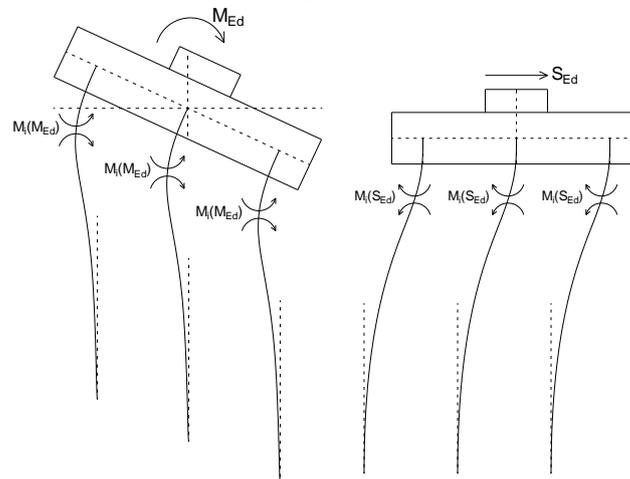
|               |               |              |           |               |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>VI4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>13 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

|     |           |     |
|-----|-----------|-----|
| 1.2 | Spalla S1 | 2.3 |
| 1.2 | Spalla S2 | 2.3 |

Per i metodi di valutazione di tale parametro si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*.



**Figura 4 - Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)**



**Figura 5 - Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto**

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>14 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

## 5. ANALISI DEI CARICHI

Per l'impalcato è stata analizzata la campata di luce 25 m in cap (23 m in asse appoggi), adottando lo schema di impalcato appoggiato all'estremità e soggetto ai carichi verticali, permanenti, mobili e sismici.

Per quanto riguarda i carichi e le azioni utilizzate si è fatto riferimento alle indicazioni della vigente normativa sia per la valutazione delle singole azioni sia per le loro combinazioni.

Nel seguito si riportano le condizioni di carico utilizzate per l'analisi delle sollecitazioni e le relative verifiche.

Si precisa che le variazioni termiche non sono state considerate in considerazione dello schema statico adottato. Inoltre non è stata considerata la condizione relativa alle resistenze parassite dei vincoli, in quanto tale condizione produce modeste sollecitazioni nelle travi e nella soletta degli impalcati.

Di seguito si riportano le modalità e i valori delle azioni di carico considerate.

### 5.1 PESI PROPRI E CARICHI PERMANENTI (G1 ,G2)

**Peso proprio dei cassoncini in c.a.p. (G1.1)**, calcolato in automatico dal software di calcolo assumendo un peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m<sup>3</sup>. Il peso degli elementi di carpenteria principale

$$G1.1 = 19.55 \text{ kN/m}$$

**Peso della soletta (G1.2)**, considerando uno spessore di 30 cm, per una larghezza complessiva di piattaforma pari a 11.2 m

**Peso dei cordoli (G1.3)**, considerando uno spessore di 45 cm, per una larghezza complessiva dei cordoli di 2.5 m

$$G1.2+G1.3 = 112 \text{ kN/m}$$

#### Rinterro

Per il terreno di rinterro a tergo della spalla si è considerato un peso per unità di volume pari a 20 kN/m<sup>3</sup>.

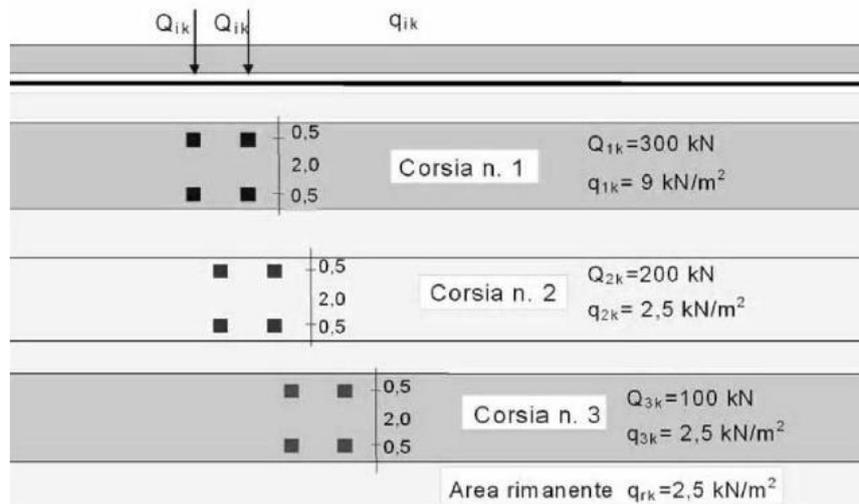
#### Carichi permanenti portati (G2)

I carichi permanenti portati agenti sulla struttura di impalcato sono:

|                |                      |                  |
|----------------|----------------------|------------------|
| Pavimentazione | G2.1 = 11.2 x 3 kN/m | 33.6 kN/m        |
| Guard Rail     | G2.2 = 2 x 1.25 kN/m | 2.50 kN/m        |
| Velette        | G2.3 = 2 x 1.0 kN/m  | 2.00 kN/m        |
| Corrimano      | G2.4 = 2 x 0.5 kN/m  | 1.00 kN/m        |
| Impianti       | G2.5 = 2 x 1.0 kN/m  | 2.00 kN/m        |
| <b>Totale</b>  | <b>G2</b>            | <b>41.1 kN/m</b> |

## 5.2 SOVRACCARICHI DA TRAFFICO (Q1, Q2)

Coerentemente con quanto indicato al p.to 5.1.3.3.3 del D. M.14/01/2008, i sovraccarichi da traffico, relativamente allo “schema di carico 1”, sono schematizzati mediante colonne di carico costituite, come riportato nelle figure seguenti, da forze concentrate e da carichi uniformemente distribuiti.



**Figura 6 Schema di carico 1**

Nel caso in oggetto si impiegano quattro corsie di carico costituite da:

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q<sub>1k</sub> di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito q<sub>1k</sub> di 9 kN/m<sup>2</sup> uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q<sub>1k</sub> e 2.5 kN/m<sup>2</sup> di q<sub>1k</sub> e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una terza colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN di Q<sub>1k</sub> e 2.5 kN/m<sup>2</sup> di q<sub>1k</sub> e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro = 2.2 m) q<sub>rk</sub> = 2.5 kN/m<sup>2</sup> nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

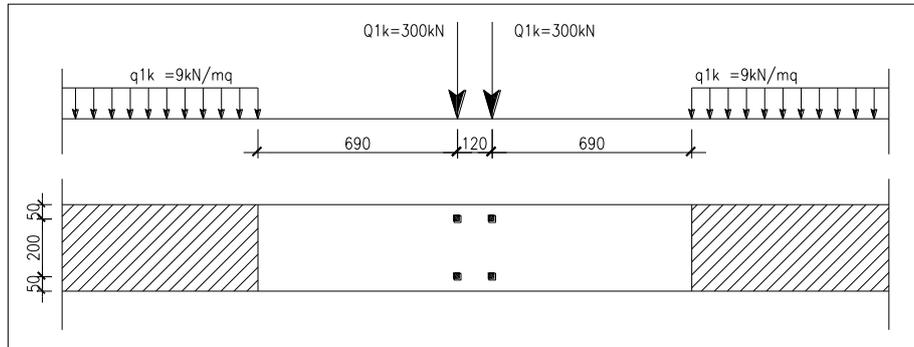
### **Carico da Folla**

Sul marciapiede, il carico q<sub>rk</sub> = 5 kN/m<sup>2</sup> da considerare al 50 % nelle combinazioni in cui sono presenti i carichi stradali.

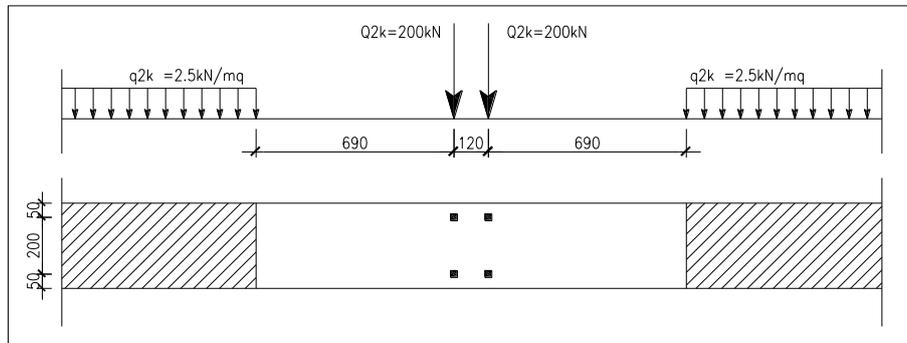
## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

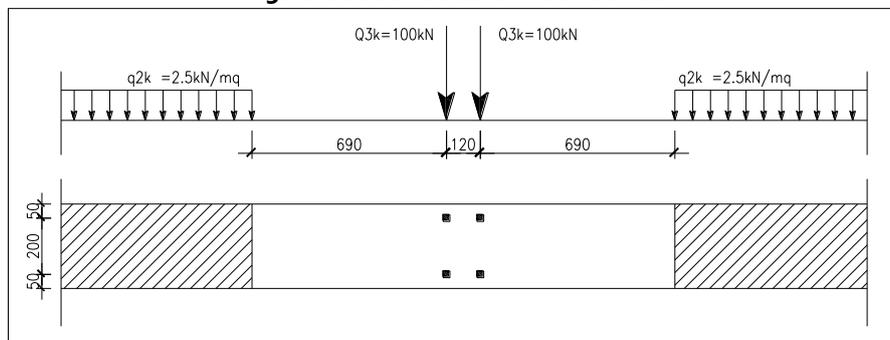
|               |               |              |           |               |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>VI4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>16 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|



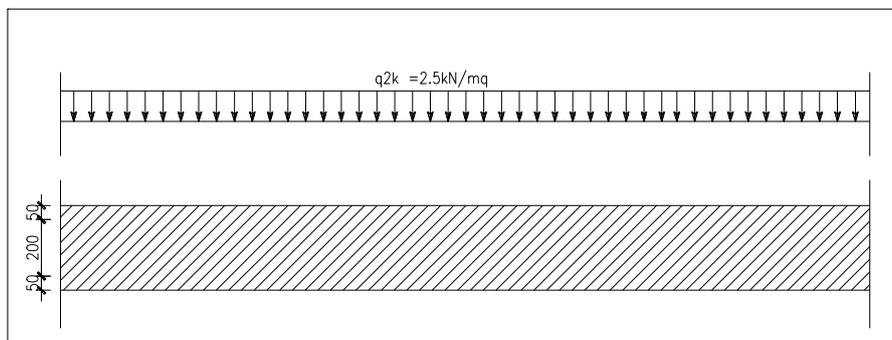
**Figura 7 Prima colonna di carico**



**Figura 8 Seconda colonna di carico**



**Figura 9 Terza colonna di carico**



**Figura 10 Quarta colonna di carico (area rimanente)**

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>17 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

### 5.3 RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2)

Nel caso in esame, essendo la struttura esternamente isostatica, gli effetti di ritiro e viscosità non generano sollecitazioni nella sottostruttura.

### 5.4 VARIAZIONE TERMICA (E3)

Nel caso in esame, essendo la struttura esternamente isostatica, gli effetti delle dilatazioni termiche (differenziali o uniformi) non generano sollecitazioni nella sottostruttura.

L'azione della variazione termica è valutata, in termini di temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni, attraverso le indicazioni fornite dalla Normativa di riferimento (punto 5.2.2.5.2 del DM 2008). In particolare è stata considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave.

Si è inoltre considerata una variazione termica uniforme pari a +/-20°C lungo tutto lo sviluppo dell'opera.

### 5.5 AZIONE DI FRENAMENTO (Q3)

Secondo il D.M. 14/01/2008 l'azione longitudinale di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

$$180\text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{ kN}$$

Nel caso in oggetto risulta  $Q_3 = 422.1\text{ kN} = 18.35\text{ kN/m}$ .

L'azione di frenatura è applicata convenzionalmente a quota pavimentazione.

### 5.6 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

L'azione centrifuga per ogni colonna di carico è valutata convenzionalmente come segue:

$$R < 60\text{ m} \quad q_4 = 5.00\text{ kN/m}$$

$$60\text{ m} \leq R \leq 1500\text{ m} \quad q_4 = 300/R\text{ kN/m}$$

$$1500\text{ m} \leq R \quad q_4 = 0.00\text{ kN/m}$$

Per il viadotto in esame l'azione centrifuga è nulla in quanto l'impalcato si sviluppa in rettilineo.

### 5.7 AZIONE DEL VENTO (Q5)

L'azione del vento viene convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>18 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte.

La superficie dei carichi transitanti esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.m a partire dal piano stradale.

Si riporta di seguito il calcolo della pressione del vento per unità di superficie.

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 14/01/2008. La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d,$$

dove:

$q_b$  = è la pressione cinetica di riferimento;

$C_e$  = è il coefficiente di esposizione;

$C_p$  = è il coefficiente di forma o aerodinamico;

$C_d$  = è il coefficiente dinamico.

Con:

$$q_b = \rho \cdot (v_b)^2 / 2 = 456 \text{ N/m}^2;$$

dove  $v_b$  è stato desunto dalla tabella 3.3.I, zona 3 (Marche, Umbria) e  $\rho$  è la densità dell'aria, assunta pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

Considerando una classe di rugosità D (tabella 3.3.III), l'altezza del sito sul livello del mare, dalla figura 3.3.2 si evince che la struttura si trova in categoria II e dunque, in accordo con la tabella 3.3.II si assumono i seguenti parametri:

$$k_r = 0.19;$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m};$$

$$z_{min} = 4 \text{ m}.$$

quindi ipotizzando che l'opera abbia altezza  $z \approx 10 \text{ m}$  dal suolo risulta:

$$C_e(z) = k^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] = 2.36.$$

Secondo le indicazioni della Circolare del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008" (par. C3.3.10.4), si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato in esame:

$$C_p = 2.4 - \phi = 1.4, \text{ essendo per travi ad anima piena } \phi = 1$$

Si considera un coefficiente dinamico ( $C_d$ ) cautelativamente pari a 1 (par. 3.3.8 D.M. 14/01/2008). Procedendo al calcolo della pressione si ottiene:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 456 \text{ N/m}^2 \times 2.36 \times 1.4 \times 1 = 1.51 \text{ kN/m}^2$$

A vantaggio di sicurezza si assume comunque una pressione da vento pari a 2.5 kN/mq

### Vento a ponte carico

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>19 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

Cautelativamente si considera su tutto il ponte la sagoma dei veicoli per un'altezza pari a 3.0 al di sopra della livelletta.

$$q_w = (1.6 + 0.45 + 3.00) \times 2.5 \text{ kN/m} = 12.6 \text{ kN/m.}$$

### Vento a ponte scarico

Cautelativamente questa condizione di carico si considera coincidente con la precedente.

## 5.8 AZIONI SISMICHE (Q6)

Il viadotto in oggetto è progettato per una vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso III ("Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.") ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso  $C_U = 1$ .

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco  $a_g$  (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$ ;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ .

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- $a_g$ , accelerazione orizzontale massima del terreno
- $F_0$ , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_C^*$ , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come  $F_0$  descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

|                              |                    |
|------------------------------|--------------------|
| Vita nominale $V_N$          | = 50 anni;         |
| Classe d'uso                 | = III;             |
| Coefficiente d'uso $C_U$     | = 1.5;             |
| Periodo di riferimento $V_R$ | = 75 anni;         |
| $T_{R,SLV}$                  | = 712 anni;        |
| Comune                       | = Fabriano;        |
| $a_{g,SLV}$                  | = <b>0.206 g</b> ; |

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>20 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

$$F_{0,SLV} = 2.526;$$

$$T_{c,SLV}^* = 0.331 \text{ sec.}$$

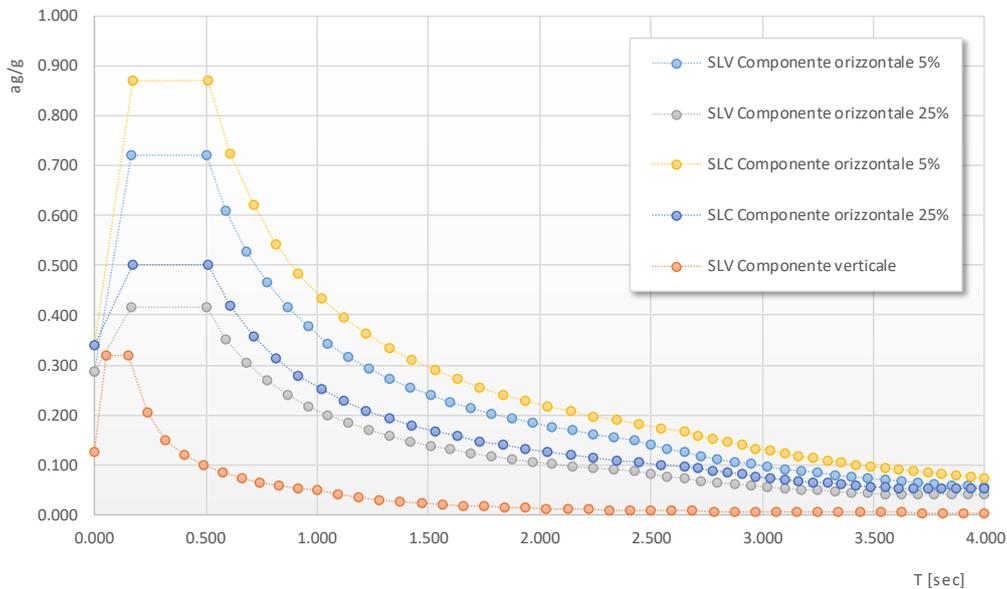
**Tabella 9 - Accelerazione (ag), fattore (F0) e periodo (T\*c) per comune di riferimento - Fabriano**

| V <sub>R</sub><br>[anni] | Stato Limite | PV <sub>R</sub><br>- | T <sub>R</sub><br>[anni] | a <sub>g</sub><br>[g] | F <sub>0</sub><br>[-] | T <sub>c</sub> *<br>[s] |
|--------------------------|--------------|----------------------|--------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|
| 75                       | SLO          | 81%                  | 45                       | 0.073                 | 2.450                 | 0.286                   |
|                          | SLD          | 63%                  | 75                       | 0.090                 | 2.454                 | 0.297                   |
|                          | SLV          | 10%                  | 712                      | 0.206                 | 2.526                 | 0.331                   |
|                          | SLC          | 5%                   | 1462                     | 0.262                 | 2.555                 | 0.339                   |

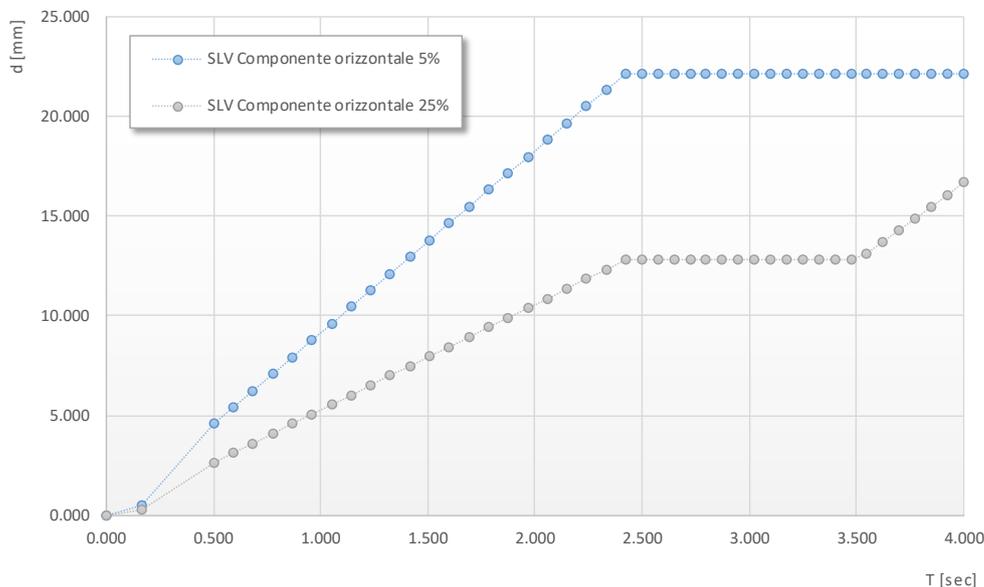
Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

Categoria di suolo = C;  
 Categoria topografica = T1;  
 S<sub>s</sub>, fattore stratigrafico = 1.388;  
 S<sub>T</sub>, fattore topografico = 1.0;  
 C<sub>c</sub>, fattore correttivo del periodo T<sub>C</sub>\* = 1.5.

