




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

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

| | | | |
|--|---|--|--|
| PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese <i>Mandataria:</i> | | | |
|  |  |  |  |

| | | | |
|---|---|--|---|
| RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER I ATI <i>Ing. Antonio Grimaldi</i> GEOLOGO <i>Dott. Geol. Fabrizio Pontoni</i> COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>Ing. Michele Curiale</i> |  |  |  |
|---|---|--|---|

| | | |
|---|--|--|
| IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO <i>Ing. Iginio Farotti</i> | | |
|---|--|--|

| | |
|---|--|
| 2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE 3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud 4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI Viadotto Potenza: Relazione di calcolo sottostrutture | SCALA: DATA: <p style="text-align: center;">Settembre 2020</p> |
|---|--|

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

| |
|--|
| Codice Elaborato: |
| L 0 7 0 3 2 1 3 E 1 2 V I 5 5 0 0 R E L 0 2 B |

| REV. | DATA | DESCRIZIONE | Redatto | | Controllato | Approvato |
|------|----------------|--------------------------------------|---------|--------|-------------|------------|
| B | Settembre 2020 | Emissione a seguito istruttoria Anas | Progin | Progin | S.Lieto | A.Grimaldi |
| A | Marzo 2020 | Emissione PE | Progin | Progin | S.Lieto | A.Grimaldi |
| | | | | | | |

INDICE

| | |
|---|-----------|
| 1. GENERALITA' | 4 |
| 1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA | 5 |
| 1.2 UNITÀ DI MISURA..... | 7 |
| 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 8 |
| 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI | 9 |
| 3.1 RESISTENZE DI PROGETTO..... | 9 |
| 3.1.1 Calcestruzzo C30/37..... | 9 |
| 3.1.2 Calcestruzzo C32/40..... | 9 |
| 3.1.3 Acciaio di armatura B450C..... | 10 |
| 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA | 11 |
| 4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE..... | 11 |
| 4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO | 11 |
| 4.3 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI | 12 |
| 5. ANALISI DEI CARICHI | 15 |
| 5.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1) | 15 |
| 5.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2) | 15 |
| 5.2.1 Rinterro..... | 16 |
| 5.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1)..... | 16 |
| 5.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1) | 16 |
| 5.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2)..... | 17 |
| 5.6 VARIAZIONE TERMICA (E3) | 17 |
| 5.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)..... | 20 |
| 5.7.1 Azioni da traffico per verifiche a fatica..... | 21 |
| 5.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3) | 21 |
| 5.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)..... | 22 |
| 5.10 AZIONE DEL VENTO (Q5) | 22 |
| 5.10.1 Calcolo della pressione del vento..... | 22 |
| 5.10.2 Vento a ponte carico..... | 23 |
| 5.10.3 Vento a ponte scarico..... | 23 |
| 5.10.4 Vento in fase di montaggio | 23 |
| 5.11 AZIONI SISMICHE (Q6) | 23 |
| 5.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7) | 29 |
| 5.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8) | 29 |
| 6. COMBINAZIONI DI CARICO | 30 |
| 6.1 GRUPPI DI CARICO..... | 30 |
| 6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE | 31 |
| 6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU | 32 |
| 6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE..... | 32 |
| 7. MODELLI DI CALCOLO | 33 |
| 7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO..... | 33 |
| 7.2 MODELLO GLOBALE..... | 34 |

| Opera | Tratto | Settore | CEE | WBS | Id.doc. | N. prog. | Rev. | Pag. di Pag. |
|-------|--------|---------|-----|--------|---------|----------|------|--------------|
| L0703 | 213 | E | 12 | V15500 | REL | 02 | B | 3 di 96 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| 7.3 | MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE | 36 |
| 7.3.1 | Condizioni statiche..... | 36 |
| 7.3.2 | Condizioni sismiche | 36 |
| 7.4 | SCARICO IMPALCATO SUGLI APPOGGI..... | 39 |
| 8. | METODI DI ANALISI E DI VERIFICA | 42 |
| 8.1 | ANALISI STATICA | 42 |
| 8.2 | ANALISI SISMICA..... | 42 |
| 8.2.1.1 | <i>Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"</i> | 44 |
| 8.2.1.2 | <i>Isolatori elastoplastici</i> | 47 |
| 8.2.2 | Analisi dinamica lineare (analisi modale)..... | 50 |
| 8.2.3 | Analisi dinamica non lineare..... | 50 |
| 8.2.4 | Risultati dell'analisi in direzione longitudinale..... | 52 |
| 8.2.5 | Risultati dell'analisi in direzione trasversale..... | 53 |
| 8.3 | CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI..... | 54 |
| 8.3.1 | Verifiche allo SLU..... | 54 |
| 8.3.2 | Verifiche allo SLE..... | 54 |
| 8.3.2.1 | <i>Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio</i> | 54 |
| 8.3.2.2 | <i>Verifica di fessurazione</i> | 54 |
| 9. | VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S1)..... | 55 |
| 9.1 | MURO FRONTALE..... | 55 |
| 9.2 | MURO PARAGHIAIA..... | 58 |
| 9.3 | MURI LATERALI..... | 60 |
| 9.4 | PLINTO DI FONDAZIONE..... | 62 |
| 9.5 | PALI DI FONDAZIONE..... | 68 |
| 10. | VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S2) | 70 |
| 10.1 | MURO FRONTALE..... | 70 |
| 10.2 | MURO PARAGHIAIA..... | 73 |
| 10.3 | MURI LATERALI..... | 74 |
| 10.4 | PLINTO DI FONDAZIONE..... | 75 |
| 10.5 | PALI DI FONDAZIONE..... | 78 |
| 11. | VERIFICA DELLE PILE | 81 |
| 11.1 | RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE DEL FUSTO | 81 |
| 11.1.1 | Risultati e verifiche agli SLU/SLV | 82 |
| 11.1.2 | Risultati e verifiche agli SLE..... | 83 |
| 11.2 | PULVINO..... | 84 |
| 11.3 | PALI DI FONDAZIONE..... | 85 |
| 11.3.1 | Sollecitazioni testa pali..... | 85 |
| 11.3.2 | Verifiche geotecniche di capacità portante | 89 |
| 11.3.3 | Verifiche strutturale pali | 90 |
| 11.4 | PLINTO | 91 |
| 12. | ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI | 92 |
| 13. | VERIFICA DEI BAGGIOLI | 95 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 4 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------|

1. GENERALITA'

La presente relazione viene emessa nell'ambito del Progetto Esecutivo della direttrice "Pedemontana delle Marche", che costituisce l'elemento di completamento tra le due direttrici "S.S.76" Vallesina e "S.S.77" Val di Chienti, con riferimento ai seguenti stralci funzionali:

- 3° stralcio funzionale: compreso tra lo svincolo di Castelraimondo nord e lo svincolo di Castelraimondo sud;
- 4° stralcio funzionale: compreso tra lo svincolo di Castelraimondo sud e l'innesto con la S.S. 77 a Muccia.

In particolare nel seguito si riportano le caratteristiche generali dell'opera, le modalità di calcolo, i risultati delle analisi delle sollecitazioni e le verifiche degli elementi strutturali delle sottostrutture del viadotto Castel Raimondo localizzato nel tratto compreso tra la pk 3+945.00 e la pk 4+225.00.

Le capacità portanti delle fondazioni sono riportate nella relazione specifica.

Per quanto concerne la verifica dell'impalcato, si rimanda all'elaborato:

L0703213E12VI5500REL01B (*Viadotto Potenza - Relazione di calcolo impalcato*).

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 5 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------|

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto Vallone è costituito da un'impalcato continuo in acciaio-calcestruzzo a 5 luci aventi il seguente spartito:

| PONTI E VIADOTTI IN ACCIAIO-CLS | | | | |
|---------------------------------|---------|---------------------|-------------------|----------------------|
| OPERA | | PROGRESSIVE | SPARTITO [m] | L _{imp} [m] |
| VIADOTTO | POTENZA | 3+945.00 – 4+225.00 | 40+50+50+50+50+40 | 280 |

La sezione trasversale dell'impalcato presenta una larghezza complessiva di 13.0 m. Per maggiori dettagli riguardanti l'impalcato si rinvia alla relazione specifica.

Le sottostrutture consistono in due spalle e cinque pile con fondazioni di tipo profondo su pali.

La spalla indicata con "S1" è la spalla fissa mentre quella indicata con "S2" è la spalla mobile. Il viadotto 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 e sulle pile sono disposti solo isolatori trasversali. La spalla fissa presenta un muro paraghiaia arretrato per permettere l'alloggiamento del sistema di isolamento.

Le pile hanno sezione pseudorettagonolare cava biconnessa.

Di seguitosi riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture.

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche spalla S1

SPALLA FISSA S1

Altezza muro frontale: 7.30 m
 Spessore muro frontale: 2.50 m
 Altezza muro paraghiaia: 3.50 m
 Spessore muro paraghiaia: 0.80 m
 Spessore plinto di fondazione: 2.20 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 12.0 m
 Larghezza plinto di fondazione: 17.5 m
 Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m – 0.50m
 Pali: 12φ1500

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche pila P1

PILA P1

Altezza totale pila: 11.5 m
 Altezza fusto: 9.1 m
 Altezza pulvino: 2.4 m
 Dimensione longitudinale base pila: 3.0 m
 Dimensione trasversale base pila: 7.0 m
 Spessore setti sezione cava: 0.40 m
 Spessore plinto di fondazione: 2.5 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 7.5 m
 Larghezza plinto di fondazione: 12.0 m
 Pali: 6φ1500

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 6 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------|

Tabella 3 – Caratteristiche geometriche pilaP2

PILA P2

Altezza totale pila: 18.5 m

Altezza fusto: 16.1 m

Altezza pulvino: 2.4 m

Dimensione longitudinale base pila: 3.0 m

Dimensione trasversale base pila: 7.0 m

Spessore setti sezione cava: 0.40 m

Spessore plinto di fondazione: 2.5 m

Lunghezza plinto di fondazione: 7.5 m

Larghezza plinto di fondazione: 12.0 m

Pali: 6φ1500

Tabella 4 – Caratteristiche geometriche pilaP3

PILA P3

Altezza totale pila: 18.5 m

Altezza fusto: 16.1 m

Altezza pulvino: 2.4 m

Dimensione longitudinale base pila: 3.0 m

Dimensione trasversale base pila: 7.0 m

Spessore setti sezione cava: 0.40 m

Spessore plinto di fondazione: 2.5 m

Lunghezza plinto di fondazione: 7.5 m

Larghezza plinto di fondazione: 12.0 m

Pali: 6φ1500

Tabella 5 – Caratteristiche geometriche pila P4

PILA P4

Altezza totale pila: 18.5 m

Altezza fusto: 16.1 m

Altezza pulvino: 2.4 m

Dimensione longitudinale base pila: 3.0 m

Dimensione trasversale base pila: 7.0 m

Spessore setti sezione cava: 0.40 m

Spessore plinto di fondazione: 2.5 m

Lunghezza plinto di fondazione: 7.5 m

Larghezza plinto di fondazione: 12.0 m

Pali: 6φ1500

Tabella 6 – Caratteristiche geometriche pila P5

PILA P5

Altezza totale pila: 14.0 m

Altezza fusto: 12.6 m

Altezza pulvino: 2.4 m

Dimensione longitudinale base pila: 3.0 m

Dimensione trasversale base pila: 7.0 m

Spessore setti sezione cava: 0.40 m

Spessore plinto di fondazione: 2.5 m

Lunghezza plinto di fondazione: 7.5 m

Larghezza plinto di fondazione: 12.0 m

Pali: 6φ1500

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 7 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------|

Tabella 7 – Caratteristiche geometriche spalla S2

SPALLA MOBILE S2

Altezza muro frontale: 7.30 m

Spessore muro frontale: 2.50 m

Altezza muro paraghiaia: 3.50 m

Spessore muro paraghiaia: 0.50 m

Spessore plinto di fondazione: 2.20 m

Lunghezza plinto di fondazione: 12.0 m

Larghezza plinto di fondazione: 14.0 m

Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m – 0.5m

Pali: 9φ1500

L'opera 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 $C_U = 1.5$. Da ciò si deduce un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 75 anni.

1.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, cm, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ MPa

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 8 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------|

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 2, parte 1.1. Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1993 -1-1.
EUROCODICE 3, parte 1.1. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1993 -1-2.
EUROCODICE 3. Parte 2. Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti di acciaio.
- UNI EN 1998-1.
EUROCODICE 8, parte 1. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2.
EUROCODICE 8, parte 2. Ponti.

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 9 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------|

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le verifiche nel seguito esposte tengono conto dei seguenti materiali per la realizzazione delle sottostrutture. Per i controlli si fa riferimento a quanto previsto dal DM 14/01/2008.

Tabella 8 – Calcestruzzi

| Elemento | Classe |
|--|--------|
| Calcestruzzo per magrone di fondazione | C12/15 |
| Calcestruzzo per pali di fondazione | C32/40 |
| Calcestruzzo armato per plinti di fondazione | C32/40 |
| Elevazione Pile e Spalle | C30/37 |

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) |

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 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 10 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

Resistenze di progetto allo SLE

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

3.1.3 Acciaio di armatura B450C

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

Resistenza di progetto allo SLU

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

Resistenza di progetto allo SLE

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

Tuttavia, i materiali impiegati per la realizzazione delle sottostrutture sono riepilogati nell'apposita tabella progettuale e presentano caratteristiche di resistenza e qualità uguali o superiori a quelli dichiarati nella presente relazione e a favore di sicurezza assunti nelle verifiche statiche.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente paragrafo si riporta la caratterizzazione geotecnica specifica per l'opera in esame. Per dettagli si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*

4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

Le indagini più prossime all'opera in oggetto sono le seguenti:

- prova penetrometrica dinamica DPSH P25 di lunghezza 6.0 m, appartenente alla campagna d'indagine del 2000;
- sondaggio S36 di lunghezza 30.0 m, appartenente alla campagna del 2002;
- sondaggio BH7 di lunghezza 40.0 m, appartenente alla campagna del 2004;
- sondaggi X3.16 e X3.17 di lunghezza rispettivamente di 30.0 e 45.0 m, appartenenti alla campagna del 2017.

I sondaggi S36 e X3.17 sono stati attrezzati con piezometro del tipo a tubo aperto, il sondaggio BH7 con piezometro di Casagrande mentre il sondaggio X3.16 con inclinometro.

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio ed in accordo a quanto mostrato nel Profilo geotecnicoe nella Relazione geotecnica generale ai quali rimanda per dettagli, in corrispondenza dell'opera si individua la stratigrafia di progetto riportata nelle seguenti tabelle. Nelle suddette tabelle si indicano anche i parametri geotecnici utilizzati nel dimensionamento delle fondazioni.

4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

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

Tabella 9 – Stratigrafia 1 e parametri geotecnici di calcolo (pile P1+P2+P3+P4)

| Unità geotecnica | Profondità [m da p.c.] | γ [kN/m ³] | ϕ' [°] | cu [kPa] | τ [kPa] | Nq [-]; qb [kPa] |
|---|------------------------|-------------------------------|-------------|----------|--|---|
| Ag – Depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi | 0.0÷5.0 | 19.0 | 38 | - | $\beta \cdot \sigma'_v \leq 150$ con $\beta = k \cdot \tan \phi$ | Nq=17, qb<5800 |
| Salt – Alterazione del substrato | 5.0÷6.0 | 20.0 | - | 250 | $\beta \cdot \sigma'_v \leq 120$ con $\beta = 0.1 + 0.4 \cdot cu / \sigma'_v$ | $9 \cdot cu + \sigma_v$ |
| S – Substrato pelitico arenaceo | >6.0 | 23.0 | - | - | 150 per $z \leq 9$ m 170 per $z > 9$ m | 4000 per $z \leq 9$ m 5000 per $z > 9$ m |
| Falda: a p.c. (*) | | | | | | |

Tabella 10 – Stratigrafia 2 e parametri geotecnici di calcolo (SP1+P5)

| Unità geotecnica | Profondità [m da p.c.] | γ [kN/m ³] | ϕ' [°] | cu [kPa] | τ [kPa] | Nq [-]; qb [kPa] |
|---|------------------------|-------------------------------|-------------|----------|--|---|
| Ag – Depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi | 0.0÷14.0 | 19.0 | 38 | - | $\beta \cdot \sigma'_v \leq 150$ con $\beta = k \cdot \tan \phi$ | Nq=17, qb<5800 |
| Salt – Alterazione del substrato | 14.0÷15.0 | 20.0 | - | 250 | $\beta \cdot \sigma'_v \leq 120$ con $\beta = 0.1 + 0.4 \cdot cu / \sigma'_v$ | $9 \cdot cu + \sigma_v$ |
| S – Substrato pelitico arenaceo | >15.0 | 23.0 | - | - | 150 per $z \leq 18$ m 170 per $z > 18$ m | 4000 per $z \leq 18$ m 5000 per $z > 18$ m |
| Falda: a p.c. (*) | | | | | | |

Tabella 11 – Stratigrafia 3 e parametri geotecnici di calcolo (SP2)

| Unità geotecnica | Profondità [m da p.c.] | γ [kN/m ³] | φ' [°] | cu [kPa] | τ [kPa] | Nq [-]; qb [kPa] |
|--|---------------------------|----------------------------------|-------------------|-------------|--|-------------------------|
| Ag – Depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi | 0.0÷9.0 | 19.0 | 38 | - | $\beta \cdot \sigma'_v \leq 150$ con $\beta = k \cdot \tan \phi$ | Nq=17, qb<5800 |
| Ala – Depositi alluvionali limoso-argillosi | 9.0÷14.0 | 19.0 | - | 100 | $\alpha \cdot cu \leq 100$ | $9 \cdot cu + \sigma_v$ |
| Ag – Depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi | 14.0÷20.0 | 19.0 | 38 | - | $\beta \cdot \sigma'_v \leq 150$ con $\beta = k \cdot \tan \phi$ | Nq=17, qb<5800 |
| Salt – Alterazione del substrato | 20.0÷21.0 | 20.0 | - | 250 | $\beta \cdot \sigma'_v \leq 120$ con $\beta = 0.1 + 0.4 \cdot cu / \sigma'_v$ | $9 \cdot cu + \sigma_v$ |
| S – substrato pelitico arenaceo | >21.0 | 23.0 | - | - | 170 | 5000 |
| Falda: a p.c. | | | | | | |

Per ulteriori dettagli relativi alla stratigrafia, ai parametri geomeccanici di progetto, all'individuazione delle zone in frana e alle curve di capacità portante dei pali si rimanda alla relativa relazione di calcolo delle fondazioni.

4.3 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 palosi è utilizzato un parametro α [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 α (espresso in metri):

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

Il coefficiente α 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.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| Opera | Tratto | Settore | CEE | WBS | Id.doc. | N.prog. | Rev. | Pag.di Pag. |
|-------|--------|---------|-----|--------|---------|---------|------|-------------|
| L0703 | 213 | E | 12 | V15500 | REL | 02 | B | 13 di 96 |

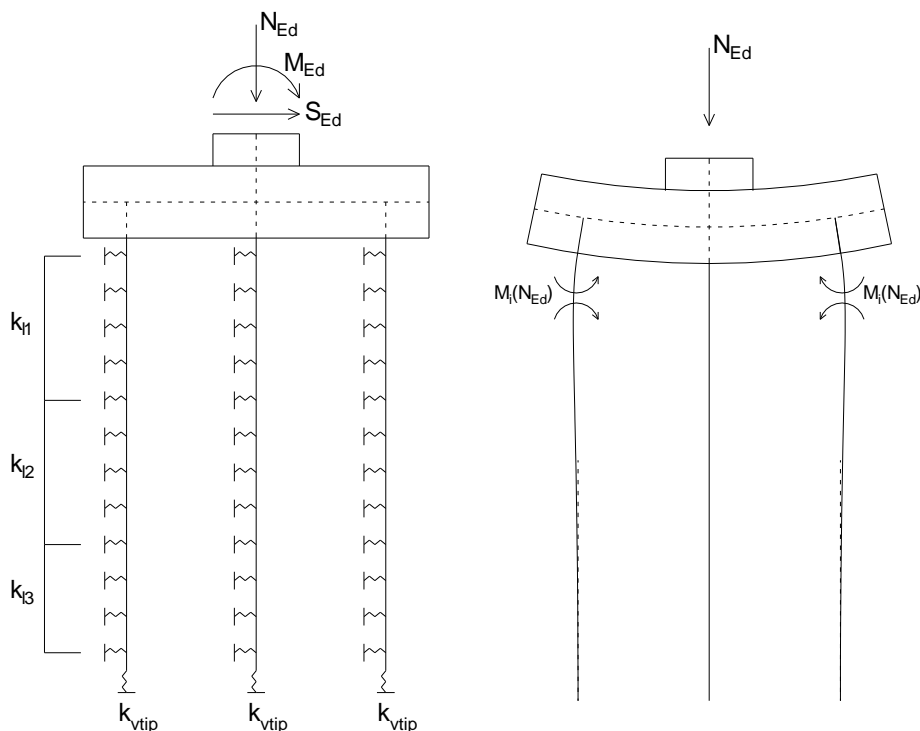


Figura 1 - Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

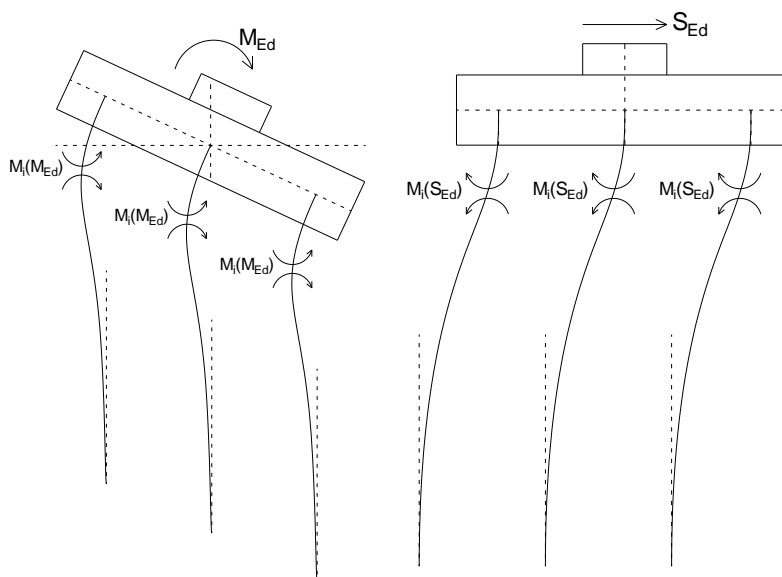


Figura 2 - Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

Nella seguente Tabella 12 è riportato, in funzione del diametro del palo e per una lunghezza del palo media indicativa di calcolo, il valore del parametro α per il calcolo del momento flettente a testa palo. Per i metodi di valutazione di tale parametro si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all'aperto e Gallerie Artificiali.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 14 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

Tabella 12 – Valori α

| Opera | | Diametro palo [mm] | Lunghezza palo [mm] | Parametro α [m] |
|-------------------------|---------------------------------|--------------------|---------------------|------------------------|
| Viadotto Castelraimondo | Stratigrafia 1 | 1500 | 20.0 | 2.90 |
| | | | 30.0 | 2.90 |
| | Stratigrafia 2 | 1500 | 20.0 | 3.04 |
| | | | 30.0 | 3.05 |
| | Stratigrafia 3 | 1500 | 20.0 | 2.88 |
| | | | 30.0 | 2.88 |
| Viadotto Vallone | Stratigrafia 1 | 1500 | 20.0 | 3.11 |
| | | | 30.0 | 3.12 |
| | Stratigrafia 2 | 1500 | 20.0 | 2.95 |
| | | | 30.0 | 2.95 |
| | Stratigrafia 3 | 1500 | 20.0 | 2.85 |
| | | | 30.0 | 2.85 |
| Viadotto S. Anna | Stratigrafia 1 | 1500 | 20.0 | 3.28 |
| | | | 30.0 | 3.31 |
| Viadotto S. Pietro | Stratigrafia 1 | 1500 | 20.0 | 3.8 |
| | | | 30.0 | 3.8 |
| Viadotto Potenza | Stratigrafia 1 | 1500 | 20.0 | 3.39 |
| | | | 30.0 | 3.38 |
| | Pile P2, P3, P4 con scalzamento | 1500 | 20.0 | 4.14 |
| | | | 30.0 | 4.11 |
| | Stratigrafia 1 | 1500 | 20.0 | 3.29 |
| | | | 30.0 | 3.29 |
| Stratigrafia 2 | 1500 | 20.0 | 3.29 | |
| | | 30.0 | 3.29 | |
| Viadotto Cesara | Stratigrafia 1 | 1500 | 20.0 | 3.26 |
| | | | 30.0 | 3.28 |
| Viadotto Palente | Stratigrafia 1 | 1200 | 20.0 | 2.67 |
| | | | 30.0 | 2.65 |

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 15 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico dell'acciaio pari 78.5 kN/mc e un peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/mc.

Peso proprio della carpenteria in acciaio (G1.1), calcolato in automatico dal software di calcolo. Il peso degli elementi di carpenteria principale, viene incrementato del 5% per tener conto del peso dei vari elementi secondari (piatti di irrigidimento trasversali e longitudinali, bullonature etc.):

- $G1.1 = 2.0 \text{ kN/m}^2$

È stata pertanto valutata un'incidenza della carpenteria metallica pari a 200 kg per m² di impalcato.

Peso della soletta (G1.2), considerando uno spessore di 30 cm, per una larghezza complessiva di piattaforma pari a 16.50m sulla prima metà della prima campata, variabile sulla seconda metà e pari a 13.35 m sulle restanti campate

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

- $G1.2+G1.3 = 109.5 \text{ kN/m}$

5.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Pavimentazione (G2.1)

La pavimentazione adottata ha un spessore di 8 cm. Cautelativamente nell'analisi dei carichi è stato considerato un peso di 3 kN/m²

- $G2.1 = 13.35 \times 3 \text{ kN/m}^2$ 40.05 kN/m;
- $G2.1 = 10.85 \times 3 \text{ kN/m}^2$ 32.55 kN/m;

Guard Rail (G2.2)

- $G2.2 = 2 \times 1.25 \text{ kN/m}$ 2.50 kN/m;

Velette (G2.3)

- $G2.3 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$ 2.00 kN/m;

Corrimano (G2.4)

- $G2.4 = 2 \times 0.5 \text{ kN/m}$ 1.00 kN/m;

Impianti (G2.5)

- $G2.5 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$ 2.00 kN/m.

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 16 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

5.2.1 Rinterro

Per il terreno di rinterro a tergo della spalla si è considerato un peso per unità di volume pari a 20 kN/m³.

Sui plinti di fondazione delle pile si è considerato uno strato di terreno avente spessore di 1 metro, applicato come forza concentrata in testa al plinto nel modello agli elementi finiti.

5.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1)

Nel caso in esame, essendo le fondazioni dell'opera realizzate su pali, l'effetto dei cedimenti sull'opera risulta trascurabile.

5.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018. Si riporta la valutazione della deformazione da ritiro secondo le indicazioni previste dalle norme. La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno.

Tabella 13 – Deformazione da ritiro

| Valutazione della deformazione da ritiro a 10000 gg. | | |
|--|-----------|---------------------------------------|
| $A_c =$ | 4.4 | m ² |
| $u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria = | 17 | m |
| $k = 2 A_c / u =$ | 0.52 | m |
| $U =$ umidità relativa = | 70.0 | % |
| $R_{ck} =$ | 45 | Mpa |
| $\phi_{r,10000gg} =$ | -2.90E-04 | (EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 10$ gg.) |

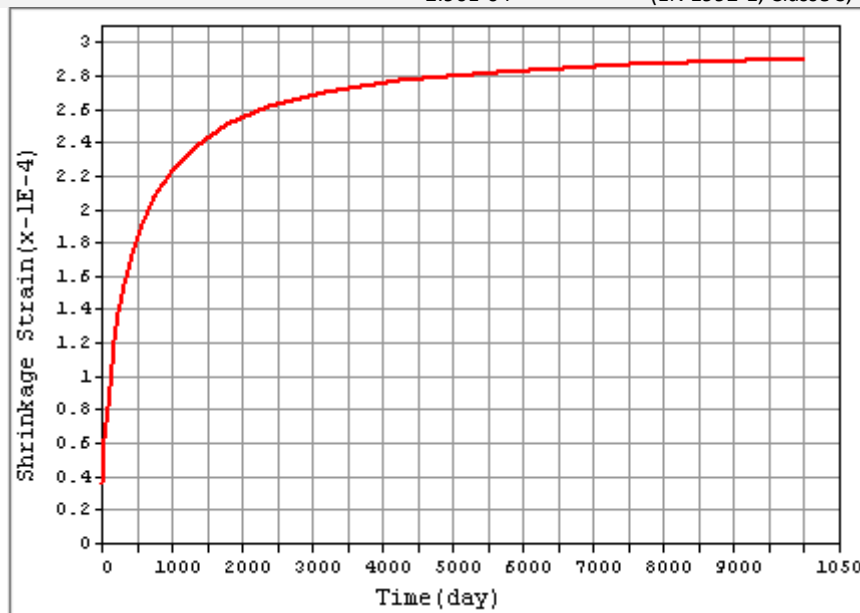


Figura 3 - Andamento della deformazione da ritiro nel tempo

La valutazione riportata indica che a 10.000 gg, la deformazione da ritiro raggiunge il valore 0.29%. Gli effetti del ritiro impedito, che si sviluppano nel tempo, si traducono in una forza di trazione nella soletta e in una forza assiale di compressione e di momento flettente agenti sulla sezione mista omogeneizzata trave + soletta.

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 17 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

5.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2)

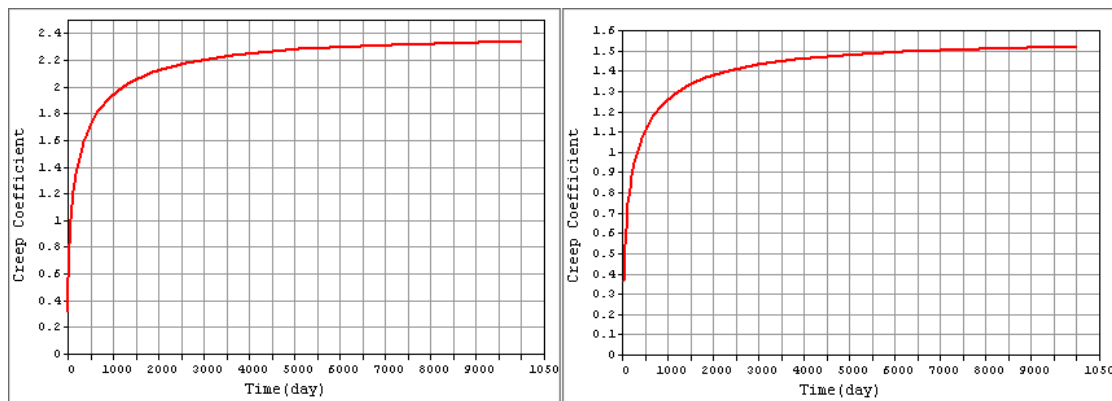
Di seguito si riporta il calcolo del coefficiente di viscosità per il calcestruzzo della soletta secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Tabella 14 – Coefficienti di Viscosità

| Valutazione dei Coefficienti di Viscosità a 10000 gg. | | |
|---|------|---------------------------------------|
| $A_c =$ | 4.4 | m ² |
| $u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria = | 17 | m |
| $k = 2 A_c/u =$ | 0.52 | m |
| $U =$ umidità relativa = | 70.0 | % |
| $R_{ck} =$ | 45 | Mpa |
| $\varphi(t_{oo}, t_0) =$ | 2.34 | (EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.) |
| $\varphi(t_{oo}, t_0) =$ | 1.52 | (EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 30$ gg.) |

Il coefficiente di viscosità viene modellato come una funzione che si evolve nel tempo t e il cui valore dipende dall'età del cls, in giorni, t_0 , al momento dell'applicazione del carico. Nella tabella precedente sono stati valutati i coefficienti di viscosità per $t = 10000$ gg e per t_0 pari rispettivamente a 3 gg. (età del cls al momento dell'attivazione delle azioni da ritiro) e a 30 gg. (età presunta del cls al momento di applicazione dei carichi permanenti portati).

