


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

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

PROGETTO ESECUTIVO

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

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese
Mandataria:

			
------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------

<p><i>RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER L'ATI</i></p> <p style="text-align: center;">Ing. Antonio Grimaldi</p> <p><i>GEOLOGO</i></p> <p style="text-align: center;">Dott. Geol. Fabrizio Pontoni</p> <p><i>COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</i></p> <p style="text-align: center;">Ing. Michele Curiale</p>			
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------

<p><i>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</i></p> <p style="text-align: center;">Ing. Iginio Farotti</p>		
-------------------------------------------------------------------------------------------------------	--	--

<p>2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE</p> <p>3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud</p> <p>4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia</p> <p>OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI</p> <p>Viadotto S. Pietro: Relazione di calcolo sottostrutture</p>	<p><i>SCALA:</i></p> <hr/> <p><i>DATA:</i></p> <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	6	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

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 2 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

INDICE

1. GENERALITA'	4
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
1.2 UNITÀ DI MISURA	9
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	10
3.1 RESISTENZE DI PROGETTO	10
3.1.1 Calcestruzzo C30/37	10
3.1.2 Calcestruzzo C32/40	10
3.1.3 Acciaio di armatura B450C	11
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	12
4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE	12
4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	12
4.3 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI	12
5. ANALISI DEI CARICHI	15
5.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA E CARICHI PERMANENTI (G1,G2)	15
5.1.1 Rinterro	15
5.2 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1)	15
5.3 SOVRACCARICHI DA TRAFFICO (Q1, Q2)	15
5.4 RITIRO DIFFERENZIALE SOLETTA-TRAVE (E2)	18
5.5 VISCOSITÀ (E4)	18
5.6 VARIAZIONE TERMICA (E3)	19
5.7 AZIONE DI FRENAMENTO (Q3)	22
5.8 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)	22
5.9 AZIONE DEL VENTO (Q5)	22
5.10 AZIONI SISMICHE (Q6)	23
5.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)	30
5.12 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)	30
5.13 SPINTE DELL COLTRE IN FRANA (CF)	31
6. COMBINAZIONI DI CARICO	33
6.1 GRUPPI DI CARICO	33
6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE	34
6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU	35
6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE	35
7. MODELLI DI CALCOLO	36
7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	36
7.2 MODELLO GLOBALE	37
7.3 MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	38
7.3.1 Condizioni statiche	39
7.3.2 Condizioni sismiche	39
8. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA	42

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V15600	REL	02	B	3 di 95

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
8.2.2.1	<i>Risultati dell'analisi modale</i>	50
8.2.3	Analisi dinamica non lineare.....	53
8.2.4	Risultati dell'analisi in direzione longitudinale	55
8.2.5	Risultati dell'analisi in direzione trasversale	56
8.3	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	57
8.3.1	Verifiche allo SLU	57
8.3.2	Verifiche allo SLE	57
8.3.2.1	<i>Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio</i>	57
8.3.2.2	<i>Verifica di fessurazione</i>	57
9.	VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S2).....	58
9.1	MURO FRONTALE.....	58
9.2	MURO PARAGHIAIA.....	61
9.3	MURI LATERALI	63
9.4	PLINTO DI FONDAZIONE.....	65
9.5	PALI DI FONDAZIONE	68
9.5.1	Verifiche geotecniche di capacità portante	69
10.	VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S1)	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	81
10.5.1	Verifiche geotecniche di capacità portante	82
11.	VERIFICA DELLE PILE	83
11.1	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE DEL FUSTO	83
11.1.1	Risultati e verifiche agli SLU/SLV	84
11.1.2	Risultati e verifiche agli SLE.....	85
11.2	PULVINO	86
11.3	PALI DI FONDAZIONE	87
11.3.1	Sollecitazioni testa pali.....	87
11.3.2	Verifiche geotecniche di capacità portante	90
11.3.3	Verifiche strutturale pali	90
11.4	PLINTO	91
12.	ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI	91
13.	VERIFICA DEI BAGGIOLI	94

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI5600	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 4 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	-------------------------

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 S. Anna, localizzato nel tratto compreso tra la pk 2+157.00 e la pk 2+255.00.

Le capacità portanti delle fondazioni sono riportate nella relazione specifica.

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

L0703213E12VI5600REL01B (*Viadotto S. Pietro - 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 5 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto S. Anna è costituito da un'impalcato in calcestruzzo a 4 luci, il cui schema statico è quello di travi appoggiate-appoggiate, aventi il seguente spartito:

PONTI E VIADOTTI IN ACCIAIO-CLS			
OPERA	PROGRESSIVE	SPARTITO [m]	B _{imp} [m]
VIADOTTO S. PIETRO	2+626 – 2+724	25+25+25+25	13.0

La sezione trasversale dell'impalcato presenta una larghezza complessiva di 13.0 m.

La campata è in c.a.p. ed è costituita da tre cassoncini prefabbricati e precompressi alti 1.6 m, ad interasse trasversale di 3.75 m.

Per maggiori dettagli riguardanti l'impalcato si rinvia alla relazione specifica.

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

Sismicamente il viadotto si comporta come un impalcato continuo.

La spalla indicata con "S1" è la spalla mobile mentre quella indicata con "S2" è la spalla fissa. 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 pseudorettangolare cava biconnessa.

Di seguitosi riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture.

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche spalla S2

SPALLA FISSA S2

Altezza muro frontale: 7.7 m
 Spessore muro frontale: 2.50 m
 Altezza muro paraghiaia: 2.30 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: 14.0 m
 Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m
 Pali: 9φ1500

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche pila P1

PILA P1

Altezza totale pila: 11.8 m
 Altezza fusto: 9.4 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 6 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

Tabella 3 – Caratteristiche geometriche pilaP2

PILA P2

Altezza totale pila: 12.8 m
 Altezza fusto: 10.4 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: 12.8 m
 Altezza fusto: 9.4 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 spalla S1

SPALLA MOBILE S1

Altezza muro frontale: 7.5 m
 Spessore muro frontale: 2.50 m
 Altezza muro paraghiaia: 2.36 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 - 0.5 m
 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.

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V5600	REL	02	B	7 di 95

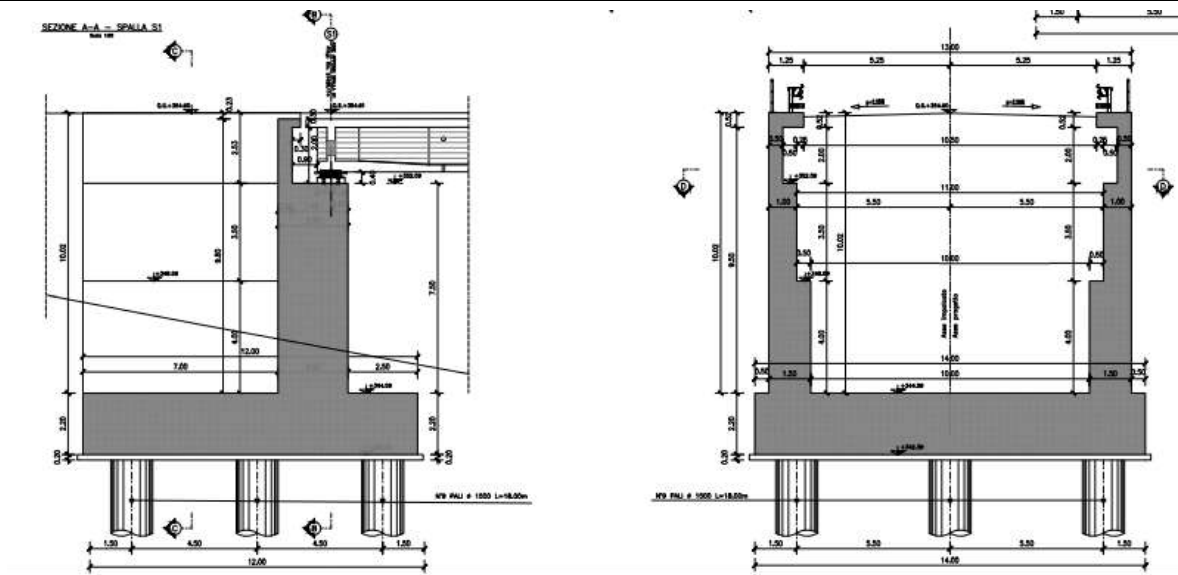
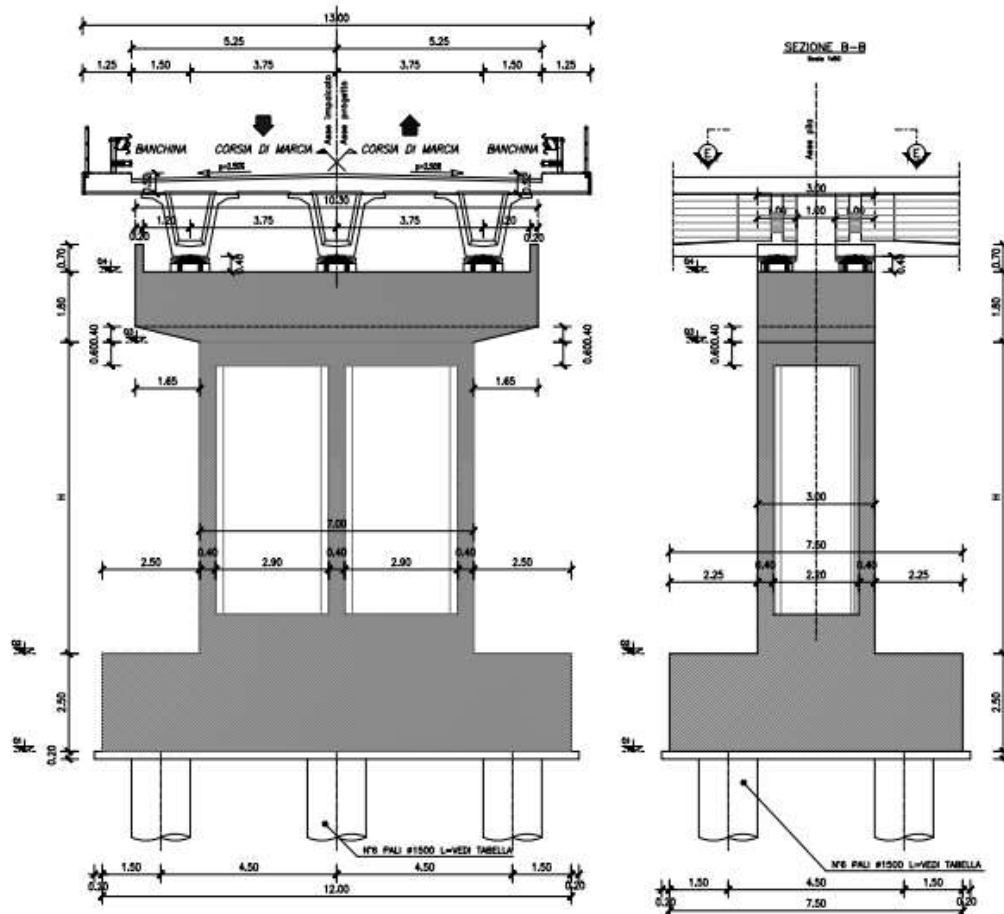


Figura 1 – Spalla S1



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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V5600	REL	02	B	8 di 95

Figura 2 – Pile

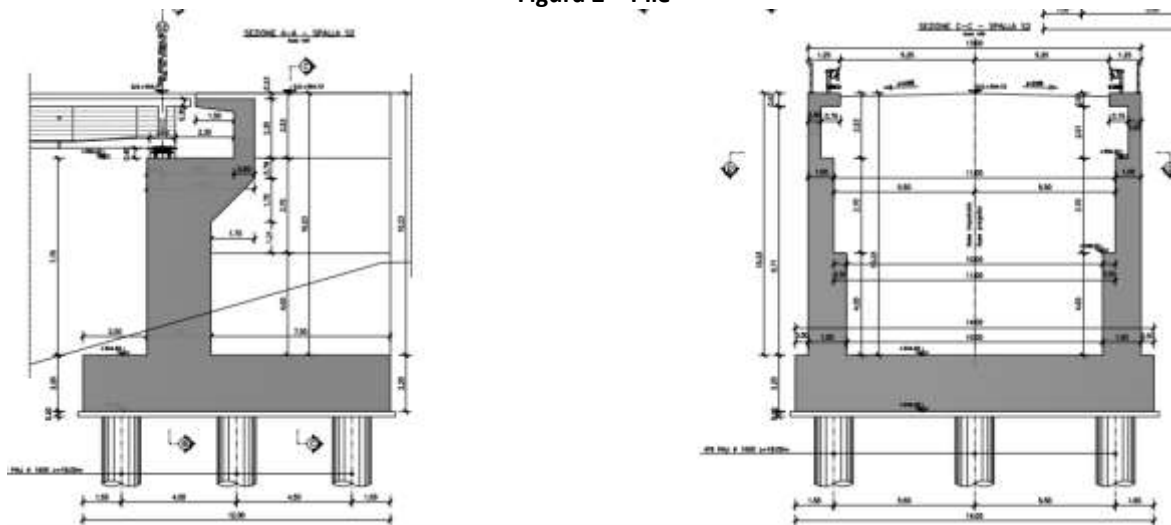


Figura 3 – Spalla S2

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 9 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------	-----------	-------------------------

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. 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.

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 6 – 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V15600	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 11 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

Resistenze di progetto allo SLE

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

3.1.3 Acciaio di armatura B450C

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

Resistenza di progetto allo SLU

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

Resistenza di progetto allo SLE

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

Tuttavia, i materiali impiegati per la realizzazione delle sottostrutture sono riepilogati nell'apposita tabella progettuale (rif. elab. L0703211E12VI3200TVI03) 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:

sondaggio X3.10 di lunghezza 15.0 m, appartenente alla campagna d'indagine del 2017.

Il sondaggio è stato attrezzato con piezometro del tipo a tubo aperto. Mentre il sondaggio X3.10 è stato strumentato con tubo inclinometrico.

Dalla carta geomorfologica in corrispondenza della spalla 1 e pile 1, 2, 3 è segnalata una frana PAI (codice F-16-0944). L'inclinometro segnala un piccolo movimento (7 mm) per uno spessore di 2.5-3 m circa. Si tratta di un lento movimento che interessa le coltri più superficiali. Quindi nel caso in esame il terreno con frana coinvolge solo lo spessore del plinto e non i pali di fondazione. Comunque cautelativamente nella portanza dei pali si considera quota testa palo a p.c. (come se il terreno fino a testa palo non fosse presente).

4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

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

Tabella 7 – Stratigrafia 1 e parametri geotecnici di calcolo (SPALLE e PILE)

Unità geotecnica	Profondità [m da p.c.]	γ [kN/m ³]	φ' [°]	cu [kPa]	τ [kPa]	qb [kPa]
Ecla – Depositi eluvio-colluviali limoso-argillosi	0.0÷15.0	19.0	-	20 z<5m 50÷120 z>5m	$\alpha \cdot cu \leq 100$	$9 \cdot cu + \sigma_v$
Salt – Alterazione del substrato	15.0÷17.0	20.0	-	170	$\beta \cdot \sigma'_v \leq 120$ con $\beta = 0.1 + 0.4 \cdot cu / \sigma'_v$	$9 \cdot cu + \sigma_v$
S – Substrato pelitico arenaceo	>17.0	23.0	-	-	150 per z ≤ 20 m 170 per z > 20 m	4000 per z ≤ 20 m 5000 per z > 20 m
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 palo si 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:

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N,prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V5600	REL	02	B	13 di 95

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

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 rigidezza relative palo-terreno e, generalmente, fornisce un valore del momento sollecitante conservativo. Il valore adottato è riportato nella seguente tabella.

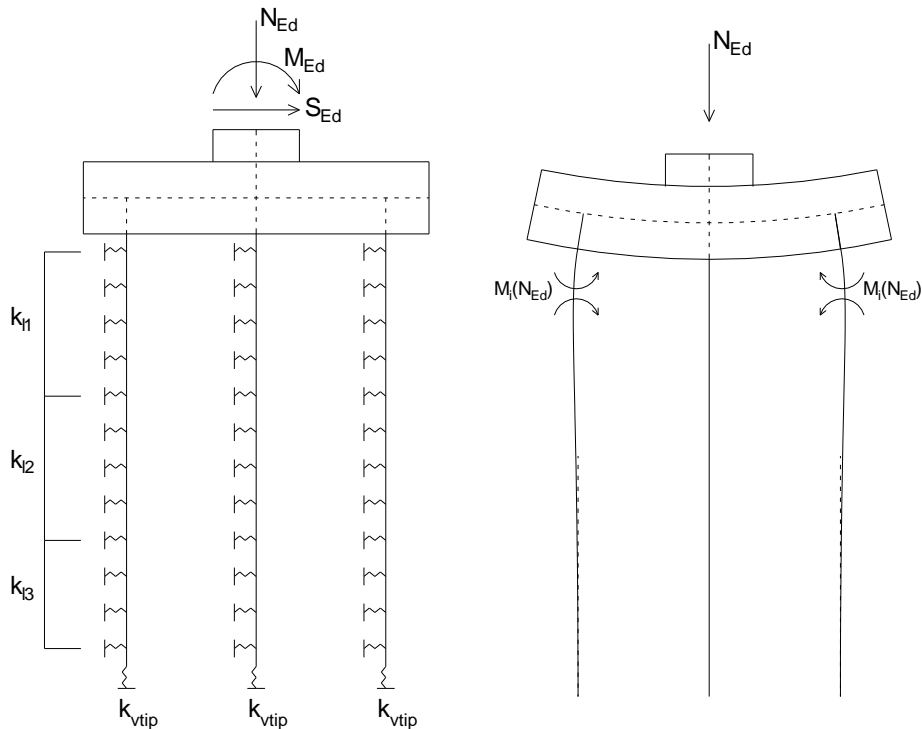


Figura 4 - Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N _i prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 14 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------------------	-----------	--------------------------

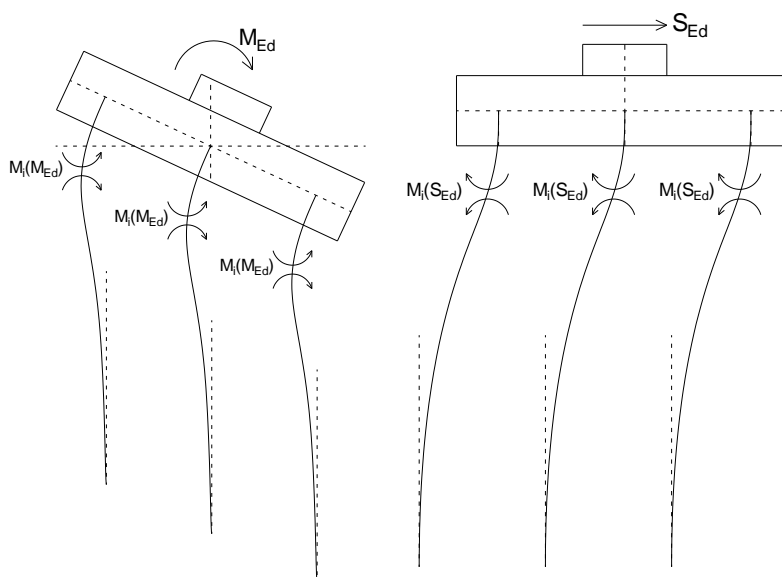


Figura 5 - Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

Nella seguente Tabella 8 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.

