

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 DEFINITIVO

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

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese
Mandataria:

			
--	--	---	--

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

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

<p>2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE</p> <p>3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud 4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia</p> <p>OPERE D’ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI</p> <p>Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture</p>	<p>SCALA:</p> <p>DATA:</p> <p style="text-align: center;">Giugno 2017</p>
---	---

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

Codice Elaborato:	Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.
	L 0 7 0 3	2 1 3	E	1 3	V I 0 0 0 3	R E L	0 1	A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
A	GIUGNO 2017	EMISSIONE	PROGIN	PROGIN	S. LIETO	A. GRIMALDI

INDICE

1. GENERALITA'	4
1.1 UNITÀ DI MISURA.....	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
3.1 RESISTENZE DI PROGETTO.....	7
3.1.1 Calcestruzzo C30/37.....	7
3.1.2 Calcestruzzo C32/40.....	7
3.1.3 Acciaio di armatura B450C.....	8
3.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	9
3.3 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI	9
4. ANALISI DEI CARICHI	10
4.1 PESI PROPRI.....	10
4.1.1 Rinterro.....	10
4.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)	10
4.3 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)	11
4.4 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2).....	11
4.5 VARIAZIONE TERMICA (E3).....	12
4.6 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1).....	12
4.7 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)	13
4.8 AZIONE CENTRIFUGA (Q4).....	13
4.9 AZIONE DEL VENTO (Q5)	14
4.9.1 Calcolo della pressione del vento.....	14
4.10 AZIONI SISMICHE (Q6)	14
4.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)	17
4.12 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)	18
4.13 SPINTA DELLA COLTRE IN FRANA.....	18
5. COMBINAZIONI DI CARICO	20
5.1 GRUPPI DI CARICO.....	20
5.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE	21
5.3 COMBINAZIONI AGLI SLU	22
5.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....	22
6. MODELLI DI CALCOLO	23
6.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	23
6.2 MODELLO GLOBALE.....	24
6.3 MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	25
6.3.1 Condizioni statiche.....	26
6.3.2 Condizioni sismiche	26
7. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA	30
7.1 ANALISI STATICA	30

7.2	ANALISI SISMICA.....	30
7.2.1	Dimensionamento degli isolatori sismici	32
7.2.1.1	<i>Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"</i>	32
7.2.1.2	<i>Isolatori elastoplastici</i>	35
7.2.2	Analisi dinamica lineare (analisi modale).....	38
7.2.3	Analisi dinamica non lineare.....	38
7.3	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	41
7.3.1	Verifiche allo SLU.....	41
7.3.2	Verifiche allo SLE.....	41
7.3.2.1	<i>Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio</i>	41
7.3.2.2	<i>Verifica di fessurazione</i>	41
8.	PONTI IN ACCIAIO-CLS	42
8.1	SPALLE.....	42
8.1.1	Muro frontale	42
8.1.2	Muro paraghiaia.....	45
8.1.3	Muri laterali.....	46
8.1.4	Plinto di fondazione.....	47
8.1.5	Pali di fondazione	50
9.	VIADOTTI IN ACCIAIO-CLS	52
9.1	SPALLE.....	52
9.1.1	Muro frontale	52
9.1.2	Muro paraghiaia.....	55
9.1.3	Muri laterali.....	56
9.1.4	Plinto di fondazione.....	58
9.1.5	Pali di fondazione.....	62
9.2	VERIFICA DELLE PILE.....	64
9.2.1	Risultati delle analisi e verifiche del fusto	64
9.2.1.1	<i>Risultati e verifiche allo SLU</i>	65
9.2.2	Pali di fondazione	65
9.2.3	Plinto di fondazione.....	66
10.	PONTI E VIADOTTI IN C.A.P.	68
10.1	SPALLE.....	68
10.1.1	Muro Frontale	68
10.1.2	Muro Paraghiaia.....	71
10.1.3	Muro Laterale.....	74
10.1.4	Plinto di fondazione.....	75
10.1.5	Pali di fondazione	77
10.2	PILE	78
10.2.1	Plinto di fondazione.....	80
10.2.2	Pali di fondazione	82
11.	ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI	84
11.1	PONTI E VIADOTTI ACCIAIO-CLS.....	84
11.2	PONTI E VIADOTTI IN C.A.P.	87

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clc

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	4 di 89

1. GENERALITA'

La presente relazione viene emessa nell'ambito del Progetto Definitivo 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.

Gli stralci funzionali di cui sopra rientrano nell'ambito degli interventi di completamento della Pedemontana delle Marche definiti e finanziati nella Delibera CIPE 64/2016 - "Aggiornamento del quadro infrastrutturale della delibera n. 13/2004".

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e la verifica delle sottostrutture dei seguenti ponti e viadotti.

PONTI E VIADOTTI IN C.A.P.				
	OPERA	PROGRESSIVE	SPARTITO [m]	B _{imp} [m]
VIADOTTO	SANT'ANNA	2+157 – 2+257	25+25+25+25 (100)	13.0
VIADOTTO	SAN PIETRO	2+631 – 2+731	25+25+25+25 (100)	13.0
VIADOTTO	CESARA	9+005 – 9+101	25+25+25+25 (100)	20.0

PONTI E VIADOTTI IN ACCIAIO-CLS				
	OPERA	PROGRESSIVE	SPARTITO [m]	B _{imp} [m]
VIADOTTO	CASTELRAIMONDO	0+684 – 0+914	30+50+50+40+40+40+30 (240)	13.0
VIADOTTO	VALLONE	1+530 – 1+740	30+40+50+50+40 (210)	13.0
VIADOTTO	POTENZA	3+945 – 4+225	40+50+50+50+50+40 (280)	13.35
PONTE	PALENTE	9+452 – 9+502	50	13.0

Per tutte le opere in oggetto, è previsto un sistema di isolamento sismico dell'impalcato che permette di ridurre drasticamente le sollecitazioni sismiche dell'impalcato sulle sottostrutture. Il sistema di isolamento è costituito da dispositivi agenti in direzione longitudinale e dispositivi agenti in direzione trasversale all'asse dei viadotti. I dispositivi agenti in direzione trasversale sono accoppiati agli apparecchi d'appoggio che risultano tutti multidirezionali. I dispositivi di isolamento in direzione longitudinale, invece, per i viadotti sono disposti in corrispondenza delle spalle "fisse" e collegano gli impalcato ai muri paraghiaia di dette spalle, mentre per i ponti sono anch'essi accoppiati agli apparecchi d'appoggio. Maggiori approfondimenti sono riportati nel capitolo relativo all'isolamento sismico. Le opere sono progettate per una vita nominale di 50 anni e ricadono in classe d'uso III.

Nel seguito vengono presentate le caratteristiche generali delle opere e vengono descritte le tipologie adottate per le sottostrutture. Inoltre vengono definite le modalità di calcolo, i risultati delle analisi delle sollecitazioni e le verifiche degli elementi strutturali.

Le capacità portanti delle fondazioni sono riportate nella relazione specifica.

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0003	REL	01	A	5 di 89

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa per le sottostrutture delle opere in esame.

Opere	H _{spalla} (m) (incluso paraghiaia)	H pile (m)					H _{spalla} (m) (incluso paraghiaia)
		P1	P2	P3	P4	P5	
Viadotto Castelraimondo	7.00 9Φ1500 20.00	5.50 6Φ1500 20.00	9.00 6Φ1500 20.00	11.00 6Φ1500 20.00	11.00 6Φ1500 20.00	12.50 6Φ1500 20.00	8.70 9Φ1500 25.00
Viadotto Vallone	10.40 15Φ1500 18.00	15.50 8Φ1500 18.00	30.50 13Φ1500 18.00	23.50 13Φ1500 22.00	15.50 8Φ1500 22.00		9.40 15Φ1500 22.00
Viadotto S.Anna	9.50 9Φ1500 24.00	12.50 6Φ1500 20.00	13.50 6Φ1500 22.00	12.50 6Φ1500 20.00			9.50 9Φ1500 24.00
Viadotto S.Pietro	10.50 9Φ1500 23.00	12.00 6Φ1500 20.00	13.50 6Φ1500 18.00	12.00 6Φ1500 18.00			8.50 9Φ1500 23.00
Viadotto Potenza	11.00 9Φ1500 23.00	11.50 6Φ1500 20.00	17.50 6Φ1500 20.00	17.50 6Φ1500 20.00	14.00 6Φ1500 20.00	15.50 6Φ1500 20.00	11.00 9Φ1500 23.00
Viadotto Cesara	9.00 12Φ1500 25.00	10.00 9Φ1500 18.00	13.00 9Φ1500 18.00	13.00 9Φ1500 18.00			5.50 12Φ1500 25.00
Ponte Palente	11.00 16Φ1200 25.00						9.00 16Φ1200 25.00

1.1 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, 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: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 6 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

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

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

Elemento	Classe	Classe di Esposizione	a/c	Tipi di cementi	Quantitativo di cemento [kg/m³]	Classi di consistenza
Calcestruzzo per magrone di fondazione	C12/15	-	-	CEM III-IV	-	-
Calcestruzzo per pali di fondazione	C32/40	XA2	0.5	CEM III-IV	360	S4
Calcestruzzo armato per plinti di fondazione	C32/40	XA2	0.5	CEM III-IV	360	S4
Elevazione Pile e Spalle	C30/37	XC4-XF2	0.5	CEM III-IV	330	S4

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

3.1 RESISTENZE DI PROGETTO

3.1.1 Calcestruzzo C30/37

- $R_{ck} = 37$ 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

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-cls

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 8 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

Resistenze di progetto allo SLU

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

Resistenze di progetto allo SLE

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

3.1.3 Acciaio di armatura B450C

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

Resistenza di progetto allo SLU

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

Resistenza di progetto allo SLE

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

3.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Per i 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 relazione relativa alle fondazioni.

3.3 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI

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

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

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. Per i metodi di valutazione di tale parametro si rimanda alla *Relazione sulle fondazioni*.

Tabella 2 – Valori α

D_{palo} [m]	Condizione	α [m]
1.2	Non in frana	2.5
1.2	In frana	3.1
1.5	Non in frana	3.2
1.5	In frana	3.8

4.3 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. 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. Si riportano, a titolo di esempio, i dati relativi ad un impalcato di larghezza pari a 13.0 m.

Tabella 3 – 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
$E_{r,10000gg} =$	-2.42E-04	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)

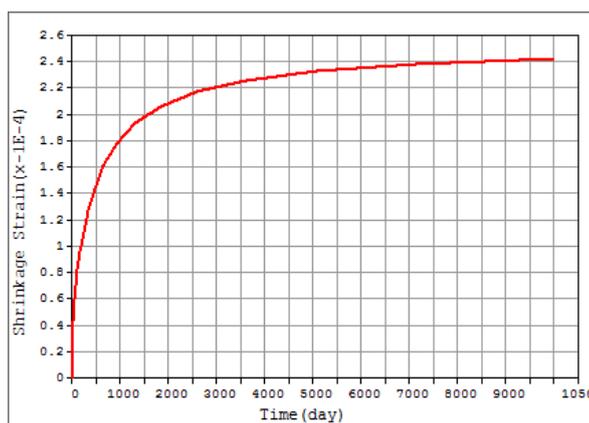


Figura 1 - Andamento della deformazione da ritiro nel tempo

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.

4.4 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2)

Di seguito si riporta il calcolo del coefficiente di viscosità per il calcestruzzo della soletta secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. Si riportano, a titolo di esempio, i dati relativi ad un impalcato di larghezza pari a 13.0 m.

Tabella 4 – 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
$\phi(t_{oo}, t_0)$ =	2.75	(EN 1992-1-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)
$\phi(t_{oo}, t_0)$ =	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.

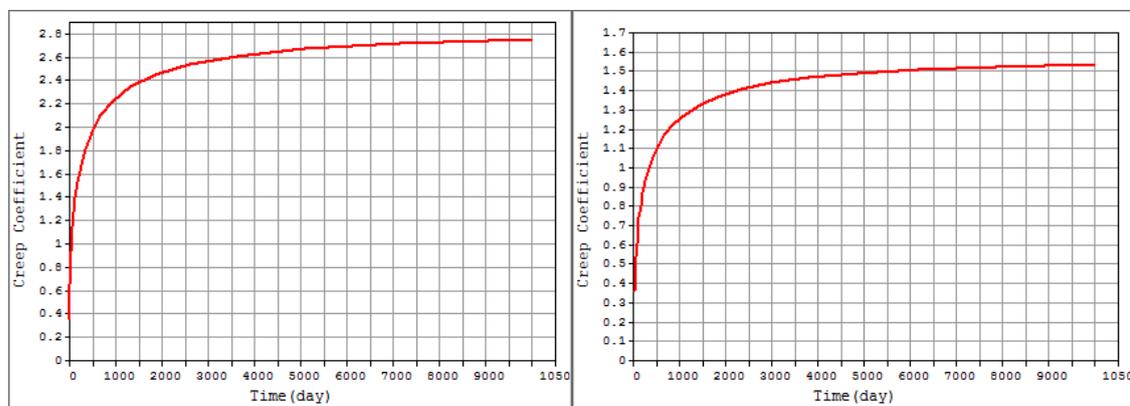


Figura 2 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo per $t_0 = 3$ gg. e per $t_0 = 30$ gg.

4.5 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 fornite dalla Normativa di riferimento (punto 5.2.2.5.2 del DM 2008). In particolare è stata considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

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

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

4.6 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.

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 13 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

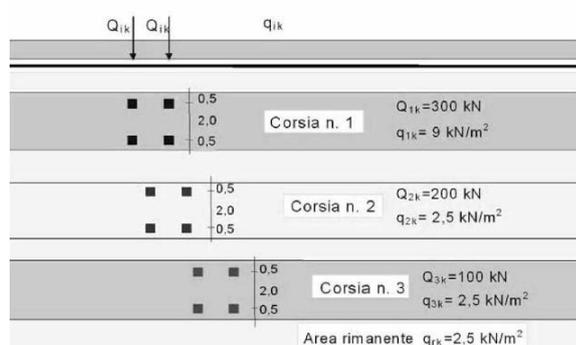


Figura 3 – Schema di carico 1

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_{2k} e 2.5 kN/m² di q_{2k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una terza colonna di carichi (ingombro rimanente), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN di Q_{3k} e 2.5 kN/m² di q_{3k} 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 $q_{fk} = 5$ kN/m² da considerare al 50% nelle combinazioni in cui sono presenti i carichi stradali.

4.7 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)

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

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

4.8 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

In accordo al par. 5.1.3.6 del DM 14/01/2008 l'azione centrifuga totale risulta pari a:

$$R < 200 \text{ m} \quad Q_4 = 0.2 \times Q_v$$

$$200 \leq R \leq 1500 \text{ m} \quad Q_4 = 40 Q_v / R$$

$$R > 1500 \text{ m} \quad Q_4 = 0$$

Dove $Q_v = \sum_i 2 Q_i$

4.9 AZIONE DEL VENTO (Q5)

4.9.1 Calcolo della pressione del vento

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

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

dove:

- q_b = è la pressione cinetica di riferimento;
- C_e = è il coefficiente di esposizione;
- C_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;
- C_d = è il coefficiente dinamico.

Con:

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

dove v_b è stato desunto dalla tabella 3.3.I, zona 3 (Marche, Umbria) e 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:

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

4.10 AZIONI SISMICHE (Q6)

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

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	15 di 89

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

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

- Vita nominale V_N = 50 anni;
- Classe d'uso = III;
- Coefficiente d'uso C_u = 1.5;
- Periodo di riferimento V_R = 75 anni;
- $T_{R,SLV}$ = 712 anni;
- Comune = Fabriano;
- $a_{g,SLV}$ = **0.223 g**;
- $F_{0,SLV}$ = **2.540**;
- $T^*_{c,SLV}$ = **0.332 sec.**

Tabella 5 - Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*c) per comune di riferimento - Fabriano

V_R [anni]	Stato Limite	PV_R -	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
75	SLO	81%	45	0.073	2.450	0.286
	SLD	63%	75	0.090	2.454	0.297
	SLV	10%	712	0.206	2.526	0.331
	SLC	5%	1462	0.262	2.555	0.339

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

- Categoria di suolo = C;
- Categoria topografica = T1;
- S_s , fattore stratigrafico = 1.36;
- S_T , fattore topografico = 1.0;
- C_c , fattore correttivo del periodo TC^* = 1.5.