L'evolversi nel tempo del coefficiente di viscosità è diagrammato nelle figure seguenti.


 Figura 4 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo per $t_0 = 3$ gg. e per $t_0 = 30$ gg.

5.6 VARIAZIONE TERMICA (E3)

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 generali fornite dal DM 2008 (punto 3.5.1) e quelle specifiche contenute nella UNI EN 1991-1-5.

In dettaglio, è stata valutata una variazione termica uniforme pari a $\pm 25^\circ\text{C}$ lungo tutto lo sviluppo dell'opera. Tale valore è stato definito come di seguito illustrato.

In prima analisi, sono state determinate la minima e la massima temperatura dell'aria all'ombra. Queste grandezze, funzione della posizione geografica, sono ricavate dalle mappe nazionali delle linee isotermitiche, presenti nell'Appendice Nazionale, 2007 della UNI EN 1991-1-1 e di seguito riportate:

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 18 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

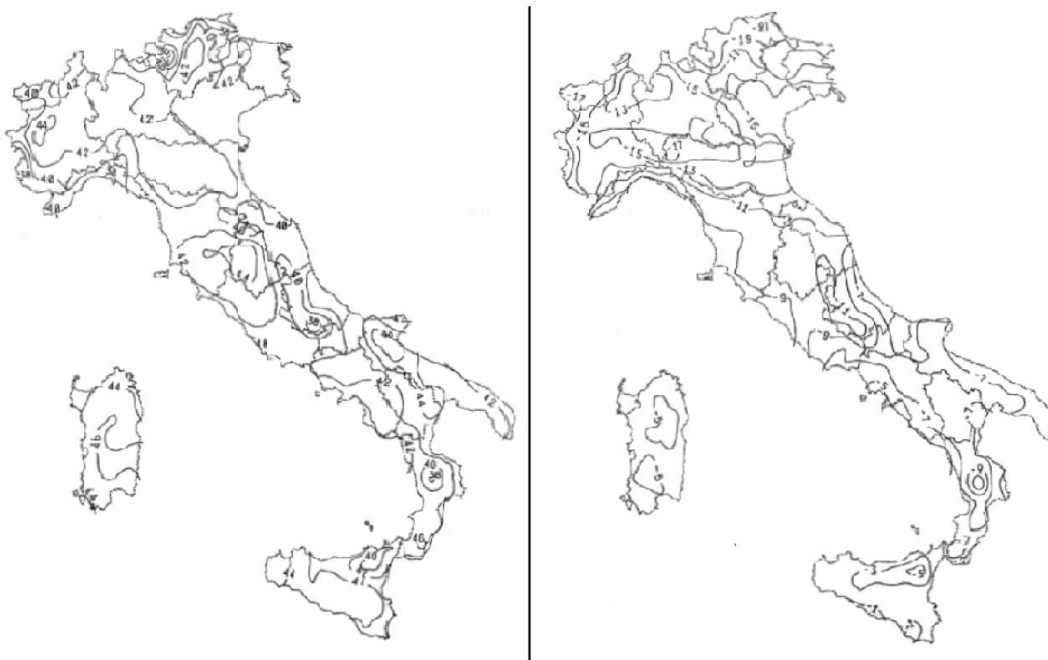


Figura 5: Mappe nazionali delle linee isoterme; T_{max} a sinistra e T_{min} a destra (Appendici nazionali, 2007)

Per il sito in cui sorge il viadotto in esame i valori forniti dalle isoterme sono:

$$T_{max} = 40^{\circ}$$

$$T_{min} = -11^{\circ}$$

Questi valori hanno un periodo di ritorno pari a 50 anni (probabilità annuale di essere superati pari a 0,02); inoltre si riferiscono al livello medio dei mari. Per ottenere dei valori propri per la zona in cui sorge il viadotto in esame, occorre modificarli come proposto dalla normativa:

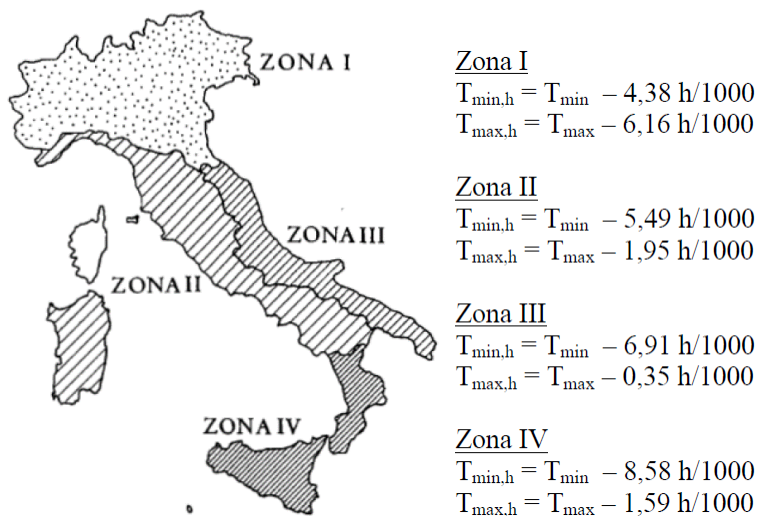


Figura 6: Zone climatiche italiane (Appendice A, UNI EN 1991-1-5)

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 19 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

Poiché il viadotto in esame ricade nella zona climatica 2, i valori massimi e minimi dell'aria all'ombra sono i seguenti:

$T_{min, h} = -13 \text{ °C}$

$T_{max, h} = +39 \text{ °C}$

a cui corrispondono, per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), i seguenti valori riferiti alla struttura:

$T_{e, min} = -10 \text{ °C}$

$T_{e, max} = +40 \text{ °C}$

Tali valori sono estrapolati dal grafico riportato di seguito e contenuto nell' Eurocodice EN 1991-1-5.

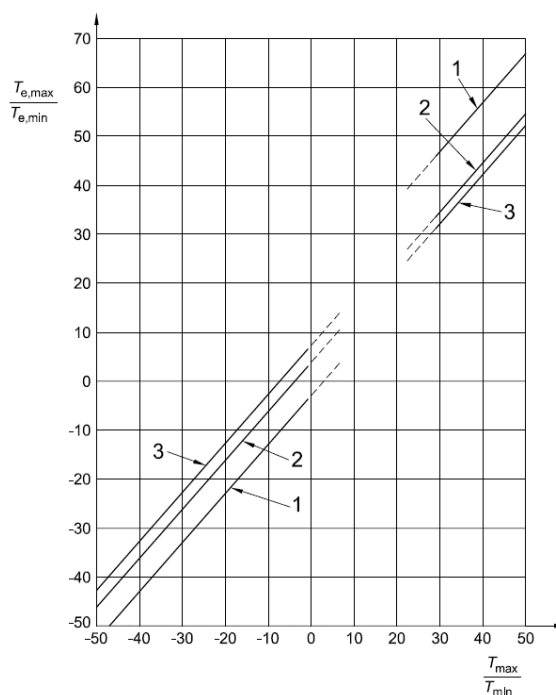


Figura 7: Correlazione tra temperatura dell'aria all'ombra minima/massima (T_{min}/T_{max}) e componente di temperatura uniforme del ponte minima/massima ($T_{e,min}/T_{e,max}$)

Come temperatura di riferimento (T_0), cioè temperatura dell'istante in cui la struttura è stata vincolata, la normativa propone:

$T_0 = 15^\circ$

In definitiva quindi si ottiene l'escursione termica uniforme:

$$\Delta T_N \text{ comp} = -25 \text{ °C}$$

$$\Delta T_N \text{ exp} = +25 \text{ °C}$$

Oltre la variazione termica uniforme, è stata considerata anche una differenza di temperatura di 5°C con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Infine, nel caso di ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, è da considerarsi una differenza di temperatura di 5 °C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

5.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

Coerentemente con quanto indicato al punto 5.1.3.3.3 del DM 17/01/18 per l'analisi globale del ponte si fa riferimento allo Schema di Carico 1.

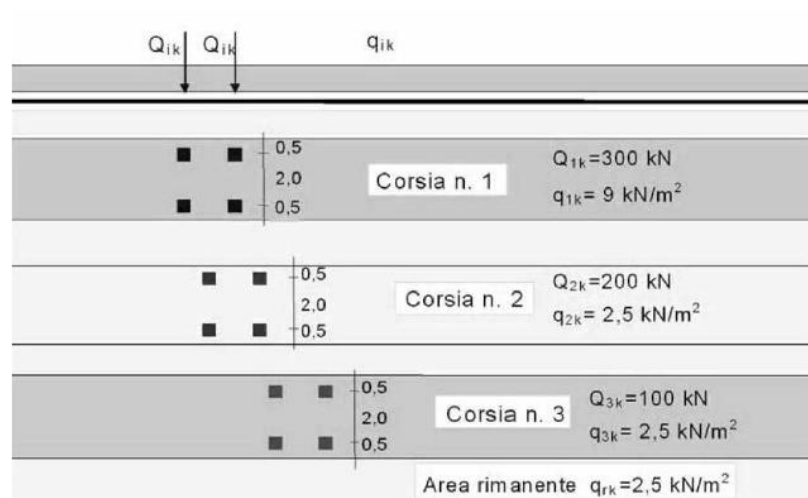


Figura 8 – Schema di carico 1

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_{1k} 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_{1k} di 9 kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} 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_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro = 5.0 m) $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti (area rimanente).

Sul marciapiede, il carico $q_{rk} = 5 \text{ kN/m}^2$ da considerare al 50 % nelle combinazioni in cui sono presenti i carichi stradali.

Per l'analisi trasversale della soletta è stato inoltre considerato lo schema di carico 2, costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 21 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|

0,60 m ed altezza 0,35 m. La diffusione locale del carico e l'applicazione di quest'ultimo sul modello di calcolo viene trattata nel paragrafo relativo all'analisi della soletta.

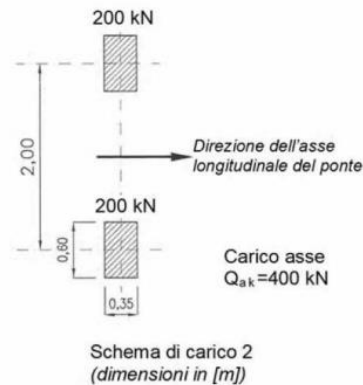


Figura 9 – Schema di carico 2

5.7.1 Azioni da traffico per verifiche a fatica

Si utilizza il modello di carico di fatica 1, costituito:

- dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e con valore dei carichi distribuiti ridotti del 70%;
- dallo schema di carico 2 con valore del carico ridotto del 30%.

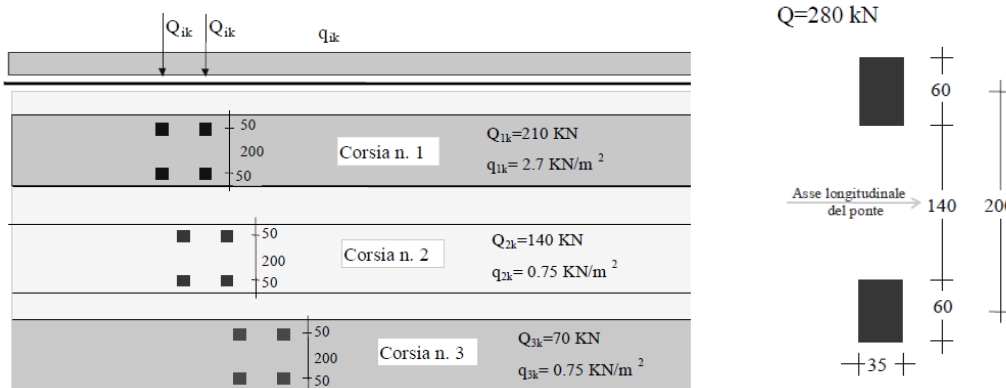


Figura 10 – Modello di carico a fatica: schemi di carico 1 e 2

5.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)

Secondo il D.M. 17/01/2018 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:

- $Q_3 = 900\text{ kN} = 3.2\text{ kN/m}$.

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

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 22 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

5.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

In accordo al par. 5.1.3.6 del DM 17/01/2018 l'azione centrifuga totale risulta pari a:

$$R < 200 \text{ m} \quad Q4 = 0.2 \times Qv$$

$$200 \leq R \leq 1500 \text{ m} \quad Q4 = 40 Qv / R$$

$$R > 1500 \text{ m} \quad Q4 = 0$$

Dove $Qv = \sum_i 2 Qv$

Il viadotto si trova in curva ed ha un raggio di curvatura di 1000m per cui l'azione centrifuga è pari a:

$$Q4 = 48 \text{ KN} = 0.17 \text{ kN/m}$$

5.10 AZIONE DEL VENTO (Q5)

5.10.1 Calcolo della pressione del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 17/01/2018. 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 ρ è la densità dell'aria, assunta pari a 1.25 kg/m^3 .

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

$$c_e(z) = k^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.67.$$

Secondo le indicazioni della Circolare del 21/02/2019 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018", si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato in esame:

- $c_p = 1.3$, 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. 17/01/2018). Procedendo al calcolo della pressione si ottiene:

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| Opera | Tratto | Settore | CEE | WBS | Id.doc. | N. prog. | Rev. | Pag. di Pag. |
|-------|--------|---------|-----|--------|---------|----------|------|--------------|
| L0703 | 213 | E | 12 | V15500 | REL | 02 | B | 23 di 96 |

- $p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 456 \text{ N/m}^2 \times 2.36 \times 1.4 \times 1 = 1.58 \text{ kN/m}^2$

Nel caso di più travi multiple (C3.3.10.4.2), disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h ($d/h \leq 2$), il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione dato da:

- $\mu = 1 - 1.2\phi$ per $\phi \leq 2/3$;
- $\mu = 0.2$ per $\phi > 2/3$.

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati ($\mu = 1$).

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare tra μ e 1.

Nel caso in esame, $\phi = 1$ e $d/h = 8/2.7 \approx 3$. Procedendo per interpolazione lineare tra 0.2 e 1, si ottiene il valore di $\mu = 0.5$. Quindi sulla seconda trave viene applicato un carico da vento pari al 50% di quello applicato sulla prima trave.

5.10.2 Vento a ponte carico

Cautelativamente si considera su tutto il ponte la sagoma dei veicoli per un'altezza pari a 3.0 al di sopra della livelletta. I valori dell'azione del vento per le due travi sono pari a:

- $q_w = (2.70 + 0.45 + 3.00) \times 1.58 \text{ kN/m} = 9.7 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = 0.5 q_{w,1} = 4.85 \text{ kN/m}$

5.10.3 Vento a ponte scarico

In tal caso l'azione del vento viene considerata agente su un'altezza pari a quella dell'impalcato (travi e soletta). I valori dell'azione del vento per le due travi sono pari a:

- $q_{w,1} = (2.70 + 0.45) \times 1.58 \text{ kN/m} = 5 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = 0.5 q_{w,1} = 2.5 \text{ kN/m}$
-

5.10.4 Vento in fase di montaggio

In questa fase l'altezza complessiva della struttura è pari all'altezza delle nervature in acciaio e quindi $h = 2.70 \text{ m}$.

- $q_{wm,1} = 2.7 \times 1.58 \text{ kN/m} = 4.3 \text{ kN/m}$
- $q_{wm,2} = 0.5 q_{wm,1} = 2.15 \text{ kN/m}$

5.11 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. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

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:

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 24 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

- 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 = Camerino;
- $a_{g,SLV}$ = **0.220 g**;
- $F_{0,SLV}$ = **2.544**;
- $T_{c,SLV}^*$ = **0.333 sec.**

Tabella 15 - Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T_c^*) per comune di riferimento: Matelica

| V_R [anni] | Stato Limite | PV_R - | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|-----------------|--------------|-------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| 75 | SLO | 81% | 45 | 0.078 | 2.44 | 0.285 |
| | SLD | 63% | 75 | 0.097 | 2.433 | 0.295 |
| | SLV | 10% | 712 | 0.220 | 2.544 | 0.333 |
| | SLC | 5% | 1462 | 0.277 | 2.584 | 0.343 |

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_s , fattore stratigrafico = 1.364;
- S_T , fattore topografico = 1.00;
- C_c , fattore correttivo del periodo T_c^* = 1.510.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 25 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

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

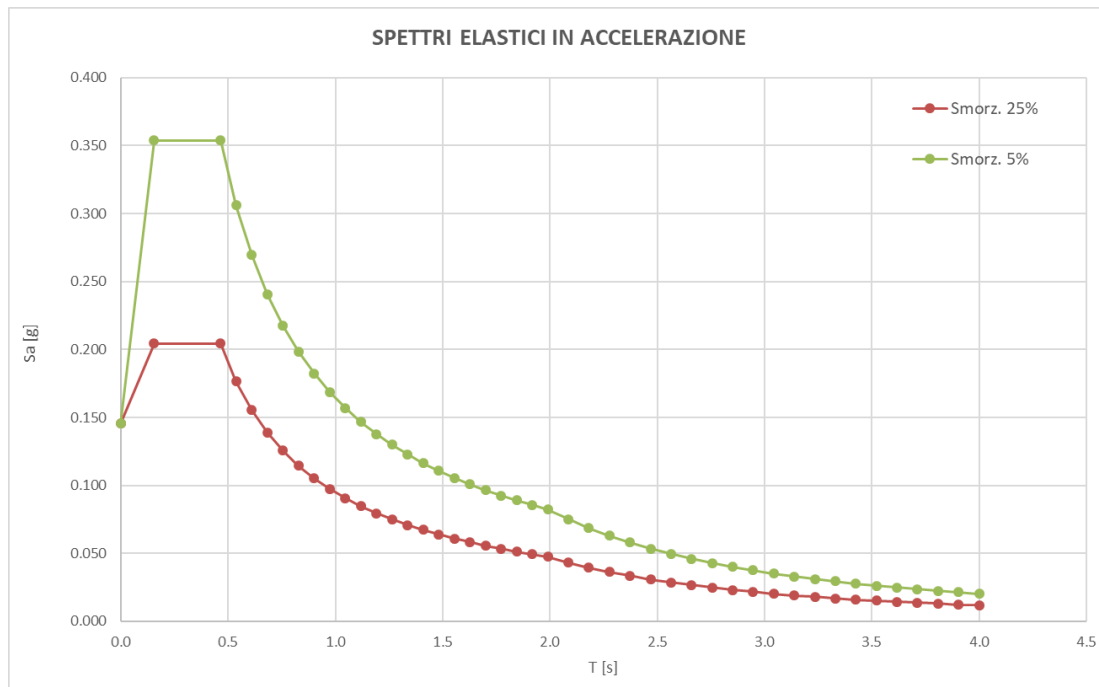


Figura 11 – Spettri elastici in accelerazione allo SLD

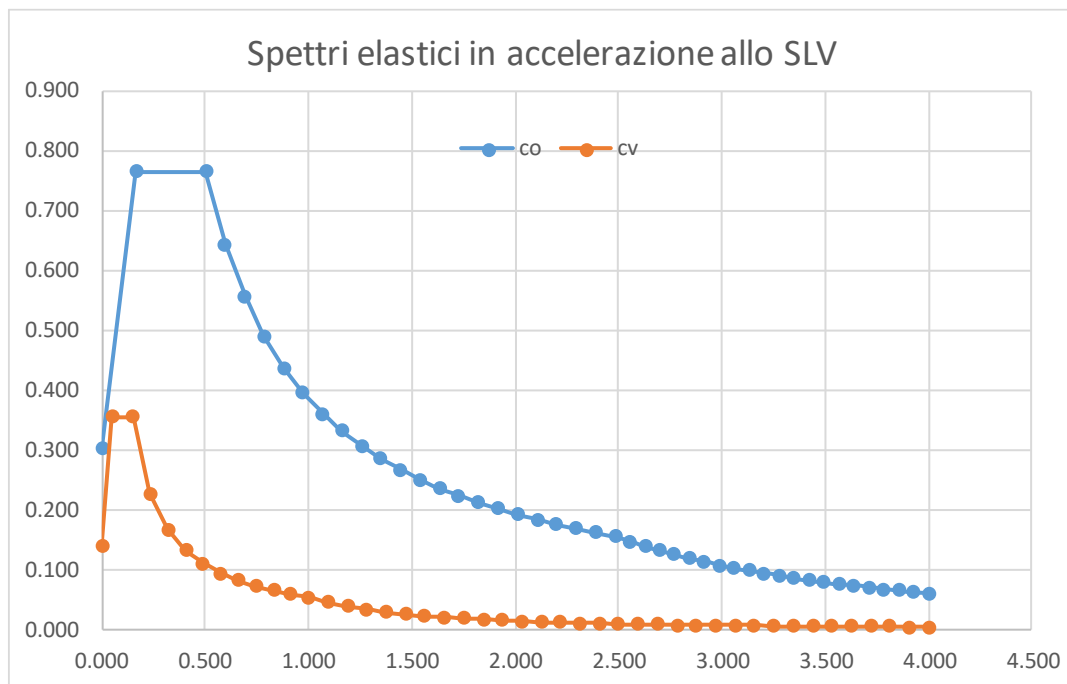


Figura 12 – SLV: Spettri elastici in accelerazione ($q = 1$)

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 26 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

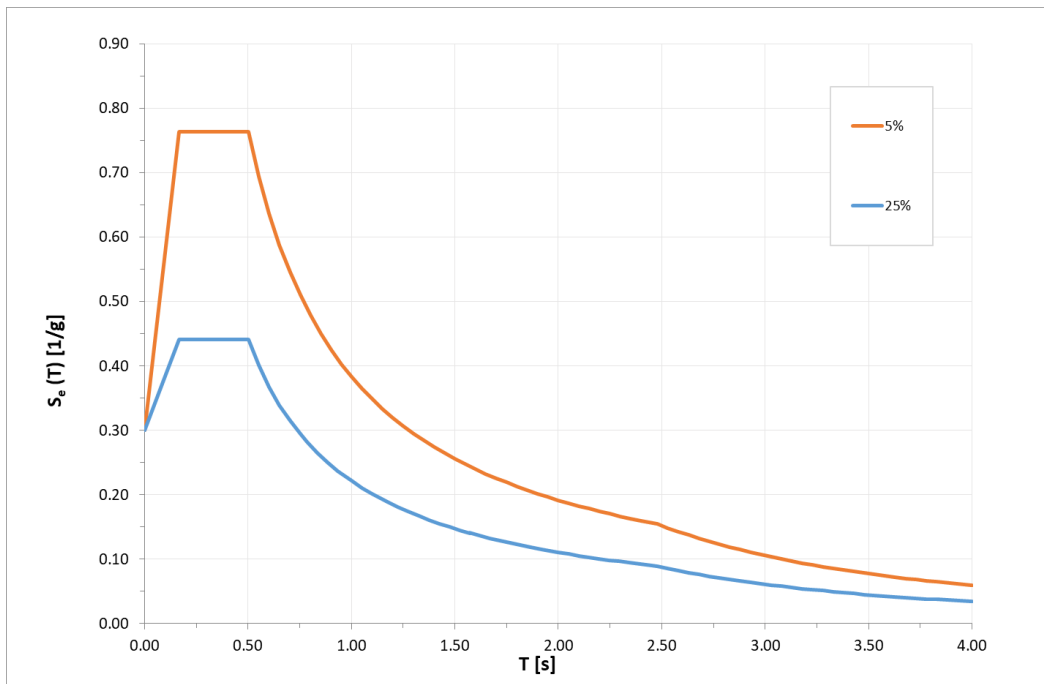


Figura 13 – Spettri elastici in accelerazione allo SLV

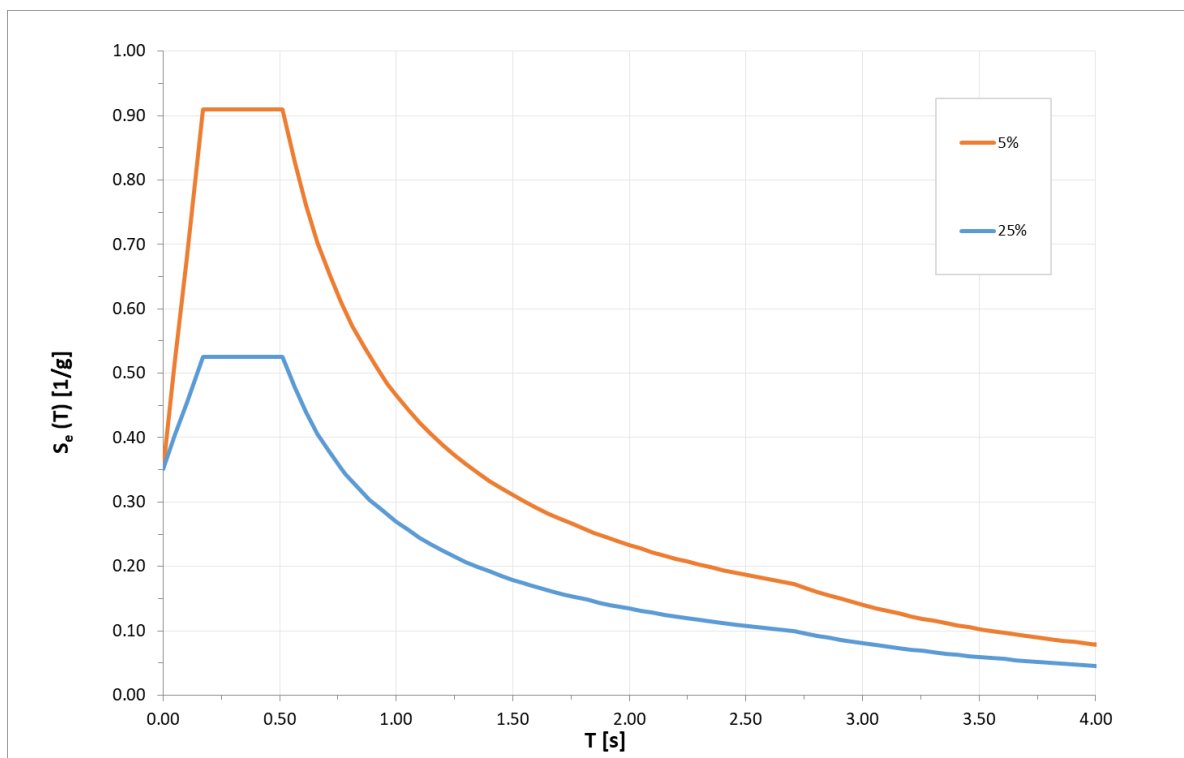


Figura 14 – Spettri elastici in accelerazione allo SLC

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|-------|--------|---------|-----|--------|---------|----------|------|--------------|
| Opera | Tratto | Settore | CEE | WBS | Id.doc. | N. prog. | Rev. | Pag. di Pag. |
| L0703 | 2B | E | 12 | VI5500 | REL | 02 | B | 27 di 96 |

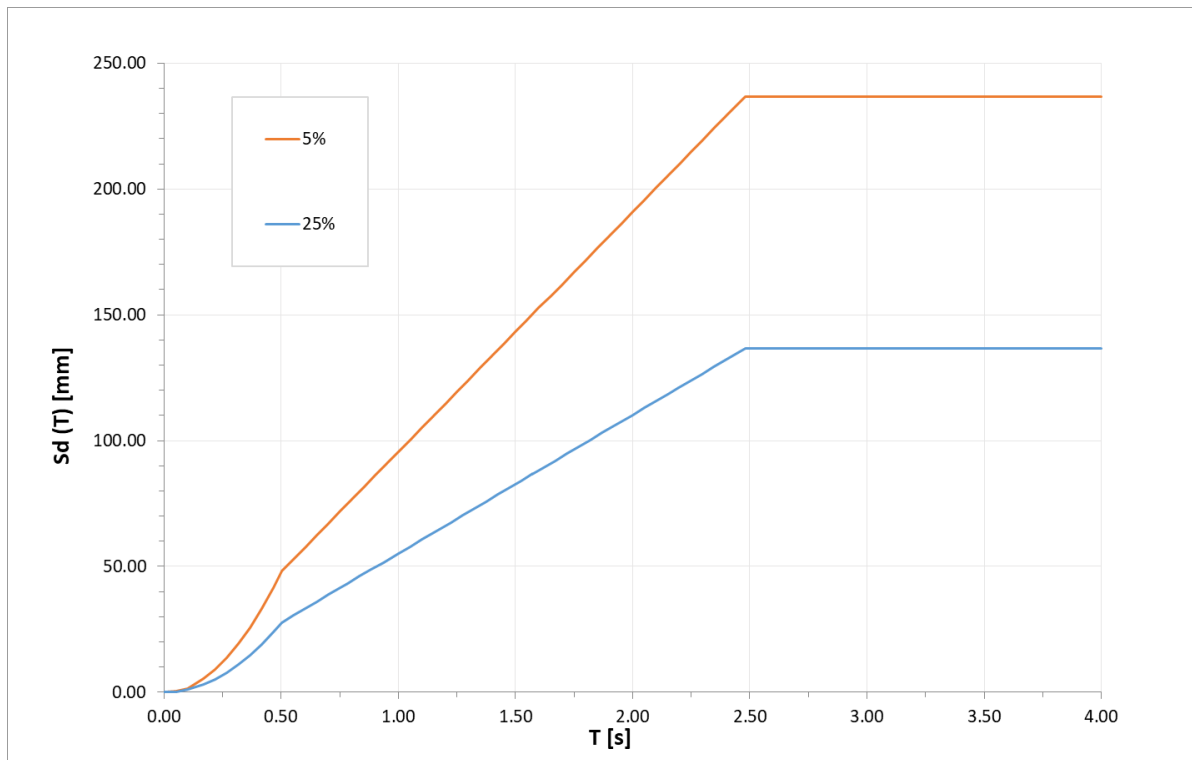


Figura 15 – Spettri in spostamento allo SLV

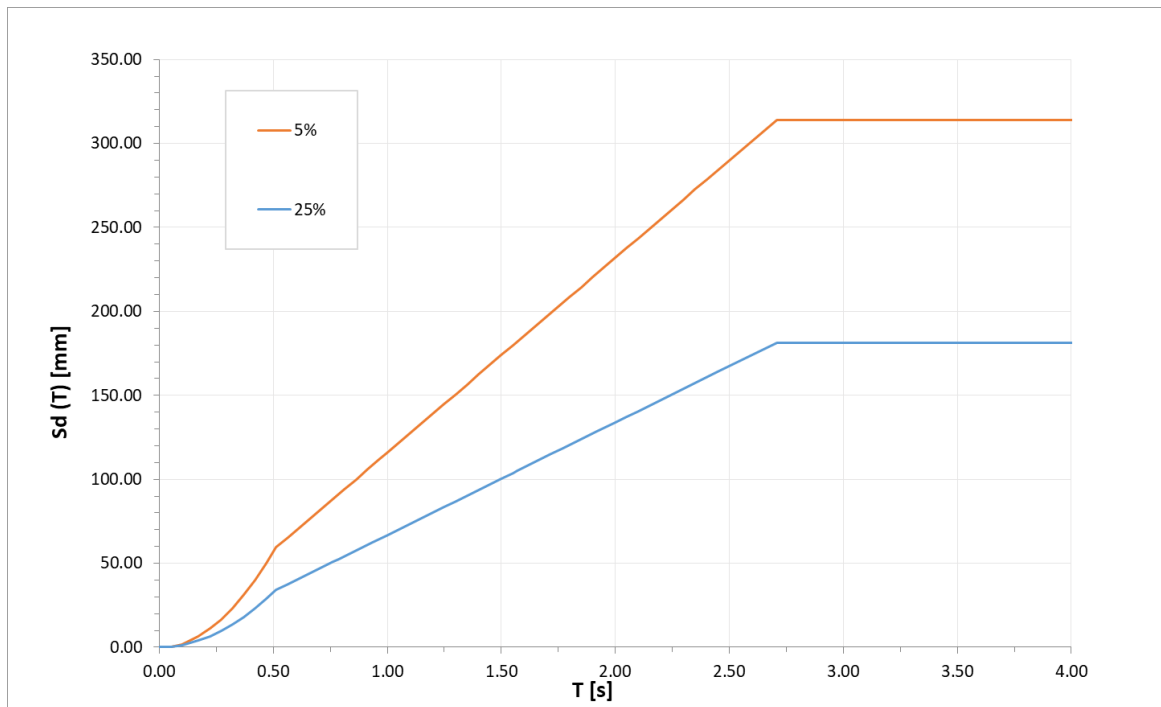


Figura 16 – Spettri in spostamento allo SLC

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 28 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

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_g .