Tabella 8 – Valori α

Opera	Diametro palo [mm]	Lunghezza palo [mm]	Parametro α [m]
Viadotto S. Pietro	1500	20.0	3.8
		30.0	3.8

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 15 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA E CARICHI PERMANENTI (G1,G2)

Peso proprio dei cassoncini in c.a.p. (G1.1), calcolato in automatico dal software di calcolo assumendo un peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m³. Il peso degli elementi di carpenteria principale

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

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

Il peso della soletta per metro quadro è pari a: **0.365x1x1x25 = 9.125 kN/mq**

Carichi permanenti portati (G2)

I carichi permanenti portati agenti sulla struttura di impalcato sono:

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

5.1.1 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.

5.2 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1)

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

5.3 SOVRACCARICHI DA TRAFFICO (Q1, Q2)

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

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 16 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

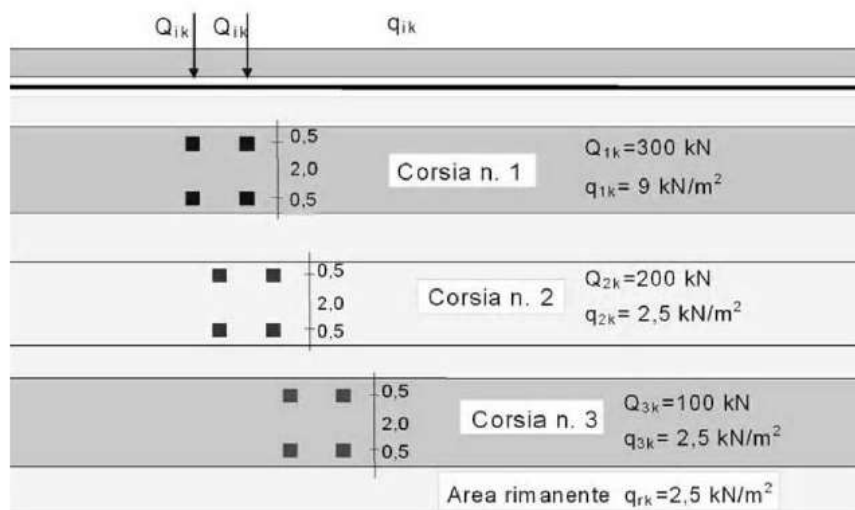


Figura 6 Schema di carico 1

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

una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q_{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 = 2.2 m) $q_{rk} = 2.5$ kN/m² nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

Carico da Folla

Sul marciapiede, il carico $q_{fk} = 5$ kN/m² da considerare al 50 % nelle combinazioni in cui sono presenti i carichi stradali.

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 17 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

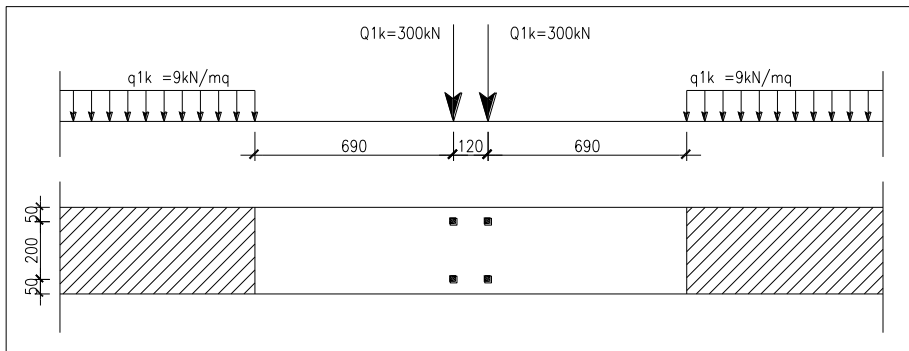


Figura 7 Prima colonna di carico

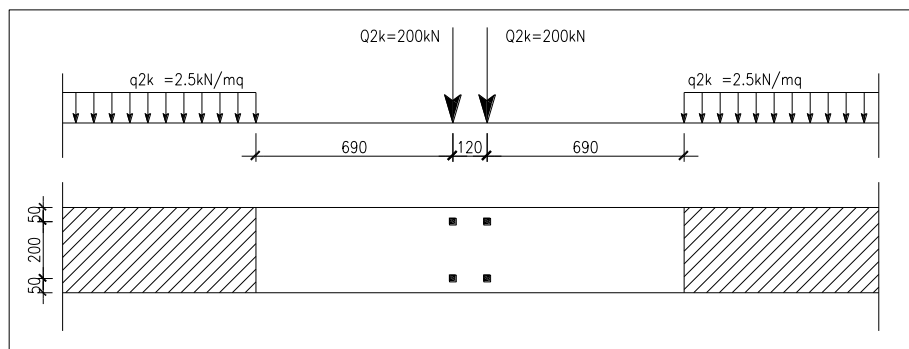


Figura 8 Seconda colonna di carico

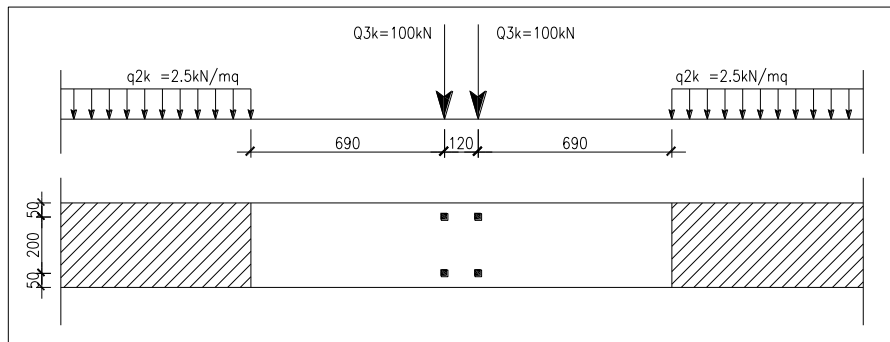


Figura 9 Terza colonna di carico

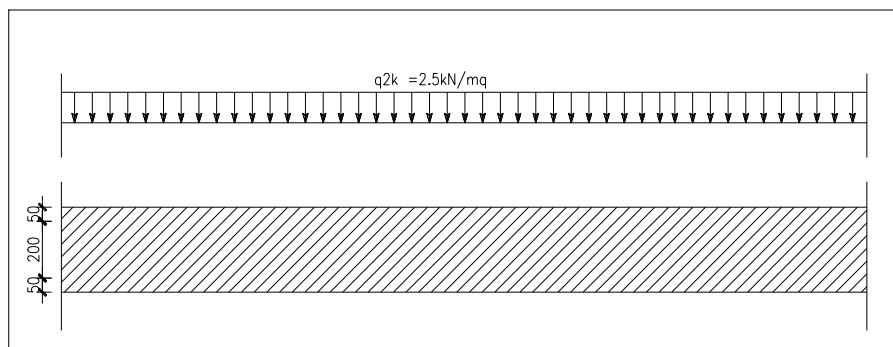


Figura 10 Quarta colonna di carico (area rimanente)

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 18 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

5.4 RITIRO DIFFERENZIALE SOLETTA-TRAVE (E2)

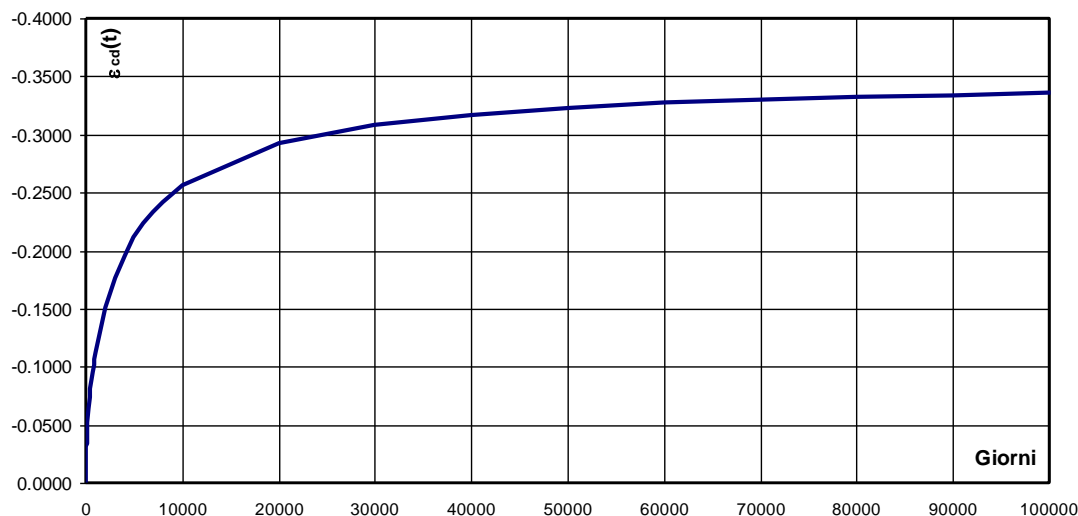
Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14/01/2008.

Si riporta la valutazione della deformazione da ritiro secondo le indicazioni previste dalle norme.

f_{ck} =	35	Mpa	<i>Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione</i>
UR=	60	%	<i>Umidità Relativa</i>
ε_{co} =	-0.500		<i>Deformazione per Ritiro da Essiccamento</i>
A_c =	3.13	m ²	<i>Area della Sezione in Conglomerato</i>
u=	12.55	m	<i>Perimetro della Sezione in Conglomerato esposto all'Aria</i>
h_0 =	500	mm	<i>Dimensione Fittizia pari al rapporto $2A_c/u$</i>
k_h =	0.700		
$\varepsilon_{cd,\infty}$ =	-0.350		<i>Deformazione per Ritiro da Essiccamento (a Tempo infinito)</i>
$\varepsilon_{ca,\infty}$ =	-0.000063		<i>Deformazione per Ritiro da Autogeno (a Tempo infinito)</i>
ε_{cs} =	-0.350	‰	<i>Deformazione per Ritiro Totale (a Tempo infinito)</i>

SVILUPPO NEL TEMPO DELLA DEFORMAZIONE $\varepsilon_{cd}(t)$

t=	50000	gg	<i>Età del calcestruzzo al tempo massimo</i>
t_s =	0.00	gg	
$\beta_{ds}(t-t_s)$ =	0.92		<i>Funzione di sviluppo Temporale</i>
$\varepsilon_{cd}(t)$ =	-0.323	‰	<i>Deformazione per Ritiro da Essiccamento (al Tempo t)</i>



La valutazione riportata indica che a 50.000 gg, per un tempo superiore alla vita utile della struttura, la deformazione da ritiro raggiunge il valore 0.323‰.

Come precedentemente evidenziato si prevede l'utilizzo di additivo antiritiro idoneo a contenere la deformazione massime al valore di 0.2‰.

5.5 VISCOSITÀ (E4)

Di seguito si riporta il calcolo del coefficiente di viscosità per il calcestruzzo della soletta secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14/01/2008.

h_0 =	500	mm	<i>Dimensione Fittizia pari al rapporto $2A_c/u$</i>
t_0 =	4	giorni	<i>Età del calcestruzzo al Momento della messa in Carico</i>
f_{ck} =	35	Mpa	<i>Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione</i>

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

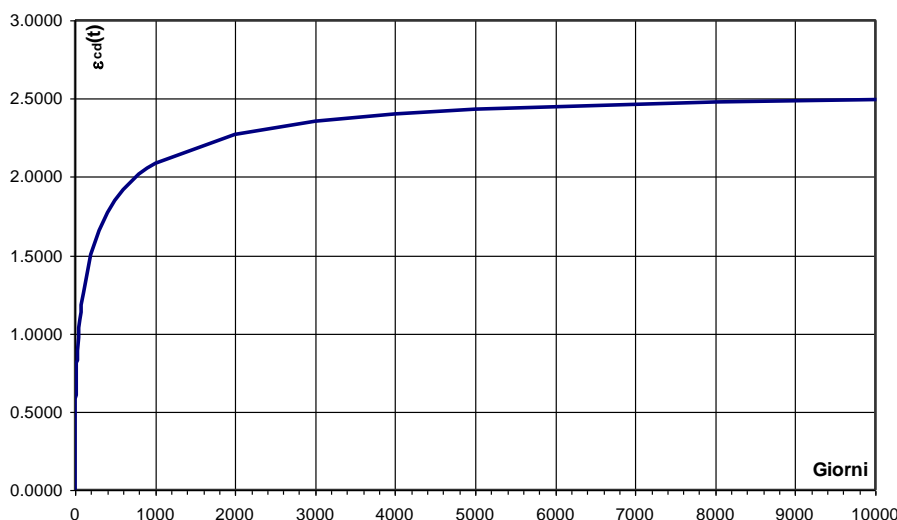
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V5600	REL	02	B	19 di 95

f_{cm} =	43	Mpa	<i>Resistenza Media Cilindrica a Compressione (a 28 gg)</i>
UR=	60	%	<i>Umidità Relativa</i>
$\phi(t_{\infty}, t_0)$ =	3.5		<i>Coefficiente di Viscosità a $t=\infty$</i>
SVILUPPO NEL TEMPO DEL COEFFICIENTE DI VISCOSITA' $\phi(t, t_0)$			
t=	50000	gg	<i>Età del calcestruzzo al tempo massimo</i>
α_1 =	0.87		
α_2 =	0.96		<i>Coefficienti dipendenti dalla resistenza del calcestruzzo</i>
α_3 =	0.90		
ϕ_{RH} =	1.38		<i>Coefficiente dipendente dall'umidità relativa</i>
$\beta(f_{cm})$ =	2.56		<i>Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo</i>
			<i>Coefficiente dipendente dall'età del Calcestruzzo</i>
$\beta(t_0)$ =	0.70		<i>al momento dell'applicazione del carico</i>
ϕ_0 =	2.5		<i>Coefficiente Nominale di Viscosità</i>
β_H =	975.548427		<i>Coefficiente dipendente da UR e da h_0</i>
$\beta_{cc}(t-t_0)$ =	0.99		<i>Coefficiente descrittivo dell'evoluzione della viscosità nel tempo</i>
$\phi(t, t_0)$ =	2.5		<i>Coefficiente di Viscosità al tempo $t = 10.000$</i>



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 +/-25°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 isoterme, 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 20 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

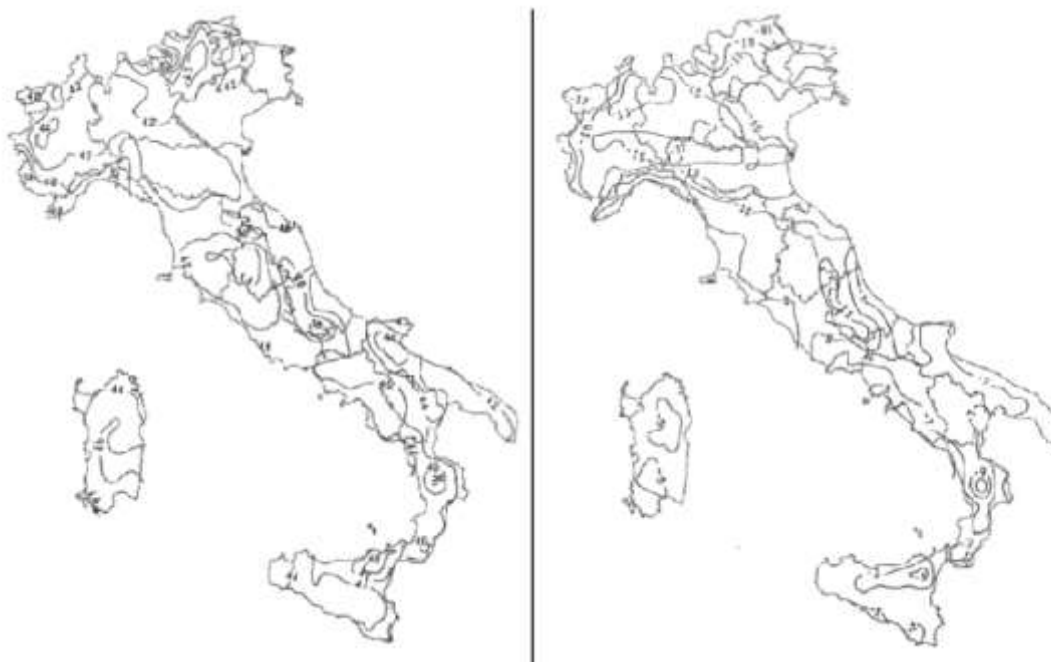


Figura 11: Mappe nazionali delle linee isotermitiche; T_{max} a sinistra e T_{min} a destra (Appendici nazionali, 2007)

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 12: 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N,prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V5600	REL	02	B	21 di 95

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 3 (tipologia impalcato di calcestruzzo), i seguenti valori riferiti alla struttura:

$T_{e, min} = -5 \text{ °C}$

$T_{e, max} = +40 \text{ °C}$

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

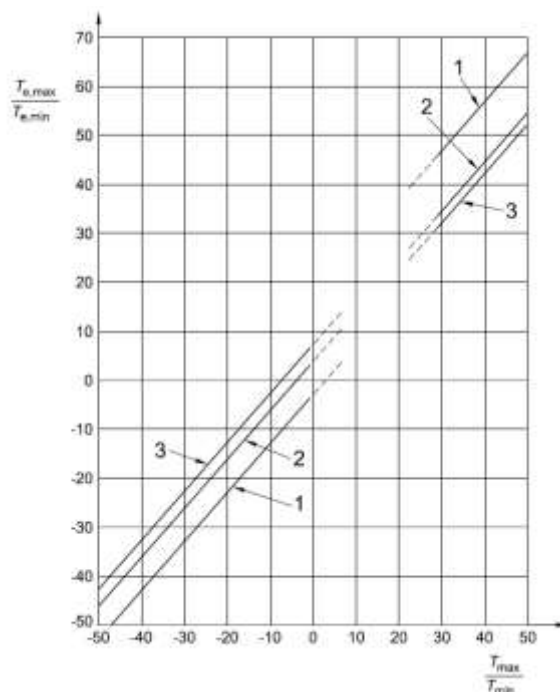


Figura 13: Correlazione tra temperatura dell'aria all'ombra minima/massima (T_{min}/T_{max}) e componente di temperatura uniforme del ponte minima/massima ($T_{e,min}/T_{e,max}$)

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

$T_0 = 15 \text{ °C}$

In definitiva quindi si assume l'escursione termica uniforme:

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

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

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V15600	REL	02	B	22 di 95

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

5.7 AZIONE DI FRENAMENTO (Q3)

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

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

Nel caso in oggetto risulta $Q_3 = 427.5 \text{ kN} = 17.1 \text{ kN/m}$.

