


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

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

PROGETTO ESECUTIVO

CONTRAENTE GENERALE: 	<i>Il responsabile del Contraente Generale:</i> Ing. Federico Montanari	<i>Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:</i> Ing. Salvatore Lieto
--	--	---

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese
Mandataria:

			
--	---	--	---

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER L'ATI Ing. Antonio Grimaldi GEOLOGO Dott. Geol. Fabrizio Pontoni COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Michele Curiale			
--	---	--	---

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Iginio Farotti		
--	--	--

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE 3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud 4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI Viadotto Palente: Relazione di calcolo sottostrutture	SCALA: DATA: Settembre 2020
---	---

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	6	0	0	0	R	E	L	0	2	B
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

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

INDICE

1. GENERALITA'	4
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
1.2 UNITÀ DI MISURA.....	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1 RESISTENZE DI PROGETTO.....	8
3.1.1 Calcestruzzo C30/37.....	8
3.1.2 Calcestruzzo C32/40.....	8
3.1.3 Acciaio di armatura B450C.....	9
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE.....	10
4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	10
4.3 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI	11
5. ANALISI DEI CARICHI	15
5.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)	15
5.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)	15
5.2.1 Rinterro.....	15
5.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1).....	15
5.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)	16
5.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2).....	17
5.6 VARIAZIONE TERMICA (E3)	17
5.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1).....	20
5.7.1 Azioni da traffico per verifiche a fatica.....	21
5.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)	21
5.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q4).....	22
5.10 AZIONE DEL VENTO (Q5)	22
5.10.1 Calcolo della pressione del vento.....	22
5.10.2 Vento a ponte carico.....	23
5.10.3 Vento a ponte scarico.....	23
5.10.4 Vento in fase di montaggio	23
5.11 AZIONI SISMICHE (Q6)	24
5.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)	29
5.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)	29
6. COMBINAZIONI DI CARICO	30
6.1 GRUPPI DI CARICO.....	30
6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE	31
6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU	32
6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....	32
7. MODELLI DI CALCOLO	33
7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	33
7.2 MODELLO GLOBALE.....	34

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 3 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	-------------------------

7.3	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	36
7.3.1	Condizioni statiche.....	36
7.3.2	Condizioni sismiche	36
7.4	SCARICO IMPALCATO SUGLI APPOGGI.....	39
8.	METODI DI ANALISI E DI VERIFICA	40
8.1	ANALISI STATICA	40
8.2	ANALISI SISMICA.....	40
8.2.1.1	<i>Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"</i>	42
8.2.1.2	<i>Isolatori elastoplastici</i>	45
8.2.2	Analisi dinamica lineare (analisi modale).....	48
8.2.3	Analisi dinamica non lineare.....	48
8.2.4	Risultati dell'analisi in direzione longitudinale.....	50
8.2.5	Risultati dell'analisi in direzione trasversale.....	51
8.3	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	52
8.3.1	Verifiche allo SLU.....	52
8.3.2	Verifiche allo SLE.....	52
8.3.2.1	<i>Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio</i>	52
8.3.2.2	<i>Verifica di fessurazione</i>	52
9.	VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S1)	53
9.1	MURO FRONTALE.....	53
9.2	MURO PARAGHIAIA.....	56
9.3	MURI LATERALI.....	57
9.4	PLINTO DI FONDAZIONE.....	59
9.5	PALI DI FONDAZIONE.....	65
10.	VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S2).....	67
10.1	MURO FRONTALE.....	67
10.2	MURO PARAGHIAIA.....	70
10.3	MURI LATERALI.....	72
10.4	PLINTO DI FONDAZIONE.....	73
10.5	PALI DI FONDAZIONE.....	76
11.	ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI	77

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 4 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	-------------------------

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 Vallone localizzato nel tratto compreso tra la pk +451.55 e 9+501.55.

Le capacità portanti delle fondazioni sono riportate nella relazione specifica.

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

L0703213E12VI6000REL01B (*Viadotto Palente - 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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	VI6000	REL	02	B	5 di 79

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte Palente, previsto tra le pk +451.55 e 9+501.55, è costituito da un'unica campata in acciaio-calcestruzzo di 50m.

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

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

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

Di seguitosi riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture.

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche spalla S1

SPALLA MOBILE S1

Altezza muro frontale: 8.5 m
 Spessore muro frontale: 2.0 m
 Altezza muro paraghiaia: 3.60 m
 Spessore muro paraghiaia: 0.50 m
 Spessore plinto di fondazione: 1.80 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 13.2 m
 Larghezza plinto di fondazione: 13.2 m
 Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m
 Pali: 16φ1200

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche spalla S2

SPALLA FISSA S2

Altezza muro frontale: 6.0 m
 Spessore muro frontale: 2.0 m
 Altezza muro paraghiaia: 3.60 m
 Spessore muro paraghiaia: 0.50 m
 Spessore plinto di fondazione: 1.80 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 13.2 m
 Larghezza plinto di fondazione: 13.2 m
 Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m
 Pali: 16φ1200

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L0703	213	E	12	V16000	REL	02	B	6 di 79

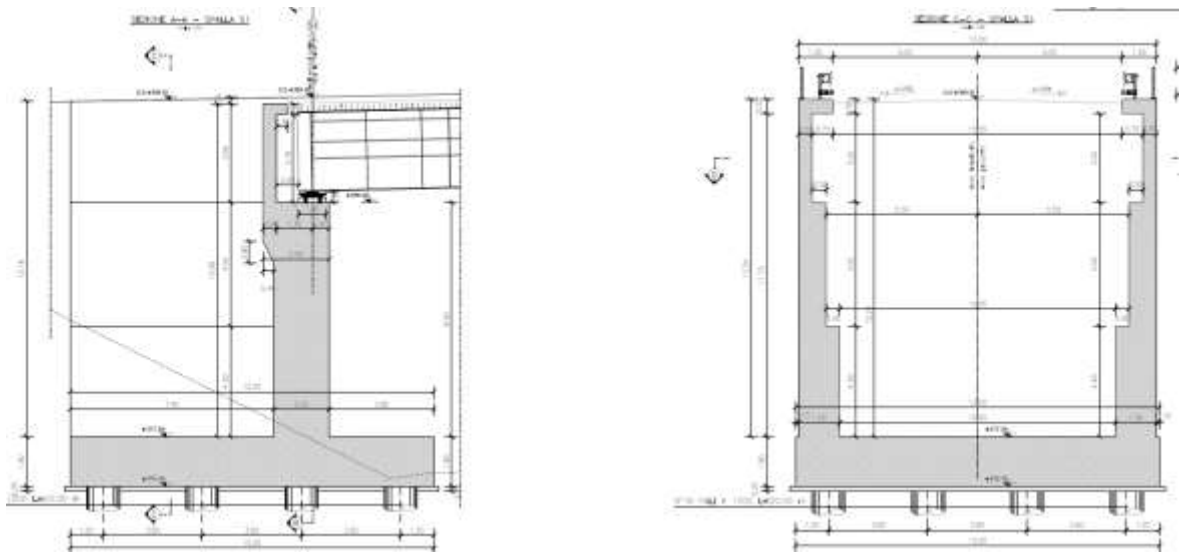


Figura 1 – Spalla S1

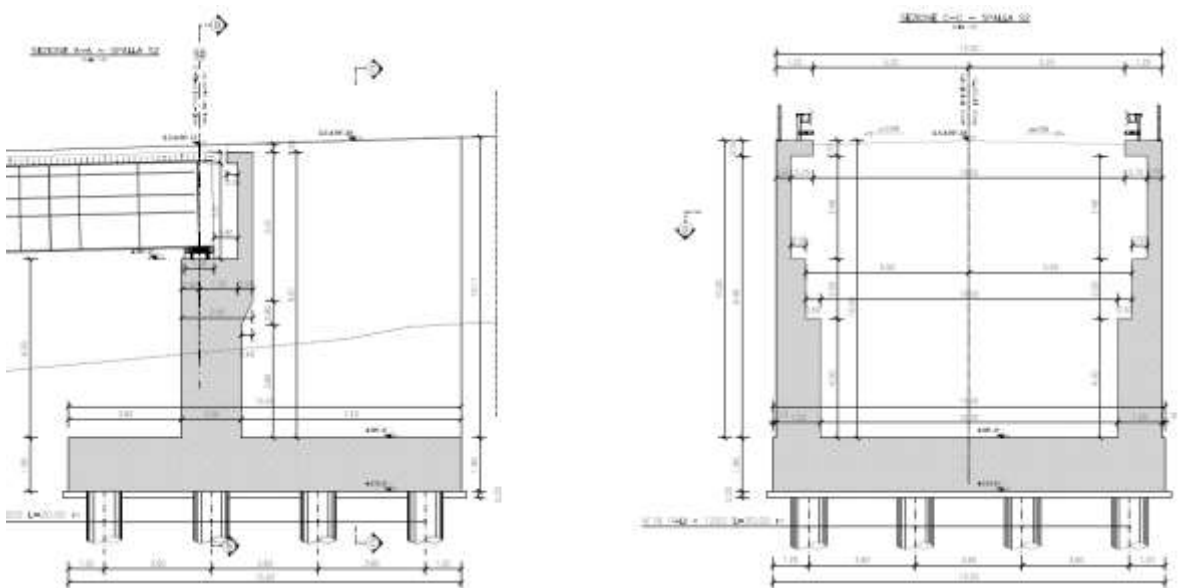


Figura 2 – Spalla S2

1.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 7 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	-------------------------

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- D.M. 14/01/2008.
Norme tecniche per le costruzioni (NTC).
- Circolare del 02/02/2009.
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.
- UNI EN1993 -1-1.
EUROCODICE 2, parte 1.1. Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1993 -1-1.
EUROCODICE 3, parte 1.1. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1993 -1-2.
EUROCODICE 3. Parte 2. Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti di acciaio.
- UNI EN 1998-1.
EUROCODICE 8, parte 1. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2.
EUROCODICE 8, parte 2. Ponti.

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 8 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	-------------------------

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le verifiche nel seguito espone 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 3 – 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

- $R_{ck} = 37$ MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
- $f_{ck} = 30$ MPa resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38$ MPa resistenza cilindrica valore medio
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.90$ MPa resistenza media a trazione semplice (assiale)
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.03$ MPa resistenza caratteristica a trazione
- $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 32837$ MPa modulo elastico
- $\gamma = 25.0$ kN/m³ peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

- $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17.0$ MPa; $\gamma_c = 1.50$ resistenza di progetto a compressione
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.35$ MPa resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

- $\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 18.0$ MPa tensione limite in comb. caratteristica (rara)
- $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.5$ MPa tensione limite in comb. quasi permanente
- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.42$ MPa tensione limite di fessurazione (trazione)

3.1.2 Calcestruzzo C32/40

- $R_{ck} = 40$ MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
- $f_{ck} = 32$ MPa resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPa resistenza cilindrica valore medio
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$ MPa resistenza media a trazione semplice (assiale)
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12$ MPa resistenza caratteristica a trazione
- $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346$ MPa modulo elastico
- $\gamma = 25.0$ kN/m³ peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

- $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ MPa; $\gamma_c = 1.50$ resistenza di progetto a compressione

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 9 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	-------------------------

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

resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

- $\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$
- $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 2.52 \text{ MPa}$

tensione limite in comb. caratteristica (rara)

tensione limite in comb. quasi permanente

tensione limite di fessurazione (trazione)

3.1.3 Acciaio di armatura B450C

- $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
- $E_s = 210000 \text{ MPa}$

resistenza caratteristica di snervamento

resistenza caratteristica a rottura

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 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.

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 10 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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 SN2236 di lunghezza 25.7 m, appartenente alla campagna d'indagine del 2007;
- sondaggio X4.3 di lunghezza 1.0 m, appartenente alla campagna del 2017.

Il sondaggio SN2236 è stato attrezzato con inclinometro, mentre il sondaggio X4.3 con piezometro del tipo a tubo aperto.

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio ed in accordo a quanto mostrato nel *Profilo geotecnico* (doc. rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) e nella *relazione geotecnica generale* (doc. rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) ai quali rimanda per dettagli, in corrispondenza dell'opera si individua la stratigrafia di progetto riportata nelle seguenti tabelle. Nelle suddette tabelle si indicano anche i parametri geotecnici utilizzati nel dimensionamento delle fondazioni.

4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

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

Tabella 4 – Stratigrafia 1 e parametri geotecnici di calcolo (SPALLE)

Unità geotecnica	Profondità [m da p.c.]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c_u [kPa]	τ [kPa]	N_q [-]; q_b [kPa]
Ala – Depositi alluvionali limoso-argillosi	0.0÷1.5	19.0	-	50	$\alpha \cdot c_u \leq 100$	$9 \cdot c_u + \sigma_v$
Ag – Depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi	1.5÷8.0	19.0	38	-	$\beta \cdot \sigma'_v \leq 150$ con $\beta = k \cdot \tan \phi$	$N_q=17, q_b<5800$
Salt – Alterazione del substrato	8.0÷10.5	20.0	-	130	$\beta \cdot \sigma'_v \leq 120$ con $\beta = 0.1 + 0.4 \cdot c_u / \sigma'_v$	$9 \cdot c_u + \sigma_v$
S – Substrato formazione dello Schlier	>10.5	22.0	-	-	150 per $z \leq 13.5$ m 170 per $z > 13.5$ m	4000 per $z \leq 13.5$ m 5000 per $z > 13.5$ 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.

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 11 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

4.3 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI

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

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

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

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

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

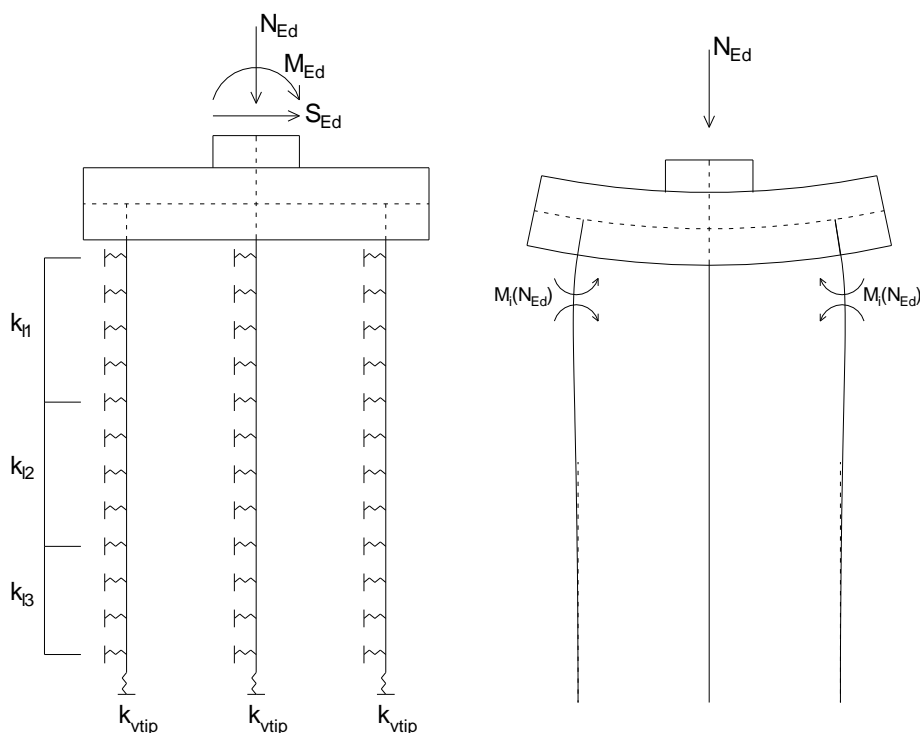


Figura 3 - Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

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: PONTE PALENTE
 Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 12 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

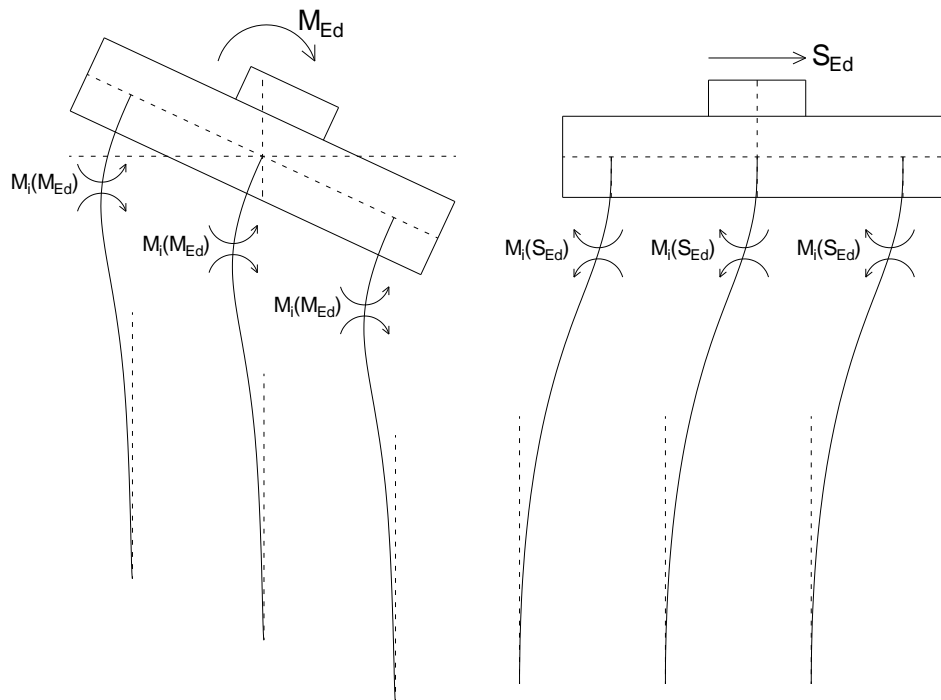


Figura 4 - Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

Nella seguente

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 13 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Tabella 5 è riportato, in funzione del diametro del palo e per una lunghezza del palo media indicativa di calcolo, il valore del parametro α per il calcolo del momento flettente a testa palo. Per i metodi di valutazione di tale parametro si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all'aperto e Gallerie Artificiali.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 14 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Tabella 5 – Valori α

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

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)

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

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

- $G1.1 = 24.1 \text{ kN/m}$ (1.85 kN/m^2)

E' stata pertanto valutata un'incidenza della carpenteria metallica pari a 185 kg per m^2 di impalcato.