Si precisa che in fase di analisi dinamica lineare si è adoperato uno spettro modificato che per periodi bassi (inferiori a circa 0.85 s) è calcolato con uno smorzamento del 5%, mentre per periodi alti (superiori a 0.85 s) è calcolato con uno smorzamento del 25%. In questo modo, come si vedrà in seguito, avendo l'impalcato periodi di vibrazione principali in direzione longitudinale e trasversale rispettivamente pari a circa 2.45 s e 1.1 s, il programma di calcolo riesce a valutare, con un'unica analisi, le forze di inerzia dovute alla massa dell'impalcato facendo riferimento ad accelerazioni spettrali con smorzamento del 25% e le forze di inerzia dovute alle masse delle pile (che hanno periodi di vibrazione inferiori a 0.1 s) con riferimento ad accelerazioni spettrali con smorzamento pari al 5%.

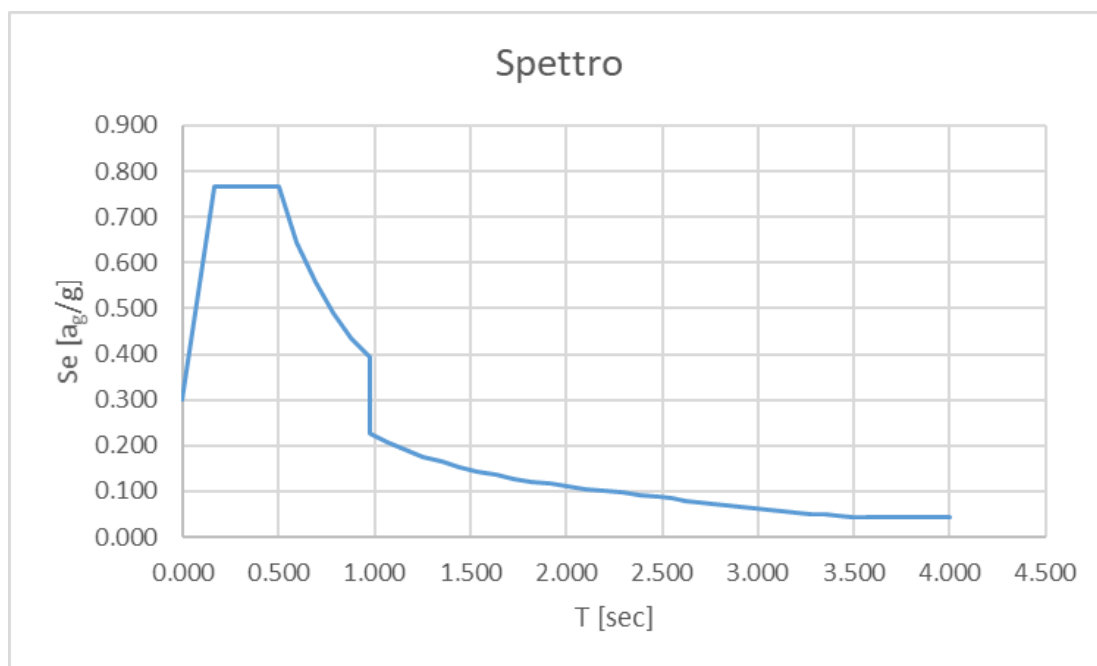


Figura 17 – Spettri elastici in accelerazione “modificati”allo SLV per analisi dinamica lineare

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 29 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

5.12 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 valutate assumendo un coefficiente di attrito proporzionale all'intensità del carico verticale secondo le indicazioni fornite dalla norma CNR 10018/99. Il coefficiente di attrito è assunto pari ad $\mu = 0.03$.

Per appoggi mobili le forze dovute all'attrito agiscono in direzione longitudinale, con intensità proporzionale alle singole reazioni verticali degli appoggi stessi. Sugli appoggi fissi agisce, con verso opposto, la risultante delle singole forze agenti sugli appoggi mobili. Nel caso in esame, dato lo schema di vincolo adottato, tali forze si sviluppano sugli appoggi di tutte le sottostrutture e la reazione totale è esplicitata dagli isolatori presenti sulla spalla fissa.

Nella tabella seguente sono riportati i valori calcolati per ogni sottostruttura:

| | S1 | PILA 1 | PILA 2 | PILA 3 | PILA 4 | PILA 5 | S2 |
|----------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| Fa [kN] | -77.3 | -265.6 | -262.3 | -262.6 | -265.6 | -262.2 | -77.4 |

5.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0.50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0.10m), h2 = 1.00m.

Ai sensi del DM 14/01/2008 nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato costituito dallo schema di carico II, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Tale condizione non è però dimensionante per la statica globale dell'impalcato e delle sottostrutture ed è stata considerata solo per la verifica locale del cordolo della soletta in calcestruzzo.

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 16 – 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 $2,5 \text{ kN/m}^2$ |
| 2 a | Valore frequente | | | Valore caratteristico | | |
| 2 b | Valore frequente | | | | Valore caratteristico | |
| 3 (*) | | | | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$ |
| 4 (**) | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$ | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$ |
| 5 (***) | Da definirsi per il singolo progetto | Valore caratteristico o nominale | | | | |

(*) Ponti di 3^a 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 17 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU

| | | Coefficiente | EQU ⁽¹⁾ | A1 STR | A2 GEO |
|--|-------------|---|---------------------|---------------------|-----------|
| Carichi permanenti | favorevoli | γ_{G1} | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,10 | 1,35 | 1,00 |
| Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾ | favorevoli | γ_{G2} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Carichi variabili da traffico | favorevoli | γ_Q | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,35 | 1,35 | 1,15 |
| Carichi variabili | favorevoli | γ_{Qi} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto | favorevoli | γ_{e1} | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,00 ⁽³⁾ | 1,00 ⁽⁴⁾ | 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 |

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ 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.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 18 – Coefficienti di combinazione

| Azioni | Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV) | Coefficiente ψ_0 di combinazione | Coefficiente ψ_1 (valori frequenti) | Coefficiente ψ_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 |
| Vento q_5 | Vento a ponte scarico SLU e SLE | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| | 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 |

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:

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

Tabella 19 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

| Combinazione | | G1 | G2 | E1 | E2 | E3 | Gr.1 | Gr.2a | Gr.2b | Q5 | Q6 | Q7 | Q9 |
|--------------|-------|------|------|----|-----|------|------------------------|-------|-------|-----|----|-----|----|
| A1 STR | Gr.1 | 1.35 | 1.35 | 0 | 1.2 | 0.72 | 1.35 | 0 | 0 | 0.9 | 0 | 1.5 | 0 |
| | Gr.2a | 1.35 | 1.35 | 0 | 1.2 | 0.72 | 0 | 1.35 | 0 | 0.9 | 0 | 1.5 | 0 |
| | Gr.2b | 1.35 | 1.35 | 0 | 1.2 | 0.72 | 0 | 0 | 1.35 | 0.9 | 0 | 1.5 | 0 |
| | Q5 | 1.35 | 1.35 | 0 | 1.2 | 0.72 | 1.35ψ ₀ (*) | 0 | 0 | 1.5 | 0 | 1.5 | 0 |
| SISMA | SLV Z | 1 | 1 | 0 | 1 | 0.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 |
| ECCEZIONALE | - | 1 | 1 | 0 | 1 | 0.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 |

(*) per schema di carico 1, ψ₀ = 0.75 per i carichi tandem e ψ₀ = 0.40 per i carichi distribuiti

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:

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

Tabella 20 - Combinazioni agli SLE

| Combinazione | | G1 | G2 | E1 | E2 | E3 | Gr.1 | Gr.2a | Gr.2b | Q5 | Q7 |
|------------------|-------|----|----|----|----|-----|----------------|-------|-------|-----|----|
| RARA | Gr.1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0.6 | 1 | 0 | 0 | 0.6 | 1 |
| | Gr.2a | 1 | 1 | 0 | 1 | 0.6 | 0 | 1 | 0 | 0.6 | 1 |
| | Gr.2b | 1 | 1 | 0 | 1 | 0.6 | 0 | 0 | 1 | 0.6 | 1 |
| | Q5 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0.6 | ψ ₀ | 0 | 0 | 1 | 1 |
| FREQUENTE | Gr.1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0.5 | ψ ₁ | 1 | 0 | 0 | 0 |
| | Q5 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0.5 | 0 | 0 | 0 | 0.2 | 0 |
| QUASI PERMANENTE | - | 1 | 1 | 0 | 1 | 0.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

(*) per schema di carico 1, ψ₀ = ψ₁ = 0.75 per i carichi tandem e ψ₀ = ψ₁ = 0.40 per i carichi distribuiti

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 33 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

7. MODELLI DI CALCOLO

L'impalcato è continuo su 12 appoggi (due spalle e cinque pile). Le spalle sono del tipo "a muri andatori" fondate su pali. Longitudinalmente l'impalcato è libero di scorrere in corrispondenza degli appoggi sulla spalla mobile e delle pile, ed è vincolato solo ad una spalla (spalla fissa), con vincolo costituito dall'isolatore sismico longitudinale di tipo elastoplastico.

Per la valutazione delle sollecitazioni generate dalle azioni sull'impalcato, il modello adottato è costituito dall'impalcato vincolato tramite isolatori a vincoli elastici rappresentativi delle spalle. Gli isolatori sono quindi modellati tramite molle con rigidità elastica equivalente oppure tramite vincoli di tipo non lineare elastoplastico.

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

Per i muri verticali delle spalle sono stati adottati modelli a trave con vincolo a mensola per il muro frontale e i muri andatori. Per le platee di fondazione, si è utilizzato un modello tirante puntone per l'analisi e la verifica dello zoccolo anteriore al muro frontale.

Per le pile le sollecitazioni per le verifiche strutturali e geotecniche sono state ricavate direttamente dal modello di calcolo in corrispondenza della sezione di base della pila e dell'intradosso del plinto di fondazione.

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 globale delle strutture d'impalcato e di fondazione è stato effettuato con l'ausilio del software **MIDAS/CIVIL 2020**, distribuito in Italia dalla **CSPFea** (Padova), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da Key Serial Number n° 34219EF86526F342 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 **PresFle+**, 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 dei modelli di calcolo a mensola per i muri della spalla e per l'esecuzione delle verifiche con modelli tirante-puntone e per le verifiche a taglio degli elementi in calcestruzzo.

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 34 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

codice 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 relazione.

7.2 MODELLO GLOBALE

Per le analisi dinamiche (lineari e non) dell'opera si adotta un modello di calcolo unifilare, semplificato dunque rispetto a quello utilizzato per l'analisi statica e per la verifica dell'impalcato. Al singolo *beam* costituente l'impalcato viene quindi assegnata la rigidezza equivalente all'intera sovrastruttura.

I vincoli orizzontali sono costituiti unicamente dagli isolatori sismici (lineari o non lineari a seconda dell'analisi svolta).

Gli isolatori sono accoppiati agli apparecchi di appoggio sia in direzione longitudinale che trasversale. Gli isolatori previsti sono di tipo elastoplastico, con le caratteristiche specificate nel seguito e, pertanto, sono caratterizzati, da rigidezze 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.

La connessione tra gli elementi trave corrispondenti alle spalle avviene mediante un sistema di vincoli idoneo a simulare gli appoggi verticali, gli isolatori sismici longitudinali e trasversali.

Nella figura seguente è riportata una vista completa del modello di calcolo. Gli elementi di trave, e i traversi in asse appoggio sono allineati con l'estradosso delle travi in acciaio. Avendo adottato un modello unifilare ogni vincolo è rappresentativo delle caratteristiche di tutti gli appoggi presenti su ogni sottostruttura, quindi il singolo link (di tipo elastico o elastoplastico) simula il comportamento dei tre isolatori trasversali e/o longitudinali. Tali vincoli sono comunque rigidi in direzione verticale.

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 35 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

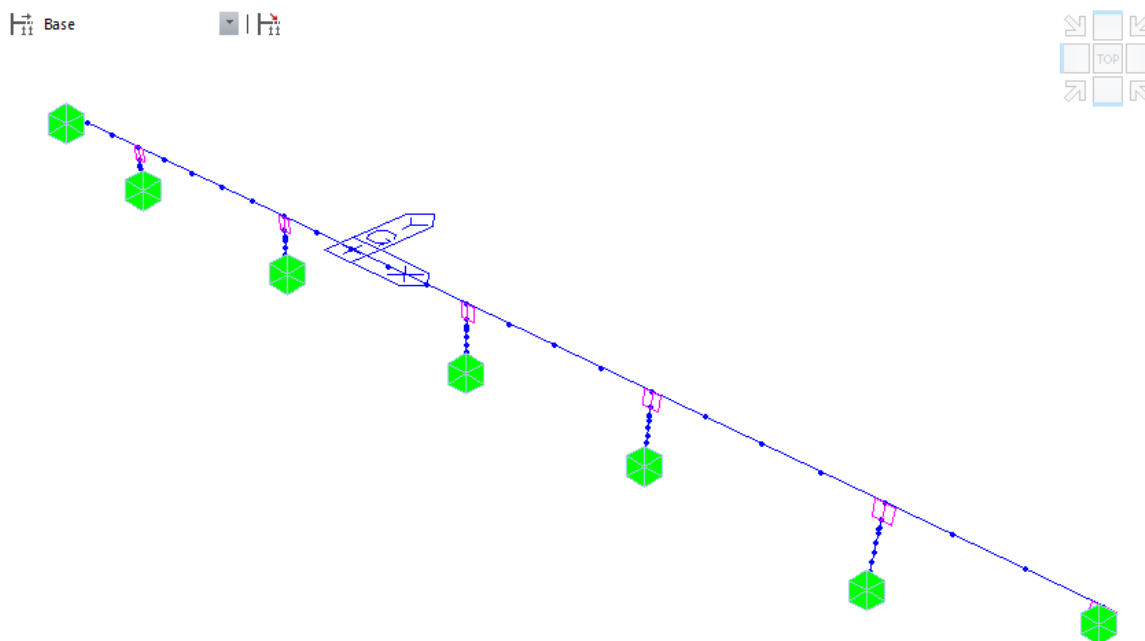


Figura 18 - Modello FEM vista wireframe

Il modello descritto è stato analizzato in presenza dei carichi permanenti per la valutazione delle masse e delle azioni sismiche già definite nel paragrafo 5.11.

Il calcolo è stato sviluppato utilizzando il codice di calcolo Midas Civil 2020, da cui sono stati estratti esclusivamente i risultati relativi alle azioni sismiche e di seguito combinati con i carichi permanenti ed accidentali da considerare in combinazione sismica.

Per la modellazione delle azioni statiche è stata sviluppata una 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.

Per la modellazione delle azioni sismiche è stata sviluppata:

- un'analisi dinamica modale basata su un modello lineare equivalente degli isolatori elastoplastici;
- un'analisi dinamica non lineare basata su accelerogrammi generati artificialmente.

Si rimanda al paragrafo relativo ai metodi di analisi per il dettaglio delle modalità adottate ed i risultati ottenuti.

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 36 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

7.3 MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE

Le sollecitazioni globali che le spalle ricevono dall'impalcato, sono ottenute dai modelli di calcolo globali implementati in Midas Civil 2016. A tali sollecitazioni sono 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.

Le spinte del terreno di rilevato, invece, sono state valutate come segue, con riferimento alle seguenti caratteristiche fisico meccaniche del terreno di rilevato.

- $\phi = 38^\circ$ 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:

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

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 $Q = 20.0 \text{ KN/m}^2$.

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 *Metodi di analisi*).

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 37 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

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 β_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 β_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 |
| | β_m | β_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 19 – Coefficienti sismici (estratto D.M. 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_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 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 β_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.

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 38 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

I coefficienti sismici allo SLV sono quindi pari a:

- $K_h = 0.300$;
- $K_v = 0.150$.

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 e 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;
- γ 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:

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

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

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;
- $\beta = 0^\circ$ angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno;
- $\delta/\phi = 0.66$ 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

7.4 SCARICO IMPALCATO SUGLI APPOGGI

Di seguito si riportano gli scarichi sugli appoggi trasmessi dall'impalcato per ogni singola condizione elementare di carico.

| SPALLA S1 | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------|--------------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|------|--------------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| Node | Load | FX (kN) | FY (kN) | FZ (kN) | MX (kN*m) | MY (kN*m) | MZ (kN*m) | Node | Load | FX (kN) | FY (kN) | FZ (kN) | MX (kN*m) | MY (kN*m) | MZ (kN*m) |
| sx | E2 | -0.57 | -0.74 | -64.36 | 0 | 0 | 0 | dx | E2 | 0.57 | 0.13 | -64.59 | 0 | 0 | 0 |
| sx | E3 | 0.00 | -0.09 | 56.16 | 0 | 0 | 0 | dx | E3 | 0.00 | 0.09 | 56.16 | 0 | 0 | 0 |
| sx | EX(RS) | 3526.23 | 0.73 | 192.87 | 0 | 0 | 0 | dx | EX(RS) | 3526.22 | 0.80 | 192.90 | 0 | 0 | 0 |
| sx | EY(RS) | 24.59 | 525.28 | 354.56 | 0 | 0 | 0 | dx | EY(RS) | 24.61 | 525.28 | 354.55 | 0 | 0 | 0 |
| sx | EZ(RS) | 45.22 | 0.03 | 177.21 | 0 | 0 | 0 | dx | EZ(RS) | 45.22 | 0.03 | 177.34 | 0 | 0 | 0 |
| sx | G1 | 3.46 | 3.11 | 979.84 | 0 | 0 | 0 | dx | G1 | -3.46 | 3.15 | 979.51 | 0 | 0 | 0 |
| sx | G2 | 0.00 | 0.00 | 309.45 | 0 | 0 | 0 | dx | G2 | 0.00 | 0.01 | 309.47 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q1_Gf1(max) | 24.84 | 12.37 | 1460.84 | 0 | 0 | 0 | dx | Q1_Gf1(max) | 17.41 | 12.34 | 1164.43 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q1_Gf1(min) | -17.41 | -17.78 | -168.50 | 0 | 0 | 0 | dx | Q1_Gf1(min) | -24.84 | -17.59 | -136.84 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q1_Gr2a(max) | -295.55 | 6.14 | 850.86 | 0 | 0 | 0 | dx | Q1_Gr2a(max) | -299.80 | 6.22 | 654.20 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q1_Gr2a(min) | -318.40 | -9.13 | -124.41 | 0 | 0 | 0 | dx | Q1_Gr2a(min) | -322.65 | -8.91 | -105.59 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q1_Gr2b(max) | 13.47 | 3.59 | 866.93 | 0 | 0 | 0 | dx | Q1_Gr2b(max) | 9.38 | 3.55 | 673.50 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q1_Gr2b(min) | -9.38 | -11.69 | -108.34 | 0 | 0 | 0 | dx | Q1_Gr2b(min) | -13.47 | -11.58 | -86.30 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q3 | -309.10 | -0.05 | -17.68 | 0 | 0 | 0 | dx | Q3 | -309.10 | 0.06 | -17.69 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q4 | -0.07 | -2.61 | -1.61 | 0 | 0 | 0 | dx | Q4 | 0.07 | -2.61 | 1.61 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q5 c | -2.58899 | -84.3123 | -56.3728 | 0 | 0 | 0 | dx | Q5 c | 2.588994 | -84.3123 | 56.37254 | 0 | 0 | 0 |

| SPALLA S2 | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------|--------------|---------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|------|--------------|---------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| Node | Load | FX (kN) | FY (kN) | FZ (kN) | MX (kN*m) | MY (kN*m) | MZ (kN*m) | Node | Load | FX (kN) | FY (kN) | FZ (kN) | MX (kN*m) | MY (kN*m) | MZ (kN*m) |
| sx | E2 | 0 | -0.65 | -64.45 | 0.00 | 0 | 0 | dx | E2 | 0.00 | 0.24 | -64.73 | 0 | 0 | 0 |
| sx | E3 | 0 | -0.10 | 56.14 | 0.00 | 0 | 0 | dx | E3 | 0.00 | 0.09 | 56.14 | 0 | 0 | 0 |
| sx | EX(RS) | 0 | 0.07 | 15.27 | 0.00 | 0 | 0 | dx | EX(RS) | 0.00 | 0.05 | 15.27 | 0 | 0 | 0 |
| sx | EY(RS) | 0 | 508.33 | 338.09 | 0.00 | 0 | 0 | dx | EY(RS) | 0.00 | 508.33 | 337.87 | 0 | 0 | 0 |
| sx | EZ(RS) | 0 | 0.03 | 166.75 | 0.00 | 0 | 0 | dx | EZ(RS) | 0.00 | 0.03 | 166.89 | 0 | 0 | 0 |
| sx | G1 | 0 | 2.90 | 980.80 | 0.00 | 0 | 0 | dx | G1 | 0.00 | 2.78 | 980.73 | 0 | 0 | 0 |
| sx | G2 | 0 | 0.02 | 309.43 | 0.00 | 0 | 0 | dx | G2 | 0.00 | 0.01 | 309.45 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q1_Gf1(max) | 0 | 11.93 | 1457.07 | 0.00 | 0 | 0 | dx | Q1_Gf1(max) | 0.00 | 11.86 | 1162.64 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q1_Gf1(min) | 0 | -16.90 | -165.63 | 0.00 | 0 | 0 | dx | Q1_Gf1(min) | 0.00 | -16.78 | -136.04 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q1_Gr2a(max) | 0 | 5.92 | 868.00 | 0.00 | 0 | 0 | dx | Q1_Gr2a(max) | 0.00 | 5.87 | 672.19 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q1_Gr2a(min) | 0 | -8.54 | -104.13 | 0.00 | 0 | 0 | dx | Q1_Gr2a(min) | 0.00 | -8.45 | -86.48 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q1_Gr2b(max) | 0 | 3.26 | 865.32 | 0.00 | 0 | 0 | dx | Q1_Gr2b(max) | 0.00 | 3.21 | 672.77 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q1_Gr2b(min) | 0 | -11.20 | -106.81 | 0.00 | 0 | 0 | dx | Q1_Gr2b(min) | 0.00 | -11.12 | -85.90 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q3 | 0 | -0.01 | 1.05 | 0.00 | 0 | 0 | dx | Q3 | 0.00 | 0.01 | 1.05 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q4 | 0 | -2.66 | -1.63 | 0.00 | 0 | 0 | dx | Q4 | 0.00 | -2.66 | 1.63 | 0 | 0 | 0 |
| sx | Q5 c | 0 | -86.1006 | -56.9502 | 0 | 0 | 0 | dx | Q5 c | 0 | -86.1006 | 56.92041 | 0 | 0 | 0 |



2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud
 4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia
 OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|---------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 40 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|---------------|----------------|-----------|--------------------------|

| PILA 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------|--------------|-------|------------|--------------|--------------|----------------|-----------------|-----------------|-----|--------------|-------|------------|--------------|--------------|----------------|-----------------|-----------------|
| No. | Load | Node | Axial (kN) | Shear-y (kN) | Shear-z (kN) | Torsion (kN*m) | Moment-y (kN*m) | Moment-z (kN*m) | No. | Load | Node | Axial (kN) | Shear-y (kN) | Shear-z (kN) | Torsion (kN*m) | Moment-y (kN*m) | Moment-z (kN*m) |
| 8 | E2 | 10131 | -71.71 | 0.97 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | E2 | 10132 | -71.99 | -0.05 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | E3 | 10131 | 67.2 | -0.39 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | E3 | 10132 | 67.19 | 0.39 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | EX(RS) | 10131 | 239.02 | 0.22 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | EX(RS) | 10132 | 239.07 | 0.15 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | EY(RS) | 10131 | 969.05 | 1396.34 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | EY(RS) | 10132 | 969.05 | 1396.34 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | EZ(RS) | 10131 | 447.74 | 0.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | EZ(RS) | 10132 | 447.89 | 0.49 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | G1 | 10131 | -3414.84 | 0.54 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | G1 | 10132 | -3414.88 | -7.19 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | G2 | 10131 | -1011.91 | 1.1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | G2 | 10132 | -1011.88 | -1.11 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | Q1_Gf1(max) | 10131 | 149.7 | 24.21 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | Q1_Gf1(max) | 10132 | 116.17 | 21.35 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | Q1_Gf1(min) | 10131 | -2655.35 | -15.34 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | Q1_Gf1(min) | 10132 | -2239.72 | -18.02 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | Q1_Gr2a(max) | 10131 | 106.38 | 13.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | Q1_Gr2a(max) | 10132 | 86.91 | 11.52 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | Q1_Gr2a(min) | 10131 | -1352.02 | -8.22 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | Q1_Gr2a(min) | 10132 | -1108.23 | -9.57 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | Q1_Gr2b(max) | 10131 | 129.7 | 5.81 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | Q1_Gr2b(max) | 10132 | 102.67 | 4.28 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | Q1_Gr2b(min) | 10131 | -1328.7 | -15.42 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | Q1_Gr2b(min) | 10132 | -1092.47 | -16.8 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | Q3 | 10131 | -19.54 | -0.02 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | Q3 | 10132 | -19.54 | 0.02 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | Q4 | 10131 | 3.79 | -7.22 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | Q4 | 10132 | -3.79 | -7.22 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | Q5 c | 10131 | 126.79 | -234.18 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | Q5 c | 10132 | -126.79 | -234.18 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | Q5 s | 10131 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | Q5 s | 10132 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| PILA 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------|--------------|-------|------------|--------------|--------------|----------------|-----------------|-----------------|-----|--------------|-------|------------|--------------|--------------|----------------|-----------------|-----------------|
| No. | Load | Node | Axial (kN) | Shear-y (kN) | Shear-z (kN) | Torsion (kN*m) | Moment-y (kN*m) | Moment-z (kN*m) | No. | Load | Node | Axial (kN) | Shear-y (kN) | Shear-z (kN) | Torsion (kN*m) | Moment-y (kN*m) | Moment-z (kN*m) |
| 2 | E2 | 10599 | 11.3 | 0.22 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | E2 | 10600 | 11.39 | -0.43 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | E3 | 10599 | -13.79 | -0.34 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | E3 | 10600 | -13.79 | 0.34 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | EX(RS) | 10599 | 63.68 | 0.6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | EX(RS) | 10600 | 63.69 | 0.59 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | EY(RS) | 10599 | 1098.04 | 1530.74 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | EY(RS) | 10600 | 1098.01 | 1530.74 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | EZ(RS) | 10599 | 391.9 | 0.43 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | EZ(RS) | 10600 | 391.96 | 0.43 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | G1 | 10599 | -3354.87 | 4.21 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | G1 | 10600 | -3354.72 | -3.84 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | G2 | 10599 | -1016.1 | 1.18 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | G2 | 10600 | -1016.1 | -1.18 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | Q1_Gf1(max) | 10599 | 231.06 | 18.9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | Q1_Gf1(max) | 10600 | 191.27 | 15.9 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | Q1_Gf1(min) | 10599 | -2756.18 | -14.05 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | Q1_Gf1(min) | 10600 | -2326.1 | -15.69 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | Q1_Gr2a(max) | 10599 | 161.81 | 9.74 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | Q1_Gr2a(max) | 10600 | 140 | 8.25 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | Q1_Gr2a(min) | 10599 | -1368.78 | -7.16 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | Q1_Gr2a(min) | 10600 | -1118.58 | -7.95 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | Q1_Gr2b(max) | 10599 | 162.15 | 2.31 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | Q1_Gr2b(max) | 10600 | 132.47 | 0.72 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | Q1_Gr2b(min) | 10599 | -1368.44 | -14.58 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | Q1_Gr2b(min) | 10600 | -1126.12 | -15.48 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | Q3 | 10599 | 3.6 | -0.05 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | Q3 | 10600 | 3.6 | 0.05 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | Q4 | 10599 | 3.94 | -7.48 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | Q4 | 10600 | -3.94 | -7.48 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | Q5 c | 10599 | 131.51 | -242.29 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | Q5 c | 10600 | -131.51 | -242.29 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | Q5 s | 10599 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | Q5 s | 10600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| PILA 3 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------|--------------|-------|------------|--------------|--------------|----------------|-----------------|-----------------|-----|--------------|-------|------------|--------------|--------------|----------------|-----------------|-----------------|
| No. | Load | Node | Axial (kN) | Shear-y (kN) | Shear-z (kN) | Torsion (kN*m) | Moment-y (kN*m) | Moment-z (kN*m) | No. | Load | Node | Axial (kN) | Shear-y (kN) | Shear-z (kN) | Torsion (kN*m) | Moment-y (kN*m) | Moment-z (kN*m) |
| 4 | E2 | 11017 | -7.93 | 0.29 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | E2 | 11018 | -7.99 | -0.45 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | E3 | 11017 | 5.52 | -0.38 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | E3 | 11018 | 5.52 | 0.38 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | EX(RS) | 11017 | 36.68 | 0.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | EX(RS) | 11018 | 36.69 | 0.35 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | EY(RS) | 11017 | 1104.65 | 1549.29 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | EY(RS) | 11018 | 1104.74 | 1549.3 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | EZ(RS) | 11017 | 379.73 | 0.43 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | EZ(RS) | 11018 | 379.77 | 0.43 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | G1 | 11017 | -3365.11 | 4.17 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | G1 | 11018 | -3364.76 | -4.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | G2 | 11017 | -1012.1 | 1.18 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | G2 | 11018 | -1012.1 | -1.18 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | Q1_Gf1(max) | 11017 | 252.75 | 19.05 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | Q1_Gf1(max) | 11018 | 211.36 | 15.95 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | Q1_Gf1(min) | 11017 | -2770.69 | -14.49 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | Q1_Gf1(min) | 11018 | -2339.98 | -16.14 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | Q1_Gr2a(max) | 11017 | 165.62 | 9.79 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | Q1_Gr2a(max) | 11018 | 143.19 | 8.2 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | Q1_Gr2a(min) | 11017 | -1379.29 | -7.26 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | Q1_Gr2a(min) | 11018 | -1128.83 | -8.11 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | Q1_Gr2b(max) | 11017 | 170.57 | 2.3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | Q1_Gr2b(max) | 11018 | 140.22 | 0.64 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | Q1_Gr2b(min) | 11017 | -1374.34 | -14.76 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | Q1_Gr2b(min) | 11018 | -1131.79 | -15.67 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | Q3 | 11017 | -0.99 | -0.03 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | Q3 | 11018 | -0.99 | 0.03 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | Q4 | 11017 | 3.95 | -7.53 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | Q4 | 11018 | -3.95 | -7.53 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | Q5 c | 11017 | 132.04 | -243.9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | Q5 c | 11018 | -132.05 | -243.9 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | Q5 s | 11017 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | Q5 s | 11018 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| PILA 4 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------|--------------|-------|------------|--------------|--------------|----------------|-----------------|-----------------|-----|--------------|-------|------------|--------------|--------------|----------------|-----------------|-----------------|
| No. | Load | Node | Axial (kN) | Shear-y (kN) | Shear-z (kN) | Torsion (kN*m) | Moment-y (kN*m) | Moment-z (kN*m) | No. | Load | Node | Axial (kN) | Shear-y (kN) | Shear-z (kN) | Torsion (kN*m) | Moment-y (kN*m) | Moment-z (kN*m) |
| 10 | E2 | 11745 | -71.91 | 0.66 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | E2 | 11746 | -72.23 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | E3 | 11745 | 67.16 | -0.39 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | E3 | 11746 | 67.16 | 0.41 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | EX(RS) | 11745 | 21.5 | 0.09 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | EX(RS) | 11746 | 21.51 | 0.1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | EY(RS) | 11745 | 1004.27 | 1234.06 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | EY(RS) | 11746 | 1004.35 | 1607.59 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | EZ(RS) | 11745 | 436.33 | 0.38 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | EZ(RS) | 11746 | 436.58 | 0.49 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | G1 | 11745 | -3414.35 | 0.9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | G1 | 11746 | -3414.07 | -6.95 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | G2 | 11745 | -1011.94 | 0.98 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | G2 | 11746 | -1011.92 | -1.02 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | Q1_Gf1(max) | 11745 | 149.49 | 19.12 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | Q1_Gf1(max) | 11746 | 116.05 | 21.78 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | Q1_Gf1(min) | 11745 | -2656.59 | -12.07 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | Q1_Gf1(min) | 11746 | -2239.46 | -18.26 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | Q1_Gr2a(max) | 11745 | 125.92 | 10.25 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | Q1_Gr2a(max) | 11746 | 106.54 | 11.68 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | Q1_Gr2a(min) | 11745 | -1332.72 | -6.45 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | Q1_Gr2a(min) | 11746 | -1088.06 | -9.67 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | Q1_Gr2b(max) | 11745 | 129.53 | 4.08 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | Q1_Gr2b(max) | 11746 | 102.66 | 3.63 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | Q1_Gr2b(min) | 11745 | -1329.11 | -12.62 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | Q1_Gr2b(min) | 11746 | -1091.94 | -17.72 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | Q3 | 11745 | 0.13 | -0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | Q3 | 11746 | 0.13 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | Q4 | 11745 | 3.75 | -6.18 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | Q4 | 11746 | -3.75 | -8.05 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | Q5 c | 11745 | 125.54 | -200.24 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | Q5 c | 11746 | -125.6 | -260.85 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | Q5 s | 11745 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | Q5 s | 11746 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| PILA 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------|--------------|-------|------------|--------------|--------------|----------------|-----------------|-----------------|-----|--------------|-------|------------|--------------|--------------|----------------|-----------------|-----------------|
| No. | Load | Node | Axial (kN) | Shear-y (kN) | Shear-z (kN) | Torsion (kN*m) | Moment-y (kN*m) | Moment-z (kN*m) | No. | Load | Node | Axial (kN) | Shear-y (kN) | Shear-z (kN) | Torsion (kN*m) | Moment-y (kN*m) | Moment-z (kN*m) |
| 6 | E2 | 12116 | 11.42 | 0.23 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | E2 | 12117 | 11.5 | -0.42 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | E3 | 12116 | -13.78 | -0.34 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | E3 | 12117 | -13.78 | 0.34 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | EX(RS) | 12116 | 28.95 | 0.25 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | EX(RS) | 12117 | 28.95 | 0.25 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | EY(RS) | 12116 | 1099.94 | 1541.84 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | EY(RS) | 12117 | 1099.67 | 1541.84 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | EZ(RS) | 12116 | 387.06 | 0.43 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | EZ(RS) | 12117 | 387.11 | 0.43 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | G1 | 12116 | -3354.65 | 4.15 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | G1 | 12117 | -3354.57 | -3.92 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | G2 | 12116 | -1016.1 | 1.19 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | G2 | 12117 | -1016.09 | -1.17 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | Q1_Gf1(max) | 12116 | 230.79 | 18.88 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | Q1_Gf1(max) | 12117 | 191.11 | 15.87 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | Q1_Gf1(min) | 12116 | -2756.05 | -13.81 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | Q1_Gf1(min) | 12117 | -2326.02 | -15.46 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | Q1_Gr2a(max) | 12116 | 158.26 | 9.76 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | Q1_Gr2a(max) | 12117 | 136.5 | 8.21 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | Q1_Gr2a(min) | 12116 | -1372.17 | -7.03 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | Q1_Gr2a(min) | 12117 | -1121.99 | -7.89 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | Q1_Gr2b(max) | 12116 | 162.06 | 2.24 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | Q1_Gr2b(max) | 12117 | 132.38 | 0.65 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | Q1_Gr2b(min) | 12116 | -1368.37 | -14.55 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | Q1_Gr2b(min) | 12117 | -1126.11 | -15.45 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | Q3 | 12116 | 0.16 | -0.02 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | Q3 | 12117 | 0.16 | 0.02 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | Q4 | 12116 | 3.96 | -7.54 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | Q4 | 12117 | -3.96 | -7.54 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | Q5 c | 12116 | 132.37 | -244.34 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | Q5 c | 12117 | -132.34 | -244.34 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | Q5 s | 12116 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | Q5 s | 12117 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Agli scarichi definiti in tabella vanno aggiunti le resistenze passive dei vincoli definite al par. 0.