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

5.8 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

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

$R < 60 \text{ m}$	$q_4 = 5.00 \text{ kN/m}$
$60 \text{ m} \leq R \leq 1500 \text{ m}$	$q_4 = 300/R \text{ kN/m}$
$1500 \text{ m} \leq R$	$q_4 = 0.00 \text{ kN/m}$

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

5.9 AZIONE DEL VENTO (Q5)

L'azione del vento viene convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte.

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

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

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

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d,$$

dove:

q_b = è la pressione cinetica di riferimento;

c_e = è il coefficiente di esposizione;

c_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;

c_d = è il coefficiente dinamico.

Con:

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

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N _i prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 23 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------------------	-----------	--------------------------

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:

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

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

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

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

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 456 \text{ N/m}^2 \times 2.36 \times 1.4 \times 1 = 1.51 \text{ kN/m}^2$$

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

Vento a ponte carico

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

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

Vento a ponte scarico

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

5.10 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:

- 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 $S_e(T)$;

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N _{prog.} 02	Rev. B	Pag. di Pag. 24 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	--------------------------	-----------	--------------------------

- 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 9 - 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V15600	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 25 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

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

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V15600	REL	02	B	26 di 95

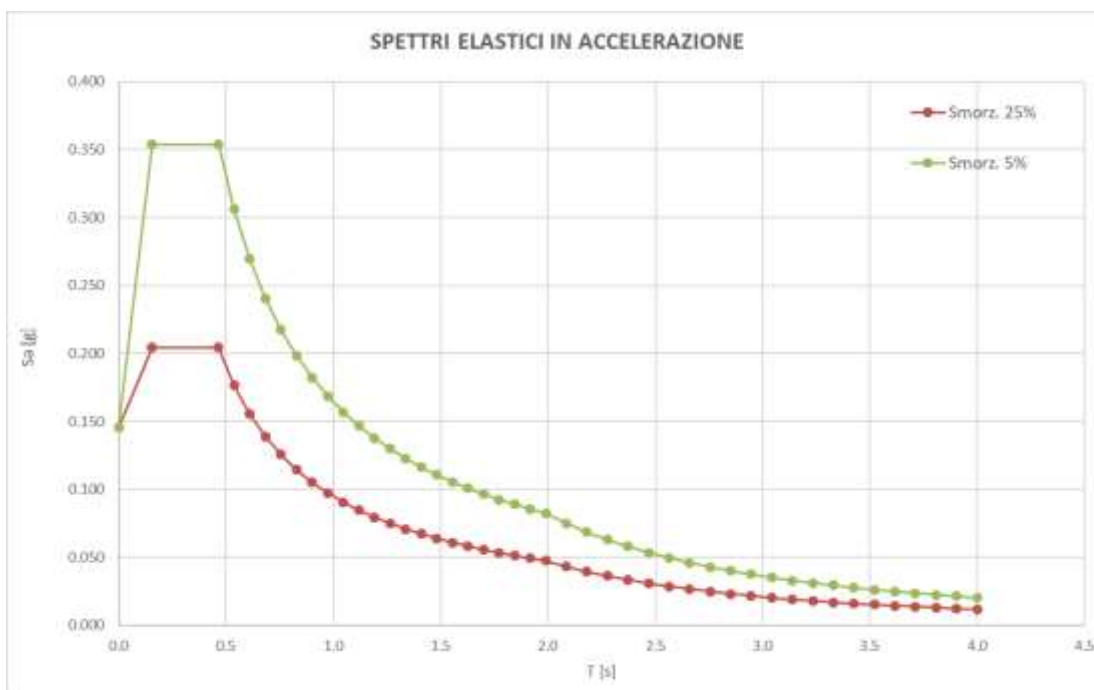


Figura 14 – Spettri elastici in accelerazione allo SLD

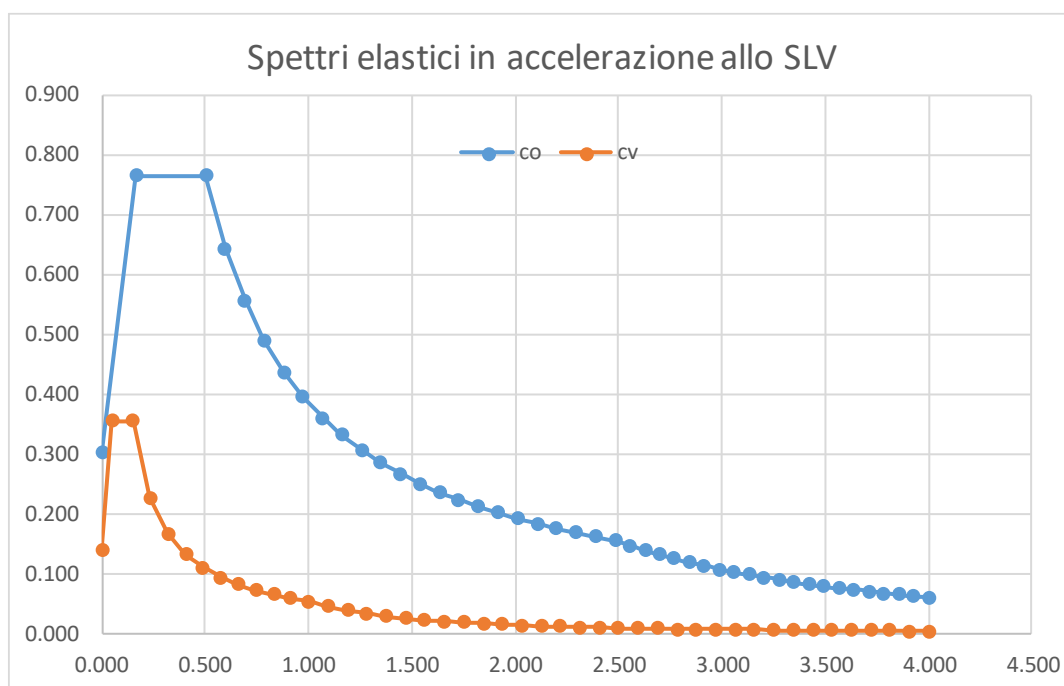


Figura 15 – SLV: Spettri elastici in accelerazione (q = 1)

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 27 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

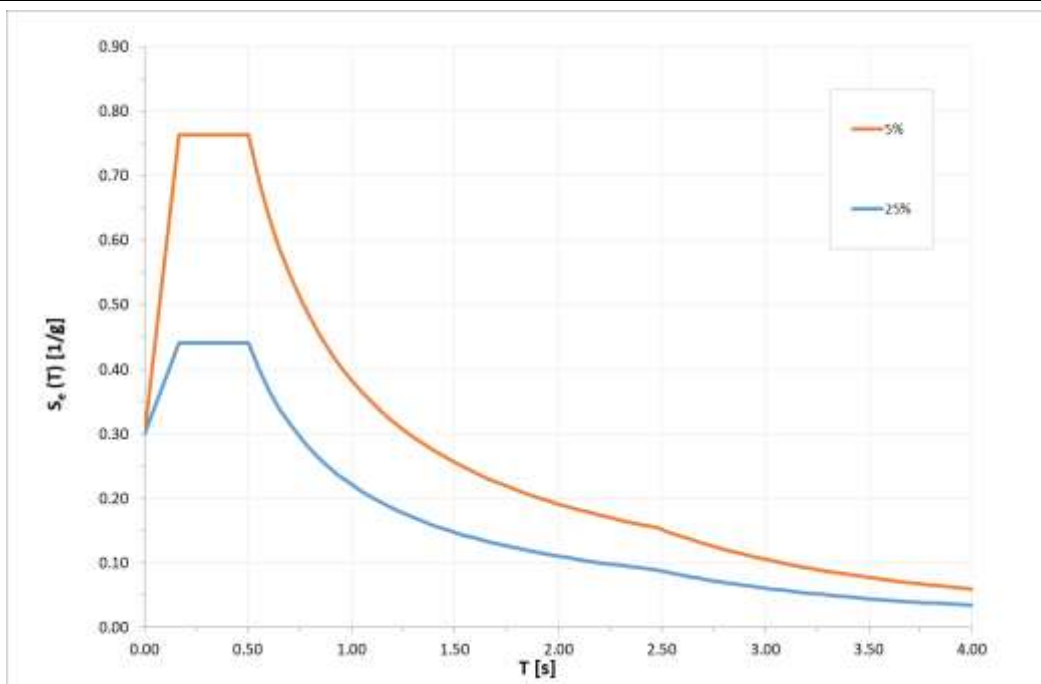


Figura 16 – Spettri elastici in accelerazione allo SLV

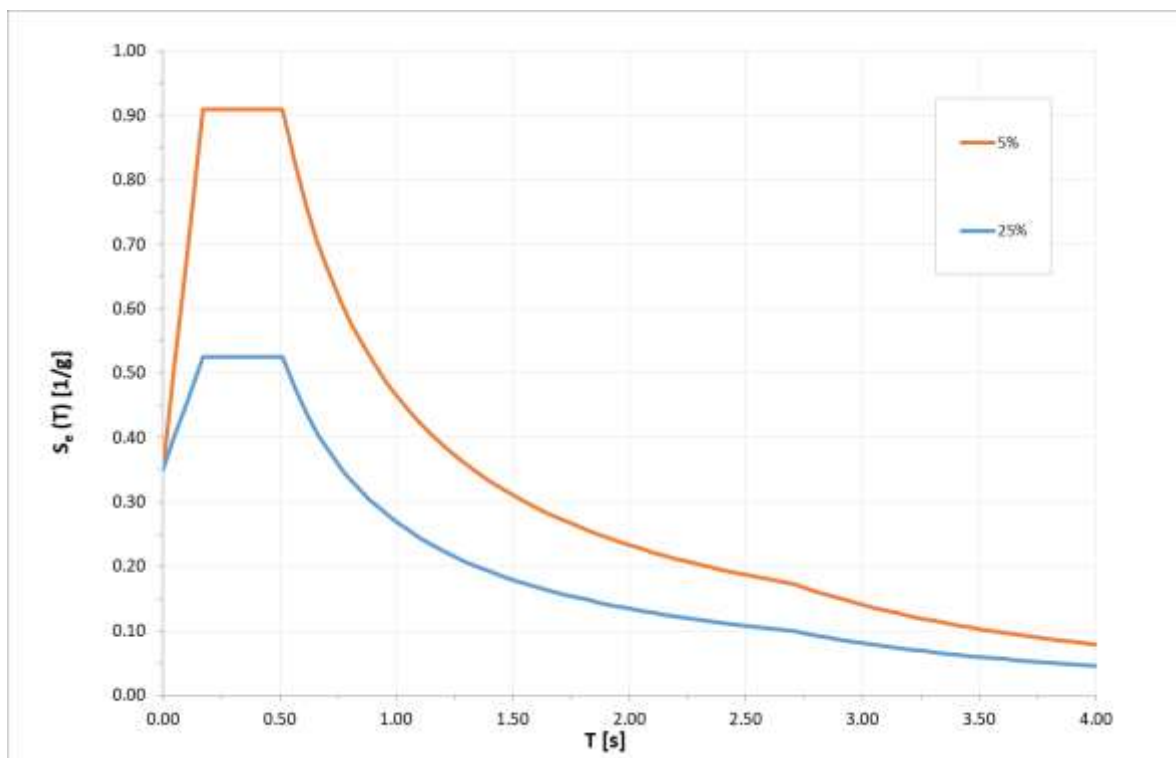


Figura 17 – Spettri elastici in accelerazione allo SLC

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V15600	REL	02	B	28 di 95

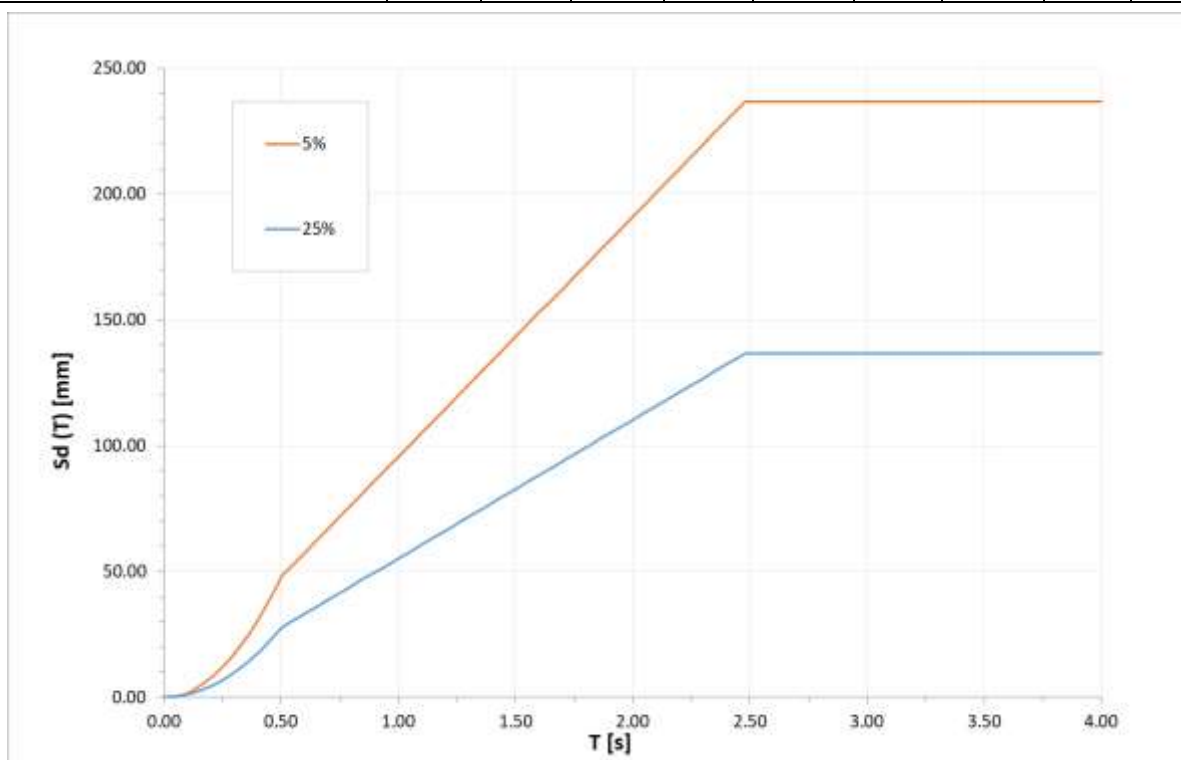


Figura 18 – Spettri in spostamento allo SLV

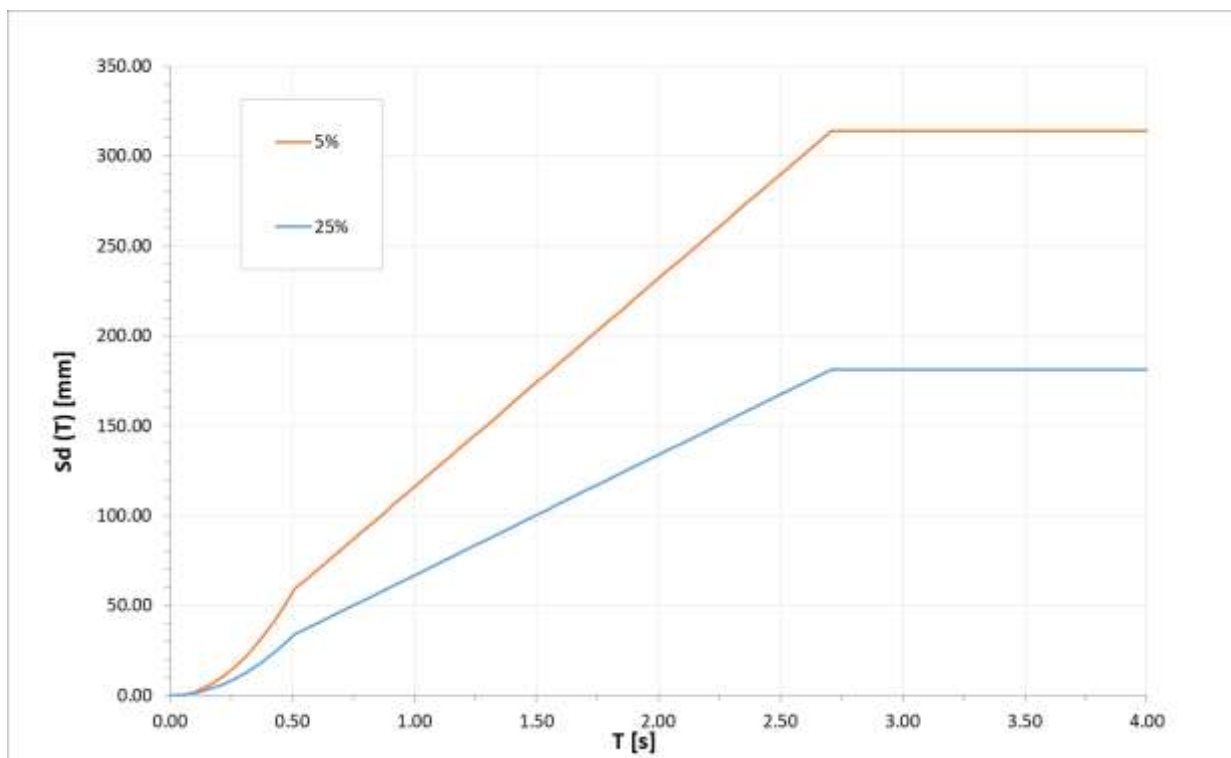


Figura 19 – Spettri in spostamento allo SLC

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V5600	REL	02	B	29 di 95

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%.