Peso della soletta (G1.2), considerando uno spessore variabile linearmente da 37 cm alle estremità e 50 cm al centro, per una larghezza complessiva di piattaforma pari a 10.5 m

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

- $G1.2+G1.3 = 142.4 \text{ kN/m}$

5.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

La pavimentazione adottata ha un spessore di 8 cm. Cautelativamente nell'analisi dei carichi è stato considerato un peso di 3 kN/m^2

Pavimentazione (G2.1)	: $G2.1 = 10.50 \times 3 \text{ kN/m}$	31.50 kN/m;
Guard Rail (G2.2)	: $G2.2 = 2 \times 1.25 \text{ kN/m}$	2.50 kN/m;
Velette (G2.3)	: $G2.3 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$	2.00 kN/m;
Corrimano/Barriera a.r. (G2.4)	: $G2.4c = 2 \times 0.5 \text{ kN/m}$	0.50 kN/m;
	: $G2.4,b = 1 \times 2.0 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m}$	6.0 kN/m;
Impianti (G2.5)	: $G2.5 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$	2.00 kN/m.
Totale	: G2	44.50 kN/m

5.2.1 Rinterro

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

5.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1)

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

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 16 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

5.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel D.M. 17/01/2018. Si riporta la valutazione della deformazione da ritiro secondo le indicazioni previste dalle norme. La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno.

Tabella 6 – Deformazione da ritiro

Valutazione della deformazione da ritiro a 10000 gg.		
$A_c =$	4.275	m^2
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	14.2	m
$k = 2 A_c/u =$	0.602	m
$U =$ umidità relativa =	70.0	$\%$
$f_{ck} =$	35	Mpa
$\epsilon_{r,10000gg} =$	-2.42E-04	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)

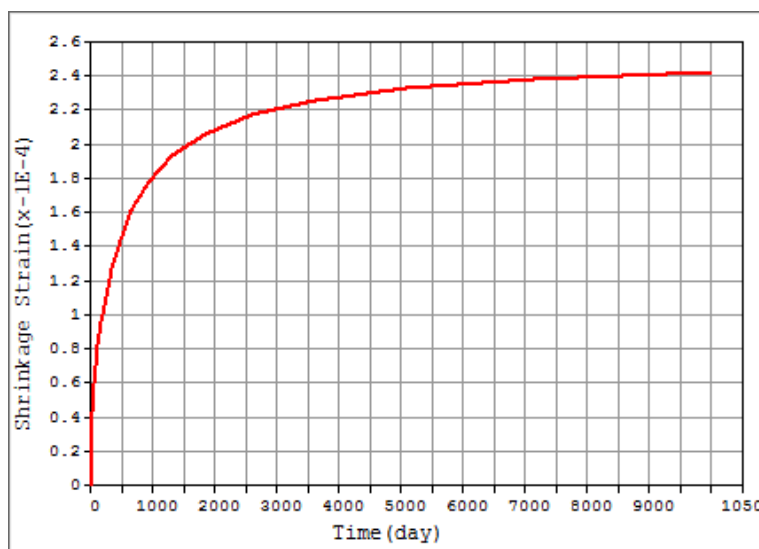


Figura 5 - Andamento della deformazione da ritiro nel tempo

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

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 17 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

5.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2)

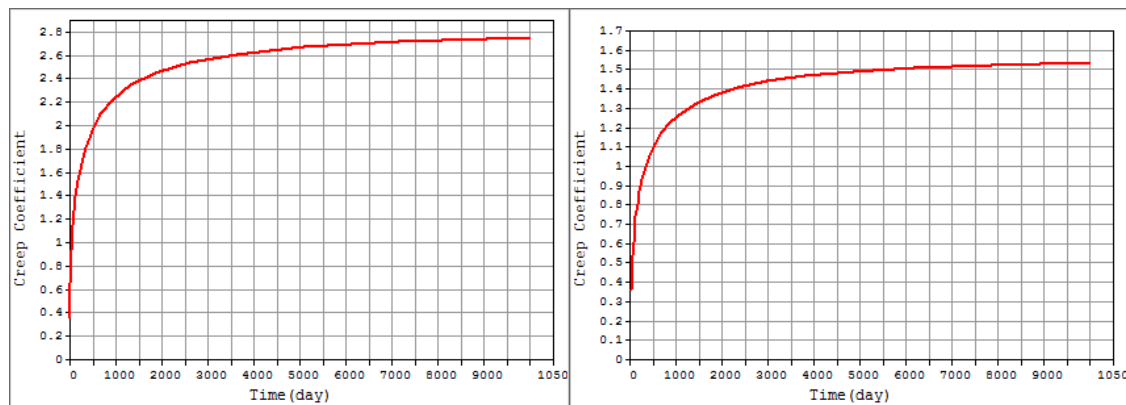
Di seguito si riporta il calcolo del coefficiente di viscosità per il calcestruzzo della soletta secondo quanto specificato nel D.M. 17/01/2018.

Tabella 7 – Coefficienti di Viscosità

Valutazione dei Coefficienti di Viscosità a 10000 gg.		
$A_c =$	4.275	m ²
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	14.2	m
$k = 2 A_c/u =$	0.602	m
$U =$ umidità relativa =	70.0	%
$f_{ck} =$	35	Mpa
$\phi(t_{00}, t_0) =$	2.75	(EN 1992-1-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)
$\phi(t_{00}, t_0) =$	1.54	(EN 1992-1-1, Classe S, $t_0 = 30$ gg.)

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

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


 Figura 6 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo per $t_0 = 3$ gg. e per $t_0 = 30$ gg.

5.6 VARIAZIONE TERMICA (E3)

L'azione della variazione termica è valutata, in termini di temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni, attraverso le indicazioni generali fornite dal DM 2008 (punto 3.5.1) e quelle specifiche contenute nella UNI EN 1991-1-5.

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

In prima analisi, sono state determinate la minima e la massima temperatura dell'aria all'ombra. Queste grandezze, funzione della posizione geografica, sono ricavate dalle mappe nazionali delle linee 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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 18 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

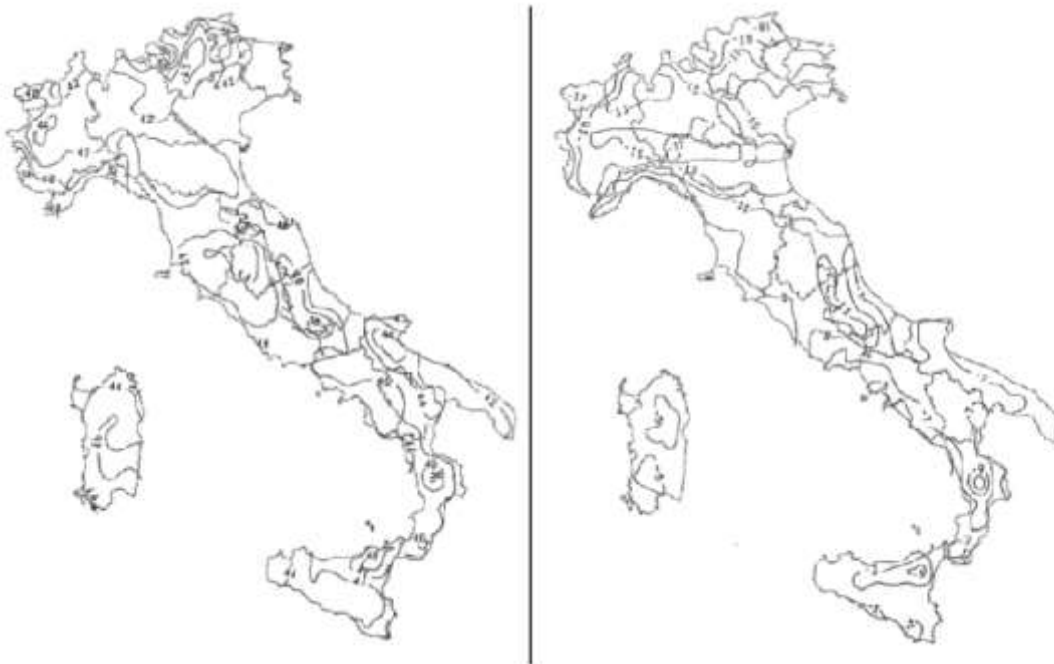


Figura 7: Mappe nazionali delle linee isoterliche; T_{max} a sinistra e T_{min} a destra (Appendici nazionali, 2007)

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

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

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L0703	213	E	12	VI6000	REL	02	B	19 di 79

$T_{min, h} = -13 \text{ } ^\circ\text{C}$

$T_{max, h} = +39 \text{ } ^\circ\text{C}$

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

$T_{e, min} = -10 \text{ } ^\circ\text{C}$

$T_{e, max} = +40 \text{ } ^\circ\text{C}$

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

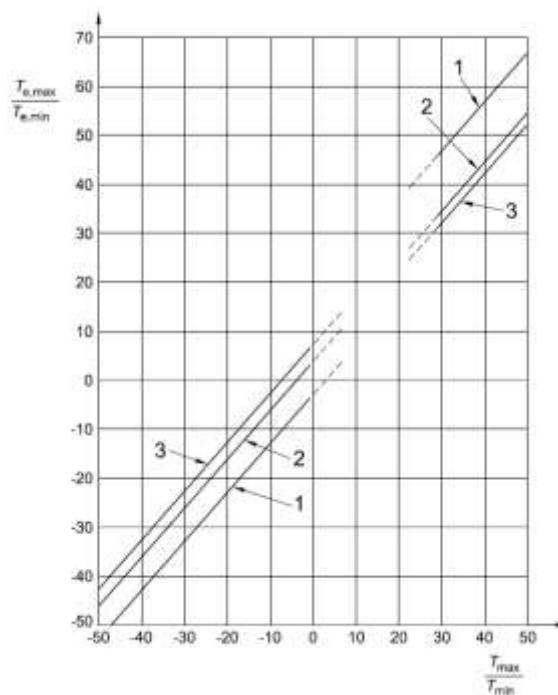


Figura 9: Correlazione tra temperatura dell'aria all'ombra minima/massima (T_{min}/T_{max}) e componente di temperatura uniforme del ponte minima/massima ($T_{e.min}/T_{e.max}$)

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

$$T_0 = 15^\circ$$

In definitiva quindi si ottiene l'escursione termica uniforme:

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

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

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

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

5.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

Coerentemente con quanto indicato al punto 5.1.3.3.3 del DM 14/01/08 per l'analisi globale del ponte si fa riferimento allo Schema di Carico 1.

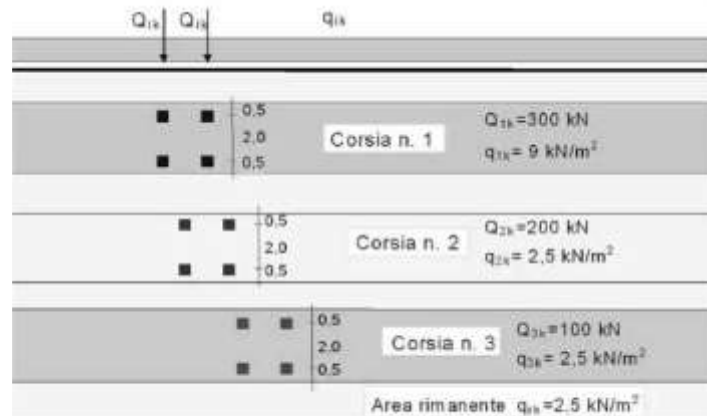


Figura 10 – Schema di carico 1

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 = 1.5 m) $q_{rk} = 2.5$ kN/m² nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

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

Per l'analisi trasversale della soletta è stato inoltre considerato lo schema di carico 2, costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m. La diffusione locale del carico e l'applicazione di quest'ultimo sul modello di calcolo viene trattata nel paragrafo relativo all'analisi della soletta.

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 21 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

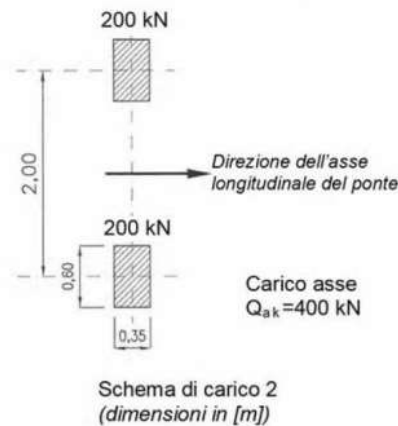


Figura 11 – Schema di carico 2

5.7.1 Azioni da traffico per verifiche a fatica

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

- dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e con valore dei carichi distribuiti ridotti del 60%;
- dallo schema di carico 2 con valore del carico ridotto del 30%.

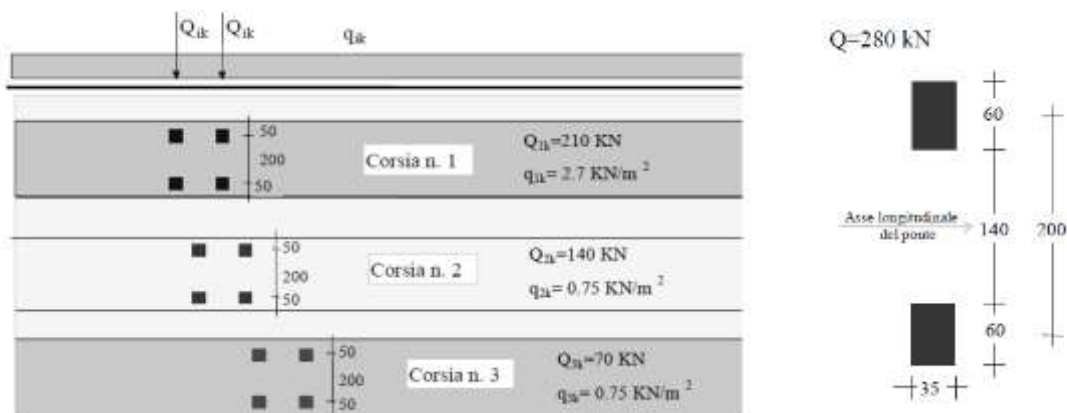


Figura 12 – Modello di carico a fatica: schemi di carico 1 e 2

5.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)

Secondo il D.M. D.M. 17/01/2018 l'azione longitudinale di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

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

Nel caso in oggetto risulta:

$$Q_3 = 495 kN = 9.9 kN/m.$$

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

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 22 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

5.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

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

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

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

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

Dove $Qv = \sum_i 2 Qv$

La geometria in pianta dell'impalcato non presenta tratti in curva, pertanto l'azione centrifuga è nulla.

5.10 AZIONE DEL VENTO (Q5)

5.10.1 Calcolo della pressione del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 17/01/2018. La pressione del vento è data dall'espressione:

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

dove:

- q_b = è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e = è il coefficiente di esposizione;
- c_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;
- c_d = è il coefficiente dinamico.

con:

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

dove v_b è stato desunto dalla tabella 3.3.I, zona 3 (Marche, Umbria) e ρ è la densità dell'aria, assunta pari a 1.25 kg/m^3 .