Si riportano nell'immagine seguente, a titolo di riferimento, gli *spettri elastici allo SLV e allo SLC* in accelerazione in direzione orizzontale (smorzamento 5% e 25%) e verticale.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	16 di 89

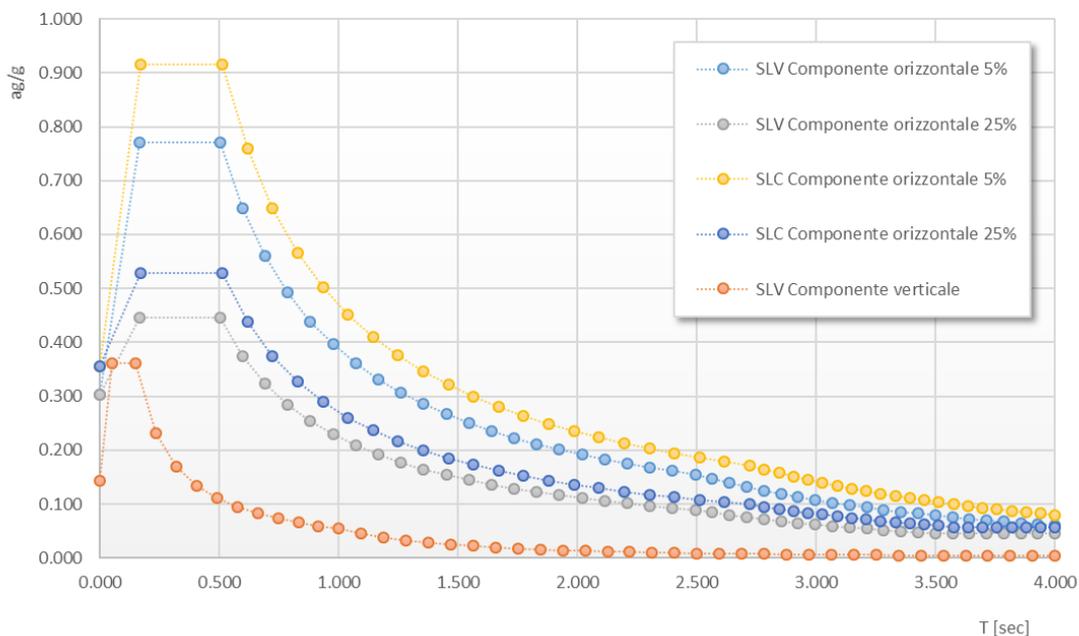


Figura 4 – Spettri elastici in accelerazione agli SLU ($q = 1$)

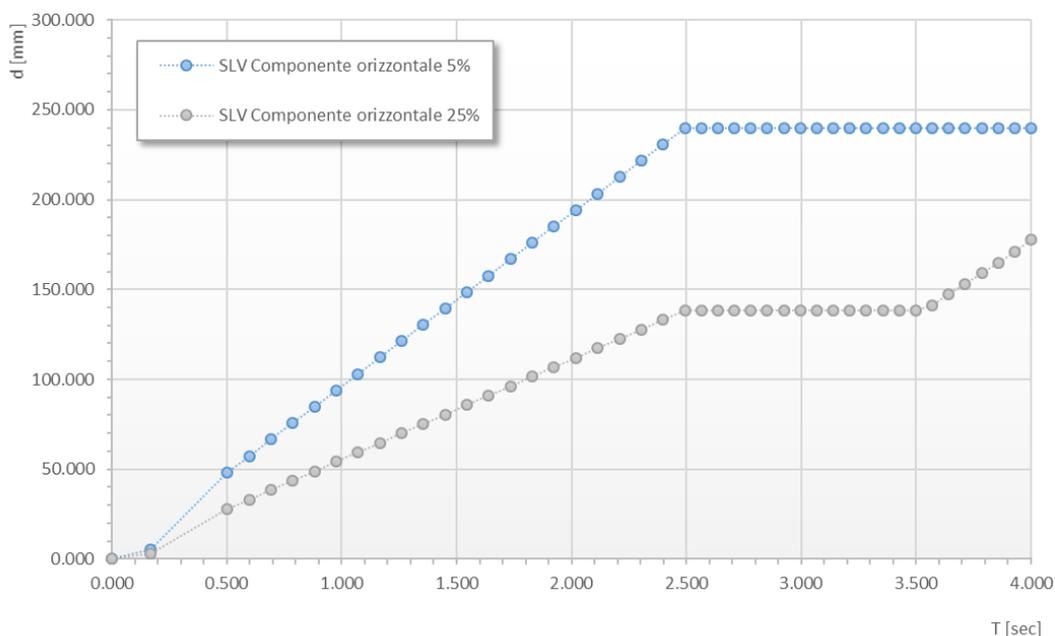


Figura 5 – Spettri in spostamento allo SLV

In accordo a quanto previsto al punto 7.10 del D. M. 14/01/2008 si utilizzano gli spettri allo SLV per le verifiche di resistenza delle sottostrutture e dei dispositivi di isolamento, mentre si utilizza lo

spettro allo SLC per la verifica dello spostamento ultimo dei dispositivi di isolamento.

Si precisa che in fase di analisi dinamica lineare si è adoperato uno spettro modificato che per periodi bassi (inferiori a circa 0.85 s) è calcolato con uno smorzamento del 5%, mentre per periodi alti (superiori a 0.85 s) è calcolato con uno smorzamento del 25%. In questo modo, come si vedrà in seguito, avendo l'impalcato periodi di vibrazione principali in direzione longitudinale e trasversale rispettivamente pari a 2.2 s e 1.1 s, il programma di calcolo riesce a valutare, con un'unica analisi, le forze di inerzia dovute alla massa dell'impalcato facendo riferimento ad accelerazioni spettrali con smorzamento del 25% e le forze di inerzia dovute alle masse delle pile (che hanno periodi di vibrazione inferiori a 0.85 s) con riferimento ad accelerazioni spettrali con smorzamento pari al 5%.

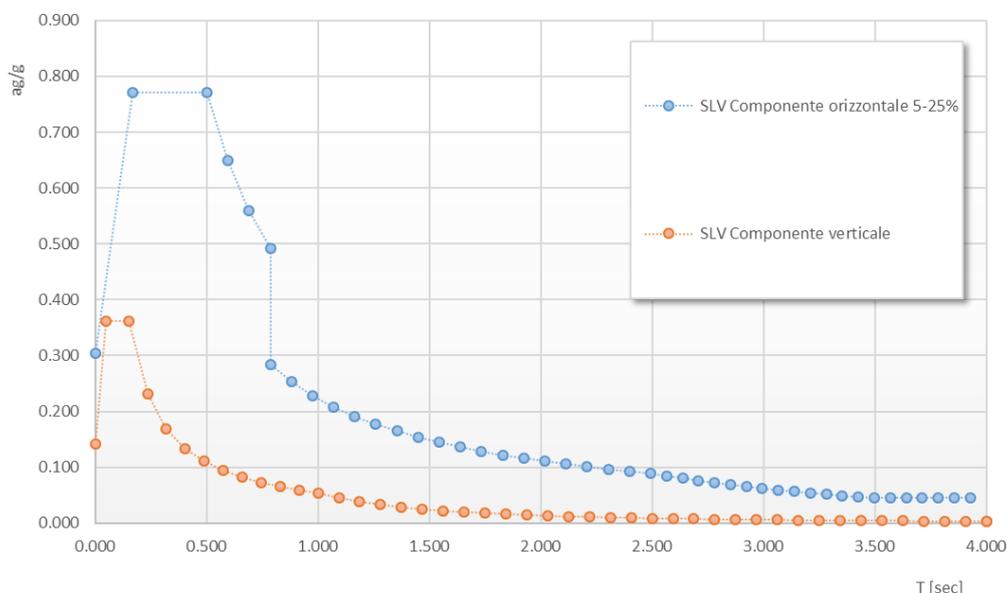


Figura 6 – Spettri elastici in accelerazione "modificati" allo SLV per analisi dinamica lineare

4.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)

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

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

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

dove on V_G si intende lo scarico verticale sugli appoggi per effetto dei pesi propri e dei carichi permanenti mentre per V_Q si intende lo scarico verticale sugli appoggi per effetto dei sovraccarichi mobili.

4.12 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)

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

4.13 SPINTA DELLA COLTRE IN FRANA

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

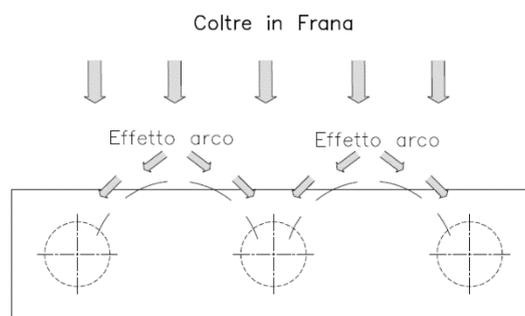


Figura 7 – Effetto arco orizzontale tra pali adiacenti

In queste ipotesi, con riferimento ad un diaframma di lunghezza unitaria, è possibile considerare, al limite del raggiungimento della resistenza passiva del terreno di monte, una spinta complessiva sull'opera pari a:

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

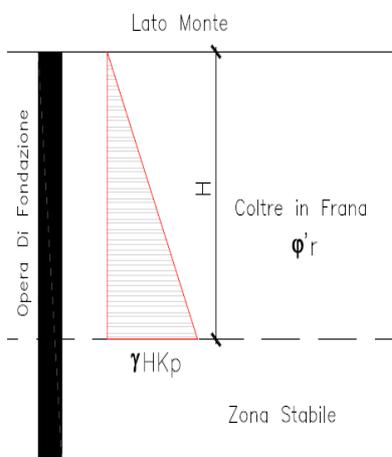
2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-cls

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 19 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------



Il Valore di calcolo di S_{frana} è stato determinato tenendo conto della situazione geomorfologica dell'area attraversata dall'opera, caratterizzata dalla presenza di alcuni lembi di frana. In definitiva, nei riguardi del calcolo si è posto:

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$H = 3-6\text{m}$ (spessore della massa instabile)

$\phi'r = 18^\circ$ (angolo d'attrito residuo coltre in frana / $Kp = 1.894$)

e quindi, nell'ipotesi cautelativa di attrito terra-muro pari a zero.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

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

5.1 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 6 – 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.

5.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

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

Tabella 7 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU

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

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

Tabella 8 – 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
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico	0,6	0,2	0,0
	SLU e SLE			
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_5	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

5.3 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 9 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

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

5.4 COMBINAZIONI AGLI SLE

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

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

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

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

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

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

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

Tabella 10 - Combinazioni agli SLE

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

6. MODELLI DI CALCOLO

L'impalcato è continuo su 4 appoggi (due spalle e due pile). Le spalle sono del tipo "a muri andatori" fondate su pali. Longitudinalmente l'impalcato è libero di scorrere in corrispondenza degli appoggi sulla spalla mobile e delle pile, ed è vincolato solo ad una spalla (spalla fissa), con vincolo costituito dall'isolatore sismico longitudinale di tipo elastoplastico.

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

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

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

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

6.1 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 in acciaio calcestruzzo è stato effettuato con l'ausilio del software **MIDAS/CIVIL 2016**, 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. Viceversa, per gli impalcati con travi a cassoncino in c.a.p., l'analisi delle strutture d'impalcato è stato effettuato con l'ausilio del Software **SAP2000** prodotto dalla **CSI Computers & Structures** (Berkeley, California, USA) e distribuito in Italia dalla **Brunetta e Brunetta Engineering Srl** (Pordenone), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da Key Serial Number n° FD6E intestata a PROGIN SPA – CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

Per l'esecuzione di verifiche di sezioni in cemento armato si è invece utilizzato il software **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 di ulteriori verifiche effettuate quali elementi in acciaio e/o elementi strutturali secondari.

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.

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.

6.2 MODELLO GLOBALE

L'impalcato è costituito da un graticcio di elementi monodimensionali rappresentativi delle travi principali, degli elementi secondari quali traversi intermedi e di appoggio e della soletta in c.a. (elementi trasversali).

Per l'analisi dinamica modale dell'opera si adotta un modello di calcolo unifilare, semplificato dunque rispetto a quello utilizzato per l'analisi statica. 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.

Nella figura seguente, a titolo di esempio, è riportata una vista del modello di calcolo unifilare adottato per il viadotto Vallone. Avendo adottato un modello unifilare ogni vincolo è rappresentativo delle caratteristiche di tutti gli appoggi presenti su ogni sottostruttura, quindi il singolo link (di tipo elastico o elastoplastico) simula il comportamento di tutti gli isolatori trasversali e/o longitudinali presenti sulla singola sottostruttura. Tali vincoli sono comunque rigidi in direzione verticale.

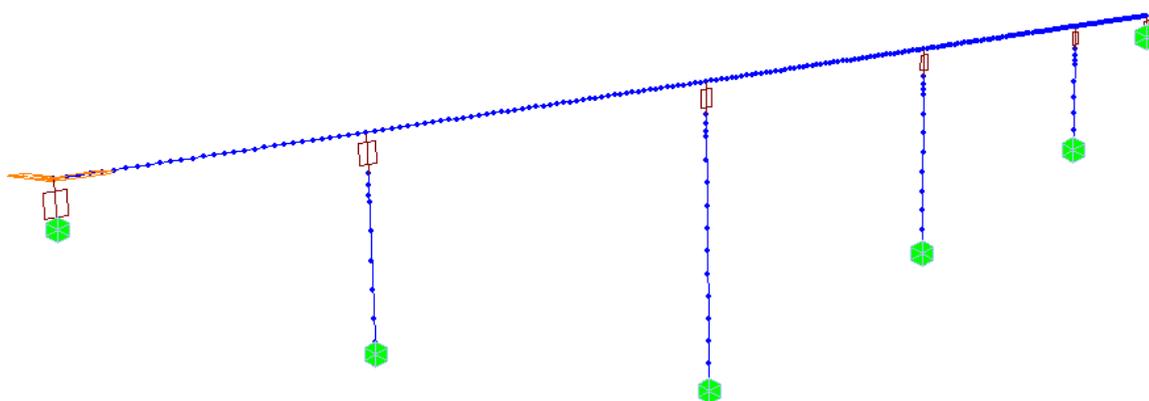


Figura 8 - Modello FEM vista wireframe

Il modello descritto è stato analizzato in presenza dei carichi permanenti per la valutazione delle masse e delle azioni sismiche già definite nel paragrafo 4.10.

Il calcolo è stato sviluppato utilizzando il codice di calcolo Midas Civil 2016, da cui sono stati estratti esclusivamente i risultati relativi alle azioni sismiche e di seguito combinati con i carichi permanenti ed accidentali da considerare in combinazione sismica.

Per la modellazione delle azioni statiche è stata sviluppata una modellazione elastica lineare degli isolatori trasversali e longitudinali corrispondenti alla rigidezza iniziale elastica di tali elementi, tenendo conto dei valori delle azioni orizzontali, dovute sostanzialmente al vento, che risultano, nel caso in esame, largamente inferiori alla soglia plastica degli isolatori.

Per la modellazione delle azioni sismiche è stata sviluppata:

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

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

6.3 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.

6.3.1 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 $H/2$.

6.3.2 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

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 9 – 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:

- $K_h = 0.286$;
- $K_v = 0.143$.

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

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

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche 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

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0003	REL	01	A	29 di 89

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. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

7.1 ANALISI STATICA

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

- pesi propri e carichi permanenti (Gi);
- carichi da traffico e azione del vento (Qi);

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.

7.2 ANALISI SISMICA

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

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

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

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

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	31 di 89

- Preliminarmente gli isolatori sono stati schematizzati con un modello viscoelastico lineare, conformemente alle indicazioni di normativa e a criteri di progettazione recentemente proposti e adottati^{1 2 3 4}. 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 6.2. 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 4.10. Le sollecitazioni così determinate sono state utilizzate per le verifiche di resistenza delle sottostrutture successivamente sviluppate.
- La terza fase prevede l'analisi dinamica non lineare del modello globale introducendo per gli isolatori elementi link con l'effettivo comportamento elastoplastico, ed applicando come azione gli accelerogrammi artificiali opportunamente generati (vedi D.M. 14/1/08).

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

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

¹ Mervyn 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.

³ AASHTO 1999 - Guide Specifications for Seismic Isolation Design.

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

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

7.2.1 Dimensionamento degli isolatori sismici

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

Nella direzione trasversale, il modello è costituito dalla massa dell'impalcato afferente alla sottostruttura in esame, vincolato alla stessa mediante il dispositivo di isolamento sismico.

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 è affine allo spettro di risposta definito da normativa.