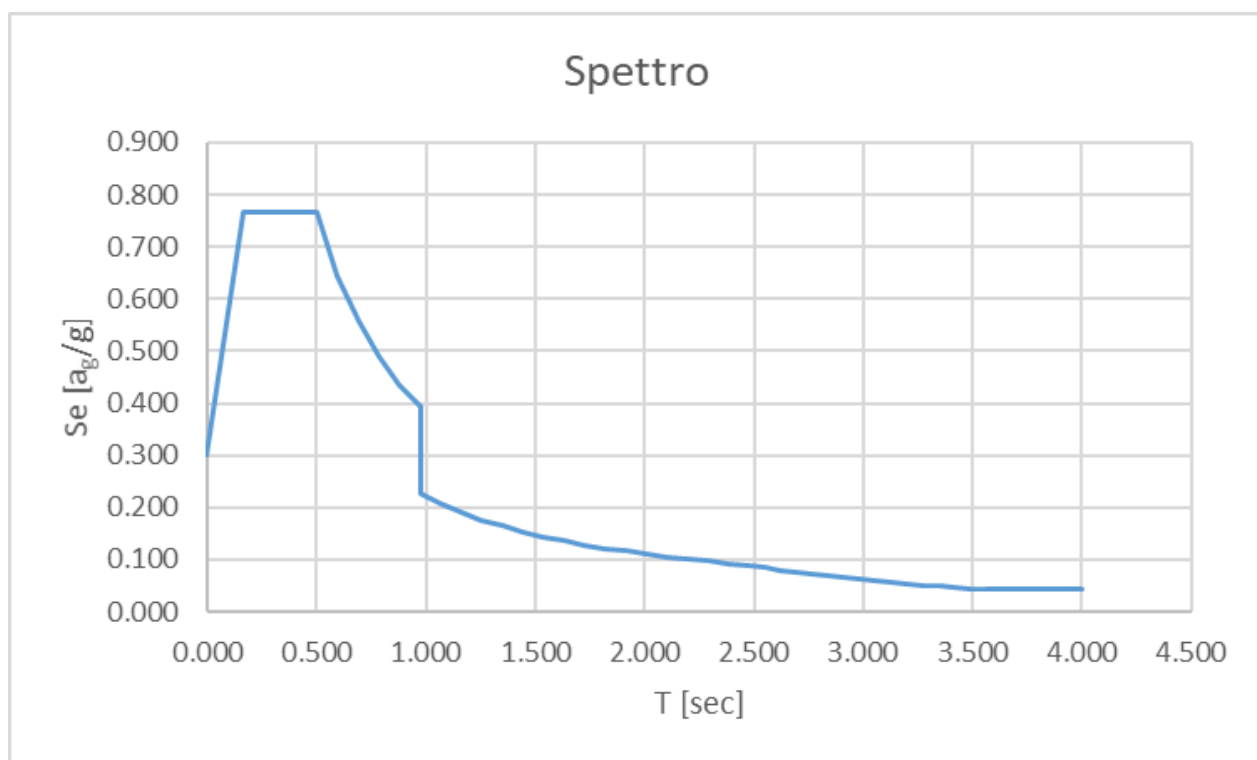


Figura 20 – Spettri elastici in accelerazione “modificati”allo SLV per analisi dinamica lineare

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 30 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

5.11 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. In particolare tenendo conto dello schema statico dei vincoli e della presenza di un'unica tipologia di campata di luce $L=25m$ per tutto il viadotto, i carichi verticali si ripartiscono uniformemente sugli appoggi in sinistra e destra della singola campata e sono uguali per tutte le sottostutture:

	PILE					
	APPOGGIO 1		APPOGGIO 2		APPOGGIO 3	
	LATO SX	LATO DX	LATO SX	LATO DX	LATO SX	LATO DX
Vg	1045.6	1045.6	631.4	631.4	1045.6	1045.6
Fa	31.4	31.4	18.9	18.9	31.4	31.4

	SPALLE					
	SPALLA S1			SPALLA S1		
	APP. 1	APP. 2	APP. 3	APP. 1	APP. 2	APP. 3
Vg	1045.6	631.4	1045.6	1045.6	631.4	1045.6
Fa	31.4	18.9	31.4	31.4	18.9	31.4

5.12 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 h_1 , h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0.10m)$, $h_2 = 1.00m$.

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.

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V5600	REL	02	B	31 di 95

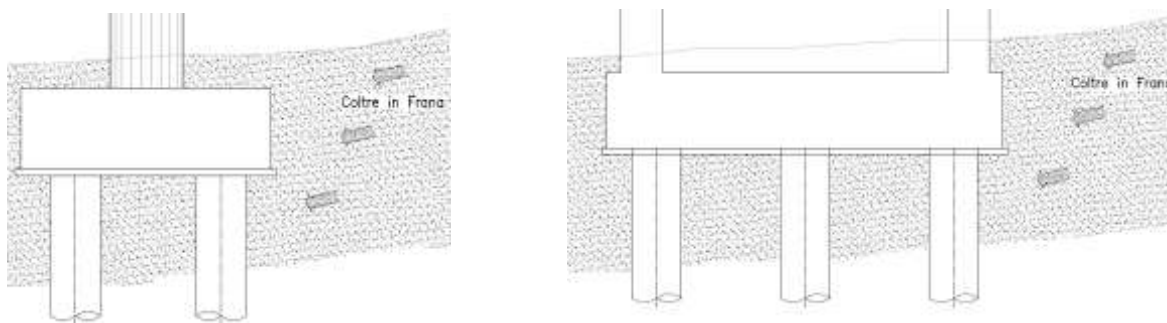
Tale condizione non è però dimensionante per la statica globale dell'impalcato e delle sottostrutture ed è stata considerata solo per la verifica locale del cordolo della soletta in calcestruzzo.

5.13 SPINTE DELL COLTRE IN FRANA (CF)

Nella carta geomorfologica in corrispondenza della spalla 1 è segnalato un piccolo movimento franoso ed in corrispondenza delle pile 1, 2 e 3 è segnalata una frana PAI R1-P1 (codice F-16-0945). Si tratta di piccoli corpi di frana quiescente che interessano le coltri superficiali coesive.

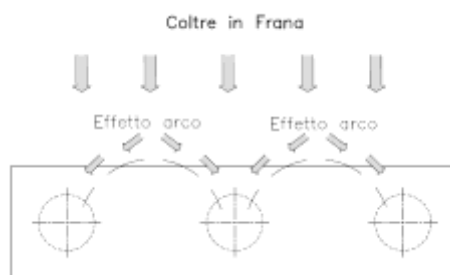
Il sondaggio è stato attrezzato con piezometro del tipo a tubo aperto. Mentre il sondaggio X3.10 è stato strumentato con tubo inclinometrico.

Dalla carta geomorfologica in corrispondenza della spalla 1 e pile 1, 2, 3 è segnalata una frana PAI (codice F-16-0944). L'inclinometro segnala un piccolo movimento (7 mm) per uno spessore di 2.5-3 m circa. Si tratta di un lento movimento che interessa le coltri più superficiali. Quindi nel caso in esame il terreno con frana coinvolge solo lo spessore del plinto e non i pali di fondazione. Comunque cautelativamente nella portanza dei pali si considera quota testa palo a p.c. (come se il terreno fino a testa palo non fosse presente).



Rappresentazione schematica di Fondazione di Pile e Spalla interessate da movimento Franoso

Per la valutazione degli effetti spingenti della frana sull'opera di fondazione si è in particolare ipotizzato di schematizzare la struttura di fondazione come un diaframma continuo che si interpone al movimento del terreno superficiale in frana, in virtù del potenziale effetto arco orizzontale che si sviluppa tra due pali adiacenti impedendo il movimento anche del terreno tra essi interposto.



Effetto arco orizzontale tra pali adiacenti

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N ₁ prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 32 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------------------	-----------	--------------------------

In queste ipotesi, con riferimento ad un diaframma di lunghezza unitaria, è possibile considerare cautelativamente una spinta complessiva sull'opera pari a:

$$S_{frana} = 0.5 \gamma H^2 K_0$$

Dove:

$$\gamma = 19.0 \text{ KN/m}^3$$

$$H = 3 \text{ m (spessore della massa instabile)}$$

$$\varphi' = 18^\circ \text{ (angolo d'attrito residuo coltre in frana)}$$

$$c' = 0 \text{ (valore cautelativo per tener conto del rimaneggiamento del terreno a causa frana)}$$

In queste ipotesi, con riferimento ad un diaframma di lunghezza unitaria, si ha:

$$\text{peso terreno frana} = 19.0 \text{ kN/mc}$$

$$\text{Spessore coltre frana} = 3.0 \text{ m}$$

$$\text{coeff. di spinta} = \text{Riposo} \quad 0.691$$

$$\text{Spinta} = 59.08 \text{ kN/m}$$

Nei riguardi della combinazione con gli altri carichi in progetto, si è ipotizzato di considerare la possibile contemporaneità dell'azione della frana oltre che con eventi sismici anche nei riguardi di una condizione di collasso di SLU di tipo statico, adottando per tale azione, dei coefficienti di combinazione:

$$\gamma_{SLU} = 1.35$$

$$\gamma_{SLV} = 1.00$$

$$\gamma_{SLE} = 0.00$$

In considerazione tuttavia della condizione topografica della zona attraversata dall'opera, si è ritenuto verosimile considerare l'effetto della frana unicamente in direzione trasversale al Viadotto, essendo quest'ultima pressochè parallela a quella di massima pendenza del versante e quindi di possibile attivazione del fenomeno.

Pertanto si applica una azione testa pali in direzione trasversale pari a:

$$F_{trasv} = 59.08 \text{ kN/m} \times 7.5 \text{ m} = 443.08 \text{ kN}$$

6. COMBINAZIONI DI CARICO

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

6.1 GRUPPI DI CARICO

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

Tabella 10 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	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 3ª 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.

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 34 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

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

Tabella 11 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽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 12 – 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_s	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_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 35 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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:

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

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 13 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

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

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

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

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

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

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

Tabella 14 - Combinazioni agli SLE

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

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 36 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

7. MODELLI DI CALCOLO

L'impalcato è costituito da 4 campate appoggiate-appoggiate.

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 37 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

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 equivalenti 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. 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	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N,prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V5600	REL	02	B	38 di 95

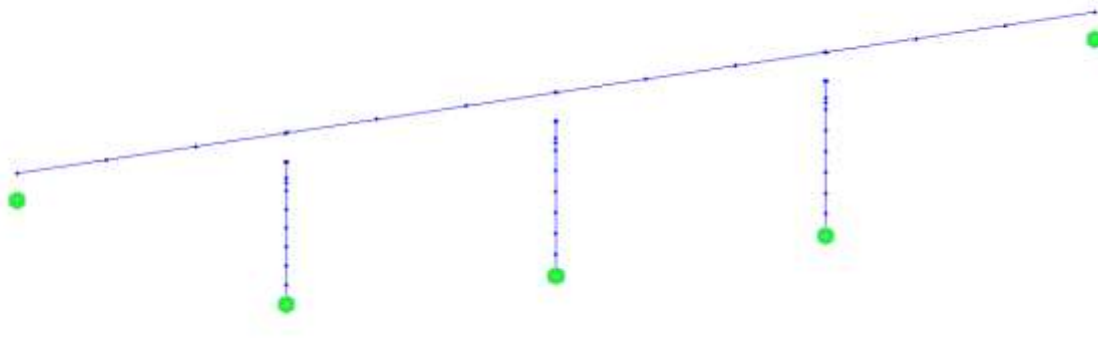


Figura 21 - Modello FEM vista wireframe

Il modello descritto è stato analizzato in presenza dei carichi permanenti per la valutazione delle masse e delle azioni sismiche già definite nel paragrafo 5.10.

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 rigidità 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.

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 2020. 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.

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V15600	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 39 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

7.3.1 Condizioni statiche

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

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

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

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

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

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 20.0 \text{ KN/m}^2$.

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*).

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

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 40 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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 22 – 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.

I coefficienti sismici allo SLV sono quindi pari a:

- $K_h = 0.300$;

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N _i prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 41 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------------------	-----------	--------------------------

- $K_v = 0.150$.

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:

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

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

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.

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 42 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

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, 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 43 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

- 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 5.10. 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 44 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V15600	REL	02	B	45 di 95

- P = peso proprio e permanenti portati = 21694kN;
 - M = massa dell'impalcato = 2212 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

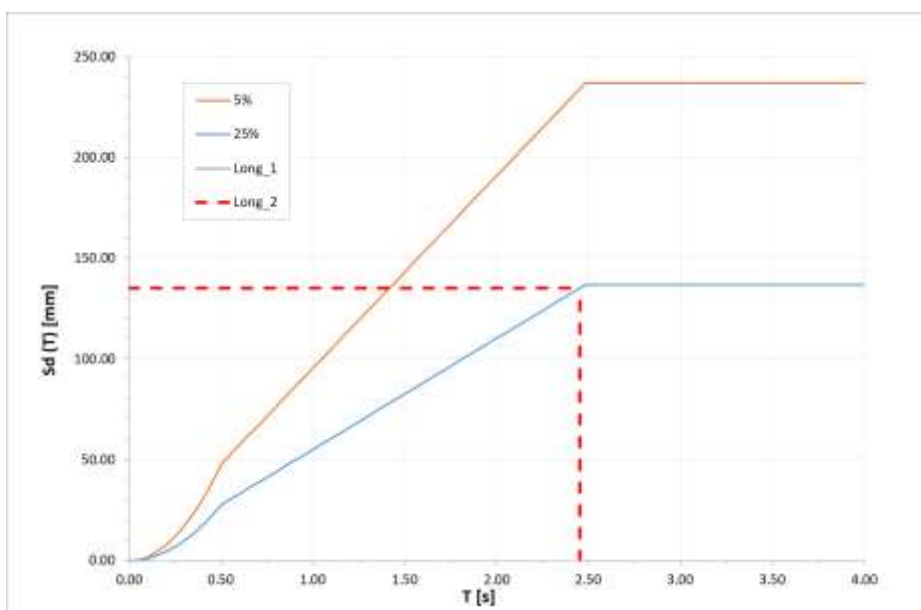


Figura 23 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^{-2}$ corrispondente al periodo T: $K_{E,Eq} = 14503$ kN/m
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max} = 1960$ kN ($0.1 \cdot P$);

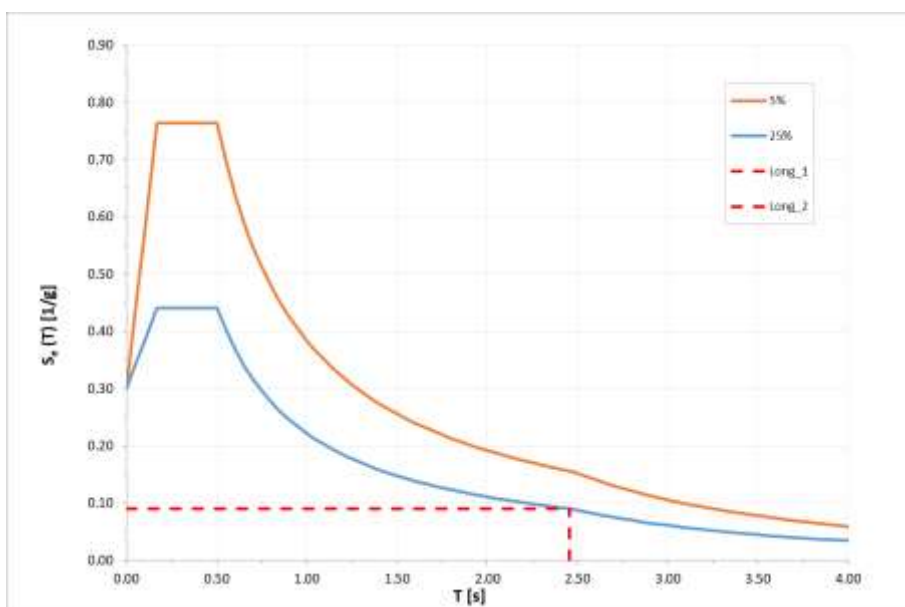


Figura 24 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V5600	REL	02	B	46 di 95

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 sulle pile.

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:
 - P = peso proprio e permanenti portati = 2712 kN;
 - M = massa dell'impalcato = 277 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

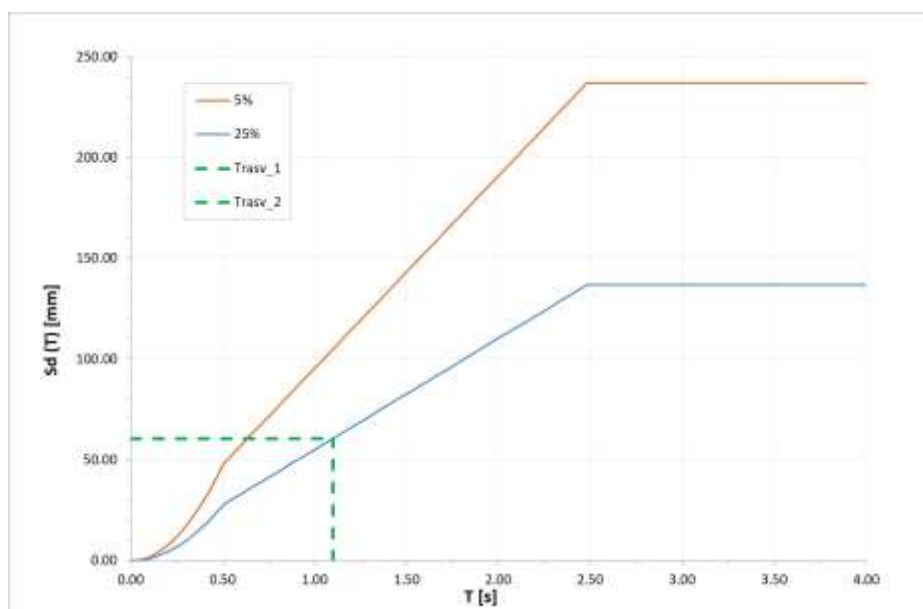


Figura 25 – Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^{-2}$ corrispondente al periodo T: $K_{E,Eq} = 9023$ kN/m
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max} = 550$ kN ($0.2 \cdot P$);

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 47 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

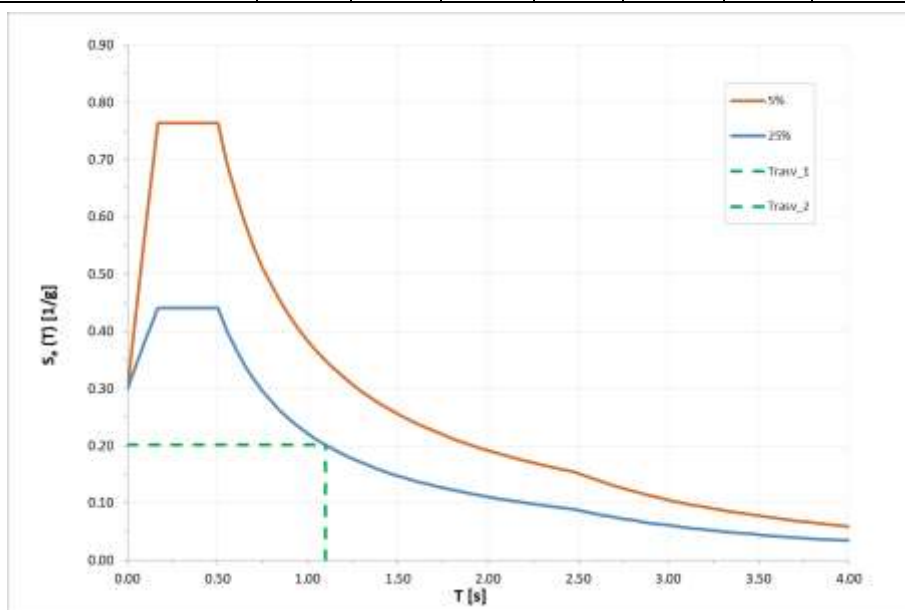


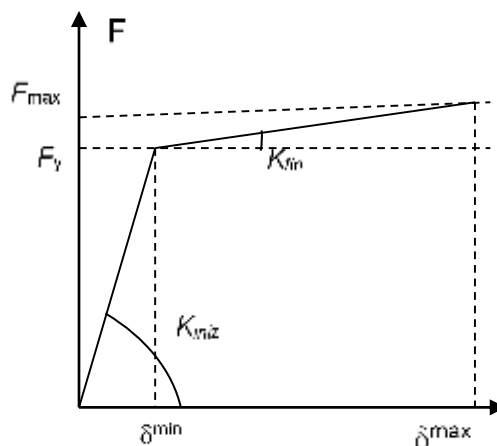
Figura 26 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

8.2.1.2 Isolatori elastoplastici

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

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

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



Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N _i prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 48 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------------------	-----------	--------------------------

Figura 27 - 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.