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

- $k_r = 0.19;$
- $z_0 = 0.05 \text{ m};$
- $z_{\min} = 4 \text{ m}.$

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

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

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

- $c_p = 1.3$, essendo per travi ad anima piena $\phi = 1$

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 23 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Si considera un coefficiente dinamico (c_d) cautelativamente pari a 1 (par. 3.3.8 D.M. 17/01/2018).
Procedendo al calcolo della pressione si ottiene:

- $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 456 \text{ N/m}^2 \times 2.36 \times 1.4 \times 1 = 1.58 \text{ kN/m}^2$

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

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

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati ($\mu = 1$).
Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare tra μ e 1.

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

5.10.2 Vento a ponte carico

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

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

5.10.3 Vento a ponte scarico

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

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

5.10.4 Vento in fase di montaggio

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

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

5.11 AZIONI SISMICHE (Q6)

Il viadotto in oggetto è progettato per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso III ("Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.") ai sensi del D. Min. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

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

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

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

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

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

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

- Vita nominale V_N = 50 anni;
- Classe d'uso = III;
- Coefficiente d'uso C_U = 1.5;
- Periodo di riferimento V_R = 75 anni;
- $T_{R,SLV}$ = 712 anni;
- Comune = Camerino;
- $a_{g,SLV}$ = **0.220 g**;
- $F_{0,SLV}$ = **2.544**;
- $T_{c,SLV}^*$ = **0.333 sec.**

Tabella 8 - 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

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L0703	2B	E	12	VI6000	REL	02	B	25 di 79

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.

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

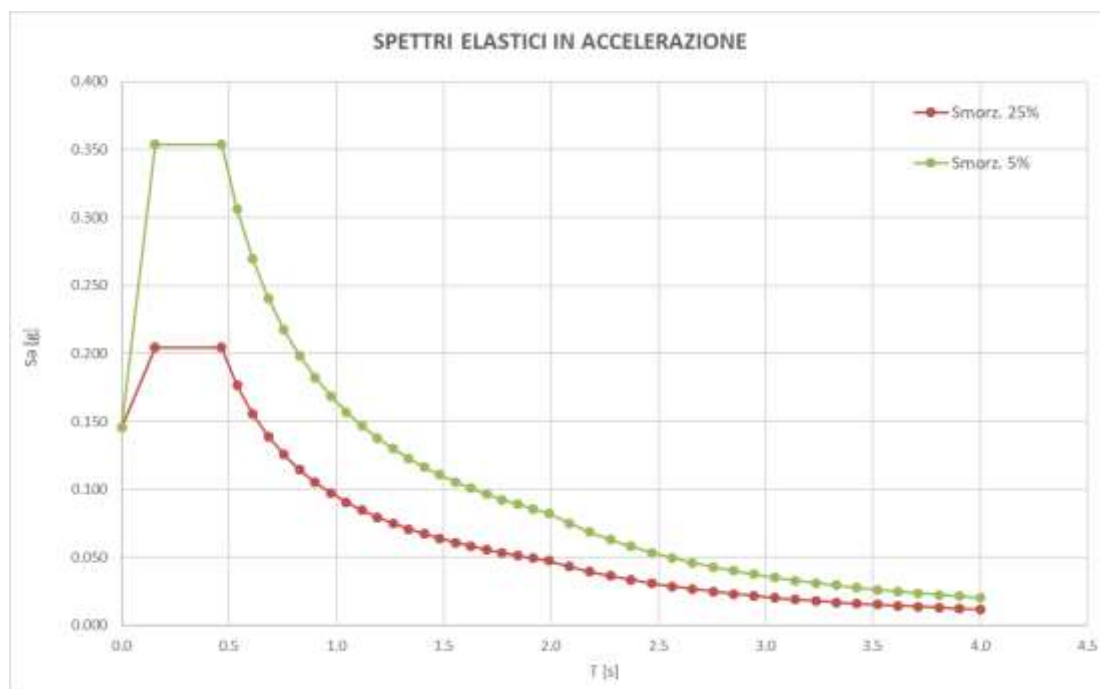


Figura 13 – Spettri elastici in accelerazione allo SLD

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L0703	213	E	12	VI6000	REL	02	B	26 di 79

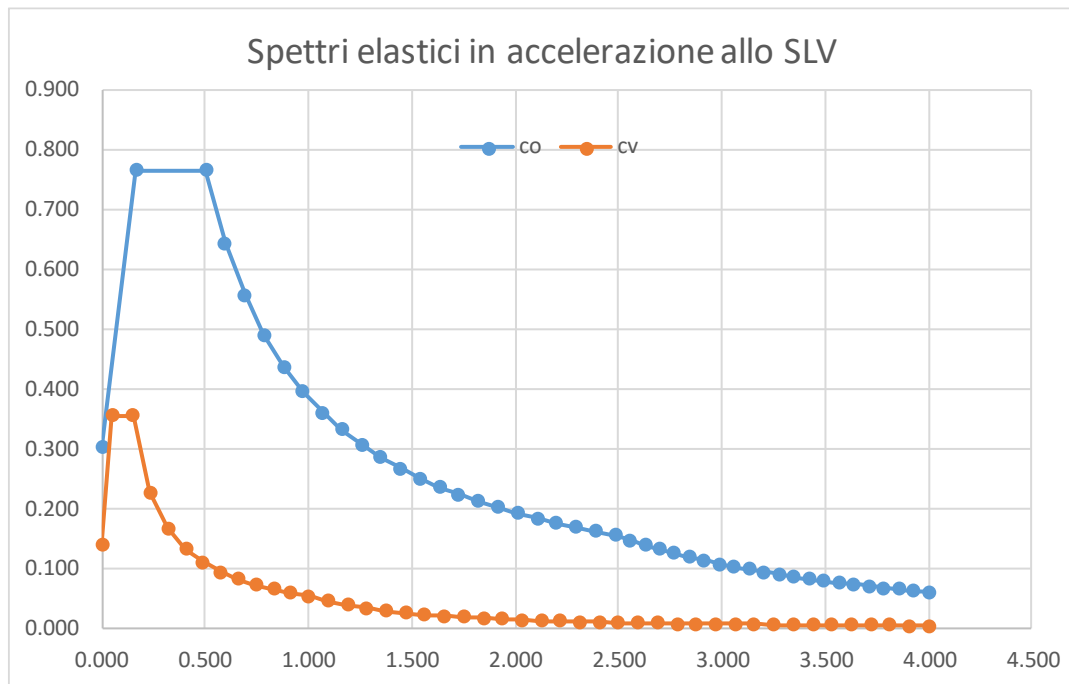


Figura 14 – SLV: Spettri elastici in accelerazione ($q = 1$)

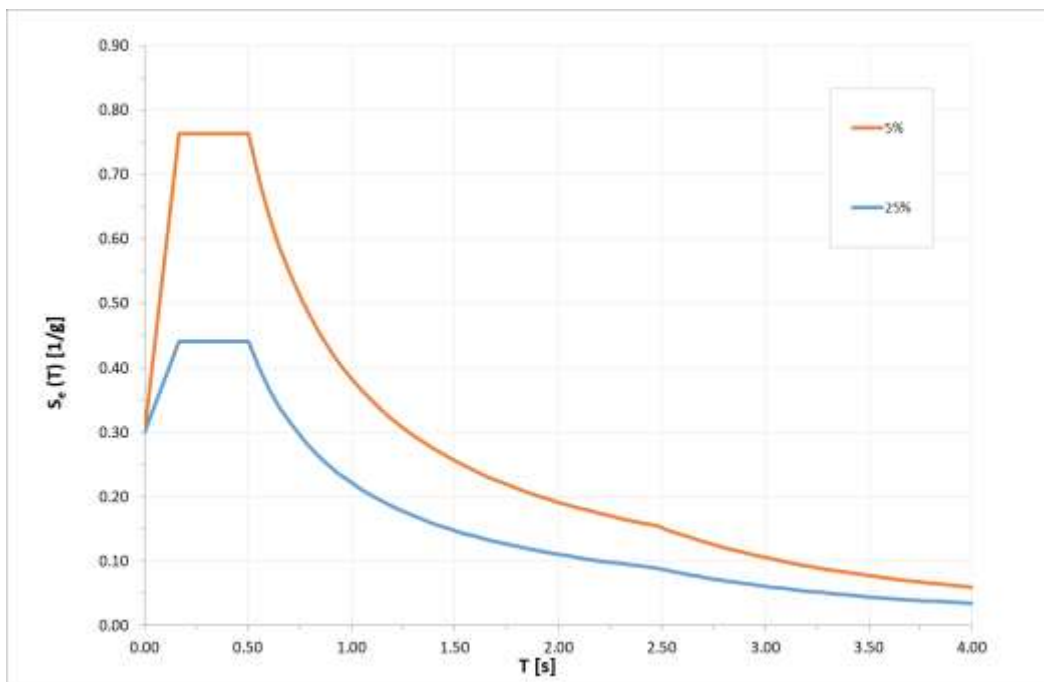


Figura 15 – Spettri elastici in accelerazione allo SLV

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	VI6000	REL	02	B	27 di 79

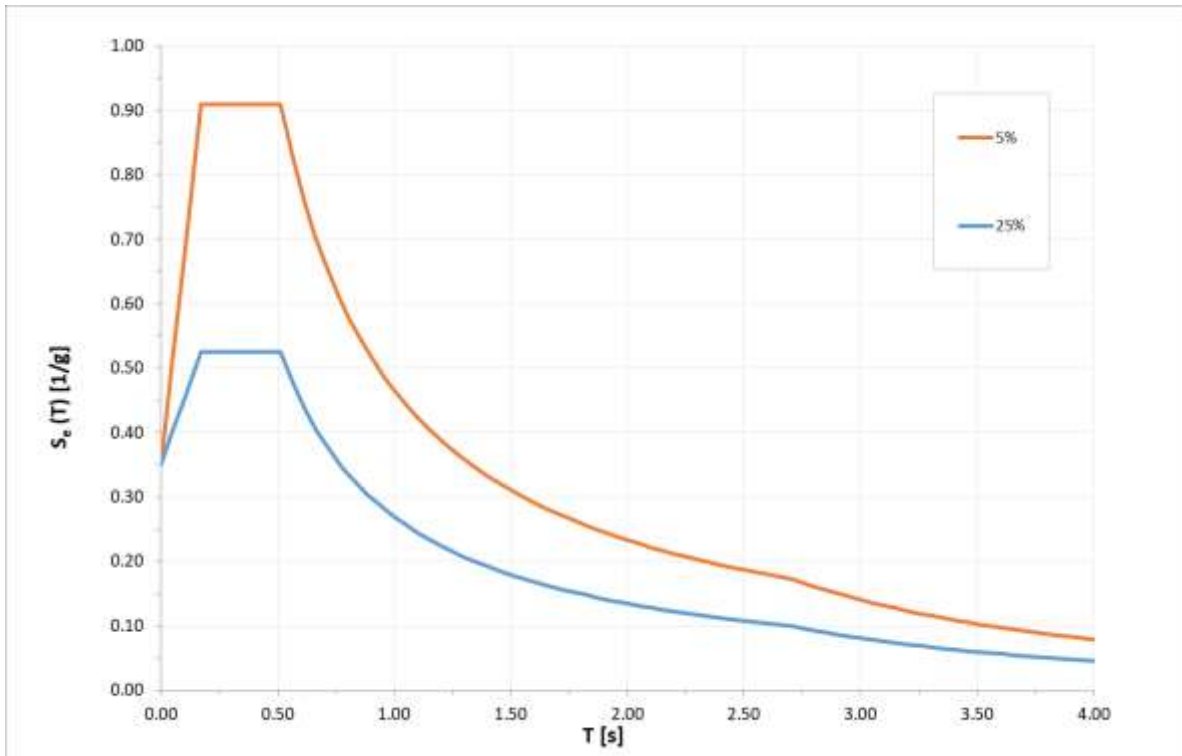


Figura 16 – Spettri elastici in accelerazione allo SLC

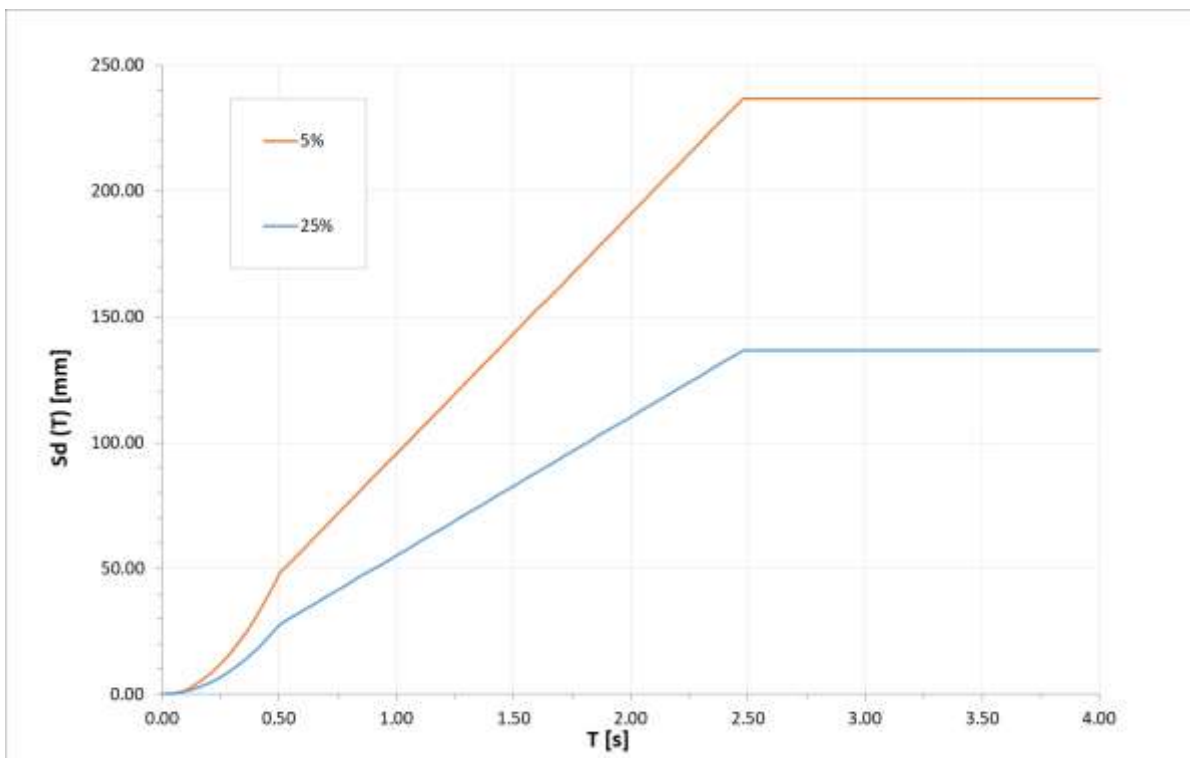


Figura 17 – Spettri in spostamento allo SLV

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 28 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

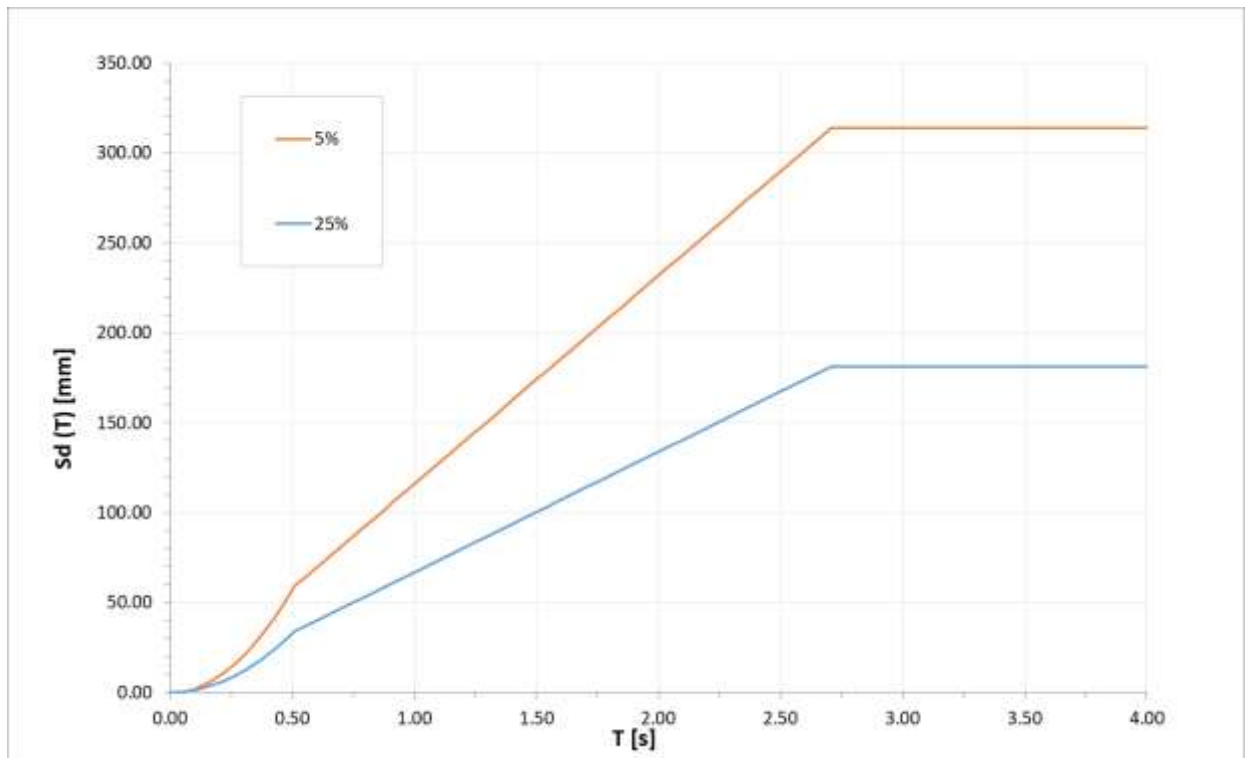


Figura 18 – Spettri in spostamento allo SLC

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 .