7.2.1.1 *Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"*

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

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

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

Direzione longitudinale

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

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

- 2) Si fissa uno spostamento massimo δ_{max} ;
- 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} ;

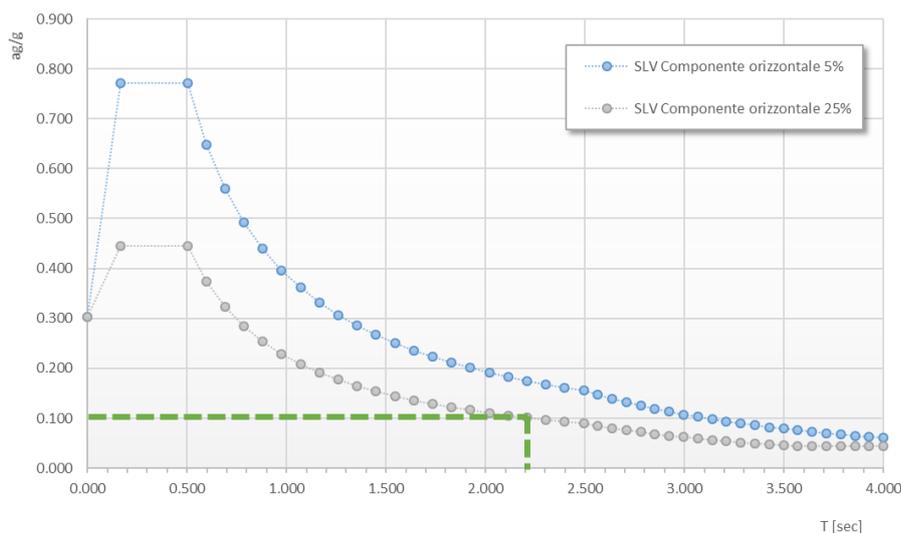


Figura 10 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

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

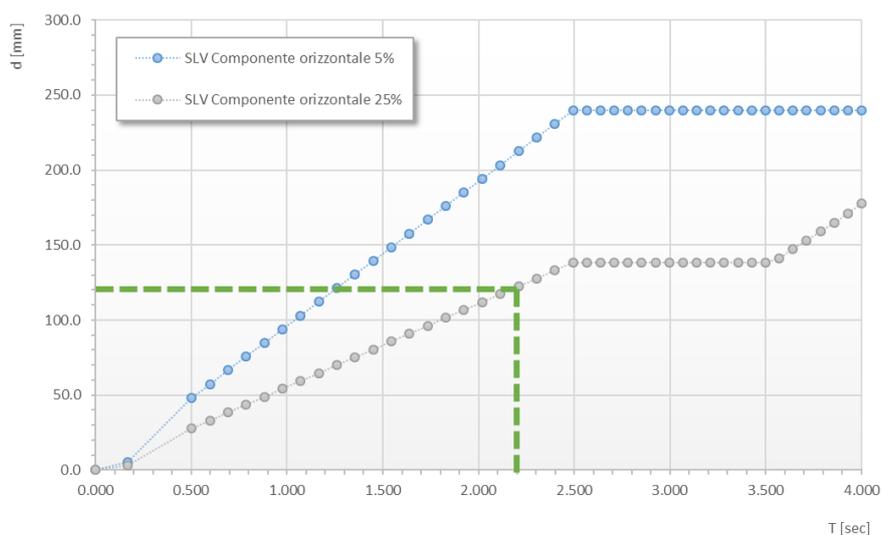


Figura 11 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

Direzione trasversale

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

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato afferente alla singola pila:
 - P = peso proprio e permanenti portati;
 - M = massa dell'impalcato;
- 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 $\delta_{max} : T(\delta_{max})$;

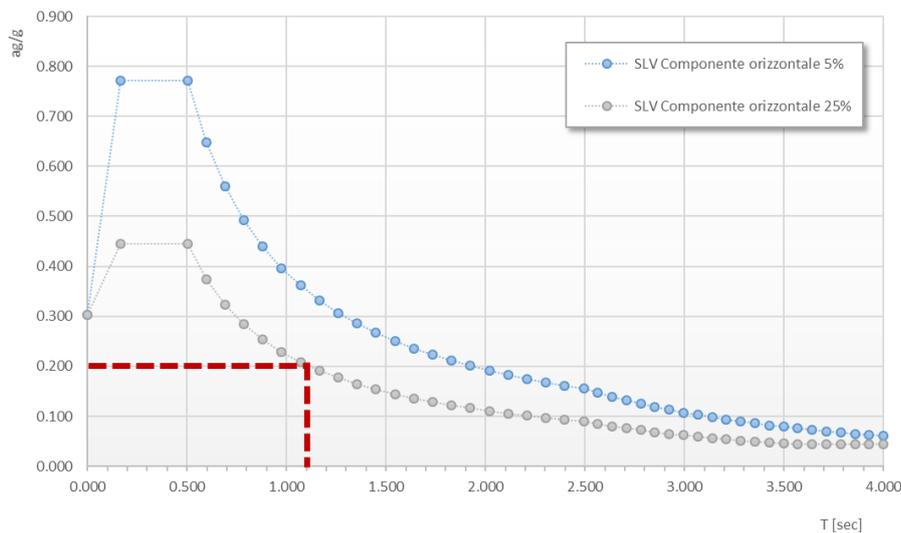


Figura 12 – Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

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

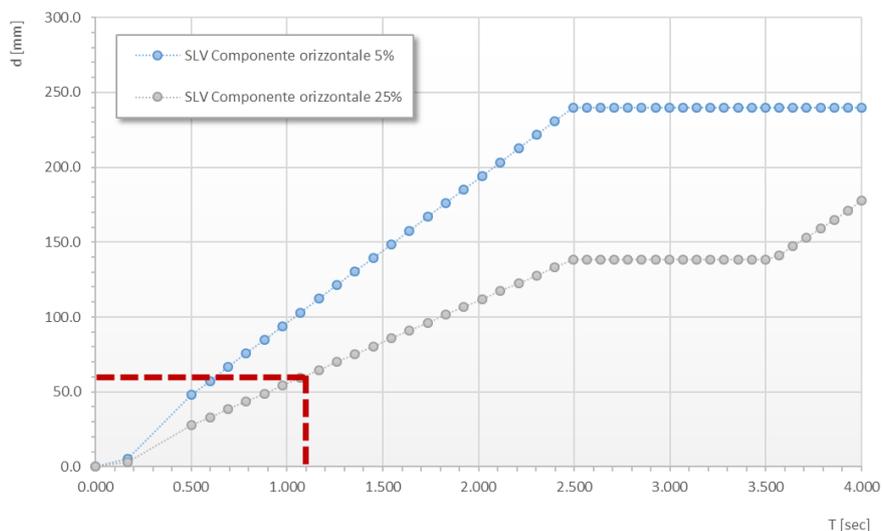


Figura 13 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

7.2.1.2 Isolatori elastoplastici

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

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

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

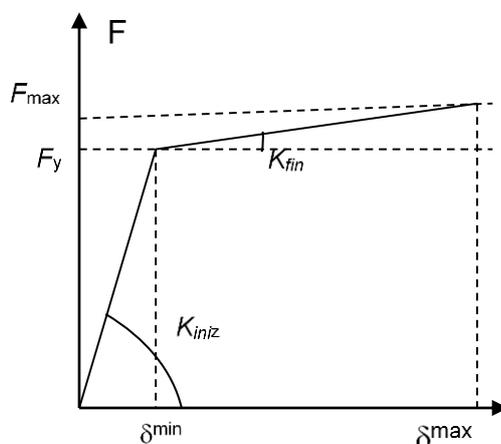


Figura 14 - Andamento qualitativo della legge forza-scorrimento caratteristica degli isolatori elastoplastici

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.

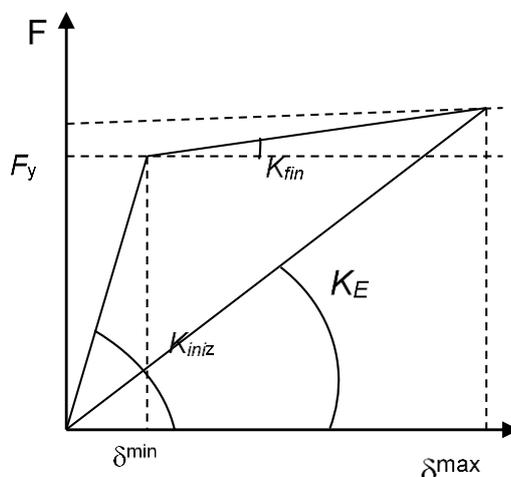


Figura 15 - Schema di equivalenza fra l'isolatore non lineare e l'isolatore lineare equivalente (K_E)

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.

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

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

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

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

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

Tabella 11 – Parametri per il modello elasto-equivalente (viadotto Vallone)

DIMENSIONAMENTO ISOLATORE ELASTICO EQUIVALENTE									
Direzione	Spalla	G kN	m kNs ² /m	d _{max} mm	T s	K _E kN/m	F _{max} kN	n _{is} -	K _{E,1} kN/m
Longitudinale	S1	-	-	-	-	-	-	-	-
	P1	-	-	-	-	-	-	-	-
	P2	-	-	-	-	-	-	-	-
	P3	-	-	-	-	-	-	-	-
	P4	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	35042	3574	120	2.20	29148	3498	2	14574
Trasversale	S1	1660	169	60	1.10	5524	331	2	2762
	P1	7360	751	60	1.10	24488	1469	2	12244
	P2	8500	867	60	1.10	28281	1697	2	14141
	P3	8503	867	60	1.10	28292	1698	2	14146
	P4	7357	750	60	1.10	24480	1469	2	12240
	S2	1661	169	60	1.10	5527	332	2	2764

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

Tabella 12 – Parametri per il modello elasto-plastico (viadotto Vallone)

DIMENSIONAMENTO ISOLATORE ELASTO-PLASTICO										
Direzione	Spalla	F _{max} kN	F _y kN	d _{max} mm	d _y mm	K _{in} kN/m	K _{fin} kN/m	n _{is} -	K _{in} kN/m	K _{fin} kN/m
Longitudinale	S1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	P1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	P2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	P3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	P4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	3498	3042	120	12	253461	4224	2	126731	2112

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 38 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

DIMENSIONAMENTO ISOLATORE ELASTO-PLASTICO										
Direzione	Spalla	F _{max} kN	F _y kN	d _{max} mm	d _y mm	K _{in} kN/m	K _{fin} kN/m	n _{is} -	K _{in} kN/m	K _{fin} kN/m
Trasversale	S1	331	288	60	6	48038	801	2	24019	400
	P1	1469	1278	60	6	212936	3549	2	106468	1774
	P2	1697	1476	60	6	245923	4099	2	122961	2049
	P3	1698	1476	60	6	246020	4100	2	123010	2050
	P4	1469	1277	60	6	212868	3548	2	106434	1774
	S2	332	288	60	6	48062	801	2	24031	401

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.

7.2.2 Analisi dinamica lineare (analisi modale)

L'analisi dinamica modale è stata sviluppata utilizzando il modello unifilare 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.

7.2.3 Analisi dinamica non lineare

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

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

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	39 di 89

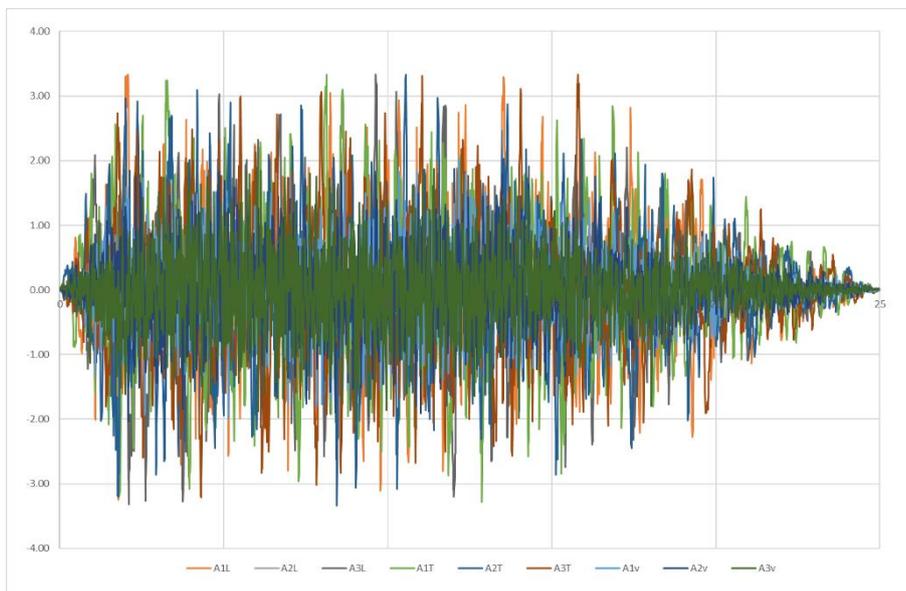


Figura 16 – Accelerogrammi spettrocompatibili (SLC)

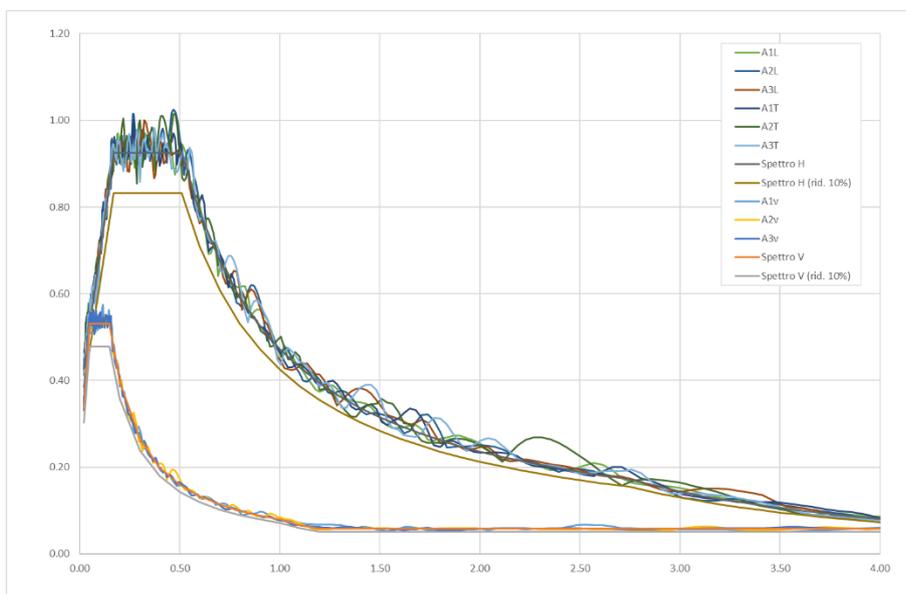


Figura 17 – Spettri associati agli accelerogrammi e confronto con lo spettro allo SLC

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	40 di 89

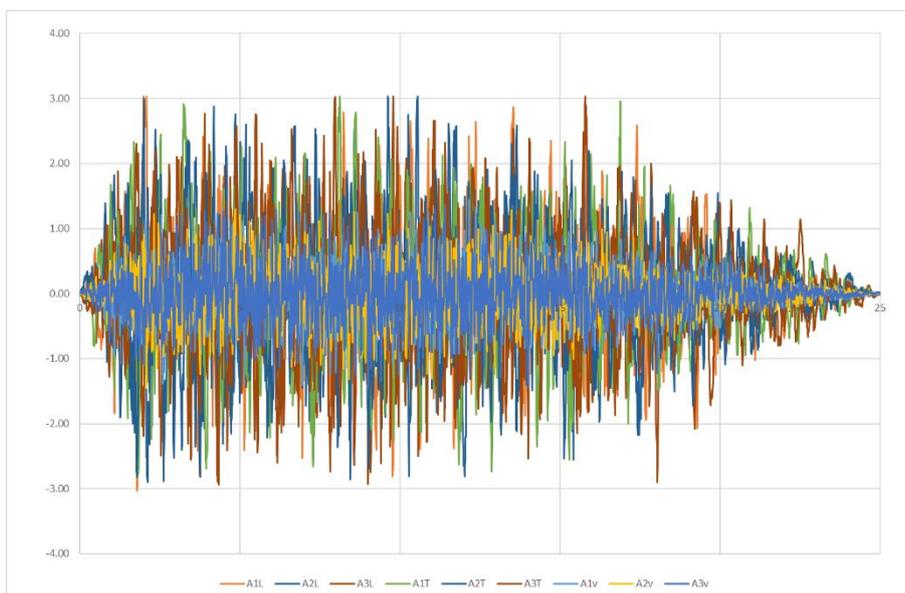


Figura 18 – Accelerogrammi spettrocompatibili (SLV)

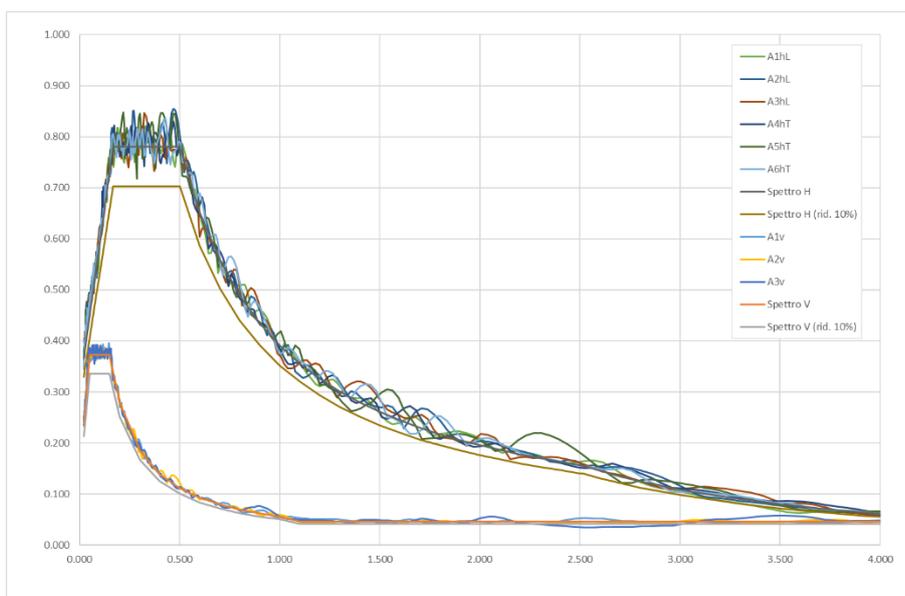


Figura 19 – Spettri associati agli accelerogrammi e confronto con lo spettro allo SLV

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

7.3 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.