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 42 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

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_i);
- carichi da traffico e azione del vento (Q_i);

Le resistenze parassite dei vincoli Q7, 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.

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 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 ± 100 mm per gli isolatori longitudinali, e di circa ± 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:

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 43 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

- Preliminarmente gli isolatori sono stati schematizzati con un modello viscoelastico lineare, conformemente alle indicazioni di normativa e a criteri di progettazione recentemente proposti e adottati¹²³⁴. 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 nel paragrafo 7.2. Gli isolatori sono schematizzati come elementi elastoplastici non 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 5.11. 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 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:

- a) la rigidezza equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidezza secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- b) lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;
- c) 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;
- d) 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 rigidezza 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

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

² 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.

³AASHTO 1999 - Guide Specifications for Seismic Isolation Design.

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 44 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

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.

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 vincolato in corrispondenza delle pile e spalle da isolatori viscoelastici come definito al paragrafo seguente.

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 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 $\xi = 25\%$.

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 rigidezza "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 l'intera massa dell'impalcato per l'analisi sismica in direzione longitudinale:

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| Opera | Tratto | Settore | CEE | WBS | Id.doc. | N.prog. | Rev. | Pag.di Pag. |
|-------|--------|---------|-----|--------|---------|---------|------|-------------|
| L0703 | 213 | E | 12 | VI5500 | REL | 02 | B | 45 di 96 |

- P = peso proprio e permanenti portati = 52811 kN;
 - M = massa dell'impalcato = 5386 t (kN sec²/m);
- 2) Si fissa uno spostamento massimo $\delta_{max} = 135$ 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 δ_{max} : $T(\delta_{max}) = 2.454$ sec

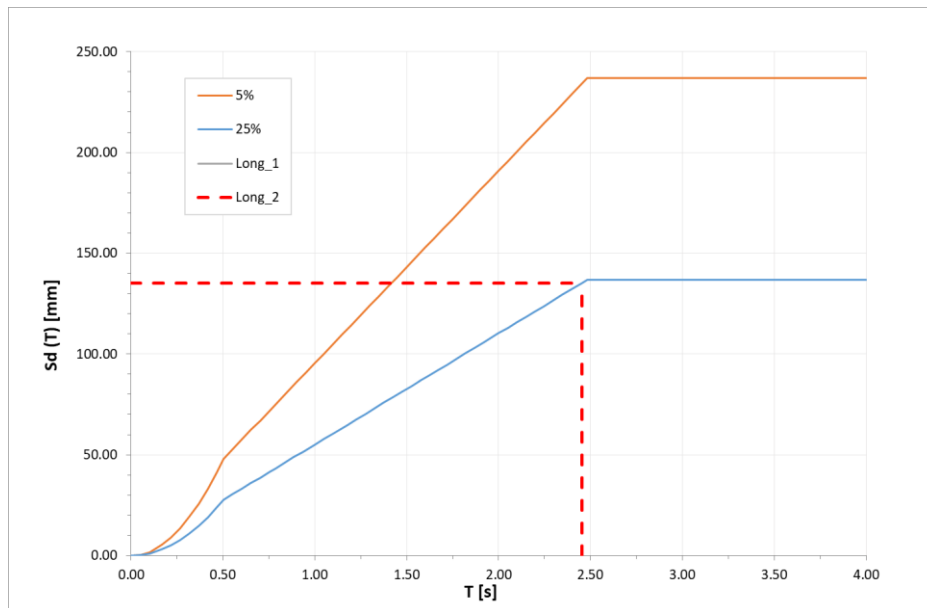


Figura 20 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^{-2}$ corrispondente al periodo T: $K_{E,Eq} = 35306$ kN/m
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max} = 4770$ kN ($0.1 \cdot P$);

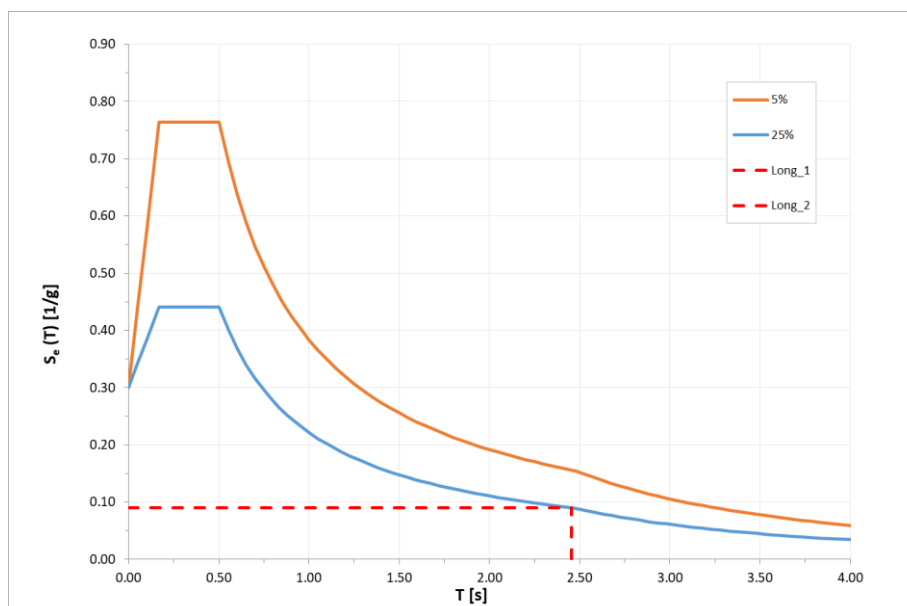


Figura 21 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 46 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

Direzione trasversale

Per il viadotto in esame si considera la massa afferente a ciascuna sottostruttura. A titolo di esempio si riporta il dimensionamento degli isolatori trasversali presenti sulla pila 1.

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:
 - P = peso proprio e permanenti portati = 9920 kN;
 - M = massa dell'impalcato = 1012 t (kN sec²/m);
- 2) Si fissa uno spostamento massimo $\delta_{max} = 60$ 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 δ_{max} : $T(\delta_{max}) = 1.10$ sec

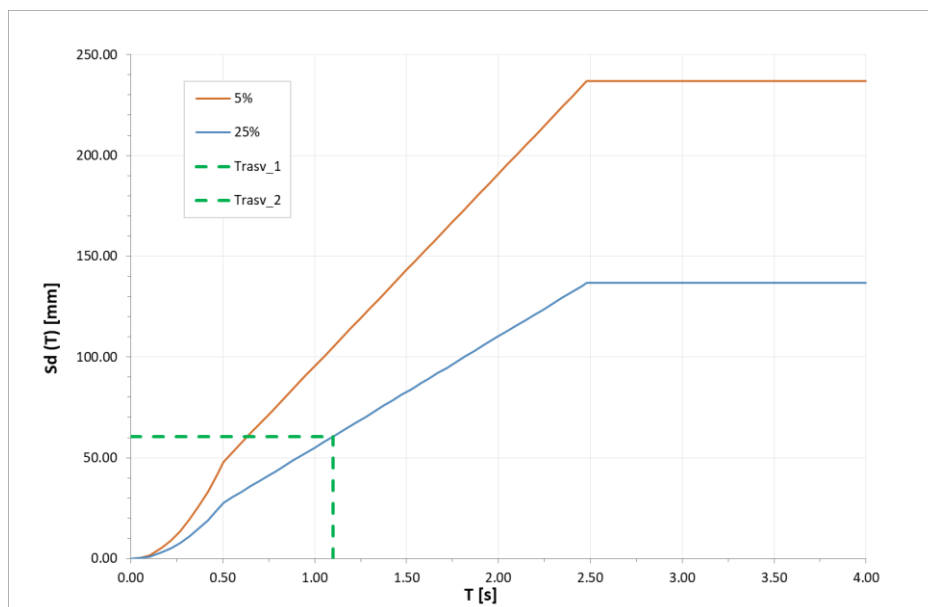


Figura 22 – Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^{-2}$ corrispondente al periodo T: $K_{E,Eq} = 33006$ kN/m
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max} = 1990$ kN ($0.2 \cdot P$);

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 47 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

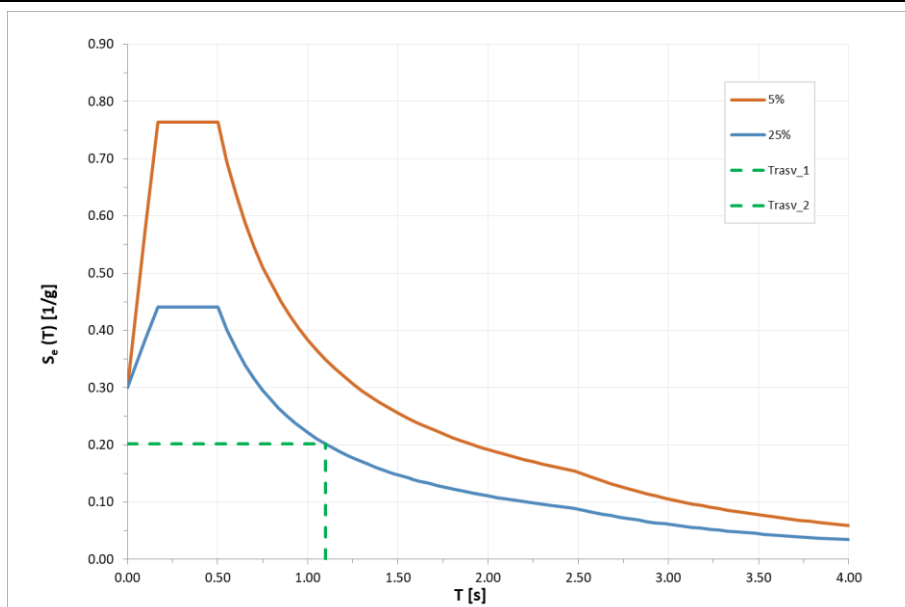


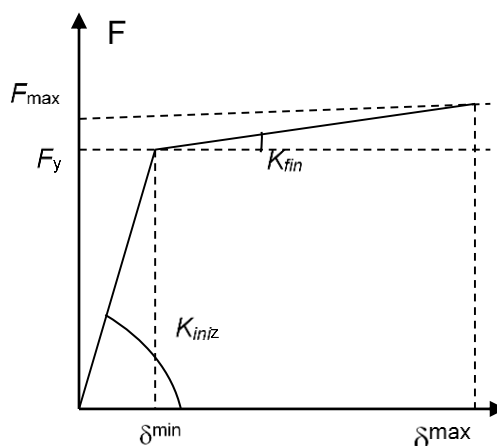
Figura 23 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

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 rigidezze $K_{iniz} - K_{fin}$ 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.



| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 48 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

Figura 24 - Andamento qualitativo della legge forza-scorrimento caratteristica degli isolatori elasto-plastici

I parametri F_y , δ^{\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 rigidità iniziale dell'isolatore è:

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

- Infine, la rigidità 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 δ^{\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.

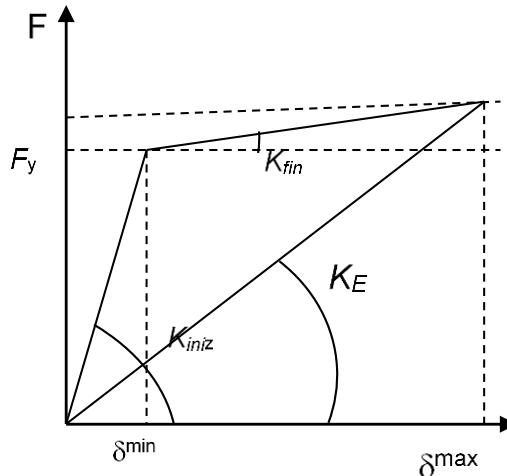


Figura 25 - Schema di equivalenza fra l'isolatore non lineare e l'isolatore lineare equivalente (K_E)

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 δ^{\max} dell'oscillatore risultano sempre inferiori ai valori corrispondenti al modello viscoelastico lineare "equivalente". Tale risultato indica che il coefficiente di smorzamento equivalente ξ del modello viscoelastico lineare dovrebbe essere incrementato oltre il valore del 25% fissato per il dimensionamento.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 50 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|

| | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|----|------|------|-----|----|--------|------|---|--------|------|------|------|--------|
| Longitudinale | S1 | 4770 | 4150 | 135 | 15 | 276667 | 5167 | 2 | 138333 | 2583 | 2075 | 2390 | 0.0187 |
| | P1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | P2 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | P3 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | P4 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | P5 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | S2 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Trasversale | S1 | 730 | 640 | 60 | 6 | 106667 | 1667 | 2 | 53333 | 833 | 320 | 370 | 0.0156 |
| | P1 | 1990 | 1740 | 60 | 6 | 290000 | 4630 | 2 | 145000 | 2315 | 870 | 1000 | 0.0160 |
| | P2 | 1810 | 1580 | 60 | 6 | 263333 | 4259 | 2 | 131667 | 2130 | 790 | 910 | 0.0162 |
| | P3 | 1830 | 1600 | 60 | 6 | 266667 | 4259 | 2 | 133333 | 2130 | 800 | 920 | 0.0160 |
| | P4 | 1840 | 1600 | 60 | 6 | 266667 | 4444 | 2 | 133333 | 2222 | 800 | 920 | 0.0167 |
| | P5 | 1820 | 1590 | 60 | 6 | 265000 | 4259 | 2 | 132500 | 2130 | 795 | 910 | 0.0161 |
| | S2 | 550 | 480 | 60 | 6 | 80000 | 1296 | 2 | 40000 | 648 | 240 | 280 | 0.0162 |

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.

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.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|-------|--------|---------|-----|--------|---------|----------|------|--------------|
| Opera | Tratto | Settore | CEE | WBS | Id.doc. | N. prog. | Rev. | Pag. di Pag. |
| L0703 | 213 | E | 12 | V15500 | REL | 02 | B | 51 di 96 |

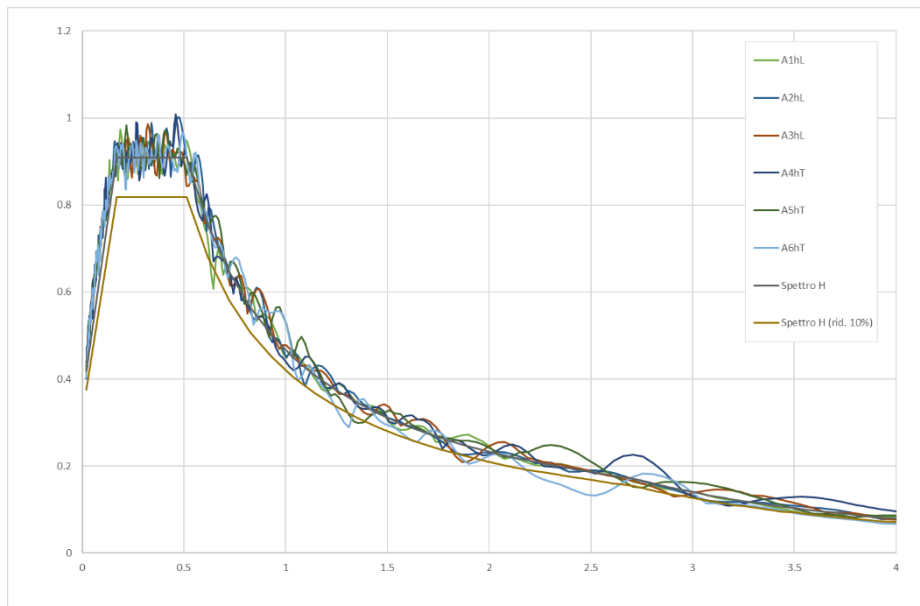


Figura 26 – Accelerogrammi spettrocompatibili

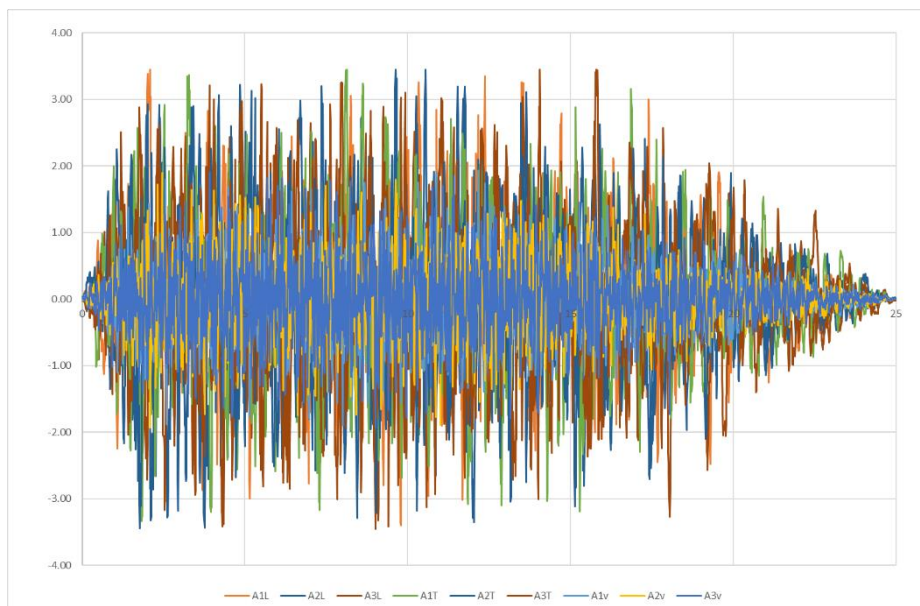


Figura 27 – Spettri associati agli accelerogrammi 1, 2 e 3 e confronto con lo spettro allo SLC

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

| Opera | Tratto | Settore | CEE | WBS | Id.doc. | N.prog. | Rev. | Pag.di Pag. |
|-------|--------|---------|-----|--------|---------|---------|------|-------------|
| L0703 | 2B | E | 12 | V15500 | REL | 02 | B | 52 di 96 |

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 122 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 rigidezze degli isolatori.

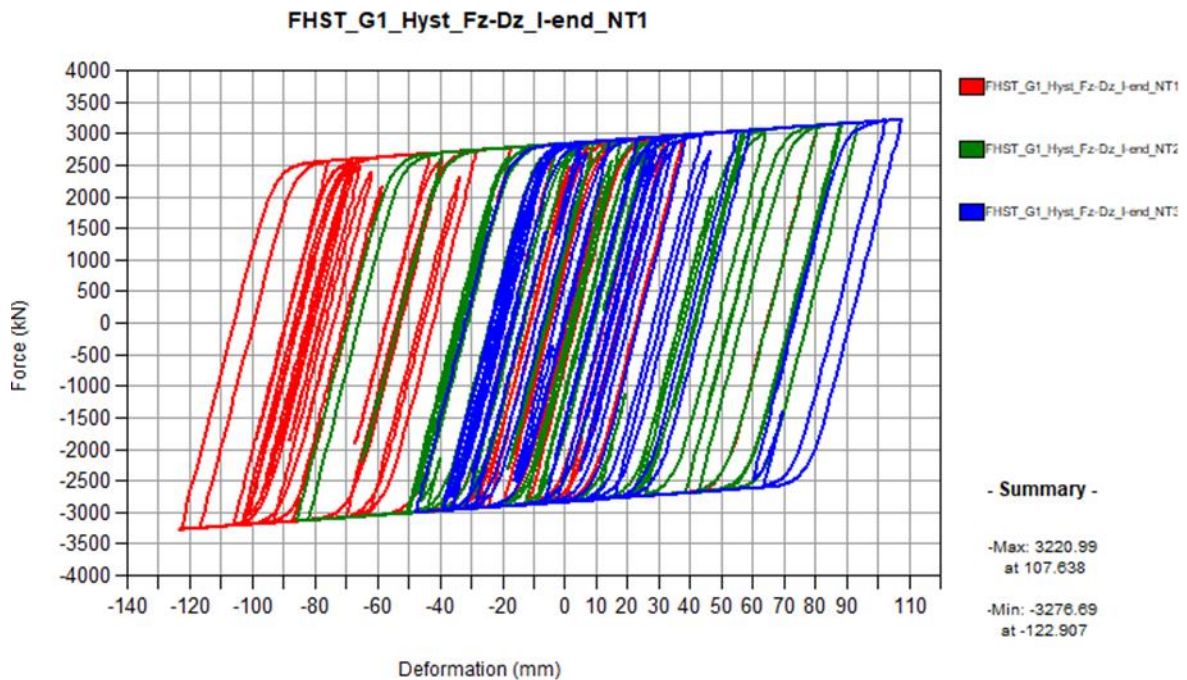


Figura 28 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 53 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

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 57 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 rigidezze degli isolatori.

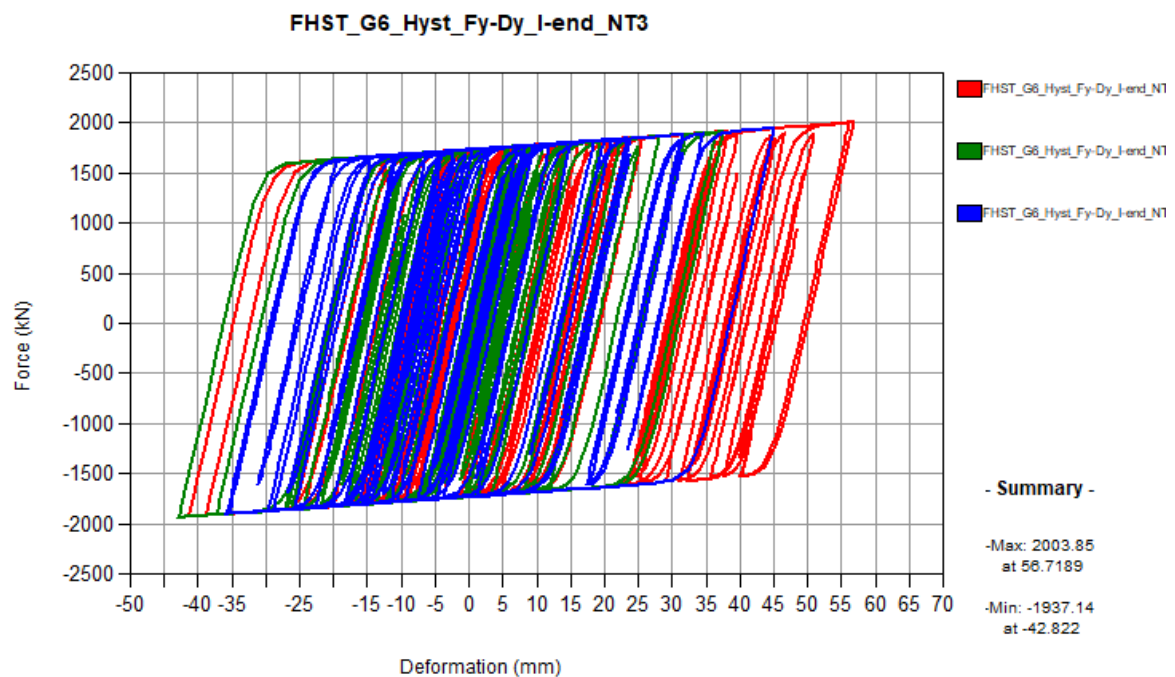


Figura 29 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 54 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

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 allo SLU

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.

Il valore del taglio resistente è stato invece calcolato in accordo con la normativa attraverso un apposito foglio di calcolo. Nel caso di sezioni armate a taglio, il valore è stato calcolato, cautelativamente, ipotizzando un'inclinazione della biella di calcestruzzo del meccanismo di rottura a taglio pari a 45°.

8.3.2 Verifiche allo SLE

8.3.2.1 Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio

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

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

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

8.3.2.2 Verifica di fessurazione

Si svolgono le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure, verificando che il valore di apertura delle fessure rispetti i valori limite prescritti dalla normativa, a seconda dell'elemento strutturale da verificare, delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature ai fenomeni di corrosione. I limiti di apertura delle fessure sono scelti, a partire dalla classe di esposizione del calcestruzzo, considerando condizioni ambientali aggressive (in accordo con la Tabella 4.2.III del D.M. 14/01/2008 per classi di esposizione XF2, XC4, XA2) e armature poco sensibili ai fenomeni di corrosione. I valori limiti di apertura delle fessure sono:

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi quasi permanente;
- $w_2 = 0.3$ mm per combinazione dei carichi frequente.

9. VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S1)

Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle è quello descritto nel paragrafo 0. 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 pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Per quanto riguarda la platea, si sono effettuate due analisi distinte per lo zoccolo anteriore e per la platea posteriore compresa tra il muro frontale e i muri laterali. Nel primo caso si è considerato un modello tirante-puntone sulla base della massima reazione dei pali, mentre nel secondo caso 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 MURO FRONTALE

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo sviluppato in Midas Civil e descritto nei paragrafi precedenti.