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 29 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

5.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)

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

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

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

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

	S1	S2
Fa [kN]	-143.6	-143.6

5.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)

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

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

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

6. COMBINAZIONI DI CARICO

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

6.1 GRUPPI DI CARICO

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

Tabella 9 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

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

(*) Ponti di 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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 31 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

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

Tabella 10 – 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_{Qs}	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 11 – 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	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	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 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 32 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU

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

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

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

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

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

Tabella 12 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

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

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

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

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

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 13 - Combinazioni agli SLE

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

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 33 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

7. MODELLI DI CALCOLO

L'impalcato è a campata singola su 4 appoggi (due per ogni spalla). 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, 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.

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 del 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.

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 34 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

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

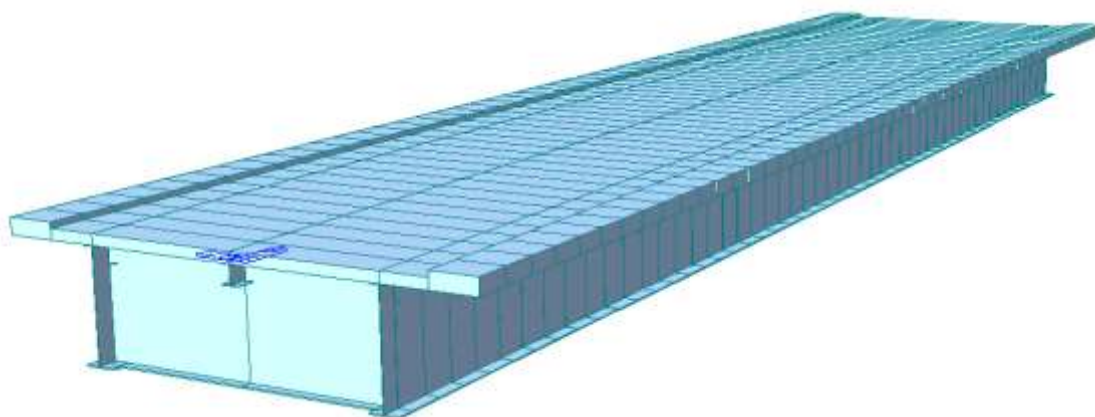
Per le analisi dinamiche (lineari e non) dell'opera si adotta un modello di calcolo unifilare, semplificato dunque rispetto a quello utilizzato per l'analisi statica e per la verifica dell'impalcato. Al singolo *beam* costituente l'impalcato viene quindi assegnata la rigidità equivalente all'intera sovrastruttura.

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

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

Nelle figure seguenti sono rappresentate alcune viste del modello utilizzato.



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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V16000	REL	02	B	35 di 79

Figura 19 - Modello FEM vista estrusa

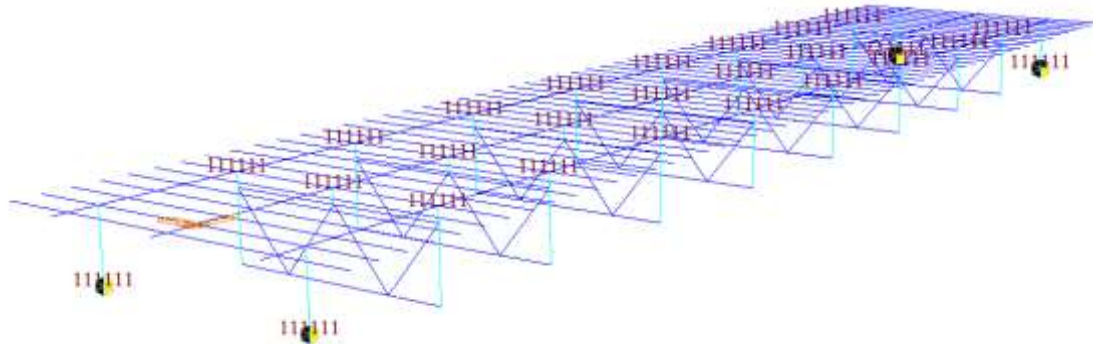


Figura 20 - Modello FEM vista wireframe

Nel modello sono utilizzati le seguenti condizioni di vincolo:

- bracci rigidi tra l'estradosso (asse) delle travi e intradosso;
- rilascio dei momenti trasversali di estremità negli elementi di soletta;
- appoggi in corrispondenza dell'intradosso delle travi.

In corrispondenza degli appoggi, sono stati utilizzati vincoli fissi/unidirezionali in coerenza con lo schema di vincolo effettivamente adottato.

Il modello descritto è stato analizzato in presenza dei carichi permanenti per la valutazione delle masse e delle azioni sismiche già definite nel paragrafo 0.

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.

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 36 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

7.3 MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE

Le sollecitazioni globali che le spalle ricevono dall'impalcato, sono ottenute dai modelli di calcolo globali implementati in Midas Civil 2016. A tali sollecitazioni sono aggiunti i pesi propri degli elementi strutturali, del terreno di riempimento della spalla, le spinte del terreno di rilevato e, in condizioni sismiche, le masse.

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

- $\phi = 38^\circ$ angolo d'attrito;
- $c = 0$ coesione interna;
- $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$ peso specifico.

7.3.1 Condizioni statiche

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

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

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

$$S_{\text{stat}} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

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

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

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

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

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

7.3.2 Condizioni sismiche

Conformemente alle indicazioni fornite dalle seguenti norme:

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

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

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

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

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 37 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

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 21 – 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 VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 38 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

- $K_v = 0.150$.

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.

7.4 SCARICO IMPALCATO SUGLI APPOGGI

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

SPALLA S1															
Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
sx	E2	0.00	-0.15	0.00	0	0	0	dx	E2	0.00	0.15	0.00	0	0	0
sx	E3	0.00	-0.02	0.00	0	0	0	dx	E3	0.00	0.02	0.00	0	0	0
sx	EX(RS)	484.36	0.15	26.91	0	0	0	dx	EX(RS)	484.36	0.15	26.91	0	0	0
sx	EY(RS)	4.27	448.75	345.41	0	0	0	dx	EY(RS)	4.27	448.75	345.41	0	0	0
sx	EZ(RS)	5.96	0.01	187.52	0	0	0	dx	EZ(RS)	5.96	0.01	187.52	0	0	0
sx	G1	0.00	0.45	1896.31	0	0	0	dx	G1	0.00	-0.45	1896.31	0	0	0
sx	G2	0.00	0.02	497.25	0	0	0	dx	G2	0.00	-0.02	497.25	0	0	0
sx	Q1_Gf1(max)	4.78	1.23	1396.27	0	0	0	dx	Q1_Gf1(max)	7.45	0.51	1719.30	0	0	0
sx	Q1_Gf1(min)	-7.45	-0.71	39.82	0	0	0	dx	Q1_Gf1(min)	-4.78	-1.33	33.78	0	0	0
sx	Q1_Gr2a(max)	-249.94	0.82	747.52	0	0	0	dx	Q1_Gr2a(max)	-248.35	0.31	954.99	0	0	0
sx	Q1_Gr2a(min)	-256.55	-0.43	-16.62	0	0	0	dx	Q1_Gr2a(min)	-254.96	-0.88	-19.03	0	0	0
sx	Q1_Gr2b(max)	2.40	-10.63	754.70	0	0	0	dx	Q1_Gr2b(max)	4.21	-11.20	981.02	0	0	0
sx	Q1_Gr2b(min)	-4.21	-11.88	-9.44	0	0	0	dx	Q1_Gr2b(min)	-2.40	-12.39	7.00	0	0	0
sx	Q3	-252.45	-0.03	-16.60	0	0	0	dx	Q3	-252.45	0.03	-16.60	0	0	0
sx	Q4	-0.11	-11.48	-9.43	0	0	0	dx	Q4	0.11	-11.48	9.43	0	0	0
sx	Q5 c	-1.10419	-109.738	-94.7644	0	0	0	dx	Q5 c	1.104192	-109.738	94.76439	0	0	0
sx	Q5 s	-0.28918	-52.2981	-25.7613	0	0	0	dx	Q5 s	0.289183	-52.2981	25.76132	0	0	0

SPALLA S2															
Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
sx	E2	0.00	-0.14	0.00	0	0	0	dx	E2	0.00	0.14	0.00	0	0	0
sx	E3	0.00	-0.02	0.00	0	0	0	dx	E3	0.00	0.02	0.00	0	0	0
sx	EX(RS)	0.00	0.08	32.64	0	0	0	dx	EX(RS)	0.00	0.08	32.64	0	0	0
sx	EY(RS)	0.00	448.01	345.59	0	0	0	dx	EY(RS)	0.00	448.01	345.59	0	0	0
sx	EZ(RS)	0.00	0.02	186.52	0	0	0	dx	EZ(RS)	0.00	0.02	186.52	0	0	0
sx	G1	0.00	0.49	1896.31	0	0	0	dx	G1	0.00	-0.49	1896.31	0	0	0
sx	G2	0.00	0.02	497.25	0	0	0	dx	G2	0.00	-0.02	497.25	0	0	0
sx	Q1_Gf1(max)	0.00	1.34	1395.75	0	0	0	dx	Q1_Gf1(max)	0.00	0.67	1718.47	0	0	0
sx	Q1_Gf1(min)	0.00	-0.49	39.82	0	0	0	dx	Q1_Gf1(min)	0.00	-1.25	33.92	0	0	0
sx	Q1_Gr2a(max)	0.00	0.92	780.51	0	0	0	dx	Q1_Gr2a(max)	0.00	0.38	987.85	0	0	0
sx	Q1_Gr2a(min)	0.00	-0.27	16.59	0	0	0	dx	Q1_Gr2a(min)	0.00	-0.86	14.23	0	0	0
sx	Q1_Gr2b(max)	0.00	-10.55	754.48	0	0	0	dx	Q1_Gr2b(max)	0.00	-11.09	980.69	0	0	0
sx	Q1_Gr2b(min)	0.00	-11.74	-9.45	0	0	0	dx	Q1_Gr2b(min)	0.00	-12.33	7.06	0	0	0
sx	Q3	0.00	0.00	16.60	0	0	0	dx	Q3	0.00	0.00	16.60	0	0	0
sx	Q4	0.00	-11.47	-9.44	0	0	0	dx	Q4	0.00	-11.47	9.44	0	0	0
sx	Q5 c	0	-109.562	-94.8214	0	0	0	dx	Q5 c	0	-109.562	94.82141	0	0	0
sx	Q5 s	0	-52.2519	-25.8084	0	0	0	dx	Q5 s	0	-52.2519	25.80842	0	0	0

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

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 40 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

8. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

8.1 ANALISI STATICA

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

- pesi propri e carichi permanenti (G_i);
- carichi da traffico e azione del vento (Q_i);

Le resistenze parassite dei vincoli Q7, sono state valutate a seguito dei risultati derivanti dal modello di calcolo globale, in quanto sono un'aliquota degli scarichi agenti sugli appoggi (vedi paragrafo specifico).

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

8.2 ANALISI SISMICA

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

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

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

- obiettivo del sistema di isolamento sismico è il contenimento delle azioni orizzontali trasmesse alle sottostrutture in valori compresi tra il 10% ed il 20% del peso dell'impalcato. In particolare, si è proceduto dimensionando gli isolatori in modo da limitare l'azione trasversale sismica in circa il 20% del peso dell'impalcato, e l'azione sismica longitudinale in circa il 10% del peso dell'impalcato. Tale scelta è considerata ottimale ai fini del dimensionamento delle sottostrutture;
- il dispositivo di isolamento sismico longitudinale o trasversale comporta durante l'evento sismico uno spostamento relativo tra sottostrutture (spalle) ed impalcato il cui valore risulta determinante per l'abbattimento dell'azione sismica. Tale valore non può d'altra parte risultare troppo elevato e quindi incompatibile con il funzionamento degli apparecchi di appoggio e dei giunti. Per il dimensionamento del sistema di isolamento è stato fissato come spostamento relativo massimo un valore di circa ± 100 mm per gli isolatori longitudinali, e di circa ± 50 mm per gli isolatori trasversali;

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

- Preliminarmente gli isolatori sono stati schematizzati con un modello viscoelastico lineare, conformemente alle indicazioni di normativa e a criteri di progettazione recentemente

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 41 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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 0. 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 verticali agenti (es. isolatori a scorrimento o elastomerici), l'unica condizione soddisfatta risulta

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 42 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

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 rigidità "equivalente" e la forza massima che si prevede sarà trasmessa dall'isolatore.

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

Direzione longitudinale

Per il viadotto in esame, si considera l'intera massa dell'impalcato per l'analisi sismica in direzione longitudinale:

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

- P = peso proprio e permanenti portati = 9665 kN;
- M = massa dell'impalcato = 986 t (kN sec²/m);

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L0703	213	E	12	VI6000	REL	02	B	43 di 79

- 2) Si fissa uno spostamento massimo $\delta_{\max} = 120$ 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} : $T(\delta_{\max}) = 2.18$ sec

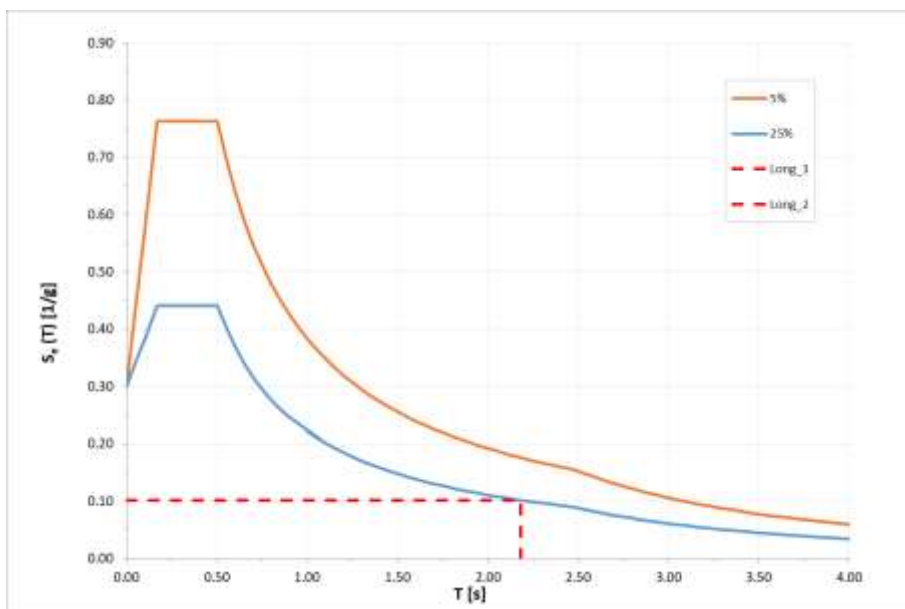


Figura 22 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^2$ corrispondente al periodo T: $K_{E,Eq} = 8188$ kN/m
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{\max} = 990$ kN ($0.1 \cdot P$);

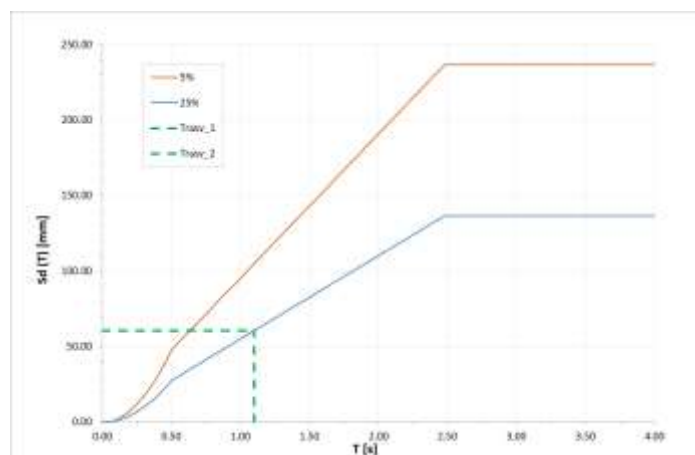


Figura 23 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 44 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Direzione trasversale

Per il viadotto in esame si considera la massa afferente a ciascuna sottostruttura.