7.3.1 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°.

7.3.2 Verifiche allo SLE

7.3.2.1 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.

7.3.2.2 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.

8. PONTI IN ACCIAIO-CLS

Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle è quello descritto nel paragrafo 6.3. Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dal modello telaio del viadotto sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Per quanto riguarda la platea è stata effettuata una analisi per lo zoccolo anteriore e si è considerato un modello tirante-puntone sulla base della massima reazione dei pali.

Di seguito si riportano le modalità di calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza nei diversi elementi della spalla fissa del ponte Palente.

8.1 SPALLE

8.1.1 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 13 – Scarichi dall'impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrav kNm	Tlong KN	Ttrav KN
ULS_A1_Gr1(max)	9759	0	2427	17	195
ULS_A1_Gr2a(max)	7852	0	1803	673	196
ULS_A1_Gr2b(max)	7897	0	1904	9	227
ULS_A1_Gr1(min)	5653	0	650	17	200
ULS_A1_Gr2a(min)	5505	0	669	691	199
ULS_A1_Gr2b(min)	5550	0	771	9	230
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4441	0	0	859	238
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4837	0	0	267	794
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	4629	0	0	269	238
SLS_RA_Gr1(max)	7229	0	-1310	12	130
SLS_RA_Gr2a(max)	5816	0	1389	498	131
SLS_RA_Gr2b(max)	5849	0	4086	7	153
SLS_RA_Gr1(min)	4187	0	431	12	134
SLS_RA_Gr2a(min)	4078	0	445	512	133
SLS_RA_Gr2b(min)	4111	0	521	7	156
SLS_FR_Gr1(max)	7229	0	1292	12	2
SLS_FR_Gr2a(max)	5816	0	830	498	1
SLS_FR_Gr2b(max)	5849	0	905	7	22
SLS_FR_Gr1(min)	4187	0	-24	12	2
SLS_FR_Gr2a(min)	4078	0	-10	512	1
SLS_FR_Gr2b(min)	4111	0	66	7	24
SLS_QP	4114	0	0	0	0

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	43 di 89

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 14 – 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	13.00 m
Spessore massimo tratto ringrossato	2.70 m
H tratto ringrossato a spessore costante	0.80 m
H tratto a spessore variabile	1.40 m
Altezza Muro Paraghiaia	4.10 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.80 m
Peso Muro Frontale	3926 kN
Peso Muro Paraghiaia	1066 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.40 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-1.30 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238
Altezza del rilevato	10.3 m
Spinta a riposo	4526 kN
Spinta attiva	2801 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.223
Coefficiente stratigrafico S_S	1.36
Coefficiente topografico S_T	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.303
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.303
K_v (cls spalla)=	0.152
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.303
K_v (terreno)=	0.152
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ (M-O)	0.48
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2851 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1191 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	323 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	595 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	162 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: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	44 di 89

Tabella 15 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	16499	29221	3597	7313	195
ULS_A1_Gr2a(max)	14591	30866	2978	7672	196
ULS_A1_Gr2b(max)	14636	26902	3266	7009	227
ULS_A1_Gr1(min)	12392	27578	1852	7313	200
ULS_A1_Gr2a(min)	12245	30036	1865	7691	199
ULS_A1_Gr2b(min)	12290	25964	2153	7009	230
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	9433	36023	3282	8026	693
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	9829	18027	10937	4378	2308
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	9621	17955	3281	4380	692
SLS_RA_Gr1(max)	12221	21645	-531	5417	130
SLS_RA_Gr2a(max)	10808	22864	2172	5683	131
SLS_RA_Gr2b(max)	10842	19928	5007	5192	153
SLS_RA_Gr1(min)	9179	20428	1233	5417	134
SLS_RA_Gr2a(min)	9070	22249	1243	5697	133
SLS_RA_Gr2b(min)	9103	19232	1457	5192	156
SLS_FR_Gr1(max)	12221	21645	1303	5417	2
SLS_FR_Gr2a(max)	10808	22864	837	5683	1
SLS_FR_Gr2b(max)	10842	19928	1036	5192	22
SLS_FR_Gr1(min)	9179	20428	-12	5417	2
SLS_FR_Gr2a(min)	9070	22249	-2	5697	1
SLS_FR_Gr2b(min)	9103	19232	212	5192	24
SLS_QP	9106	15799	0	4526	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 16 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

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

Tabella 17 – Verifiche del muro frontale

Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	ULS_A1_Gr1(max)	1269	2248	563	2.22	1.41
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	726	2771	617	1.63	1.28
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	726	2771	617	1.63	1.28
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	726	2771	617	1.63	1.28

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0003	REL	01	A	45 di 89

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	940	1665	417	-3.9	102.4	-
	SLS_RA_Gr2a(min) - Min N	698	1711	438	-4.0	124.4	-
	SLS_RA_Gr2a(max) - Max ML	831	1759	437	-4.1	119.6	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	940	1665	417	-3.9	102.4	0.0
	SLS_FR_Gr2a(min) - Min N	698	1711	438	-4.0	124.4	0.0
	SLS_FR_Gr2a(max) - Max ML	831	1759	437	-4.1	119.6	0.0
QP	SLS_QP	700	1215	348	-2.9	73.8	0.0

8.1.2 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 tal caso il muro paraghiaia non è sollecitato dall'azione degli isolatori in quanto quest'ultimi sono accoppiati con gli apparecchi d'appoggio.

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.

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 18 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	82	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	4.1	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.8	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	102.6	kN/m
Spinta attiva	59.7	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.48	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	44.8	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	24.9	kN/m

Tabella 19 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.8	1 ϕ 20/20	1 ϕ 18/20	-

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	46 di 89

Tabella 20 – 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	82	170	103	-2.8	132.0	0.0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	111	229	138	2.1	2.3
SLV	82	235	129	2.0	2.5

8.1.3 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 21 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	3.00 m
Muro laterale s1	1.50 m
Muro laterale H2	3.00 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	4.00 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	10.0 m
Spessore medio Muri Laterali	0.95 m
Lunghezza Massima muri laterali	7.05 m
Peso Muro laterale (singolo)	1674 kN
Peso totale Muri laterali	3349 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	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	251.9 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	72 kN/m

Tabella 22 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione di base)

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

Tabella 23 – Verifiche dei muri laterali (sezione di base)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	238	1752	438	-6.3	230.4	0.193

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	321	2365	644	1.30	1.12
SLV	238	2624	610	1.15	1.18

8.1.4 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 24 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.7 m
Peso Muro Frontale	3926 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	0.40 m
Ecc.Appoggi Plinto	0.80 m
Peso Muro Paraghiaia	1066 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-0.90 kN
Peso Terreno Interno	15312 kN
Peso Accidentali	1410 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.7 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	12.1 m
Spinta a riposo rilevato	7315 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1209 kN
Spinta attiva rilevato	5276 kN
Incremento spinta sismica	4608 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1016 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	508 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2378 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1189 kN
Inerzia rilevato interno(H)	4644 kN
Inerzia rilevato interno (V)	2322 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: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	48 di 89

SPINTA DELLA COLTRE IN FRANA (DIREZIONE LONGITUDINALE)					
Y [kN/m ³]	ϕ_r [°]	kp [-]	H [m]	Sf [kN/m]	Rf [kN]
20.0	18.0	1.894	3.0	170.5	2251

Tabella 25 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

Combinazioni	SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)									
	Taglio impalcato concorde con le spinte					Taglio impalcato discorde con le spinte				
	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	54180	-19426	3949	14563	195	54180	-19687	3949	11491	195
ULS_A1_Gr2a(max)	50366	-15836	3331	14811	196	50366	-26328	3331	10427	196
ULS_A1_Gr2b(max)	50416	-20976	3675	14147	227	50416	-21117	3675	11091	227
ULS_A1_Gr1(min)	48188	-22711	2212	14563	200	48188	-22972	2212	11491	200
ULS_A1_Gr2a(min)	48036	-17572	2224	14829	199	48036	-28347	2224	10409	199
ULS_A1_Gr2b(min)	56006	-22853	2568	14147	230	56006	-22994	2568	11091	230
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	37368	53507	15019	22546	3104	37368	40101	15019	18577	3104
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	37764	-1017	50056	12042	10345	37764	-5185	50056	9257	10345
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	40899	-1169	15017	12044	3104	40899	-5365	15017	9255	3104
SLS_RA_Gr1(max)	40133	-14389	-297	10787	130	40133	-14583	-297	8512	130
SLS_RA_Gr2a(max)	37308	-11730	2407	10971	131	37308	-19503	2407	7724	131
SLS_RA_Gr2b(max)	37342	-15538	5283	10479	153	37342	-15642	5283	8215	153
SLS_RA_Gr1(min)	37091	-16823	1474	10787	134	37091	-17016	1474	8512	134
SLS_RA_Gr2a(min)	35570	-13017	1483	10984	133	35570	-20997	1483	7710	133
SLS_RA_Gr2b(min)	35603	-16928	1737	10479	156	35603	-17033	1737	8215	156
SLS_FR_Gr1(max)	40133	-14389	1306	10787	2	40133	-14583	1306	8512	2
SLS_FR_Gr2a(max)	37308	-11730	839	10971	1	37308	-19503	839	7724	1
SLS_FR_Gr2b(max)	37342	-15538	1075	10479	22	37342	-15642	1075	8215	22
SLS_FR_Gr1(min)	37091	-16823	-8	10787	2	37091	-17016	-8	8512	2
SLS_FR_Gr2a(min)	35570	-13017	1	10984	1	35570	-20997	1	7710	1
SLS_FR_Gr2b(min)	35603	-16928	255	10479	24	35603	-17033	255	8215	24
SLS_QP	35608	-16979	0	9566	0	35608	-16979	0	7315	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 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 26 – 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	-3.60	-1.80	1.80	3.60	-3.60	-1.80	1.80	3.60	-3.60	-1.80	1.80	3.60	-3.60	-1.80	1.80	3.60
y	3.60	3.60	3.60	3.60	1.80	1.80	1.80	1.80	-1.80	-1.80	-1.80	-1.80	-3.6	-3.6	-3.6	-3.6
z ²	12.96	3.24	3.24	12.96	12.96	3.24	3.24	12.96	12.96	3.24	3.24	12.96	12.96	3.24	3.24	12.96
y ²	12.96	12.96	12.96	12.96	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	12.96	12.96	12.96	12.96
W _y	36.00	36.00	36.00	36.00	72.00	72.00	72.00	72.00	-72.00	-72.00	-72.00	-72.00	-36.00	-36.00	-36.00	-36.00
W _z	-36.00	-72.00	72.00	36.00	-36.00	-72.00	72.00	36.00	-36.00	-72.00	72.00	36.00	-36.00	-72.00	72.00	36.00

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: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	49 di 89

Tabella 27 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO							
Combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	M _{L,ΔM} [kNm]	M _{T,ΔM} [kNm]
ULS_A1_Gr1(max)	-54180	14563	195	19426	3949	74765	4690
ULS_A1_Gr2a(max)	-50366	14811	196	15836	3331	72117	4076
ULS_A1_Gr2b(max)	-50416	14147	227	20976	3675	74735	4537
ULS_A1_Gr1(min)	-48188	14563	200	22711	2212	78050	2974
ULS_A1_Gr2a(min)	-48036	14829	199	17572	2224	73922	2982
ULS_A1_Gr2b(min)	-56006	14147	230	22853	2568	76612	3443
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-37368	22546	3104	53507	15019	139182	26813
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-37764	12042	10345	1017	50056	46775	89368
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	-40899	12044	3104	1169	15017	46934	26811
SLS_RA_Gr1(max)	-40133	10787	130	14389	297	55381	791
SLS_RA_Gr2a(max)	-37308	10971	131	11730	2407	53420	2903
SLS_RA_Gr2b(max)	-37342	10479	153	15538	5283	55359	5866
SLS_RA_Gr1(min)	-37091	10787	134	16823	1474	57815	1982
SLS_RA_Gr2a(min)	-35570	10984	133	13017	1483	54757	1988
SLS_RA_Gr2b(min)	-35603	10479	156	16928	1737	56750	2330
SLS_FR_Gr1(max)	-40133	10787	2	14389	1306	55381	1313
SLS_FR_Gr2a(max)	-37308	10971	1	11730	839	53420	843
SLS_FR_Gr2b(max)	-37342	10479	22	15538	1075	55359	1158
SLS_FR_Gr1(min)	-37091	10787	2	16823	8	57815	16
SLS_FR_Gr2a(min)	-35570	10984	1	13017	1	54757	6
SLS_FR_Gr2b(min)	-35603	10479	24	16928	255	56750	348
SLS_QP	-35608	9566	0	16979	0	53329	0

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).

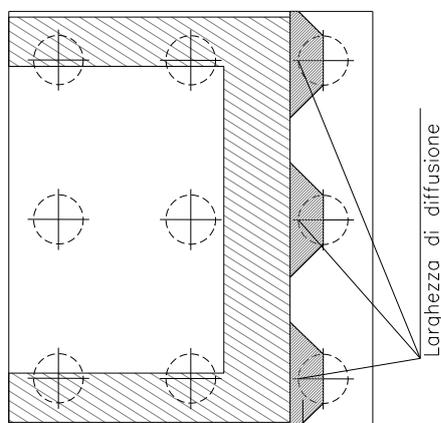


Figura 20 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

Tabella 28 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE	
Nmax (palo)	6946 kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.60 m
Diametro palo	1.20 m
Larghezza di diffusione	2.75 m
Spessore della Fondazione	1.80 m
Copriferro nominale	0.05 m
Altezza utile della sezione	1.71 m
Altezza della biella compressa	0.34 m
Sforzo di Trazione	13195 kN
Sforzo di compressione	14911 kN
Diametro armatura primo strato	26 mm
Passo armatura primo strato	10 cm
Diametro armatura secondo strato	26 mm
Passo armatura secondo strato	10 cm
Diametro armatura terzo strato	26 mm
Passo armatura terzo strato	20 cm
Area complessiva delle armature	36501 mm ²
Tensione nel calcestruzzo	15.8 Mpa
Tensione nell'acciaio	361.5 Mpa

8.1.5 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". Il calcolo di tale parametro è riportato nella *Relazione geotecnica generale*.

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

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente. La lunghezza dei pali è stata scelta confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali.

Le armature longitudinali consistono in una prima gabbia costituita da 40+20φ30 longitudinali, da una spirale φ16/10 e in una seconda gabbia costituita da 20φ24 longitudinali e da una spirale φ12/20.

Tabella 29 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ1200	1.2	40+20φ30	Spirale φ16/10

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 51 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-6946	5405	1422	1.37	1.8
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2275	5405	1422	1.11	1.8
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2275	5405	1422	1.11	1.8

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-4069	2562	674	-12.2	130.5	-
	SLS_RA_Gr2b(min)	-584	2489	655	-11.0	211.9	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-4083	2562	674	-12.2	130.2	0.155
	SLS_FR_Gr2b(min)	-639	2489	655	-10.8	204.1	0.261
QP	SLS_QP	-3707	2272	598	-10.9	114.0	0.131
	SLS_QP	-744	2272	598	-9.9	182.6	0.194

9. VIADOTTI IN ACCIAIO-CLT

Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle è quello descritto nel paragrafo 6.3. Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dal modello telaio del viadotto sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Per quanto riguarda la platea è stata effettuata una analisi per lo zoccolo anteriore e si è considerato un modello tirante-puntone sulla base della massima reazione dei pali.

Le verifiche sono state condotte per tutte le sottostrutture dei viadotti in esame; nel seguito si riportano tuttavia, per ragioni di sinteticità, le verifiche della spalla più sfavorita in termini di scarichi sulle fondazioni. Per le altre sottostrutture le verifiche sono condotte in maniera analoga consentendo il dimensionamento delle stesse.