Tabella 23– Scarichi dall'impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro

| TESTA MURO FRONTALE | | | | | |
|---------------------|---------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Combinazioni | N KN | Mlong kNm | Mtrasv kNm | Tlong KN | Ttrasv KN |
| ULS_A1_Gr1(max) | 8259.3 | 0.0 | -1571.8 | 57.0 | 110.7 |
| ULS_A1_Gr1(min) | 4303.0 | 0.0 | 753.5 | 57.0 | 191.8 |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 6747.0 | 0.0 | -864.8 | 803.7 | 127.4 |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 4404.7 | 0.0 | 662.5 | 865.4 | 168.4 |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 6794.8 | 0.0 | -841.9 | 30.8 | 134.4 |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 4452.5 | 0.0 | 685.3 | 30.8 | 175.5 |
| ULS_A1_Q5c(max) | 6794.8 | 0.0 | -486.8 | 30.8 | 235.6 |
| ULS_A1_Q5c(min) | 4452.5 | 0.0 | 1040.5 | 30.8 | 276.6 |
| ULS_A1_Q5s | 4715.2 | 0.0 | -3.7 | 0.0 | 7.7 |
| SLV X | 8438.5 | 0.0 | 0.0 | 4712.7 | 210.5 |
| SLV Y | 8425.1 | 0.0 | 0.0 | 1414.4 | 701.7 |
| SLV Z | 8757.6 | 0.0 | 0.0 | 1416.4 | 210.5 |
| SLS_RA_Gr1(max) | 6107.0 | 0.0 | -1203.9 | 42.3 | 70.8 |
| SLS_RA_Gr1(min) | 3176.4 | 0.0 | 518.5 | 42.3 | 130.9 |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 4986.8 | 0.0 | -680.1 | 595.4 | 83.2 |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 3251.7 | 0.0 | 451.1 | 641.1 | 113.6 |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 5022.2 | 0.0 | -663.2 | 22.9 | 88.4 |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 3287.1 | 0.0 | 468.1 | 22.9 | 118.8 |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 5022.2 | 0.0 | -1035.3 | 22.9 | 18.0 |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 3287.1 | 0.0 | 96.0 | 22.9 | 12.4 |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 4975.5 | 0.0 | -1035.3 | 595.4 | 18.0 |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 3240.5 | 0.0 | 96.0 | 641.1 | 12.4 |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 5010.9 | 0.0 | -1018.4 | 22.9 | 12.8 |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 3275.9 | 0.0 | 112.9 | 22.9 | 17.6 |
| SLS_QP | 3470.5 | 0.0 | -2.8 | 0.0 | 5.6 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 56 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

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 n.ell' 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.

Tabella 24 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

| MURO FRONTALE | |
|---|----------|
| H Muro Frontale | 7.30 m |
| Spessore Muro Frontale | 2.50 m |
| Lunghezza Muro Frontale | 16.5 m |
| Spessore massimo tratto ringrossato | 4.20 m |
| H tratto ringrossato a spessore costante | 0.80 m |
| H tratto a spessore variabile | 1.70 m |
| Altezza media Muro Paraghiaia | 3.50 m |
| Spessore Muro Paraghiaia | 0.80 m |
| Luce mensola muro paraghiaia | 1.50 m |
| Spessore medio mensola muro paraghiaia | 0.40 m |
| Peso Muro Frontale | 7598 kN |
| Peso Muro Paraghiaia | 1403 kN |
| Eccentr. appoggi - muro frontale (base) | 0.65 m |
| Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base) | -2.55 m |
| Peso Specifico Terreno di Rilevato | 20 kN/mc |
| Angolo di Attrito Terreno di Rilevato | 38 ° |
| Coefficiente di spinta a riposo Ko | 0.384 |
| Coefficiente di spinta attiva Ka | 0.238 |
| Altezza del rilevato | 11 m |
| Spinta a riposo | 6726 kN |
| Spinta attiva | 4163 kN |
| Sovraccarico accidentale da traffico | 20 kN/mq |
| Accelerazione sismica di base a _g | 0.220 |
| Coefficiente stratigrafico SS | 1.36 |
| Coefficiente topografico ST | 1.00 |
| Accelerazione orizzontale massima attesa a _{max} | 0.300 |
| β _m (massa cls spalla) | 1.000 |
| Kh (cls spalla) = | 0.300 |
| Kv (cls spalla)= | 0.150 |
| β _m (massa terreno) | 1.000 |
| Kh (terreno) = | 0.300 |
| Kv (terreno)= | 0.150 |
| Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a (M-O) | 0.500 |
| Incr. di spinta attiva in condizione sismiche | 4587 kN |
| Inerzia del Muro Frontale (H) | 2280 kN |
| Inerzia del Muro Paraghiaia (H) | 421 kN |
| Inerzia del Muro Frontale (V) | 1140 kN |
| Inerzia del Muro Paraghiaia (V) | 210 kN |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 57 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

Si ottenengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

Tabella 25 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

| BASE MURO FRONTALE | | | | | |
|--------------------|---------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Combinazioni | N KN | Mlong kNm | Mtrasv kNm | Tlong KN | Ttrasv KN |
| ULS_A1_Gr1(max) | 20410.3 | 43331.6 | -763.7 | 10788.3 | 110.7 |
| ULS_A1_Gr1(min) | 16454.0 | 40760.0 | 2153.6 | 10788.3 | 191.8 |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 18898.1 | 45529.3 | 64.9 | 11122.3 | 127.4 |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 16555.7 | 44457.2 | 1891.8 | 11184.0 | 168.4 |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 18945.8 | 39918.4 | 139.3 | 10349.4 | 134.4 |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 16603.5 | 38395.9 | 1966.1 | 10349.4 | 175.5 |
| ULS_A1_Q5c(max) | 18945.8 | 39918.4 | 1233.0 | 10349.4 | 235.6 |
| ULS_A1_Q5c(min) | 16603.5 | 38395.9 | 3059.8 | 10349.4 | 276.6 |
| ULS_A1_Q5s | 16866.2 | 38341.5 | 52.7 | 10318.5 | 7.7 |
| SLV X | 17439.2 | 97184.3 | 5176.0 | 16164.0 | 1020.8 |
| SLV Y | 17425.8 | 41173.2 | 17253.2 | 7763.9 | 3402.6 |
| SLV Z | 17758.4 | 41407.0 | 5176.0 | 7765.9 | 1020.8 |
| SLS_RA_Gr1(max) | 15107.7 | 32090.3 | -686.9 | 7991.3 | 70.8 |
| SLS_RA_Gr1(min) | 12177.1 | 30185.4 | 1474.1 | 7991.3 | 130.9 |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 13987.5 | 33718.3 | -73.0 | 8238.7 | 83.2 |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 12252.5 | 32924.1 | 1280.2 | 8284.4 | 113.6 |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 14022.9 | 29562.0 | -18.0 | 7666.2 | 88.4 |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 12287.8 | 28434.2 | 1335.2 | 7666.2 | 118.8 |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 14022.9 | 29562.0 | -903.9 | 7666.2 | 18.0 |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 12287.8 | 28434.2 | 186.5 | 7666.2 | 12.4 |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 13976.3 | 33711.0 | -903.8 | 8238.7 | 18.0 |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 12241.2 | 32916.8 | 186.4 | 8284.4 | 12.4 |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 14011.7 | 29554.7 | -925.0 | 7666.2 | 12.8 |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 12276.6 | 28426.9 | 241.5 | 7666.2 | 17.6 |
| SLS_QP | 12471.2 | 23342.0 | 38.4 | 6726.2 | 5.6 |

Le sollecitazioni in direzione trasversale risultano trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale. Di seguito si riportano le verifiche di resistenza con riferimento ad una striscia di un metro per le combinazioni che provocano il massimo e il minimo sforzo normale, il massimo momento longitudinale ed il massimo taglio alla base del muro frontale.

Tabella 26 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

| Muro | Sezione di verifica | | Armatura | | |
|----------|---------------------|-------------|----------|-----------|------------|
| | Base [m] | Altezza [m] | Tesa | Compressa | Taglio |
| Frontale | 1.0 | 2.5 | 1φ30/10 | 1φ26/20 | 1φ12/40x40 |

Tabella 27 – Verifiche del muro frontale

| BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU | | | | | | |
|---|-----------------|-----------|----------------|---------------|--------------------|---------------|
| Combinazioni | | N kN/m | Mlong kNm/m | Tlong kN/m | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
| Max N | ULS_A1_Gr1(max) | 1237 | 2626 | 654 | 4.5 | 2.3 |
| Min N | ULS_A1_Gr1(min) | 997 | 2470 | 654 | 4.4 | 2.3 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 58 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|

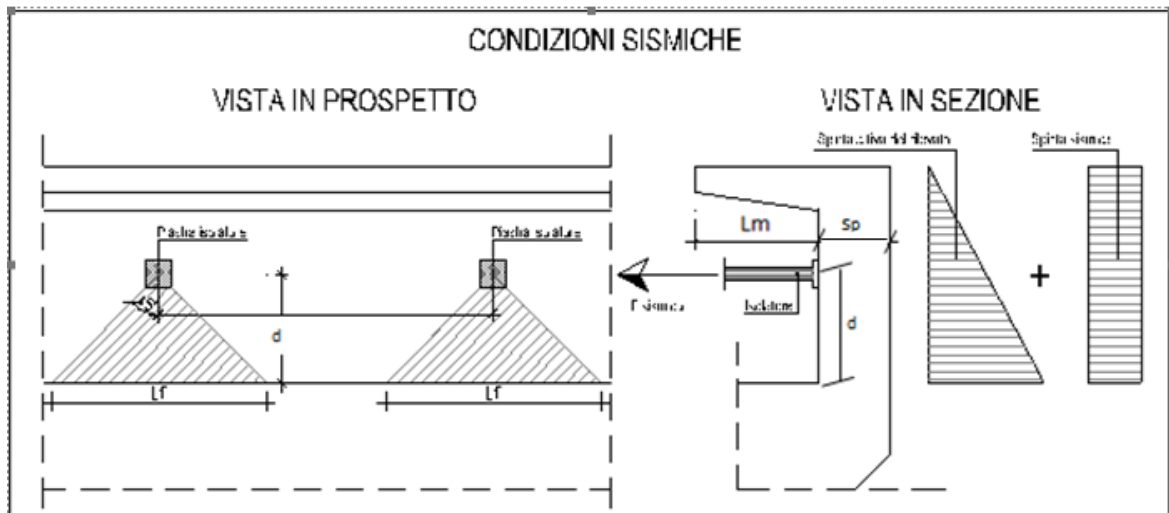
| | | | | | | |
|--------|-------|------|------|-----|------|-----|
| Max ML | SLV X | 1057 | 5890 | 980 | 1.35 | 1.6 |
| Max VL | SLV X | 1057 | 5890 | 980 | 1.35 | 1.6 |

| BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE | | | | | | | |
|---|---------------------------|------|-------|-------|------------|------------|-----|
| Combinazioni | | N | Mlong | Tlong | σ_c | σ_s | Wk |
| | | kN/m | kNm/m | kN/m | Mpa | Mpa | mm |
| RARA | SLS_RA_Gr1(max) - Max N | 916 | 1945 | 484 | -2.9 | 70.5 | - |
| | SLS_RA_Gr1(min) - Min N | 738 | 1829 | 484 | -2.7 | 72.7 | - |
| | SLS_RA_Gr2a(max) - Max ML | 848 | 2044 | 499 | -3.0 | 80.0 | - |
| FREQ | SLS_FR_Gr1a(max) - Max N | 850 | 1792 | 465 | -2.9 | 82.7 | 0.0 |
| | SLS_FR_Gr2a(min) - Min N | 742 | 1995 | 502 | -3.0 | 87.4 | 0.0 |
| | SLS_FR_Gr2a(max) - Max ML | 847 | 2043 | 499 | -3.0 | 80.0 | 0.0 |
| QP | SLS_QP | 756 | 1415 | 408 | -2.1 | 46.8 | 0.0 |

9.2 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 e dall'azione trasmessa dagli isolatori.

La ripartizione degli scarichi degli isolatori è riportata nella figura seguente.



Con:

Lf: Larghezza di diffusione Carico isolatore

d : Distanza isolatore da Testa muro frontale

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.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 59 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|

Tabella 28 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

| MURO PARAGHIAIA | | |
|---|---------|-------|
| Peso Muro Paraghiaia | 70 | KN/m |
| Altezza Muro Paraghiaia | 3.5 | m |
| Spessore Muro Paraghiaia | 0.8 | m |
| Luce mensola del muro paraghiaia | 1.50 | m |
| Spessore medio mensola del muro paraghiaia | 0.40 | m |
| Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro | 3.30 | m |
| Peso Mensola Paraghiaia | 15 | kN |
| Peso Mensola Paraghiaia | 0.909 | kN/m |
| Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia) | 1.15 | m |
| Coefficiente di spinta a riposo Ko | 0.384 | |
| Coefficiente di spinta attiva Ka | 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 | |
| Forza sismica da isolatore (Fultima) | 2390.00 | kN |
| Distanza isolatore da Testa muro frontale | 1.32 | m |
| Larghezza di diffusione Carico isolatore | 2.79 | m |
| Spinta a riposo | 79.5 | kN/m |
| Spinta attiva | 46.0 | kN/m |
| Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a | 0.50 | |
| Incr. spinta attiva in condizione sismiche | 35.9 | kN/m |
| Inerzia del Muro Paraghiaia /m | 21.3 | kN/m |

Tabella 29 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

| Muro | Sezione di verifica | | Armatura | | |
|------------|---------------------|-------------|--------------------------|----------|------------|
| | Base [m] | Altezza [m] | Tesa (Lato isolatore) | Compresa | Taglio |
| Paraghiaia | 1.0 | 0.8 | 1φ26/10 | 1φ22/10 | 1φ12/20x40 |

Tabella 30 – Verifiche del muro paraghiaia

| VERIFICHE DI ESERCIZIO | | | | | | |
|------------------------|------|-------|------|------------|------------|----|
| Combinazione | N | M | V | σ_c | σ_s | Wk |
| | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa | Mpa | mm |
| SLE_RARA | 70 | 115 | 80 | -1.2 | 27 | 0 |

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV | | | | | |
|-------------------------------------|------|-------|------|--------------------|---------------|
| Combinazione | N | M | V | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
| | KN/m | kNm/m | KN/m | | |
| SLU | 95 | 155 | 107 | 11.45 | 8.6 |
| SLV | 70 | 1293 | 960 | 1.12 | 1.0 |

Si riporta, infine, la verifica della mensola del muro paraghiaia (a metro lineare), soggetta ad un carico concentrato pari ad un'asse tandem (300 kN) della corsia 1 dello schema di carico 1 previsto dal D.M 14/01/2008. Per la verifica si considera un'altezza media della mensola pari a 0.40 m. Per una fascia di 1 metro di mensola, tenuto conto che il carico del singolo asse tandem è suddiviso in due aree di impronta da 0.40 m x 0.40 m poste ad interasse trasversale pari a 2.0 m, si considera

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 60 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

un effetto di diffusione a 45° del carico nello spessore della pavimentazione (0.10 m) e nel semispessore medio della mensola stessa (0.20 m) che consente di ripartire il carico su una larghezza di $2.4 + 2 \cdot (0.1 + 0.2) = 3.0$ m.

Lo schema statico è quello di mensola di lunghezza pari ad 1.50 m, con forza concentrata di $300/3.0=100$ kN applicata ad 1.30 m dall'incastro (tenendo conto della larghezza dell'impronta del carico pari a 0.40 m). A tale effetto va sommato il contributo del peso proprio della mensola e della pavimentazione che, complessivamente, forniscono un carico di 13.0 kN/m lungo la mensola.

Tabella 31 – Geometria sezione e armatura della mensola del muro paraghiaia

| Muro | Sezione di verifica | | Armatura | | |
|--------------------|---------------------|-------------------|----------|-----------|------------------|
| | Base [m] | Altezza media [m] | Tesa | Compressa | Taglio |
| Mensola Paraghiaia | 1.0 | 0.40 | 1φ20/10 | 1φ20/10 | Spilli φ12/40x40 |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO MENSOLA PARAGHIAIA | | | | | | |
|---|------|-------|------|----------------|----------------|----------------|
| Combinazione | N | M | V | σ _c | σ _s | W _k |
| | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa | Mpa | mm |
| SLE_RARA | 0 | 141.0 | 113 | -6.2 | 158 | 0.084 |

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV | | | | | |
|-------------------------------------|------|-------|-------|--------------------|---------------|
| Combinazione | N | M | V | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
| | KN/m | kNm/m | KN/m | | |
| SLU | 0 | 189.8 | 151.9 | 1.88 | 1.39 |

9.3 MURI LATERALI

In questo paragrafo si riporta il calcolo dei muri laterali della spalla. Tali muri sono sollecitati essenzialmente dalle spinte del terreno di riempimento all'interno della spalla e dei sovraccarichi presenti su di esso in condizioni statiche e sismiche.

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.

Tabella 32 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

| MURI LATERALI | |
|--|------------|
| Muro laterale H1 | 4.00 m |
| Muro laterale s1 | 1.50 m |
| Muro laterale H2 | 3.30 m |
| Muro laterale s2 | 1.00 m |
| Muro laterale H3 | 3.60 m |
| Muro laterale s3 | 0.50 m |
| Altezza totale muri laterali | 10.90 m |
| Spessore medio Muri Laterali | 1.02 m |
| Lunghezza Massima muri laterali | 7.00 m |
| Peso Muro laterale (singolo) | 1943 kN |
| Peso totale Muri laterali | 3885 kN |
| Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi) | 557.3 kN/m |
| Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi) | 515.4 |
| Spinta attiva | 335.0 kN/m |
| Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a | 0.50 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N,prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 61 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

Incr. spinta attiva in condizione sismiche

323.0 kN/m

Inerzia del Muro laterale /m

83 kN/m

Tabella 33 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

| Muro | Sezione di verifica | | Armatura | | |
|----------|---------------------|-------------|----------|-----------|-----------|
| | Base [m] | Altezza [m] | Tesa | Compressa | Taglio |
| Laterale | 1.0 | 1.5 | 1φ30/10 | 1φ26/20 | Φ12/40x40 |
| Laterale | 1.0 | 1.0 | 1φ22/10 | 1φ20/20 | Φ12/40x40 |
| Laterale | 1.0 | 0.5 | 1φ20/10 | 1φ20/20 | Φ12/40x40 |

Tabella 34 – Verifiche dei muri laterali

| VERIFICHE DI ESERCIZIO | | | | | | | |
|----------------------------|--------------|------|-------|------|----------------|----------------|--------|
| Quota sez. di verifica [m] | Combinazione | N | M | V | σ _c | σ _s | Wk |
| | | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa | Mpa | mm |
| 0.00 | SLE_RARA | 278 | 2124 | 515 | -6.8 | 215 | 0.0832 |
| 4.00 | SLE_RARA | 128 | 647 | 247 | -5.3 | 186 | 0.051 |
| 7.30 | SLE_RARA | 45 | 123 | 83 | -2.7 | 97.3 | 0 |

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV | | | | | | |
|-------------------------------------|--------------|------|-------|------|--------------------|---------------|
| Quota sez. di verifica [m] | Combinazione | N | M | V | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
| | | KN/m | kNm/m | KN/m | | |
| 0.00 | SLU | 375 | 2856 | 752 | 1.43 | 1.19 |
| | SLV | 278 | 3431 | 741 | 1.15 | 1.21 |
| 4.00 | SLU | 172 | 873 | 306 | 1.63 | 1.91 |
| | SLV | 128 | 901 | 307 | 1.54 | 1.91 |
| 7.30 | SLU | 61 | 166 | 98 | 3.68 | 2.79 |
| | SLV | 45 | 144 | 94 | 4.2 | 2.90 |

Si riporta, infine, la verifica della mensola del muro laterale (a metro lineare), soggetta ad un carico concentrato pari al peso del guard-rail, al peso proprio ed ad un carico variabile di folla compatta di 5 kN/m².

La mensola ha spessore pari a 0.50 m. Lo schema statico è quello di mensola di lunghezza pari ad 0.75 m, con forza concentrata di 1.25 kN applicata ad 0.35 m dall'incastro. A tale effetto va sommato il contributo del peso proprio della mensola e al carico da folla che, complessivamente, forniscono un carico di 17.5 kN/m lungo la mensola.

Tabella 35 – Geometria sezione e armatura della mensola del muro laterale

| Muro | Sezione di verifica | | Armatura | | |
|------------------|---------------------|-------------|----------|-----------|--------|
| | Base [m] | Altezza [m] | Tesa | Compressa | Taglio |
| Mensola Laterale | 1.0 | 0.50 | 1φ16/20 | 1φ16/20 | - |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO | | | | | | |
|------------------------|------|-------|-------|----------------|----------------|-----|
| Combinazione | N | M | V | σ _c | σ _s | Wk |
| | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa | Mpa | mm |
| SLE_RARA | 0 | 5.35 | 14.37 | -0.3 | 13.8 | 0.0 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 62 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV | | | | | |
|-------------------------------------|------|-------|------|------------|-------|
| Combinazione | N | M | V | C.S. | C.S. |
| | KN/m | kNm/m | KN/m | (NRd, MRd) | (VRd) |
| SLU | 0 | 7.2 | 19.3 | 21.3 | 9.1 |

9.4 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. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spintadelle inerzie

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. L'azione orizzontale derivante dall'impalcato è stata considerata sia con verso concorde che discorde alla spinta del terreno di rinterro.

Tabella 36 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

| PLINTO DI FONDAZIONE | |
|---|----------|
| Eccentricità long Muri laterali -Plinto | -2.5 m |
| Peso Muro Frontale | 7598 kN |
| Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto | 2.25 m |
| Ecc.Appoggi Plinto | 2.90 m |
| Peso Muro Paraghiaia | 1403 m |
| Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto | -0.30 kN |
| Peso Terreno Interno | 19938 kN |
| Peso Accidentali | 1533 kN |
| Eccentricità long Terreno -Plinto | -2.5 m |
| Spessore Plinto | 2.2 m |
| Lunghezza plinto | 12 m |
| Larghezza plinto | 17.5 m |
| Peso plinto di fondazione | 11550 |
| Altezza Rilevato+H plinto | 13.2 m |
| Spinta a riposo rilevato | 11050 kN |
| Spinta a riposo sovraccarichi | 1674 kN |
| Spinta attiva rilevato | 7875 kN |
| Incremento spinta sismica | 7536 kN |
| Inerzia dei muri laterali (H) | 1166 kN |
| Inerzia dei muri laterali (V) | 583 kN |
| Inerzia plinto di fondazione (H) | 3466 kN |
| Inerzia plinto di fondazione (V) | 1733 kN |
| Inerzia rilevato interno(H) | 5983 kN |
| Inerzia rilevato interno (V) | 2991 kN |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 63 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|

Tabella 37 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

| SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO) | | | | | |
|---|---------|----------|---------|---------|---------|
| Combinazioni | N | Mlong | Mtrasv | Tlong | Ttrasv |
| | KN | kNm | kNm | KN | KN |
| ULS_A1_Gr1(max) | 70233.1 | 47155.5 | -520.2 | 17234.1 | 110.7 |
| ULS_A1_Gr1(min) | 66276.8 | 35682.3 | 2575.6 | 17234.1 | 191.8 |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 68203.4 | 46134.2 | 345.1 | 17415.8 | 127.4 |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 65861.1 | 39927.5 | 2262.3 | 17477.5 | 168.4 |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 68251.2 | 38930.4 | 435.0 | 16642.9 | 134.4 |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 65908.8 | 32137.6 | 2352.1 | 16642.9 | 175.5 |
| ULS_A1_Q5c(max) | 68251.2 | 38930.4 | 1751.3 | 16642.9 | 235.6 |
| ULS_A1_Q5c(min) | 65908.8 | 32137.6 | 3668.4 | 16642.9 | 276.6 |
| ULS_A1_Q5s | 66171.6 | 32606.5 | 69.6 | 16612.0 | 7.7 |
| SLV X | 54809.2 | 191637.2 | 23792.2 | 33439.3 | 4205.2 |
| SLV Y | 54795.8 | 68827.8 | 79307.3 | 15545.1 | 14017.2 |
| SLV Z | 59788.8 | 69814.2 | 23792.2 | 15547.0 | 4205.2 |
| SLS_RA_Gr1(max) | 52013.5 | 34898.0 | -531.1 | 12766.0 | 70.8 |
| SLS_RA_Gr1(min) | 49082.9 | 26399.3 | 1762.1 | 12766.0 | 130.9 |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 50510.0 | 34141.5 | 109.9 | 12900.6 | 83.2 |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 48775.0 | 29543.9 | 1530.0 | 12946.3 | 113.6 |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 50545.4 | 28805.3 | 176.5 | 12328.1 | 88.4 |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 48810.3 | 23773.6 | 1596.6 | 12328.1 | 118.8 |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 50545.4 | 28805.3 | -864.2 | 12328.1 | 18.0 |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 48810.3 | 23773.6 | 213.8 | 12328.1 | 12.4 |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 50498.8 | 34108.9 | -864.2 | 12900.6 | 18.0 |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 48763.7 | 29511.4 | 213.7 | 12946.3 | 12.4 |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 50534.2 | 28772.7 | -896.9 | 12328.1 | 12.8 |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 48799.1 | 23741.0 | 280.3 | 12328.1 | 17.6 |
| SLS_QP | 47843.9 | 15801.2 | 50.8 | 11049.6 | 5.6 |

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto. Nel calcolo degli sforzi nei pali si è tenuto del parametro α (vedi paragrafo 4) sia per la valutazione dello sforzo nei pali (effetto della deformabilità a taglio degli stessi pali) sia per la valutazione del momento flettente agente in testa al palo ($M_{Ed} = \alpha V_{Ed}$). La situazione peggiore risulta essere sempre quella sismica con taglio da impalcato concorde con le spinte dei terreni e con le spinte sismiche, per cui nel calcolo dei pali si fa riferimento solo a tale condizione.

Si riportano nel seguito le coordinate dei pali di fondazione e per ogni combinazione di carico, le sollecitazioni nei pali sollecitati dal massimo e dal minimo sforzo normale.

Tabella 38 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

| | Pali | | | | | | | | | | | |
|----------------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| z | -4.50 | 0.00 | 4.50 | -4.50 | 0.00 | 4.50 | -4.50 | 0.00 | 4.50 | -4.50 | 0.00 | 4.50 |
| y | -7.25 | -7.25 | -7.25 | -2.25 | -2.25 | -2.25 | 2.25 | 2.25 | 2.25 | 7.25 | 7.25 | 7.25 |
| z ² | 20.25 | 0.00 | 20.25 | 20.25 | 0.00 | 20.25 | 20.25 | 0.00 | 20.25 | 20.25 | 0.00 | 20.25 |
| y ² | 52.56 | 52.56 | 52.56 | 5.06 | 5.06 | 5.06 | 5.06 | 5.06 | 5.06 | 52.56 | 52.56 | 52.56 |
| W _y | -47.69 | -47.69 | -47.69 | -153.67 | -153.67 | -153.67 | 153.67 | 153.67 | 153.67 | 47.69 | 47.69 | 47.69 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

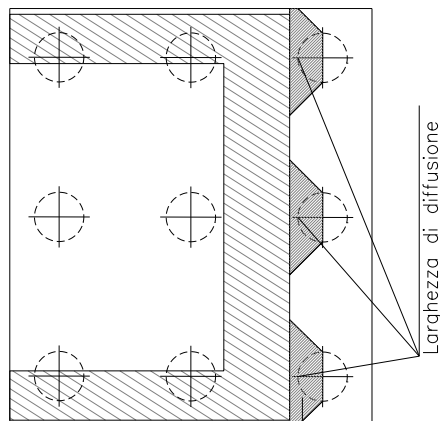
| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|--------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 64 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|--------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

| | | | | | | | | | | | | |
|----|--------|------|-------|--------|------|-------|--------|------|-------|--------|------|-------|
| Wz | -36.00 | 0.00 | 36.00 | -36.00 | 0.00 | 36.00 | -36.00 | 0.00 | 36.00 | -36.00 | 0.00 | 36.00 |
|----|--------|------|-------|--------|------|-------|--------|------|-------|--------|------|-------|

Tabella 39 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

| SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI | | | | | | |
|----------------------------------|------------------|--------|------------------|-------|--------------------------|---------------------------|
| Combo | N _{min} | | N _{max} | | V _{max} [kN] | M _{max} [kNm] |
| | Palo | [kN] | Palo | [kN] | | |
| ULS_A1_Gr1(max) | 1 | -7174 | 12 | -4532 | 1436 | 4869 |
| ULS_A1_Gr1(min) | 1 | -6568 | 12 | -4478 | 1436 | 4869 |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 1 | -6972 | 12 | -4395 | 1451 | 4920 |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 1 | -6645 | 12 | -4332 | 1457 | 4938 |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 1 | -6778 | 12 | -4597 | 1387 | 4702 |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 1 | -6434 | 12 | -4550 | 1387 | 4702 |
| ULS_A1_Q5c(max) | 1 | -6806 | 12 | -4569 | 1387 | 4702 |
| ULS_A1_Q5c(min) | 1 | -6462 | 12 | -4523 | 1387 | 4702 |
| ULS_A1_Q5s | 47 | -6421 | 12 | -4607 | 1384 | 4693 |
| SLV X | 1 | -10390 | 12 | 1255 | 2809 | 9521 |
| SLV Y | 1 | -8141 | 12 | -991 | 1744 | 5913 |
| SLV Z | 1 | -7421 | 12 | -2544 | 1342 | 4550 |
| SLS_RA_Gr1(max) | 1 | -5315 | 12 | -3354 | 1064 | 3606 |
| SLS_RA_Gr1(min) | 1 | -4861 | 12 | -3320 | 1064 | 3607 |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 1 | -5160 | 12 | -3258 | 1075 | 3644 |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 1 | -4917 | 12 | -3212 | 1079 | 3657 |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 1 | -5016 | 12 | -3408 | 1027 | 3483 |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 1 | -4761 | 12 | -3374 | 1027 | 3483 |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 1 | -5030 | 12 | -3394 | 1027 | 3483 |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 1 | -4732 | 12 | -3403 | 1027 | 3483 |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 1 | -5174 | 12 | -3243 | 1075 | 3644 |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 1 | -4888 | 12 | -3239 | 1079 | 3657 |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 1 | -5029 | 12 | -3393 | 1027 | 3483 |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 1 | -4732 | 12 | -3401 | 1027 | 3483 |
| SLS_QP | 1 | -4427 | 12 | -3547 | 921 | 3122 |

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica. 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 d_p (con d_p altezza utile della sezione del plinto). La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato (generalmente quello di spigolo).