Si riportano nell'immagine seguente, a titolo di riferimento, gli *spettri elastici allo SLV* in accelerazione in direzione orizzontale e verticale.


**Figura 11 – SLV: Spettri elastici in accelerazione (q = 1)**

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>21 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|



**Figura 12 – Spettri in spostamento allo SLV**

In accordo a quanto previsto al punto 7.10 del D. M. 14/01/2008 si utilizzano gli spettri allo SLV per le verifiche di resistenza delle sottostrutture e dei dispositivi di isolamento, mentre si utilizza lo spettro allo SLC per la verifica dello spostamento ultimo dei dispositivi di isolamento. Per il calcolo dell'azione sismica sulle spalle si considera l'accelerazione al suolo  $a_gS$ .

### 5.9 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)

Secondo le indicazioni del D.M.14/01/2008 nel calcolo delle spalle, delle fondazioni, degli apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Le resistenze parassite dei vincoli sono pertanto valutate, per la spalla mobile, in corrispondenza di ciascun apparecchio di appoggio mobile in misura pari al 3% della somma degli scarichi verticali (permanenti e accidentali):

$$F_a = 0.03 \times (V_G + V_Q).$$

dove on  $V_G$  si intende lo scarico verticale sugli appoggi per effetto dei pesi propri e dei carichi permanenti mentre per  $V_Q$  si intende lo scarico verticale sugli appoggi per effetto dei sovraccarichi mobili. Nel seguito si trascurano tali azioni poiché di esigua intensità rispetto alle altre azioni in gioco.

## 6. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono stabilite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 del D.M.14/01/2008.

### 6.1 GRUPPI DI CARICO

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.3.12 del D.M.14/01/2008., sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.

**Tabella 10 – Valori caratteristici delle azioni da traffico**

| <i>Carichi sulla carreggiata</i> |   |                                  |  |                       |                        | <i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>                     |
|----------------------------------|---|----------------------------------|--|-----------------------|------------------------|---|
| Carichi verticali                |   |                                  | Carichi orizzontali  |                       |                        | Carichi verticali   |
| Gruppo di azioni                 | Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6) | Veicoli speciali                 | Folla (Schema di carico 5)   | Frenatura $q_3$       | Forza centrifuga $q_4$ | Carico uniformemente distribuito                                    |
| 1                                | Valore caratteristico                               |                                  |  |                       |                        | Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m <sup>2</sup> |
| 2 a                              | Valore frequente                                    |                                  |  | Valore caratteristico |                        |   |
| 2 b                              | Valore frequente                                    |                                  |  |                       | Valore caratteristico  |   |
| 3 (*)                            |   |                                  |  |                       |                        | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>  |
| 4 (**)                           |   |                                  | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup> |                       |                        | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>  |
| 5 (***)                          | Da definirsi per il singolo progetto                | Valore caratteristico o nominale |  |                       |                        |   |

(\*) Ponti di 3<sup>a</sup> categoria  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Coerentemente nel seguito si fa riferimento ai gruppi di azioni da traffico 1, 2a e 2b.

## 6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.

**Tabella 11 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU**

|  |             | Coefficiente                            | EQU <sup>(1)</sup>  | A1<br>STR           | A2<br>GEO |
|--|-------------|---|---------------------|---------------------|-----------|
| Carichi permanenti   | favorevoli  | $\gamma_{G1}$                           | 0,90                | 1,00                | 1,00      |
|  | sfavorevoli |   | 1,10                | 1,35                | 1,00      |
| Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>            | favorevoli  | $\gamma_{G2}$                           | 0,00                | 0,00                | 0,00      |
|  | sfavorevoli |   | 1,50                | 1,50                | 1,30      |
| Carichi variabili da traffico                                | favorevoli  | $\gamma_Q$                              | 0,00                | 0,00                | 0,00      |
|  | sfavorevoli |   | 1,35                | 1,35                | 1,15      |
| Carichi variabili  | favorevoli  | $\gamma_{Qi}$                           | 0,00                | 0,00                | 0,00      |
|  | sfavorevoli |   | 1,50                | 1,50                | 1,30      |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto                  | favorevoli  | $\gamma_{e1}$                           | 0,90                | 1,00                | 1,00      |
|  | sfavorevoli |   | 1,00 <sup>(3)</sup> | 1,00 <sup>(4)</sup> | 1,00      |
| Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari | favorevoli  | $\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$ | 0,00                | 0,00                | 0,00      |
|  | sfavorevoli |   | 1,20                | 1,20                | 1,00      |

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 12 – Coefficienti di combinazione**

| Azioni                              | Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)     | Coefficiente $\psi_0$ di combinazione | Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti) | Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti) |
|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|---|
| Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV) | Schema 1 (Carichi tandem)             | 0,75                                  | 0,75                                     | 0,0   |
|                                     | Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti) | 0,40                                  | 0,40                                     | 0,0   |
|                                     | Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)    | 0,40                                  | 0,40                                     | 0,0   |
|                                     | Schema 2                              | 0,0                                   | 0,75                                     | 0,0   |
|                                     | 2                                     | 0,0                                   | 0,0                                      | 0,0   |
|                                     | 3                                     | 0,0                                   | 0,0                                      | 0,0   |
|                                     | 4 (folla)                             | ----                                  | 0,75                                     | 0,0   |
| Vento $q_5$                         | Vento a ponte scarico                 | 0,6                                   | 0,2                                      | 0,0   |
|                                     | SLU e SLE                             |                                       |  |   |
|                                     | Esecuzione                            | 0,8                                   | ----                                     | 0,0   |
| Vento a ponte carico                |                                       | 0,6                                   |  |   |
|                                     |                                       |                                       |  |   |
| Neve $q_5$                          | SLU e SLE                             | 0,0                                   | 0,0                                      | 0,0   |
|                                     | esecuzione                            | 0,8                                   | 0,6                                      | 0,5   |
| Temperatura                         | $T_k$                                 | 0,6                                   | 0,6                                      | 0,5   |

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>24 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

### 6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche strutturali dell'impalcato agli SLU.

L'espressione per le combinazioni di verifica strutturali (A1 - STR) è:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

| Combinazione |       | G1   | G2   | E1 | E2  | E3   | Gr.1 | Gr.2a | Gr.2b | Q5  | Q6 | q9 |
|--------------|-------|------|------|----|-----|------|------|-------|-------|-----|----|----|
| A1 STR       | Gr.1  | 1.35 | 1.35 | 0  | 1.2 | 0.72 | 1.35 | 0     | 0     | 0.9 | 0  | 0  |
|              | Gr.2a | 1.35 | 1.35 | 0  | 1.2 | 0.72 | 0    | 1.35  | 0     | 0.9 | 0  | 0  |
|              | Gr.2b | 1.35 | 1.35 | 0  | 1.2 | 0.72 | 0    | 0     | 1.35  | 0.9 | 0  | 0  |
|              | Q5    | 1.35 | 1.35 | 0  | 1.2 | 0.72 | 0    | 0     | 1     | 1.5 | 0  | 0  |
| SISMA        | SLV Z | 1    | 1    | 0  | 1   | 0.5  | 0    | 0     | 0     | 1   | 0  | 0  |
| ECCEZIONALE  | -     | 1    | 1    | 0  | 1   | 0.5  | 0    | 0     | 0     | 0   | 0  | 1  |

### 6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche dell'impalcato agli SLE.

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica QUASI PERMANENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

| Combinazione     |       | G1 | G2 | E1 | E2 | E3  | Gr.1 | Gr.2a | Gr.2b | Q5  |
|------------------|-------|----|----|----|----|-----|------|-------|-------|-----|
| RARA             | Gr.1  | 1  | 1  | 0  | 1  | 0.6 | 1    | 0     | 0     | 0.6 |
|                  | Gr.2a | 1  | 1  | 0  | 1  | 0.6 | 0    | 1     | 0     | 0.6 |
|                  | Gr.2b | 1  | 1  | 0  | 1  | 0.6 | 0    | 0     | 1     | 0.6 |
| FREQUENTE        | Gr.2a | 1  | 1  | 0  | 1  | 0.5 | 0    | 1     | 0     | 0   |
|                  | Gr.2b | 1  | 1  | 0  | 1  | 0.5 | 0    | 0     | 1     | 0   |
| QUASI PERMANENTE | -     | 1  | 1  | 0  | 1  | 0.5 | 0    | 0     | 0     | 0   |

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>25 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

## 7. MODELLI DI CALCOLO

L'analisi delle sottostrutture, e cioè spalle e plinti di fondazione, è stata effettuata sulla base dei seguenti modelli e criteri di verifica:

### Modello globale

L'impalcato è costituito da una sola campata appoggiata sulle due spalle (fissa e mobile) con vincoli longitudinali in corrispondenza della soletta e con vincoli orizzontali trasversali (isolatori sismici) tra travi e spalle. Longitudinalmente la catena degli impalcato è vincolata solo ad una delle due spalle (spalla fissa) con vincolo costituito dall'isolatore sismico longitudinale.

Per la valutazione delle sollecitazioni generate dalle azioni sull'impalcato, il modello adottato è costituito da un telaio con aste orizzontali corrispondenti agli impalcato.

Il modello consente la valutazione delle sollecitazioni globali generate dai carichi verticali sugli impalcato, dalle azioni orizzontali tipo vento e frenatura e specificamente dalle azioni sismiche derivanti dalle masse degli impalcato.

Tale modello è stato realizzato attraverso il software di calcolo strutturale SAP2000 v11 distribuito dalla Computers and Structures, Inc. (CSI), i cui test di validazione sono divisi per categoria di elemento finito, e la soluzione ottenuta dal software è confrontata con la soluzione nota del relativo problema. La procedura di validazione è ampiamente descritta nei documenti allegati al software di calcolo e reperibile in rete.

### Spalle

Per le spalle sono stati adottati modelli tipo "mensola" per le pareti frontali ed i muri andatori e il modello piastra per il plinto soggetto a carichi verticali corrispondenti agli sforzi assiali nei pali. Le valutazioni numeriche sono state effettuate attraverso un apposito foglio di calcolo.

### Fondazioni pile

Per la valutazione delle sollecitazioni flettenti e taglianti nel plinto è stato adottato un modello piastra elastico ed uno infinitamente rigido su vincoli elastici per la platea su pali. Le valutazioni numeriche sono state effettuate attraverso un apposito foglio di calcolo.

Nel seguito si illustra il modello globale adottato per le valutazioni delle sollecitazioni nelle pile e nelle spalle e si riportano i risultati di carattere generale ottenuti con tale analisi.

Per le spalle l'analisi del sistema plinti pali soggetto alle azioni verticali ed orizzontali è stata sviluppata nella "Relazione geotecnica generale sulle opere all'aperto e gallerie artificiali (geotecnica-geomeccanica)" al fine della valutazione dell'interazione terreno – struttura e delle sollecitazioni nei pali.

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>26 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

## 7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Nell'ambito del presente paragrafo si riporta una descrizione delle caratteristiche dei software utilizzati per l'effettuazione delle analisi e verifiche strutturali esposte ai precedenti paragrafi.

Nello specifico, l'analisi del comportamento delle strutture d'impalcato è stato effettuato con l'ausilio del Software SAP 2000 prodotto dalla **CSI Computers & Structures** (Berkeley, California, USA) e distribuito in Italia dalla **Brunetta e Brunetta Engineering Srl** (Pordenone), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da Key Serial Number n° FD6E intestata a PROGIN SPA – CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

Per l'esecuzione di verifiche di sezioni in cemento armato si è invece utilizzato il software **PresFie+**, prodotto e distribuito dalla **Concrete srl**, (Padova) di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da chiave USB n° **4552054**, intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

Infine si è ricorso a fogli di calcolo elettronici auto-prodotti, per l'automatizzazione di ulteriori verifiche effettuate quali elementi in acciaio e/o elementi strutturali secondari.

### **Affidabilità dei codici di calcolo**

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l'affidabilità e la robustezza dei codici di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati sono contenuti in apposita documentazione fornita a corredo dell'acquisto del prodotto, che per brevità espositiva si omette di allegare al presente documento.

### **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

I risultati delle elaborazioni esposte nel documento sono state inoltre sottoposte a controlli dal sottoscritto utente del software.

Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali, che per brevità espositiva si omette dall'allegare al presente documento.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, Il Progettista dichiara pertanto che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, validando conseguentemente i risultati dei calcoli esposti nella presente.

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>27 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

## 7.2 MODELLO GLOBALE

L'impalcato è costituito da una campata in c.a.p. di luce 25 m. Esso è poggiato sulle spalle con un apparecchio di appoggio per trave. Tutti gli apparecchi di appoggio sono di tipo multidirezionale e i vincoli orizzontali longitudinali e trasversali sono costituiti unicamente dagli isolatori sismici.

Nella direzione trasversale gli isolatori sono accoppiati agli apparecchi di appoggio e, pertanto, ogni campata è vincolata trasversalmente alle due estremità tramite tali isolatori. Nella direzione longitudinale l'intero impalcato è vincolato solo ad una spalla con isolatori orizzontali disposti tra la testata delle travi e la parete frontale della spalla (muro paraghiaia).

Gli isolatori previsti sono di tipo elastoplastico, con le caratteristiche specificate nel seguito e, pertanto, sono caratterizzati, da rigidzze molto elevate per azioni orizzontali inferiori alla soglia plastica, e deformabilità elevata con comportamento non lineare in presenza dei carichi ciclici corrispondenti alle azioni sismiche.

Il comportamento globale del viadotto in presenza di carichi verticali e di azioni orizzontali è stato analizzato con un modello a telaio i cui elementi delle singole campate sono schematizzati con un elemento trave con asse longitudinale coincidente con l'asse baricentrico dell'impalcato; il modello unifilare per la valutazione degli scarichi sulle sottostrutture è stato realizzato attraverso il software di calcolo strutturale SAP2000 v11 distribuito dalla Computers and Structures, Inc. (CSI). L'impalcato è quindi modellato come elemento monodimensionale rettilineo che congiunge due nodi. A tali elementi vengono assegnate le corrispondenti caratteristiche dei materiali (modulo elastico, peso per unità di volume, ecc.) e di sezione (base, altezza, spessore, ecc.).

La connessione tra gli elementi trave corrispondenti agli impalcato e le spalle avviene mediante un sistema di vincoli idoneo a simulare gli appoggi verticali, gli isolatori sismici trasversali e la connessione longitudinale.

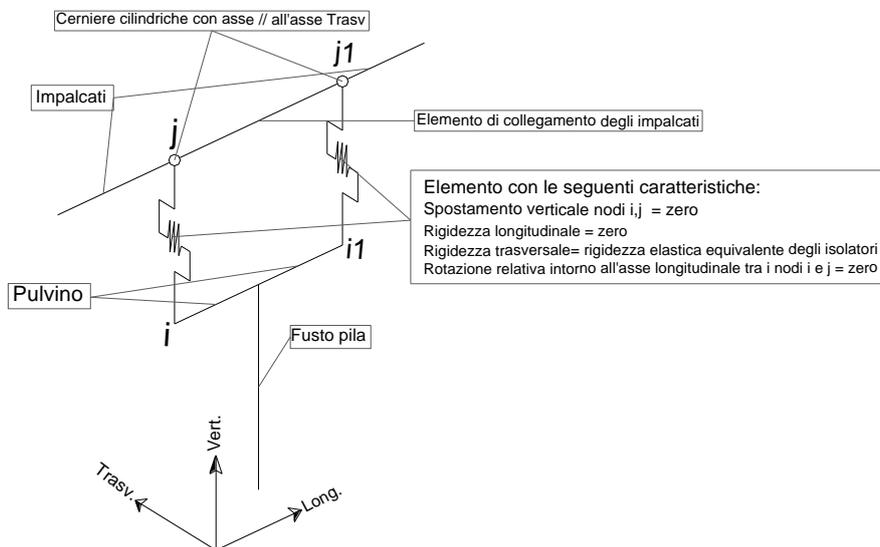
Nelle figure seguenti è riportata una vista completa del modello di calcolo per il ponte in esame con gli schemi della numerazione dei nodi e degli elementi ed i particolari dei vincoli in corrispondenza della spalla mobile e della spalla fissa.

Si evidenzia in particolare che la connessione fra sezione di estremità degli impalcato (nodo J) e sezione di testa delle spalle (nodo I) è ottenuta mediante vincoli di tipo "constraints" (link rigidi) che garantiscono la coincidenza degli spostamenti verticali e delle rotazioni torsionali e cioè delle rotazioni intorno all'asse longitudinale del modello.

La rotazione relativa intorno all'asse trasversale e lo spostamento relativo longitudinale risultano libere.

Per quanto riguarda lo spostamento relativo trasversale, sono stati introdotti elementi link con comportamento lineare o non lineare al fine di simulare la presenza dell'isolatore.

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>28 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|


**Figura 13 Vista modello globale – numerazione degli elementi e dei nodi**

**Figura 14 Schema del modello in corrispondenza delle sottostrutture**

Il modello descritto è stato analizzato in presenza dei carichi e delle azioni corrispondenti alle azioni (e combinazioni) già definite precedentemente

Per quanto riguarda i carichi permanenti e le altre azioni, ad esclusione dell'azione sismica, è stata sviluppata un'analisi statica utilizzando il codice di calcolo SAP 2000, con modellazione elastica lineare degli isolatori trasversali e longitudinali corrispondenti alla rigidezza iniziale elastica di tali elementi, tenendo conto dei valori delle azioni orizzontali, dovute sostanzialmente al vento, che risultano, nel caso in esame, largamente inferiori alla soglia plastica degli isolatori.

In presenza di azioni sismiche è stata sviluppata un'analisi dinamica modale basata su un modello lineare viscoso equivalente degli isolatori elastoplastici, ed infine un'analisi dinamica non lineare basata su accelerogrammi generati artificialmente.

|               |               |              |           |               |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V14400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>29 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

### 7.3 MODELLO A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE

Nel seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza dei manufatti spalle. Le sollecitazioni globali che le spalle ricevono dall'impalcato, sono state ottenute dai modelli di calcolo globali implementati in SAP2000. A tali sollecitazioni sono stati aggiunti i pesi propri degli elementi strutturali, del terreno di riempimento della spalla, le spinte del terreno di rilevato e, in condizioni sismiche, le masse. I pesi propri e le masse sono esplicitate nelle tabelle riportate nei paragrafi seguenti. Le spinte del terreno di rilevato, invece, sono state valutate come segue, con riferimento alle seguenti caratteristiche fisico meccaniche del terreno di rilevato.

$\varphi = 38^\circ$  (angolo d'attrito);

$c = 0$  (coesione interna);

$\gamma = 20 \text{ kN/mc}$  (peso specifico).

#### 7.3.1 Condizioni statiche

La spinta del terreno del rilevato in condizioni statiche, viene valutata in termini di spinta a riposo, adottando un coefficiente di spinta pari a:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi)$$

Ne consegue che la spinta statica agente su un metro di parete con altezza H è pari a:

$$S_{\text{stat}} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_0$$

La spinta così calcolata è applicata ad una altezza pari a H/3.

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a  $Q = 20,00 \text{ KN/m}^2$ .

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_0$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari a H/2.

#### 7.3.2 Condizioni sismiche

Conformemente alle indicazioni fornite dalle seguenti norme:

- D.M 14/01/2008;
- UNI EN 1997-2005-Progettazione Geotecnica

Le azioni indotte dal terreno in condizioni sismiche sulle strutture della spalla sono valutate con le seguenti modalità.

Le azioni sismiche orizzontali e verticali che si interessano le strutture delle spalle ed il terreno di riempimento tra i muri andatori sono state valutate in accordo alle specifiche fornite dal DM 14-01-08 per la verifica sismica delle opere di sostegno (prg 7.11.6.2.1

|               |               |              |           |               |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>VI4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>30 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

Metodi di analisi).