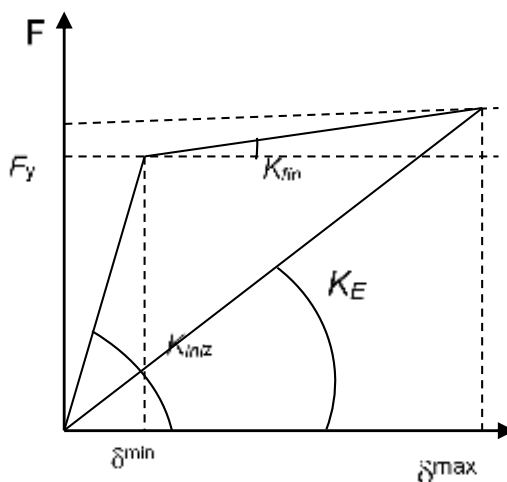


Figura 28 - Schema di equivalenza fra l'isolatore non lineare e l'isolatore lineare equivalente (K_E)

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 50 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

	P3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	S2	1960	1710	135	15	114000	2083	3	38000	694	570	660	0.0183
Trasversale	S1	550	480	60	6	80000	1296	3	26667	432	160	190	0.0162
	P1	550	480	60	6	80000	1296	3	26667	432	160	190	0.0162
	P2	550	480	60	6	80000	1296	3	26667	432	160	190	0.0162
	P3	550	480	60	6	80000	1296	3	26667	432	160	190	0.0162
	S2	550	480	60	6	80000	1296	3	26667	432	160	190	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.

8.2.2.1 Risultati dell'analisi modale

Sono stati analizzati un totale di 80 modi di vibrare. Si riportano i modi di vibrare principali della con i relativi periodi e masse partecipanti.

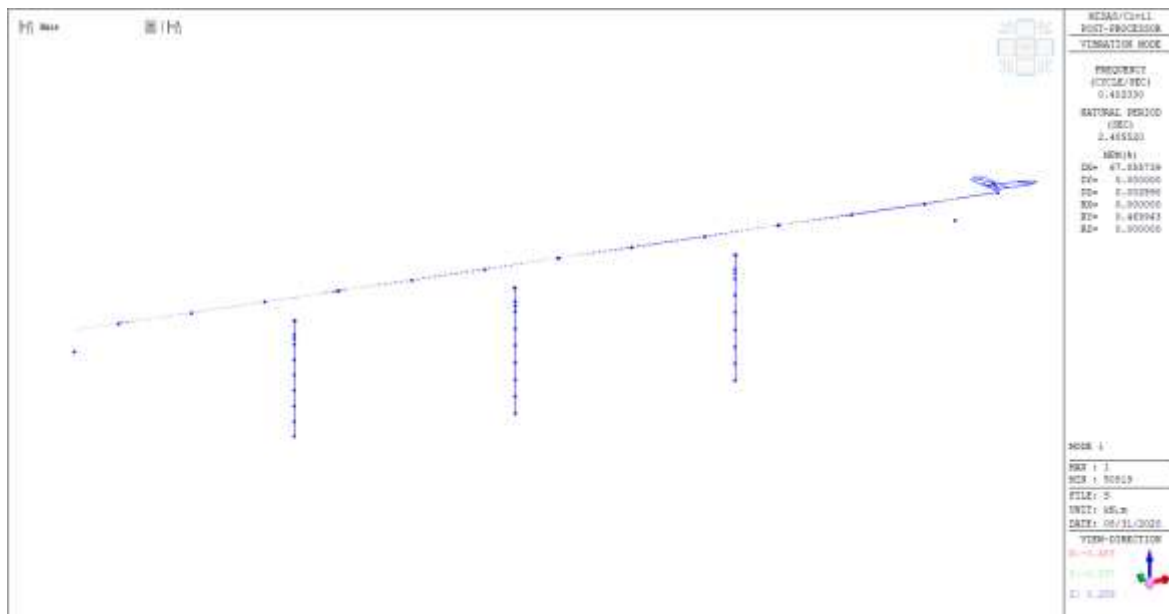


Figura 29: Modo 1

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V5600	REL	02	B	51 di 95

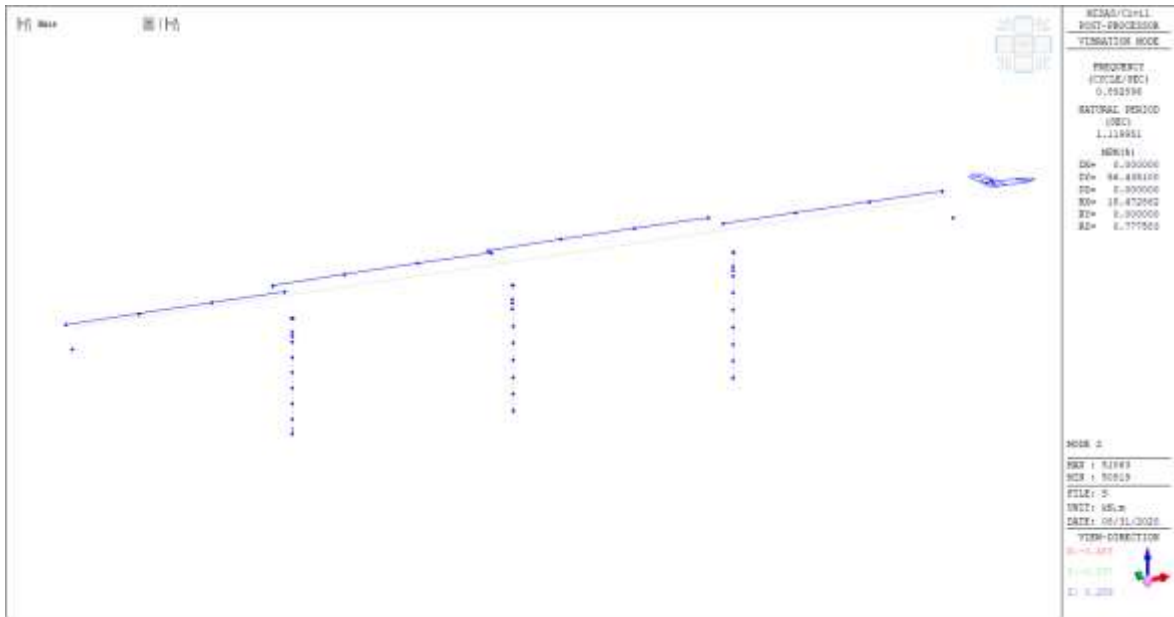


Figura 30: Modo 2

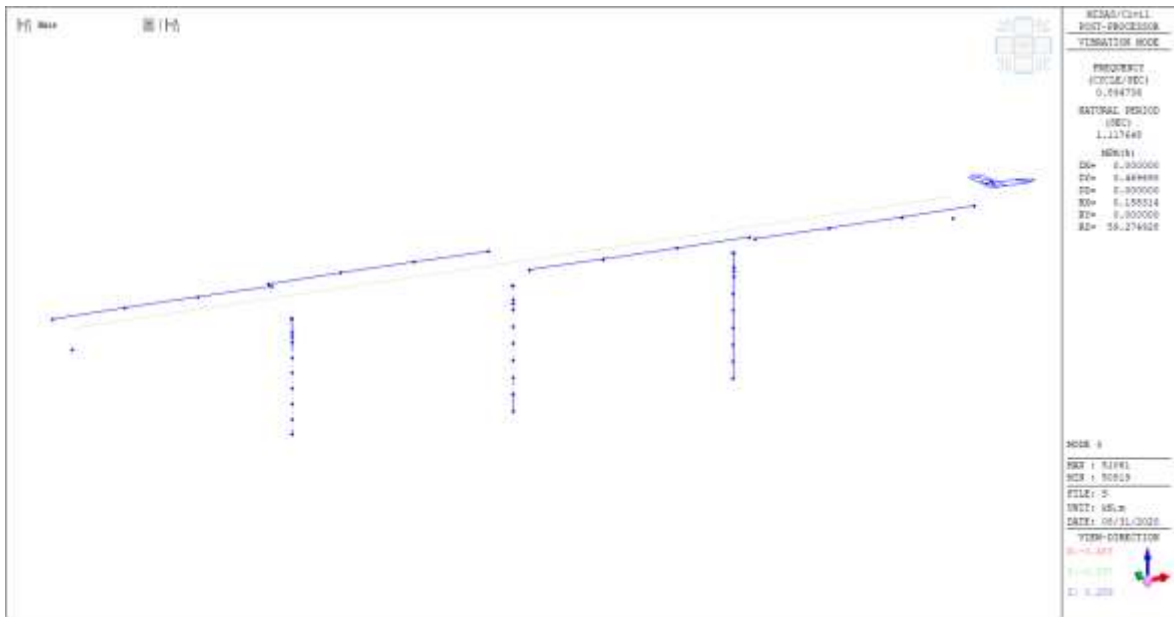


Figura 31: Modo 3

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 52 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Mode No	Period [sec]	TRAN-X		TRAN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	2.49	67.86	67.86	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.12	0.00	67.86	56.44	56.44	0.78	0.78
3	1.12	0.00	67.86	0.47	56.90	59.27	60.05
4	1.12	0.00	67.86	11.34	68.25	0.25	60.30
5	1.11	0.00	67.86	0.00	68.25	15.03	75.33
6	0.71	0.00	67.86	0.00	68.25	0.00	75.33
7	0.71	0.00	67.86	0.00	68.25	0.00	75.33
8	0.70	0.00	67.86	0.00	68.25	0.00	75.33
9	0.70	0.00	67.86	0.00	68.25	6.07	81.41
10	0.44	0.01	67.86	0.00	68.25	0.00	81.41
11	0.43	0.00	67.86	0.00	68.25	0.00	81.41
12	0.43	0.00	67.86	0.00	68.25	0.00	81.41
13	0.43	0.00	67.86	0.00	68.25	0.00	81.41
14	0.23	0.01	67.87	0.00	68.25	0.00	81.41
15	0.13	0.00	67.87	0.00	68.25	0.00	81.41
16	0.13	0.00	67.87	0.00	68.25	0.00	81.41
17	0.13	0.00	67.88	0.00	68.25	0.00	81.41
18	0.13	0.00	67.88	0.00	68.25	0.00	81.41
19	0.13	0.00	67.88	0.04	68.28	0.00	81.41
20	0.13	0.00	67.88	0.00	68.28	0.03	81.44
21	0.13	0.00	67.88	0.00	68.29	0.00	81.44
22	0.13	0.00	67.88	0.00	68.29	0.01	81.44
23	0.12	0.00	67.88	0.00	68.29	0.00	81.44
24	0.12	0.29	68.17	0.00	68.29	0.00	81.44
25	0.12	16.38	84.55	0.00	68.29	0.00	81.44
26	0.10	8.00	92.55	0.00	68.29	0.00	81.44
27	0.10	0.00	92.55	0.00	68.29	0.00	81.44
28	0.10	0.00	92.55	0.00	68.29	0.00	81.44
29	0.10	0.00	92.55	0.00	68.29	0.00	81.44
30	0.10	0.00	92.55	0.00	68.29	0.00	81.44
31	0.09	0.00	92.55	0.00	68.29	0.00	81.44
32	0.06	0.00	92.55	16.78	85.06	3.63	85.07
33	0.06	0.00	92.55	0.00	85.06	3.72	88.78
34	0.06	0.00	92.55	0.00	85.06	0.00	88.78
35	0.06	0.00	92.55	0.00	85.06	0.00	88.78
36	0.06	0.00	92.55	0.00	85.06	0.00	88.78
37	0.06	0.00	92.55	0.00	85.06	0.00	88.78
38	0.06	0.00	92.55	0.00	85.06	0.00	88.78
39	0.06	0.00	92.55	0.00	85.06	0.00	88.78
40	0.06	0.00	92.55	0.00	85.06	0.00	88.78
41	0.06	0.00	92.55	0.00	85.06	0.00	88.78
42	0.06	0.00	92.55	8.08	93.14	7.24	96.02
43	0.04	0.00	92.55	0.00	93.14	0.00	96.02
44	0.03	0.00	92.55	0.00	93.14	0.00	96.02
45	0.03	0.00	92.55	0.00	93.14	0.00	96.02
46	0.03	0.00	92.55	0.00	93.14	0.00	96.02
47	0.02	0.00	92.55	0.00	93.14	0.00	96.02

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 53 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

Mode No	Period [sec]	TRAN-X		TRAN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
48	0.02	0.00	92.55	0.00	93.14	0.00	96.02
49	0.02	0.00	92.55	0.00	93.14	0.00	96.02
50	0.02	1.29	93.84	0.00	93.14	0.00	96.02
51	0.02	2.59	96.43	0.00	93.14	0.00	96.02
52	0.02	0.00	96.43	0.00	93.14	0.00	96.02
53	0.02	0.00	96.43	0.00	93.14	0.00	96.02
54	0.02	0.00	96.43	0.00	93.14	0.00	96.02
55	0.02	0.00	96.43	0.00	93.14	0.00	96.02
56	0.02	0.00	96.43	0.00	93.14	0.00	96.02
57	0.02	1.78	98.21	0.00	93.14	0.00	96.02
58	0.02	0.00	98.21	0.00	93.14	0.00	96.02
59	0.02	0.00	98.21	0.00	93.14	0.00	96.02
60	0.02	0.00	98.21	0.00	93.14	0.00	96.02
61	0.01	0.00	98.21	3.67	96.81	0.79	96.81
62	0.01	0.00	98.21	0.00	96.81	0.81	97.63
63	0.01	0.00	98.21	1.66	98.46	1.48	99.11
64	0.01	0.00	98.21	0.00	98.46	0.00	99.11
65	0.01	0.83	99.04	0.00	98.46	0.00	99.11
66	0.01	0.36	99.40	0.00	98.46	0.00	99.11
67	0.01	0.00	99.40	0.00	98.46	0.00	99.11
68	0.01	0.26	99.66	0.00	98.46	0.00	99.11
69	0.01	0.00	99.66	0.71	99.17	0.15	99.26
70	0.01	0.00	99.66	0.00	99.17	0.16	99.42
71	0.01	0.11	99.76	0.00	99.17	0.00	99.42
72	0.01	0.00	99.76	0.31	99.48	0.28	99.70
73	0.01	0.00	99.76	0.00	99.48	0.00	99.70
74	0.01	0.09	99.86	0.00	99.48	0.00	99.70
75	0.01	0.00	99.86	0.00	99.48	0.00	99.70
76	0.01	0.00	99.86	0.00	99.48	0.00	99.70
77	0.00	0.05	99.91	0.00	99.48	0.00	99.70
78	0.00	0.00	99.91	0.00	99.48	0.00	99.70
79	0.00	0.00	99.91	0.00	99.48	0.00	99.70
80	0.00	0.05	99.96	0.00	99.48	0.00	99.70

La somma delle masse relative eccitate dai modo considerati e' superiore al 99% delle masse totali maggiore del 85% come richiesto dalla normativa vigente.

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.

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V15600	REL	02	B	54 di 95

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

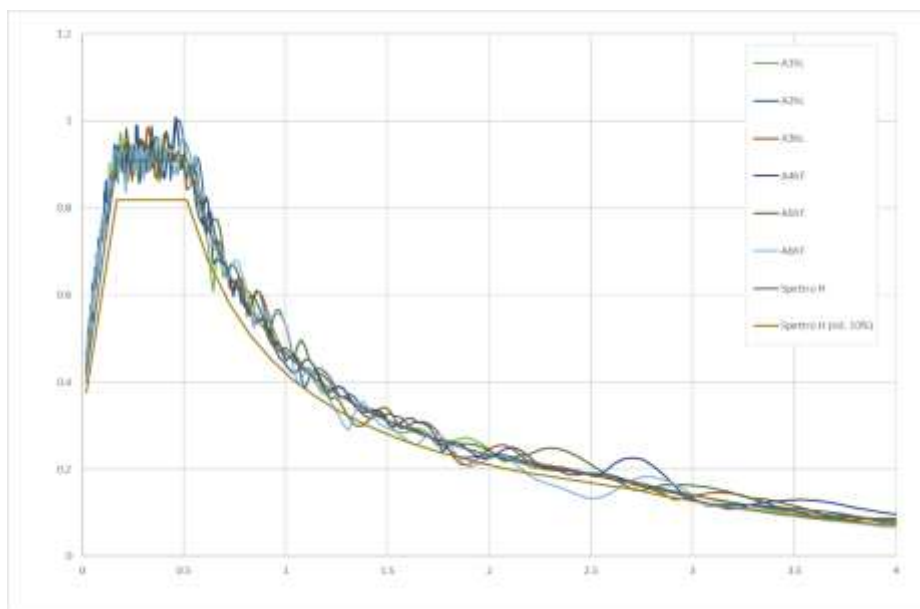


Figura 32 – Accelerogrammi spettrocompatibili

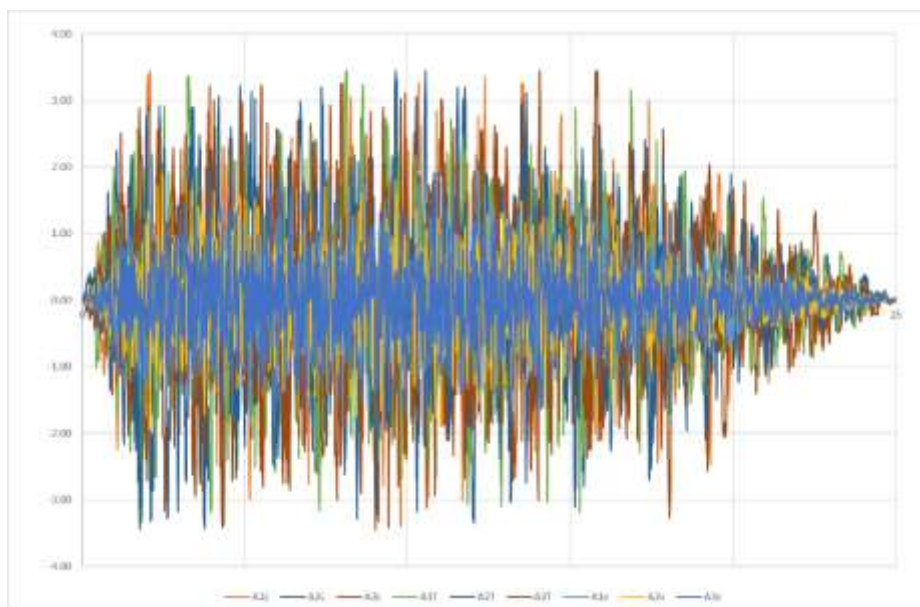


Figura 33 – Spettri associati agli accelerogrammi 1, 2 e 3 e confronto con lo spettro allo SLC

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	213	E	12	V5600	REL	02	B	55 di 95

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 126 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.