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:
 - P = peso proprio e permanenti portati = 4833 kN;
 - M = massa dell'impalcato = 493 t ($\text{kN sec}^2/\text{m}$);
- 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

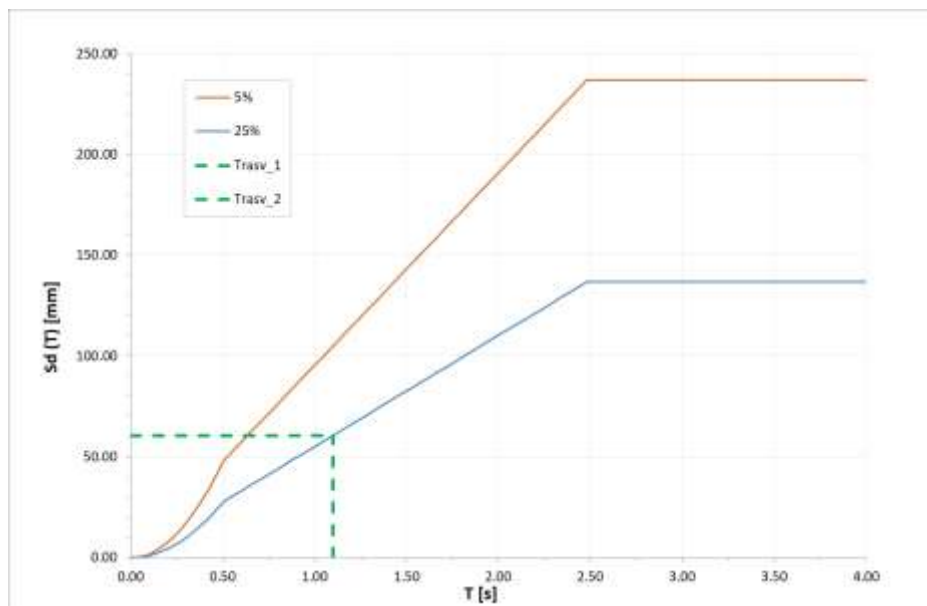


Figura 24 – Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^{-2}$ corrispondente al periodo T: $K_{E,Eq} = 16099$ kN/m
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{\max} = 970$ kN ($0.2 \cdot P$);

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 45 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

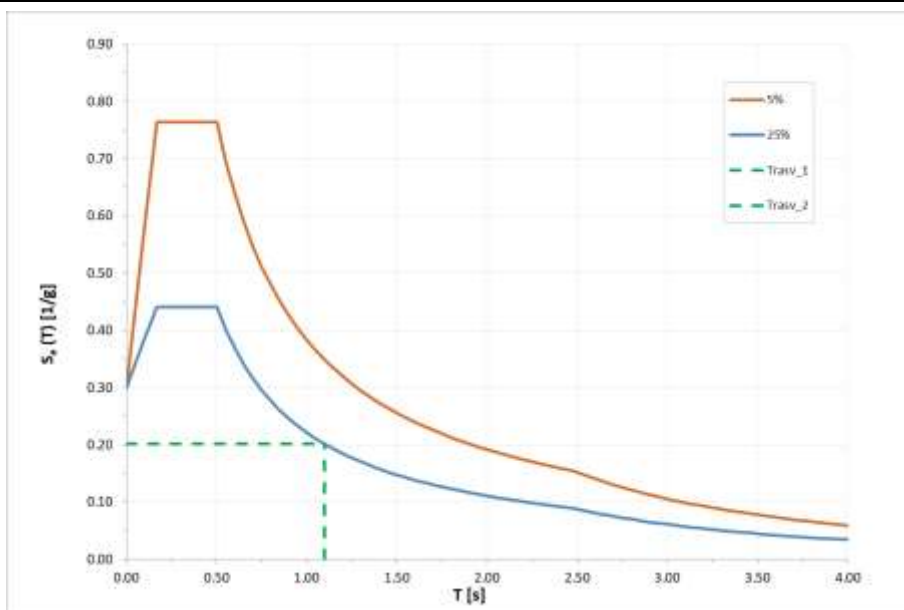


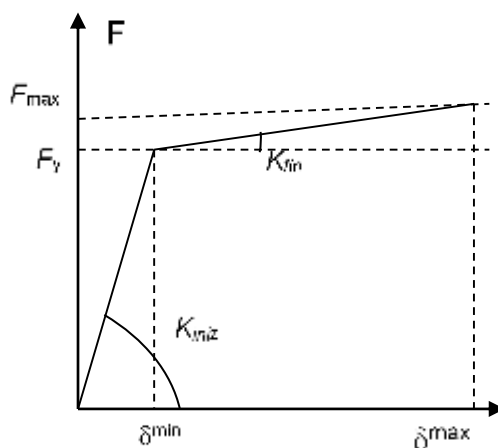
Figura 25 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

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 VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 46 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Figura 26 - 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.

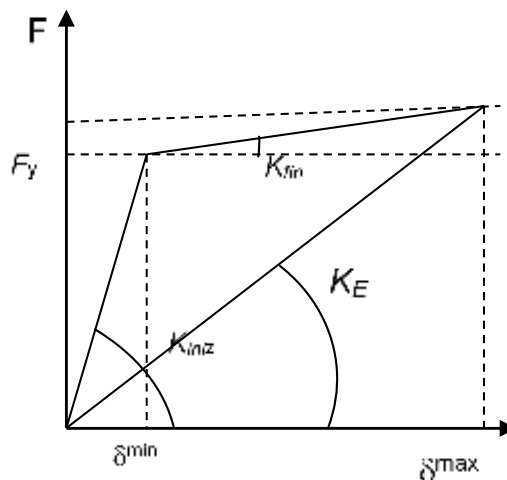


Figura 27 - Schema di equivalenza fra l'isolatore non lineare e l'isolatore lineare equivalente (K_E)

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 47 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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

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

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

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

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

Tabella 14– Parametri per il modello elasto-equivalente

DIMENSIONAMENTO ISOLATORE ELASTICO EQUIVALENTE										
Direzione	Spalla	G	m	d_{max}	T	K_E	F_{max}	n_{is}	$K_{E,1}$	$F_{max,1}$
		kN	kNs ² /m	mm	s	kN/m	kN	-	kN/m	kN
Longitudinale	S1	9665	986	120	2.180	8188	990	2	4094	500
	S2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Trasversale	S1	4833	493	60	1.100	16079	970	2	8039	490
	S2	4833	493	60	1.100	16079	970	2	8039	490

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

Tabella 15– Parametri per il modello elasto-plastico

DIMENSIONAMENTO ISOLATORE ELASTO-PLASTICO													
Direzione	Spalla	F_{max}	F_y	d_{max}	d_y	K_{in}	K_{fin}	n_{is}	K_{in}	K_{fin}	F_1	F_2	ρ
		kN	kN	mm	mm	kN/m	kN/m	-	kN/m	kN/m	kN	kN	-
Longitudinale	S1	990	870	120	15	58000	1143	2	29000	571	435	500	0.0197
	S2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Trasversale	S1	970	850	60	6	141667	2222	2	70833	1111	425	490	0.0157
	S2	970	850	60	6	141667	2222	2	70833	1111	425	490	0.0157

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.

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 48 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

8.2.2 Analisi dinamica lineare (analisi modale)

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

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

8.2.3 Analisi dinamica non lineare

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

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

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

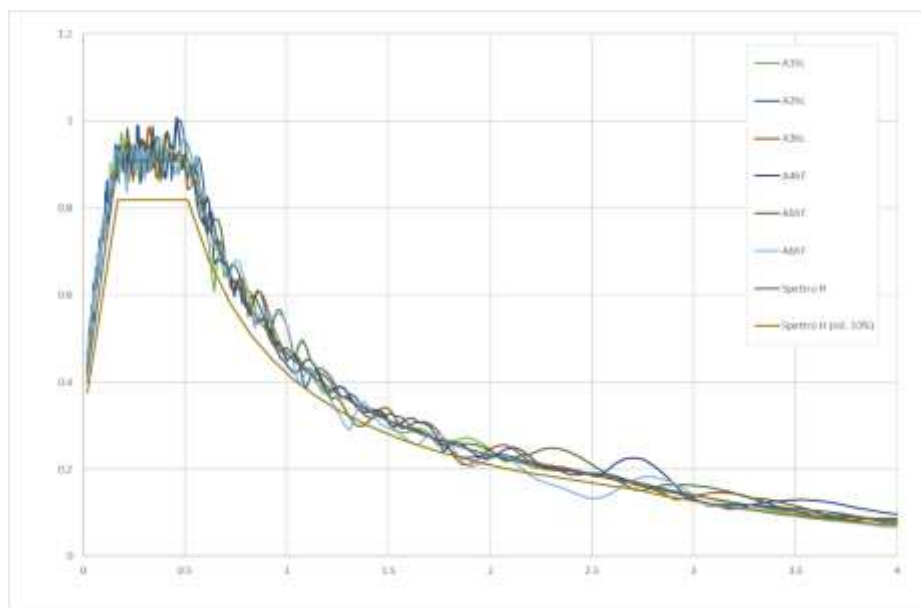


Figura 28 – Accelerogrammi spettrocompatibili

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 49 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

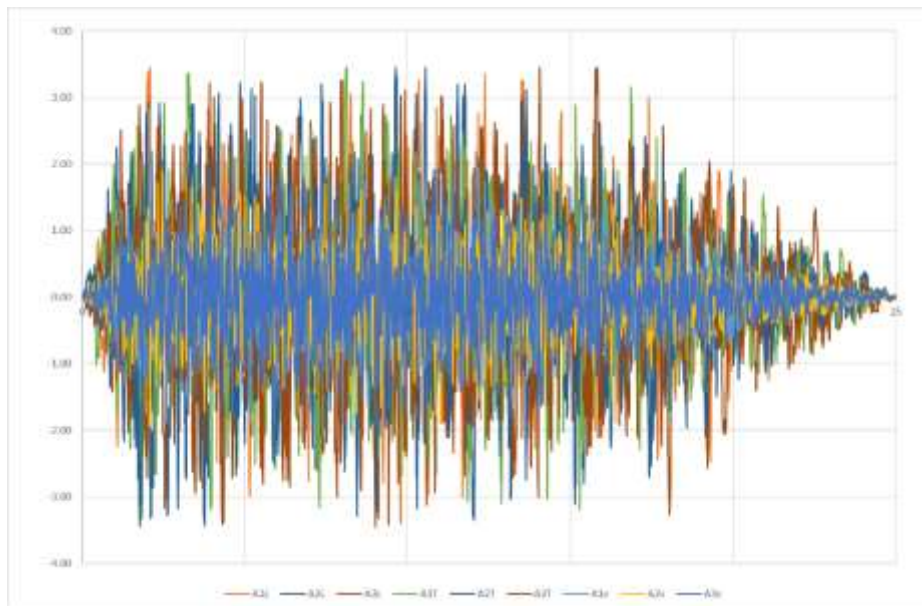


Figura 29 – Spettri associati agli accelerogrammi 1, 2 e 3 e confronto con lo spettro allo SLC

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

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L0703	2B	E	12	VI6000	REL	02	B	50 di 79

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 119 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.

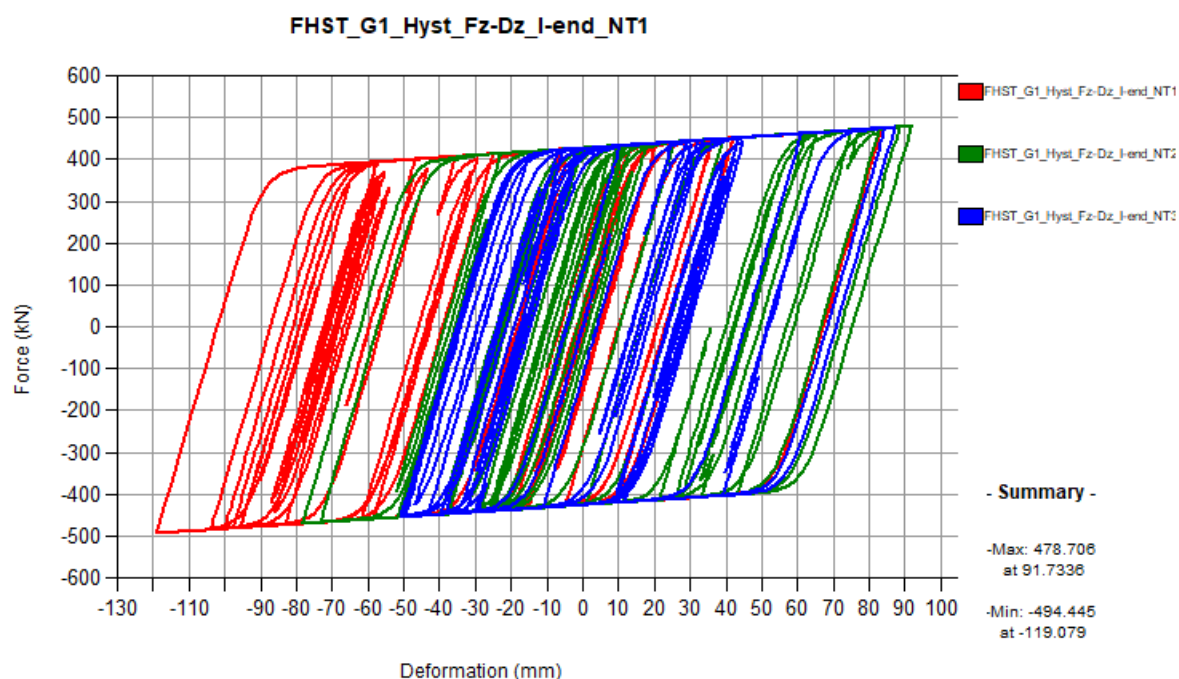


Figura 30 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 51 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

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 65 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.

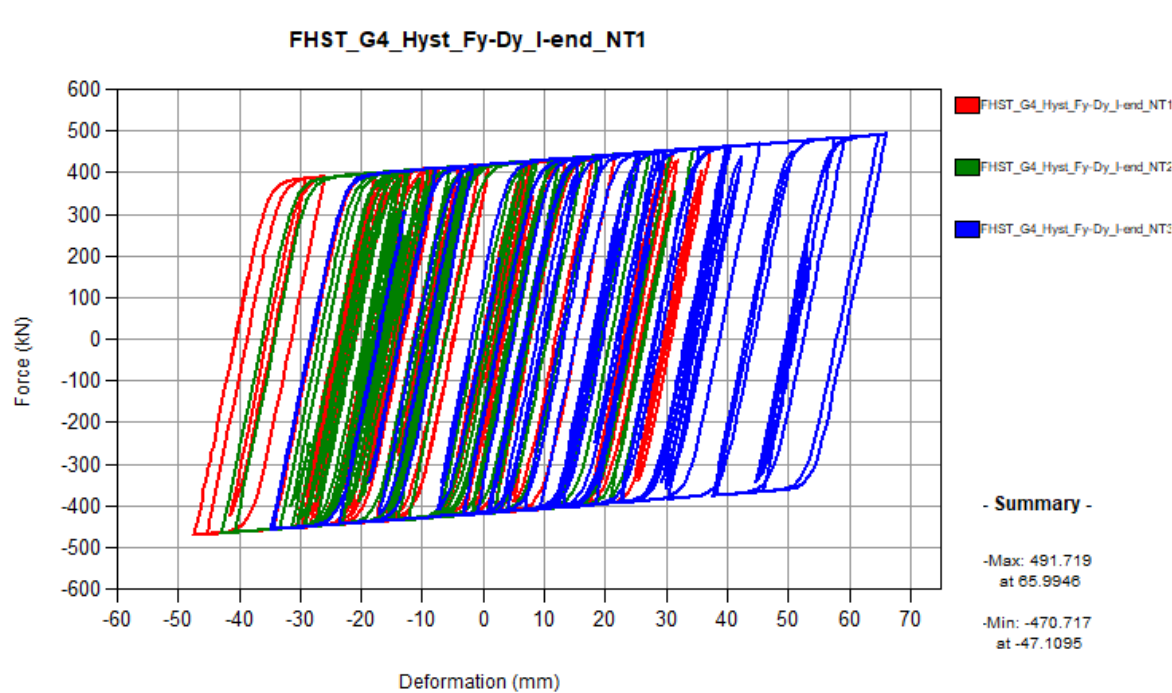


Figura 31 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 52 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

8.3 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

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

8.3.1 Verifiche allo SLU

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

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

Con:

- S_{Rd} la capacità resistente della sezione (a pressoflessione /taglio)
- S_{Ed} la sollecitazione di domanda (a pressoflessione/taglio)

I domini di resistenza a pressoflessione delle sezioni in calcestruzzo armato allo SLU sono stati ricavati con il software commerciale PresFle+ distribuito dalla Concrete.