Nello specifico, le azioni le forze di inerzia orizzontali ( $F_h$ ) e verticali ( $F_v$ ) da considerare nell'ambito delle verifiche con metodi pseudo statici, si ottengono applicando ai pesi propri e permanenti i seguenti coefficienti sismici

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

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

$g$  = accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

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

Nella precedente espressione, il coefficiente  $\beta_m$  assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

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

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

**Figura 15 – Coefficienti sismici (estratto D.M. 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)**

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente  $\beta_m$ , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso delle spalle del viadotto in questione che in virtù

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>31 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

della elevata rigidità sia del sistema di fondazione che della parte in elevazione, è interessata da spostamenti trascurabili durante l'evento sismico) un valore del coefficiente  $\beta_m$  pari ad 1.0. Assumendo tale valore si considera che, cautelativamente, il terreno di riempimento è rigidamente connesso alla spalla e non subisce deformazioni o movimenti relativi rispetto ad essa.

I coefficienti sismici allo SLV sono quindi pari a:

$$K_h = 0.286$$

$$K_v = 0.143$$

La forza di calcolo  $E_d$  è da considerare come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno.

In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidità relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, si assume che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia applicata a metà altezza del muro ed agisca con un'inclinazione rispetto alla normale al muro uguale a zero.

La spinta totale di progetto  $E_d$  esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

dove:

H è l'altezza del muro;

$E_{ws}$  è la spinta idrostatica;

$\gamma$  è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);

K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Per stati di spinta attiva:

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

$$\beta > \phi - \theta : K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Nelle precedenti equazioni vengono usati i seguenti valori:

- $\phi = 38^\circ$  angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;
- $\psi = 90^\circ$  angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro di monte;

**2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE****Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord**

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>32 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

- $\beta = 0^\circ$       angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno;
- $\delta/\varphi = 0.66$       rapporto angolo di attrito terra-muro e angolo di resistenza a taglio
- $\tan \theta = \frac{k_h}{1 + k_v}$

In particolare, per il calcolo della spinta statica esercitata sul muro frontale e sui muri laterali dal terreno contenuto nella spalla, si è fatto riferimento, per la fase statica, ad una situazione di spinta a riposo ( $K_0$ ); per quanto riguarda invece la fase sismica, si sommano agli effetti di una situazione di spinta attiva, gli incrementi di spinta esercitati dal terreno in fase sismica ottenuti convenzionalmente come differenza tra spinta attiva valutata in condizioni sismiche ( $K'_a$ , calcolato con l'espressione di Mononobe-Okabe) ed in fase statica.

Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda, la spinta idrostatica è nulla.

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>33 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

## 8. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

### 8.1 ANALISI STATICA

L'analisi statica è stata sviluppata per le seguenti condizioni di carico:

- pesi propri e carichi permanenti ( $g_1, g_2, g_3$ ): sono stati applicati i carichi distribuiti lungo gli impalcati. In particolare, è stato utilizzato un carico distribuito risultante sull'elemento trave pari a 202.5 kN/m per le campate in cap a 3 cassoncini. Per gli impalcati in cls-acciaio, il carico distribuito è pari a 177.5KN/m
- sovraccarichi da traffico ( $q_1, q_2$ ): sono stati applicati i sovraccarichi da traffico ( $q_1, q_2$ ) specificati precedentemente, ipotizzando la presenza di tre colonne di carico parallele e valutando il carico equivalente risultante e relative azioni torcenti lungo l'asse della trave.

L'effetto massimo dei sovraccarichi da traffico è stato valutato automaticamente utilizzando l'opzione "linee di influenza" disponibile nel codice di calcolo.

Le azioni di frenamento e l'azione del vento,  $q_3, q_4, q_5$ , hanno i seguenti valori sono applicati come carichi uniformemente distribuiti orizzontali.

Le resistenze parassite dei vincoli  $q_7$ , sono state valutate a seguito dei risultati derivanti dal modello di calcolo globale, in quanto sono un'aliquota degli scarichi agenti sugli appoggi (vedi paragrafo specifico).

L'analisi è stata sviluppata per le diverse condizioni di carico precedentemente indicate.

I dati del modello ed i risultati in termini di spostamenti e sollecitazione sono forniti nei files elencati in allegato e che si intendono parte integrante della presente relazione.

### 8.2 ANALISI SISMICA

La valutazione delle azioni sismiche e dei criteri di dimensionamento delle sottostrutture e dei dispositivi di isolamento è stata sviluppata nel rispetto delle indicazioni e prescrizioni riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Si osserva che per le zone sismiche in esame la nuova normativa prevede valori massimi delle accelerazioni (spettro di risposta elastico) dell'ordine di 0.7 g (SLV) – 0.9 g (SLC). Tali azioni risultano particolarmente gravose nei riguardi delle sottostrutture. Pertanto al fine di contenere in limiti realistici le dimensioni di spalle e fondazioni, risulta indispensabile l'adozione di dispositivi di isolamento idonei a limitare l'azione sismica in valori accettabili.

Per la valutazione delle azioni sismiche e per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi di isolamento, si è proceduto con i seguenti criteri e considerazioni preliminari:

- obiettivo del sistema di isolamento sismico è il contenimento delle azioni

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |               |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>VI4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>34 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

orizzontali trasmesse alle sottostrutture in valori compresi tra il 10% ed il 20% del peso dell'impalcato. In particolare, si è proceduto dimensionando gli isolatori in modo da limitare l'azione trasversale sismica in circa il 20 % del peso dell'impalcato, e l'azione sismica longitudinale in circa il 10 % del peso dell'impalcato. Tale scelta è considerata ottimale ai fini del dimensionamento delle sottostrutture;

- il dispositivo di isolamento sismico longitudinale o trasversale comporta durante l'evento sismico uno spostamento relativo tra sottostrutture (spalle) ed impalcato il cui valore risulta determinante per l'abbattimento dell'azione sismica. Tale valore non può d'altra parte risultare troppo elevato e quindi incompatibile con il funzionamento degli apparecchi di appoggio e dei giunti. Per il dimensionamento del sistema di isolamento è stato fissato come spostamento relativo massimo un valore di circa  $\pm 100$  mm per gli isolatori longitudinali, e di circa  $\pm 50$  mm per gli isolatori trasversali;

Per la valutazione delle azioni sismiche e per il dimensionamento delle sottostrutture, si è fatto riferimento sia ad un procedimento elastico lineare equivalente sia ad un'analisi dinamica non lineare basata sull'effettivo legame costitutivo degli isolatori. La procedura adottata è caratterizzata dalle seguenti fasi e modalità:

- Preliminarmente gli isolatori sono stati schematizzati con un modello viscoelastico lineare, conformemente alle indicazioni di normativa e a criteri di progettazione recentemente proposti e adottati <sup>1 2 3 4</sup>. Per il dimensionamento del dispositivo lineare equivalente e delle azioni sismiche si è proceduto con la metodologia basata sugli spostamenti (Displacement-Based Approach) che caratterizza l'input sismico assegnando lo spostamento relativo massimo tra suolo e struttura. Nel caso in esame tale spostamento relativo coincide, ad esempio, per sisma longitudinale, con la deformazione del dispositivo. Successivamente è stato definito il legame costitutivo non lineare caratterizzante l'isolatore sismico elastoplastico reale, e sulla base di modelli semplificati ad un grado di libertà è stata verificata la sostanziale equivalenza fra il comportamento dell'oscillatore semplice in presenza del dispositivo elastoplastico e del dispositivo elasto-viscoso lineare "equivalente" (vedi anche OPCM 3274 d.d. 20/03/2003).
- La seconda fase della procedura consiste nella valutazione degli effetti indotti dalle azioni sismiche sul modello globale della struttura precedentemente descritto. Gli isolatori sono schematizzati come elementi viscoelastici lineari, equivalenti agli effettivi dispositivi elastoplastici, e gli effetti delle azioni sismiche sono valutati con l'analisi dinamica modale e l'utilizzo dello spettro di risposta presentato al paragrafo 5.8. Le sollecitazioni così determinate sono state utilizzate per le verifiche di resistenza delle sottostrutture successivamente sviluppate.
- La terza fase prevede l'analisi dinamica non lineare del modello globale introducendo per gli isolatori elementi link con l'effettivo comportamento

<sup>1</sup> Mervyn J. Kowalsy – A displacement-based approach for seismic design of continuous concrete

<sup>2</sup> B.Borzi, G.M.Calvi, A.S.Elnashai, E.Faccioli, J.J.Bommer - Inelastic spectra for displacement – based seismic design - Soil Dynamics and Earthquake engineering 21 (2001) 47-61.

<sup>3</sup> AASHTO 1999 - Guide Specifications for Seismic Isolation Design.

<sup>4</sup> Fib bulletin 25 may 2003 – Displacement-Based seismic design of reinforced concrete buildings.

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>35 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

elastoplastico, ed applicando come azione gli accelerogrammi artificiali opportunamente generati (vedi D.M. 14/1/08).

In tale sede si specifica che il D.M. 14/01/2008 al p.to 7.10.5.2 prevede delle condizioni per l'adozione della modellazione del sistema di isolamento come lineare equivalente:

- la rigidità equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidità secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;
- le caratteristiche forza-spostamento del sistema d'isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un campo del  $\pm 30\%$  intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto;
- l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra  $0,5d_{dc}$  e  $d_{dc}$ , essendo  $d_{dc}$  lo spostamento del centro di rigidità dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura.

Nel caso in esame, tralasciando la condizione c) che fa riferimento a dispositivi di isolamento le cui caratteristiche variano per effetto delle velocità di deformazione (es. dissipatori viscosi) o dei carichi verticali agenti (es. isolatori a scorrimento o elastomerici), l'unica condizione soddisfatta risulta essere la condizione b), mentre le condizioni a) e d) non risultano verificate. La modellazione degli isolatori con sistemi a comportamento elastico lineare equivalente a rigore non è utilizzabile; i risultati dell'analisi dinamica non lineare, però, forniscono valori delle sollecitazioni e degli spostamenti affini a quelli ottenuti con il modello lineare "equivalente" per gli isolatori, e, pertanto, confermano la validità dei risultati ottenuti con tale analisi. Nel seguito vengono dettagliate le modalità di calcolo adottate e i risultati ottenuti.

### 8.2.1 Dimensionamento degli isolatori sismici

Per il dimensionamento degli isolatori trasversali e longitudinale si schematizza il comportamento della struttura con un modello ad un grado di libertà caratterizzato da un solo isolatore con legge costitutiva lineare e non lineare.

Nella direzione trasversale, il modello è costituito da una massa corrispondente a metà dell'impalcato vincolato con dispositivo di isolamento sismico a un vincolo fisso (spalla).

Nella direzione longitudinale, il modello è costituito da una massa corrispondente alla massa dell'intero impalcato vincolata con un dispositivo di isolamento sismico alla spalla fissa considerata rigida.

È necessario precisare che gli isolatori reali sono non lineari e, per questo motivo, la progettazione e la verifica dell'isolatore è sviluppata seguendo una procedura a due passi: nel primo si progettano le caratteristiche dell'isolatore utilizzando come modello un isolatore equivalente viscoelastico lineare, nel secondo vengono definite le caratteristiche dell'isolatore elastoplastico non lineare reale. Successivamente, al fine di verificare la sostanziale equivalenza fra l'isolatore lineare e quello effettivo, viene

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>36 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

sviluppata un'analisi dinamica non lineare utilizzando tre gruppi di *accelerogrammi spettrocompatibili*, ossia accelerogrammi il cui spettro affine allo spettro di risposta definito da normativa.

### 8.2.1.1 *Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"*

Le caratteristiche dell'elemento elastico viscoso lineare sono fissate a partire dallo spostamento relativo massimo ammissibile (denotato con 'd') e assumendo un valore prefissato per il coefficiente di smorzamento equivalente (denotato con 'ξ'). Nel caso in esame si è proceduto adottando cautelativamente il valore ξ = 25%.

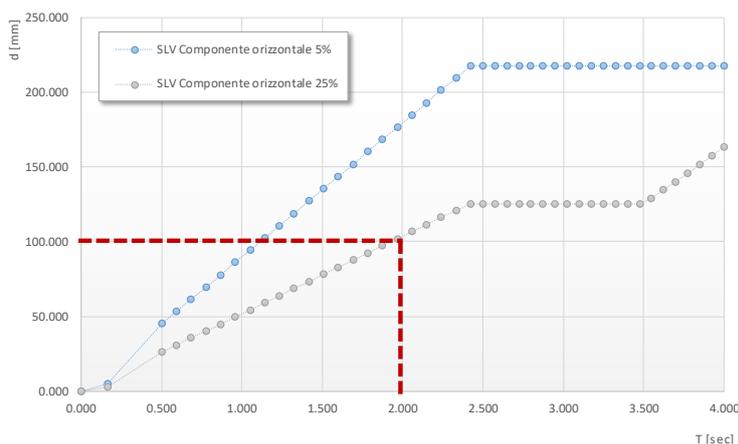
Dallo spettro di risposta elastica in spostamento viene dedotto, per i valori assegnati di d e ξ il periodo dell'oscillatore ed infine, in funzione della massa viene dedotta la rigidità "equivalente" e la forza massima che si prevede sarà trasmessa dall'isolatore.

Di seguito si riporta il dimensionamento degli isolatori longitudinali e trasversali.

#### **Direzione longitudinale**

Per il viadotto in esame si considera, per esempio, l'intero impalcato e la direzione longitudinale del sisma.

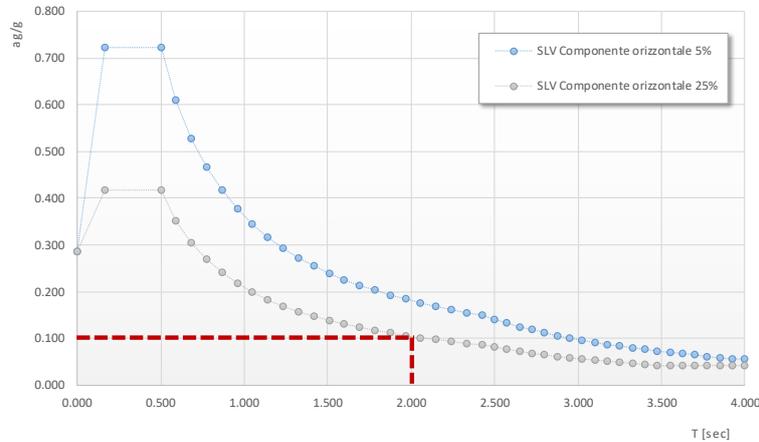
1. Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:  
 P = peso proprio e permanenti portati = 5545 kN;  
 M = massa dell'impalcato = 565 t (kN sec<sup>2</sup>/m);
2. Si fissa uno spostamento massimo δ<sub>max</sub> = 100 mm;
3. In corrispondenza del coefficiente viscoso ξ=25% e dallo spettro di risposta in termini di spostamenti, si sceglie il periodo che corrisponde a δ<sub>max</sub> : T(δ<sub>max</sub>) = 2.0 sec



**Figura 16 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)**

4. Si valuta la rigidità  $K = M \cdot (T/(2\pi))^2$  corrispondente al periodo T:  $K_{E,Eq} = 5581$  kN/m
5. Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con  $F_{max} = 558$  kN ( $0.1 \cdot P$ );

|               |               |              |           |               |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>VI4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>37 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

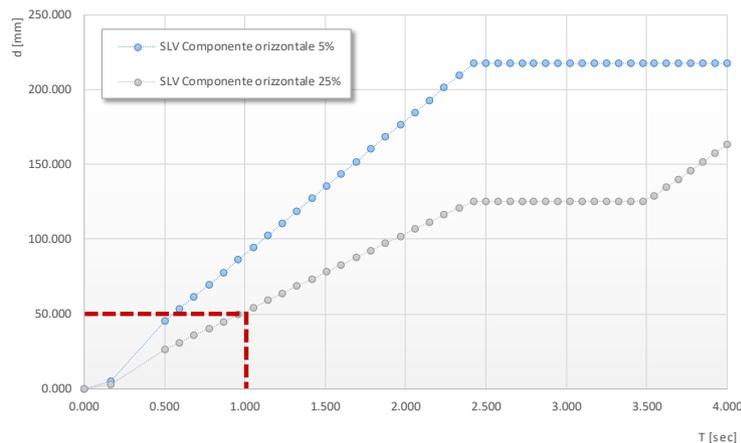


**Figura 17 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)**

### Direzione trasversale

Per il viadotto in esame si considera la massa di metà impalcato

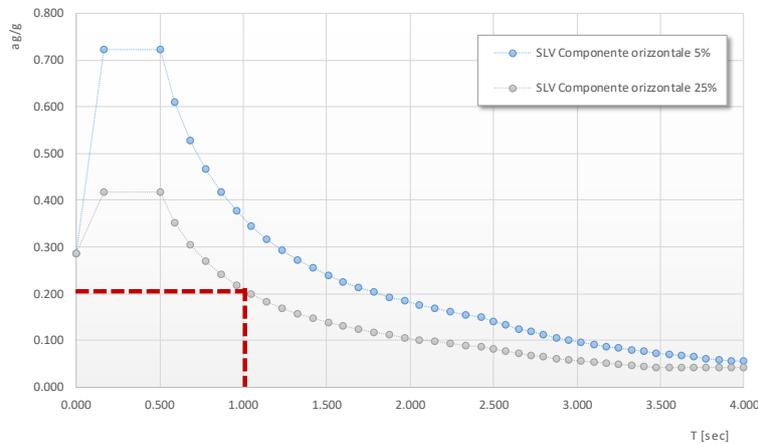
1. Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:  
 $P$  = peso proprio e permanenti portati = 2773 kN;  
 $M$  = massa dell'impalcato = 283 t (kN sec<sup>2</sup>/m);
2. Si fissa uno spostamento massimo  $\delta_{max} = 50$  mm;
3. In corrispondenza del coefficiente viscoso  $\xi=25\%$  e dallo spettro di risposta in termini di spostamenti, si sceglie il periodo che corrisponde a  $\delta_{max}$ :  $T(\delta_{max}) = 1.0$  s



**Figura 18 – Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)**

4. Si valuta la rigidezza  $K = M \cdot (T/(2\pi))^2$  corrispondente al periodo  $T$ :  $K_{E,Eq} = 11162$  kN/m
5. Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con  $F_{max}=558$  kN ( $0.2 \cdot P$ );

|               |               |              |           |               |                 |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|-----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>VI4400 | Id. doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>38 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|-----------------|----------------|-----------|--------------------------|



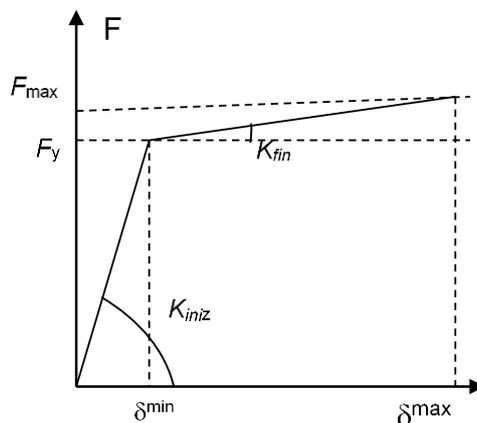
**Figura 19 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)**

### 8.2.1.2 Isolatori elastoplastici

Tali elementi sono realizzati con lastre in acciaio opportunamente sagomate e pertanto il loro comportamento (forza – scorrimento) è inizialmente elastico con graduale passaggio alla fase di snervamento e successivo comportamento plastico incrudente.

In presenza di azioni cicliche l'elemento presenta allo scarico un comportamento di tipo elastico e, quindi, conformemente alle indicazioni normative, il legame F- $\delta$  può essere schematizzato con un legame bilineare del tipo indicato in figura.

I dispositivi sono caratterizzati dalla forza di snervamento  $F_y = F_1$ , dalla forza massima  $F_{max} = F_2$  e dalle rigidità  $K_{iniz} - K_{fin}$  relative al tratto elastico ed al tratto plastico delimitati dai parametri di spostamento  $\delta^{min} = d_1$  e  $\delta^{max} = d_2$ . Di seguito si riportano i valori relativi al sisma trasversale.