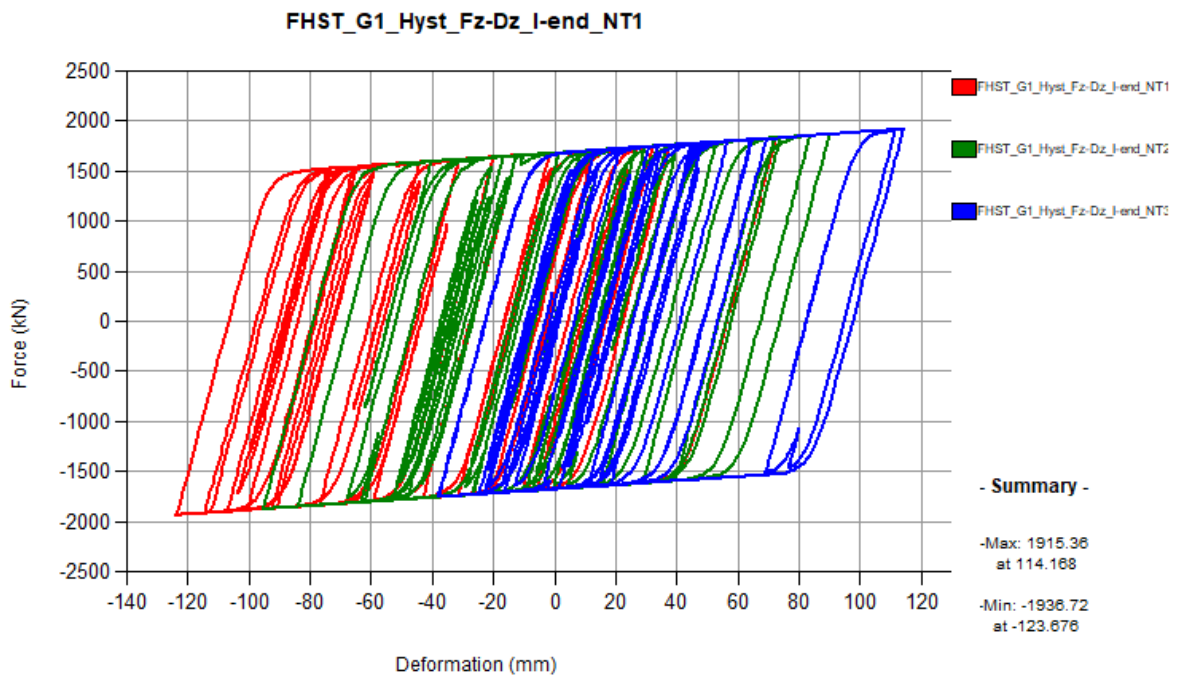


Figura 34 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento longitudinale durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V5600	REL	02	B	56 di 95

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 58 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.

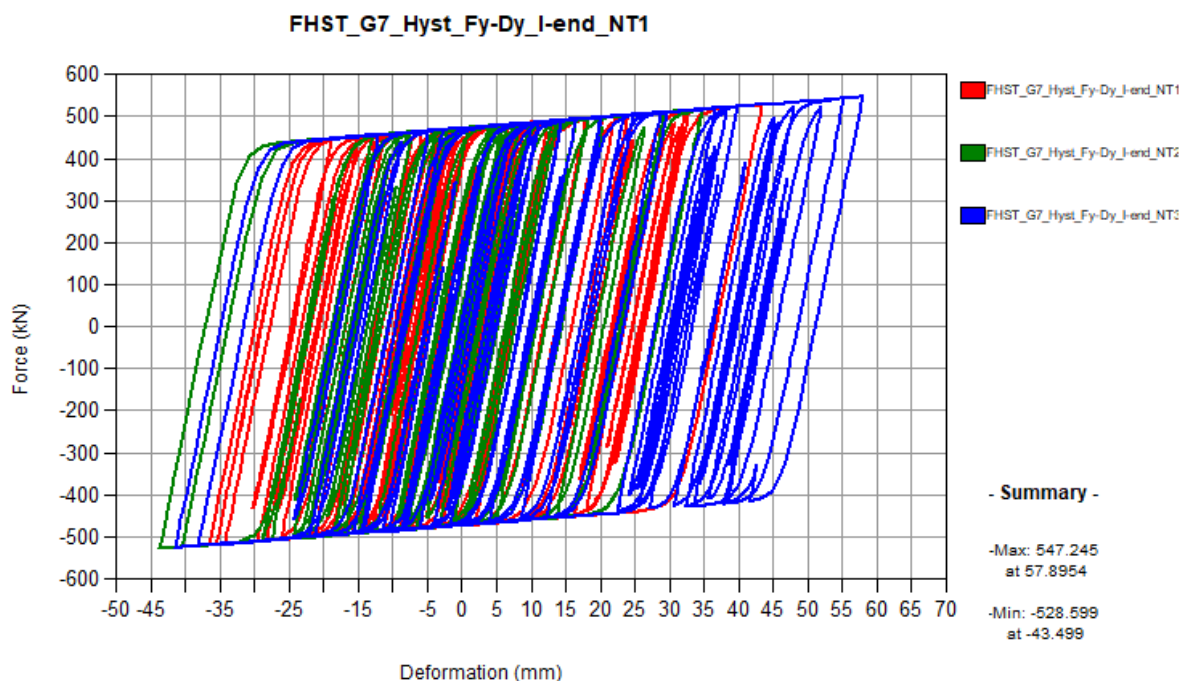


Figura 35 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 57 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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.

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 58 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

9. VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S2)

Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle è quello descritto nel paragrafo 7.3. 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

Si riportano di seguito le tabelle degli scarichi di impalcato testa muro frontale:

Tabella 17– 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)	7523	0	3329	4	85
ULS_A1_Gr1(min)	3262	0	498	4	87
ULS_A1_Gr2a(max)	6084	0	2330	575	85
ULS_A1_Gr2a(min)	3341	0	428	580	87
ULS_A1_Gr2b(max)	6135	0	2330	2	85
ULS_A1_Gr2b(min)	3391	0	428	2	87
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2847	0	0	1932	161
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	2830	0	1	584	538
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	3087	0	0	601	161
SLS_RA_Gr1(max)	5573	0	2450	3	56
SLS_RA_Gr1(min)	2417	0	353	3	58
SLS_RA_Gr2a(max)	4507	0	1710	426	57
SLS_RA_Gr2a(min)	2475	0	301	429	58
SLS_RA_Gr2b(max)	4544	0	1710	2	57
SLS_RA_Gr2b(min)	2512	0	301	2	58
SLS_FR_Gr1(max)	4544	0	1565	2	1
SLS_FR_Gr1(min)	2512	0	156	2	1
SLS_FR_Gr2a(max)	4507	0	1565	426	1
SLS_FR_Gr2a(min)	2475	0	156	429	1
SLS_FR_Gr2b(max)	4544	0	1565	2	1
SLS_FR_Gr2b(min)	2512	0	156	2	1
SLS_QP	2723	0	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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V5600	REL	02	B	59 di 95

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 18 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	7.70 m
Spessore Muro Frontale	2.50 m
Lunghezza Muro Frontale	13.0 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	2.30 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	6326 kN
Peso Muro Paraghiaia	793 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 K_0	0.384
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238
Altezza del rilevato	10.2 m
Spinta a riposo	4341 kN
Spinta attiva	2687 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}	0.299
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.299
K_v (cls spalla)=	0.150
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.299
K_v (terreno)=	0.150
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ (M-O)	0.500
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2961 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1893 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	237 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	946 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	119 kN

Si ottengono 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 60 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 19 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	17134	27977	3984	7014	85
ULS_A1_Gr1(min)	12873	25207	1168	7014	87
ULS_A1_Gr2a(max)	15695	29973	2985	7297	85
ULS_A1_Gr2a(min)	12952	28229	1098	7302	87
ULS_A1_Gr2b(max)	15746	25594	2985	6724	85
ULS_A1_Gr2b(min)	13002	23810	1098	6724	87
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	9967	50546	4058	9709	800
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	9949	21470	13526	4798	2667
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	10206	21781	4058	4815	800
SLS_RA_Gr1(max)	12692	20724	2881	5195	56
SLS_RA_Gr1(min)	9536	18673	800	5195	58
SLS_RA_Gr2a(max)	11626	22203	2149	5405	57
SLS_RA_Gr2a(min)	9594	20905	748	5408	58
SLS_RA_Gr2b(max)	11663	18962	2149	4981	57
SLS_RA_Gr2b(min)	9631	17641	748	4981	58
SLS_FR_Gr1(max)	11663	18962	1573	4981	1
SLS_FR_Gr1(min)	9631	17641	164	4981	1
SLS_FR_Gr2a(max)	11626	22203	1573	5405	1
SLS_FR_Gr2a(min)	9594	20905	164	5408	1
SLS_FR_Gr2b(max)	11663	18962	1573	4981	1
SLS_FR_Gr2b(min)	9631	17641	164	4981	1
SLS_QP	9842	14507	0	4341	0

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 20 – 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 21 – 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)	1234	1647	443	3.1	3.4
Min N	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	703	1274	310	4.0	4.9
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	704	3078	644	1.7	2.4
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	704	3078	644	1.7	2.4

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 61 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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	976	1594	400	-2.4	51.0	0.0
	SLS_RA_Gr1(min) - Min N	734	1436	400	-2.2	53.8	0.0
	SLS_RA_Gr2a(max) - Max ML	894	1708	416	-2.6	62.7	0.0
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	897	1459	383	-2.2	46.5	0.0
	SLS_FR_Gr2a(min) - Min N	738	1608	416	-2.4	64.9	0.0
	SLS_FR_Gr2a(max) - Max ML	894	1708	416	-2.6	62.7	0.0
QP	SLS_QP	757	1116	334	-1.7	32.0	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.



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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 62 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 22 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	46	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	2.3	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	2.10	m
Peso Mensola Paraghiaia	15	kN
Peso Mensola Paraghiaia	1.154	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)	660.0	kN
Distanza isolatore da Testa muro frontale	1.00	m
Larghezza di diffusione Carico isolatore	2.00	m
Spinta a riposo	41.7	kN/m
Spinta attiva	23.7	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.50	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	16.4	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	14.1	kN/m

Tabella 23 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.8	1φ20/10	1φ20/10	1φ12/20x40

Tabella 24 – Verifiche del muro paraghiaia

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	62	57	56	15	8.2
SLV	46	388	384	2.5	1.2

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ _c	σ _s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	46	42	42	-0.5	13	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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 63 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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 25 – 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	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	0	141.0	113	-6.18	159	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	1.90	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 26 – 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	3.70 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	2.53 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	10.23 m
Spessore medio Muri Laterali	1.07 m
Lunghezza Massima muri laterali	7.00 m
Peso Muro laterale (singolo)	1919 kN
Peso totale Muri laterali	3838 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	496.7 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	457.4
Spinta attiva	298.1 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 64 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Incr. spinta attiva in condizione sismiche

285.1 kN/m

Inerzia del Muro laterale /m

82 kN/m

Tabella 27 – 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	Ø12/40x40
Laterale	1.0	1.0	1φ22/10	1φ20/20	Ø12/40x40
Laterale	1.0	0.5	1φ20/10	1φ20/20	Ø12/40x40

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	370	2516	671	1.58	1.34
	SLV	274	2951	665	1.32	1.35
4.00	SLU	168	668	279	2.07	3.21
	SLV	124	710	259	1.92	3.46
7.70	SLU	43	71	65	7.10	13.80
	SLV	32	61	53	8.00	16.99

VERIFICHE DI ESERCIZIO

Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	σ _c	σ _s	W _k
		KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
0.00	SLE_RARA	274	1864	457	-6	187	0.12
4.00	SLE_RARA	124	495	174	-4	138	0.08
7.70	SLE_RARA	32	53	38	-1.5	38	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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 65 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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 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 28 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.5 m
Peso Muro Frontale	6326 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	2.25 m
Ecc.Appoggi Plinto	2.90 m
Peso Muro Paraghiaia	793 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-0.30 kN
Peso Terreno Interno	14192 kN
Peso Accidentali	1151 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	12.4 m
Spinta a riposo rilevato	7682 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1239 kN
Spinta attiva rilevato	5522 kN
Incremento spinta sismica	5239 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1148 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	574 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2765 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1382 kN
Inerzia rilevato interno(H)	4246 kN
Inerzia rilevato interno (V)	2123 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 66 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 29 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO							
Combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	M _{L,ΔM} [kNm]	M _{T,ΔM} [kNm]
ULS_A1_Gr1(max)	-55502	12048	85	33139	4171	78922	4494
ULS_A1_Gr1(min)	-51241	12048	87	20782	1359	66565	1690
ULS_A1_Gr2a(max)	-53675	12201	85	32026	3172	78390	3495
ULS_A1_Gr2a(min)	-50932	12206	87	24121	1289	70503	1620
ULS_A1_Gr2b(max)	-53726	11628	85	26501	3172	70687	3495
ULS_A1_Gr2b(min)	-50982	11628	87	18544	1289	62730	1620
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-38780	22982	3248	110327	18545	197660	30888
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-38763	10765	10827	33102	61817	74009	102958
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	-42621	10781	3248	34028	18545	74997	30888
SLS_RA_Gr1(max)	-41113	8925	56	24549	3004	58462	3217
SLS_RA_Gr1(min)	-37957	8925	58	15397	927	49310	1148
SLS_RA_Gr2a(max)	-39760	9038	57	23725	2274	58068	2491
SLS_RA_Gr2a(min)	-37728	9041	58	17862	875	52217	1096
SLS_RA_Gr2b(max)	-39797	8614	57	19634	2274	52367	2491
SLS_RA_Gr2b(min)	-37765	8614	58	13742	875	46474	1096
SLS_FR_Gr1(max)	-39797	8614	1	19634	1575	52367	1579
SLS_FR_Gr1(min)	-37765	8614	1	13742	166	46474	170
SLS_FR_Gr2a(max)	-39760	9038	1	23725	1575	58068	1579
SLS_FR_Gr2a(min)	-37728	9041	1	17862	166	52217	170
SLS_FR_Gr2b(max)	-39797	8614	1	19634	1575	52367	1579
SLS_FR_Gr2b(min)	-37765	8614	1	13742	166	46474	170
SLS_QP	-37113	7682	0	8572	0	37765	0

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.

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 30 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

	Pali								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
z	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50
y	5.50	5.50	5.50	0.00	0.00	0.00	-5.50	-5.50	-5.50
z ²	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25
y ²	30.25	30.25	30.25	0.00	0.00	0.00	30.25	30.25	30.25
W _y	33.00	33.00	33.00	0.00	0.00	0.00	-33.00	-33.00	-33.00
W _z	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N _{prog.} 02	Rev. B	Pag. di Pag. 67 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	--------------------------	-----------	--------------------------

Tabella 31 – 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	-7521	3	-4813	1339	5087
ULS_A1_Gr1(min)	7	-6504	3	-4883	1339	5087
ULS_A1_Gr2a(max)	7	-7246	3	-4682	1356	5152
ULS_A1_Gr2a(min)	7	-6592	3	-4727	1356	5154
ULS_A1_Gr2b(max)	7	-7047	3	-4892	1292	4910
ULS_A1_Gr2b(min)	7	-6391	3	-4939	1292	4910
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	7	-8957	3	339	2579	9800
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	7	-7406	3	-1208	1696	6446
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	7	-6558	3	-2913	1251	4754
SLS_RA_Gr1(max)	7	-5568	3	-3568	992	3768
SLS_RA_Gr1(min)	7	-4816	3	-3619	992	3768
SLS_RA_Gr2a(max)	7	-5365	3	-3470	1004	3816
SLS_RA_Gr2a(min)	7	-4880	3	-3504	1005	3817
SLS_RA_Gr2b(max)	7	-5218	3	-3626	957	3637
SLS_RA_Gr2b(min)	7	-4732	3	-3661	957	3637
SLS_FR_Gr1(max)	7	-5197	3	-3647	957	3637
SLS_FR_Gr1(min)	7	-4710	3	-3682	957	3637
SLS_FR_Gr2a(max)	7	-5344	3	-3491	1004	3816
SLS_FR_Gr2a(min)	7	-4859	3	-3525	1005	3817
SLS_FR_Gr2b(max)	7	-5197	3	-3647	957	3637
SLS_FR_Gr2b(min)	7	-4710	3	-3682	957	3637
SLS_QP	1	-4441	3	-3806	854	3244

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).

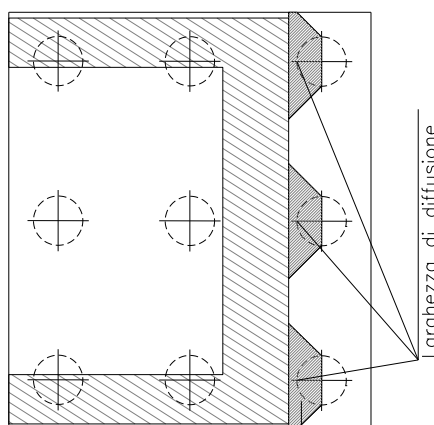


Figura 36 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 68 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 32 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Nmax (palo)	8957 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	0.05 m
Altezza utile della sezione	2.11 m
Altezza della biella compressa	0.4 m
Sforzo di Trazione	5304 kN
Sforzo di compressione	10410 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	8.2 Mpa
Tensione nell'acciaio	222.0 Mpa

Per quanto concerne la verifica della parte di plinto racchiusa dal muro frontale e dai muri laterali, si rimanda a quanto riportato per la spalla S1 soggetta a sollecitazioni più elevate.

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 28 m**.