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

8.3.2 Verifiche allo SLE

8.3.2.1 Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio

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

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

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

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

8.3.2.2 Verifica di fessurazione

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

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

9. VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S1)

Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle è quello descritto nel paragrafo 0. Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dal modello telaio del viadotto sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Per quanto riguarda la platea, si sono effettuate due analisi distinte per lo zoccolo anteriore e per la platea posteriore compresa tra il muro frontale e i muri laterali. Nel primo caso si è considerato un modello tirante-puntone sulla base della massima reazione dei pali, mentre nel secondo caso le sollecitazioni flettenti e taglianti sono state valutate con un modello agli elementi finiti di piastra vincolata con appoggi in corrispondenza del muro frontale e dei muri laterali e soggetta ai carichi verticali dovuti al peso proprio, al peso del terreno di riempimento, e alle azioni verticali dei pali.

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

9.1 MURO FRONTALE

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

Tabella 16– 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)	10666.8	0.0	2425.5	0.0	194.5
ULS_A1_Gr1(min)	6562.2	0.0	650.8	0.0	199.6
ULS_A1_Gr2a(max)	8849.9	0.0	1802.4	0.0	195.5
ULS_A1_Gr2a(min)	6504.2	0.0	670.0	0.0	198.7
ULS_A1_Gr2b(max)	8805.1	0.0	1904.3	0.0	226.4
ULS_A1_Gr2b(min)	6459.4	0.0	771.9	0.0	229.7
ULS_A1_Q5c(max)	8805.1	0.0	2359.4	0.0	357.9
ULS_A1_Q5c(min)	6459.4	0.0	1227.0	0.0	361.2
ULS_A1_Q5s	6462.6	0.0	309.7	0.0	156.8
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	5171.6	0.0	0.0	0.0	269.0
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	5609.8	0.0	0.0	0.0	896.1
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	5386.8	0.0	0.0	0.0	268.9
SLS_RA_Gr1(max)	7901.3	0.0	1746.1	0.0	129.5
SLS_RA_Gr1(min)	4860.9	0.0	431.5	0.0	133.2
SLS_RA_Gr2a(max)	6555.5	0.0	1284.5	0.0	130.2
SLS_RA_Gr2a(min)	4817.9	0.0	445.7	0.0	132.6
SLS_RA_Gr2b(max)	6522.3	0.0	1360.0	0.0	153.1
SLS_RA_Gr2b(min)	4784.7	0.0	521.2	0.0	155.5
SLS_FR_Gr1(max)	7901.3	0.0	1290.9	0.0	2.0
SLS_FR_Gr1(min)	4860.9	0.0	-23.6	0.0	1.7
SLS_FR_Gr2a(max)	6555.5	0.0	829.4	0.0	1.3
SLS_FR_Gr2a(min)	4817.9	0.0	-9.4	0.0	1.1
SLS_FR_Gr2b(max)	6522.3	0.0	904.9	0.0	21.6
SLS_FR_Gr2b(min)	4784.7	0.0	66.1	0.0	24.1
SLS_QP	2143.5	0.0	-8.2	0.0	0.8

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L0703	2B	E	12	VI6000	REL	02	B	54 di 79

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 17 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	8.50 m
Spessore Muro Frontale	2.00 m
Lunghezza Muro Frontale	13.0 m
Spessore massimo tratto ringrossato	2.40 m
H tratto ringrossato a spessore costante	1.40 m
H tratto a spessore variabile	0.80 m
Altezza media Muro Paraghiaia	3.60 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.50 m
Luce mensola muro paraghiaia	0.38 m
Spessore medio mensola muro paraghiaia	0.40 m
Peso Muro Frontale	5543 kN
Peso Muro Paraghiaia	634 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.30 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-1.15 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo Ko	0.384
Coefficiente di spinta attiva Ka	0.238
Altezza del rilevato	12.3 m
Spinta a riposo	6384 kN
Spinta attiva	3951 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a _g	0.220
Coefficiente stratigrafico SS	1.36
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a _{max}	0.300
β _m (massa cls spalla)	1.000
Kh (cls spalla) =	0.300
Kv (cls spalla)=	0.150
β _m (massa terreno)	1.000
Kh (terreno) =	0.300
Kv (terreno)=	0.150
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a (M-O)	0.50
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	4354 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1663 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	190 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	832 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	95 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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 55 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Tabella 18 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	19006.3	46167.4	4078.6	10019.4	194.5
ULS_A1_Gr1(min)	14901.7	44936.0	2347.1	10019.4	199.6
ULS_A1_Gr2a(max)	17189.4	43467.8	3463.8	9669.1	195.5
ULS_A1_Gr2a(min)	14843.7	42764.1	2359.3	9669.1	198.7
ULS_A1_Gr2b(max)	17144.6	43454.4	3828.8	9669.1	226.4
ULS_A1_Gr2b(min)	14798.9	42750.7	2724.4	9669.1	229.7
ULS_A1_Q5c(max)	17144.6	43454.4	5401.5	9669.1	357.9
ULS_A1_Q5c(min)	14798.9	42750.7	4297.0	9669.1	361.2
ULS_A1_Q5s	14802.1	42751.6	1642.1	9669.1	156.8
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	11349.0	52827.0	4995.3	10158.6	825.1
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	11787.2	27894.8	16646.5	5813.4	2749.8
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	11564.2	27827.9	4994.5	5813.4	825.0
SLS_RA_Gr1(max)	14078.7	34198.1	2846.5	7421.8	129.5
SLS_RA_Gr1(min)	11038.3	33285.9	1563.8	7421.8	133.2
SLS_RA_Gr2a(max)	12732.9	32198.4	2391.0	7162.3	130.2
SLS_RA_Gr2a(min)	10995.3	31677.1	1572.9	7162.3	132.6
SLS_RA_Gr2b(max)	12699.7	32188.4	2661.4	7162.3	153.1
SLS_RA_Gr2b(min)	10962.1	31667.2	1843.3	7162.3	155.5
SLS_FR_Gr1(max)	14078.7	32602.1	1308.0	7162.3	2.0
SLS_FR_Gr1(min)	11038.3	31690.0	-8.8	7162.3	1.7
SLS_FR_Gr2a(max)	12732.9	32198.4	840.4	7162.3	1.3
SLS_FR_Gr2a(min)	10995.3	31677.1	0.2	7162.3	1.1
SLS_FR_Gr2b(max)	12699.7	32188.4	1088.7	7162.3	21.6
SLS_FR_Gr2b(min)	10962.1	31667.2	270.6	7162.3	24.1
SLS_QP	10964.5	26880.0	0.0	6383.8	0.0

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 19 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	2.0	1φ30/10	1φ26/20	1φ12/40x40

Tabella 20 – 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)	1462	3551	771	2.17	1.6
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	873	4064	781	1.54	1.5
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	873	4064	781	1.54	1.5
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	873	4064	781	1.54	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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 56 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

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	1083	2631	571	-5.4	146.5	-
	SLS_RA_Gr2b(min) - Min N	843	2436	551	-5.0	144.5	-
	SLS_RA_Gr1(max) - Max ML	1083	2631	571	-5.4	146.5	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	1083	2508	551	-5.2	136.3	0.060
	SLS_FR_Gr2b(min) - Min N	843	2436	551	-5.0	144.5	0.064
	SLS_FR_Gr1(max) - Max ML	1083	2508	551	-5.2	136.3	0.060
QP	SLS_QP	843	2068	491	-4.3	115.6	0.051

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.

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 21 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	45	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.6	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5	m
Luce mensola del muro paraghiaia	0.38	m
Spessore medio mensola del muro paraghiaia	0.40	m
Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro	3.40	m
Peso Mensola Paraghiaia	3.8	kN
Peso Mensola Paraghiaia	0.292	kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)	0.44	m
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384	
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	20.0	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0	
Spinta a riposo	83.2	kN/m
Spinta attiva	48.2	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.50	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	37.8	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	13.6	kN/m

Tabella 22 – 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 12/40x40

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 57 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 23 – Verifiche del muro paraghiaia

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	45	123	83	-1.3	35.4	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	61	166	112	2.1	2.4
SLV	45	159	100	2.45	2.7

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 24 – 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	4.50 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	3.74 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	12.24 m
Spessore medio Muri Laterali	1.01 m
Lunghezza Massima muri laterali	7.40 m
Peso Muro laterale (singolo)	2288 kN
Peso totale Muri laterali	4577 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	688.9 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	641.8
Spinta attiva	415.2 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.50
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	405.6 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	93 kN/m

Tabella 25 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	1.5	Istrato: 1 ϕ 30/10 II strato: 1 ϕ 30/20	1 ϕ 26/20	Φ 14/40x40
Laterale	1.0	1.0	1 ϕ 26/10	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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 58 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 26 – Verifiche dei muri laterali

VERIFICHE DI ESERCIZIO							
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
		KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
0.00	SLE_RARA	309	2935	642	-8.37	211.09	0.108
4.00	SLE_RARA	159	1038	337	-7.6	221.8	0.172
8.50	SLE_RARA	47	135	88	-4.3	127	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV						
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
		KN/m	kNm/m	KN/m		
0.00	SLU	417	3949	866	1.47	1.41
	SLV	309	4744	914	1.20	1.34
4.00	SLU	215	1401	455	1.37	1.29
	SLV	159	1485	424	1.26	1.38
8.50	SLU	63	182	119	2.80	2.29
	SLV	47	159	101	2.7	2.72

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

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

Tabella 27 – Geometria sezione e armatura della mensola del muro laterale

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

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	0	5.35	14.37	-0.3	13.8	0.0

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	7.2	19.3	21.3	9.1

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 59 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

9.4 PLINTO DI FONDAZIONE

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spintadelle inerzie

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione. L'azione orizzontale derivante dall'impalcato è stata considerata sia con verso concorde che discorde alla spinta del terreno di rinterro.

Tabella 28 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-4.7 m
Peso Muro Frontale	5543 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	1.80 m
Ecc.Appoggi Plinto	2.10 m
Peso Muro Paraghiaia	634 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	0.65 kN
Peso Terreno Interno	19573 kN
Peso Accidental	1537 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-4.7 m
Spessore Plinto	1.8 m
Lunghezza plinto	13.2 m
Larghezza plinto	13.2 m
Peso plinto di fondazione	7841
Altezza Rilevato+H plinto	14.1 m
Spinta a riposo rilevato	9933 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1409 kN
Spinta attiva rilevato	7020 kN
Incremento spinta sismica	6774 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1373 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	687 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2353 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1176 kN
Inerzia rilevato interno(H)	5873 kN
Inerzia rilevato interno (V)	2937 kN

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

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	64268.6	-40367.1	4428.7	15312.1	194.5
ULS_A1_Gr1(min)	60164.0	-48986.9	2706.3	15312.1	199.6
ULS_A1_Gr2a(max)	61933.0	-47535.1	3815.6	14836.6	195.5
ULS_A1_Gr2a(min)	59587.3	-52461.1	2717.0	14836.6	198.7
ULS_A1_Gr2b(max)	61888.2	-47629.2	4236.4	14836.6	226.4
ULS_A1_Gr2b(min)	59542.5	-52555.2	3137.8	14836.6	229.7
ULS_A1_Q5c(max)	61888.2	-47629.2	6045.7	14836.6	357.9
ULS_A1_Q5c(min)	59542.5	-52555.2	4947.2	14836.6	361.2
ULS_A1_Q5s	59545.7	-52548.4	1924.3	14836.6	156.8
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	45057.6	54076.0	22442.8	25248.2	3705.0
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	45495.9	-24338.2	74804.2	12488.6	12349.5
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	49281.5	-24806.6	22441.9	12488.6	3704.9
SLS_RA_Gr1(max)	47606.4	-29901.6	3079.5	11342.3	129.5
SLS_RA_Gr1(min)	44565.9	-36286.6	1803.6	11342.3	133.2
SLS_RA_Gr2a(max)	45876.3	-35211.2	2625.3	10990.1	130.2
SLS_RA_Gr2a(min)	44138.7	-38860.1	1811.6	10990.1	132.6
SLS_RA_Gr2b(max)	45843.1	-35280.9	2937.0	10990.1	153.1
SLS_RA_Gr2b(min)	44105.5	-38929.8	2123.3	10990.1	155.5
SLS_FR_Gr1(max)	47222.1	-32384.9	1311.7	10990.1	2.0
SLS_FR_Gr1(min)	44181.7	-38769.9	-5.7	10990.1	1.7
SLS_FR_Gr2a(max)	45876.3	-35211.2	842.7	10990.1	1.3
SLS_FR_Gr2a(min)	44138.7	-38860.1	2.3	10990.1	1.1
SLS_FR_Gr2b(max)	45843.1	-35280.9	1127.7	10990.1	21.6
SLS_FR_Gr2b(min)	44105.5	-38929.8	314.0	10990.1	24.1
SLS_QP	42955.1	-46374.8	0.0	9933.3	0.0

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 con taglio da impalcato concorde con le spinte dei terreni e con le spinte sismiche, per cui nel calcolo dei pali si fa riferimento solo a tale condizione.

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

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

	Pali															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
z	-5.40	-1.80	1.80	5.40	-5.40	-1.80	1.80	5.40	-5.40	-1.80	1.80	5.40	-5.40	-1.80	1.80	5.40
y	5.40	5.40	5.40	5.40	1.80	1.80	1.80	1.80	-1.80	-1.80	-1.80	-1.80	-5.40	-5.40	-5.40	-5.40
z ²	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16
y ²	29.16	29.16	29.16	29.16	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	29.16	29.16	29.16	29.16
W _y	48.00	48.00	48.00	48.00	144.00	144.00	144.00	144.00	-144.00	-144.00	-144.00	-144.00	-48.00	-48.00	-48.00	-48.00
W _z	-48.00	-144.00	144.00	48.00	-48.00	-144.00	144.00	48.00	-48.00	-144.00	144.00	48.00	-48.00	-144.00	144.00	48.00

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 61 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

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)	13	-4950	4	-3084	957	2555
ULS_A1_Gr1(min)	13	-4837	4	-2683	957	2555
ULS_A1_Gr2a(max)	13	-4941	4	-2801	927	2476
ULS_A1_Gr2a(min)	13	-4874	4	-2575	927	2476
ULS_A1_Gr2b(max)	13	-4949	4	-2787	927	2476
ULS_A1_Gr2b(min)	13	-4882	4	-2561	927	2476
ULS_A1_Q5c(max)	13	-4986	4	-2750	928	2477
ULS_A1_Q5c(min)	13	-4919	4	-2523	928	2477
ULS_A1_Q5s	13	-4856	4	-2587	927	2476
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	13	-4410	4	-1222	1595	4258
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	13	-4909	4	-778	1098	2931
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	13	-4064	4	-2096	814	2174
SLS_RA_Gr1(max)	13	-3663	4	-2288	709	1893
SLS_RA_Gr1(min)	13	-3579	4	-1992	709	1893
SLS_RA_Gr2a(max)	13	-3656	4	-2079	687	1834
SLS_RA_Gr2a(min)	13	-3606	4	-1911	687	1834
SLS_RA_Gr2b(max)	13	-3661	4	-2069	687	1834
SLS_RA_Gr2b(min)	13	-3612	4	-1901	687	1834
SLS_FR_Gr1(max)	13	-3653	4	-2249	687	1834
SLS_FR_Gr1(min)	13	-3569	4	-1954	687	1834
SLS_FR_Gr2a(max)	13	-3618	4	-2116	687	1834
SLS_FR_Gr2a(min)	13	-3568	4	-1949	687	1834
SLS_FR_Gr2b(max)	13	-3624	4	-2107	687	1834
SLS_FR_Gr2b(min)	13	-3574	4	-1939	687	1834
SLS_QP	13	-3651	4	-1719	621	1658

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).