**Figura 20 - Andamento qualitativo della legge forza-scorrimento caratteristica degli isolatori elastoplastici**

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>39 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

I parametri  $F_y$ ,  $\delta^{\min}$ ,  $K_{iniz}$  e  $K_{fin}$  sono stati definiti come segue:

La soglia di snervamento dell'isolatore è valutata pari a  $F_y = F_{max} / 1.15$ .

Lo spostamento corrispondente alla forza di snervamento è assunto pari a circa  $\delta^{\min} = 0.1 \times \delta^{\max}$

Pertanto la rigidezza iniziale dell'isolatore è:

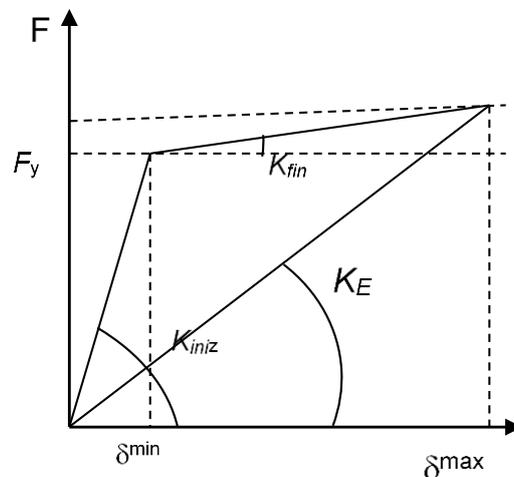
$$K_{iniz} = \frac{F_y}{\delta^{\min}}$$

Infine, la rigidezza nella fase di incrudimento è pari a:

$$K_{fin} = \frac{F_{max} - F_y}{\delta^{\max} - \delta^{\min}}$$

Tale procedimento è stato adottato sia per il dimensionamento degli isolatori trasversali sia per quello longitudinale partendo dai valori di  $F_{max}$  e  $\delta^{\max}$  precedentemente ottenuti nel dimensionamento dell'isolatore viscoelastico lineare.

In definitiva il comportamento e l'equivalenza fra i due modelli è riassunto nella figura seguente.



**Figura 21 - Schema di equivalenza fra l'isolatore non lineare e l'isolatore lineare equivalente (KE)**

L'equivalenza dei due modelli è stata verificata analizzando il comportamento di oscillatori elastoplastici con analisi dinamica non lineare al passo applicando gli accelerogrammi artificiali specificati nel paragrafo 'Analisi dinamica non lineare'.

Da numerose analisi sviluppate è risultato che i valori di  $F_{max}$  e  $\delta^{\max}$  dell'oscillatore risultano sempre inferiori ai valori corrispondenti al modello viscoelastico lineare "equivalente". Tale risultato indica che il coefficiente di smorzamento equivalente  $\xi$  del modello viscoelastico lineare dovrebbe essere incrementato oltre il valore del 25% fissato per il dimensionamento.

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>40 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

Nell'analisi dinamica modale si è comunque conservato il valore  $\xi = 25\%$  e, pertanto, i risultati ottenuti sono sicuramente cautelativi.

I parametri  $K_{inz}$  degli isolatori sismici trasversali e longitudinali sono stati utilizzati nell'analisi statica del modello globale, per modellare i link elastici trasversali presenti in corrispondenza delle pile e di quello longitudinale presente sulla spalla fissa.

I parametri  $K_E$  degli isolatori sismici trasversali e longitudinali sono stati utilizzati nell'analisi dinamica modale del modello globale, per modellare i link elastici trasversali presenti in corrispondenza delle pile e di quello longitudinale presente sulla spalla fissa.

I parametri  $F_y$ ,  $\delta^{min}$ ,  $K_{inz}$  e  $K_{fin}$  sono stati utilizzati nell'analisi dinamica non lineare del modello globale, per modellare i link elastoplastici trasversali presenti in corrispondenza delle pile e di quello longitudinale presente sulla spalla fissa.

I valori complessivi delle forze  $F_{maxL}$  e  $F_{maxT}$  sono deducibili dalle indicazioni riportate nelle tavole "apparecchi di appoggio e giunti".

**Tabella 13 – Parametri per il modello elasto-equivalente**

| DIMENSIONAMENTO ISOLATORE ELASTICO EQUIVALENTE |        |         |                          |                        |          |                        |                        |                      |                          |
|--|--------|---------|--------------------------|------------------------|----------|------------------------|------------------------|----------------------|--------------------------|
| Direzione                                      | Spalla | G<br>kN | m<br>kNs <sup>2</sup> /m | d <sub>max</sub><br>mm | T<br>sec | K <sub>E</sub><br>kN/m | F <sub>max</sub><br>kN | n <sub>is</sub><br>- | K <sub>E,1</sub><br>kN/m |
| Longitudinale                                  | S1     | 5545    | 565                      | 100                    | 2        | 5581                   | 558                    | 3                    | 1860                     |
|  | S2     | -       | -                        | -                      | -        | -                      | -                      | -                    | -                        |
| Trasversale                                    | S1     | 2773    | 283                      | 50                     | 1        | 11162                  | 558                    | 3                    | 3721                     |
|  | S2     | 2773    | 283                      | 50                     | 1        | 11162                  | 558                    | 3                    | 3721                     |

I parametri  $F_y$ ,  $\delta^{min}$ ,  $K_{inz}$  e  $K_{fin}$  del modello elastoplastico corrispondenti agli isolatori sismici sono riassunti nella tabella seguente.

**Tabella 14 – Parametri per il modello elasto-plastico**

| DIMENSIONAMENTO ISOLATORE ELASTO-PLASTICO |        |                        |                      |                        |                      |                         |                          |                      |                         |                          |
|---|--------|------------------------|----------------------|------------------------|----------------------|-------------------------|--------------------------|----------------------|-------------------------|--------------------------|
| Direzione                                 | Spalla | F <sub>max</sub><br>kN | F <sub>y</sub><br>kN | d <sub>max</sub><br>mm | d <sub>y</sub><br>mm | K <sub>in</sub><br>kN/m | K <sub>fin</sub><br>kN/m | n <sub>is</sub><br>- | K <sub>in</sub><br>kN/m | K <sub>fin</sub><br>kN/m |
| Longitudinale                             | S1     | 558                    | 485                  | 100                    | 10                   | 48530                   | 809                      | 3                    | 16177                   | 270                      |
|   | S2     | -                      | -                    | -                      | -                    | -                       | -                        | -                    | -                       | -                        |
| Trasversale                               | S1     | 558                    | 485                  | 50                     | 5                    | 97060                   | 1618                     | 3                    | 32353                   | 539                      |
|   | S2     | 558                    | 485                  | 50                     | 5                    | 97060                   | 1618                     | 3                    | 32353                   | 539                      |

Si sottolinea che, per ogni dispositivo, è stato verificato che il valore della forza di snervamento è sempre largamente superiore alla forza indotta nell'isolatore dalle azioni statiche determinate nell'analisi statica.

### 8.2.2 Analisi dinamica lineare (analisi modale)

L'analisi dinamica modale è stata sviluppata utilizzando il modello globale illustrato nei paragrafi precedenti ed utilizzando gli spettri di risposta presentati nel paragrafo relativo all'analisi dei carichi.

I parametri  $K_E$  degli isolatori sismici trasversali e longitudinali valutati precedentemente sono stati utilizzati per modellare i link elastici presenti in corrispondenza delle sottostrutture.

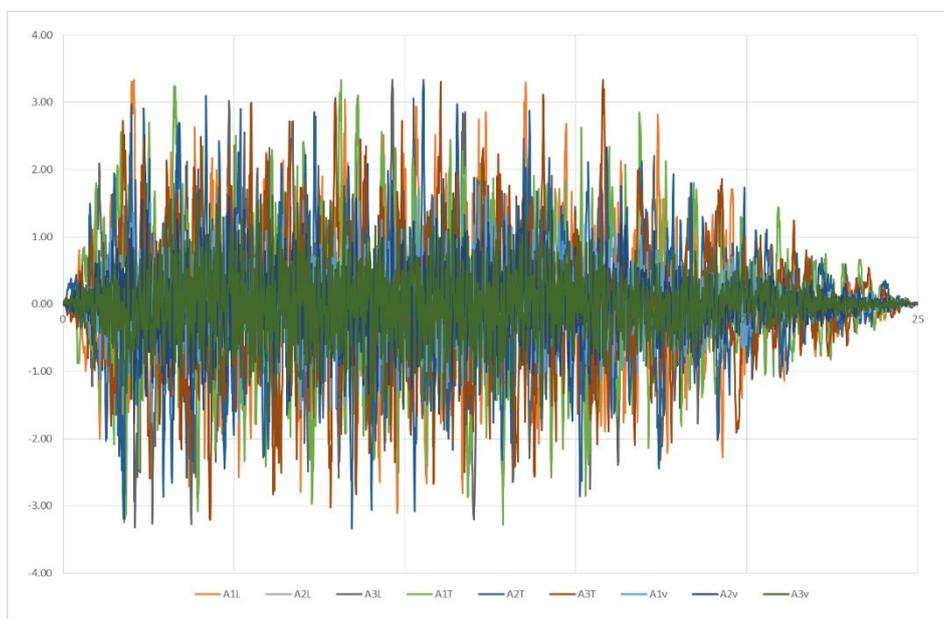
|               |               |              |           |               |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>VI4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>41 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

### 8.2.3 Analisi dinamica non lineare

L'analisi non lineare delle sollecitazioni indotte dal sisma, sulla generica pila e sulle spalle del viadotto, è stata effettuata utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti Midas Civil 2016, che consente il calcolo delle massime sollecitazioni in qualsiasi elemento della struttura sottoposta ad un accelerogramma dato e in presenza di elementi *link non lineari*.

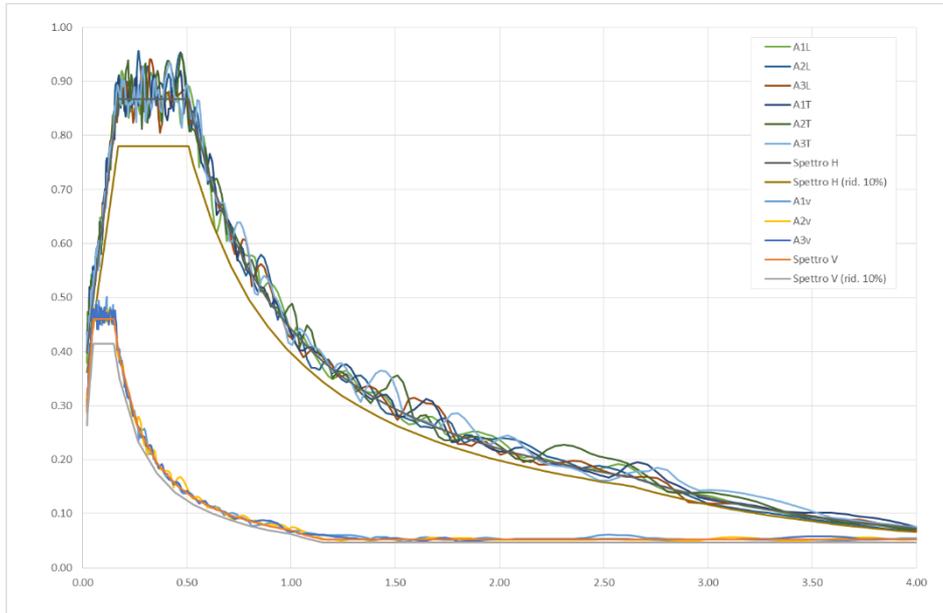
Infine sono stati generati, tramite il software di calcolo citato, tre accelerogrammi di progetto della durata di 25 sec e compatibili con lo spettro di risposta orizzontale di normativa valutati con un coefficiente pari al 5 % e relativi allo SLC.

Si riportano di seguito gli accelerogrammi generati. Infine per ognuno degli accelerogrammi si riporta lo spettro in termini di pseudo-accelerazioni che consente la verifica della coerenza in media con le prescrizioni da normativa.

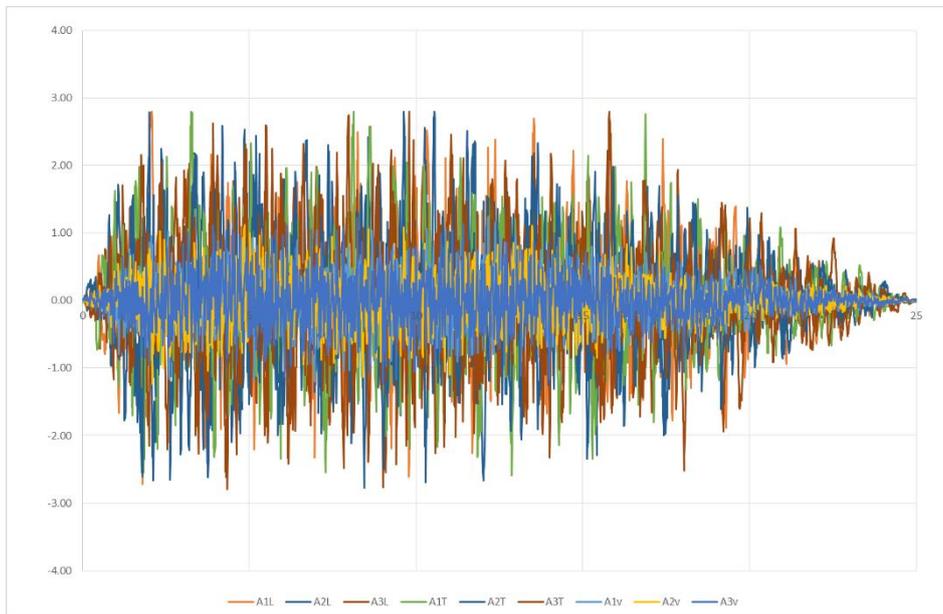


**Figura 22 – Accelerogrammi spettrocompatibili (SLC)**

|               |               |              |           |              |                 |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|-----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id. doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>42 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|-----------------|----------------|-----------|--------------------------|

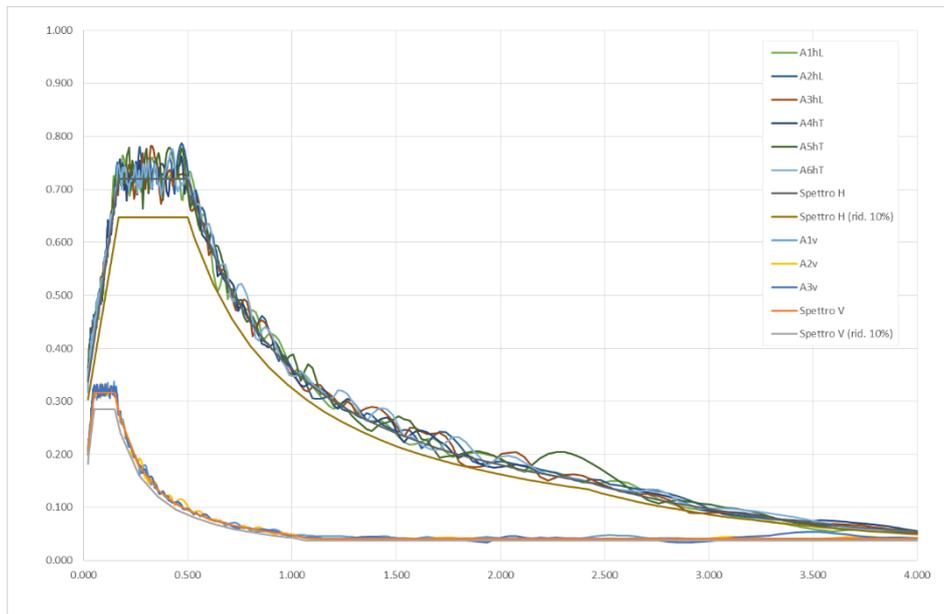


**Figura 23 – Spettri associati agli accelerogrammi e confronto con lo spettro allo SLC**



**Figura 24 – Accelerogrammi spettrocompatibili (SLV)**

|               |               |              |           |               |                 |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|-----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>VI4400 | Id. doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>43 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|-----------------|----------------|-----------|--------------------------|



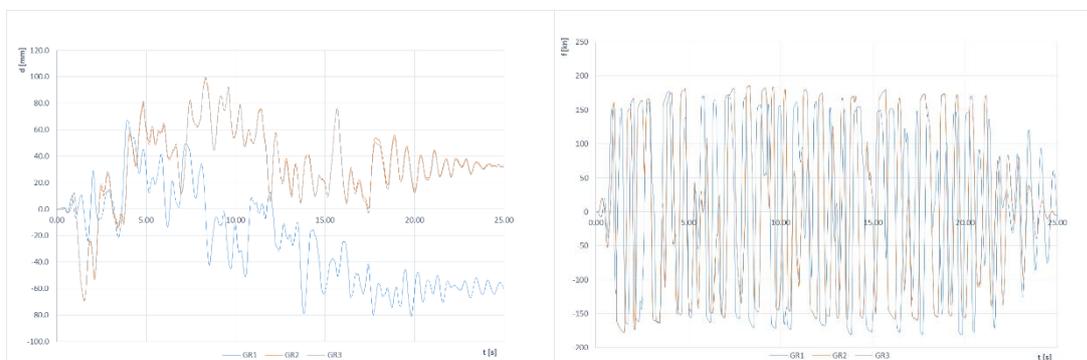
**Figura 25 – Spettri associati agli accelerogrammi e confronto con lo spettro allo SLV**

Si è verificato il rispetto delle condizioni di compatibilità imposta di cui dal D.M. 14/01/2008.

#### 8.2.4 Risultati dell'analisi in direzione longitudinale

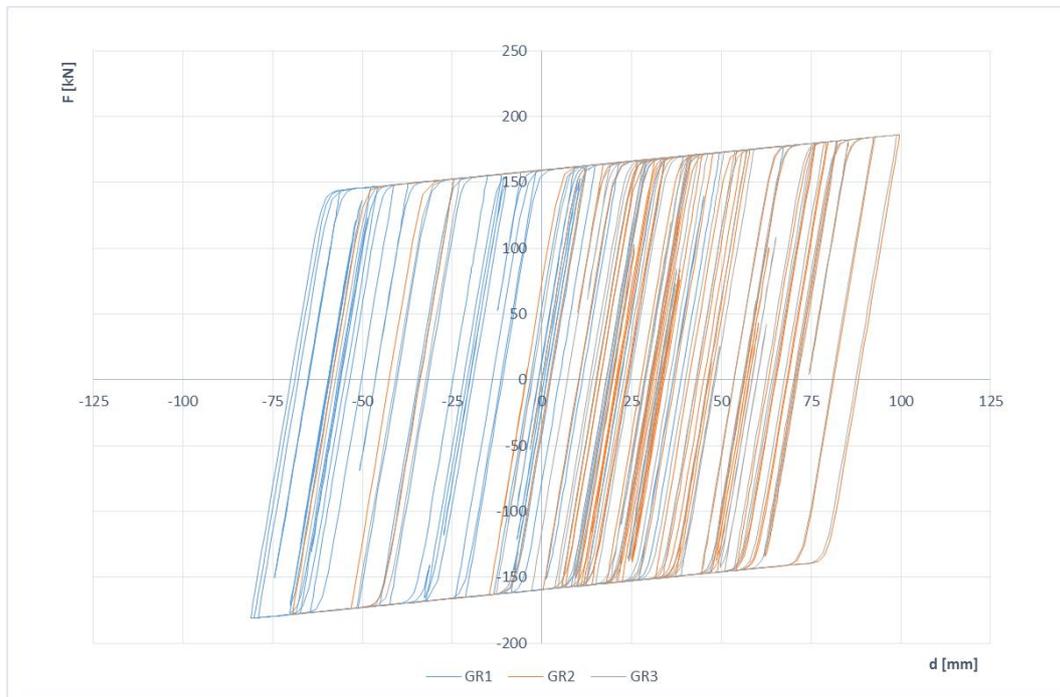
Di seguito si riportano i diagrammi di spostamento e di forza in funzione del tempo, per la durata dell'evento, e il diagramma forza spostamento ottenuto per il modello globale non lineare per effetto di un sisma longitudinale.