9.1 SPALLE

9.1.1 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 30 – 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)	5282	0	-9563	57	154
ULS_A1_Gr2a(max)	4132	0	-7502	1223	161
ULS_A1_Gr2b(max)	4029	0	-7276	30	174
ULS_A1_Gr1(min)	1446	0	-2764	57	180
ULS_A1_Gr2a(min)	1806	0	-3434	1283	175
ULS_A1_Gr2b(min)	1703	0	-3208	30	188
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	1995	0	-3990	3664	94
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	2047	0	-4094	1100	313
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	2154	0	-4308	1102	94
SLS_RA_Gr1(max)	3846	0	-6970	42	102
SLS_RA_Gr2a(max)	2995	0	-5444	906	107
SLS_RA_Gr2b(max)	2918	0	-5276	22	117
SLS_RA_Gr1(min)	1005	0	-1934	42	121
SLS_RA_Gr2a(min)	1272	0	-2430	951	117
SLS_RA_Gr2b(min)	1195	0	-2262	22	127
SLS_FR_Gr1(max)	3832	0	-7112	42	11
SLS_FR_Gr2a(max)	2980	0	-5586	906	6
SLS_FR_Gr2b(max)	2903	0	-5418	22	4
SLS_FR_Gr1(min)	990	0	-2076	42	8
SLS_FR_Gr2a(min)	1257	0	-2572	951	4
SLS_FR_Gr2b(min)	1180	0	-2404	22	14
SLS_QP	1452	0	-2903	0	0

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	53 di 89

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 31 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	7.50 m
Spessore Muro Frontale	2.50 m
Lunghezza Muro Frontale	13.0 m
Spessore massimo tratto ringrossato	4.20 m
H tratto ringrossato a spessore costante	0.80 m
H tratto a spessore variabile	1.70 m
Altezza Muro Paraghiaia	3.50 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.80 m
Luce mensola muro paraghiaia	1.40 m
Spessore medio mensola muro paraghiaia	0.425 m
Peso Muro Frontale	6164 kN
Peso Muro Paraghiaia	1103 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.65 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-2.55 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238
Altezza del rilevato	11.2 m
Spinta a riposo	5268 kN
Spinta attiva	3261 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.223
Coefficiente stratigrafico SS	1.36
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.303
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.303
K_v (cls spalla)=	0.152
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.303
K_v (terreno)=	0.152
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ (M-O)	0.48
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	3319 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1869 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	335 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	935 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	167 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: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0003	REL	01	A	54 di 89

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

Tabella 32 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	15093	33728	-8407	8439	154
ULS_A1_Gr2a(max)	13943	39945	-6292	9287	161
ULS_A1_Gr2b(max)	13840	30933	-5968	8095	174
ULS_A1_Gr1(min)	11257	31235	-1412	8439	180
ULS_A1_Gr2a(min)	11617	38886	-2122	9348	175
ULS_A1_Gr2b(min)	11513	29421	-1798	8095	188
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	9262	73236	-255	12447	755
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	9314	29470	8356	6017	2517
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	9421	29558	-573	6019	755
SLS_RA_Gr1(max)	11114	24941	-6208	6251	102
SLS_RA_Gr2a(max)	10262	29546	-4641	6880	107
SLS_RA_Gr2b(max)	10185	22870	-4401	5996	117
SLS_RA_Gr1(min)	8272	23094	-1026	6251	121
SLS_RA_Gr2a(min)	8539	28761	-1552	6924	117
SLS_RA_Gr2b(min)	8462	21750	-1312	5996	127
SLS_FR_Gr1(max)	11099	24931	-7027	6251	11
SLS_FR_Gr2a(max)	10247	29536	-5542	6880	6
SLS_FR_Gr2b(max)	10171	22861	-5390	5996	4
SLS_FR_Gr1(min)	8258	23084	-2015	6251	8
SLS_FR_Gr2a(min)	8524	28752	-2541	6924	4
SLS_FR_Gr2b(min)	8448	21741	-2301	5996	14
SLS_QP	8719	17798	-2903	5268	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 33 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	2.5	I Strato: 1φ26/10 II Strato: 1φ26/20	1φ26/10	1φ12/40x40

Tabella 34 – Verifiche del muro frontale

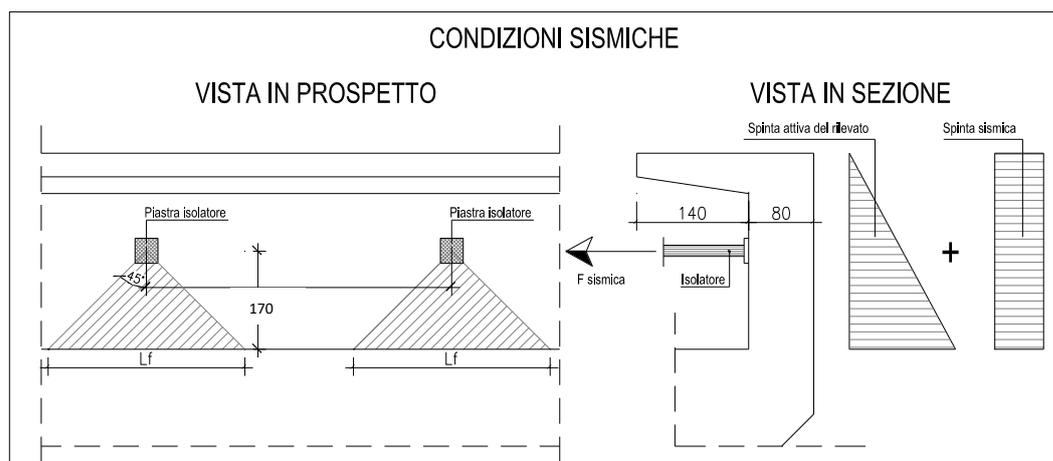
BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	ULS_A1_Gr1(max)	1161	2594	649	2.68	2.34
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	712	5634	957	1.14	1.59
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	712	5634	957	1.14	1.59
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	712	5634	957	1.14	1.59

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	855	1919	481	-2.8	79.5	0.0
	SLS_RA_Gr1(min) - Min N	636	1776	481	-2.6	83.2	0.0
	SLS_RA_Gr2a(max) - Max ML	789	2273	529	-3.3	113.4	0.0
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	854	1918	481	-2.9	85.4	0.0
	SLS_FR_Gr1(min) - Min N	635	1776	481	-2.6	83.2	0.0
	SLS_FR_Gr2a(max) - Max ML	788	2272	529	-3.3	113.4	0.0
QP	SLS_QP	671	1369	405	-2.6	80.2	0.0

9.1.2 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 $L_f = 3.90$ m

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: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0003	REL	01	A	56 di 89

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 35 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA	
Peso Muro Paraghiaia	70 KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.5 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.8 m
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
Forza sismica da isolatore (Fultima)	1832 kN
Distanza isolatore da Testa muro frontale	1.7 m
Larghezza di diffusione Carico isolatore	3.4 m
Spinta a riposo	79.5 kN/m
Spinta attiva	46.0 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	33.1 kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	21.2 kN/m

Tabella 36 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.8	1 ϕ 24/10	1 ϕ 20/10	Staffe ϕ 12/20x40

Tabella 37 – Verifiche del muro paraghiaia

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	70	115	80	-1.6	44.5	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	95	155	107	8.12	8.6
SLV	70	1073	639	1.16	1.4

9.1.3 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.

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	57 di 89

Tabella 38 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	4.50 m
Muro laterale s1	1.50 m
Muro laterale H2	2.80 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	3.70 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	11.0 m
Spessore medio Muri Laterali	1.04 m
Lunghezza Massima muri laterali	6.15 m
Peso Muro laterale (singolo)	1753 kN
Peso totale Muri laterali	3506 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	566.7 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	524.4
Spinta attiva	340.7 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	303.7 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	86 kN/m

Tabella 39 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione di base H1)

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compresa	Taglio
Laterale (H1)	1.0	1.5	I Strato: 1φ26/10 II Strato: 1φ26/20	1φ26/10	1φ12/40x40

Tabella 40 – Verifiche dei muri laterali (sezione di base H1)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	285	2273	524	-1.7	55	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	385	3069	765	1.16	1.17
SLV	285	3457	731	1.02	1.23

9.1.4 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.

Inoltre per tener conto della presenza della coltre in frana, per tutte le sottostrutture, fatta eccezione per la spalla S1 e le pile P1 e P2 del Viadotto Vallone, è stata introdotta una azione aggiuntiva data dalla spinta del volume di terreno in frana (come descritto nel paragrafo dell'analisi dei carichi) valutata a partire dalla quota di estradosso plinto e fino ad una profondità di 6m.

SPINTA DELLA COLTRE IN FRANA (DIREZIONE LONGITUDINALE)					
γ	ϕ_r	k_p	H	Sf	Rf
[kN/m ³]	[°]	[-]	[m]	[kN/m]	[kN]
20.0	18.0	1.894	6.0	682.0	9548

Dove ϕ_r è l'angolo d'attrito residuo della coltre in frana valutato mediante una procedura di back-analysis a partire dai parametri caratteristici del terreno alzando il livello di falda fino ad ottenere un coefficiente di sicurezza (Forze stabilizzanti diviso forze instabilizzanti) unitario.

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 41 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-4.75 m
Peso Muro Frontale	6164 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	2.25 m
Ecc.Appoggi Plinto	2.90 m
Peso Muro Paraghiaia	1103 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-0.30 kN
Peso Terreno Interno	13289 kN
Peso Accidentali	973 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-4.75 m
Spessore Plinto	2.2 m
Lunghezza plinto	12 m
Larghezza plinto	14 m
Peso plinto di fondazione	9240
Altezza Rilevato+H plinto	13.4 m
Spinta a riposo rilevato	8972 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1339 kN
Spinta attiva rilevato	6382 kN
Incremento spinta sismica	5652 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1063 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	532 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2802 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1401 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: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0003	REL	01	A	59 di 89

Inerzia rilevato interno(H) 4030 kN

Inerzia rilevato interno (V) 2015 kN

Di seguito si riportano le sollecitazioni ad intradosso plinto per il viadotto Vallone:

Tabella 42 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)-Spalla S2 (FRANA PRESENTE)

Combinazioni	SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)				
	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	51552	-19444	-8068	26866	154
ULS_A1_Gr2a(max)	49084	-11473	-5936	27580	161
ULS_A1_Gr2b(max)	48988	-23341	-5584	26387	174
ULS_A1_Gr1(min)	46419	-30569	-1015	26866	180
ULS_A1_Gr2a(min)	46777	-17633	-1737	27640	175
ULS_A1_Gr2b(min)	56015	-30087	-1384	26387	188
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	36811	102580	13332	35345	3124
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	36863	8571	53647	21755	10412
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	40505	8905	13014	21757	3124
SLS_RA_Gr1(max)	38120	-14595	-5984	19901	102
SLS_RA_Gr2a(max)	36293	-8691	-4405	20430	107
SLS_RA_Gr2b(max)	36216	-17482	-4144	19546	117
SLS_RA_Gr1(min)	35279	-22836	-760	19901	121
SLS_RA_Gr2a(min)	34569	-13253	-1295	20474	117
SLS_RA_Gr2b(min)	34493	-22479	-1033	19546	127
SLS_FR_Gr1(max)	38106	-14638	-7003	19901	11
SLS_FR_Gr2a(max)	36278	-8733	-5529	20430	6
SLS_FR_Gr2b(max)	36201	-17525	-5381	19546	4
SLS_FR_Gr1(min)	35264	-22878	-1997	19901	8
SLS_FR_Gr2a(min)	34555	-13296	-2532	20474	4
SLS_FR_Gr2b(min)	34478	-22522	-2271	19546	14
SLS_QP	34753	-21952	-2903	18519	0

Tabella 43 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)-Spalla S1 (FRANA ASSENTE)

Combinazioni	SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)				
	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	51552	-19444	-8068	13977	154
ULS_A1_Gr2a(max)	49084	-11473	-5936	14690	161
ULS_A1_Gr2b(max)	48988	-23341	-5584	13498	174
ULS_A1_Gr1(min)	46419	-30569	-1015	13977	180
ULS_A1_Gr2a(min)	46777	-17633	-1737	14751	175
ULS_A1_Gr2b(min)	56015	-30087	-1384	13498	188
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	36811	102580	13332	25797	3124
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	36863	8571	53647	12207	10412
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	40505	8905	13014	12209	3124
SLS_RA_Gr1(max)	38120	-14595	-5984	10353	102
SLS_RA_Gr2a(max)	36293	-8691	-4405	10882	107
SLS_RA_Gr2b(max)	36216	-17482	-4144	9998	117

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	13	V0003	REL	01	A	60 di 89

Combinazioni	SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)				
	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLS_RA_Gr1(min)	35279	-22836	-760	10353	121
SLS_RA_Gr2a(min)	34569	-13253	-1295	10926	117
SLS_RA_Gr2b(min)	34493	-22479	-1033	9998	127
SLS_FR_Gr1(max)	38106	-14638	-7003	10353	11
SLS_FR_Gr2a(max)	36278	-8733	-5529	10882	6
SLS_FR_Gr2b(max)	36201	-17525	-5381	9998	4
SLS_FR_Gr1(min)	35264	-22878	-1997	10353	8
SLS_FR_Gr2a(min)	34555	-13296	-2532	10926	4
SLS_FR_Gr2b(min)	34478	-22522	-2271	9998	14
SLS_QP	34753	-21952	-2903	8972	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 3.3) 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 44 – 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
z	-4.50	-1.50	1.50	4.50	-4.50	-4.50	0.00	4.50	-4.50	-4.50	-1.50	1.50	4.50	4.50	4.50
y	5.50	5.50	5.50	5.50	2.75	0.00	0.00	0.00	-2.75	-5.50	-5.50	-5.50	-5.50	2.75	-2.75
z ²	20.25	2.25	2.25	20.25	20.25	20.25	0.00	20.25	20.25	20.25	2.25	2.25	20.25	20.25	20.25
y ²	30.25	30.25	30.25	30.25	7.56	0.00	0.00	0.00	7.56	30.25	30.25	30.25	30.25	7.56	7.56
w _y	49.50	49.50	49.50	49.50	99.00	0.00	0.00	0.00	-99.00	-49.50	-49.50	-49.50	-49.50	99.00	-99.00
w _z	-47.00	-141.00	141.00	47.00	-47.00	-47.00	0.00	47.00	-47.00	-47.00	-141.00	141.00	47.00	47.00	47.00

Tabella 45 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione (Spalla S1)

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max}	M _{max}
	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
ULS_A1_Gr1(max)	10	-6197	4	-676	1791	6806
ULS_A1_Gr2a(max)	10	-5879	4	-666	1839	6987
ULS_A1_Gr2b(max)	10	-6022	4	-510	1759	6685
ULS_A1_Gr1(min)	10	-5952	4	-238	1791	6806
ULS_A1_Gr2a(min)	10	-5777	4	-460	1843	7002
ULS_A1_Gr2b(min)	10	-6550	4	-918	1759	6685
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	10	-8003	4	3095	2365	8989
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	10	-6282	4	1367	1608	6110
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	10	-5152	4	-249	1465	5568
SLS_RA_Gr1(max)	10	-4590	4	-493	1327	5042
SLS_RA_Gr2a(max)	10	-4353	4	-486	1362	5176
SLS_RA_Gr2b(max)	10	-4459	4	-369	1303	4952
SLS_RA_Gr1(min)	10	-4471	4	-232	1327	5042
SLS_RA_Gr2a(min)	10	-4277	4	-332	1365	5187

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

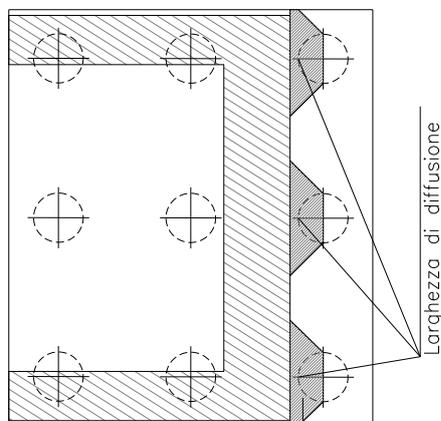
Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	61 di 89

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI							
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max}	M _{max}	
	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]	
SLS_RA_Gr2b(min)	10	-4389	4	-210	1303	4952	
SLS_FR_Gr1(max)	10	-4603	4	-478	1327	5042	
SLS_FR_Gr2a(max)	10	-4368	4	-469	1362	5175	
SLS_FR_Gr2b(max)	10	-4476	4	-351	1303	4952	
SLS_FR_Gr1(min)	10	-4488	4	-214	1327	5042	
SLS_FR_Gr2a(min)	10	-4293	4	-314	1365	5187	
SLS_FR_Gr2b(min)	10	-4405	4	-192	1303	4952	
SLS_QP	10	-4340	4	-294	1235	4692	
		-8003	3095	2365	8989		

Tabella 46 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione (Spalla S2)

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI							
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max}	M _{max}	
	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]	
ULS_A1_Gr1(max)	10	-5155	4	-1718	932	3541	
ULS_A1_Gr2a(max)	10	-4836	4	-1708	979	3722	
ULS_A1_Gr2b(max)	10	-4980	4	-1552	900	3420	
ULS_A1_Gr1(min)	10	-4909	4	-1280	932	3541	
ULS_A1_Gr2a(min)	10	-4735	4	-1502	983	3737	
ULS_A1_Gr2b(min)	10	-5508	4	-1960	900	3420	
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	10	-7231	4	2323	1732	6583	
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	10	-5510	4	595	1070	4065	
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	10	-4380	4	-1021	840	3193	
SLS_RA_Gr1(max)	10	-3818	4	-1265	690	2623	
SLS_RA_Gr2a(max)	10	-3581	4	-1258	725	2757	
SLS_RA_Gr2b(max)	10	-3687	4	-1141	667	2533	
SLS_RA_Gr1(min)	10	-3699	4	-1004	690	2623	
SLS_RA_Gr2a(min)	10	-3505	4	-1104	728	2768	
SLS_RA_Gr2b(min)	10	-3617	4	-982	667	2533	
SLS_FR_Gr1(max)	10	-3831	4	-1250	690	2623	
SLS_FR_Gr2a(max)	10	-3596	4	-1241	725	2757	
SLS_FR_Gr2b(max)	10	-3704	4	-1123	667	2533	
SLS_FR_Gr1(min)	10	-3716	4	-986	690	2623	
SLS_FR_Gr2a(min)	10	-3521	4	-1086	728	2768	
SLS_FR_Gr2b(min)	10	-3633	4	-964	667	2533	
SLS_QP	10	-3568	4	-1066	598	2273	
		-7231	2323	1732	6583		

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) per la spalla più sollecitata (spalla S2).