2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N,prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 65 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

Figura 30 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

Tabella 40 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

| VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE | |
|--|-----------------------|
| Nmax (palo) | 10390 kN |
| Dist. Asse palo-bordo muro frontale | 1.00 m |
| Diametro palo | 1.50 m |
| Larghezza di diffusione | 3.00 m |
| Spessore della Fondazione | 2.20 m |
| Copriferro nominale | 0.18 m |
| Altezza utile della sezione | 1.98 m |
| Altezza della biella compressa | 0.4 m |
| Sforzo di Trazione | 6569 kN |
| Sforzo di compressione | 12292 kN |
| Diametro armatura primo strato | 30 mm |
| Passo armatura primo strato | 10 cm |
| Diametro armatura secondo strato | 26 mm |
| Passo armatura secondo strato | 20 cm |
| Area complessiva delle armature | 29170 mm ² |
| Tensione nel calcestruzzo | 10.4 Mpa |
| Tensione nell'acciaio | 225.2 Mpa |

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 FEM Midas Civil. 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 con riferimento agli scarichi massimi nei pali e le verifiche di resistenza.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

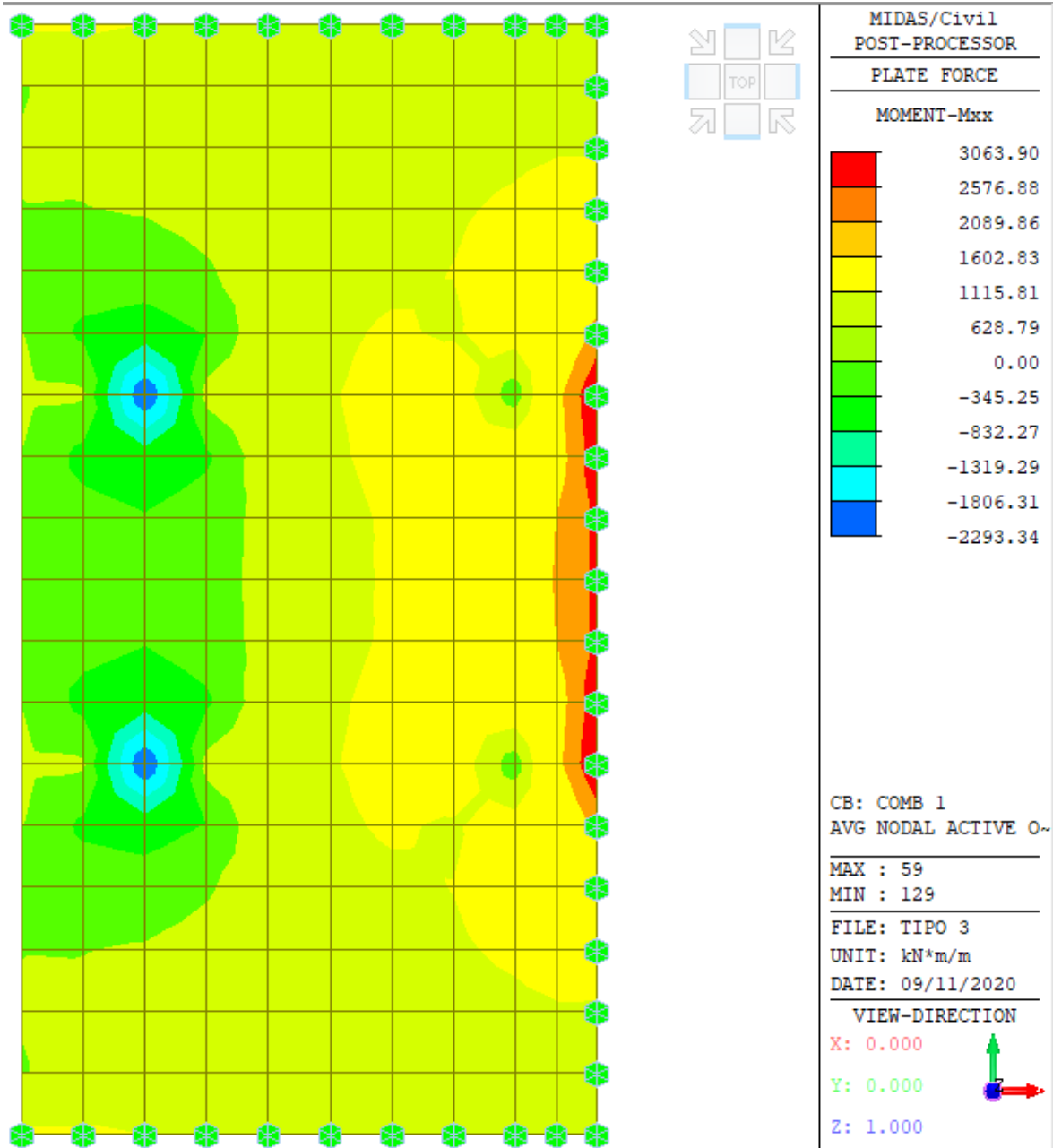
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 66 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|-------------------------|



Mxx (direzione trasversale)

Direzione trasversale (In corrispondenza dei muri laterali)

$M_{xx} = 1800 \text{ kNm}$

$A_{sup} = 1 \phi 26/20$

$A_{inf} = 1 \phi 26/20$

C.S = 1.20

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

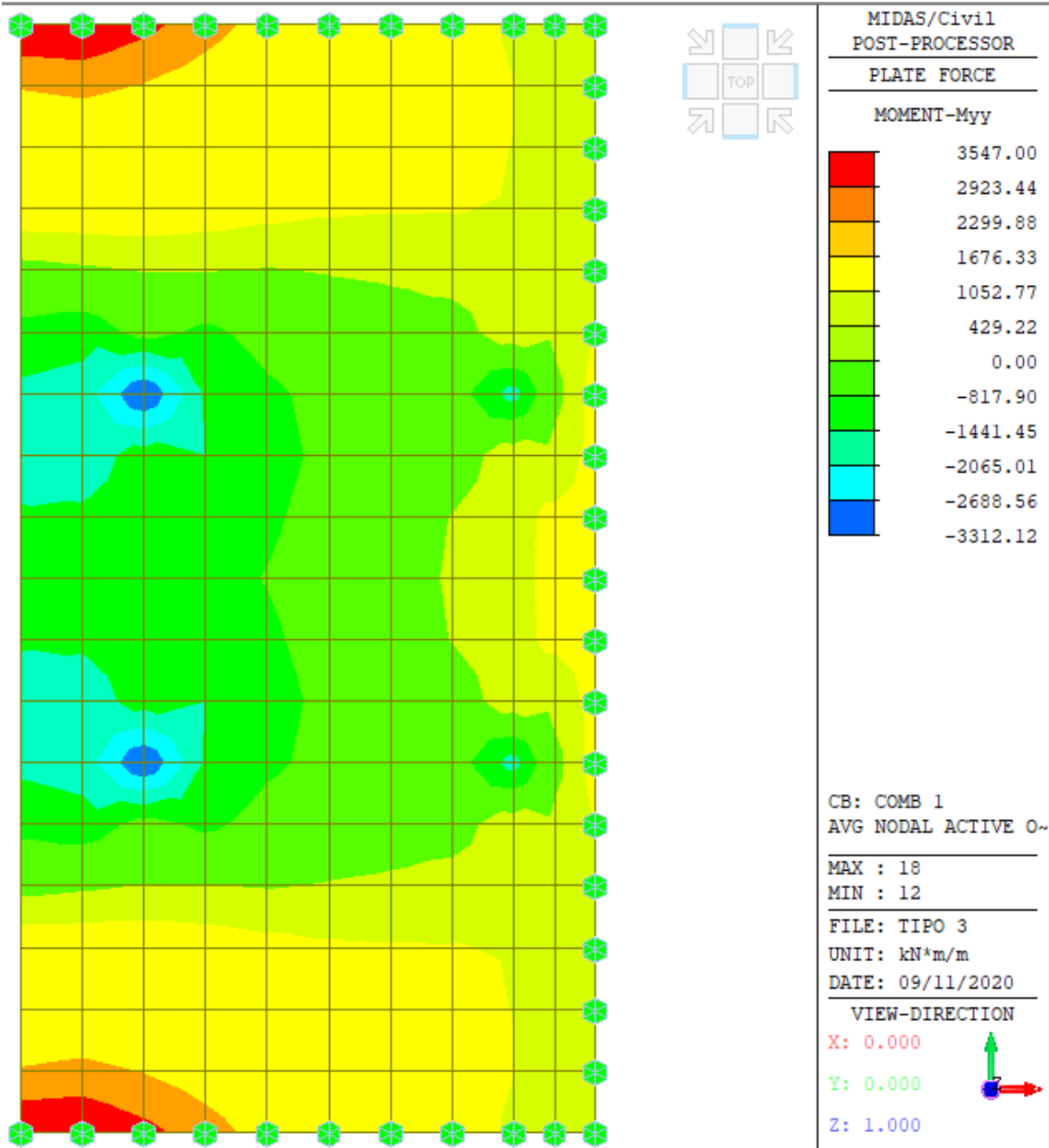
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B3 | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 67 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|-------------------------|



Myy (direzione longitudinale)

Direzione longitudinale (In corrispondenza del muro frontale)

$M_{yy} = 2000 \text{ kNm}$

$A_{sup} = 1 \phi 26/20$

$A_{inf} = 1 \phi 26/20$

C.S = 1.07

9.5 PALI DI FONDAZIONE

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 “ α ” riportato al par. 4.3.

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. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all'aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi **lunghezza pari a 27 m**:

| PALI SPALLE (N<0 COMPRESSIONE) | | | | | | | | PORTANZA VERTICALE - COMB. A1-M1-R3 | | | | | |
|--------------------------------|-------|-------------------|--------|-------------------|----------------------|------------------|------------------|-------------------------------------|------|-------|------|------|-----|
| SPALLA | Tipo | D _{pali} | n°pali | L _{pali} | N _{max,SLE} | N _{min} | N _{max} | Qd,c | FS | QLL | FS | Qd,t | FS |
| | | [m] | [-] | [m] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [-] | [kN] | [-] | [kN] | [-] |
| S1 | Fissa | 1.50 | 12 | 27 | -5315 | 1255 | -10390 | 10551 | 1.02 | 11681 | 2.20 | 6737 | 5.4 |

Le armature longitudinali consistono in una doppia gabbia costituita da 20+20 ϕ 30 esternamente e da 20+20 ϕ 30 internamente. Inoltre è prevista una spirale ϕ 14/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

Tabella 41 – Verifica dei pali di fondazione

| Palo | Sezione di verifica | | Armatura | | |
|-------------|---------------------|--|---|--|----------------------|
| | D [m] | | Armatura longitudinale | | Taglio |
| ϕ 1500 | 1.50 | | I strato: 20+20 ϕ 30 II strato: 20+20 ϕ 30 | | Spirale ϕ 14/10 |

| PALO - Verifiche allo SLU | | | | | | |
|---------------------------|-------|---------|--------------|-------------|--------------------|---------------|
| Combinazioni | | N kN | Mlong kNm | Tlong kN | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
| Max N | SLV X | -10390 | 9521 | 2809 | 1.36 | 1.2 |
| Min N | SLV X | 1255 | 9521 | 2809 | 1.2 | 1.2 |
| Max VL | SLV X | 1255 | 9521 | 2809 | 1.2 | 1.2 |

| PALO - Verifiche allo SLE | | | | | | | |
|---------------------------|------------------|-------|-------|-------|------------|------------|--------|
| Combinazioni | | N | Mlong | Tlong | σ_c | σ_s | Wk |
| | | kN | kNm | kN | Mpa | Mpa | mm |
| RARA | SLS_RA_Gr1(max) | -5315 | 3606 | 1064 | 9.0 | 87.8 | - |
| | SLS_RA_Gr2a(min) | -3212 | 3657 | 1079 | 87.0 | 124.0 | - |
| FREQ | SLS_FR_Gr2a(max) | -5174 | 3644 | 1075 | 9.1 | 91.7 | 0.03 |
| | SLS_FR_Gr2a(min) | -3239 | 3657 | 1079 | 8.7 | 124.0 | 0.049 |
| QP | SLS_QP | -4427 | 3122 | 921 | 7.8 | 78.6 | 0.0349 |



2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 69 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

| | | | | | | |
|--------|-------|------|-----|-----|------|-------|
| SLS_QP | -3547 | 3122 | 921 | 7.6 | 92.0 | 0.021 |
|--------|-------|------|-----|-----|------|-------|

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 70 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-----------|-------------------------|

10. VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S2)

Il calcolo della spalla mobile è eseguito analogamente a quanto mostrato per la spalla fissa. Si riportano quindi risultati e le verifiche di resistenza nei diversi elementi.

10.1 MURO FRONTALE

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo sviluppato in Midas Civil e descritto nei paragrafi precedenti.

Tabella 42– Scarichi dall'impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro

| TESTA MURO FRONTALE | | | | | |
|---------------------|---------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Combinazioni | N KN | Mlong kNm | Mtrasv kNm | Tlong KN | Ttrasv KN |
| ULS_A1_Gr1(max) | 7072.0 | 0.0 | -1181.5 | 0.0 | 115.7 |
| ULS_A1_Gr1(min) | 3128.1 | 0.0 | 568.1 | 0.0 | 193.3 |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 5614.6 | 0.0 | -649.1 | 0.0 | 131.9 |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 3278.1 | 0.0 | 503.7 | 0.0 | 170.7 |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 5611.8 | 0.0 | -631.5 | 0.0 | 139.0 |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 3275.2 | 0.0 | 521.3 | 0.0 | 177.9 |
| ULS_A1_Q5c(max) | 5611.8 | 0.0 | -358.2 | 0.0 | 242.4 |
| ULS_A1_Q5c(min) | 3275.2 | 0.0 | 794.6 | 0.0 | 281.2 |
| ULS_A1_Q5s | 3535.4 | 0.0 | -1.6 | 0.0 | 7.2 |
| SLV X | 5694.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 158.1 |
| SLV Y | 5692.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 527.1 |
| SLV Z | 6044.3 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 158.1 |
| SLS_RA_Gr1(max) | 5193.8 | 0.0 | -905.7 | 0.0 | 74.2 |
| SLS_RA_Gr1(min) | 2272.4 | 0.0 | 390.3 | 0.0 | 131.7 |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 4114.3 | 0.0 | -511.3 | 0.0 | 86.2 |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 2383.5 | 0.0 | 342.6 | 0.0 | 115.0 |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 4112.2 | 0.0 | -498.3 | 0.0 | 91.6 |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 2381.4 | 0.0 | 355.6 | 0.0 | 120.3 |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 4112.2 | 0.0 | -784.6 | 0.0 | 17.1 |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 2381.4 | 0.0 | 69.3 | 0.0 | 11.7 |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 4103.1 | 0.0 | -784.6 | 0.0 | 17.1 |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 2372.3 | 0.0 | 69.3 | 0.0 | 11.7 |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 4101.0 | 0.0 | -771.5 | 0.0 | 11.8 |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 2370.2 | 0.0 | 82.3 | 0.0 | 17.0 |
| SLS_QP | 2562.9 | 0.0 | -1.3 | 0.0 | 5.3 |

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 n.ell' 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.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 71 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

Tabella 43 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

| MURO FRONTALE | |
|---|----------|
| H Muro Frontale | 7.30 m |
| Spessore Muro Frontale | 2.50 m |
| Lunghezza Muro Frontale | 13.0 m |
| Spessore massimo tratto ringrossato | 0.00 m |
| H tratto ringrossato a spessore costante | 0.00 m |
| H tratto a spessore variabile | 0.00 m |
| Altezza media Muro Paraghiaia | 3.50 m |
| Spessore Muro Paraghiaia | 0.50 m |
| Luce mensola muro paraghiaia | 0.65 m |
| Spessore medio mensola muro paraghiaia | 0.40 m |
| Peso Muro Frontale | 5931 kN |
| Peso Muro Paraghiaia | 653 kN |
| Eccentr. appoggi - muro frontale (base) | 0.65 m |
| Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base) | -1.00 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 | 11 m |
| Spinta a riposo | 5098 kN |
| Spinta attiva | 3156 kN |
| Sovraccarico accidentale da traffico | 20 kN/mq |
| Accelerazione sismica di base a_g | 0.220 |
| Coefficiente stratigrafico SS | 1.36 |
| Coefficiente topografico ST | 1.00 |
| Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max} | 0.300 |
| β_m (massa cls spalla) | 1.000 |
| K_h (cls spalla) = | 0.300 |
| K_v (cls spalla)= | 0.150 |
| β_m (massa terreno) | 1.000 |
| K_h (terreno) = | 0.300 |
| K_v (terreno)= | 0.150 |
| Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'_a (M-O) | 0.50 |
| Incr. di spinta attiva in condizione sismiche | 3477 kN |
| Inerzia del Muro Frontale (H) | 1780 kN |
| Inerzia del Muro Paraghiaia (H) | 196 kN |
| Inerzia del Muro Frontale (V) | 890 kN |
| Inerzia del Muro Paraghiaia (V) | 98 kN |

Si ottenengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 72 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

Tabella 44 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

| BASE MURO FRONTALE | | | | | |
|--------------------|---------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Combinazioni | N KN | Mlong kNm | Mtrasv kNm | Tlong KN | Ttrasv KN |
| ULS_A1_Gr1(max) | 15961.1 | 35835.3 | -337.2 | 8134.4 | 115.7 |
| ULS_A1_Gr1(min) | 12017.2 | 33271.8 | 1978.8 | 8134.4 | 193.3 |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 14503.7 | 33167.3 | 313.5 | 7821.5 | 131.9 |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 12167.1 | 31648.5 | 1749.9 | 7821.5 | 170.7 |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 14500.9 | 33165.5 | 383.6 | 7821.5 | 139.0 |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 12164.3 | 31646.7 | 1820.0 | 7821.5 | 177.9 |
| ULS_A1_Q5c(max) | 14500.9 | 33165.5 | 1411.1 | 7821.5 | 242.4 |
| ULS_A1_Q5c(min) | 12164.3 | 31646.7 | 2847.5 | 7821.5 | 281.2 |
| ULS_A1_Q5s | 12424.5 | 31815.8 | 51.0 | 7821.5 | 7.2 |
| SLV X | 12278.5 | 42013.4 | 3635.6 | 8608.7 | 750.9 |
| SLV Y | 12276.5 | 22835.7 | 12118.6 | 4791.6 | 2503.0 |
| SLV Z | 12628.8 | 23064.7 | 3635.6 | 4791.6 | 750.9 |
| SLS_RA_Gr1(max) | 11778.3 | 26515.6 | -363.8 | 6025.5 | 74.2 |
| SLS_RA_Gr1(min) | 8856.9 | 24616.7 | 1351.8 | 6025.5 | 131.7 |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 10698.8 | 24539.3 | 118.2 | 5793.7 | 86.2 |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 8968.0 | 23414.3 | 1182.2 | 5793.7 | 115.0 |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 10696.7 | 24537.9 | 170.1 | 5793.7 | 91.6 |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 8965.9 | 23412.9 | 1234.2 | 5793.7 | 120.3 |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 10696.7 | 24538.0 | -659.8 | 5793.7 | 17.1 |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 8965.9 | 23412.9 | 154.7 | 5793.7 | 11.7 |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 10687.6 | 24532.0 | -659.8 | 5793.7 | 17.1 |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 8956.8 | 23407.0 | 154.7 | 5793.7 | 11.7 |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 10685.5 | 24530.7 | -685.7 | 5793.7 | 11.8 |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 8954.7 | 23405.6 | 206.6 | 5793.7 | 17.0 |
| SLS_QP | 9147.4 | 19707.0 | 37.3 | 5098.5 | 5.3 |

Le sollecitazioni in direzione trasversale risultano trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale. Di seguito si riportano le verifiche di resistenza con riferimento ad una striscia di un metro per le combinazioni che provocano il massimo e il minimo sforzo normale, il massimo momento longitudinale ed il massimo taglio alla base del muro frontale.

Tabella 45 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

| Muro | Sezione di verifica | | Armatura | | |
|----------|---------------------|-------------|----------|-----------|-----------|
| | Base [m] | Altezza [m] | Tesa | Compressa | Taglio |
| Frontale | 1.0 | 2.5 | 1φ30/10 | 1φ26/20 | Φ12/40x40 |

Per la verifica del muro frontale in esame si può far riferimento a quanto già riportato per la spalla S1.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 73 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|

10.2 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.

Tabella 46 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

| MURO PARAGHIAIA | | |
|---|-------|-------|
| Peso Muro Paraghiaia | 44 | KN/m |
| Altezza Muro Paraghiaia | 3.5 | m |
| Spessore Muro Paraghiaia | 0.5 | m |
| Luce mensola del muro paraghiaia | 0.65 | m |
| Spessore medio mensola del muro paraghiaia | 0.40 | m |
| Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro | 3.30 | m |
| Peso Mensola Paraghiaia | 6.5 | kN |
| Peso Mensola Paraghiaia | 0.500 | kN/m |
| Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia) | 0.58 | m |
| Coefficiente di spinta a riposo Ko | 0.384 | |
| Coefficiente di spinta attiva Ka | 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 | 79.5 | kN/m |
| Spinta attiva | 46.0 | kN/m |
| Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a | 0.50 | |
| Incr. spinta attiva in condizione sismiche | 35.9 | kN/m |
| Inerzia del Muro Paraghiaia /m | 13.3 | kN/m |

Tabella 47 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

| Muro | Sezione di verifica | | Armatura | | |
|------------|---------------------|-------------|----------|-----------|------------|
| | Base [m] | Altezza [m] | Tesa | Compressa | Taglio |
| Paraghiaia | 1.0 | 0.5 | 1φ16/10 | 1φ16/20 | -Φ12/40x40 |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO | | | | | | |
|------------------------|------|-------|------|------------|------------|----|
| Combinazione | N | M | V | σ_c | σ_s | Wk |
| | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa | Mpa | mm |
| SLE_RARA | 44 | 115 | 80 | -1.3 | 35.4 | 0 |

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV | | | | | |
|-------------------------------------|------|-------|------|--------------------|---------------|
| Combinazione | N | M | V | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
| | KN/m | kNm/m | KN/m | | |
| SLU | 59 | 155 | 107 | 2.33 | 4.3 |
| SLV | 44 | 148 | 96 | 2.45 | 4.8 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 74 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

Per la verifica della mensola del muro paraghiaia in esame si può far riferimento a quanto già riportato per la spalla S1.

10.3 MURI LATERALI

In questo paragrafo si riporta il calcolo dei muri laterali della spalla. Tali muri sono sollecitati essenzialmente dalle spinte del terreno di riempimento all'interno della spalla e dei sovraccarichi presenti su di esso in condizioni statiche e sismiche.

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.

Tabella 48 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

| MURI LATERALI | |
|--|------------|
| Muro laterale H1 | 4.00 m |
| Muro laterale s1 | 1.50 m |
| Muro laterale H2 | 3.30 m |
| Muro laterale s2 | 1.00 m |
| Muro laterale H3 | 3.60 m |
| Muro laterale s3 | 0.50 m |
| Altezza totale muri laterali | 10.90 m |
| Spessore medio Muri Laterali | 1.02 m |
| Lunghezza Massima muri laterali | 7.00 m |
| Peso Muro laterale (singolo) | 1943 kN |
| Peso totale Muri laterali | 3885 kN |
| Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi) | 557.3 kN/m |
| Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi) | 515.4 |
| Spinta attiva | 335.0 kN/m |
| Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a | 0.50 |
| Incr. spinta attiva in condizione sismiche | 323.0 kN/m |
| Inerzia del Muro laterale /m | 83 kN/m |

Tabella 49 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

| Muro | Sezione di verifica | | Armatura | | |
|----------|---------------------|-------------|----------|-----------|-----------|
| | Base [m] | Altezza [m] | Tesa | Compressa | Taglio |
| Laterale | 1.0 | 1.5 | 1φ30/10 | 1φ26/20 | Φ12/40x40 |
| Laterale | 1.0 | 1.0 | 1φ22/10 | 1φ20/20 | Φ12/40x40 |
| Laterale | 1.0 | 0.5 | 1φ20/10 | 1φ20/20 | Φ12/40x40 |

Per la verifica del paraghiaia e della mensola del muro paraghiaia in esame si può far riferimento a quanto già riportato per la spalla S1.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 75 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

10.4 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. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie

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. L'azione orizzontale derivante dall'impalcato è stata considerata sia con verso concorde che discorde alla spinta del terreno di rinterro.

Tabella 50 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

| PLINTO DI FONDAZIONE | |
|--|----------|
| Eccentricità long Muri laterali -Plinto | -2.5 m |
| Peso Muro Frontale | 5931 kN |
| Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto | 2.25 m |
| Ecc.Appoggi Plinto | 2.90 m |
| Peso Muro Paraghiaia | 653 m |
| Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto | 1.25 kN |
| Peso Terreno Interno | 18802 kN |
| Peso Accidentali | 2083 kN |
| Eccentricità long Terreno -Plinto | -2.5 m |
| Spessore Plinto | 2.2 m |
| Lunghezza plinto | 12 m |
| Larghezza plinto | 14 m |
| Peso plinto di fondazione | 9240 |
| Altezza Rilevato+H plinto | 13.2 m |
| Spinta a riposo rilevato | 8706 kN |
| Spinta a riposo sovraccarichi | 1319 kN |
| Spinta attiva rilevato | 6205 kN |
| Incremento spinta sismica | 5937 kN |
| Inerzia dei muri laterali (H) | 1166 kN |
| Inerzia dei muri laterali (V) | 583 kN |
| Inerzia plinto di fondazione (H) | 2773 kN |
| Inerzia plinto di fondazione (V) | 1386 kN |
| Inerzia rilevato interno(H) | 5642 kN |
| Inerzia rilevato interno (V) | 2821 kN |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc REL | N,prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 77 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|-------------------------|

Tabella 53 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

| SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI | | | | | | |
|----------------------------------|------------------|-------|------------------|-------|--------------------------|---------------------------|
| Combo | N _{min} | | N _{max} | | V _{max} [kN] | M _{max} [kNm] |
| | Palo | [kN] | Palo | [kN] | | |
| ULS_A1_Gr1(max) | 7 | -7860 | 3 | -5890 | 1613 | 5468 |
| ULS_A1_Gr1(min) | 7 | -7068 | 3 | -5805 | 1613 | 5468 |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 7 | -7370 | 3 | -5900 | 1563 | 5300 |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 7 | -6906 | 3 | -5845 | 1564 | 5300 |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 7 | -7372 | 3 | -5897 | 1563 | 5300 |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 7 | -6908 | 3 | -5842 | 1564 | 5300 |
| ULS_A1_Q5c(max) | 7 | -7410 | 3 | -5859 | 1564 | 5301 |
| ULS_A1_Q5c(min) | 7 | -6946 | 3 | -5804 | 1564 | 5301 |
| ULS_A1_Q5s | 7 | -6900 | 3 | -5908 | 1563 | 5300 |
| SLV X | 7 | -9600 | 3 | -609 | 2744 | 9301 |
| SLV Y | 7 | -8388 | 3 | -1820 | 1906 | 6463 |
| SLV Z | 7 | -7451 | 3 | -3735 | 1412 | 4787 |
| SLS_RA_Gr1(max) | 7 | -5817 | 3 | -4359 | 1114 | 3776 |
| SLS_RA_Gr1(min) | 7 | -5222 | 3 | -4304 | 1114 | 3776 |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 7 | -5445 | 3 | -4374 | 1077 | 3652 |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 7 | -5101 | 3 | -4334 | 1077 | 3652 |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 7 | -5447 | 3 | -4372 | 1077 | 3652 |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 7 | -5103 | 3 | -4332 | 1077 | 3652 |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 7 | -5454 | 3 | -4365 | 1077 | 3652 |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 7 | -5063 | 3 | -4372 | 1077 | 3652 |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 7 | -5452 | 3 | -4365 | 1077 | 3652 |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 7 | -5061 | 3 | -4372 | 1077 | 3652 |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 7 | -5453 | 3 | -4363 | 1077 | 3652 |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 7 | -5062 | 3 | -4370 | 1077 | 3652 |
| SLS_QP | 7 | -4683 | 3 | -4444 | 967 | 3279 |

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante-puntone. Si riporta di seguito la verifica, eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato (generalmente quello di spigolo).

Tabella 54 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

| | | |
|-------------------------------------|-------|-----------------|
| N _{max} (palo) | 9600 | kN |
| Dist. Asse palo-bordo muro frontale | 1.00 | m |
| Diametro palo | 1.50 | m |
| Larghezza di diffusione | 3.00 | m |
| Spessore della Fondazione | 2.20 | m |
| Copriferro nominale | 0.18 | m |
| Altezza utile della sezione | 1.98 | m |
| Altezza della biella compressa | 0.4 | m |
| Sforzo di Trazione | 6058 | kN |
| Sforzo di compressione | 11352 | kN |
| Diametro armatura primo strato | 26 | mm |
| Passo armatura primo strato | 10 | cm |
| Diametro armatura secondo strato | 26 | mm |
| Passo armatura secondo strato | 20 | cm |
| Area complessiva delle armature | 23892 | mm ² |
| Tensione nel calcestruzzo | 9.6 | Mpa |
| Tensione nell'acciaio | 253.5 | Mpa |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

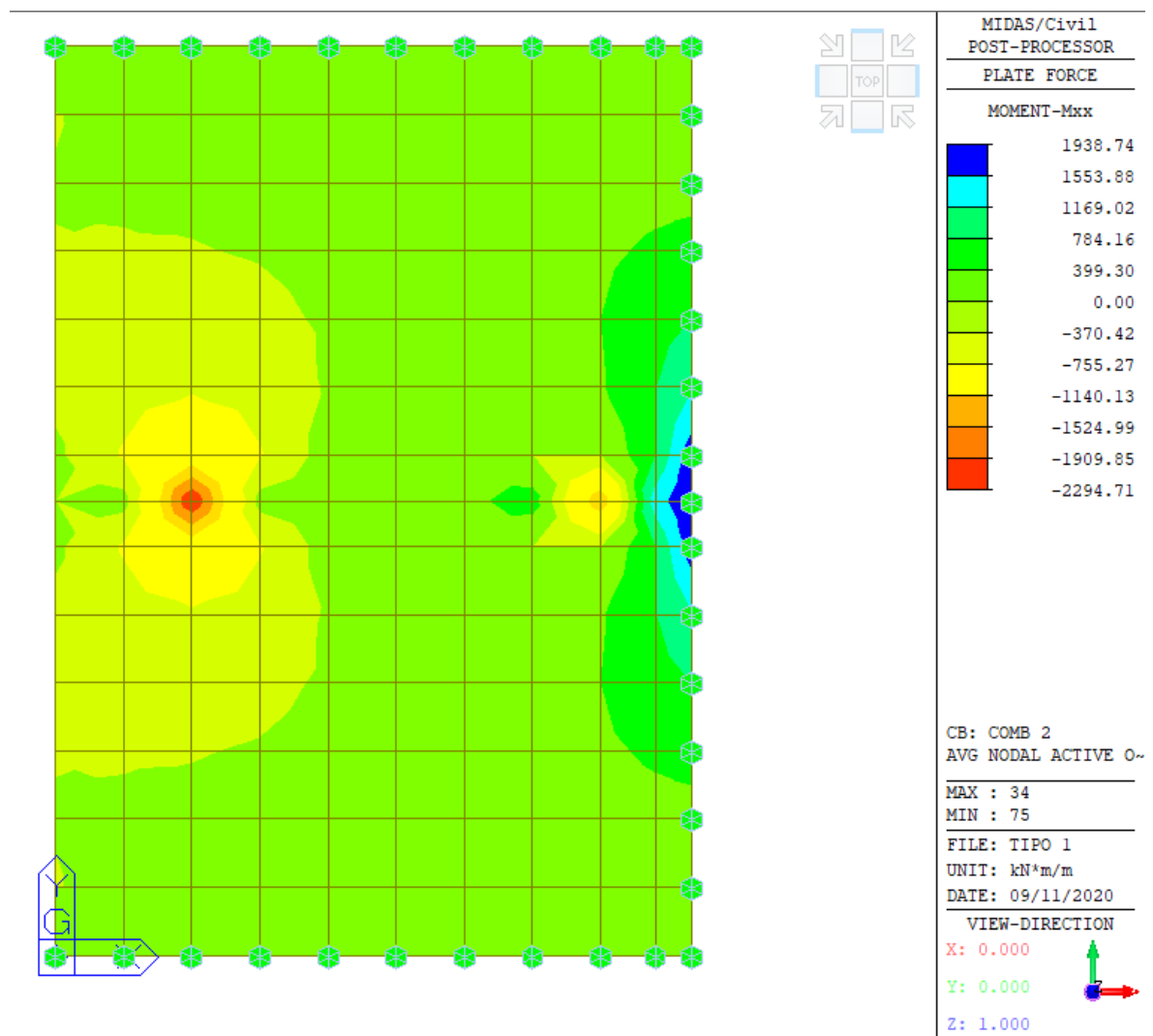
OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|--------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 78 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|--------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

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 FEM Midas Civil. 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 con riferimento agli scarichi massimi nei pali e le verifiche di resistenza.