Lo spostamento massimo ottenuto con l'analisi non lineare risulta pari a circa 99 mm con riferimento alle condizioni di stato limite di collasso, adottando cioè accelerogrammi compatibili con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di collasso definito dal D.M. 14/01/08 e modificando opportunamente le rigidità degli isolatori.



**Figura 26 – Spostamenti relativi e forze impalcato-sottostruttura per i tre gruppi di accelerogrammi**

|               |               |              |           |               |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>VI4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>44 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

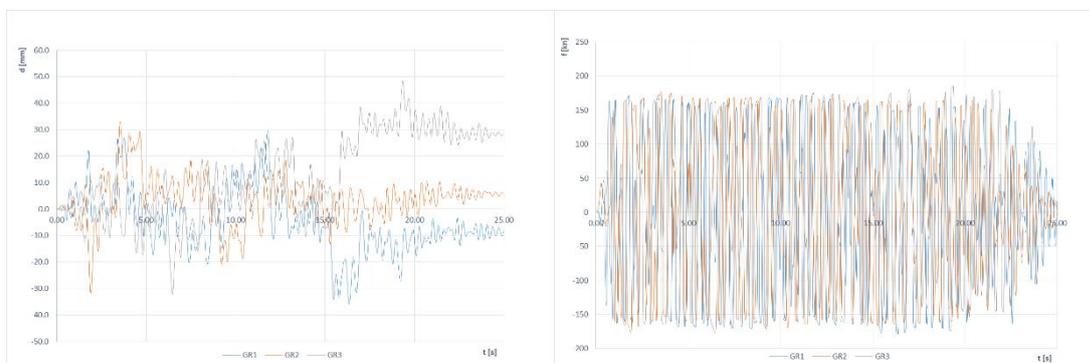


**Figura 27 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento longitudinale per i tre gruppi di accelerogrammi**

### 8.2.5 Risultati dell'analisi in direzione trasversale

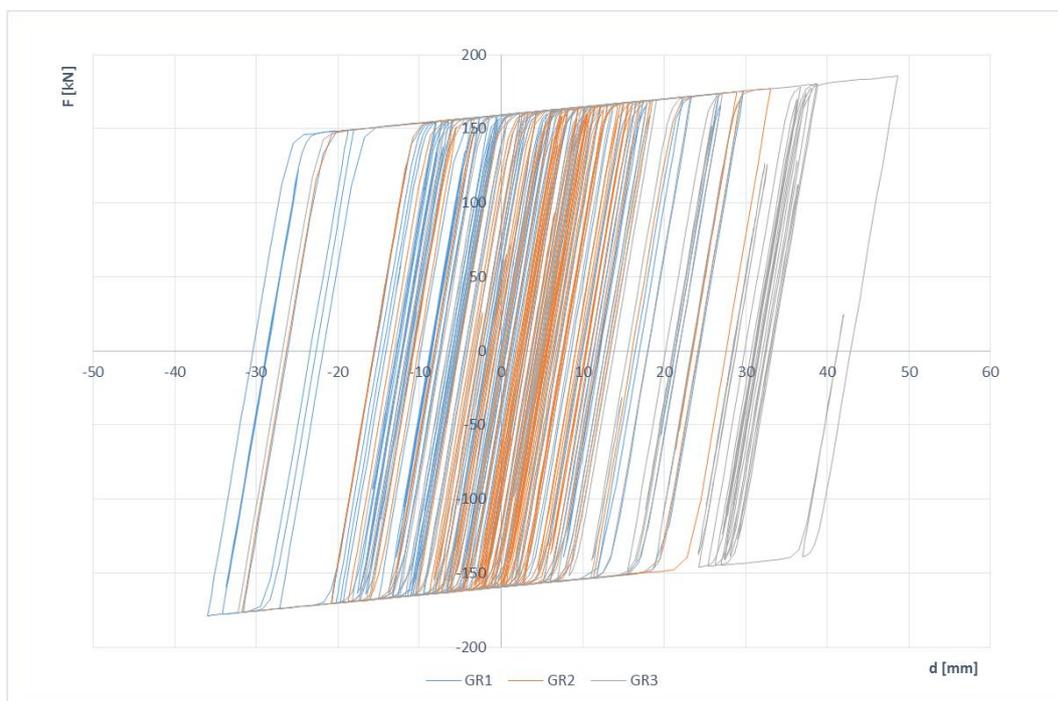
Di seguito si riportano i diagrammi di spostamento e di forza in funzione del tempo, per la durata dell'evento, e il diagramma forza spostamento ottenuto per il modello globale non lineare per effetto di un sisma longitudinale.

Lo spostamento massimo ottenuto con l'analisi non lineare risulta pari a circa 49 mm con riferimento alle condizioni di stato limite di collasso, adottando cioè accelerogrammi compatibili con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di collasso definito dal D.M. 14/01/08 e modificando opportunamente le rigidzze degli isolatori.



**Figura 28 – Spostamenti relativi e forze impalcato-sottostrutture per i tre gruppi di accelerogrammi**

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>45 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|



**Figura 29 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale per i tre gruppi di accelerogrammi**

### 8.3 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 14.01.08.

#### 8.3.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Nelle combinazioni di SLU, si è dunque controllato il rispetto della condizione:

$$S_{Rd}/S_{Ed} \geq 1$$

Con:

$S_{Rd}$  la capacità resistente della sezione (a pressoflessione /taglio)

$S_{Ed}$  la sollecitazione di domanda (a pressoflessione/taglio)

I domini di resistenza a pressoflessione delle sezioni in calcestruzzo armato allo SLU sono stati ricavati con il software commerciale PresFle+ distribuito dalla Concrete assumendo i legami costitutivi per il cls e l'acciaio specificati dal D.M.14/01/2008.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento alle formulazioni del D.M. 14/01/2008. Per la valutazione del taglio resistente per elementi non armati a taglio si è fatto riferimento al p.to 4.1.2.1.3.1, mentre per gli di elementi che richiedono

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>46 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

armatura a taglio al p.to 4.1.2.1.3.2. In quest'ultimo caso si è operato assumendo per la biella compressa una inclinazione ( $\theta = 45^\circ$ ). Il valore del taglio resistente è stato invece calcolato in accordo con la normativa attraverso un apposito foglio di calcolo.

### 8.3.2 Verifiche allo stato limite di fessurazione

E' stata valutata l'ampiezza della fessura per le combinazioni di carico indicate dal D.M.14/01/2008 seguendo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.2.4, assumendo come valore limite di apertura delle fessure  $w_1 = 0.2$  mm.

### 8.3.3 Verifiche delle tensioni di esercizio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica;

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$  per combinazione caratteristica.

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>47 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

## 9. VERIFICA DELLA SPALLA S1 (FISSA)

Di seguito si riporta il calcolo completo delle azioni agenti sulla spalla fissa.

Il modello utilizzato per il calcolo e la verifica delle spalle è il seguente: la spalla è suddivisa in tre muri: quello frontale e i due laterali. Il muro frontale include il muro paraghiaia di spessore ridotto.

Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dal modello telaio del viadotto sono applicate solamente al muro frontale.

Tale schema risulta cautelativo, tuttavia i quantitativi di armatura previsti non risultano eccessivi.

Per quanto riguarda la platea, le sollecitazioni flettenti e taglianti sono state valutate con un modello agli elementi finiti di piastra vincolata con appoggi in corrispondenza del muro frontale e dei muri laterali e soggetta ai carichi verticali dovuti al peso proprio, al peso del terreno di riempimento, e alle azioni verticali dei pali.

Di seguito si riportano le modalità di calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza nei diversi elementi.

### 9.1 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

Si riportano le sollecitazioni risultanti globali provenienti dal modello sviluppato in SAP2000 ed agenti sul muro frontale corrispondenti alle combinazioni di carico.

| TESTA MURO FRONTALE |         |              |               |             |              |
|---------------------|---------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Combinazioni        | N<br>KN | Mlong<br>kNm | Mtrasv<br>kNm | Tlong<br>KN | Ttrasv<br>KN |
| ULS_A1_Gr1(max)     | 7523    | 0            | 3329          | 4           | 85           |
| ULS_A1_Gr2a(max)    | 6084    | 0            | 2330          | 575         | 85           |
| ULS_A1_Gr2b(max)    | 6135    | 0            | 2330          | 2           | 85           |
| ULS_A1_Gr1(min)     | 3262    | 0            | 498           | 4           | 87           |
| ULS_A1_Gr2a(min)    | 3341    | 0            | 428           | 580         | 87           |
| ULS_A1_Gr2b(min)    | 3391    | 0            | 428           | 2           | 87           |
| SLV-EX+0.3EY+0.3EZ  | 3044    | 0            | 4             | 573         | 172          |
| SLV-0.3EX+EY+0.3EZ  | 3148    | 0            | 4             | 173         | 573          |
| SLV-0.3EX+0.3EY+EZ  | 3585    | 0            | 13            | 176         | 172          |
| SLS_RA_Gr1(max)     | 5573    | 0            | 2450          | 3           | 56           |
| SLS_RA_Gr2a(max)    | 4507    | 0            | 1710          | 426         | 57           |
| SLS_RA_Gr2b(max)    | 4544    | 0            | 1710          | 2           | 57           |
| SLS_RA_Gr1(min)     | 2417    | 0            | 353           | 3           | 58           |
| SLS_RA_Gr2a(min)    | 2475    | 0            | 301           | 429         | 58           |
| SLS_RA_Gr2b(min)    | 2512    | 0            | 301           | 2           | 58           |
| SLS_FR_Gr1(max)     | 4544    | 0            | 1565          | 2           | 1            |
| SLS_FR_Gr2a(max)    | 4507    | 0            | 1565          | 426         | 1            |
| SLS_FR_Gr2b(max)    | 4544    | 0            | 1565          | 2           | 1            |
| SLS_FR_Gr1(min)     | 2512    | 0            | 156           | 2           | 1            |
| SLS_FR_Gr2a(min)    | 2475    | 0            | 156           | 429         | 1            |
| SLS_FR_Gr2b(min)    | 2512    | 0            | 156           | 2           | 1            |
| SLS_QP              | 2723    | 0            | 0             | 0           | 0            |

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>48 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto, come mostra la figura seguente, l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno di riempimento e cioè

| MURO FRONTALE   |          |
|---|----------|
| H Muro Frontale   | 5.80 m   |
| Spessore Muro Frontale                                  | 2.00 m   |
| Lunghezza Muro Frontale                                 | 13.7 m   |
| Spessore massimo tratto ringrossato                     | 2.50 m   |
| H tratto ringrossato a spessore costante                | 0.80 m   |
| H tratto a spessore variabile                           | 0.50 m   |
| Altezza Muro Paraghiaia                                 | 2.35 m   |
| Spessore Muro Paraghiaia                                | 0.50 m   |
| Peso Muro Frontale                                      | 3781 kN  |
| Peso Muro Paraghiaia                                    | 402 kN   |
| Eccentr. appoggi - muro frontale (base)                 | 0.40 m   |
| Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)              | -1.25 m  |
| Peso Specifico Terreno di Rilevato                      | 20 kN/mc |
| Angolo di Attrito Terreno di Rilevato                   | 38 °     |
| Coefficiente di spinta a riposo $K_0$                   | 0.384    |
| Coefficiente di spinta attiva $K_a$                     | 0.238    |
| Altezza del rilevato                                    | 8.05 m   |
| Spinta a riposo   | 2902 kN  |
| Spinta attiva   | 1796 kN  |
| Sovraccarico accidentale da traffico                    | 20 kN/mq |
| Accelerazione sismica di base $a_g$                     | 0.206    |
| Coefficiente stratigrafico SS                           | 1.39     |
| Coefficiente topografico ST                             | 1.00     |
| Accelerazione orizzontale massima attesa $a_{max}$      | 0.286    |
| $\beta_m$ (massa cls spalla)                            | 1.000    |
| $K_h$ (cls spalla) =                                    | 0.286    |
| $K_v$ (cls spalla)=                                     | 0.143    |
| $\beta_m$ (massa terreno)                               | 1.000    |
| $K_h$ (terreno) =                                       | 0.286    |
| $K_v$ (terreno)=  | 0.143    |
| Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'_a$ (M-O) | 0.48     |
| Incr. di spinta attiva in condizione sismiche           | 1828 kN  |
| Inerzia del Muro Frontale (H)                           | 1081 kN  |
| Inerzia del Muro Paraghiaia (H)                         | 115 kN   |
| Inerzia del Muro Frontale (V)                           | 540 kN   |
| Inerzia del Muro Paraghiaia (V)                         | 58 kN    |

Si ottengono la seguente tabella di sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

| BASE MURO FRONTALE |       |       |        |       |        |
|--------------------|-------|-------|--------|-------|--------|
| Combinazioni       | N     | Mlong | Mtrasv | Tlong | Ttrasv |
|                    | KN    | kNm   | kNm    | KN    | KN     |
| ULS_A1_Gr1(max)    | 13170 | 16781 | 3795   | 4895  | 85     |
| ULS_A1_Gr2a(max)   | 11732 | 18365 | 2798   | 5222  | 85     |

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>49 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

| BASE MURO FRONTALE |         |              |               |             |              |
|--------------------|---------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Combinazioni       | N<br>KN | Mlong<br>kNm | Mtrasv<br>kNm | Tlong<br>KN | Ttrasv<br>KN |
| ULS_A1_Gr2b(max)   | 11782   | 15238        | 2798          | 4650        | 85           |
| ULS_A1_Gr1(min)    | 8910    | 15076        | 979           | 4894        | 87           |
| ULS_A1_Gr2a(min)   | 8988    | 17294        | 906           | 5227        | 87           |
| ULS_A1_Gr2b(min)   | 9038    | 14140        | 906           | 4650        | 87           |
| SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 7227    | 20459        | 2071          | 5393        | 531          |
| SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez | 7332    | 10060        | 6895          | 2876        | 1769         |
| SLV-Ex+0.3Ey+Ez    | 7768    | 10256        | 2080          | 2879        | 531          |
| SLS_RA_Gr1(max)    | 9756    | 12430        | 2760          | 3626        | 56           |
| SLS_RA_Gr2a(max)   | 8690    | 13604        | 2022          | 3868        | 57           |
| SLS_RA_Gr2b(max)   | 8727    | 11287        | 2022          | 3444        | 57           |
| SLS_RA_Gr1(min)    | 6600    | 11168        | 674           | 3626        | 58           |
| SLS_RA_Gr2a(min)   | 6658    | 12810        | 620           | 3872        | 58           |
| SLS_RA_Gr2b(min)   | 6695    | 10474        | 620           | 3444        | 58           |
| SLS_FR_Gr1(max)    | 8727    | 12012        | 1569          | 3624        | 1            |
| SLS_FR_Gr2a(max)   | 8690    | 13604        | 1569          | 3868        | 1            |
| SLS_FR_Gr2b(max)   | 8727    | 11287        | 1569          | 3444        | 1            |
| SLS_FR_Gr1(min)    | 6695    | 11200        | 160           | 3624        | 1            |
| SLS_FR_Gr2a(min)   | 6658    | 12810        | 159           | 3872        | 1            |
| SLS_FR_Gr2b(min)   | 6695    | 10474        | 160           | 3444        | 1            |
| SLS_QP             | 6906    | 8372         | 0             | 2902        | 0            |

Essendo le sollecitazioni in direzione trasversale trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale, le verifiche di resistenza di seguito riportate si riferiscono ad una striscia di un metro.

| Muro     | Sezione di verifica |             | Armatura |           |         |
|----------|---------------------|-------------|----------|-----------|---------|
|          | Base [m]            | Altezza [m] | Tesa     | Compressa | Taglio  |
| Frontale | 1.0                 | 2.0         | 1φ26/10  | 1φ22/20   | 1φ14/20 |

| BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU |                    |           |                |               |                    |               |
|---|--------------------|-----------|----------------|---------------|--------------------|---------------|
| Combinazioni                            |                    | N<br>kN/m | Mlong<br>kNm/m | Tlong<br>kN/m | C.S.<br>(NRd, MRd) | C.S.<br>(VRd) |
| Max N                                   | ULS_A1_Gr1(max)    | 961       | 1225           | 357           | 3.9                | 2.22          |
| Min N                                   | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 528       | 1493           | 394           | 2.9                | 2.01          |
| Max ML                                  | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 528       | 1493           | 394           | 2.9                | 2.01          |
| Max VL                                  | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 528       | 1493           | 394           | 2.9                | 2.01          |

| BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE |                           |      |       |       |                |                |     |
|---|---------------------------|------|-------|-------|----------------|----------------|-----|
| Combinazioni                            |                           | N    | Mlong | Tlong | σ <sub>c</sub> | σ <sub>s</sub> | Wk  |
|   |                           | kN/m | kNm/m | kN/m  | Mpa            | Mpa            | mm  |
| RARA                                    | SLS_RA_Gr1(max) - Max N   | 712  | 907   | 265   | -2.1           | 42.8           | -   |
|   | SLS_RA_Gr1(min) - Min N   | 482  | 815   | 265   | -1.9           | 48.6           | -   |
|   | SLS_RA_Gr2a(max) - Max ML | 634  | 993   | 282   | -2.3           | 56.0           | -   |
| FREQ                                    | SLS_FR_Gr1(max) - Max N   | 637  | 877   | 265   | -2.1           | 44.5           | 0.0 |
|   | SLS_FR_Gr2a(max) - Min N  | 634  | 993   | 282   | -2.3           | 56.0           | 0.0 |
|   | SLS_FR_Gr2a(min) - Max ML | 634  | 994   | 283   | -2.3           | 56.1           | 0.0 |
| QP                                      | SLS_QP                    | 504  | 611   | 212   | -1.4           | 27.4           | 0.0 |

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>50 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

## 9.2 VERIFICA DEL MURO PARAGHIAIA

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta a riposo del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta attiva e sismica del rilevato, dalle masse del muro e della mensola.

Nella tabella che segue sono indicati parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

| MURO PARAGHIAIA                                  |       |       |
|--|-------|-------|
| Peso Muro Paraghiaia                             | 29    | KN/m  |
| Altezza Muro Paraghiaia                          | 2.35  | m     |
| Spessore Muro Paraghiaia                         | 0.5   | m     |
| Coefficiente di spinta a riposo $K_0$            | 0.384 |       |
| Coefficiente di spinta attiva $K_a$              | 0.238 |       |
| Peso Specifico Terreno di Rilevato               | 20.0  | kN/mc |
| Sovraccarico accidentale da traffico             | 20.0  | kN/mq |
| Angolo di Attrito Terreno di Rilevato            | 38.0  |       |
| Spinta a riposo                                  | 43.1  | kN/m  |
| Spinta attiva                                    | 24.5  | kN/m  |
| Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ | 0.48  |       |
| Incr. spinta attiva in condizione sismiche       | 15.7  | kN/m  |
| Inerzia del Muro Paraghiaia /m                   | 8.4   | kN/m  |

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, allo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e allo stato limite ultimo (U) in condizione sismica e in condizione statica.

| Muro       | Sezione di verifica |             | Armatura       |                |                |
|------------|---------------------|-------------|----------------|----------------|----------------|
|            | Base [m]            | Altezza [m] | Tesa           | Compressa      | Taglio         |
| Paraghiaia | 1.0                 | 0.8         | 1 $\phi$ 20/10 | 1 $\phi$ 16/20 | 1 $\phi$ 14/15 |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO |      |       |      |            |            |    |
|------------------------|------|-------|------|------------|------------|----|
| Combinazione           | N    | M     | V    | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ | Wk |
|                        | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa        | Mpa        | mm |
| SLE_RARA               | 29   | 44    | 43   | -1.3       | 31.0       | 0  |

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV |      |       |      |                    |               |
|-------------------------------------|------|-------|------|--------------------|---------------|
| Combinazione                        | N    | M     | V    | C.S.<br>(NRd, MRd) | C.S.<br>(VRd) |
|                                     | KN/m | kNm/m | KN/m |                    |               |
| SLU                                 | 40   | 60    | 58   | 3.0                | 5.6           |
| SLV                                 | 29   | 52    | 49   | 3.7                | 6.7           |

## 9.3 VERIFICA DEL MURO LATERALE

In questo paragrafo si riporta il calcolo e la verifica dei muri laterali della spalla. Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>51 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al plinto di fondazione. Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

| MURI LATERALI                                  |            |
|--|------------|
| Muro laterale H1                               | 3.00 m     |
| Muro laterale s1                               | 1.50 m     |
| Muro laterale H2                               | 3.00 m     |
| Muro laterale s2                               | 1.00 m     |
| Muro laterale H3                               | 2.65 m     |
| Muro laterale s3                               | 0.50 m     |
| Altezza totale muri laterali                   | 8.7 m      |
| Spessore medio Muri Laterali                   | 1.02 m     |
| Lunghezza Massima muri laterali                | 4.2 m      |
| Peso Muro laterale (singolo)                   | 927 kN     |
| Peso totale Muri laterali                      | 1853 kN    |
| Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)       | 367.5 kN/m |
| Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)        | 334.3      |
| Spinta attiva                                  | 219.6 kN/m |
| Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a | 0.48       |
| Incr. spinta attiva in condizione sismiche     | 189.6 kN/m |
| Inerzia del Muro laterale /m                   | 63 kN/m    |

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, allo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e allo stato ultimo (U) in condizione sismica e in condizione statica. In particolare la sezione in c.a. da verificare ha le seguenti caratteristiche geometriche:

| Muro          | Sezione di verifica |             | Armatura       |                |                   |
|---------------|---------------------|-------------|----------------|----------------|-------------------|
|               | Base [m]            | Altezza [m] | Tesa           | Compressa      | Taglio            |
| Laterale (H1) | 1.0                 | 1.5         | 1 $\phi$ 22/10 | 1 $\phi$ 20/20 | 1 $\phi$ 12/40x40 |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO |      |       |      |            |            |       |
|------------------------|------|-------|------|------------|------------|-------|
| Combinazione           | N    | M     | V    | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ | Wk    |
|                        | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa        | Mpa        | mm    |
| SLE_RARA               | 221  | 1035  | 334  | -3.9       | 131.6      | 0.061 |

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV |      |       |      |            |       |
|-------------------------------------|------|-------|------|------------|-------|
| Combinazione                        | N    | M     | V    | C.S.       | C.S.  |
|                                     | KN/m | kNm/m | KN/m | (NRd, MRd) | (VRd) |
| SLU                                 | 298  | 1596  | 496  | 1.89       | 1.46  |
| SLV                                 | 221  | 1766  | 472  | 1.68       | 1.53  |

In maniera analoga si ottengono le sollecitazioni in corrispondenza dei cambiamenti di sezione del muro. Di seguito si riportano le relative verifiche strutturali.