Figura 21 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale
Tabella 47 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone
VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Nmax (palo)	8003 kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	1.25 m
Diametro palo	1.50 m
Larghezza di diffusione	3.00 m
Spessore della Fondazione	2.20 m
Copriferro nominale	0.05 m
Altezza utile della sezione	2.11 m
Altezza della biella compressa	0.4 m
Sforzo di Trazione	5924 kN
Sforzo di compressione	9957 kN
Diametro armatura primo strato	26 mm
Passo armatura primo strato	10 cm
Diametro armatura secondo strato	26 mm
Passo armatura secondo strato	10 cm
Area complessiva delle armature	31856 mm ²
Tensione nel calcestruzzo	7.9 Mpa
Tensione nell'acciaio	186.0 Mpa

9.1.5 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". Il calcolo di tale parametro è riportato nella *Relazione geotecnica generale*.

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

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 63 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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 sono state determinate le lunghezze dei pali riportate nella tabella in premessa.

Per quanto riguarda le verifiche strutturali si è anche in questo caso differenziato tra “pali in frana” e “pali in terreno stabile” secondo quanto riportato di seguito:

Tabella 48 – Verifica dei pali di fondazione “in Frana”

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ1500	1.5	I Strato: 40φ26 II Strato: 20φ26	Spirale φ16/10

PALO - Verifiche allo SLU/SLV						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-7591	4590	1208	1.91	2.48
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2806	4590	1208	1.19	2.48
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2806	4590	1208	1.19	2.48

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ _c	σ _s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(min)	-4102	2596	683	-8.9	96.5	-
	SLS_RA_Gr2b(min)	-709	2597	683	-8.7	198.4	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(min)	-3559	2592	682	-8.9	110.8	0.109
	SLS_FR_Gr1(max)	-1092	2592	682	-8.7	185.1	0.234
QP	SLS_QP	-3035	2592	682	-8.9	124.5	0.133
	SLS_QP	-1262	2592	682	-8.7	179.5	0.196

9.2 VERIFICA DELLE PILE

Le sollecitazioni di verifica della pila sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio. Per il calcolo di tali azioni ci si è serviti di modelli di calcolo implementati nel software *Midas Civil 2016* e schematizzanti la geometria degli impalcati e delle sottostrutture e le condizioni di vincolo adottate.

Essendo l'impalcato vincolato allo stesso modo su entrambe le pile, si riportano le verifiche strutturali e geotecniche con riferimento alla pila di altezza maggiore. Le pile presentano un fusto a sezione cava di dimensione 7.0 x 3.0 m. La pila è fondata su un plinto su pali $\Phi 1500$, di spessore 2,50 m e dimensioni 8.0 m x 17.5 m.

9.2.1 Risultati delle analisi e verifiche del fusto

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

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

Il fusto è armato alla base con un quantitativo di armatura longitudinale $\Phi 26/10$ lungo il perimetro esterno e $\Phi 26/20$ lungo i perimetri interni, come rappresentato nella figura seguente. I domini di resistenza M-N e i coefficienti di sicurezza a pressoflessione sono ottenuti attraverso il software commerciale PresFle+ distribuito dalla Concrete. Tale armatura viene ridotta al di fuori della zona critica dell'elemento strutturale.

Il valore dei tagli resistenti è stato ricavato attraverso un apposito foglio di calcolo realizzato in accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 4.1.2.1.3.2, assumendo, cautelativamente, un'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo pari a 45° ($\text{ctg}\theta=1$) e considerando la sezione trasversale alla base armata a taglio con armatura con barre $\phi 16/10$ in direzione longitudinale (6 bracci resistenti) e trasversale (4 bracci) e considerando, cautelativamente, una sezione rettangolare equivalente di dimensioni BxH 700x80cm in direzione trasversale e 300x120cm in direzione longitudinale.

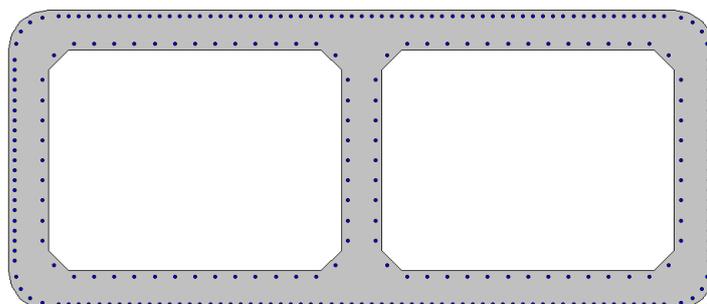


Figura 22 – Sezione trasversale pile

9.2.1.1 Risultati e verifiche allo SLU

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

Tabella 49 – Verifiche agli SLU (analisi dinamica lineare) a pressoflessione e taglio (base pila)

Combinazione	N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]	F.S.	VL [kN]	VT [kN]	(F.S.) _L	(F.S.) _T
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-19675	87650	26310	1.18	3750	1080	1.3	18.2
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-19675	26295	87700	1.95	1125	3600	4.3	5.5
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-18205	26295	26310	3.39	1125	1080	4.3	18.2

9.2.2 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". Il calcolo di tale parametro è riportato nella *Relazione geotecnica generale*.

Inoltre per tener conto della presenza della coltre in frana laddove necessario, è stata introdotta una azione aggiuntiva data dalla spinta del volume di terreno in frana valutata a partire dalla quota di estradosso plinto e fino ad una profondità di 6m nel modo seguente:

SPINTA DELLA COLTRE IN FRANA (DIREZIONE LONGITUDINALE)					
γ	φ _r	kp	H	S _f	R _f
[kN/m ³]	[°]	[-]	[m]	[kN/m]	[kN]
20.0	18.0	1.894	6.0	682.0	9548

Dove φ_r è l'angolo d'attrito residuo della coltre in frana valutato mediante una procedura di back-analysis a partire dai parametri caratteristici del terreno alzando il livello di falda fino ad ottenere un coefficiente di sicurezza (Forze stabilizzanti diviso forze instabilizzanti) unitario.

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 per la pila maggiormente sollecitata tra i viadotti in esame. L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effutata mediante la seguente tabella.

Tabella 50 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

	Pali												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
z	-4.50	-1.50	1.50	4.50	-4.50	4.50	0.00	-4.50	4.50	-4.50	-1.50	1.50	4.50
y	4.50	4.50	4.50	4.50	1.50	1.500	0.000	-1.500	-1.500	-4.50	-4.50	-4.50	-4.50
z ²	20.3	2.3	2.3	20.3	20.3	20.3	0.0	20.3	20.3	20.3	2.3	2.3	20.3
y ²	20.3	20.3	20.3	20.3	2.3	2.3	0.0	2.3	2.3	20.3	20.3	20.3	20.3
W _y	38.0	38.0	38.0	38.0	114.0	114.0	0.0	-114.0	-114.0	-38.0	-38.0	-38.0	-38.0
W _z	-38.0	-114.0	114.0	38.0	-38.0	38.0	0.0	-38.0	38.0	-38.0	-114.0	114.0	38.0

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0003	REL	01	A	66 di 89

Tabella 51 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione (FRANA PRESENTE)

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	10	-7591	4	2806	1208	4590
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	10	-7574	4	2790	977	3714
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	10	-5453	4	293	851	3232
		-7591		2806	1208	4590

Tabella 52 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione (FRANA ASSENTE)

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	10	-6567	4	1782	538	1722
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	10	-6552	4	1768	528	1690
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	10	-4503	4	-657	217	693
		-6567		1782	538	1722

Si riportano le verifiche delle armature longitudinali dei pali in frana. Le armature consistono in una prima gabbia costituita da 40+20φ26 longitudinali, da una spirale φ16/10 e in una seconda gabbia costituita da 20φ22 longitudinali e da una spirale φ12/20. Le verifiche strutturali sono riportate di seguito.

PALO - Verifiche allo SLU/SLV						
Combinazioni		N kN	M _{long} kNm	T _{long} kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-7591	4590	1208	1.93	2.48
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2806	4590	1208	1.68	2.48
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2806	4590	1208	1.68	2.48

9.2.3 Plinto di fondazione

Per la verifica dell'armatura del plinto di fondazione è stato considerato uno schema semplificato a traliccio tirante-puntone tra il bordo della pila e il palo più sollecitato (palo d'angolo n.5). L'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2d (d = 2.0 m, altezza utile del plinto). Il massimo sforzo nei pali in combinazione sismica è pari 7590 kN circa.

L'inclinazione del puntone θ rispetto all'orizzontale è pari a 55°, per cui si ricavano le sollecitazioni nel tirante e nel puntone secondo le seguenti espressioni:

$$C = \frac{R}{\sin \theta} = \frac{7590}{\sin 55} = 9265 \text{ kN}$$

$$T = \frac{R}{\tan \theta} = \frac{7590}{\tan 55} = 5315 \text{ kN}$$

Per il puntone si esegue una verifica a compressione semplice:

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 67 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

$$\sigma_c = \frac{C}{0.2d \cdot B} = \frac{9265 \cdot 10^3}{400 \cdot 1500} = 15.4 \text{ MPa} < f_{cd}$$

Per il tirante si ripartiscono gli sforzi agenti nelle direzioni dell'armatura della fondazione in direzione longitudinale e trasversale:

$$T_L = T \cdot \sin 38 = 3275 \text{ kN}$$

$$T_T = T \cdot \cos 38 = 4190 \text{ kN}$$

Considerando, cautelativamente, che tali sforzi si ripartiscano su una fascia di larghezza $B = 1.5 \text{ m}$ (diametro palo) e, considerando le proiezioni in direzione trasversale e ortogonale secondo un angolo di 38° circa, si considerano le fasce collaboranti di larghezza pari a:

$$B_L = B \cdot \sin 38 = 0.92 \text{ m}$$

$$B_T = B \cdot \cos 38 = 1.18 \text{ m}$$

L'armatura del plinto è costituita da 3 strati $\phi 26/150$ in direzione longitudinale e trasversale per cui le armature resistenti nelle due direzioni sono pari a:

$$A_{s,L} = 3 \cdot \frac{0.92}{0.15} \approx 18\phi 26 = 9558 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,T} = 3 \cdot \frac{1.18}{0.15} \approx 24\phi 26 = 12744 \text{ mm}^2$$

Per cui le tensioni agenti nelle barre di armatura sono pari a:

$$\sigma_{s,L} = \frac{T_L}{A_{s,L}} = \frac{3275 \cdot 10^3}{9558} = 343 \text{ MPa} < f_{yd}$$

$$\sigma_{s,T} = \frac{T_T}{A_{s,T}} = \frac{4190 \cdot 10^3}{12744} = 329 \text{ MPa} < f_{yd}$$

Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

10. PONTI E VIADOTTI IN C.A.P

10.1 SPALLE

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza delle sottostrutture dei viadotti in oggetto. In particolare, le verifiche di resistenza verranno esplicitate numericamente per le spalle e per le pile maggiormente significative, ossia, maggiormente sollecitate. Infine, la descrizione e le caratteristiche geometriche delle spalle e delle pile è stata riportata precedentemente.

Nel seguente paragrafo si riporta la verifica completa della spalla fissa (S2) del viadotto S. Pietro, essendo tale spalla, quella maggiormente sollecitata e trovandosi la fondazione ubicata in un corpo in frana.

10.1.1 Muro Frontale

Si riportano le sollecitazioni risultanti globali agenti sul muro frontale corrispondenti alle singole condizioni di carico.

Scarichi Impalcato (Testa Muro frontale)					
	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	kNm	kNm
g1+g2+g3	2329	0	0	0	0
Carichi mobili (q1-q2)Nmax	1797	0	3302	0	0
Carichi mobili (q1-q2)Mtmax	1494	0	3975	0	0
Folla (q1)	129	0	0	0	0
Frenamento(q3)	0	0	0	555	0
Centrifuga(q4)	0	0	0	0	0
Vento Ponte Scarico (q5)	0	0	27	0	59
Vento Ponte Carico (q5)	0	0	156	0	148
EI+0.3Et+0.3Ev (q6)	420	0	0	4000	168
0.3EI+Et+Ev(q6)	364	0	0	1350	505
0.3EI+0.3Et+Ev(q6)	1158	0	0	1350	168
Resistenze dei vincoli (q7)	0	0	0	124	0

Le sollecitazioni riportate nella tabella precedente, combinate con i coefficienti della tabella delle combinazioni di carico, forniscono le sollecitazioni gravanti sul muro frontale, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

TESTA MURO FRONTALE "Sollecitazioni dall'impalcato"					
	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	KN	KN
TIII (Nmax)	4254	0	3334	678	30
TIII (Mtmax)	3952	0	4006	678	30
FR (Nmax)	3227	0	1651	0	0
FR (Mtmax)	3076	0	1987	0	0
UIII (Nmax)	6148	0	5000	1018	44
UIII (Mtmax)	5694	0	6009	1018	44
(EI+0.3Et+0.3Ev)	2749	0	0	4000	183
(-EI+0.3Et+0.3Ev)	2749	0	0	-4000	183

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

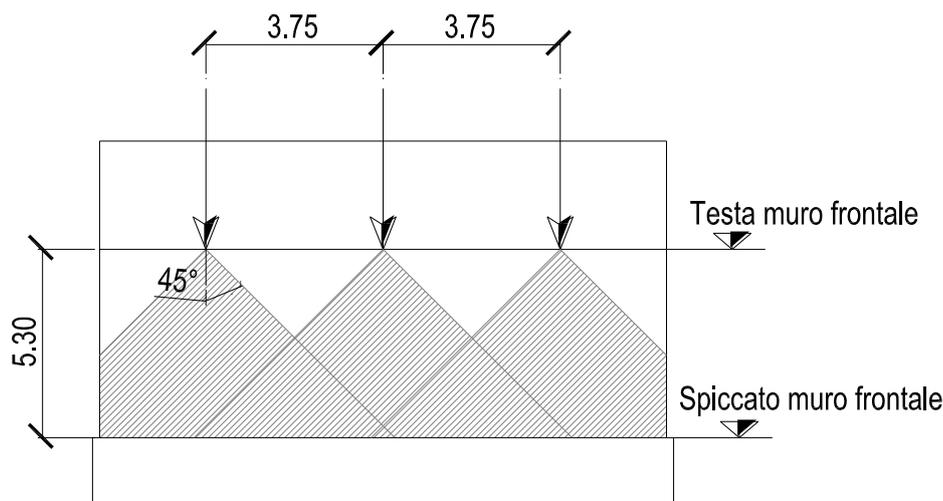
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	69 di 89

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



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

H Muro Frontale	5.3	m
Spessore Muro Frontale	2.5	m
Lunghezza Muro Frontale	12.35	m
Altezza Muro Paraghiaia	2.3	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.8	m
Spessore Medio Muri Laterali	1.0	m
Peso Muro Frontale	3273	kN
Peso Ringrosso Muro Frontale	1025	kN
Peso Muro Paraghiaia	568	kN
Peso Mensola Paraghiaia	173	kN
Eccentr. Appogg. Muro Front	0.40	m
Eccentr. Muro paragh. Muro Front	-2.50	m
Eccentr. Ringrosso Muro Front	-1.77	m
Altezza Baricentro Ringrosso da Spiccato Muro	4.25	m
Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro	7.4	m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20	kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	40	
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.357	
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.217	
Altezza totale	7.6	m
Spinta a riposo	10	kN
Spinta attiva	6	kN
Sovraccarico accidentale sul rilevato	20	kN/mq
Accelerazione al suolo ($T=0$)	0.275	
Fattore di categoria del suolo S	1.25	
K_h	0.34	
K_v	0.17	
Coefficiente di spinta attiva con sisma $K'a$	0.50	

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	70 di 89

Spinta attiva in condizione sismica	8	kN
Forza di inerzia del Muro Frontale	1125	kN
Forza di inerzia del Muro Paragliaia	195	kN
Forza di inerzia del Ringrosso Muro Frontale	352	kN
Forza di inerzia della mensola del Muro Paragliaia	59	kN