Mxx (direzione trasversale)

Direzione trasversale (In corrispondenza dei muri laterali)

$$M_{xx} = 1600 \text{ kNm}$$

$$A_{sup} = 1 \phi 26/20$$

$$A_{inf} = 1 \phi 26/20$$

$$C.S = 1.35$$

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

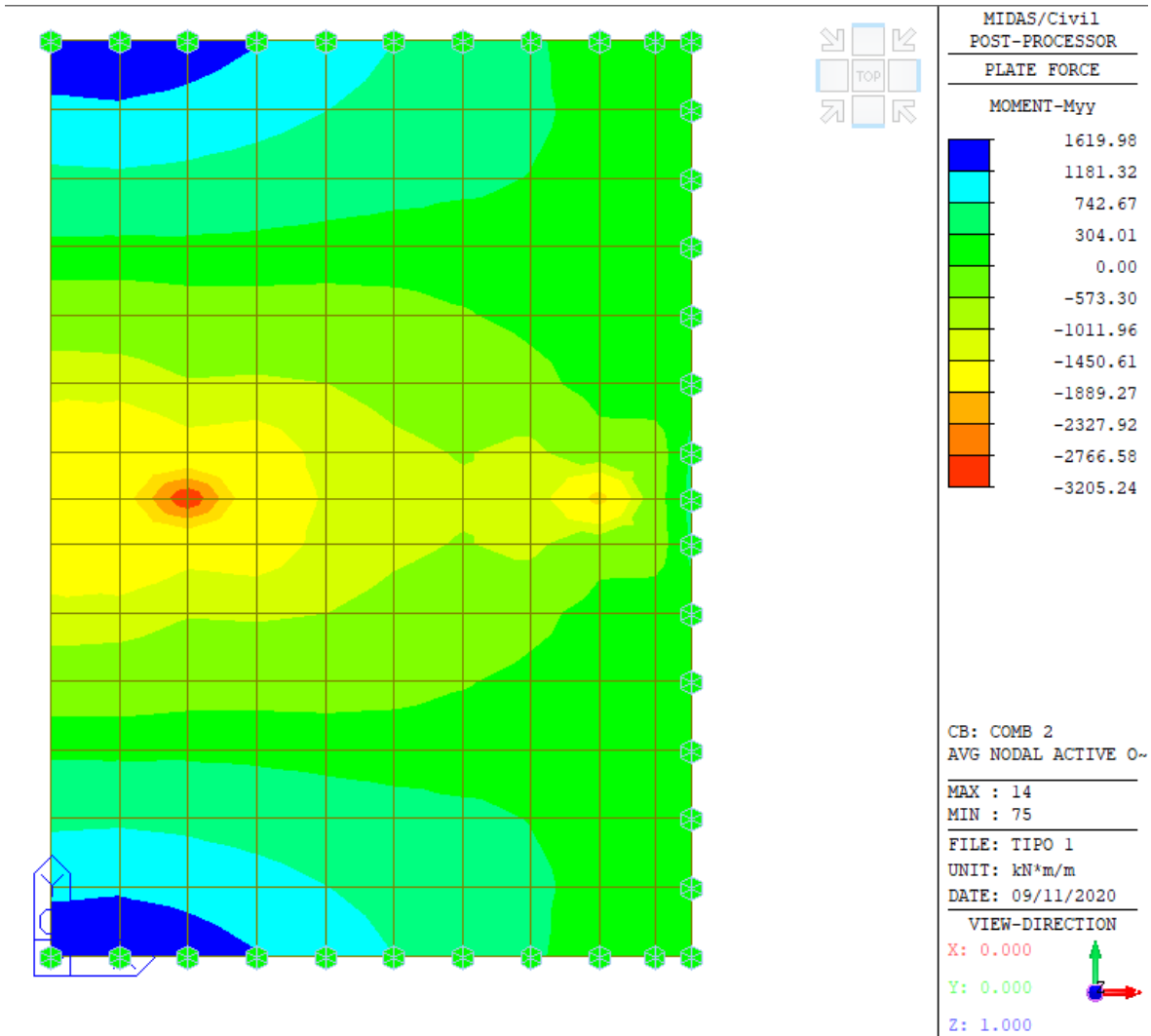
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|--------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 79 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|--------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|



Myy (direzione longitudinale)

Direzione longitudinale (In corrispondenza del muro frontale)

$$M_{yy} = 1900 \text{ kNm}$$

$$A_{sup} = 1 \phi 26/20$$

$$A_{inf} = 1 \phi 26/20$$

C.S = 1.13

10.5 PALI DI FONDAZIONE

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 “ α ” riportato al par. 4.3.

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. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all'aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi **lunghezza pari a 27 m**:

| PALI SPALLE (N<0 COMPRESSIONE) | | | | | | | | PORTANZA VERTICALE - COMB. A1-M1-R3 | | | | | |
|--------------------------------|--------|-------------------|--------|-------------------|----------------------|------------------|------------------|-------------------------------------|------|-------|------|------|-----|
| SPALLA | Tipo | D _{pali} | n°pali | L _{pali} | N _{max,SLE} | N _{min} | N _{max} | Qd,c | FS | QLL | FS | Qd,t | FS |
| | | [m] | [-] | [m] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [-] | [kN] | [-] | [kN] | [-] |
| S2 | Mobile | 1.50 | 9 | 27 | -5817 | -609 | -9600 | 9945 | 1.04 | 10602 | 1.82 | 5832 | - |

Le armature longitudinali consistono in una doppia gabbia costituita da 20+20 ϕ 30 esternamente e da 20+20 ϕ 30 internamente. Inoltre è prevista una spirale ϕ 14/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

Tabella 55 – Verifica dei pali di fondazione

| Palo | Sezione di verifica | Armatura | | |
|-------------|---------------------|---|--|----------------------|
| | D [m] | Armatura longitudinale | | Taglio |
| Φ 1500 | 1.50 | I strato: 20+20 ϕ 30 II strato: 20+20 ϕ 30 | | Spirale ϕ 14/10 |

| PALO - Verifiche allo SLU | | | | | | |
|---------------------------|--------------------|---------|--------------|-------------|--------------------|---------------|
| Combinazioni | | N kN | Mlong kNm | Tlong kN | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
| Max N | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | -8366 | 7489 | 2600 | 1.45 | 1.63 |
| Min N | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | -544 | 7489 | 2600 | 1.19 | 1.63 |
| Max VL | SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | -544 | 7489 | 2600 | 1.19 | 1.63 |

| PALO - Verifiche allo SLE | | | | | | | |
|---------------------------|-----------------|-------|-------|-------|------------|------------|-------|
| Combinazioni | | N | Mlong | Tlong | σ_c | σ_s | Wk |
| | | kN | kNm | kN | Mpa | Mpa | mm |
| RARA | SLS_RA_Gr1(max) | -5336 | 3254 | 1130 | -9.8 | 90.9 | - |
| | SLS_RA_Gr1(min) | -3965 | 3254 | 1130 | -9.6 | 117.2 | - |
| FREQ | SLS_FR_Gr1(max) | -5197 | 3147 | 1093 | -9.5 | 87.2 | 0.000 |
| | SLS_FR_Gr1(max) | -4028 | 3147 | 1093 | -9.3 | 109.5 | 0.114 |
| QP | SLS_QP | -4325 | 2828 | 982 | -8.4 | 87.0 | 0.072 |
| | SLS_QP | -4162 | 2828 | 982 | -8.4 | 87.0 | 0.072 |

11. VERIFICA DELLE PILE

Le sollecitazioni di verifica della pila sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio. Per il calcolo di tali azioni ci si è serviti di modelli di calcolo implementati nel software *Midas Civil 2020* e schematizzanti la geometria degli impalcati e delle sottostrutture e le condizioni di vincolo adottate.

Essendo l'impalcato vincolato allo stesso modo su tutte le pile, si riportano le verifiche strutturali con riferimento alla pila di altezza maggiore: Pila P3 H=18.5m soggetta alle sollecitazioni maggiori.

Mentre le verifiche geotecniche (lunghezze pali) sono riportate per tutte le pile.

Le pile presentano un fusto a sezione cava di dimensione 7.0 x 3.0 m. La pila è fondata su un plinto a 6 pali $\Phi 1500$, di spessore 2.50 m. In particolare si ha:

| PILA | $L_{imp,sx}$ | H_{pila} | $L_{imp,dx}$ | D_{pali} | $n^{\circ}pali$ | Dimensioni Plinto | |
|------|--------------|------------|--------------|------------|-----------------|-------------------|-------|
| | [m] | [m] | [m] | [m] | [-] | B x L (m) | H (m) |
| P1 | 40 | 11.5 | 50 | 1.50 | 6 | 7.5x12 | 2.5 |
| P2 | 50 | 18.5 | 50 | 1.50 | 6 | 7.5x12 | 2.5 |
| P3 | 50 | 18.5 | 50 | 1.50 | 6 | 7.5x12 | 2.5 |
| P4 | 50 | 18.5 | 50 | 1.50 | 6 | 7.5x12 | 2.5 |
| P5 | 50 | 14 | 40 | 1.50 | 6 | 7.5x12 | 2.5 |

Le altezze della pila riportate in tabella sono comprensive dell'altezza del pulvino pari a 2,4m.

11.1 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE DEL FUSTO

Neli seguenti paragrafi si riportano i diagrammi di sollecitazione della pile in esame e le relative verifiche in condizioni ultime e di esercizio. Le sollecitazioni sono espresse secondo gli assi locali degli elementi monodimensionali, secondo la seguente convenzione:

- F_x = sforzo normale (espresso in kN);
- M_y = momento longitudinale (kNm);
- M_z = momento trasversale (kNm);
- S_z = taglio longitudinale (kN);
- S_y = taglio trasversale (kN).

Le armature a base pila utilizzate ai fini delle verifiche sono riepilogati nella tabella seguente:

| PILA | $L_{imp,sx}$ | H_{pila} | $L_{imp,dx}$ | Arm Long base pila | | Arm taglio base pila |
|------|--------------|------------|--------------|--------------------|-----------------|----------------------|
| | [m] | [m] | [m] | est | int | |
| P1 | 40 | 11.5 | 50 | ϕ 22/10 cm | ϕ 20/20 cm | ϕ 14/10 cm |
| P2 | 50 | 18.5 | 50 | ϕ 22/10 cm | ϕ 20/20 cm | ϕ 14/10 cm |
| P3 | 50 | 18.5 | 50 | ϕ 22/10 cm | ϕ 20/20 cm | ϕ 14/10 cm |
| P4 | 50 | 18.5 | 50 | ϕ 22/10 cm | ϕ 20/20 cm | ϕ 14/10 cm |
| P5 | 50 | 14 | 40 | ϕ 22/10 cm | ϕ 20/20 cm | ϕ 14/10 cm |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 82 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|

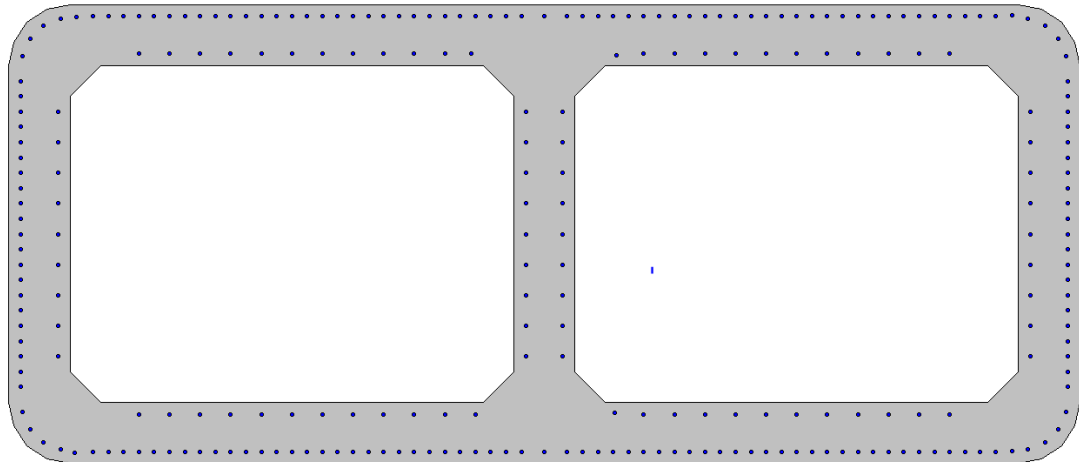


Figura 31 – Sezione trasversale pile

I domini di resistenza M-N e i coefficienti di sicurezza a pressoflessione sono ottenuti attraverso il software commerciale PresFle+ distribuito dalla Concrete.

Il valore dei tagli resistenti è stato ricavato attraverso un apposito foglio di calcolo realizzato in accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 4.1.2.1.3.2, considerando la sezione trasversale alla base armata a taglio con armatura con barre $\phi 14/10$ in direzione longitudinale (6 bracci resistenti) e trasversale (4 bracci) e considerando, cautelativamente, una sezione rettangolare equivalente di dimensioni HxB 7.0x0.80 in direzione trasversale e 3.0x1.20 in direzione longitudinale.

11.1.1 Risultati e verifiche agli SLU/SLV

Nel seguente paragrafo si riportano le tabelle riepilogative di verifiche a quota spiccato pila (estradosso plinto) per le combinazioni di carico allo SLU e le relative verifiche di resistenza a pressoflessione e taglio.

Tabella 56 - PILA P3 : Verifiche agli SLU/SLV a pressoflessione e taglio (base pila)

| VERIFICHE PILA SLU | | | | | | | | |
|--------------------|-----------|-------------|-------------|-----|------------|------------|--------|--------|
| Combinazione | N [kN] | ML [kNm] | MT [kNm] | F,S | VL [kN] | VT [kN] | (F,S)L | (F,S)T |
| ULS_A1_Gr1(max) | 17234.3 | 0.0 | 16851.9 | 5.5 | 0.0 | -390.4 | - | 58.3 |
| ULS_A1_Gr1(min) | 11409.6 | 0.0 | -3368.6 | 7.6 | 0.0 | -474.7 | - | 47.9 |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 14481.2 | 0.0 | 12601.0 | 6.3 | 0.0 | -412.5 | - | 55.2 |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 11510.7 | 0.0 | 2583.0 | 7.6 | 0.0 | -455.4 | - | 50.0 |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 14491.0 | 0.0 | 12996.8 | 6.3 | 0.0 | -432.7 | - | 52.6 |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 11520.4 | 0.0 | 2978.8 | 7.6 | 0.0 | -475.6 | - | 47.8 |
| ULS_A1_Q5c(max) | 14491.0 | 0.0 | 18716.1 | 5.7 | 0.0 | -723.5 | - | 31.4 |
| ULS_A1_Q5c(min) | 11520.4 | 0.0 | 8698.2 | 7.0 | 0.0 | -766.3 | - | 29.7 |
| ULS_A1_Q5s | 11859.3 | 0.0 | -5.7 | 7.5 | 0.0 | 0.3 | - | >100 |
| SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez | 13157 | 6017.2 | 37057.8 | 2.1 | 436.7 | 2290.9 | 34.7 | 9.9 |
| SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez | 13157 | 20057.2 | 11117.3 | 1.1 | 1455.6 | 687.3 | 10.4 | 33.1 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 83 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|

| | | | | | | | | |
|---------------------|-------|--------|---------|-----|-------|-------|------|------|
| SLV-0.3 Ex+0.3Ey+Ez | 11979 | 6017.2 | 11117.3 | 3.4 | 436.7 | 687.3 | 34.7 | 33.1 |
|---------------------|-------|--------|---------|-----|-------|-------|------|------|

11.1.2 Risultati e verifiche agli SLE

Nel seguente paragrafo si riportano le tabelle riepilogative di verifiche a quota spiccato pila (estradosso plinto) per le combinazioni di carico allo SLE e le relative verifiche di esercizio. In particolare, i valori delle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nelle barre di armatura e i valori di apertura delle fessure sono stati ricavate attraverso il software commerciale *PresFLE+* distribuito dalla *Concrete*. In particolare, in accordo con la Circolare 617 del 02/02/2009 p.to C4.1.2.2.4.6, il software esegue il calcolo della deformazione media delle barre e della distanza media tra le fessure utilizzando la procedura del D.M. 09/01/1996.

Tabella 57 – Pila P5: Verifiche agli SLE (base pila)

| Combinazione | N [kN] | ML [kNm] | MT [kNm] | LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO | | | | FESSUR, |
|------------------|-----------|-------------|-------------|---|------|--------------------|------|---------|
| | | | | $\sigma_{c,min}$ | F,S, | $ \sigma_s _{max}$ | F,S, | w_k |
| | | | | [MPa] | | [MPa] | | [MPa] |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 10913.28 | 0 | 2992.5484 | -1.32 | 13.6 | -13.5 | 26.7 | 0.00 |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 8688.772 | 0 | -4451.6394 | -1.2 | 15.0 | -8.5 | 42.2 | 0.00 |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 10916.37 | 0 | 2992.55 | -1.32 | 13.6 | -13.5 | 26.7 | 0.00 |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 8691.86 | 0 | -4451.6378 | -1.2 | 15.0 | -8.5 | 42.3 | 0.00 |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 10914.39 | 0 | 3287.6324 | -1.34 | 13.4 | -13.2 | 27.3 | 0.00 |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 8689.875 | 0 | -4156.5553 | -1.18 | 15.3 | -8.8 | 40.7 | 0.00 |
| SLS_QP | 8954.468 | 0 | -1.013633 | -0.91 | 19.8 | -13.6 | 26.5 | 0.00 |
| SLS_RA_Gr1(max) | 12960.6 | 0 | 11915.027 | -2.17 | 8.3 | -7.3 | 49.5 | - |
| SLS_RA_Gr1(min) | 8585.048 | 0 | -3125.5573 | -1.1 | 12.3 | -9.8 | 36.8 | - |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 10915.27 | 0 | 8748.2233 | -1.73 | 7.8 | -7.4 | 48.4 | - |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 8690.762 | 0 | 1304.0355 | -0.97 | 13.9 | -11.9 | 30.4 | - |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 10913.29 | 0 | 9043.3057 | -1.76 | 7.7 | -7.1 | 50.4 | - |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 8688.777 | 0 | 1599.118 | -0.99 | 13.6 | -11.6 | 31.1 | - |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

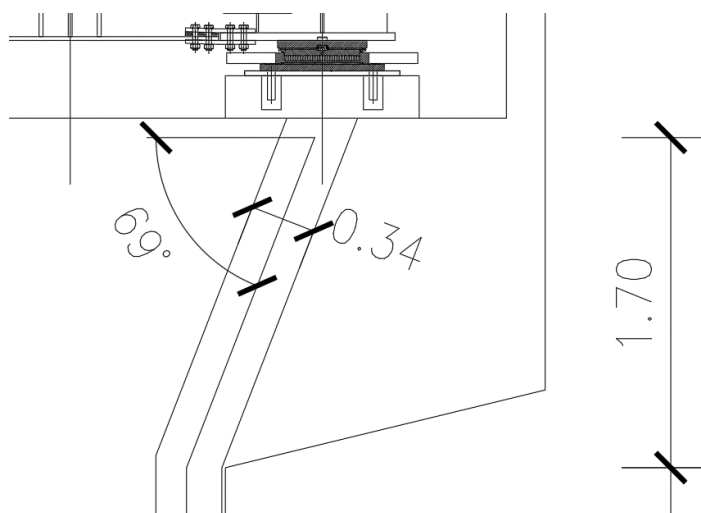
OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 84 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

11.2 PULVINO

Per la verifica del pulvino è stato considerato uno schema a traliccio tirante-puntone in direzione trasversale. L'altezza della biella compressa è stata valutata pari a $0.2d$ (d = altezza utile del pulvino). Il massimo scarico sugli appoggi allo SLU è pari a 10000 kN.



Si ricavano le sollecitazioni nel tirante e nel puntone secondo le seguenti espressioni:

$$C = \frac{R}{\sin\theta}$$

$$T = C \cos\theta$$

Considerando, cautelativamente, che tali sforzi si ripartiscano su una fascia di larghezza $b = 1.5$ m, il tirante è costituito da $2\phi 30/15$, per cui le tensioni massime nei tiranti e nei puntoni sono pari a:

| | | | |
|------------|----------------------|----------|-------------------------|
| N = | | 10000 kN | Scarico massimo appoggi |
| d = | | 1.70 m | |
| θ = | | 69 ° | |
| b = | | 1.5 m | Larghezza di diffusione |
| C = | $N/\sin\theta$ | 10711 kN | Compressione Biella |
| T = | $C \cdot \cos\theta$ | 3839 kN | |

| | | | | |
|--------------|--------------------|-------------|------------------------------------|---------------|
| As = | | 14137.2 mmq | Armatura superiore fascia | $2\phi 30/15$ |
| σ_c = | $C/(0.2d \cdot b)$ | 12.60 MPa | Tensione di compressione biella | < fcd |
| σ_s = | T/As | 271.5 MPa | Tensione massima trazione armatura | < fyd |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 85 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|-------------------------|

11.3 PALI DI FONDAZIONE

11.3.1 Sollecitazioni testa 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 in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro “ α ” riportato al par. 4.3.

Di seguito si riporta la valutazione, secondo i criteri esposti precedentemente, delle azioni nei pali di fondazione delle pile:

Tabella 58 –Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

| Pali | | | | | | |
|----------------|-------|--------|-------|-------|-------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| z | -4.50 | -4.50 | -4.50 | -4.50 | 4.50 | 4.50 |
| y | -4.50 | -1.50 | 1.50 | 4.50 | -4.50 | -1.50 |
| z ² | 20.3 | 20.3 | 20.3 | 20.3 | 20.3 | 20.3 |
| y ² | 20.3 | 2.3 | 2.3 | 20.3 | 20.3 | 2.3 |
| W _y | -38.0 | -114.0 | 114.0 | 38.0 | -38.0 | -114.0 |
| W _z | -38.0 | -38.0 | -38.0 | -38.0 | 38.0 | 38.0 |

Tabella 59 – Pila P1: Sollecitazioni a base plinto e sforzi massimi e minimi nei pali

| SOLLECITAZIONI BASE PLINTO | | | | | | SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI | | | | |
|----------------------------|-----------|-------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|----------------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|
| Combo | N [kN] | M _L [kNm] | M _T [kNm] | V _L [kN] | V _T [kN] | Combo | N _{min} Palo | N _{max} Palo | V _{max} [kN] | M _{max} [kNm] |
| ULS_A1_Gr1(max) | 26023 | 0 | 12704.7 | 0 | -369.1 | ULS_A1_Gr1(max) | 1 3701 | 3 4974 | 62 | 209 |
| ULS_A1_Gr1(min) | 20570 | 0 | -6663.6 | 0 | -472.8 | ULS_A1_Gr1(min) | 3 2969 | 1 3888 | 79 | 267 |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 23449 | 0 | 8681.7 | 0 | -397.1 | ULS_A1_Gr2a(max) | 1 3501 | 3 4316 | 66 | 224 |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 20627 | 0 | -1031.3 | 0 | -452.4 | ULS_A1_Gr2a(min) | 3 3295 | 1 3580 | 75 | 256 |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 23396 | 0 | 8898.0 | 0 | -416.6 | ULS_A1_Gr2b(max) | 1 3484 | 3 4315 | 69 | 235 |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 20574 | 0 | -815.0 | 0 | -471.9 | ULS_A1_Gr2b(min) | 3 3295 | 1 3563 | 79 | 267 |
| ULS_A1_Q5c(max) | 23396 | 0 | 12035.7 | 0 | -697.6 | ULS_A1_Q5c(max) | 1 3362 | 3 4437 | 116 | 394 |
| ULS_A1_Q5c(min) | 20574 | 0 | 2322.7 | 0 | -752.9 | ULS_A1_Q5c(min) | 3 3416 | 1 3442 | 125 | 425 |
| ULS_A1_Q5s | 20841 | 0 | 72.4 | 0 | -7.9 | ULS_A1_Q5s | 1 3471 | 3 3476 | 1 | 4 |
| z1_SLV _y | 19650 | 4549 | 32068.2 | 844 | 3922.0 | z1_SLV _y | 4 206 | 3 6344 | 669 | 2267 |
| z2_SLV _x | 19650 | 15164 | 9620.5 | 2814 | 1176.6 | z2_SLV _x | 4 689 | 3 5861 | 508 | 1723 |
| z3_SLV _z | 21303 | 4549 | 9620.5 | 844 | 1176.6 | z3_SLV _z | 4 2245 | 3 4856 | 241 | 818 |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 17422 | 0 | 2943.7 | 0 | 18.2 | SLS_FR_Gr1a(max) | 1 2737 | 3 3071 | 3 | 10 |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 15331 | 0 | -4251.1 | 0 | -22.8 | SLS_FR_Gr1a(min) | 3 2315 | 1 2796 | 4 | 13 |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 17475 | 0 | 2943.8 | 0 | 18.2 | SLS_FR_Gr2a(max) | 1 2745 | 3 3079 | 3 | 10 |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 15384 | 0 | -4251.1 | 0 | -22.8 | SLS_FR_Gr2a(min) | 3 2323 | 1 2804 | 4 | 13 |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 17435 | 0 | 3104.0 | 0 | 3.8 | SLS_FR_Gr2b(max) | 1 2733 | 3 3079 | 1 | 2 |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 15345 | 0 | -4090.8 | 0 | -37.2 | SLS_FR_Gr2b(min) | 3 2323 | 1 2792 | 6 | 21 |
| SLS_QP | 15543 | 0 | 52.8 | 0 | -5.7 | SLS_QP | 1 2589 | 3 2592 | 1 | 3 |
| SLS_RA_Gr1(max) | 19368 | 0 | 9061.5 | 0 | -242.1 | SLS_RA_Gr1(max) | 1 2770 | 3 3686 | 40 | 137 |
| SLS_RA_Gr1(min) | 15329 | 0 | -5285.4 | 0 | -318.9 | SLS_RA_Gr1(min) | 3 2201 | 1 2908 | 53 | 180 |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 17461 | 0 | 6081.5 | 0 | -262.8 | SLS_RA_Gr2a(max) | 1 2622 | 3 3199 | 44 | 148 |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 15370 | 0 | -1113.4 | 0 | -303.8 | SLS_RA_Gr2a(min) | 3 2443 | 1 2681 | 51 | 172 |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 17422 | 0 | 6241.7 | 0 | -277.2 | SLS_RA_Gr2b(max) | 1 2609 | 3 3198 | 46 | 157 |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 15331 | 0 | -953.1 | 0 | -318.3 | SLS_RA_Gr2b(min) | 3 2442 | 1 2668 | 53 | 180 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 86 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|

Tabella 60 – Pila P2: Sollecitazioni a base plinto e sforzi massimi e minimi nei pali

| SOLLECITAZIONI BASE PLINTO | | | | | | SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI | | | | | | |
|----------------------------|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------------------------|------------------|------|------------------|------|------------------|------------------|
| Combo | N | M _L | M _T | V _L | V _T | Combo | N _{min} | | N _{max} | | V _{max} | M _{max} |
| | [kN] | [kNm] | [kNm] | [kN] | [kN] | | Palo | [kN] | Palo | [kN] | [kN] | [kNm] |
| ULS_A1_Gr1(max) | 24828 | 0 | 15876.0 | 0 | -390.4 | ULS_A1_Gr1(max) | 1 | 3346 | 3 | 4930 | 65 | 269 |
| ULS_A1_Gr1(min) | 19003 | 0 | -4555.3 | 0 | -474.7 | ULS_A1_Gr1(min) | 3 | 2805 | 1 | 3529 | 79 | 328 |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 22075 | 0 | 11569.6 | 0 | -412.5 | ULS_A1_Gr2a(max) | 1 | 3131 | 3 | 4227 | 69 | 285 |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 19104 | 0 | 1444.5 | 0 | -455.4 | ULS_A1_Gr2a(min) | 3 | 3160 | 1 | 3209 | 76 | 314 |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 22085 | 0 | 11915.0 | 0 | -432.7 | ULS_A1_Gr2b(max) | 1 | 3118 | 3 | 4243 | 72 | 299 |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 19114 | 0 | 1789.8 | 0 | -475.6 | ULS_A1_Gr2b(min) | 3 | 3176 | 1 | 3196 | 79 | 328 |
| ULS_A1_Q5c(max) | 22085 | 0 | 16907.4 | 0 | -723.5 | ULS_A1_Q5c(max) | 1 | 2908 | 3 | 4454 | 121 | 499 |
| ULS_A1_Q5c(min) | 19114 | 0 | 6782.3 | 0 | -766.3 | ULS_A1_Q5c(min) | 1 | 2985 | 3 | 3386 | 128 | 529 |
| ULS_A1_Q5s | 19453 | 0 | -5.0 | 0 | 0.3 | ULS_A1_Q5s | 3 | 3242 | 1 | 3242 | 0 | 0 |
| z1_SLVy | 20046 | 7744 | 44901.4 | 945 | 3984.0 | z1_SLVy | 4 | -715 | 3 | 7397 | 682 | 2313 |
| z2_SLVx | 20046 | 25813 | 13470.4 | 3149 | 1195.2 | z2_SLVx | 4 | -335 | 3 | 7017 | 561 | 1903 |
| z3_SLVz | 21817 | 7744 | 13470.4 | 945 | 1195.2 | z3_SLVz | 4 | 1852 | 3 | 5420 | 254 | 861 |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 16350 | 0 | 3023.2 | 0 | 17.4 | SLS_FR_Gr1a(max) | 1 | 2554 | 3 | 2896 | 3 | 10 |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 14150 | 0 | -4476.9 | 0 | -14.3 | SLS_FR_Gr1a(min) | 3 | 2107 | 1 | 2610 | 2 | 8 |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 16340 | 0 | 3023.2 | 0 | 17.4 | SLS_FR_Gr2a(max) | 1 | 2552 | 3 | 2895 | 3 | 10 |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 14140 | 0 | -4476.9 | 0 | -14.3 | SLS_FR_Gr2a(min) | 3 | 2105 | 1 | 2608 | 2 | 8 |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 16347 | 0 | 3279.0 | 0 | 2.5 | SLS_FR_Gr2b(max) | 1 | 2542 | 3 | 2907 | 0 | 1 |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 14147 | 0 | -4221.1 | 0 | -29.3 | SLS_FR_Gr2b(min) | 3 | 2118 | 1 | 2598 | 5 | 17 |
| SLS_QP | 14398 | 0 | -3.4 | 0 | 0.2 | SLS_QP | 3 | 2399 | 1 | 2400 | 0 | 0 |
| SLS_RA_Gr1(max) | 18382 | 0 | 11205.6 | 0 | -256.9 | SLS_RA_Gr1(max) | 1 | 2490 | 3 | 3638 | 43 | 145 |
| SLS_RA_Gr1(min) | 14068 | 0 | -3928.7 | 0 | -319.3 | SLS_RA_Gr1(min) | 3 | 2066 | 1 | 2623 | 53 | 180 |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 16343 | 0 | 8015.7 | 0 | -273.3 | SLS_RA_Gr2a(max) | 1 | 2330 | 3 | 3118 | 46 | 154 |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 14142 | 0 | 515.6 | 0 | -305.1 | SLS_RA_Gr2a(min) | 3 | 2328 | 1 | 2386 | 51 | 172 |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 16350 | 0 | 8271.5 | 0 | -288.3 | SLS_RA_Gr2b(max) | 1 | 2320 | 3 | 3130 | 48 | 163 |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 14150 | 0 | 771.4 | 0 | -320.0 | SLS_RA_Gr2b(min) | 3 | 2341 | 1 | 2376 | 53 | 181 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 87 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|