**2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>52 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

| Muro          | Sezione di verifica |             | Armatura       |                |        |
|---------------|---------------------|-------------|----------------|----------------|--------|
|               | Base [m]            | Altezza [m] | Tesa           | Compressa      | Taglio |
| Laterale (H2) | 1.0                 | 1.0         | 1 $\phi$ 22/10 | 1 $\phi$ 20/20 | -      |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO |      |       |      |            |            |       |
|------------------------|------|-------|------|------------|------------|-------|
| Combinazione           | N    | M     | V    | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ | Wk    |
|                        | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa        | Mpa        | mm    |
| SLE_RARA               | 108  | 320   | 153  | -2.6       | 85.4       | 0.000 |

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV |      |       |      |                    |               |
|-------------------------------------|------|-------|------|--------------------|---------------|
| Combinazione                        | N    | M     | V    | C.S.<br>(NRd, MRd) | C.S.<br>(VRd) |
|                                     | KN/m | kNm/m | KN/m |                    |               |
| SLU                                 | 146  | 518   | 236  | 2.71               | 1.66          |
| SLV                                 | 108  | 534   | 217  | 2.60               | 1.81          |

| Muro          | Sezione di verifica |             | Armatura       |                |        |
|---------------|---------------------|-------------|----------------|----------------|--------|
|               | Base [m]            | Altezza [m] | Tesa           | Compressa      | Taglio |
| Laterale (H3) | 1.0                 | 0.5         | 1 $\phi$ 20/10 | 1 $\phi$ 16/20 | -      |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO |      |       |      |            |            |       |
|------------------------|------|-------|------|------------|------------|-------|
| Combinazione           | N    | M     | V    | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ | Wk    |
|                        | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa        | Mpa        | mm    |
| SLE_RARA               | 33   | 44    | 41   | -1.3       | 30.9       | 0.000 |

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV |      |       |      |                    |               |
|-------------------------------------|------|-------|------|--------------------|---------------|
| Combinazione                        | N    | M     | V    | C.S.<br>(NRd, MRd) | C.S.<br>(VRd) |
|                                     | KN/m | kNm/m | KN/m |                    |               |
| SLU                                 | 45   | 79    | 70   | 6.50               | 3.66          |
| SLV                                 | 33   | 70    | 59   | 7.30               | 4.35          |

## 9.4 VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

### PLINTO DI FONDAZIONE

Eccentricità long Muri laterali -Plinto

-2.7 m

**2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>53 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

**PLINTO DI FONDAZIONE**

|                                     |       |    |
|-------------------------------------|-------|----|
| Peso Muro Frontale                  | 3781  | kN |
| Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto   | 0.40  | m  |
| Ecc.Appoggi Plinto                  | 0.80  | m  |
| Peso Muro Paraghiaia                | 402   | m  |
| Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto | -0.85 | kN |
| Peso Terreno Interno                | 7529  | kN |
| Peso Accidentali                    | 862   | kN |
| Eccentricità long Terreno -Plinto   | -2.7  | m  |
| Spessore Plinto                     | 1.8   | m  |
| Lunghezza plinto                    | 9.6   | m  |
| Larghezza plinto                    | 14.1  | m  |
| Peso plinto di fondazione           | 6091  |    |
| Altezza Rilevato+H plinto           | 9.85  | m  |
| Spinta a riposo rilevato            | 5109  | kN |
| Spinta a riposo sovraccarichi       | 1037  | kN |
| Spinta attiva rilevato              | 3804  | kN |
| Incremento spinta sismica           | 3218  | kN |
| Inerzia dei muri laterali (H)       | 498   | kN |
| Inerzia dei muri laterali (V)       | 249   | kN |
| Inerzia plinto di fondazione (H)    | 1742  | kN |
| Inerzia plinto di fondazione (V)    | 871   | kN |
| Inerzia rilevato interno(H)         | 2153  | kN |
| Inerzia rilevato interno (V)        | 1076  | kN |

Si riportano di seguito la suddetta somma (azioni provenienti dall'impalcato riportati a quota intradosso plinto nel baricentro del plinto e risultate azioni spalla) con riferimento alle condizioni maggiormente significative e per lo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e lo stato limite ultimo (U).

| Combinazioni       | Taglio impalcato concorde con le spinte |              |               |             |              | Taglio impalcato discorde con le spinte |              |               |             |              |
|--------------------|---|--------------|---------------|-------------|--------------|---|--------------|---------------|-------------|--------------|
|                    | N<br>KN                                 | Mlong<br>kNm | Mtrasv<br>kNm | Tlong<br>KN | Ttrasv<br>KN | N<br>KN                                 | Mlong<br>kNm | Mtrasv<br>kNm | Tlong<br>KN | Ttrasv<br>KN |
| ULS_A1_Gr1(max)    | 35074                                   | -3524        | 3947          | 8301        | 85           | 35074                                   | -3582        | 3947          | 8293        | 85           |
| ULS_A1_Gr2a(max)   | 32469                                   | -508         | 2951          | 8522        | 85           | 32469                                   | -8899        | 2951          | 7372        | 85           |
| ULS_A1_Gr2b(max)   | 32523                                   | -4646        | 2951          | 7949        | 85           | 32523                                   | -4681        | 2951          | 7945        | 85           |
| ULS_A1_Gr1(min)    | 29662                                   | -6933        | 1136          | 8301        | 87           | 29662                                   | -6990        | 1136          | 8293        | 87           |
| ULS_A1_Gr2a(min)   | 29742                                   | -2668        | 1063          | 8526        | 87           | 29742                                   | -11129       | 1063          | 7367        | 87           |
| ULS_A1_Gr2b(min)   | 35945                                   | -6841        | 1063          | 7949        | 87           | 35945                                   | -6876        | 1063          | 7945        | 87           |
| SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 23429                                   | 33945        | 7911          | 13184       | 1848         | 23429                                   | 24228        | 7911          | 12038       | 1848         |
| SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez | 23533                                   | 4018         | 26359         | 6619        | 6161         | 23533                                   | 1087         | 26359         | 6273        | 6161         |
| SLV-Ex+0.3Ey+Ez    | 25925                                   | 4395         | 7920          | 6622        | 1848         | 25925                                   | 1409         | 7920          | 6270        | 1848         |
| SLS_RA_Gr1(max)    | 25981                                   | -2610        | 2861          | 6149        | 56           | 25981                                   | -2653        | 2861          | 6143        | 56           |
| SLS_RA_Gr2a(max)   | 24051                                   | -377         | 2124          | 6312        | 57           | 24051                                   | -6592        | 2124          | 5461        | 57           |
| SLS_RA_Gr2b(max)   | 24088                                   | -3441        | 2124          | 5888        | 57           | 24088                                   | -3468        | 2124          | 5885        | 57           |
| SLS_RA_Gr1(min)    | 22825                                   | -5135        | 779           | 6149        | 58           | 22825                                   | -5178        | 779           | 6143        | 58           |
| SLS_RA_Gr2a(min)   | 22019                                   | -1976        | 725           | 6316        | 58           | 22019                                   | -8244        | 725           | 5457        | 58           |
| SLS_RA_Gr2b(min)   | 22056                                   | -5067        | 725           | 5888        | 58           | 22056                                   | -5093        | 725           | 5885        | 58           |
| SLS_FR_Gr1(max)    | 24952                                   | -3441        | 1570          | 6148        | 1            | 24952                                   | -3468        | 1570          | 6144        | 1            |
| SLS_FR_Gr2a(max)   | 24051                                   | -377         | 1570          | 6312        | 1            | 24051                                   | -6592        | 1570          | 5461        | 1            |
| SLS_FR_Gr2b(max)   | 24088                                   | -3441        | 1570          | 5888        | 1            | 24088                                   | -3468        | 1570          | 5885        | 1            |
| SLS_FR_Gr1(min)    | 22920                                   | -5067        | 161           | 6148        | 1            | 22920                                   | -5093        | 161           | 6144        | 1            |
| SLS_FR_Gr2a(min)   | 22019                                   | -1976        | 161           | 6316        | 1            | 22019                                   | -8244        | 161           | 5457        | 1            |
| SLS_FR_Gr2b(min)   | 22056                                   | -5067        | 161           | 5888        | 1            | 22056                                   | -5093        | 161           | 5885        | 1            |
| SLS_QP             | 22269                                   | -4912        | 0             | 5109        | 0            | 22269                                   | -4912        | 0             | 5109        | 0            |



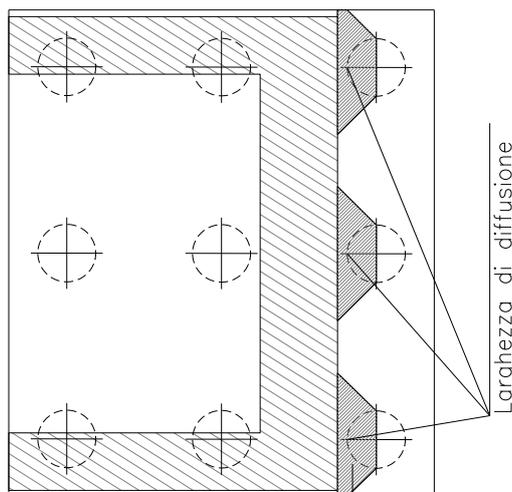
## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

| Opera | Tratto | Settore | CEE | WBS   | Id. doc. REL | N. prog. | Rev. | Pag. di Pag. |
|-------|--------|---------|-----|-------|--------------|----------|------|--------------|
| L073  | 212    | E       | 13  | V4400 |              | 02       | D    | 55 di 72     |

|                                  |                       |
|----------------------------------|-----------------------|
| Larghezza di diffusione          | 2.00 m                |
| Spessore della Fondazione        | 1.80 m                |
| Copriferro nominale              | 0.05 m                |
| Altezza utile della sezione      | 1.71 m                |
| Altezza della biella compressa   | 0.3 m                 |
| Sforzo di Trazione               | 7226 kN               |
| Sforzo di compressione           | 8510 kN               |
| Diametro armatura primo strato   | 26 mm                 |
| Passo armatura primo strato      | 10 cm                 |
| Diametro armatura secondo strato | 26 mm                 |
| Passo armatura secondo strato    | 10 cm                 |
| Area complessiva delle armature  | 21237 mm <sup>2</sup> |
| Tensione nel calcestruzzo        | 12.4 Mpa              |
| Tensione nell'acciaio            | 340.2 Mpa             |

La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2 h (h=altezza utile della sezione del plinto).



Nel caso particolare, la verifica è stata eseguita in corrispondenza dei pali di spigolo.

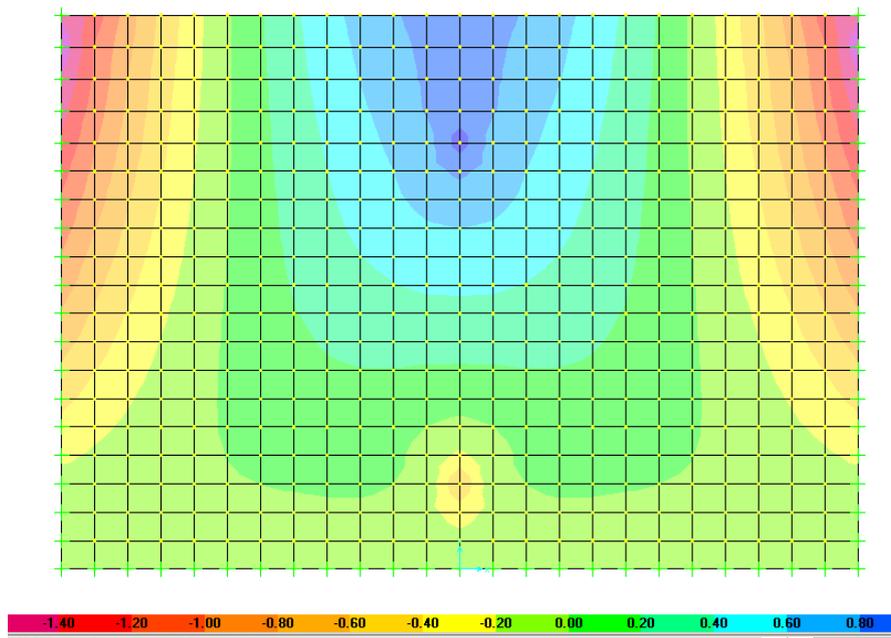
Per quanto concerne la verifica della parte di plinto racchiusa dal muro frontale e dai muri laterali, è stata eseguita implementando un modello di piastra agli elementi finiti mediante il programma Sap 2000. La piastra è stata ipotizzata incastrata in corrispondenza dei muri in elevazione e sollecitata dal terrapieno e dai pali di fondazione.

Si riportano nel seguito le mappe delle sollecitazioni in corrispondenza delle combinazioni sismiche (per brevità) e le verifiche di resistenza.

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>56 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|



**Figura 30 M11( direzione trasversale)**

**Direzione trasversale( In corrispondenza dei muri laterali)**

$M11=1700\text{kNm}$

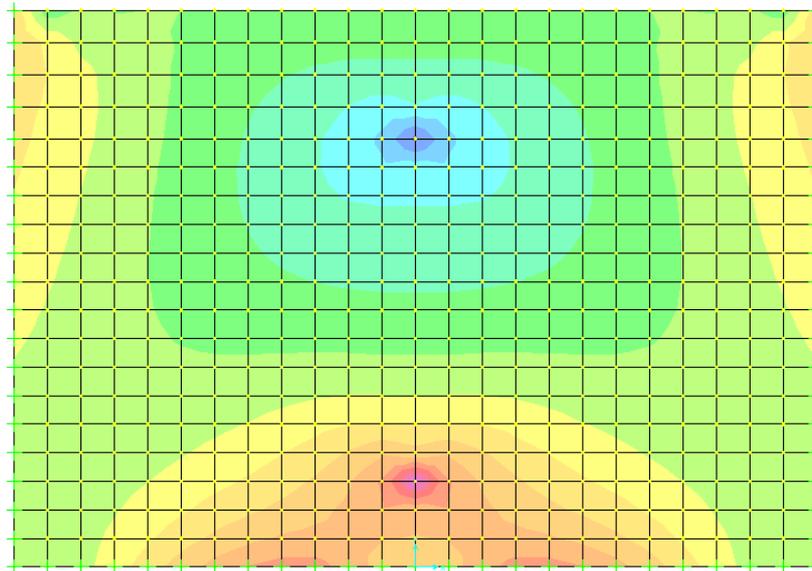
Asup, primo strato: 1  $\phi 26/15$  per 1.80 sui pali, 1  $\phi 26/30$  nella restante parte

Asup, secondo strato: 1  $\phi 26/15$  in corrispondenza dei muri laterali

Ainf = 1  $\phi 26/30$

**C.S = 1.7**

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>57 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|



**Figura 31 M22( direzione longitudinale)**

**Direzione longitudinale ( In corrispondenza del muro frontale)**

$M11=900\text{kNm}$

Asup, primo strato = 1  $\phi 22/15$  per 1.80 sui pali, 1  $\phi 22/30$  nella restante parte

Asup, secondo strato = 1  $\phi 20/60$  in corrispondenza dei muri laterali

Ainf, primo strato = 1  $\phi 26/15$

Ainf, secondo strato = 1  $\phi 26/15$

**C.S =2.5**

## 9.5 VERIFICA DEI PALI

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro " $\alpha$ ". Il calcolo di tale parametro è riportato nella *Relazione geotecnica generale*.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale.

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente.

Le armature longitudinali consistono in 40 $\phi 26$  per la prima gabbia e in 20 $\phi 22$  per la restante parte, mentre le armature trasversali consistono in una spirale di  $\phi 16/10$  per la prima gabbia ed in una spirale di  $\phi 12/20$  per la parte restante.

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>58 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

| PALO - Verifiche allo SLU |                    |         |              |             |                    |               |
|---------------------------|--------------------|---------|--------------|-------------|--------------------|---------------|
| Combinazioni              |                    | N<br>kN | Mlong<br>kNm | Tlong<br>kN | C.S.<br>(NRd, MRd) | C.S.<br>(VRd) |
| Max N                     | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | -4496   | 2552         | 1109        | 1.83               | 2.25          |
| Min N                     | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 591     | 2552         | 1109        | 1.32               | 2.25          |
| Max VL                    | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 591     | 2552         | 1109        | 1.32               | 2.25          |

| PALO - Verifiche allo SLE |                  |       |       |       |            |            |       |
|---------------------------|------------------|-------|-------|-------|------------|------------|-------|
| Combinazioni              |                  | N     | Mlong | Tlong | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ | Wk    |
|                           |                  | kN    | kNm   | kN    | Mpa        | Mpa        | mm    |
| RARA                      | SLS_RA_Gr1(max)  | -2823 | 1179  | 512   | -7.7       | 61.9       | -     |
|                           | SLS_RA_Gr2b(min) | -1170 | 1129  | 491   | -7.2       | 118.2      | -     |
| FREQ                      | SLS_FR_Gr1(max)  | -2730 | 1178  | 512   | -7.7       | 64.7       | 0.055 |
|                           | SLS_FR_Gr2b(min) | -1188 | 1129  | 491   | -7.2       | 108.8      | 0.125 |
| QP                        | SLS_QP           | -2434 | 979   | 426   | -6.4       | 48.7       | 0.032 |
|                           | SLS_QP           | -1277 | 979   | 426   | -6.3       | 90.9       | 0.087 |

Lo sforzo normale massimo sul palo di spigolo è pari a 4500 kN. Pertanto in relazione alla capacità portante dei pali, si assume una lunghezza di 24 m.

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>59 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

## 10. VERIFICA DELLA SPALLA S2 (MOBILE)

Di seguito si riporta il calcolo completo delle azioni agenti sulla spalla mobile in maniera analoga con quanto riportato per la spalla fissa.