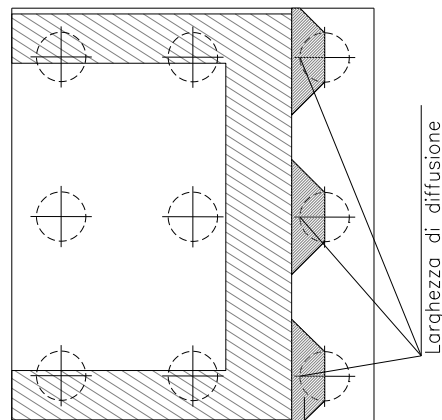


Figura 32 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 62 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

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

VERIFICA DELLO ZOCZOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Nmax (palo)	4986	kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.60	m
Diametro palo	1.20	m
Larghezza di diffusione	3.50	m
Spessore della Fondazione	1.80	m
Copriferro nominale	0.18	m
Altezza utile della sezione	1.58	m
Altezza della biella compressa	0.3	m
Sforzo di Trazione	10289	kN
Sforzo di compressione	11434	kN
Diametro armatura primo strato	30	mm
Passo armatura primo strato	10	cm
Diametro armatura secondo strato	30	mm
Passo armatura secondo strato	20	cm
Area complessiva delle armature	37110	mm ²
Tensione nel calcestruzzo	10.4	Mpa
Tensione nell'acciaio	277.3	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

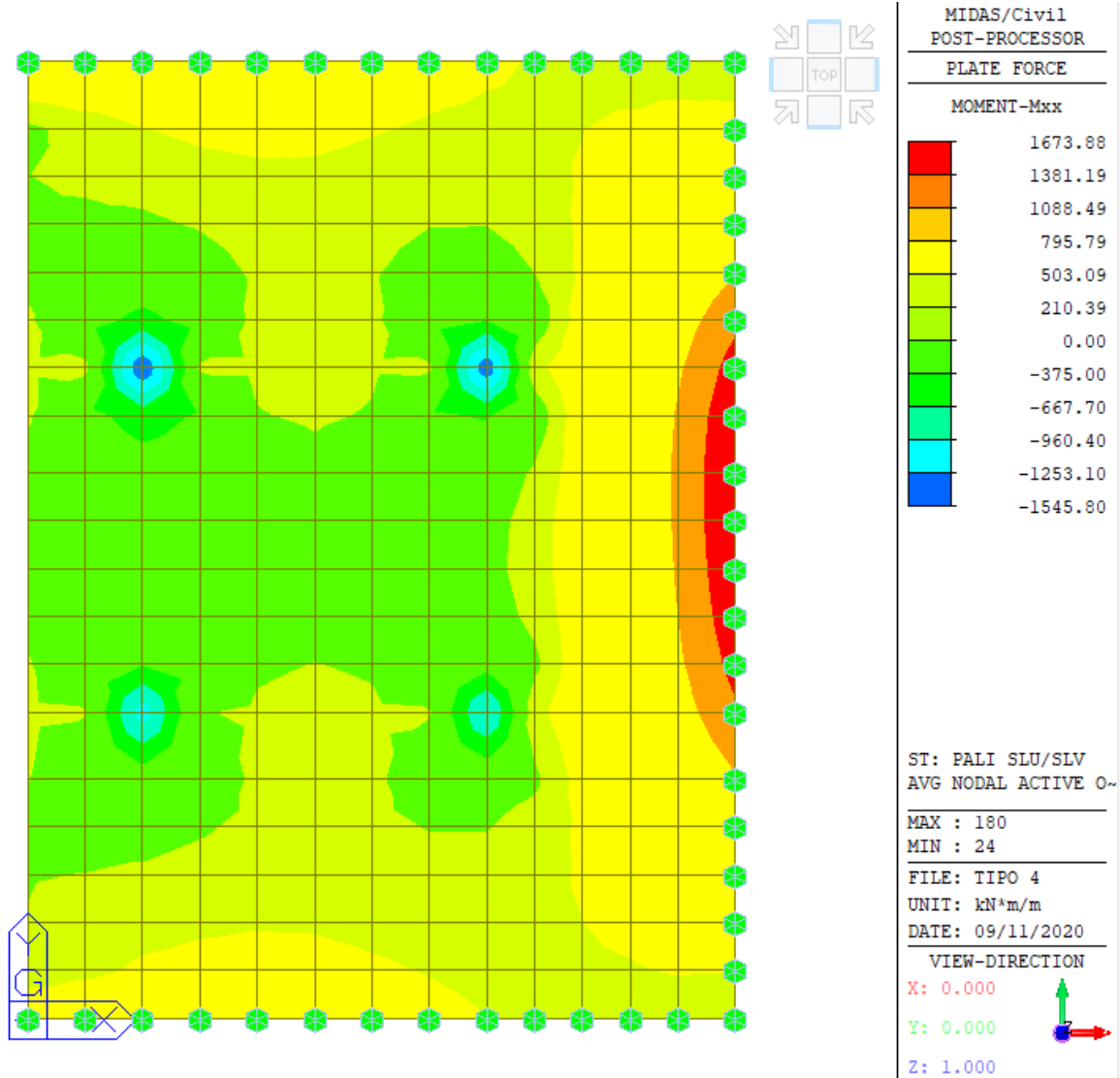
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 63 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------



Mxx (direzione trasversale)

Direzione trasversale (In corrispondenza dei muri laterali)

$$M_{xx} = 1100 \text{ kNm}$$

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

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

$$C.S = 1.96$$

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

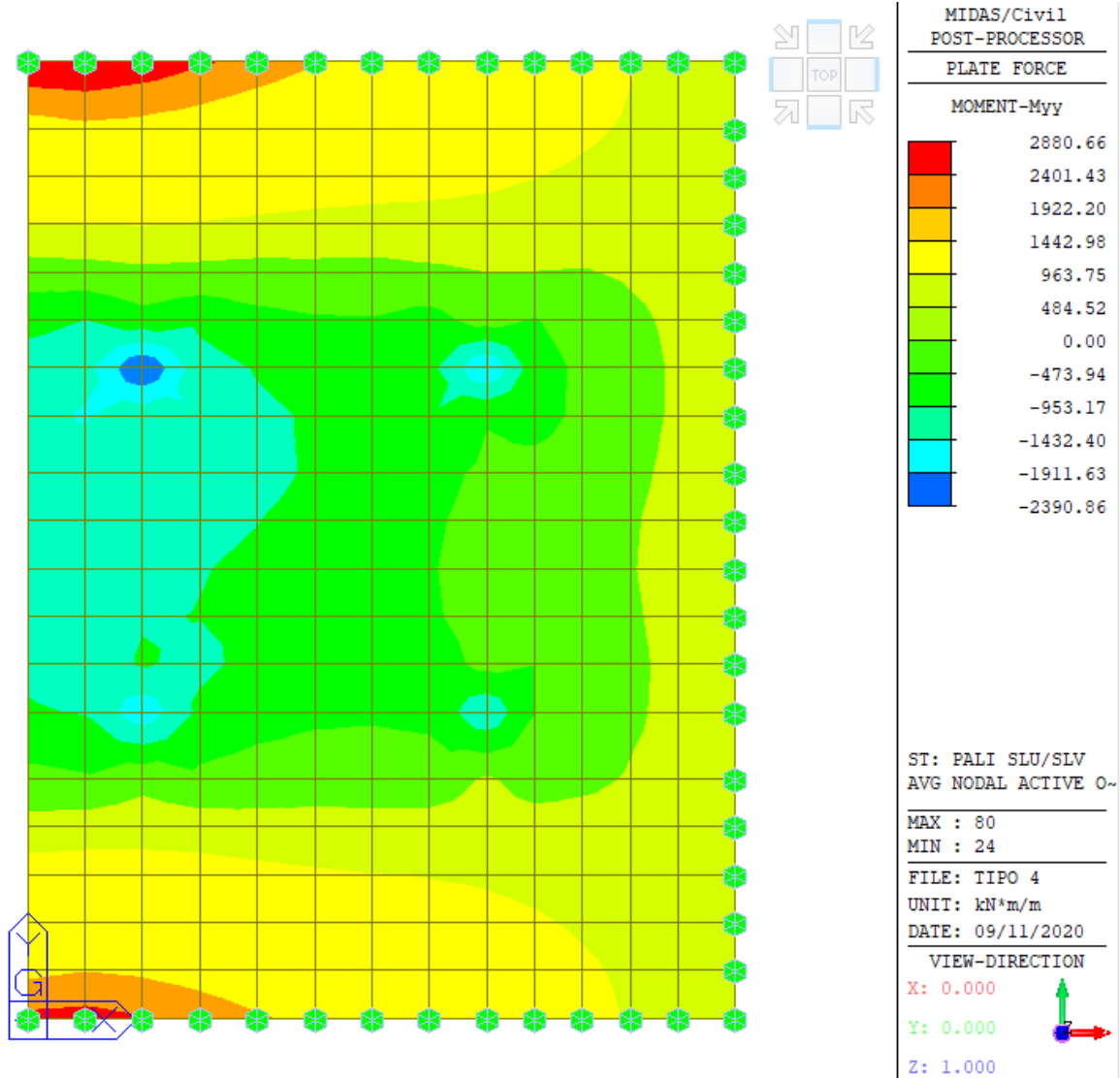
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 64 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------



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

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. 0.

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 22 m**.

PALI PALENTE - SPALLE (N>0 - TRAZIONE)								PORTANZA VERTICALE - COMB. A1-M1-R3					
SPALLA	Tipo	D _{pali}	n°pali	L _{pali}	N _{max,SLE}	N _{min}	N _{max}	Qd,c	FS	QLL	FS	Qd,t	FS
		[m]	[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
S1	Mobile	1.20	16	22	-3663	-778	-4986	5717	1.15	8176	2.23	3499	-

Le armature longitudinali consistono in una gabbia costituita da 16+16 ϕ 32 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
Φ 1500	1.50	16+16 ϕ 32

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	M kNm	T kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	ULS_A1_Q5c(max)	-4986	2477	928	2.15	2.9
Min N	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-778	2931	1098	1.5	2.4
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1222	4258	1595	1.06	1.7

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	M	T	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-3663	1893	709	-11.4	111.4	-
	SLS_RA_Gr2b(min)	-1901	1834	687	-10.7	164.2	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-3653	1834	687	-11.4	111.4	0.134
	SLS_FR_Gr2b(min)	-1939	1834	687	-10.7	164.2	0.222
QP	SLS_QP	-3651	1658	621	-10.1	85.0	0.08
	SLS_QP	-1719	1658	621	-9.7	148.7	0.192



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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 66 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 67 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

10. VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S2)

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

10.1 MURO FRONTALE

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

Tabella 34– 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)	10668.6	0.0	2426.7	16.5	195.2
ULS_A1_Gr1(min)	6562.0	0.0	649.7	16.5	200.3
ULS_A1_Gr2a(max)	8761.0	0.0	1802.6	672.7	196.0
ULS_A1_Gr2a(min)	6414.5	0.0	669.3	690.5	199.3
ULS_A1_Gr2b(max)	8805.8	0.0	1904.5	8.9	227.0
ULS_A1_Gr2b(min)	6459.3	0.0	771.1	8.9	230.3
ULS_A1_Q5c(max)	8805.8	0.0	2359.3	8.9	358.7
ULS_A1_Q5c(min)	6459.3	0.0	1226.0	8.9	362.0
ULS_A1_Q5s	6462.6	0.0	309.1	0.0	156.9
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	5160.6	0.0	0.0	974.8	269.6
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	5606.6	0.0	0.0	302.7	897.6
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	5385.2	0.0	0.0	305.1	269.4
SLS_RA_Gr1(max)	7902.7	0.0	1747.0	12.2	129.9
SLS_RA_Gr1(min)	4860.7	0.0	430.7	12.2	133.7
SLS_RA_Gr2a(max)	6489.6	0.0	1284.7	498.3	130.6
SLS_RA_Gr2a(min)	4751.5	0.0	445.2	511.5	133.0
SLS_RA_Gr2b(max)	6522.8	0.0	1360.2	6.6	153.5
SLS_RA_Gr2b(min)	4784.7	0.0	520.7	6.6	156.0
SLS_FR_Gr1(max)	7902.7	0.0	1292.1	12.2	1.7
SLS_FR_Gr1(min)	4860.7	0.0	-24.2	12.2	2.0
SLS_FR_Gr2a(max)	6489.6	0.0	829.9	498.3	1.1
SLS_FR_Gr2a(min)	4751.5	0.0	-9.7	511.5	1.3
SLS_FR_Gr2b(max)	6522.8	0.0	905.3	6.6	21.8
SLS_FR_Gr2b(min)	4784.7	0.0	65.8	6.6	24.3
SLS_QP	4787.1	0.0	0.0	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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 68 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Tabella 35 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	6.00 m
Spessore Muro Frontale	2.00 m
Lunghezza Muro Frontale	13.0 m
Spessore massimo tratto ringrossato	2.40 m
H tratto ringrossato a spessore costante	1.40 m
H tratto a spessore variabile	0.80 m
Altezza media Muro Paraghiaia	3.60 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.50 m
Luce mensola muro paraghiaia	0.38 m
Spessore medio mensola muro paraghiaia	0.40 m
Peso Muro Frontale	3918 kN
Peso Muro Paraghiaia	634 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.30 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-1.15 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo Ko	0.384
Coefficiente di spinta attiva Ka	0.238
Altezza del rilevato	9.8 m
Spinta a riposo	4060 kN
Spinta attiva	2513 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a _g	0.220
Coefficiente stratigrafico SS	1.36
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a _{max}	0.300
β _m (massa cls spalla)	1.000
Kh (cls spalla) =	0.300
Kv (cls spalla)=	0.150
β _m (massa terreno)	1.000
Kh (terreno) =	0.300
Kv (terreno)=	0.150
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a (M-O)	0.500
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2769 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1176 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	190 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	588 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	95 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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 69 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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)	16814.4	25702.1	3597.8	6616.6	195.2
ULS_A1_Gr1(min)	12707.7	24470.1	1851.3	6616.6	200.3
ULS_A1_Gr2a(max)	14906.7	27696.6	2978.6	6993.1	196.0
ULS_A1_Gr2a(min)	12560.2	27099.7	1865.1	7010.9	199.3
ULS_A1_Gr2b(max)	14951.6	23727.4	3266.5	6329.3	227.0
ULS_A1_Gr2b(min)	12605.1	23023.4	2152.9	6329.3	230.3
ULS_A1_Q5c(max)	14951.6	23727.4	4511.5	6329.3	358.7
ULS_A1_Q5c(min)	12605.1	23023.4	3397.9	6329.3	362.0
ULS_A1_Q5s	12608.3	22970.9	1250.5	6320.4	156.9
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	9713.0	35212.5	3120.9	7623.1	679.4
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	10159.0	17097.2	10397.6	4056.4	2263.7
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	9937.6	17049.2	3119.8	4058.7	679.2
SLS_RA_Gr1(max)	12455.1	19038.6	2526.7	4901.2	129.9
SLS_RA_Gr1(min)	9413.1	18126.0	1233.0	4901.2	133.7
SLS_RA_Gr2a(max)	11042.0	20516.0	2068.1	5180.1	130.6
SLS_RA_Gr2a(min)	9303.9	20073.8	1243.2	5193.3	133.0
SLS_RA_Gr2b(max)	11075.2	17575.8	2281.3	4688.4	153.5
SLS_RA_Gr2b(min)	9337.1	17054.4	1456.4	4688.4	156.0
SLS_FR_Gr1(max)	12455.1	18023.5	1302.6	4694.0	1.7
SLS_FR_Gr1(min)	9413.1	17110.9	-12.0	4694.0	2.0
SLS_FR_Gr2a(max)	11042.0	20516.0	836.7	5180.1	1.1
SLS_FR_Gr2a(min)	9303.9	20073.8	-1.8	5193.3	1.3
SLS_FR_Gr2b(max)	11075.2	17575.8	1036.3	4688.4	21.8
SLS_FR_Gr2b(min)	9337.1	17054.4	211.4	4688.4	24.3
SLS_QP	9339.5	13970.2	0.0	4060.3	0.0

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	2.0	1φ30/10	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)	1293	1977	509	1.98	2.4
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	747	2709	586	1.46	2.1
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	747	2709	586	1.46	2.1
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	747	2709	586	1.46	2.1

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

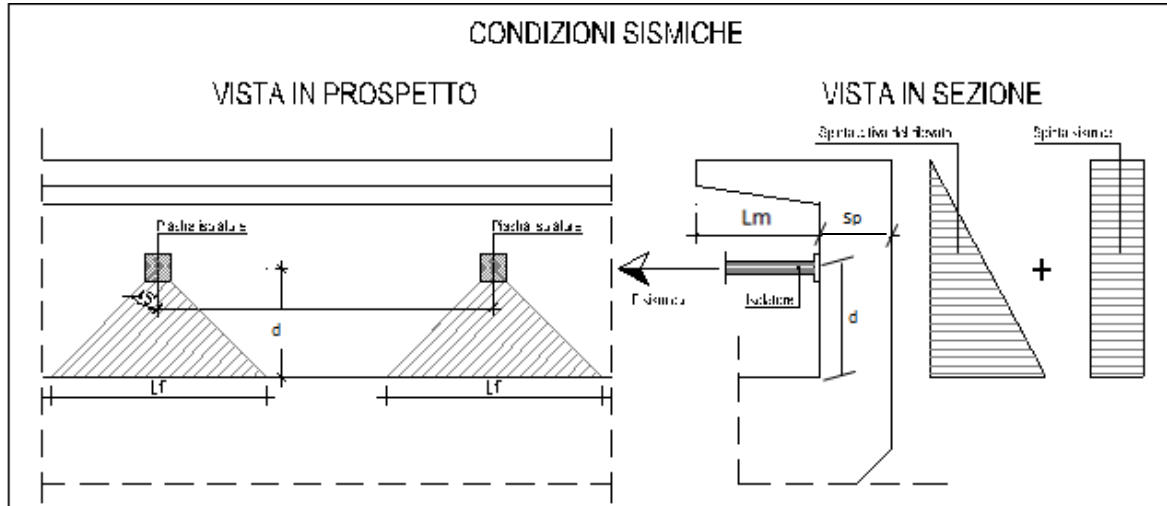
Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 70 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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	958	1465	377	-2.7	66.2	0.0
	SLS_RA_Gr1(min) - Min N	716	1544	399	-2.4	70.4	0.0
	SLS_RA_Gr1(max) - Max ML	849	1578	398	-2.7	66.2	0.0
FREQ	SLS_FR_Gr1a(max) - Max N	958	1386	361	-2.4	61.1	0.0
	SLS_FR_Gr2b(min) - Min N	716	1544	399	-2.4	68.7	0.0
	SLS_FR_Gr1a(max) - Max ML	849	1578	398	-2.4	61.1	0.0
QP	SLS_QP	718	1075	312	-1.9	44.6	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 e dall'azione trasmessa dagli isolatori.