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

SPICCATO MURO FRONTALE					
	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	KN	KN
TIII (Nmax)	9293	4010	3490	1251	30
TIII (Mtmax)	8990	3888	4163	1251	30
FR (Nmax)	8266	-1065	1651	292	0
FR (Mtmax)	8115	-1126	1987	292	0
UIII (Nmax)	11187	6264	5236	1876	44
UIII (Mtmax)	10733	6082	6244	1876	44
(EI+0.3Et+0.3Ev)	8307	28479	2823	6428	703

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

Infine, la sezione in c.a. da verificare ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$$H = 200\text{cm}$$

$$B = 100\text{cm}$$

$$A_f = 1\phi 22/10 + 1\phi 22/20$$

$$A'_f = 1\phi 20/20$$

SPICCATO MURO FRONTALE

	N	Mlong	σ_c	σ_f
	KN	kNm/m	Mpa	Mpa
TIII (Nmax)	752	359	1.2	11.17

	N	Mlong	Wk
	KN	kNm/m	mm
FR (Nmax)	669	-69	0

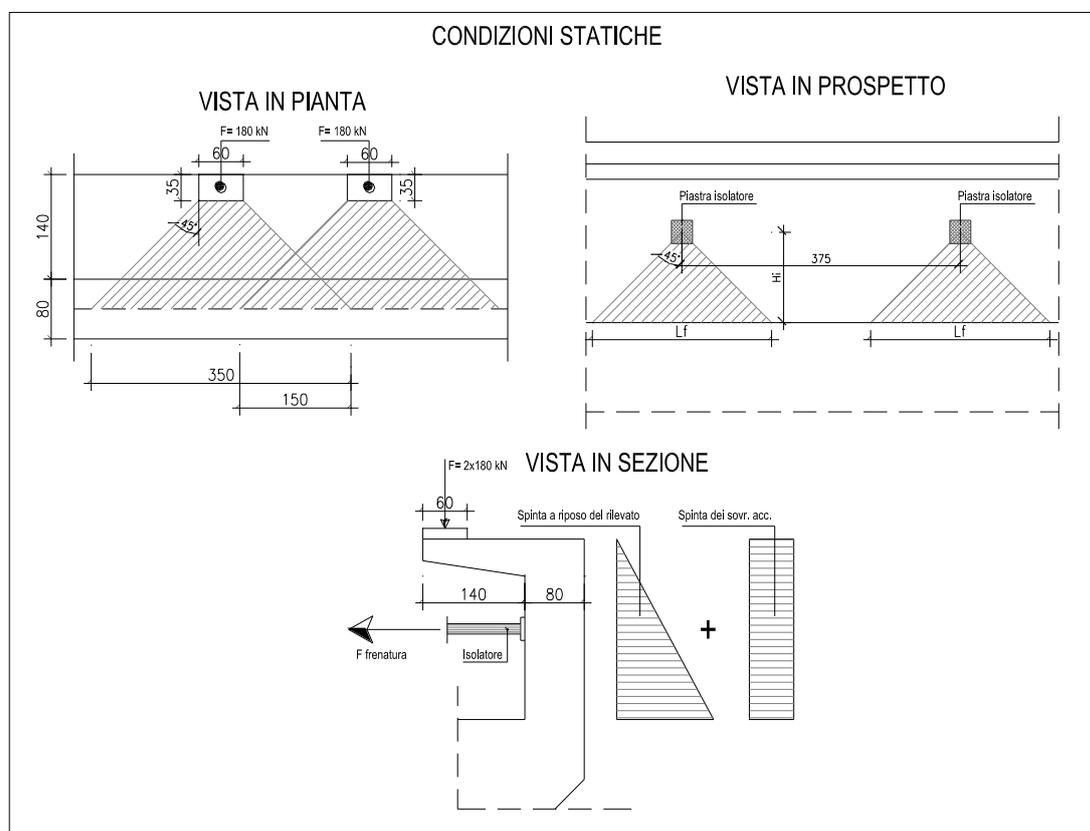
	N	Mlong	Tlong	C.S.	Tu
	KN	kNm/m	KN/m	(Mu; Nu)	KN/m
UIII (Nmax)	906	558	165	4.9	1058
	N	Mlong	Tlong	C.S.	Tu
	KN	kNm/m	KN/m	(Mu; Nu)	KN/m
(EI+0.3Et+0.3Ev)	673	2323	525	1.5	1058

Le modalità di calcolo del coefficiente di sicurezza a presso flessione e del Taglio ultimo sono state specificate precedentemente (Cap. 5).

10.1.2 Muro Paragliaia

In questo paragrafo si riporta il calcolo del muro paragliaia e dello sbalzo connesso in testa allo stesso.

In condizioni statiche il muro paragliaia 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. La ripartizione delle azioni concentrate è riportata nella figura seguente.



Con $L_f=2.40$ m

In condizioni sismiche il muro paragliaia è sollecitato dalla spinta attiva e sismica del rilevato, dalle masse del muro e della mensola, e dalle azioni sismiche degli isolatori.

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

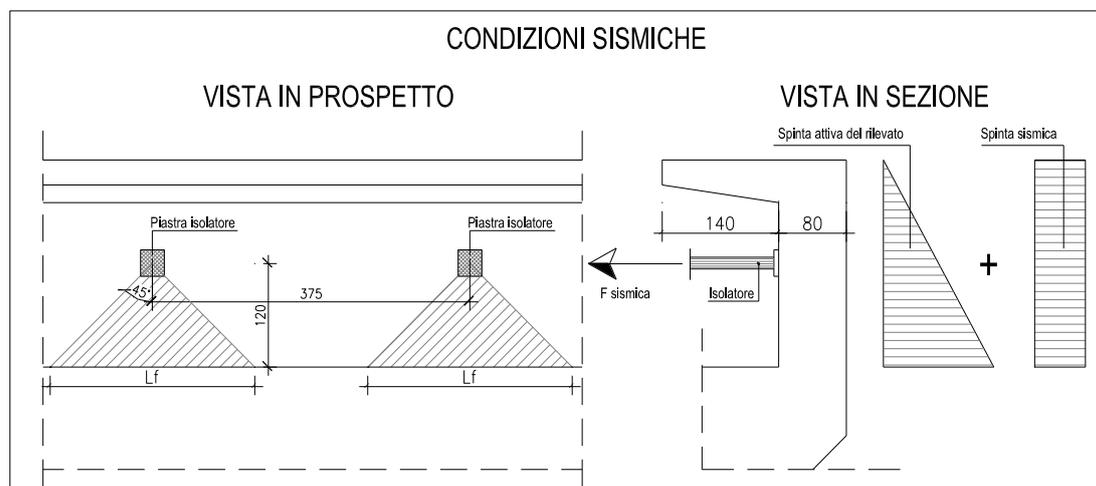
2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	72 di 89



Con $L_f = 2.40$ m

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.

Peso Muro Paraghiaia	46	KN/m
Luce mensola del muro paraghiaia	1.4	m
Peso Mensola Paraghiaia	14	kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)	1.1	m
Altezza Muro Paraghiaia	2.3	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.8	m
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	40.0	°
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.357	
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.217	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale	20.0	kN/mq
Spinta a riposo	38.8	kN/m
Spinta attiva	18.6	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sisma $K'a$	0.50	
Spinta attiva in condizione sismica	17.7	kN/m
Accelerazione sismica spettrale ($T=0$)	0.275	
Fattore di categoria del suolo S	1.25	
Forza di Inerzia del Muro Paraghiaia	16	kN/m
Forza di Inerzia della mensola del Muro Paraghiaia	5	kN/m
Azione sismica del singolo isolatore sismico	1467	kN
Azione di frenatura del singolo isolatore	185	kN
Lunghezza di diffusione dei carichi concentrati L_f	2.4	m
Carico mobile sulla mensola del muro paraghiaia	180	kN

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

La sezione in c.a. da verificare ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 80 \text{ cm}$$

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-cls

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 73 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

$$A_f = 1 \phi 22/10$$

$$A'_f = 1 \phi 22/10$$

BASE MURO PARAGHIAIA
VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

N	M	σ_c	σ_f
KN/m	kNm/m	Mpa	Mpa
153	301	3.51	90.37

VERIFICA A FESSURAZIONE

N	M	Wk
KN/m	kNm/m	mm
125	180	0

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N	M	T	C.S.	Tu
KN/m	kNm/m	KN/m	(Mu; Nu)	KN/m
224	444	174	2.67	680

VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA

N	M	T	C.S.	Tu
KN/m	kNm/m	KN/m	(Mu; Nu)	KN/m
42	817	535	1.70	680

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza della mensola incastrata in testa al muro frontale. Non si riportano le sollecitazioni e le verifiche in condizioni sismiche perché nel caso specifico sono poco significative.

La sezione in c.a. da verificare ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 50 \text{ cm}$$

$$A_f = 1 \phi 20/10$$

$$A'_f = 1 \phi 16/20$$

VERIFICHE MENSOLA MURO PARAGHIAIA
VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

M	σ_c	σ_f
kNm/m	Mpa	Mpa
167	4.9	137

VERIFICA A FESSURAZIONE

M	Wk
kNm/m	mm
122	0.056

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

M	T	Mu	Tu
---	---	----	----

kNm/m	KN/m	KN/m	KN/m
250	159	472	234

10.1.3 Muro Laterale

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

SPESSORI MURO

S1	0.5	m
S2	1	m
S3	1.5	m
S4	0	m

ALTEZZE PARZIALI MURO

h1	2.3	m
h2	2.65	m
h3	2.65	m
h4	0	m

Altezza Totale	7.6	m
Peso Muro	194	kN/m
Altezza Baricentro Muro	3.0	m
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	40.0	°
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.357	
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.217	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale	20.0	kN/mq
Spinta a riposo	272	kN/m
Spinta attiva	149	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sisma $K'a$	0.50	
Spinta attiva in condizione sismica	172	kN/m
Accelerazione sismica spettrale (T=0)	0.275	
Fattore di categoria del suolo S	1.25	
Forza di Inerzia Muro Laterale	67	kN/m

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

In particolare la sezione in c.a. da verificare ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$$H=150cm$$

$$B=100cm$$

$$A_f=1\phi 22/10$$

$$A'f=1\phi 18/20$$

SPICCATO MURO LATERALE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO			
N	M	σ_c	σ_f
KN/m	kNm/m	Mpa	Mpa
194	783	1.63	76.65

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	75 di 89

VERIFICA A FESSURAZIONE		
N	M	Wk
KN/m	kNm/m	mm
194	674	0

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO				
N	M	T	C.S.	Tu
KN/m	kNm/m	KN/m	(Mu; Nu)	KN/m
272	1118	408	2.2	470

VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA				
N	M	T	C.S.	Tu
KN/m	kNm/m	KN/m	(Mu; Nu)	KN/m
178	1296	388	1.68	460

10.1.4 Plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta l'analisi delle sollecitazioni a quota testa pali ottenute sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato, rispetto al baricentro del plinto.

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi.

Spessore Medio Muri Lateral	1.0	m
Lunghezza Muri Lateral	6.15	m
Peso Muri laterali	1195	kN
Peso Muro Frontale	3273	kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	1025	m
Ecc.Appoggi Plinto	2.25	m
Peso Muro Paraghiaia	0.48	m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	2.65	kN
Peso Terreno Intero	568	kN
Peso Accidentali	173	kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-0.25	m
Spessore Plinto	9675	m
Lunghezza plinto	1273	m
Larghezza plinto	-2.5	m
Peso plinto di fondazione	2.2	kN
Altezza Rilevato	12.8	m
Coefficiente di spinta a riposo Ko (A2+M2)	14	
Spinta a riposo rilevato (A1+M1)	9856	kN
Spinta a riposo rilevato (A2+M2)	9.8	kN
Spinta a riposo sovraccarichi (A1+M1)	0.357	kN
Spinta a riposo sovraccarichi (A2+M2)	0.443	kN
Spinta attiva rilevato	4240	kN
Incremento spinta sismica	5254	kN
Peso Muri andatori	865	kN
Eccentricità long Muri andatori -Plinto	1072	m
Forza di Inerzia del Muro Frontale	1125	kN
Forza di Inerzia del Muro Paraghiaia	352	kN
Forza di Inerzia rilevato interno	195	kN
Forza di Inerzia dei muri laterali	59	kN
Forza di Inerzia plinto di fondazione	3326	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: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 76 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Si riportano di seguito le azioni complessive (azioni provenienti dall'impalcato e dal rilevato) con riferimento alle condizioni maggiormente significative e per lo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e lo stato limite ultimo (U).

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)					
	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	KN	KN
TIII (Nmax)	31161	8468	3555	5784	30
TIII (Mtmax)	30858	7092	4228	5784	30
FR (Nmax)	30134	4326	1651	4673	0
FR (Mtmax)	29983	3925	1987	4673	0
UIII (Nmax) (A1+M1)	43818	12072	5333	6556	44
UIII (Mtmax) (A1+M1)	43364	10870	6341	6556	44
UIII (Nmax) (A2+M2)	31739	14263	4622	7208	38
UIII (Mtmax) (A2+M2)	31345	13220	5496	7208	38
(EI+0.3Et+0.3Ev)	31985	81115	12751	19861	2963
(EI+0.3Et-0.3Ev)	26348	81115	12751	19861	2963
(0.3EI+Et+0.3Ev)	31929	20906	42054	8092	9818
(0.3EI+0.3Et+Ev)	38562	23011	12751	8092	2963
(-EI+0.3Et+0.3Ev)	31985	-57405	11750	-13668	2963

Nel seguito si riporta la verifica del plinto di fondazione e in particolare dello zoccolo anteriore, essendo questa, la zona del plinto maggiormente sollecitata.

Per il palo di spigolo il massimo sforzo normale è pari a:

$$N_{\max} = 9124 \text{ KN}$$

Le sollecitazioni nei pali di fondazione sono stati ricavati eseguendo una ripartizione rigida delle sollecitazioni riportate nella tabella precedente. Maggiori dettagli sono riportati nel paragrafo seguente.

Considerando una diffusione a 45° fino all'attacco del muro frontale e comunque non superiore all'interasse dei pali si ha:

La trazione nel tirante è calcolata con un braccio delle forze interne pari a $0.8h = 1.68 \text{ m}$, essendo h l'altezza della mensola a partire dalla posizione effettiva del tirante (2.10 m), di conseguenza si ottiene:

$$T = \frac{9124 \cdot 1.0}{0.8 \cdot h} = 5431 \text{ kN}$$

Avendo disposto un strato di $\Phi 22/10$ e un secondo strato di $\Phi 22/20$, l'armatura presente in 3.60 m è

$$A_f = 20574 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_f = T/A_f = 264 \text{ MPa} < f_{yd} = 391 \text{ MPa}$$

La compressione nel puntone è di spessore pari a $0.2h$ e larghezza 3.60 m vale:

C=10062 kN

$$\sigma_c = \frac{10618000}{0.2 \cdot 2100 \cdot 3600} = 7.0 \text{ MPa} < f_{cd} = 15.79 \text{ MPa}$$

10.15 Pali di fondazione

Come detto in precedenza gli scarichi sui pali di fondazione sono stati ottenuti a partire dalle sollecitazioni intradosso plinto con una ripartizione rigida e portando in conto i momenti d'incastro a testa palo ricavati tramite il parametro α riportato nella relazione di calcolo sulle fondazioni.

Di seguito si riportano la numerazione in pianta dei pali per coordinate, e le sollecitazioni massime.

X asse longitudinale

Y asse trasversale

N° pali

$\alpha =$ 2.64 m

Palo	Coordinate pali		
	x	y	
1	4.5	5.5	
2	4.5	0	
3	4.5	5.5	
4	0	5.5	
5	0	0	
6	0	5.5	
7	-4.5	5.5	
8	-4.5	0	
9	-4.5	5.5	

SOLLECITAZIONI NEI PALI						
Combinazione	Palo	N _{max}	Palo	N _{min}	T	M
		KN		KN		
TIII (Nmax)	1	4452	8	2583	643	1
TIII (Mtmax)	1	4387	8	2601	643	1
FR (Nmax)	1	4015	8	2731	519	1
FR (Mtmax)	1	3994	8	2729	519	1
UIII (Nmax) (A1+M1)	1	6122	8	3781	728	1
UIII (Mtmax) (A1+M1)	1	6058	8	3775	728	1
UIII (Nmax) (A2+M2)	1	4903	8	2294	801	1
UIII (Mtmax) (A2+M2)	1	4847	8	2288	801	1
(EI+0.3Et+0.3Ev)	1	9124	8	-1392	2231	1
(EI+0.3Et-0.3Ev)	1	8497	8	-2019	2231	1
(0.3EI+Et+0.3Ev)	1	7173	8	1982	1414	1
(0.3EI+0.3Et+Ev)	1	6552	8	2641	957	1
(-EI+0.3Et+0.3Ev)	7	7462	2	91	1554	7

Lo sforzo normale massimo sul palo di spigolo è pari a 9124 kN, pertanto in relazione alle curve di capacità portanti riportate nella relazione di calcolo delle fondazioni, si determina una lunghezza di 18 m.