### 10.1 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

Si riportano le sollecitazioni risultanti globali provenienti dal modello sviluppato in SAP2000 ed agenti sul muro frontale corrispondenti alle combinazioni di carico.

| TESTA MURO FRONTALE |         |              |               |             |              |
|---------------------|---------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Combinazioni        | N<br>KN | Mlong<br>kNm | Mtrasv<br>kNm | Tlong<br>KN | Ttrasv<br>KN |
| ULS_A1_Gr1(max)     | 7523    | 0            | -3327         | 0           | 84           |
| ULS_A1_Gr2a(max)    | 6185    | 0            | -2329         | 0           | 85           |
| ULS_A1_Gr2b(max)    | 6134    | 0            | -2329         | 0           | 85           |
| ULS_A1_Gr1(min)     | 3263    | 0            | -498          | 0           | 87           |
| ULS_A1_Gr2a(min)    | 3441    | 0            | -428          | 0           | 87           |
| ULS_A1_Gr2b(min)    | 3391    | 0            | -428          | 0           | 87           |
| SLV-EX+0.3EY+0.3EZ  | 2952    | 0            | -3            | 0           | 172          |
| SLV-0.3EX+EY+0.3EZ  | 3055    | 0            | -4            | 0           | 573          |
| SLV-0.3EX+0.3EY+EZ  | 3273    | 0            | -10           | 0           | 172          |
| SLS_RA_Gr1(max)     | 5572    | 0            | -2449         | 0           | 56           |
| SLS_RA_Gr2a(max)    | 4581    | 0            | -1709         | 0           | 57           |
| SLS_RA_Gr2b(max)    | 4544    | 0            | -1709         | 0           | 57           |
| SLS_RA_Gr1(min)     | 2417    | 0            | -353          | 0           | 58           |
| SLS_RA_Gr2a(min)    | 2549    | 0            | -301          | 0           | 58           |
| SLS_RA_Gr2b(min)    | 2512    | 0            | -301          | 0           | 58           |
| SLS_FR_Gr1(max)     | 4544    | 0            | -1564         | 0           | 1            |
| SLS_FR_Gr2a(max)    | 4581    | 0            | -1564         | 0           | 1            |
| SLS_FR_Gr2b(max)    | 4544    | 0            | -1564         | 0           | 1            |
| SLS_FR_Gr1(min)     | 4544    | 0            | -1564         | 0           | 0            |
| SLS_FR_Gr2a(min)    | 4581    | 0            | -1564         | 0           | 0            |
| SLS_FR_Gr2b(min)    | 4544    | 0            | -1564         | 0           | 0            |
| SLS_QP              | 2723    | 0            | 0             | 0           | 0            |

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro. Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno di riempimento e cioè

#### MURO FRONTALE

|  |      |    |
|--|------|----|
| H Muro Frontale                          | 6.00 | m  |
| Spessore Muro Frontale                   | 2.00 | m  |
| Lunghezza Muro Frontale                  | 13.7 | m  |
| Spessore massimo tratto ringrossato      | 2.50 | m  |
| H tratto ringrossato a spessore costante | 0.80 | m  |
| H tratto a spessore variabile            | 0.50 | m  |
| Altezza Muro Paraghiaia                  | 2.35 | m  |
| Spessore Muro Paraghiaia                 | 0.50 | m  |
| Peso Muro Frontale                       | 4123 | kN |
| Peso Muro Paraghiaia                     | 402  | kN |
| Eccentr. appoggi - muro frontale (base)  | 0.40 | m  |

**2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>60 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

|   |          |
|---|----------|
| <b>Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)</b>               | -1.25 m  |
| <b>Peso Specifico Terreno di Rilevato</b>                       | 20 kN/mc |
| <b>Angolo di Attrito Terreno di Rilevato</b>                    | 38 °     |
| <b>Coefficiente di spinta a riposo Ko</b>                       | 0.384    |
| <b>Coefficiente di spinta attiva Ka</b>                         | 0.238    |
| <b>Altezza del rilevato</b>                                     | 8.55 m   |
| <b>Spinta a riposo</b>  | 3258 kN  |
| <b>Spinta attiva</b>  | 2016 kN  |
| <b>Sovraccarico accidentale da traffico</b>                     | 20 kN/mq |
| <b>Accelerazione sismica di base a<sub>g</sub></b>              | 0.206    |
| <b>Coefficiente stratigrafico SS</b>                            | 1.39     |
| <b>Coefficiente topografico ST</b>                              | 1.00     |
| <b>Accelerazione orizzontale massima attesa a<sub>max</sub></b> | 0.286    |
| <b>β<sub>m</sub> (massa cls spalla)</b>                         | 1.000    |
| <b>Kh (cls spalla) =</b>  | 0.286    |
| <b>Kv (cls spalla)=</b>   | 0.143    |
| <b>β<sub>m</sub> (massa terreno)</b>                            | 1.000    |
| <b>Kh (terreno) =</b>   | 0.286    |
| <b>Kv (terreno)=</b>  | 0.143    |
| <b>Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a (M-O)</b>     | 0.48     |
| <b>Incr. di spinta attiva in condizione sismiche</b>            | 2052 kN  |
| <b>Inerzia del Muro Frontale (H)</b>                            | 1179 kN  |
| <b>Inerzia del Muro Paraghiaia (H)</b>                          | 115 kN   |
| <b>Inerzia del Muro Frontale (V)</b>                            | 589 kN   |
| <b>Inerzia del Muro Paraghiaia (V)</b>                          | 58 kN    |

Si ottengono la seguente tabella di sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

| BASE MURO FRONTALE |         |              |               |             |              |
|--------------------|---------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Combinazioni       | N<br>KN | Mlong<br>kNm | Mtrasv<br>kNm | Tlong<br>KN | Ttrasv<br>KN |
| ULS_A1_Gr1(max)    | 13632   | 19263        | -2821         | 5427        | 84           |
| ULS_A1_Gr2a(max)   | 12294   | 17628        | -1820         | 5170        | 85           |
| ULS_A1_Gr2b(max)   | 12244   | 17608        | -1820         | 5170        | 85           |
| ULS_A1_Gr1(min)    | 9372    | 17559        | 25            | 5427        | 87           |
| ULS_A1_Gr2a(min)   | 9551    | 16531        | 93            | 5170        | 87           |
| ULS_A1_Gr2b(min)   | 9501    | 16510        | 93            | 5170        | 87           |
| SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 7477    | 19560        | 2336          | 5363        | 560          |
| SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez | 7581    | 10407        | 7795          | 3020        | 1867         |
| SLV-Ex+0.3Ey+Ez    | 7799    | 10494        | 2329          | 3020        | 560          |
| SLS_RA_Gr1(max)    | 10098   | 14269        | -2112         | 4020        | 56           |
| SLS_RA_Gr2a(max)   | 9107    | 13058        | -1370         | 3829        | 57           |
| SLS_RA_Gr2b(max)   | 9070    | 13043        | -1370         | 3829        | 57           |
| SLS_RA_Gr1(min)    | 6942    | 13006        | -3            | 4020        | 58           |
| SLS_RA_Gr2a(min)   | 7075    | 12245        | 47            | 3829        | 58           |
| SLS_RA_Gr2b(min)   | 7038    | 12230        | 47            | 3829        | 58           |
| SLS_FR_Gr1(max)    | 9070    | 13857        | -1560         | 4020        | 1            |
| SLS_FR_Gr2a(max)   | 9107    | 13058        | -1560         | 3829        | 1            |
| SLS_FR_Gr2b(max)   | 9070    | 13043        | -1560         | 3829        | 1            |
| SLS_FR_Gr1(min)    | 9070    | 13857        | -1563         | 4020        | 0            |
| SLS_FR_Gr2a(min)   | 9107    | 13058        | -1563         | 3829        | 0            |
| SLS_FR_Gr2b(min)   | 9070    | 13043        | -1563         | 3829        | 0            |
| SLS_QP             | 7248    | 9871         | 0             | 3258        | 0            |

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |               |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N,prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>61 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|---------------|-----------|--------------------------|

Essendo le sollecitazioni in direzione trasversale trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale, le verifiche di resistenza di seguito riportate si riferiscono ad una striscia di un metro.

| Muro     | Sezione di verifica |             | Armatura       |                |                |
|----------|---------------------|-------------|----------------|----------------|----------------|
|          | Base [m]            | Altezza [m] | Tesa           | Compressa      | Taglio         |
| Frontale | 1.0                 | 2.0         | 1 $\phi$ 26/10 | 1 $\phi$ 22/20 | 1 $\phi$ 14/20 |

| BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU |                    |           |                |               |                    |               |
|---|--------------------|-----------|----------------|---------------|--------------------|---------------|
| Combinazioni                            |                    | N<br>kN/m | Mlong<br>kNm/m | Tlong<br>kN/m | C.S.<br>(NRd, MRd) | C.S.<br>(VRd) |
| Max N                                   | ULS_A1_Gr1(max)    | 995       | 1406           | 396           | 3.4                | 2.00          |
| Min N                                   | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 546       | 1428           | 391           | 3.1                | 2.03          |
| Max ML                                  | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 546       | 1428           | 391           | 3.1                | 2.03          |
| Max VL                                  | ULS_A1_Gr1(max)    | 995       | 1406           | 396           | 3.4                | 2.00          |

| BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE |                          |      |       |       |            |            |     |
|---|--------------------------|------|-------|-------|------------|------------|-----|
| Combinazioni                            |                          | N    | Mlong | Tlong | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ | Wk  |
|   |                          | kN/m | kNm/m | kN/m  | Mpa        | Mpa        | mm  |
| RARA                                    | SLS_RA_Gr1(max) - Max N  | 737  | 1042  | 293   | -2.4       | 54.1       | -   |
|   | SLS_RA_Gr1(min) - Min N  | 507  | 949   | 293   | -2.2       | 60.2       | -   |
|   | SLS_RA_Gr1(max) - Max ML | 737  | 1042  | 293   | -2.4       | 54.1       | -   |
| FREQ                                    | SLS_FR_Gr2a(max) - Max N | 665  | 953   | 280   | -2.2       | 50.1       | 0.0 |
|   | SLS_FR_Gr1(max) - Min N  | 662  | 1011  | 293   | -2.4       | 55.9       | 0.0 |
|   | SLS_FR_Gr1(max) - Max ML | 662  | 1011  | 293   | -2.4       | 55.9       | 0.0 |
| QP                                      | SLS_QP                   | 529  | 721   | 238   | -1.7       | 36.3       | 0.0 |

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>62 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

## 10.2 VERIFICA DEL MURO PARAGHIAIA

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta a riposo del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta attiva e sismica del rilevato, dalle masse del muro e della mensola.

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

| MURO PARAGHIAIA                                  |       |       |
|--|-------|-------|
| Peso Muro Paraghiaia                             | 29    | KN/m  |
| Altezza Muro Paraghiaia                          | 2.35  | m     |
| Spessore Muro Paraghiaia                         | 0.5   | m     |
| Coefficiente di spinta a riposo $K_0$            | 0.384 |       |
| Coefficiente di spinta attiva $K_a$              | 0.238 |       |
| Peso Specifico Terreno di Rilevato               | 20.0  | kN/mc |
| Sovraccarico accidentale da traffico             | 20.0  | kN/mq |
| Angolo di Attrito Terreno di Rilevato            | 38.0  |       |
| Spinta a riposo                                  | 43.1  | kN/m  |
| Spinta attiva                                    | 24.5  | kN/m  |
| Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ | 0.48  |       |
| Incr. spinta attiva in condizione sismiche       | 15.7  | kN/m  |
| Inerzia del Muro Paraghiaia /m                   | 8.4   | kN/m  |

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, allo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e allo stato limite ultimo (U) in condizione sismica e in condizione statica.

| Muro       | Sezione di verifica |             | Armatura       |                |                |
|------------|---------------------|-------------|----------------|----------------|----------------|
|            | Base [m]            | Altezza [m] | Tesa           | Compressa      | Taglio         |
| Paraghiaia | 1.0                 | 0.8         | 1 $\phi$ 20/10 | 1 $\phi$ 16/20 | 1 $\phi$ 14/15 |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO |      |       |      |            |            |    |
|------------------------|------|-------|------|------------|------------|----|
| Combinazione           | N    | M     | V    | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ | Wk |
|                        | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa        | Mpa        | mm |
| SLE_RARA               | 29   | 44    | 43   | -1.3       | 31.0       | 0  |

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV |      |       |      |                    |               |
|-------------------------------------|------|-------|------|--------------------|---------------|
| Combinazione                        | N    | M     | V    | C.S.<br>(NRd, MRd) | C.S.<br>(VRd) |
|                                     | KN/m | kNm/m | KN/m |                    |               |
| SLU                                 | 40   | 60    | 58   | 3.0                | 5.6           |
| SLV                                 | 29   | 52    | 49   | 3.7                | 6.7           |

## 10.3 VERIFICA DEL MURO LATERALE

In questo paragrafo si riporta il calcolo e la verifica dei muri laterali della spalla. Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al plinto di

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>63 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

fondazione. Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

| MURI LATERALI                                  |            |
|--|------------|
| Muro laterale H1                               | 3.00 m     |
| Muro laterale s1                               | 1.50 m     |
| Muro laterale H2                               | 3.20 m     |
| Muro laterale s2                               | 1.00 m     |
| Muro laterale H3                               | 2.70 m     |
| Muro laterale s3                               | 0.50 m     |
| Altezza totale muri laterali                   | 8.9 m      |
| Spessore medio pesato muri laterali            | 1.02 m     |
| Lunghezza Massima muri laterali                | 4.2 m      |
| Peso Muro laterale (singolo)                   | 950 kN     |
| Peso totale Muri laterali                      | 1901 kN    |
| Spinta a riposo                                | 386.7 kN/m |
| Spinta a riposo SLE                            | 352.5      |
| Spinta attiva                                  | 231.2 kN/m |
| Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a | 0.48       |
| Incr. spinta attiva in condizione sismiche     | 200.5 kN/m |
| Inerzia del Muro laterale /m                   | 65 kN/m    |

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, allo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e allo stato ultimo (U) in condizione sismica e in condizione statica. In particolare la sezione in c.a. da verificare ha le seguenti caratteristiche geometriche:

| Muro          | Sezione di verifica |             | Armatura       |                |                   |
|---------------|---------------------|-------------|----------------|----------------|-------------------|
|               | Base [m]            | Altezza [m] | Tesa           | Compressa      | Taglio            |
| Laterale (H1) | 1.0                 | 1.5         | 1 $\phi$ 22/10 | 1 $\phi$ 20/20 | 1 $\phi$ 12/40x40 |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO |      |       |      |            |            |       |
|------------------------|------|-------|------|------------|------------|-------|
| Combinazione           | N    | M     | V    | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ | Wk    |
|                        | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa        | Mpa        | mm    |
| SLE_RARA               | 226  | 1121  | 352  | -4.2       | 143.6      | 0.066 |

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV |      |       |      |                    |               |
|-------------------------------------|------|-------|------|--------------------|---------------|
| Combinazione                        | N    | M     | V    | C.S.<br>(NRd, MRd) | C.S.<br>(VRd) |
|                                     | KN/m | kNm/m | KN/m |                    |               |
| SLU                                 | 305  | 1724  | 522  | 1.75               | 1.38          |
| SLV                                 | 226  | 1908  | 496  | 1.55               | 1.46          |

In maniera analoga si ottengono le sollecitazioni in corrispondenza dei cambiamenti di sezione del muro. Di seguito si riportano le relative verifiche strutturali.

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>64 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

| Muro          | Sezione di verifica |             | Armatura       |                |        |
|---------------|---------------------|-------------|----------------|----------------|--------|
|               | Base [m]            | Altezza [m] | Tesa           | Compressa      | Taglio |
| Laterale (H2) | 1.0                 | 1.0         | 1 $\phi$ 22/10 | 1 $\phi$ 20/20 | -      |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO |      |       |      |            |            |       |
|------------------------|------|-------|------|------------|------------|-------|
| Combinazione           | N    | M     | V    | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ | Wk    |
|                        | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa        | Mpa        | mm    |
| SLE_RARA               | 114  | 429   | 166  | -3.5       | 117.9      | 0.061 |

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV |      |       |      |                    |               |  |
|-------------------------------------|------|-------|------|--------------------|---------------|--|
| Combinazione                        | N    | M     | V    | C.S.<br>(NRd, MRd) | C.S.<br>(VRd) |  |
|                                     | KN/m | kNm/m | KN/m |                    |               |  |
| SLU                                 | 154  | 579   | 254  | 2.43               | 1.54          |  |
| SLV                                 | 114  | 600   | 234  | 2.31               | 1.68          |  |

| Muro          | Sezione di verifica |             | Armatura       |                |        |
|---------------|---------------------|-------------|----------------|----------------|--------|
|               | Base [m]            | Altezza [m] | Tesa           | Compressa      | Taglio |
| Laterale (H3) | 1.0                 | 0.5         | 1 $\phi$ 20/10 | 1 $\phi$ 16/20 | -      |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO |      |       |      |            |            |       |
|------------------------|------|-------|------|------------|------------|-------|
| Combinazione           | N    | M     | V    | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ | Wk    |
|                        | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa        | Mpa        | mm    |
| SLE_RARA               | 34   | 61    | 43   | -1.8       | 44.5       | 0.000 |

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV |      |       |      |                    |               |  |
|-------------------------------------|------|-------|------|--------------------|---------------|--|
| Combinazione                        | N    | M     | V    | C.S.<br>(NRd, MRd) | C.S.<br>(VRd) |  |
|                                     | KN/m | kNm/m | KN/m |                    |               |  |
| SLU                                 | 46   | 83    | 72   | 6.19               | 3.56          |  |
| SLV                                 | 34   | 73    | 60   | 7.00               | 4.22          |  |

### 10.4 VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

#### PLINTO DI FONDAZIONE

|   |         |
|---|---------|
| Eccentricità long Muri laterali -Plinto | -2.7 m  |
| Peso Muro Frontale                      | 3781 kN |
| Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto       | 0.40 m  |

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |               |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>VI4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>65 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

### PLINTO DI FONDAZIONE

|                                     |       |    |
|-------------------------------------|-------|----|
| Ecc.Appoggi Plinto                  | 0.80  | m  |
| Peso Muro Paraghiaia                | 402   | m  |
| Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto | -0.85 | kN |
| Peso Terreno Interno                | 7529  | kN |
| Peso Accidentali                    | 862   | kN |
| Eccentricità long Terreno -Plinto   | -2.7  | m  |
| Spessore Plinto                     | 1.8   | m  |
| Lunghezza plinto                    | 9.6   | m  |
| Larghezza plinto                    | 14.1  | m  |
| Peso plinto di fondazione           | 6091  |    |
| Altezza Rilevato+H plinto           | 9.85  | m  |
| Spinta a riposo rilevato            | 5109  | kN |
| Spinta a riposo sovraccarichi       | 1037  | kN |
| Spinta attiva rilevato              | 3804  | kN |
| Incremento spinta sismica           | 3218  | kN |
| Inerzia dei muri laterali (H)       | 498   | kN |
| Inerzia dei muri laterali (V)       | 249   | kN |
| Inerzia plinto di fondazione (H)    | 1742  | kN |
| Inerzia plinto di fondazione (V)    | 871   | kN |
| Inerzia rilevato interno(H)         | 2153  | kN |
| Inerzia rilevato interno (V)        | 1076  | kN |

Si riportano di seguito la suddetta somma (azioni provenienti dall'impalcato riportati a quota intradosso plinto nel baricentro del plinto e risultate azioni spalla) con riferimento alle condizioni maggiormente significative e per lo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e lo stato limite ultimo (U).