Le armature longitudinali consistono in una gabbia costituita da un primo strato di 20+20 ϕ 30 ed un secondo strato di 20+20 ϕ 30 longitudinali e da una spirale ϕ 14/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

Tabella 33 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ 1500	1.5	20+20 ϕ 30 – 20+20 ϕ 30	Spirale ϕ 14/10

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 69 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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	-8957	9800	2579	1.33	1.3
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	339	9800	2579	1.14	1.3
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	339	9800	2579	1.14	1.3

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-5568	3768	992	-9.7	91.2	0.07
	SLS_RA_Gr2a(max)	-3470	3816	1004	-9.4	125.7	0.12
FREQ	SLS_FR_Gr2a(max)	-5344	3816	1004	-9.8	96.6	0.06
	SLS_FR_Gr2a(max)	-3491	3816	1004	-9.4	125.3	0.11
QP	SLS_QP	-4441	3244	854	-8.3	83.6	0.07
	SLS_QP	-3806	3244	854	-8.1	93.2	0.05

9.5.1 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 S.PIETRO - SPALLE (N>0 COMPRESIONE)													PORTANZA VERTICALE SPALLE - COMB. A1-M1-R3					
SPALLA	L _{imp} [m]	H _{muro front} [m]	D _{pali} [m]	n°pali [-]	L _{pali} [m]	N _{max,SLU} [kN]	N _{max,SLV} [kN]	N _{max,SLE} [kN]	N _{min,SLU} [kN]	N _{min,SLV} [kN]	V _{max} [kN]	M _{max} [kN]	Qd,c [kN]	FS [-]	QLL [kN]	FS [-]	Qd,t [kN]	FS [-]
FISSA	25.00	7.70	1.50	9	28	7521	8957	5568	4682	-339	2579	9800	9359	1.04	11299	2.03	6047	17.8
MOBILE	25.00	7.50	1.50	9	26	7539	8156	5582	5534	819	2400	10079	8559	1.05	9697	1.74	5242	-

10. VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S1)

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

Si riportano di seguito le tabelle degli scarichi di impalcato testa muro frontale:

Tabella 34– Scarichi dall'impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrav kNm	Tlong KN	Ttrav KN
ULS_A1_Gr1(max)	7523	0	3327	0	84
ULS_A1_Gr1(min)	3263	0	498	0	87
ULS_A1_Gr2a(max)	6185	0	2329	0	85
ULS_A1_Gr2a(min)	3441	0	428	0	87
ULS_A1_Gr2b(max)	6134	0	2329	0	85
ULS_A1_Gr2b(min)	3391	0	428	0	87
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2828	0	0	0	161
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	2824	0	1	0	538
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	3081	0	0	0	161
SLS_RA_Gr1(max)	5572	0	2449	0	56
SLS_RA_Gr1(min)	2417	0	353	0	58
SLS_RA_Gr2a(max)	4581	0	1709	0	57
SLS_RA_Gr2a(min)	2549	0	301	0	58
SLS_RA_Gr2b(max)	4544	0	1709	0	57
SLS_RA_Gr2b(min)	2512	0	301	0	58
SLS_FR_Gr1(max)	4544	0	1564	0	1
SLS_FR_Gr1(min)	4544	0	1564	0	0
SLS_FR_Gr2a(max)	4581	0	1564	0	1
SLS_FR_Gr2a(min)	4581	0	1564	0	0
SLS_FR_Gr2b(max)	4544	0	1564	0	1
SLS_FR_Gr2b(min)	4544	0	1564	0	0
SLS_QP	2723	0	0	0	0

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 71 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 35 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	7.50 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	2.30 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.50 m
Luce mensola muro paraghiaia	0.30 m
Spessore medio mensola muro paraghiaia	0.30 m
Peso Muro Frontale	6094 kN
Peso Muro Paraghiaia	403 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	10 m
Spinta a riposo	4171 kN
Spinta attiva	2582 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}	0.299
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.299
K_v (cls spalla)=	0.150
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.299
K_v (terreno)=	0.150
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'_a (M-O)	0.50
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2845 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1823 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	121 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	912 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	60 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 72 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 36 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	16294	28746	3957	6757	84
ULS_A1_Gr1(min)	12034	25977	1151	6757	87
ULS_A1_Gr2a(max)	14956	26469	2967	6475	85
ULS_A1_Gr2a(min)	12212	24685	1081	6475	87
ULS_A1_Gr2b(max)	14905	26435	2967	6475	85
ULS_A1_Gr2b(min)	12162	24652	1081	6475	87
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	9325	32144	3574	7370	744
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	9321	16669	11915	4018	2482
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	9578	16836	3574	4018	744
SLS_RA_Gr1(max)	12069	21293	2869	5005	56
SLS_RA_Gr1(min)	8914	19242	788	5005	58
SLS_RA_Gr2a(max)	11078	19606	2137	4797	57
SLS_RA_Gr2a(min)	9046	18285	736	4797	58
SLS_RA_Gr2b(max)	11041	19582	2137	4797	57
SLS_RA_Gr2b(min)	9009	18261	736	4797	58
SLS_FR_Gr1(max)	11041	19582	1572	4797	1
SLS_FR_Gr1(min)	11041	19582	1564	4797	0
SLS_FR_Gr2a(max)	11078	19606	1572	4797	1
SLS_FR_Gr2a(min)	11078	19606	1564	4797	0
SLS_FR_Gr2b(max)	11041	19582	1572	4797	1
SLS_FR_Gr2b(min)	11041	19582	1564	4797	0
SLS_QP	9220	15270	0	4171	0

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 37 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

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

Tabella 38 – 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)	1253	2211	520	2.6	2.9
Min N	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	717	1282	309	4.1	4.9
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	717	2473	567	2.1	2.7
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	717	2473	567	2.1	2.7

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 73 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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	928	1638	385	-2.7	71.3	0.0
	SLS_RA_Gr1(min) - Min N	686	1480	385	-2.4	76.1	0.0
	SLS_RA_Gr1(max) - Max ML	928	1638	385	-2.7	71.3	0.0
FREQ	SLS_FR_Gr2a(max) - Max N	852	1508	369	-2.5	65.9	0.0
	SLS_FR_Gr1(max) - Min N	849	1506	369	-2.5	65.9	0.0
	SLS_FR_Gr2a(max) - Max ML	852	1508	369	-2.5	65.9	0.0
QP	SLS_QP	709	1175	321	-1.9	48.0	0.0

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 39 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	29	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	2.3	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5	m
Luce mensola del muro paraghiaia	0.30	m
Spessore medio mensola del muro paraghiaia	0.30	m
Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro	2.15	m
Peso Mensola Paraghiaia	2.25	kN
Peso Mensola Paraghiaia	0.173	kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)	0.40	m
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384	
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	20.0	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0	
Larghezza di diffusione Carico isolatore	0.20	m
Spinta a riposo	41.7	kN/m
Spinta attiva	23.7	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.50	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	16.4	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	8.7	kN/m

Tabella 40 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.5	1 ϕ 16/10	1 ϕ 16/20	- Φ 12/20x40

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 74 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 41 – Verifiche del muro paraghiaia

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	39	57	56	10	4.9
SLV	29	51	49	11	5.6

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	29	42	42	-0.7	23	0

Per la verifica della mensola del muro paraghiaia in esame si può far riferimento a quanto già riportato per la spalla S2.

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

Tabella 42 – 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	3.50 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	2.52 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	10.02 m
Spessore medio Muri Laterali	1.07 m
Lunghezza Massima muri laterali	7.00 m
Peso Muro laterale (singolo)	1883 kN
Peso totale Muri laterali	3766 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	478.5 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	439.9
Spinta attiva	287.0 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.50
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	273.8 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	80 kN/m

Tabella 43 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	1.5	1 ϕ 30/10	1 ϕ 26/20	Φ 12/40x40
Laterale	1.0	1.0	1 ϕ 22/10	1 ϕ 20/20	Φ 12/40x40
Laterale	1.0	0.5	1 ϕ 20/10	1 ϕ 20/20	Φ 12/40x40

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 75 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Per la verifica della mensola del muro paraghiaia in esame si può far riferimento a quanto già riportato per la spalla S2.

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 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 44 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.5 m
Peso Muro Frontale	6094 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	2.25 m
Ecc.Appoggi Plinto	2.90 m
Peso Muro Paraghiaia	403 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	1.25 kN
Peso Terreno Interno	16441 kN
Peso Accidentali	2062 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	12.2 m
Spinta a riposo rilevato	7437 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1219 kN
Spinta attiva rilevato	5357 kN
Incremento spinta sismica	5072 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1127 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	563 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2765 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1382 kN
Inerzia rilevato interno(H)	4919 kN
Inerzia rilevato interno (V)	2460 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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 76 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 45 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

(tali azioni sono comprensive dell'azione della frana in direzione trasversale al viadotto)

AZIONI FRANA	si						Frana
peso terreno frana =	19	kN/mc					γ_{SLU} 1.35
Spessore coltre frana =	3.0	m					γ_{SLV} 1.00
Direz. Frana =	Trasversale			L= 12	m		γ_{SLE} 0.00
coeff. di spinta =	riposo						
Spinta =	59.08	kN/m					
Taglio testa pali =	708.9485638	kN					

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO							
Combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	M _{L,ΔM} [kNm]	M _{T,ΔM} [kNm]
ULS_A1_Gr1(max)	-58831	11685	1201	23674	4142	68078	8704
ULS_A1_Gr1(min)	-54571	11685	1204	11320	1342	55724	5916
ULS_A1_Gr2a(max)	-56797	11274	1202	17284	3154	60124	7720
ULS_A1_Gr2a(min)	-54053	11274	1204	9326	1272	52167	5846
ULS_A1_Gr2b(max)	-56746	11274	1202	17136	3154	59976	7720
ULS_A1_Gr2b(min)	-54003	11274	1204	9181	1272	52022	5846
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-40385	21184	4215	83352	19184	163850	35200
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-40381	10105	12119	20573	63947	58973	110000
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	-44403	10105	4215	21319	19184	59719	35200
SLS_RA_Gr1(max)	-43578	8656	56	17534	2992	50426	3205
SLS_RA_Gr1(min)	-40423	8656	58	8385	916	41277	1136
SLS_RA_Gr2a(max)	-42071	8351	57	12801	2262	44535	2479
SLS_RA_Gr2a(min)	-40039	8351	58	6909	864	38642	1084
SLS_RA_Gr2b(max)	-42034	8351	57	12694	2262	44428	2479
SLS_RA_Gr2b(min)	-40002	8351	58	6801	864	38535	1084
SLS_FR_Gr1(max)	-42034	8351	1	12694	1574	44428	1578
SLS_FR_Gr1(min)	-42034	8351	0	12694	1564	44428	1564
SLS_FR_Gr2a(max)	-42071	8351	1	12801	1574	44535	1578
SLS_FR_Gr2a(min)	-42071	8351	0	12801	1564	44535	1564
SLS_FR_Gr2b(max)	-42034	8351	1	12694	1574	44428	1578
SLS_FR_Gr2b(min)	-42034	8351	0	12694	1564	44428	1564
SLS_QP	-38667	7437	0	1836	0	30095	0

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.

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 46 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V15600	REL	02	B	77 di 95

Pali									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
z	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50
y	5.50	5.50	5.50	0.00	0.00	0.00	-5.50	-5.50	-5.50
z ²	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25
y ²	30.25	30.25	30.25	0.00	0.00	0.00	30.25	30.25	30.25
W _y	33.00	33.00	33.00	0.00	0.00	0.00	-33.00	-33.00	-33.00
W _z	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00

Tabella 47 – 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	-7539	3	-5534	1304	4953
ULS_A1_Gr1(min)	7	-6523	3	-5604	1304	4953
ULS_A1_Gr2a(max)	7	-7046	3	-5575	1258	4780
ULS_A1_Gr2a(min)	7	-6390	3	-5622	1258	4780
ULS_A1_Gr2b(max)	7	-7035	3	-5575	1258	4780
ULS_A1_Gr2b(min)	7	-6379	3	-5622	1258	4780
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	7	-8156	3	-819	2397	9110
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	7	-7187	3	-1787	1743	6624
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	7	-6305	3	-3563	1212	4604
SLS_RA_Gr1(max)	7	-5582	3	-4102	962	3655
SLS_RA_Gr1(min)	7	-4830	3	-4153	962	3655
SLS_RA_Gr2a(max)	7	-5217	3	-4132	928	3526
SLS_RA_Gr2a(min)	7	-4731	3	-4167	928	3526
SLS_RA_Gr2b(max)	7	-5209	3	-4132	928	3526
SLS_RA_Gr2b(min)	7	-4723	3	-4167	928	3526
SLS_FR_Gr1(max)	7	-5188	3	-4153	928	3526
SLS_FR_Gr1(min)	7	-5188	3	-4153	928	3526
SLS_FR_Gr2a(max)	7	-5196	3	-4153	928	3526
SLS_FR_Gr2a(min)	7	-5196	3	-4153	928	3526
SLS_FR_Gr2b(max)	7	-5188	3	-4153	928	3526
SLS_FR_Gr2b(min)	7	-5188	3	-4153	928	3526
SLS_QP	1	-4364	3	-4228	826	3140

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).

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 78 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 48 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Nmax (palo)	8156	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	0.05	m
Altezza utile della sezione	2.11	m
Altezza della biella compressa	0.4	m
Sforzo di Trazione	4829	kN
Sforzo di compressione	9478	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	7.5	Mpa
Tensione nell'acciaio	202.1	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

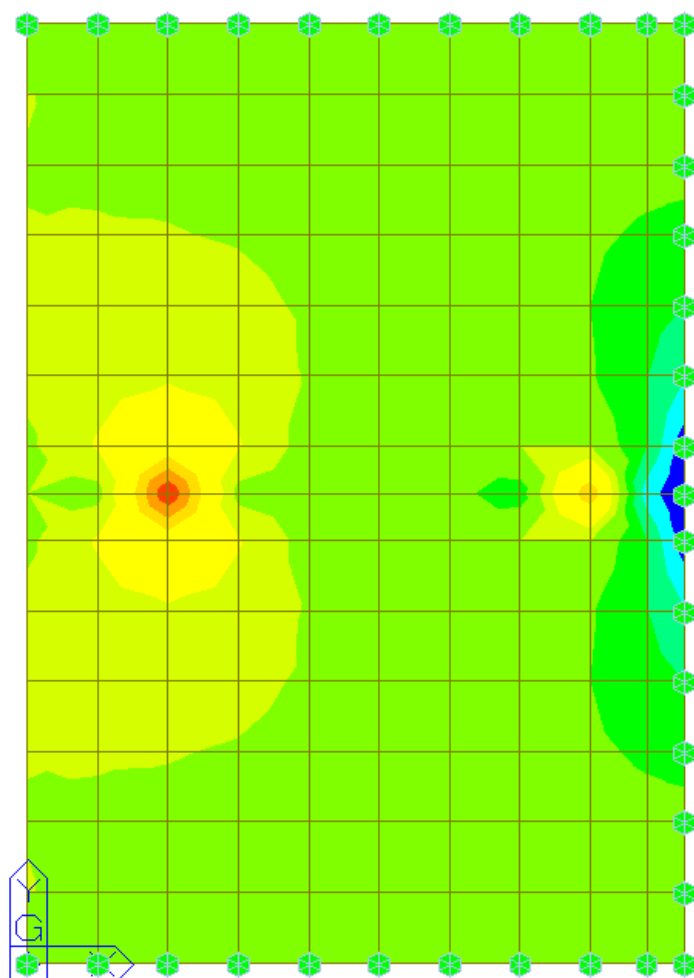
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO S. PIETRO

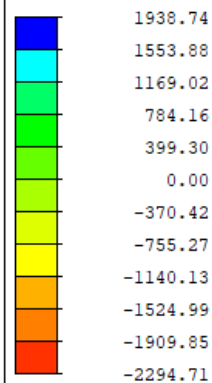
Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 79 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE

MOMENT-Mxx



CB: COMB 2
AVG NODAL ACTIVE O-

MAX : 34
MIN : 75

FILE: TIPO 1
UNIT: kN*m/m
DATE: 09/11/2020

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: 0.000

Z: 1.000



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

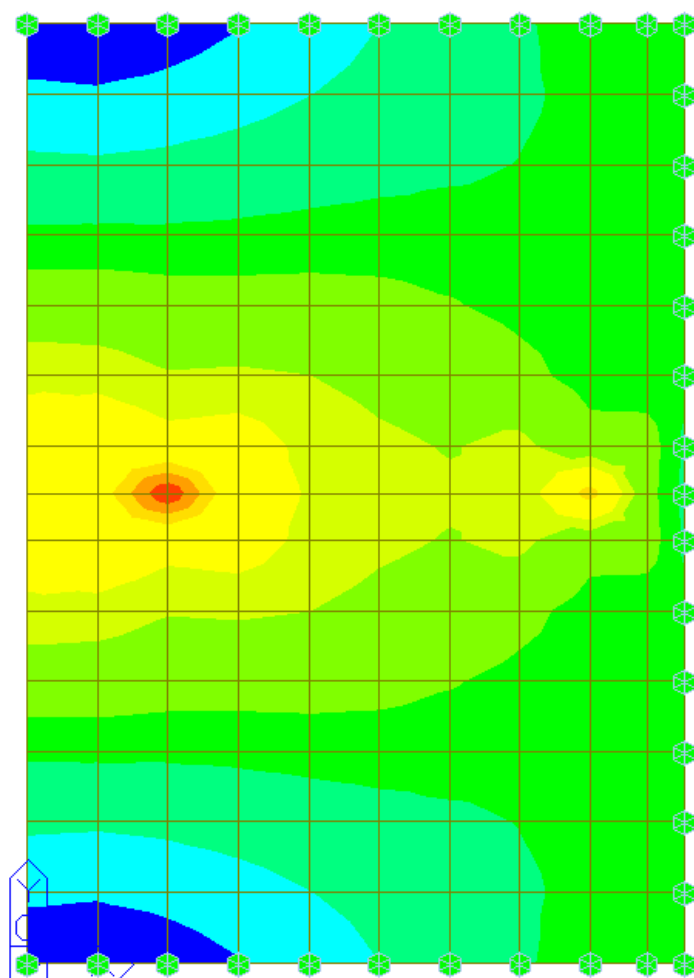
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

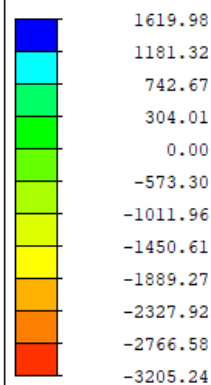
Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 80 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

PLATE FORCE

MOMENT-Myy



CB: COMB 2
AVG NODAL ACTIVE O-

MAX : 14
MIN : 75

FILE: TIPO 1
UNIT: kN*m/m
DATE: 09/11/2020

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: 0.000

Z: 1.000



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 26 m**.

Le armature longitudinali consistono in una gabbia costituita da un primo strato di 20+20 ϕ 30 ed un secondo strato di 20+20 ϕ 30 longitudinali e da una spirale ϕ 14/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

Tabella 49 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ 1500	1.5	20+20 ϕ 30 – 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	-8156	9110	2397	1.5	7.6
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-819	9110	2397	1.3	1.4
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-819	9110	2397	1.3	1.4

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-5582	3655	962	-9.4	85.9	0.06
	SLS_RA_Gr1(max)	-4102	3655	962	-9.1	107.9	0.09
FREQ	SLS_FR_Gr2a(max)	-5196	3526	928	-9.1	85.5	0.06
	SLS_FR_Gr1(max)	-4153	3526	928	-8.9	101.0	0.08
QP	SLS_QP	-4364	3140	826	-8.0	80.0	0.04
	SLS_QP	-4228	3140	826	-8.0	82.0	0.05

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N _i prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 82 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------------------	-----------	--------------------------

10.5.1 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 S.PIETRO - SPALLE (N>0 COMPRESSIONE)													PORTANZA VERTICALE SPALLE - COMB. A1-M1-R3					
SPALLA	L _{imp} [m]	H _{muro front.} [m]	D _{pali} [m]	n°pali [-]	L _{pali} [m]	N _{max,SLU} [kN]	N _{max,SLV} [kN]	N _{max,SLE} [kN]	N _{min,SLU} [kN]	N _{min,SLV} [kN]	V _{max} [kN]	M _{max} [kN]	Qd,c [kN]	FS [-]	QLL [kN]	FS [-]	Qd,t [kN]	FS [-]
FISSA	25.00	7.70	1.50	9	28	7521	8957	5568	4682	-339	2579	9800	9359	1.04	11299	2.03	6047	17.8
MOBILE	25.00	7.50	1.50	9	26	7539	8156	5582	5534	819	2400	10079	8559	1.05	9697	1.74	5242	-

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 83 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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.