Tabella 61 – Pila P3: Sollecitazioni a base plinto e sforzi massimi e minimi nei pali

| SOLLECITAZIONI BASE PLINTO | | | | | | SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI | | | | | |
|----------------------------|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-------|
| Combo | N | M _L | M _T | V _L | V _T | Combo | N _{min} | N _{max} | V _{max} | M _{max} | |
| | [kN] | [kNm] | [kNm] | [kN] | [kN] | | Palo | [kN] | Palo [kN] | [kN] | [kNm] |
| ULS_A1_Gr1(max) | 25074 | 0 | 15964.9 | 0 | -393.3 | ULS_A1_Gr1(max) | 1 3383 | 3 4976 | 66 | 271 | |
| ULS_A1_Gr1(min) | 19167 | 0 | -4554.0 | 0 | -479.0 | ULS_A1_Gr1(min) | 3 2831 | 1 3558 | 80 | 330 | |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 22313 | 0 | 11633.6 | 0 | -415.7 | ULS_A1_Gr2a(max) | 1 3168 | 3 4270 | 69 | 287 | |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 19310 | 0 | 1476.2 | 0 | -458.9 | ULS_A1_Gr2a(min) | 3 3195 | 1 3242 | 76 | 317 | |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 22310 | 0 | 11981.2 | 0 | -436.1 | ULS_A1_Gr2b(max) | 1 3153 | 3 4284 | 73 | 301 | |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 19307 | 0 | 1823.7 | 0 | -479.2 | ULS_A1_Gr2b(min) | 3 3209 | 1 3227 | 80 | 331 | |
| ULS_A1_Q5c(max) | 22311 | 0 | 17005.2 | 0 | -728.7 | ULS_A1_Q5c(max) | 1 2941 | 3 4496 | 121 | 503 | |
| ULS_A1_Q5c(min) | 19307 | 0 | 6847.7 | 0 | -771.9 | ULS_A1_Q5c(min) | 1 3015 | 3 3421 | 129 | 533 | |
| ULS_A1_Q5s | 19665 | 0 | -1.8 | 0 | 0.0 | ULS_A1_Q5s | 3 3277 | 1 3278 | 0 | 0 | |
| z1_SLVy | 20109 | 7745 | 45812.2 | 945 | 4026.1 | z1_SLVy | 4 -763 | 3 7466 | 689 | 2337 | |
| z2_SLVx | 20109 | 25815 | 13743.7 | 3149 | 1207.8 | z2_SLVx | 4 -342 | 3 7045 | 562 | 1905 | |
| z3_SLVz | 21854 | 7745 | 13743.7 | 945 | 1207.8 | z3_SLVz | 4 1840 | 3 5444 | 256 | 866 | |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 16538 | 0 | 3035.6 | 0 | 17.2 | SLS_FR_Gr1a(max) | 1 2584 | 3 2928 | 3 | 10 | |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 14314 | 0 | -4488.4 | 0 | -14.7 | SLS_FR_Gr1a(min) | 3 2133 | 1 2638 | 2 | 8 | |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 16541 | 0 | 3035.6 | 0 | 17.2 | SLS_FR_Gr2a(max) | 1 2585 | 3 2929 | 3 | 10 | |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 14317 | 0 | -4488.4 | 0 | -14.7 | SLS_FR_Gr2a(min) | 3 2134 | 1 2638 | 2 | 8 | |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 16539 | 0 | 3293.1 | 0 | 2.2 | SLS_FR_Gr2b(max) | 1 2573 | 3 2940 | 0 | 1 | |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 14315 | 0 | -4231.0 | 0 | -29.8 | SLS_FR_Gr2b(min) | 3 2145 | 1 2626 | 5 | 17 | |
| SLS_QP | 14579 | 0 | -1.0 | 0 | 0.0 | SLS_QP | 3 2430 | 1 2430 | 0 | 0 | |
| SLS_RA_Gr1(max) | 18586 | 0 | 11267.9 | 0 | -258.8 | SLS_RA_Gr1(max) | 1 2520 | 3 3675 | 43 | 146 | |
| SLS_RA_Gr1(min) | 14210 | 0 | -3931.3 | 0 | -322.3 | SLS_RA_Gr1(min) | 3 2089 | 1 2647 | 54 | 182 | |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 16540 | 0 | 8059.6 | 0 | -275.5 | SLS_RA_Gr2a(max) | 1 2361 | 3 3153 | 46 | 156 | |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 14316 | 0 | 535.5 | 0 | -307.4 | SLS_RA_Gr2a(min) | 3 2358 | 1 2414 | 51 | 174 | |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 16538 | 0 | 8317.0 | 0 | -290.5 | SLS_RA_Gr2b(max) | 1 2349 | 3 3164 | 48 | 164 | |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 14314 | 0 | 793.0 | 0 | -322.5 | SLS_RA_Gr2b(min) | 3 2369 | 1 2402 | 54 | 182 | |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 88 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|

Tabella 62 – Pila P4: Sollecitazioni a base plinto e sforzi massimi e minimi nei pali

| SOLLECITAZIONI BASE PLINTO | | | | | | SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI | | | | | |
|----------------------------|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-------|
| Combo | N | M _L | M _T | V _L | V _T | Combo | N _{min} | N _{max} | V _{max} | M _{max} | |
| | [kN] | [kNm] | [kNm] | [kN] | [kN] | | Palo | [kN] | Palo [kN] | [kN] | [kNm] |
| ULS_A1_Gr1(max) | 24975 | 0 | 15937.1 | 0 | -394.3 | ULS_A1_Gr1(max) | 1 3368 | 3 4957 | 66 | 272 | |
| ULS_A1_Gr1(min) | 19151 | 0 | -4487.5 | 0 | -477.9 | ULS_A1_Gr1(min) | 3 2833 | 1 3551 | 80 | 330 | |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 22232 | 0 | 11632.8 | 0 | -416.4 | ULS_A1_Gr2a(max) | 1 3155 | 3 4256 | 69 | 287 | |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 19261 | 0 | 1510.1 | 0 | -459.0 | ULS_A1_Gr2a(min) | 3 3189 | 1 3232 | 77 | 317 | |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 22232 | 0 | 11981.0 | 0 | -436.8 | ULS_A1_Gr2b(max) | 1 3140 | 3 4270 | 73 | 301 | |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 19262 | 0 | 1858.3 | 0 | -479.4 | ULS_A1_Gr2b(min) | 3 3203 | 1 3217 | 80 | 331 | |
| ULS_A1_Q5c(max) | 22232 | 0 | 17014.4 | 0 | -730.0 | ULS_A1_Q5c(max) | 1 2928 | 3 4483 | 122 | 504 | |
| ULS_A1_Q5c(min) | 19261 | 0 | 6891.8 | 0 | -772.6 | ULS_A1_Q5c(min) | 1 3005 | 3 3415 | 129 | 533 | |
| ULS_A1_Q5s | 19600 | 0 | -2.2 | 0 | 0.1 | ULS_A1_Q5s | 3 3267 | 1 3267 | 0 | 0 | |
| z1_SLVy | 20137 | 7745 | 45307.5 | 945 | 4003.0 | z1_SLVy | 4 -726 | 3 7438 | 685 | 2324 | |
| z2_SLVx | 20137 | 25815 | 13592.3 | 3149 | 1200.9 | z2_SLVx | 4 -328 | 3 7040 | 562 | 1904 | |
| z3_SLVz | 21853 | 7745 | 13592.3 | 945 | 1200.9 | z3_SLVz | 4 1850 | 3 5434 | 255 | 863 | |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 16350 | 0 | 3023.2 | 0 | 17.4 | SLS_FR_Gr1a(max) | 1 2554 | 3 2896 | 3 | 10 | |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 14150 | 0 | -4476.9 | 0 | -14.3 | SLS_FR_Gr1a(min) | 3 2107 | 1 2610 | 2 | 8 | |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 16340 | 0 | 3023.2 | 0 | 17.4 | SLS_FR_Gr2a(max) | 1 2552 | 3 2895 | 3 | 10 | |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 14140 | 0 | -4476.9 | 0 | -14.3 | SLS_FR_Gr2a(min) | 3 2105 | 1 2608 | 2 | 8 | |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 16347 | 0 | 3279.0 | 0 | 2.5 | SLS_FR_Gr2b(max) | 1 2542 | 3 2907 | 0 | 1 | |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 14147 | 0 | -4221.1 | 0 | -29.3 | SLS_FR_Gr2b(min) | 3 2118 | 1 2598 | 5 | 17 | |
| SLS_QP | 14398 | 0 | -3.4 | 0 | 0.2 | SLS_QP | 3 2399 | 1 2400 | 0 | 0 | |
| SLS_RA_Gr1(max) | 18382 | 0 | 11205.6 | 0 | -256.9 | SLS_RA_Gr1(max) | 1 2490 | 3 3638 | 43 | 145 | |
| SLS_RA_Gr1(min) | 14068 | 0 | -3928.7 | 0 | -319.3 | SLS_RA_Gr1(min) | 3 2066 | 1 2623 | 53 | 180 | |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 16343 | 0 | 8015.7 | 0 | -273.3 | SLS_RA_Gr2a(max) | 1 2330 | 3 3118 | 46 | 154 | |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 14142 | 0 | 515.6 | 0 | -305.1 | SLS_RA_Gr2a(min) | 3 2328 | 1 2386 | 51 | 172 | |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 16350 | 0 | 8271.5 | 0 | -288.3 | SLS_RA_Gr2b(max) | 1 2320 | 3 3130 | 48 | 163 | |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 14150 | 0 | 771.4 | 0 | -320.0 | SLS_RA_Gr2b(min) | 3 2341 | 1 2376 | 53 | 181 | |

Tabella 63 – Pila P5: Sollecitazioni a base plinto e sforzi massimi e minimi nei pali

| SOLLECITAZIONI BASE PLINTO | | | | | | SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI | | | | | |
|----------------------------|-----------|-------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|----------------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|--|
| Combo | N [kN] | M _L [kNm] | M _T [kNm] | V _L [kN] | V _T [kN] | Combo | N _{min} Palo | N _{max} Palo | V _{max} [kN] | M _{max} [kNm] | |
| ULS_A1_Gr1(max) | 24958 | 0 | 13722.5 | 0 | -368.5 | ULS_A1_Gr1(max) | 1 3465 | 3 4855 | 61 | 202 | |
| ULS_A1_Gr1(min) | 19505 | 0 | -5722.6 | 0 | -461.9 | ULS_A1_Gr1(min) | 3 2848 | 1 3653 | 77 | 253 | |
| ULS_A1_Gr2a(max) | 22330 | 0 | 9677.3 | 0 | -393.6 | ULS_A1_Gr2a(max) | 1 3256 | 3 4187 | 66 | 216 | |
| ULS_A1_Gr2a(min) | 19508 | 0 | -61.5 | 0 | -443.3 | ULS_A1_Gr2a(min) | 3 3167 | 1 3336 | 74 | 243 | |
| ULS_A1_Gr2b(max) | 22331 | 0 | 9938.5 | 0 | -412.8 | ULS_A1_Gr2b(max) | 1 3245 | 3 4198 | 69 | 226 | |
| ULS_A1_Gr2b(min) | 19508 | 0 | 199.8 | 0 | -462.5 | ULS_A1_Gr2b(min) | 3 3178 | 1 3325 | 77 | 254 | |
| ULS_A1_Q5c(max) | 22331 | 0 | 13722.8 | 0 | -689.5 | ULS_A1_Q5c(max) | 1 3085 | 3 4358 | 115 | 378 | |
| ULS_A1_Q5c(min) | 19508 | 0 | 3984.1 | 0 | -739.1 | ULS_A1_Q5c(min) | 1 3165 | 3 3338 | 123 | 405 | |
| ULS_A1_Q5s | 19776 | 0 | 85.0 | 0 | -7.4 | ULS_A1_Q5s | 1 3293 | 3 3299 | 1 | 4 | |
| z1_SLV _y | 19360 | 7264 | 34180.7 | 2071 | 2660.0 | z1_SLV _y | 4 -201 | 3 6655 | 562 | 1849 | |
| z2_SLV _x | 19360 | 17794 | 12180.1 | 1769 | 2338.7 | z2_SLV _x | 4 373 | 3 6080 | 489 | 1608 | |
| z3_SLV _z | 21098 | 5783 | 10698.7 | 886 | 1153.6 | z3_SLV _z | 4 2067 | 3 4966 | 242 | 798 | |
| SLS_FR_Gr1a(max) | 16602 | 0 | 2963.0 | 0 | 15.9 | SLS_FR_Gr1a(max) | 1 2600 | 3 2935 | 3 | 9 | |
| SLS_FR_Gr1a(min) | 14512 | 0 | -4250.9 | 0 | -20.9 | SLS_FR_Gr1a(min) | 3 2179 | 1 2659 | 3 | 11 | |
| SLS_FR_Gr2a(max) | 16616 | 0 | 2963.0 | 0 | 15.9 | SLS_FR_Gr2a(max) | 1 2602 | 3 2937 | 3 | 9 | |
| SLS_FR_Gr2a(min) | 14525 | 0 | -4250.9 | 0 | -20.9 | SLS_FR_Gr2a(min) | 3 2181 | 1 2661 | 3 | 11 | |
| SLS_FR_Gr2b(max) | 16616 | 0 | 3156.5 | 0 | 1.7 | SLS_FR_Gr2b(max) | 1 2594 | 3 2945 | 0 | 1 | |
| SLS_FR_Gr2b(min) | 14525 | 0 | -4057.4 | 0 | -35.1 | SLS_FR_Gr2b(min) | 3 2189 | 1 2653 | 6 | 19 | |
| SLS_QP | 14723 | 0 | 62.4 | 0 | -5.4 | SLS_QP | 1 2451 | 3 2456 | 1 | 3 | |
| SLS_RA_Gr1(max) | 18548 | 0 | 9743.7 | 0 | -242.1 | SLS_RA_Gr1(max) | 1 2594 | 3 3588 | 40 | 133 | |
| SLS_RA_Gr1(min) | 14509 | 0 | -4660.1 | 0 | -311.3 | SLS_RA_Gr1(min) | 3 2102 | 1 2734 | 52 | 171 | |
| SLS_RA_Gr2a(max) | 16602 | 0 | 6747.2 | 0 | -260.8 | SLS_RA_Gr2a(max) | 1 2440 | 3 3094 | 43 | 143 | |
| SLS_RA_Gr2a(min) | 14511 | 0 | -466.7 | 0 | -297.6 | SLS_RA_Gr2a(min) | 3 2338 | 1 2499 | 50 | 163 | |
| SLS_RA_Gr2b(max) | 16602 | 0 | 6940.8 | 0 | -275.0 | SLS_RA_Gr2b(max) | 1 2432 | 3 3102 | 46 | 151 | |
| SLS_RA_Gr2b(min) | 14512 | 0 | -273.1 | 0 | -311.8 | SLS_RA_Gr2b(min) | 3 2346 | 1 2491 | 52 | 171 | |

11.3.2 Verifiche geotecniche di capacità portante

Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all'aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi le seguenti lunghezze:

| PALI POTENZA – SOLLECITAZIONI NEI PALI (N>0-COMPRESSIONE) | | | | | | | | | | | | |
|---|-------------------|--------|-------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| PILA | D _{pali} | n°pali | L _{pali} | N _{max,SLU} | N _{max,SLV} | N _{max,SLE} | N _{min,SLU} | N _{min,SLV} | N _{min} | N _{max} | V _{max} | M _{max} |
| | [m] | [-] | [m] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kNm] |
| P1 | 1.50 | 6 | 14 | 4974 | 6344 | 3686 | 2969 | 206 | 206 | 6344 | 669 | 2267 |
| P2 | 1.50 | 6 | 14 | 4930 | 7397 | 3638 | 2805 | -715 | -715 | 7397 | 682 | 2313 |
| P3 | 1.50 | 6 | 14 | 4976 | 7466 | 3675 | 2831 | -763 | -763 | 7466 | 689 | 2337 |
| P4 | 1.50 | 6 | 14 | 4957 | 7438 | 3638 | 2833 | -726 | -726 | 7438 | 685 | 2324 |
| P5 | 1.50 | 6 | 20 | 4855 | 6655 | 3588 | 2848 | -201 | -201 | 6655 | 562 | 1849 |

Nella valutazione della capacità portante dei pali, si è tenuto conto del fenomeno dello scalzamento per le pile P2, P3, P4. In particolare si è confrontato lo sforzo massimo agente nei pali allo SLU (sia in compressione

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 2B | Settore E | CEE 12 | WBS V5500 | Id.doc REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 90 di 96 |
|----------------|--------------|--------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|--------------------------|

che in trazione) con la Curva di capacità portante in presenza di scalzamento ipotizzando dunque che lo scalzamento non sia contemporaneo all'azione sismica. Inoltre si è verificato che il massimo sforzo nei pali (generalmente allo SLV) sia inferiore alla rispettiva capacità portante.

PORTANZA VERTICALE - COMB. A1-M1-R3

| PILA | D _{pali} | n°pali | L _{pali} | SCALZAM. | Q _{d,c} | FS | Q _{d,c,scalz} | FS | QLL | FS | Q _{d,t} | FS | Q _{d,t,scalz} | FS |
|------|-------------------|--------|-------------------|----------|------------------|------|------------------------|------|------|------|------------------|------|------------------------|------|
| | [m] | [-] | [m] | | [kN] | [-] | [kN] | [-] | [kN] | [-] | [kN] | [-] | [kN] | [-] |
| P1 | 1.50 | 6 | 14 | - | 7781 | 1.23 | - | - | 6546 | 1.78 | 3702 | - | - | - |
| P2 | 1.50 | 6 | 14 | SI | 7781 | 1.05 | 7729 | 1.58 | 6546 | 1.80 | 3702 | 5.2 | 3697 | 5.18 |
| P3 | 1.50 | 6 | 14 | SI | 7781 | 1.04 | 7729 | 1.56 | 6546 | 1.78 | 3702 | 4.9 | 3697 | 4.85 |
| P4 | 1.50 | 6 | 14 | SI | 7781 | 1.05 | 7729 | 1.57 | 6546 | 1.80 | 3702 | 5.1 | 3697 | 5.10 |
| P5 | 1.50 | 6 | 20 | - | 8695 | 1.31 | - | - | 8266 | 2.30 | 4467 | 22.2 | - | - |

11.3.3 Verifiche strutturale pali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali agli SLU e SLE per il palo più sollecitato appartenente alla pila P3.

Le armature longitudinali consistono in una gabbia costituita da 20+20 ϕ 22 longitudinali e da una spirale ϕ 12/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

PALO - Verifiche allo SLU/SLV

| Combinazioni | | N kN | M kNm | T kN | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
|--------------|--------------------|---------|----------|---------|--------------------|---------------|
| Min N | SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez | -763 | 2337 | 689 | 1.17 | 3.62 |
| Max N | SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez | 7466 | 2337 | 689 | 2.8 | 3.62 |
| Max VL | SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez | 7466 | 2337 | 689 | 2.8 | 3.62 |

PALO - Verifiche allo SLE

| Combinazioni | | N kN | M kNm | T kN | σ_c Mpa | σ_s Mpa | Wk mm |
|--------------|-----------------|---------|----------|---------|-------------------|-------------------|----------|
| RARA | SLS_RA_Gr1(min) | 2089 | 182 | 54 | -1.7 | -10.7 | - |
| | SLS_RA_Gr1(max) | 3675 | 146 | 43 | -2.3 | -25.9 | - |
| FREQ | SLS_FR_Gr1(min) | 2133 | 8 | 2 | -1.3 | -18.8 | 0.0 |
| | SLS_FR_Gr1(max) | 2940 | 1 | 0 | -2.3 | -25.9 | 0.0 |
| QP | SLS_QP | 2430 | 0 | 0 | -1.3 | -18.8 | 0.0 |
| | SLS_QP | 2430 | 0 | 0 | -1.3 | -18.8 | 0 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 91 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|

11.4 PLINTO

Stanti i rapporti dimensionali esistenti tra zattera di fondazione e ingombro del fusto pila, per il calcolo delle sollecitazioni e relativa verifica delle sezioni, è stato considerato un modello di calcolo a tirante-puntone in direzione obliqua (mensola tozza) sottoposta alla massima reazione verticale del palo di spigolo. La verifica è condotta con riferimento al plinto maggiormente sollecitato:

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE PILA P3

| | | |
|--|-------|-----------------|
| Nmax (palo) | 7466 | kN |
| Dist. Asse palo (spigolo) -fusto | 1.40 | m |
| Diametro palo | 1.50 | m |
| Larghezza di diffusione | 3.00 | m |
| Spessore della Fondazione | 2.50 | m |
| Copriferro nominale (su baricentro armature) | 0.180 | m |
| Altezza utile della sezione | 2.29 | m |
| Altezza della biella compressa | 0.5 | m |
| Sforzo di Trazione | 5695 | kN |
| Sforzo di compressione | 9390 | kN |
| Diametro armatura primo strato | 26 | mm |
| Passo armatura primo strato | 15 | cm |
| Diametro armatura secondo strato | 26 | mm |
| Passo armatura secondo strato | 15 | cm |
| Area complessiva delle armature | 21237 | mm ² |
| Tensione nel calcestruzzo | 6.8 | Mpa |
| Tensione nell'acciaio | 268.2 | Mpa |

Le tensioni sono inferiori ai limiti dei materiali. Pertanto le verifiche sono soddisfatte.

| Opera | Tratto | Settore | CEE | WBS | Id.doc. | N.prog. | Rev. | Pag.di Pag. |
|-------|--------|---------|-----|--------|---------|---------|------|-------------|
| L0703 | 213 | E | 12 | V15500 | REL | 02 | B | 92 di 96 |

12. 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, distinguendo con T1 i dispositivi sulle spalle e T2 a T4 i dispositivi sulle pile; con la sigla "L" si indicano, invece, gli isolatori sismici in direzione longitudinale, posizionati sulla spalla fissa.

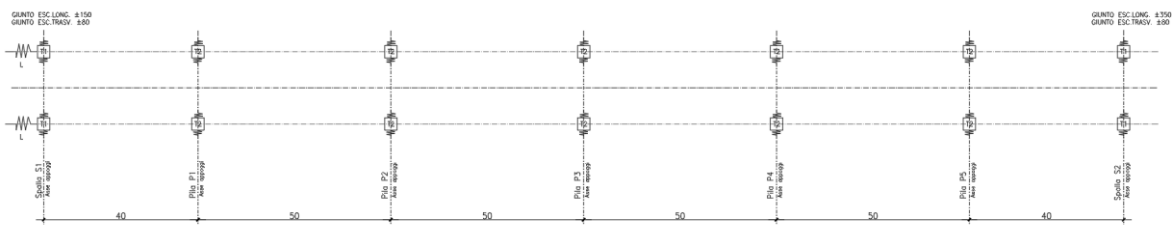


Figura 32 – Schema di appoggi e isolatori

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 iniziale 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).

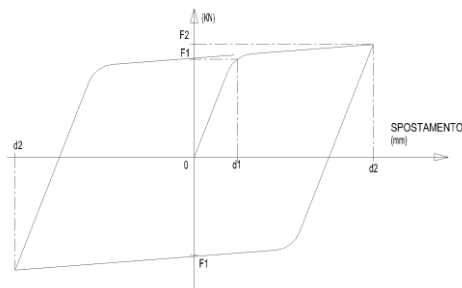


Figura 33 – Legame forza-spostamento per isolatori

Si evidenzia che il valore di soglia F_1 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.

Tabella 64 – Caratteristiche tecniche appoggi isolatori longitudinali e trasversali

| CARATTERISTICHE TECNICHE APPOGGI-ISOLATORI LONGITUDINALI E TRASVERSALI | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|-----------------------|--------------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|
| SOTTOSTR. | SIGLA | CARICHI [kN] VERT. | ESCURS. [mm] | | F1 [kN] | | F2 [kN] | | d1 [mm] | | d2 [mm] | |
| | | | LONG. | TRASV. | LONG. | TRASV. | LONG. | TRASV. | LONG. | TRASV. | LONG. | TRASV. |
| S1 | L | – | – | – | 2075 | – | 2400 | – | ±15 | – | ±135 | – |
| S1 | T1 | 5000 | ±150/350 | ±80 | – | 320 | – | 370 | – | ±6 | – | ±60 |
| P1 | T2 | 10000 | ±150/350 | ±80 | – | 870 | – | 1000 | – | ±6 | – | ±60 |
| P2–P3–P4–P5 | T3 | 10000 | ±150/350 | ±80 | – | 800 | – | 920 | – | ±6 | – | ±60 |
| S2 | T4 | 4000 | ±150/350 | ±80 | – | 240 | – | 280 | – | ±6 | – | ±60 |

Gli apparecchi di appoggio, sono del tipo in acciaio teflon con disco elastomerico confinato. 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 in direzione trasversale e longitudinale.

Direzione trasversale

Le analisi dinamiche non lineari mediante accelerogrammi indicano valori massimi contenuti in 60 mm, mentre dall'analisi dinamica lineare si è ottenuto uno spostamento di 60 mm.

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

Direzione longitudinale

Sono stati valutati i seguenti spostamenti:

- 6) spostamento relativo massimo longitudinale dell'isolatore in corrispondenza della spalla sismica d_2 ;
- 7) spostamento relativo massimo tra la spalla fissa e la spalla mobile per effetto di moto sismico asincrono tra le spalle d_g .
- 8) spostamento relativo massimo dell'impalcato per effetto delle variazioni termiche d_t ;

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 135 mm con analisi lineare e a 122 mm con analisi dinamica non lineare. Pertanto si adotta il valore:

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS VI5500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 94 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

- $d_2 = \pm 135 \text{ mm}$

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

- $d_g = 0.025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g = 0.025 \cdot 1.36 \cdot 0.51 \cdot 2.71 \cdot 0.277 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = 128 \text{ mm}$
- $d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot 280 \cdot 10^3 = 56 \text{ mm}$

Pertanto lo spostamento massimo in corrispondenza della spalla mobile vale circa $\pm 319 \text{ mm}$.

Sono state adottate corse longitudinali degli apparecchi di appoggio pari a $\pm 150 \text{ mm}$ per la spalla fissa e ± 350 per la spalla mobile.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-----------|-------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc REL | N.prog. 02 | Rev. B | Pag.di Pag. 95 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-----------|-------------------------|

13. 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 per il baggiolo maggiormente sollecitato:

| PORTATA APPOGGI (KN) | | | |
|----------------------|-------|----------------|----------------|
| TIPO | V | H _L | H _T |
| APPOGGIO | 10000 | 0 | 1000 |

| Materiali | | | |
|---|-------------------------------------|-------------------|-----------------------------|
| Calcestruzzo | | | |
| Resistenza caratteristica cubica | $R_{ck} =$ | 37 | MPa |
| Resistenza caratteristica cilindrica | $f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$ | 30 | MPa |
| Resistenza a compressione di calcolo | $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c =$ | 19.73 | MPa |
| Resistenza a trazione media | $f_{ctm} = 0,27 * (R_{ck})^{2/3} =$ | 3.00 | MPa |
| Resistenza caratteristica a trazione | $f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$ | 2.10 | MPa |
| Resistenza car. a trazione per flessione | $f_{cfk} = 1,2 * f_{ctm} =$ | 3.60 | MPa |
| Resistenza a trazione di calcolo | $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$ | 1.40 | MPa |
| Acciaio | | | |
| Tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk} =$ | 450 | MPa |
| Tensione di snervamento di calcolo | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$ | 391 | MPa |
| Dimensioni piastre inferiore appoggi | | a (long.) | b (trasv.) |
| Appoggio | | 900 | 700 |
| Tipo e dimensioni baggioli | | a' (long.) | b' (trasv.) |
| Baggiolo | | 1000 | 1000 |
| VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO | | | |
| Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990) | | | |
| Azione tagliante ultima | $F_{sdu} = (H_L^2 + H_T^2)^{1/2} =$ | 1000 | KN |
| Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene: | | | |
| $\mu = 0.6$ (coefficiente di attrito cls-cls) | | | |
| $\beta = 0.2$, essendo βf_{ctd} la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito) | | | |
| σ_{cd} = tensione di compressione dovuta ai carichi esterni | | | |
| 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 σ_{cd} si ha: | | | |
| Num. ferri : | 52 | | |
| Diametro singolo ferro: | 22 | mm | |
| Area complessiva $A_s =$ | 19767 | mm ² | |
| Perc. di armatura $\rho =$ | 0.01977 | (≥ 0.001) | OK |
| Resistenza a taglio teorica | $\tau_{rd} =$ | 4.64 | N/mm ² |
| Resistenza a taglio di calcolo | $\tau_{rd} =$ | 4.64 | N/mm ² |
| Taglio agente di progetto | $\tau_{sd} =$ | 1.00 | N/mm ² OK |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO POTENZA

Relazione di calcolo sottostrutture

| | | | | | | | | |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|
| Opera L0703 | Tratto 213 | Settore E | CEE 12 | WBS V15500 | Id.doc. REL | N. prog. 02 | Rev. B | Pag. di Pag. 96 di 96 |
|----------------|---------------|--------------|-----------|---------------|----------------|----------------|-----------|--------------------------|

Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)

| | | | |
|--|--------------|-----------|-----------------|
| Azione di progetto ultima | $F_{sdu}=V=$ | 10000 | KN |
| area caricata $A_{c0}=$ | | 693000 | mm ² |
| massima area di diffusione $A_{c1}=$ | | 1000000 | mm ² |
| Resistenza ultima $F_{rd0}=A_{c0}*f_{cd}*(A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=$ | | 15662.85 | KN |
| $F_{rd0} < 3*f_{cd}*A_{c0} =$ | 37296 kN | OK | |

Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale

| | | | |
|---|------------------------|-----------|-----------------|
| Azione di progetto ultima | $F_{sdu}=V=$ | 10000 | KN |
| Area necessaria $A_s=0.25*F_{sdu}*(1-(\min(a/a'-b/b')))/f_{yd}=$ | | 19 | cm ² |
| Avendo disposto staffe $\phi 22$ e $\phi 12$ a 4 braccia e considerando 2 staffe collaboranti risulta | | | |
| | Area resistente totale | 39.4 | cm ² |
| | | OK | |