| Combinazioni       | Taglio impalcato concorde con le spinte |              |               |             |              | Taglio impalcato discorde con le spinte |              |               |             |              |
|--------------------|---|--------------|---------------|-------------|--------------|---|--------------|---------------|-------------|--------------|
|                    | N<br>KN                                 | Mlong<br>kNm | Mtrasv<br>kNm | Tlong<br>KN | Ttrasv<br>KN | N<br>KN                                 | Mlong<br>kNm | Mtrasv<br>kNm | Tlong<br>KN | Ttrasv<br>KN |
| ULS_A1_Gr1(max)    | 35074                                   | -3524        | 3947          | 8301        | 85           | 35074                                   | -3582        | 3947          | 8293        | 85           |
| ULS_A1_Gr2a(max)   | 32469                                   | -508         | 2951          | 8522        | 85           | 32469                                   | -8899        | 2951          | 7372        | 85           |
| ULS_A1_Gr2b(max)   | 32523                                   | -4646        | 2951          | 7949        | 85           | 32523                                   | -4681        | 2951          | 7945        | 85           |
| ULS_A1_Gr1(min)    | 29662                                   | -6933        | 1136          | 8301        | 87           | 29662                                   | -6990        | 1136          | 8293        | 87           |
| ULS_A1_Gr2a(min)   | 29742                                   | -2668        | 1063          | 8526        | 87           | 29742                                   | -11129       | 1063          | 7367        | 87           |
| ULS_A1_Gr2b(min)   | 35945                                   | -6841        | 1063          | 7949        | 87           | 35945                                   | -6876        | 1063          | 7945        | 87           |
| SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 23429                                   | 33945        | 7911          | 13184       | 1848         | 23429                                   | 24228        | 7911          | 12038       | 1848         |
| SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez | 23533                                   | 4018         | 26359         | 6619        | 6161         | 23533                                   | 1087         | 26359         | 6273        | 6161         |
| SLV-Ex+0.3Ey+Ez    | 25925                                   | 4395         | 7920          | 6622        | 1848         | 25925                                   | 1409         | 7920          | 6270        | 1848         |
| SLS_RA_Gr1(max)    | 25981                                   | -2610        | 2861          | 6149        | 56           | 25981                                   | -2653        | 2861          | 6143        | 56           |
| SLS_RA_Gr2a(max)   | 24051                                   | -377         | 2124          | 6312        | 57           | 24051                                   | -6592        | 2124          | 5461        | 57           |
| SLS_RA_Gr2b(max)   | 24088                                   | -3441        | 2124          | 5888        | 57           | 24088                                   | -3468        | 2124          | 5885        | 57           |
| SLS_RA_Gr1(min)    | 22825                                   | -5135        | 779           | 6149        | 58           | 22825                                   | -5178        | 779           | 6143        | 58           |
| SLS_RA_Gr2a(min)   | 22019                                   | -1976        | 725           | 6316        | 58           | 22019                                   | -8244        | 725           | 5457        | 58           |
| SLS_RA_Gr2b(min)   | 22056                                   | -5067        | 725           | 5888        | 58           | 22056                                   | -5093        | 725           | 5885        | 58           |
| SLS_FR_Gr1(max)    | 24952                                   | -3441        | 1570          | 6148        | 1            | 24952                                   | -3468        | 1570          | 6144        | 1            |
| SLS_FR_Gr2a(max)   | 24051                                   | -377         | 1570          | 6312        | 1            | 24051                                   | -6592        | 1570          | 5461        | 1            |
| SLS_FR_Gr2b(max)   | 24088                                   | -3441        | 1570          | 5888        | 1            | 24088                                   | -3468        | 1570          | 5885        | 1            |
| SLS_FR_Gr1(min)    | 22920                                   | -5067        | 161           | 6148        | 1            | 22920                                   | -5093        | 161           | 6144        | 1            |
| SLS_FR_Gr2a(min)   | 22019                                   | -1976        | 161           | 6316        | 1            | 22019                                   | -8244        | 161           | 5457        | 1            |
| SLS_FR_Gr2b(min)   | 22056                                   | -5067        | 161           | 5888        | 1            | 22056                                   | -5093        | 161           | 5885        | 1            |
| SLS_QP             | 22269                                   | -4912        | 0             | 5109        | 0            | 22269                                   | -4912        | 0             | 5109        | 0            |



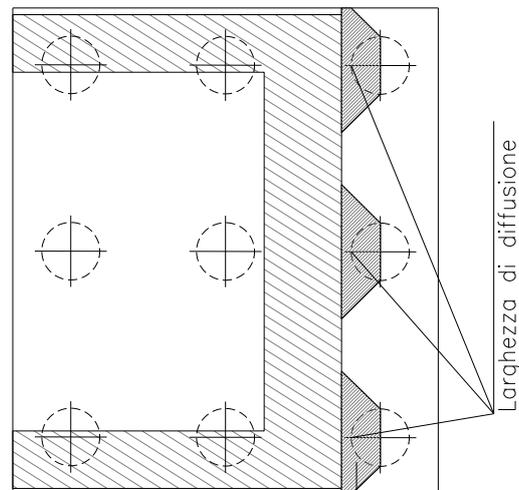
## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>67 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

|                                  |       |                 |
|----------------------------------|-------|-----------------|
| Spessore della Fondazione        | 1.80  | m               |
| Copriferro nominale              | 0.05  | m               |
| Altezza utile della sezione      | 1.71  | m               |
| Altezza della biella compressa   | 0.34  | m               |
| Sforzo di Trazione               | 7464  | kN              |
| Sforzo di compressione           | 8790  | kN              |
| Diametro armatura primo strato   | 26    | mm              |
| Passo armatura primo strato      | 10    | cm              |
| Diametro armatura secondo strato | 26    | mm              |
| Passo armatura secondo strato    | 10    | cm              |
| Diametro armatura terzo strato   | 0     | mm              |
| Passo armatura terzo strato      | 0     | cm              |
| Area complessiva delle armature  | 21237 | mm <sup>2</sup> |
| Tensione nel calcestruzzo        | 12.8  | Mpa             |
| Tensione nell'acciaio            | 351.4 | Mpa             |

La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2 h (h=altezza utile della sezione del plinto).



Nel caso particolare, la verifica è stata eseguita in corrispondenza dei pali di spigolo.

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>68 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

## 10.5 VERIFICA DEI PALI

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il talio in testa per il parametro “ $\alpha$ ”. Il calcolo di tale parametro è riportato nella *Relazione geotecnica generale*.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale.

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente.

Le armature longitudinali consistono in 40 $\phi$ 26 per la prima gabbia e in 20 $\phi$ 22 per la restante parte, mentre le armature trasversali consistono in una spirale di  $\phi$ 16/10 per la prima gabbia ed in una spirale di  $\phi$ 12/20 per la parte restante.

| PALO - Verifiche allo SLU |                    |         |              |             |                    |               |
|---------------------------|--------------------|---------|--------------|-------------|--------------------|---------------|
| Combinazioni              |                    | N<br>kN | Mlong<br>kNm | Tlong<br>kN | C.S.<br>(NRd, MRd) | C.S.<br>(VRd) |
| Max N                     | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | -4644   | 2629         | 1143        | 1.78               | 2.2           |
| Min N                     | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 589     | 2629         | 1143        | 1.29               | 2.2           |
| Max VL                    | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 589     | 2629         | 1143        | 1.29               | 2.2           |

| PALO - Verifiche allo SLE |                  |         |              |             |                   |                   |          |
|---------------------------|------------------|---------|--------------|-------------|-------------------|-------------------|----------|
| Combinazioni              |                  | N<br>kN | Mlong<br>kNm | Tlong<br>kN | $\sigma_c$<br>Mpa | $\sigma_s$<br>Mpa | Wk<br>mm |
| RARA                      | SLS_RA_Gr1(max)  | -2887   | 1290         | 561         | -8.4              | 74.1              | -        |
|                           | SLS_RA_Gr2b(min) | -1259   | 1238         | 538         | -7.9              | 130.7             | -        |
| FREQ                      | SLS_FR_Gr1(min)  | -2815   | 1290         | 561         | -8.4              | 76.5              | 0.075    |
|                           | SLS_FR_Gr2b(min) | -1452   | 1238         | 538         | -7.9              | 122.0             | 0.148    |
| QP                        | SLS_QP           | -2515   | 1081         | 470         | -7.1              | 59.1              | 0.038    |
|                           | SLS_QP           | -1355   | 1081         | 470         | -6.9              | 102.8             | 0.108    |

Lo sforzo normale massimo sul palo di spigolo è pari a 4650 kN. Pertanto in relazione alla capacità portante dei pali, si assume una lunghezza di 24 m.

| Opera | Tratto | Settore | CEE | WBS    | Id. doc. REL | N. prog. | Rev. | Pag. di Pag. |
|-------|--------|---------|-----|--------|--------------|----------|------|--------------|
| L073  | 212    | E       | 13  | VI4400 | REL          | 02       | D    | 69 di 72     |

## 11. ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI

Nel seguente paragrafo si illustrano le caratteristiche degli isolatori sismici, degli apparecchi di appoggio e dei giunti in corrispondenza delle spalle.

Il ponte è dotato di un sistema di isolamento sismico sia in direzione trasversale che longitudinale. In particolare gli apparecchi di appoggio sono previsti tutti del tipo multidirezionali e pertanto i vincoli orizzontali sono costituiti dai dispositivi di isolamento.

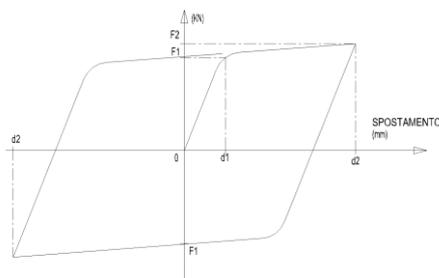
Nella figura successiva, viene riportato lo schema relativo alla sistemazione dei dispositivi di isolamento e apparecchi di appoggio. Con la sigla "T" si indicano gli apparecchi d'appoggio, scorrevoli longitudinalmente e trasversalmente, e dotati di dispositivi sismici in direzione trasversale, mentre con la sigla "LT" si indicano gli apparecchi di appoggio dotati di dispositivi sismici applicati sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale.



**Figura 32 - Schema appoggi e isolatori**

In entrambe le direzioni, i dispositivi sismici sono del tipo elastoplastico e cioè costituiti da elementi di acciaio opportunamente dimensionati e sagomati in modo da presentare una rigidità inizialmente sufficientemente elevata e un comportamento plastico con lieve incrudimento per carichi superiori al carico di snervamento del dispositivo.

Il comportamento del dispositivo è del tipo isteretico con scarico elastico e i dati di progetto del dispositivo sono costituiti dalle coppie forza- spostamento all'atto dello snervamento ( $F_1, d_1$ ) e in corrispondenza dei valori massimi previsti in presenza di azione sismica ( $F_2, d_2$ ).



|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>70 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

**Figura 33 Forza-Spostamento degli isolatori sismici**

Si evidenzia che il valore di soglia F1 garantisce un adeguato margine nei confronti delle azioni statiche e che le deformazioni termiche, nella direzione trasversale, comportano spostamenti trascurabili e contenuti nelle tolleranze del dispositivo.

Per il viadotto in esame i dati di progetto dei dispositivi sono stati valutati precedentemente e sono sinteticamente riportati nella tabella successiva.

| CARATTERISTICHE TECNICHE APPOGGI-ISOLATORI LONGITUDINALI E TRASVERSALI |                             |              |               |              |               |              |               |              |               |              |               |
|--|-----------------------------|--------------|---------------|--------------|---------------|--------------|---------------|--------------|---------------|--------------|---------------|
| SIGLA  | CARICO<br>VERTICALE<br>[kN] | ESCURSIONI   |               | F1           |               | F2           |               | D1           |               | D2           |               |
|  |                             | LONG<br>[mm] | TRASV<br>[mm] | LONG<br>[kN] | TRASV<br>[kN] | LONG<br>[kN] | TRASV<br>[kN] | LONG<br>[mm] | TRASV<br>[mm] | LONG<br>[mm] | TRASV<br>[mm] |
| LT   | 3000                        | ±150         | ±150          | 150          | 150           | 170          | 170           | ±15          | ±10           | ±180         | ±130          |
| T  | 3000                        | ±350         | ±150          | -            | 150           | -            | 170           | -            | ±10           | -            | ±130          |

La tipologia costruttiva prevista per gli apparecchi di appoggio, degli isolatori e dei giunti è riportata nell'elaborato grafico specifico.

Di seguito si riporta la valutazione delle corse degli apparecchi di appoggio multidirezionali e l'escursione dei giunti sulle due spalle.

#### Direzione trasversale

Le analisi dinamiche non lineari mediante accelerogrammi indicano valori massimi contenuti in 52 mm, mentre dall'analisi dinamica lineare si è ottenuto uno spostamento di 49 mm.

La corsa trasversale degli apparecchi di appoggio è quindi fissata pari a ± 80 mm.

#### Direzione longitudinale

Sono stati valutati i seguenti spostamenti:

1. spostamento relativo massimo longitudinale dell'isolatore in corrispondenza della spalla sismica  $d_2$ ;
2. spostamento relativo massimo tra la spalla fissa e la spalla mobile per effetto di moto sismico asincrono tra le spalle  $d_g$ .
3. spostamento relativo massimo dell'impalcato per effetto delle variazioni termiche  $d_t$ ;
- 4.

In corrispondenza della spalla fissa, la corsa degli apparecchi di appoggio e l'escursione del giunto è pari a:

$$\Delta_{sp,f} = \pm d_2$$

In corrispondenza della spalla mobile, la corsa degli apparecchi di appoggio e l'escursione del giunto è pari a:

$$\Delta_{sp,m} = \pm (d_2 + d_g + d_t)$$

Lo spostamento  $d_2$  è stato valutato pari a 103 mm con analisi lineare e a 99 mm con analisi dinamica non lineare. Pertanto si adotta il valore:

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>71 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

$$d_2 = \pm 103 \text{ mm}$$

Gli spostamenti dovuti alla dilatazione termica e al moto sismico asincrono (allo SLC) tra le spalle possono essere valutati come segue:

$$d_g = 0.025 \cdot S \cdot T_c \cdot T_D \cdot \alpha_g = 0.025 \cdot 1.39 \cdot 0.508 \cdot 2.649 \cdot 0.34 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = 156 \text{ mm}$$

$$d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot 25 \cdot 10^3 = 5 \text{ mm}$$

Pertanto lo spostamento massimo in corrispondenza della spalla mobile vale circa  $\pm 264$  mm.

Sono state adottate corse longitudinali degli apparecchi di appoggio pari a  $\pm 150$  mm per la spalla fissa e  $\pm 300$  mm per la spalla mobile.

Per i giunti di estremità sono stati adottati giunti con escursioni pari a  $\pm 300$  mm in corrispondenza di entrambe le spalle.

## 11.1 VERIFICA DEI BAGGIOLI

Il dimensionamento delle armature nei baggioli previsti per l'alloggiamento degli apparecchi di appoggio sono condotti in base a quanto riportato nell'Eurocodice 2 del 1990 e/o nel Model Code CEB-FIP 1990, secondo un meccanismo resistente tipo "shear-friction".

Le formulazioni utilizzate sono in particolare, quelle di cui al P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990, per la valutazione della resistenza alle azioni orizzontali, ovvero quella del (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1) per il calcolo della resistenza per azioni verticali.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche effettuate in accordo alle formulazioni citate:

| PORTATA ULTIMA APPOGGI (KN)                 |  |                   |                    |
|---|--|-------------------|--------------------|
| TIPO  | V  | H <sub>L</sub>    | H <sub>T</sub>     |
| APPOGGIO LT                                 | 3000   | 0                 | 170                |
| <b>Materiali</b>                            |  |                   |                    |
| <b>Calcestruzzo</b>                         |  |                   |                    |
| Resistenza caratteristica cubica            | R <sub>ck</sub> =  | 37                | MPa                |
| Resistenza caratteristica cilindrica        | f <sub>ck</sub> =0,83*R <sub>ck</sub> =                    | 30                | MPa                |
| Resistenza a compressione di calcolo        | f <sub>cd</sub> =f <sub>ck</sub> /γ <sub>c</sub> =         | 19.73             | MPa                |
| Resistenza a trazione media                 | f <sub>ctm</sub> =0.27*(R <sub>ck</sub> ) <sup>2/3</sup> = | 3.00              | MPa                |
| Resistenza caratteristica a trazione        | f <sub>ctk</sub> =0.7*f <sub>ctm</sub> =                   | 2.10              | MPa                |
| Resistenza car. a trazione per flessione    | f <sub>ctfk</sub> =1.2*f <sub>ctm</sub> =                  | 3.60              | MPa                |
| Resistenza a trazione di calcolo            | f <sub>ctd</sub> =f <sub>ctk</sub> /γ <sub>c</sub> =       | 1.40              | MPa                |
| <b>Acciaio</b>                              |  |                   |                    |
| Tensione caratteristica di snervamento      | f <sub>yk</sub> =  | 450               | MPa                |
| Tensione di snervamento di calcolo          | f <sub>yd</sub> =f <sub>yk</sub> /γ <sub>s</sub> =         | 391               | MPa                |
| <b>Dimensioni piastre inferiore appoggi</b> |  | <b>a (long.)</b>  | <b>b (trasv.)</b>  |
| Appoggio                                    |  | 800               | 800                |
| <b>Tipo e dimensioni baggioli</b>           |  | <b>a' (long.)</b> | <b>b' (trasv.)</b> |
| Baggiolo                                    |  | 1000              | 1000               |

## 2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

|               |               |              |           |              |                    |                |           |                          |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera<br>L073 | Tratto<br>212 | Settore<br>E | CEE<br>13 | WBS<br>V4400 | Id.<br>doc.<br>REL | N. prog.<br>02 | Rev.<br>D | Pag. di Pag.<br>72 di 72 |
|---------------|---------------|--------------|-----------|--------------|--------------------|----------------|-----------|--------------------------|

| VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO  |                                     |                  |                      |
|---|-------------------------------------|------------------|----------------------|
| <b>Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990)</b>  |                                     |                  |                      |
| Azione tagliante ultima   | $F_{sdu}=(H_L^2+H_T^2)^{1/2}=\dots$ | 170              | KN                   |
| Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene:<br>$\mu=0.6$ (coefficiente di attrito cls-cls)<br>$\beta=0.2$ , essendo $\beta f_{ctd}$ la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito)<br>$\sigma_{cd}$ =tensione di compressione dovuta ai carichi esterni<br>La condizione di resistenza al taglio si esprime con la: |                                     |                  |                      |
| $\tau_{sd}<\tau_{rd}$   |                                     | 7.40             | MPa                  |
| $\tau_{rd}=\beta f_{ctd}+\mu(\rho f_{yd}+\sigma_{cd})<0.25 f_{cd}$  |                                     | $0.25 f_{cd} =$  | 4.93 MPa             |
| Trascurando l'influenza dell'attrito e della tensione di compressione $\sigma_{cd}$ si ha:  |                                     |                  |                      |
| Num. ferri :  | 40                                  |                  |                      |
| Diametro singolo ferro:   | 22                                  | mm               |                      |
| Area complessiva $A_s=$   | 15205                               | mm <sup>2</sup>  |                      |
| Perc. di armatura $\rho=$   | 0.01521                             | ( $\geq 0.001$ ) | OK                   |
| Resistenza a taglio teorica   | $\tau_{rd} =$                       | 3.57             | N/mm <sup>2</sup>    |
| Resistenza a taglio di calcolo  | $\tau_{rd} =$                       | 3.57             | N/mm <sup>2</sup>    |
| Taglio agente di progetto   | $\tau_{sd} =$                       | 0.17             | N/mm <sup>2</sup> OK |
| <b>Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)</b>   |                                     |                  |                      |
| Azione di progetto ultima   | $F_{sdu}=V=$                        | 3000             | KN                   |
| area caricata $A_{c0} =$  |                                     | 640000           | mm <sup>2</sup>      |
| massima area di diffusione $A_{c1} =$   |                                     | 1000000          | mm <sup>2</sup>      |
| Resistenza ultima $F_{rdU}=A_{c0} * f_{cd} * (A_{c1}/A_{c0})^{1/2} =$   |                                     | 15786.67         | KN                   |
| $F_{rdU} < 3 * f_{cd} * A_{c0} =$   | 37888                               | KN               | OK                   |
| <b>Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale</b>   |                                     |                  |                      |
| Azione di progetto ultima   | $F_{sdu}=V=$                        | 3000             | KN                   |
| Area necessaria $A_s=0.25 * F_{sdu} * (1 - (\min(a/a' - b/b'))) / f_{yd} =$   |                                     | 4                | cm <sup>2</sup>      |
| Avendo disposto staffe $\phi 12$ a 4 braccia risulta per un totale di 2 staffe collaboranti nel tratto  |                                     |                  |                      |
|   | Area resistente totale              | 9.0              | cm <sup>2</sup> OK   |