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



Con:

Lf: Larghezza di diffusione Carico isolatore

d : Distanza isolatore da Testa muro frontale

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 71 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Tabella 39 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	45	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.6	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5	m
Luce mensola del muro paraghiaia	0.38	m
Spessore medio mensola del muro paraghiaia	0.40	m
Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro	3.40	m
Peso Mensola Paraghiaia	3.8	kN
Peso Mensola Paraghiaia	0.292	kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)	0.44	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)	500.0	kN
Distanza isolatore da Testa muro frontale	1.32	m
Larghezza di diffusione Carico isolatore	2.79	m
Spinta a riposo	83.2	kN/m
Spinta attiva	48.2	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.50	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	37.8	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	13.6	kN/m

Tabella 40 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa (Lato isolatore)	Compresa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.5	1φ20/10	1φ20/10	1φ12/20x40

Tabella 41 – Verifiche del muro paraghiaia

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	45	123	83	-3.9	96.9	0.04

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	61	166	112	3.03	4.9
SLV	45	395	279	1.23	2.0

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 72 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

10.3 MURI LATERALI

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

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

Tabella 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	2.00 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	4.00 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	10.00 m
Spessore medio Muri Laterali	1.00 m
Lunghezza Massima muri laterali	7.40 m
Peso Muro laterale (singolo)	1850 kN
Peso totale Muri laterali	3700 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	476.7 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	438.3
Spinta attiva	285.9 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.50
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	272.7 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	75 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	1φ30/10	1φ26/20	Φ12/40x40
Laterale	1.0	1.0	1φ22/10	1φ20/20	Φ12/40x40
Laterale	1.0	0.5	1φ20/10	1φ20/20	Φ12/40x40

Tabella 44 – Verifiche dei muri laterali

VERIFICHE DI ESERCIZIO							
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	σ _c	σ _s	Wk
		KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
0.00	SLE_RARA	250	1673	438	-5.23	166.7	0.07
4.00	SLE_RARA	100	448	194	-3.2	94.7	0
6.00	SLE_RARA	50	159	99	-3.4	98.4	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV						
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
		KN/m	kNm/m	KN/m		
0.00	SLU	338	2248	644	1.84	1.39
	SLV	250	2692	634	1.48	1.41
4.00	SLU	135	605	238	3.27	2.46
	SLV	100	604	236	3.04	2.47
6.00	SLU	68	215	238	2.35	1.15

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 73 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

SLV	50	191	113	2.89	2.43
-----	----	-----	-----	------	------

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 45 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-4.7 m
Peso Muro Frontale	3918 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	1.80 m
Ecc.Appoggi Plinto	2.10 m
Peso Muro Paraghiaia	634 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	0.65 kN
Peso Terreno Interno	15541 kN
Peso Accidentali	1540 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-4.7 m
Spessore Plinto	1.8 m
Lunghezza plinto	13.2 m
Larghezza plinto	13.2 m
Peso plinto di fondazione	7841
Altezza Rilevato+H plinto	11.6 m
Spinta a riposo rilevato	6723 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1159 kN
Spinta attiva rilevato	4879 kN
Incremento spinta sismica	4585 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1110 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	555 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2353 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1176 kN
Inerzia rilevato interno(H)	4663 kN
Inerzia rilevato interno (V)	2332 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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 74 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

Tabella 46 – 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]
ULS_A1_Gr1(max)	-55453.5	10657.6	195.2	45301.4	3949.1
ULS_A1_Gr1(min)	-51346.9	10657.6	200.3	53925.4	2211.8
ULS_A1_Gr2a(max)	-53026.2	10922.6	196.0	46458.3	3331.4
ULS_A1_Gr2a(min)	-50679.6	10940.5	199.3	51246.8	2223.8
ULS_A1_Gr2b(max)	-53071.0	10258.8	227.0	51541.6	3675.1
ULS_A1_Gr2b(min)	-50724.5	10258.8	230.3	56469.2	2567.5
ULS_A1_Q5c(max)	-53071.0	10258.8	358.7	51541.6	5157.1
ULS_A1_Q5c(min)	-50724.5	10258.8	362.0	56469.2	4049.5
ULS_A1_Q5s	-50727.8	10249.9	156.9	56531.9	1532.9
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-38218.5	19931.4	3117.4	25763.5	15025.5
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-38664.5	9404.8	10390.3	28521.6	50077.7
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	-41765.5	9407.1	3117.2	28964.0	15023.9
SLS_RA_Gr1(max)	-41076.7	7894.6	129.9	33556.6	2760.6
SLS_RA_Gr1(min)	-38034.7	7894.6	133.7	39944.7	1473.7
SLS_RA_Gr2a(max)	-39278.6	8090.8	130.6	34413.5	2303.1
SLS_RA_Gr2a(min)	-37540.5	8104.0	133.0	37960.6	1482.6
SLS_RA_Gr2b(max)	-39311.8	7599.1	153.5	38178.9	2557.6
SLS_RA_Gr2b(min)	-37573.7	7599.1	156.0	41829.1	1737.2
SLS_FR_Gr1a(max)	-40691.7	7604.8	1.7	35237.4	1305.7
SLS_FR_Gr1a(min)	-37649.7	7604.8	2.0	41625.5	8.4
SLS_FR_Gr2a(max)	-39278.6	8090.8	1.1	34413.5	838.7
SLS_FR_Gr2a(min)	-37540.5	8104.0	1.3	37960.6	0.6
SLS_FR_Gr2b(max)	-39311.8	7599.1	21.8	38178.9	1075.6
SLS_FR_Gr2b(min)	-37573.7	7599.1	24.3	41829.1	255.1
SLS_QP	-36421.1	6723.2	0.0	46917.8	0.0

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

	Pali															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
z	-5.40	-1.80	1.80	5.40	-5.40	-1.80	1.80	5.40	-5.40	-1.80	1.80	5.40	-5.40	-1.80	1.80	5.40
y	5.40	5.40	5.40	5.40	1.80	1.80	1.80	1.80	-1.80	-1.80	-1.80	-1.80	-5.40	-5.40	-5.40	-5.40
z ²	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16
y ²	29.16	29.16	29.16	29.16	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	29.16	29.16	29.16	29.16
W _y	48.00	48.00	48.00	48.00	144.00	144.00	144.00	144.00	-144.00	-144.00	-144.00	-144.00	-48.00	-48.00	-48.00	-48.00
W _z	-48.00	-144.00	144.00	48.00	-48.00	-144.00	144.00	48.00	-48.00	-144.00	144.00	48.00	-48.00	-144.00	144.00	48.00

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 75 di 79
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 48 – 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)	13	-4492	4	-2440	666	1779
ULS_A1_Gr1(min)	13	-4379	4	-2040	666	1779
ULS_A1_Gr2a(max)	13	-4351	4	-2277	683	1823
ULS_A1_Gr2a(min)	13	-4281	4	-2054	684	1826
ULS_A1_Gr2b(max)	13	-4467	4	-2167	641	1712
ULS_A1_Gr2b(min)	13	-4400	4	-1940	641	1712
ULS_A1_Q5c(max)	13	-4498	4	-2136	642	1713
ULS_A1_Q5c(min)	13	-4431	4	-1909	642	1713
ULS_A1_Q5s	47	-4380	4	-1961	641	1711
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	13	-3238	4	-1539	1261	3366
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	13	-4054	4	-779	876	2339
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	13	-3527	4	-1694	619	1654
SLS_RA_Gr1(max)	13	-3324	4	-1811	493	1318
SLS_RA_Gr1(min)	13	-3240	4	-1514	493	1318
SLS_RA_Gr2a(max)	13	-3220	4	-1690	506	1350
SLS_RA_Gr2a(min)	13	-3168	4	-1525	507	1353
SLS_RA_Gr2b(max)	13	-3306	4	-1608	475	1268
SLS_RA_Gr2b(min)	13	-3256	4	-1441	475	1268
SLS_FR_Gr1(max)	13	-3305	4	-1782	475	1269
SLS_FR_Gr1(min)	13	-3220	4	-1486	475	1269
SLS_FR_Gr2a(max)	13	-3189	4	-1720	506	1350
SLS_FR_Gr2a(min)	13	-3137	4	-1555	507	1352
SLS_FR_Gr2b(max)	13	-3275	4	-1639	475	1268
SLS_FR_Gr2b(min)	13	-3225	4	-1472	475	1268
SLS_QP	13	-3254	4	-1299	420	1122

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

Tabella 49 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE		
N _{max} (palo)	4498	kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.60	m
Diametro palo	1.20	m
Larghezza di diffusione	3.00	m
Spessore della Fondazione	1.80	m
Copriferro nominale	0.18	m
Altezza utile della sezione	1.58	m
Altezza della biella compressa	0.3	m
Sforzo di Trazione	9282	kN
Sforzo di compressione	10314	kN
Diametro armatura primo strato	30	mm
Passo armatura primo strato	10	cm
Diametro armatura secondo strato	30	mm
Passo armatura secondo strato	20	cm
Area complessiva delle armature	31809	mm ²
Tensione nel calcestruzzo	10.9	Mpa
Tensione nell'acciaio	291.8	Mpa

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 76 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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.

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. 0.

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 20 m**.

PALI PALENTE - SPALLE (N>0 - TRAZIONE)								PORTANZA VERTICALE - COMB. A1-M1-R3					
SPALLA	Tipo	D _{pali}	n°pali	L _{pali}	N _{max,SLE}	N _{min}	N _{max}	Qd,c	FS	QLL	FS	Qd,t	FS
		[m]	[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
S2	Fissa	1.20	16	20	-3324	-779	-4498	5260	1.17	6894	2.07	3499	-

Le armature longitudinali consistono in una gabbia costituita da 16+16 ϕ 32 longitudinali e da una spirale ϕ 14/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

Tabella 50 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ 1500	1.50	16+16 ϕ 32	Spirale ϕ 14/10

Per le verifiche strutturali dei pali si rimanda a quanto riportato per la spalla S1.

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V16000	REL	02	B	77 di 79

11. ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI

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

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

Nella figura successiva, viene riportato lo schema relativo alla sistemazione dei dispositivi di isolamento e apparecchi di appoggio. Con la sigla "T" si indicano gli apparecchi d'appoggio, scorrevoli longitudinalmente e trasversalmente e dotati di dispositivi sismici in direzione trasversale; con la sigla "L" si indicano, invece, gli isolatori sismici in direzione longitudinale, posizionati sulla spalla fissa.

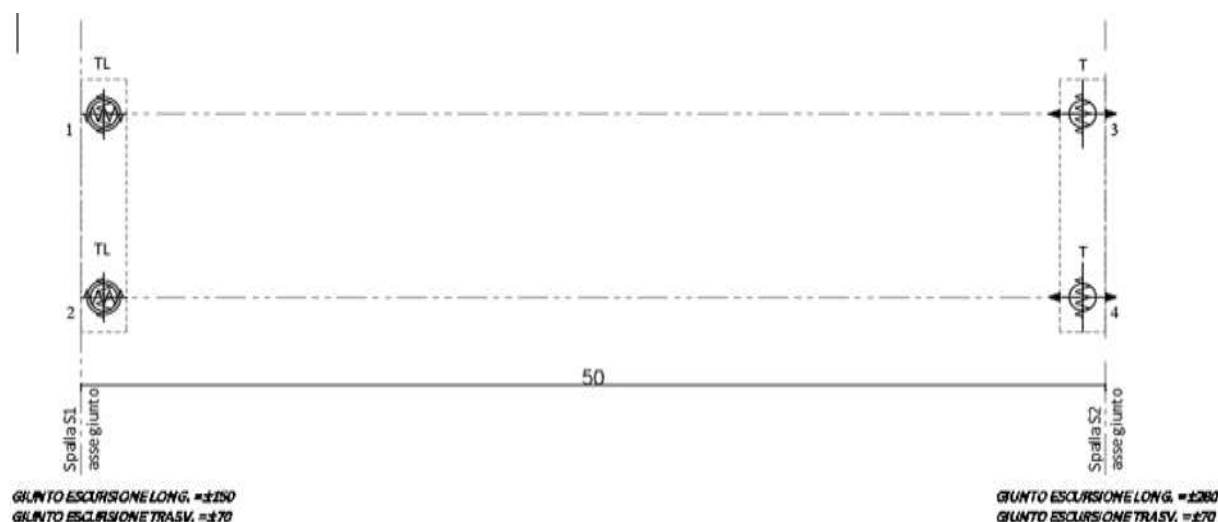


Figura 33 – Schema di appoggi e isolatori

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

Il comportamento del dispositivo è del tipo isteretico con scarico elastico e i dati di progetto del dispositivo sono costituiti dalle coppie forza- spostamento all'atto dello snervamento ($F1, d1$) e in corrispondenza dei valori massimi previsti in presenza di azione sismica ($F2, d2$).

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 78 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

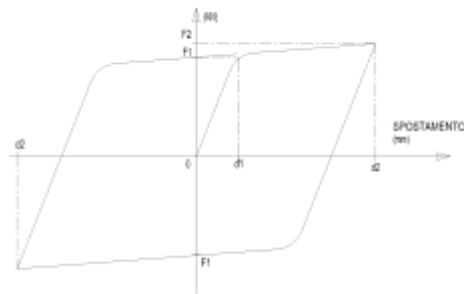


Figura 34 – Legame forza-spostamento per isolatori

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 51 – Caratteristiche tecniche appoggi isolatori longitudinali e trasversali

CARATTERISTICHE TECNICHE APPOGGI-ISOLATORI LONGITUDINALI E TRASVERSALI												
SOTTOSTRUTTURE	SIGLA	CARICHI [kN]	ESCURS. [mm]		F1 [kN]		F2 [kN]		d1 [mm]		d2 [mm]	
			VERT.	LONG.	TRASV.	LONG.	TRASV.	LONG.	TRASV.	LONG.	TRASV.	
S1	TL	5000	-	-	435	435	500	500	±15	-	±120	-
S2	T	5000	±14D/280	±70	-	435	-	500	-	±6	-	±60

Gli apparecchi di appoggio, sono del tipo in acciaio teflon con disco elastomerico confinato. La tipologia costruttiva prevista per gli apparecchi di appoggio, degli isolatori e dei giunti è riportata nell'elaborato grafico specifico.

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

Direzione trasversale

Le analisi dinamiche non lineari mediante accelerogrammi indicano valori massimi contenuti in 65 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:

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

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: PONTE PALENTE

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 79 di 79
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

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 120 mm con analisi lineare e a 119 mm con analisi dinamica non lineare. Cautelativamente si adotta il valore:

- $d_2 = \pm 140 \text{ mm}$

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

- $d_g = 0.025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g = 0.025 \cdot 1.36 \cdot 0.51 \cdot 2.71 \cdot 0.277 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = 128 \text{ mm}$

- $d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot 50 \cdot 10^3 = 10 \text{ mm}$

Pertanto lo spostamento massimo in corrispondenza della spalla mobile vale circa $\pm 258 \text{ mm}$.

Sono state adottate corse longitudinali degli apparecchi di appoggio pari a $\pm 140 \text{ mm}$ per la spalla fissa e ± 280 per la spalla mobile.