Essendo l'impalcato vincolato allo stesso modo su tutte le pile, si riportano le verifiche strutturali con riferimento alla pila maggiormente sollecitata, ovvero la pila P2:

- P3, H=12.8 m (i risultati sono validi anche per la pila P1 e P2, H=11.8 e 12.8 m);

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, larghezza 12 m e lunghezza 7.5 m.

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		Arm taglio base	
	[m]	[m]	[m]	est	int	dir X (long)	dir y (trasv)
P1	25.00	11.80	25.00	ϕ 22/10 cm	ϕ 20/20 cm	4 ϕ 14/10cm	6 ϕ 14/10cm
P2	25.00	12.80	25.00	ϕ 22/10 cm	ϕ 20/20 cm	4 ϕ 14/10cm	6 ϕ 14/10cm
P3	25.00	12.80	25.00	ϕ 22/10 cm	ϕ 20/20 cm	4 ϕ 14/10cm	6 ϕ 14/10cm

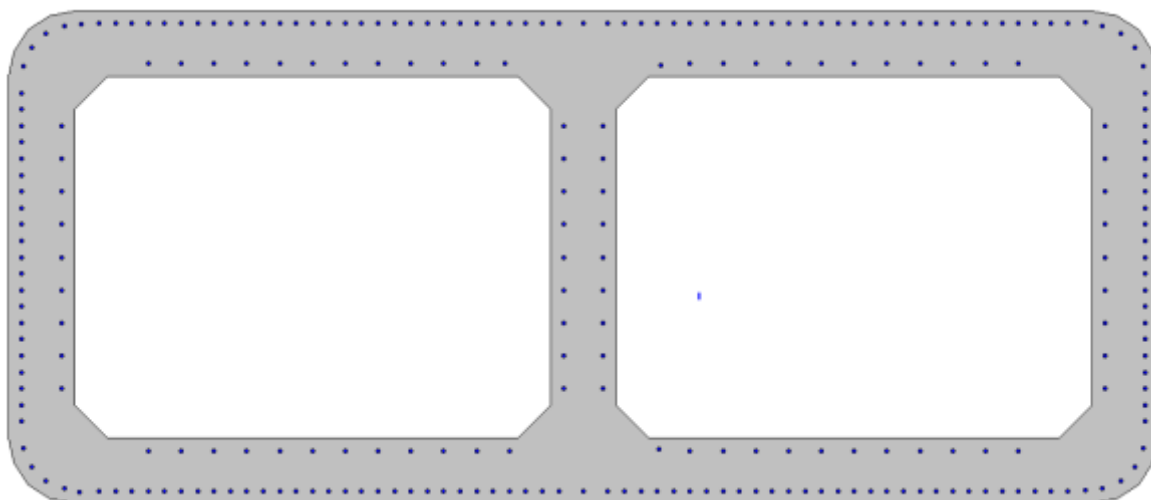


Figura 37 – Sezione trasversale pile

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 84 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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 50 - 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)	20235.4	0.0	8804.4	7.4	0.0	168.0	-	>100
ULS_A1_Gr1(min)	11715.4	0.0	3223.2	12.7	0.0	174.0	-	>100
ULS_A1_Gr2a(max)	17559.4	0.0	6834.0	8.5	0.0	170.0	-	>100
ULS_A1_Gr2a(min)	12071.4	0.0	3083.2	12.4	0.0	174.0	-	>100
ULS_A1_Gr2b(max)	17457.4	0.0	6834.0	8.6	0.0	170.0	-	>100
ULS_A1_Gr2b(min)	11971.4	0.0	3083.2	12.5	0.0	174.0	-	>100
SLV-Ex+0,3Ey+0,3Ez	8716	20734.2	7211.8	2.9	2030.1	667.3	6.5	31.0
SLV-0,3Ex+Ey+0,3Ez	8716	6220.3	24039.3	5.2	609.0	2224.4	21.7	9.3
SLV-0,3Ex+0,3Ey+Ez	7863	6220.4	7211.8	9.2	609.0	667.3	21.7	31.0

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 85 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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 51 – Pila P3: Verifiche agli SLE (base pila)

VERIFICHE PILA SLE								
Combinazione	N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO				FESSUR,
				$\sigma_{c,min}$ [MPa]	F,S,	$ \sigma_s _{max}$ [MPa]	F,S,	w_k
								[MPa]
SLS_FR_Gr1(max)	12932.0	0.0	3153.6	-1.56	11.5	-16.7	21.5	0.00
SLS_FR_Gr1(min)	12932.0	0.0	3128.0	-1.56	11.5	-16.8	21.5	0.00
SLS_FR_Gr2a(max)	13006.0	0.0	3153.6	-1.57	11.5	-16.8	21.4	0.00
SLS_FR_Gr2a(min)	13006.0	0.0	3128.0	-1.57	11.5	-16.9	21.3	0.00
SLS_FR_Gr2b(max)	12932.0	0.0	3153.6	-1.56	11.5	-16.7	21.5	0.00
SLS_FR_Gr2b(min)	12932.0	0.0	3128.0	-1.56	11.5	-16.8	21.5	0.00
SLS_QP	9290.0	0.0	0.0	-0.96	18.8	-14.4	25.0	0.00
SLS_RA_Gr1(max)	14988.0	0.0	6331.6	-2.01	9.0	-16.6	21.7	-
SLS_RA_Gr1(min)	8678.0	0.0	2190.8	-1.05	12.9	-11.2	32.3	-
SLS_RA_Gr2a(max)	13006.0	0.0	4877.2	-1.7	7.9	-15.0	24.0	-
SLS_RA_Gr2a(min)	8942.0	0.0	2086.8	-1.07	12.6	-11.7	30.8	-
SLS_RA_Gr2b(max)	12932.0	0.0	4877.2	-1.69	8.0	-14.9	24.1	-
SLS_RA_Gr2b(min)	8868.0	0.0	2086.8	-1.07	12.6	-11.6	31.2	-

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

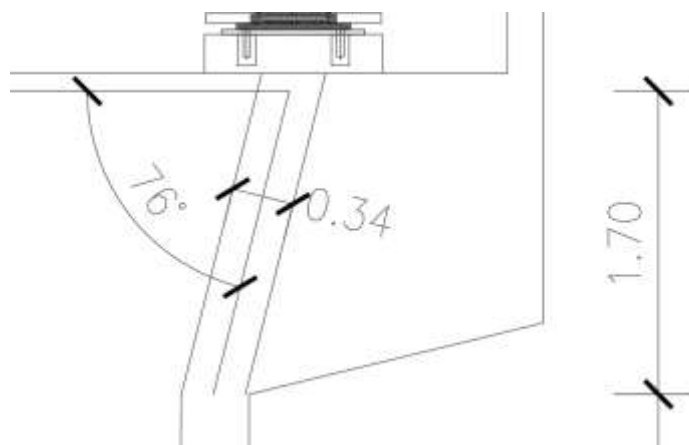
OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 86 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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 2965 kN circa cautelativamente si assume 3000 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 $b = 1.0$ m, il tirante è costituito da $2\phi 22/15$, per cui le tensioni massime nei tiranti e nei puntone sono pari a:

N =	3000	kN	Scarico massimo appoggi
d =	1.70	m	
$\theta =$	76	°	
b =	1	m	Larghezza di diffusione
C =	$N/\sin \theta$	3092	kN Compressione Biella
T =	$C \cdot \cos \theta$	748	kN

$A_s =$	5068.4	mmq	Armatura superiore fascia	$2\phi 22/15$
$\sigma_c =$	$C/(0.2d \cdot b)$	3.64	MPa Tensione di compressione biella	< f_{cd}
$\sigma_s =$	T/A_s	147.6	MPa Tensione massima trazione armatura	< f_{yd}

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 87 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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 52 – Pile: Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

	Pali					
	1	2	3	4	5	6
z	2.25	2.25	2.25	-2.25	-2.25	-2.25
y	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50
z²	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
y²	20.3	0.0	20.3	20.3	0.0	20.3
W_y	-18.0	0.0	18.0	-18.0	0.0	18.0
W_z	13.5	13.5	13.5	-13.5	-13.5	-13.5

Tabella 53 – Pila P2: Sollecitazioni a base plinto e sforzi massimi e minimi nei pali (tali azioni sono comprensive dell'azione della frana in direzione trasversale al viadotto)

AZIONI FRANA		Frana	
peso terreno frana =	19	kN/mc	γ_{SLU} 1.35
Spessore coltre frana =	3.0	m	γ_{SLV} 1.00
Direz. Frana =	Trasversale	L= 7.5 m	γ_{SLE} 0.00
coeff. di spinta =	riposo		
Spinta =	59.08	kN/m	
Taglio testa pali =	443.0929	kN	

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO							
Combo	N [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _{L,ΔM} [kNm]	M _{T,ΔM} [kNm]
ULS_A1_Gr1(max)	27829.15	0	9224.4	0	766.1754	0	12136
ULS_A1_Gr1(min)	19309.15	0	3658.2	0	772.1754	0	6592
ULS_A1_Gr2a(max)	25153.15	0	7259	0	768.1754	0	10178
ULS_A1_Gr2a(min)	19665.15	0	3518.2	0	772.1754	0	6452
ULS_A1_Gr2b(max)	25051.15	0	7259	0	768.1754	0	10178
ULS_A1_Gr2b(min)	19565.15	0	3518.2	0	772.1754	0	6452
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	15308	27928	9518	3723	1618	42076	15668
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	15308	8379	31726	1117	4361	12624	48298
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	16712	8382	9518	1117	1618	12627	15668
SLS_FR_Gr1(max)	18557	0	3159	0	2	0	3166
SLS_FR_Gr1(min)	18557	0	3128	0	0	0	3128
SLS_FR_Gr2a(max)	18631	0	3159	0	2	0	3166
SLS_FR_Gr2a(min)	18631	0	3128	0	0	0	3128
SLS_FR_Gr2b(max)	18557	0	3159	0	2	0	3166
SLS_FR_Gr2b(min)	18557	0	3128	0	0	0	3128

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

	Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 88 di 95
SLS_QP	14915	0	0	0	0		0	0	
SLS_RA_Gr1(max)	20613	0	6612	0	112		0	7037	
SLS_RA_Gr1(min)	14303	0	2481	0	116		0	2922	
SLS_RA_Gr2a(max)	18631	0	5162	0	114		0	5595	
SLS_RA_Gr2a(min)	14567	0	2377	0	116		0	2818	
SLS_RA_Gr2b(max)	18557	0	5162	0	114		0	5595	
SLS_RA_Gr2b(min)	14493	0	2377	0	116		0	2818	

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 89 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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	3964	3	5312	128	485
ULS_A1_Gr1(min)	1	2852	3	3584	129	489
ULS_A1_Gr2a(max)	1	3627	3	4758	128	487
ULS_A1_Gr2a(min)	1	2919	3	3636	129	489
ULS_A1_Gr2b(max)	1	3610	3	4741	128	487
ULS_A1_Gr2b(min)	1	2902	3	3619	129	489
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4	-1436	3	6538	677	2571
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4	-1067	3	6170	750	2851
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	4	980	3	4591	328	1246
SLS_FR_Gr1(max)	1	2917	3	3269	0	1
SLS_FR_Gr1(min)	1	2919	3	3267	0	0
SLS_FR_Gr2a(max)	1	2929	3	3281	0	1
SLS_FR_Gr2a(min)	1	2931	3	3279	0	0
SLS_FR_Gr2b(max)	1	2917	3	3269	0	1
SLS_FR_Gr2b(min)	1	2919	3	3267	0	0
SLS_QP	1	2486	1	2486	0	0
SLS_RA_Gr1(max)	1	3045	3	3826	19	71
SLS_RA_Gr1(min)	1	2222	3	2546	19	73
SLS_RA_Gr2a(max)	1	2794	3	3416	19	72
SLS_RA_Gr2a(min)	1	2271	3	2584	19	73
SLS_RA_Gr2b(max)	1	2782	3	3404	19	72
SLS_RA_Gr2b(min)	1	2259	3	2572	19	73

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N _{prog.} 02	Rev. B	Pag. di Pag. 90 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	--------------------------	-----------	--------------------------

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 S.PIETRO - PILE (N>0 COMPRESSIONE)														PORTANZA VERTICALE - COMB. A1-M1-R3					
PILA	H _{pila}	L _{imp,ss}	L _{imp,dx}	D _{pali}	n°pali	L _{pali}	N _{max,SLU}	N _{max,SLV}	N _{max,SLE}	N _{min,SLU}	N _{min,SLV}	V _{max}	M _{max}	Qd,c	FS	QLL	FS	Qd,t	FS
	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]
P1	11.80	25.00	25.00	1.50	6	23	5273	6351	3788	1944	-1319	736	3090	6899	1.09	7293	1.93	4034	3.1
P2	12.80	25.00	25.00	1.50	6	23	5312	6538	3826	2004	-1436	750	2851	6899	1.06	7293	1.91	4034	2.8
P3	12.80	25.00	25.00	1.50	6	23	5329	6685	3829	1991	-1582	750	3151	6899	1.03	7293	1.90	4034	2.5

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+20φ26 longitudinali e da una spirale φ12/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

PALO - Verifiche allo SLU/SLV						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-1436	2571	677	1.42	3.53
Min N	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	6538	2571	677	2.7	3.53
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	6169	2851	750	2.4	3.19

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ _c	σ _s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(min)	2222	73	19	-1.2	-13.7	-
	SLS_RA_Gr1(max)	3826	71	19	-2.0	-25.4	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	2917	1	0	-1.4	-21.0	-
	SLS_FR_Gr2a(max)	3281	1	0	-1.6	-23.7	-
QP	SLS_QP	2486	0	0	-1.2	-18.0	-
	SLS_QP	2486	0	0	-1.2	-18.0	-

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 91 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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, ovvero quello relativo alla pila 3.

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Nmax (palo)	6685	kN
Dist. Asse palo (spigolo) -fusto	2.00	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	7285	kN
Sforzo di compressione	9887	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
Diametro armatura secondo strato	0	mm
Passo armatura secondo strato	15	cm
Area complessiva delle armature	21237	mm ²
Tensione nel calcestruzzo	7.2	Mpa
Tensione nell'acciaio	343.0	Mpa

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

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 i dispositivi sulle pile; con la sigla "L" si indicano, invece, gli isolatori sismici in direzione longitudinale, posizionati sulla spalla fissa.

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 92 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

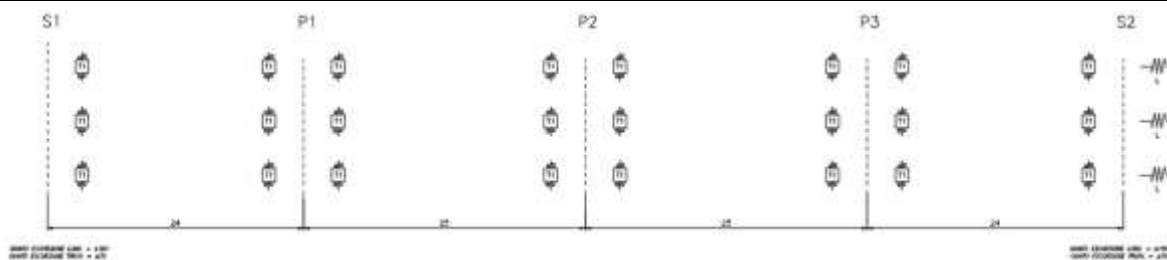


Figura 38 – Schema di appoggi e isolatori

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 rigidezza 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 ($F1, d1$) e in corrispondenza dei valori massimi previsti in presenza di azione sismica ($F2, d2$).

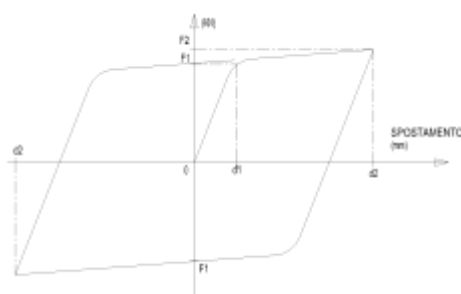


Figura 39 – Legame forza-spostamento per isolatori

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

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

Tabella 54 – Caratteristiche tecniche appoggi isolatori longitudinali e trasversali

CARATTERISTICHE TECNICHE APPOGGI-ISOLATORI LONGITUDINALI E TRASVERSALI											
SIGLA	CARICO VERTICALE [kN]	ESCURSIONI		F1		F2		D1		D2	
		LONG. [mm]	TRASV. [mm]	LONG. [kN]	TRASV. [kN]	LONG. [kN]	TRASV. [kN]	LONG. [mm]	TRASV. [mm]	LONG. [mm]	TRASV. [mm]
L	-	-	-	570	-	660	-	±15	-	±135	-
T1	3000	±150/300	± 70	-	160	-	190	-	± 6	-	± 60
T2	3000	±150/300	± 70	-	160	-	190	-	± 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.

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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 93 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

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 ± 70 mm.

Direzione longitudinale

Sono stati valutati i seguenti spostamenti:

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

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 126 mm con analisi dinamica non lineare. Pertanto si adotta il valore:

- $d_2 = \pm 135$ mm

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

- $d_g = 0.025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g = 0.025 \cdot 1.36 \cdot 0.51 \cdot 2.71 \cdot 0.277 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = 128$ mm
- $d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot 100 \cdot 10^3 = 20$ mm

Pertanto lo spostamento massimo in corrispondenza della spalla mobile vale circa ± 283 mm.

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

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

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	3000	0	200

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	$f_{ctk} = 1,2 * f_{ctm} =$	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		990	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	$F_{sdu} = (H_L^2 + H_T^2)^{1/2} =$	200	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	
$\tau_{rd} = \beta f_{ctd} + \mu (p f_{yd} + \sigma_{cd}) < 0.25 f_{cd}$	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 $p =$	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	$\tau_{sd} =$	0.20	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 S. PIETRO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V5600	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 95 di 95
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

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

Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$	3000	KN
area caricata $A_{c0}=$		693000	mm ²
massima area di diffusione $A_{c1}=$		1000000	mm ²
Resistenza ultima $F_{rd0}=A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot (A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=$		16427.33	KN
$F_{rd0} < 3 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} =$	41025.6 kN	OK	

Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale

Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$	3000	KN
Area necessaria $A_s=0.25 \cdot F_{sdu} \cdot (1 - (\min(a/a' - b/b'))) / f_{yd}=$		6	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	