Le armature longitudinali consistono in 35 ϕ 26 correnti e 35 ϕ 26 di rinforzo per i primi metri, mentre le armature trasversali consistono in una spirale ϕ 16 passo 10/20 cm

VERIFICA S.L.E.				
N	M	σ_c	σ_f	
(kN)	(kNm)	(Mpa)	(Mpa)	
4452	1697	5.1	25	
2583	1697	4.8	57	
VERIFICA S.L.F.				
N	M	Wk		
(kN)	(kNm)	(Mpa)		
4015	1371	0		
2729	1371	0		
VERIFICA S.L.U.(A1+M1)				
N	M	T	c.s	Tu
(kN)	(kNm)	(kN)	(Mu; Nu)	(kN)
6122	1923	728	-	3578
3775	1923	728	-	3578
VERIFICA S.L.U.(A2+M2)				
N	M	T	c.s	Tu
(kN)	(kNm)	(kN)	(Mu; Nu)	(kN)
4903	2114	801	-	3578
2288	2114	801	-	3578
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA				
N	M	T	c.s	Tu
(kN)	(kNm)	(kN)	(Mu; Nu)	(kN)
9124	5890	2231	1.8	3578
-2019	5890	2231	1.4	3578

10.2 PILE

Nel presente paragrafo, si riporta il calcolo completo della pila P2 del Viadotto S. Anna, in quanto, questa, tra le pile dei vari viadotti è sicuramente quella maggiormente significativa.

In testa alle pile sono presenti apparecchi di appoggio multidirezionali accoppiati a dispositivi di isolamento sismico agenti in direzione trasversale all'asse dei viadotti.

In condizioni statiche, le pile sono soggette ad azioni assiali derivanti dal peso dell'impalcato e dai sovraccarichi verticali su di esso agenti, e ad azioni agenti in direzione trasversale, per effetto dell'azione del vento e dell'azione centrifuga.

In condizioni sismiche le pile sono soggette ad azioni assiali derivanti dal peso dell'impalcato, ad azioni trasversali derivanti dalla massa propria e da quella dell'impalcato, e da azioni agenti in direzione longitudinale, derivante dalla sola massa delle pile stesse.

Le azioni sismiche derivanti dall'impalcato sono valutate mediante lo spettro di pseudo-accelerazioni per uno smorzamento pari al 25%, in quanto l'impalcato è isolato sismicamente. Le azioni sismiche derivanti dalle masse delle pile, invece, sono valutate mediante lo spettro di pseudo-accelerazioni per uno smorzamento pari al 5%; entrambi gli spettri sono stati definiti nel paragrafo concernente le azioni sismiche.

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	79 di 89

Per le varie condizioni di carico, si riportano di seguito le sollecitazioni agenti a quota estradosso pulvino. Si precisa che le azioni sismiche derivanti dalla massa dell'impalcato, sono state valutate pari al 20% dei carichi verticali (peso proprio + permanti). Tale valore è spiegato nel capilo relativo all'isolamento sismico.

SOLLECITAZIONI TESTA PILA					
	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	kNm	kNm
g1+g2+g3	5063	0	0	0	0
Carichi mobili (q1-q2)Nmax	2224	597	4210	0	0
Carichi mobili (q1-q2)Mlmax	1797	1797	3298	0	0
Carichi mobili (q1-q2)Mtmax	1845	498	5054	0	0
Folla (q1)	280	0	0	0	0
Frenamento(q3)	0	0	0	0	0
Centrifuga(q4)	0	0	0	0	0
Vento Ponte Scarico (q5)	0	0	112	0	131
Vento Ponte Carico (q5)	0	0	759	0	324
EI+0.3Et+0.3Ev (q6)	954	383	400	0	308
0.3EI+Et+0.3Ev(q6)	836	135	1334	0	1026
0.3EI+0.3Et+Ev(q6)	2670	200	400	0	308
Resistenze dei vincoli (q7)			0	126	

I periodi di oscillazione della pila in oggetto in direzione trasversale e longitudinali, sono pari rispettivamente a 0.10sec e 0.22sec. A tali periodi corrispondono rispettivamente accelerazioni spettrali pari a circa 0.7g e 0.85g.

Pertanto in condizioni sismiche le sollecitazioni a quota di spiccato della pila sono pari a:

	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	kNm	kNm
Peso pila	3400	0	0	0	0
EI+0.3Et+0.3Ev (q6)	312	25609	6849	975	2346
0.3EI+Et+0.3Ev(q6)	312	8536	20546	2924	782
0.3EI+0.3Et+Ev(q6)	935	8536	6849	975	782

Sommando queste sollecitazioni a quelle derivanti dall'impalcato, opportunamente riportate a quota spiccato pila si ottiene:

	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	kNm	kNm
g1+g2+g3	8463	0	0	0	0
Carichi mobili (q1-q2)Nmax	2224	597	4210	0	0
Carichi mobili (q1-q2)Mlmax	1797	1797	3298	0	0
Carichi mobili (q1-q2)Mtmax	1845	498	5054	0	0
Folla (q1)	280	0	0	0	0
Frenamento(q3)	0	0	0	0	0
Centrifuga(q4)	0	0	0	0	0
Vento Ponte Scarico (q5)	0	225	2077	0	131
Vento Ponte Carico (q5)	0	225	6105	0	324
EI+0.3Et+0.3Ev (q6)	1266	25992	11869	975	2654
0.3EI+Et+0.3Ev(q6)	1148	8671	37270	2924	1808
0.3EI+0.3Et+Ev(q6)	3605	8736	11869	975	1090
Resistenze dei vincoli (q7)		1890		126	

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	80 di 89

Tali sollecitazioni sono state combinate mediante i coefficienti riportati nella tabella secondo le verifiche d'esercizio, di fessurazione e per lo stato limite ultimo. Queste sollecitazioni e le verifiche relative sono riportate nella seguente tabella con riferimento alle combinazioni di carico più significative.

La sezione in c.a. utilizzata per le verifiche a pressoflessione riproduce a pieno la forma della sezione della pila ed è armata con 1 ϕ 26/10 sul perimetro esterno e 1 ϕ 26/20 sul perimetro interno e staffe ϕ 16/10 nei primi 6.00m e ϕ 16/20 nella restante parte:

SPICCATO PILA

	N	Mlong	Mtrasv	σ_c	σ_f
	KN	kNm	kNm	Mpa	Mpa
TII (Nmax)	10967	2622	7873	2.2	58
TII (Mlmax)	10540	3822	6961	2.3	52
TII (Mtmax)	10588	2523	8717	2.5	68

	N	Mlong	Mtrasv	Wk
	KN	kNm	kNm	mm
FR (Nmax)	9575	299	2105	0
FR (Mlmax)	9362	899	1649	0
FR (Mtmax)	9386	249	2527	0

	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv	C.S.	T_u (trasv)	T_u (long)
	KN	kNm	kNm	KN	KN	(Mu; Nu)	KN	KN
UII (Nmax)	15184	3933	11810	189	292	-	4852	8081
UII (Mlmax)	14544	5733	10442	189	292	-	4852	8081
UII (Mtmax)	14616	3785	13076	189	292	-	4852	8081

	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv	C.S.	T_u (trasv)	T_u (long)
	KN	kNm	kNm	KN	KN	(Mu; Nu)	KN	KN
(EI+0.3Et+0.3Ev)	9729	25992	11869	975	2654	2.2	4852	8081
(0.3EI+Et+0.3Ev)	9611	8671	37270	2924	1808	3	4852	8081
(0.3EI+Et-0.3Ev)	7315	8671	37270	2924	1808	3	4852	8081
(0.3EI+0.3Et+Ev)	12068	8736	11869	975	1090	6	4852	8081

10.2.1 Plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta il calcolo delle sollecitazioni e la verifica del plinto di fondazione.

Per quanto concerne il calcolo delle sollecitazioni, queste sono pari alla somma di quelle presenti allo spiccato pila, trasportate a quota intradosso plinto, con quelle dovute al peso del plinto, al peso del terreno di ricoprimento e, in condizioni sismiche, alla massa del plinto stesso.

Si riportano di seguito le azioni globali presenti a quota testa pali, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

Superficie plinto	90	m
Spessore plinto di fondazione	2.5	m
Peso plinto di fondazione	5625	kN
Accelerazione sismica spettrale (T=0)	0.275	
Fattore di categoria del suolo S	1.25	
Forza di inerzia plinto di fondazione	1934	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: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-cls

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	81 di 89

Altezza di ricoprimento	2	m
Peso terreno di ricoprimento	20	kN/mc
Sezione fusto pila	15	mq
Superficie incidenza ricoprimento	6344	mq

QUOTA TESTA PALI					
	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	KN	KN
TII (Nmax)	19592	2937	8359	126	194
TII (Mlmax)	19165	4137	7447	126	194
TII (Mtmax)	19213	2838	9203	126	194
FR (Nmax)	18200	299	2105	0	0
FR (Mlmax)	17987	899	1649	0	0
FR (Mtmax)	18011	249	2527	0	0
UII (Nmax) (A1+M1)	27259	4406	12539	189	292
UII (Mlmax) (A1+M1)	26619	6206	11171	189	292
UII (Mtmax) (A1+M1)	26691	4257	13805	189	292
UII (Nmax) (A2+M2)	19979	3818	10867	164	253
UII (Mlmax) (A2+M2)	19424	5378	9681	164	253
UII (Mtmax) (A2+M2)	19487	3689	11964	164	253
(EI+0.3Et+0.3Ev)	19065	30846	19229	2908	3234
(0.3EI+Et-0.3Ev)	18947	16706	44207	3504	3742
(0.3EI+Et+0.3Ev)	15229	16706	44207	3504	3742
(0.3EI+0.3Et+Ev)	23065	11898	15319	1555	1670

Da tali azioni si determinano gli sforzi nei pali di fondazione, con una ripartizione rigida che conto anche dei momenti d'incastro in testa ai pali calcolati con il coefficiente α calcolata nella relazione di calcolo sulle fondazioni.

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

Il massimo carico verticale sul palo di spigolo (riportato nel paragrafo successivo) vale:

$$R_{\max}=7288 \text{ kN}$$

La risultante T delle trazioni sui ferri si considera debitamente distanziata (10 cm) dall'intradosso della fondazione per tener conto del baricentro effettivo delle armature disposte su tre strati.

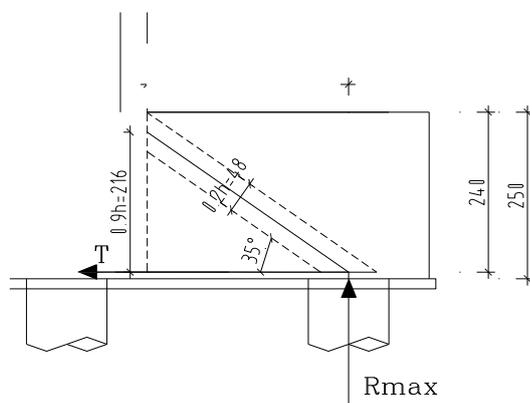
2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	VI0003	REL	01	A	82 di 89



$$T = \frac{R_{\max} \cdot 1960}{2160} = 6614 \text{ kN} \quad ; \quad C = \sqrt{R_{\max}^2 + T^2} = 9842 \text{ kN}$$

$$T_{\text{long}} = T \cdot \cos 54^\circ = 3887 \text{ kN}$$

$$T_{\text{trasv}} = T \cdot \cos 36^\circ = 5350 \text{ kN}$$

Avendo disposto un triplo strato di $\phi 26/15$ in entrambi le direzioni, e considerando efficace la sola armatura posta nella fascia di 2.1 m al di sopra del palo, si ha:

$A_s = 22302 \text{ mm}^2$ in entrambi le direzioni,

e la verifica di resistenza fornisce:

$$\sigma_f = \frac{5350000}{22302} = 239 \text{ MPa} < f_{yd} = 391 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{98420000}{2100 \cdot 480} = 9.76 \text{ MPa} < f_{cd} = 15.79 \text{ MPa}$$

10.2.2 Pali di fondazione

Come detto in precedenza gli scarichi sui pali di fondazione sono stati ottenuti a partire dalle sollecitazioni intradosso plinto con una ripartizione rigida e portando in conto i momenti d'incastro a testa palo ricavati tramite il parametro α riportato nella relazione di calcolo sulle fondazioni.

Di seguito si riportano la numerazione in pianta dei pali e la tabella con le sollecitazioni testa pali.

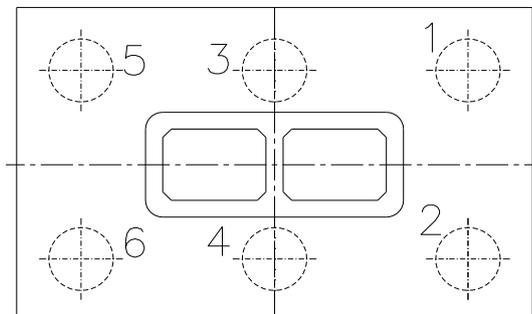
2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 83 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------



Lo sforzo normale massimo sul palo di spigolo è pari a 7298 kN, pertanto dalle curve di capacità portante ricavate nelle relazione di calcolo delle fondazioni e di seguito riportate, si assume una lunghezza dei pali di 20 m.

I pali sono armati con 40 ϕ 26 per i primi metri e 28 ϕ 20 per gli ultimi metri. Le armature trasversali consistono in una spirale ϕ 16/10 nel primo tratto e ϕ 12/20 nel secondo tratto.

VERIFICA S.L.E.				
N	M	σ_c	σ_f	
(kN)	(kNm)	(Mpa)	(Mpa)	
3976	102	3.7	36	
2451	102	2.2	28	
VERIFICA S.L.F.				
N	M	Wk		
(kN)	(kNm)	(Mpa)		
3170	0	0		
2845	0	0		
VERIFICA S.L.U.(A1+M1)				
N	M	T	c.s	Tu
(kN)	(kNm)	(kN)	(Mu; Nu)	(kN)
5610	153	58	-	1800
3322	153	58	-	1800
VERIFICA S.L.U.(A2+M2)				
N	M	T	c.s	Tu
(kN)	(kNm)	(kN)	(Mu; Nu)	(kN)
4254	133	50	-	1800
2271	133	50	-	1800
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA				
N	M	T	c.s	Tu
(kN)	(kNm)	(kN)	(Mu; Nu)	(kN)
7288	2256	854	1.84	1800
-933	2256	854	1.8	1800

11. ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI

11.1 PONTI E VIADOTTI ACCIAIO-CLS

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

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

Nella figura successiva, viene riportato lo schema relativo alla sistemazione dei dispositivi di isolamento e apparecchi di appoggio. Con la sigla "T" si indicano gli apparecchi d'appoggio, scorrevoli longitudinalmente e trasversalmente e dotati di dispositivi sismici in direzione trasversale, distinguendo con T1 i dispositivi sulle spalle e T2 i dispositivi sulle pile; con la sigla "L" si indicano, invece, gli isolatori sismici in direzione longitudinale, posizionati sulla spalla fissa.

Nel caso del ponte Palente, sulla spalla fissa è presente un appoggio di tipo "LT", che accoppia i dispositivi di appoggio con gli isolatori longitudinali e trasversali.

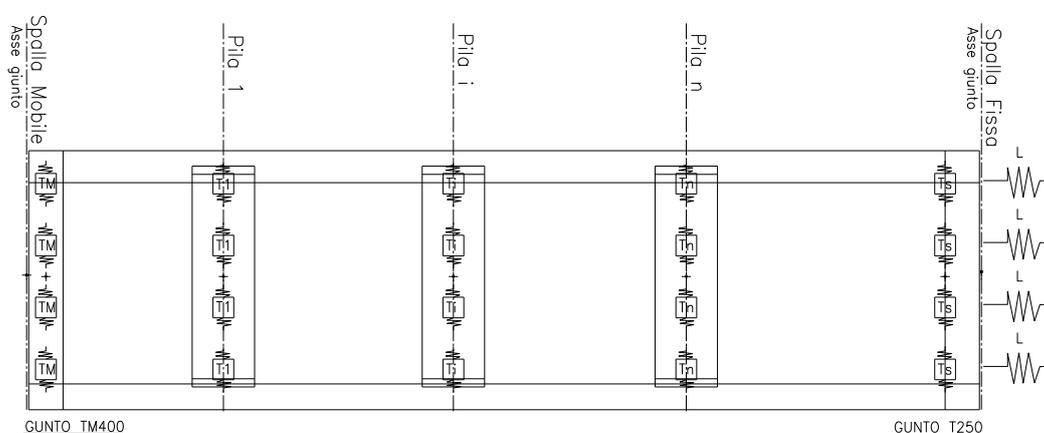


Figura 23 – Schema di appoggi e isolatori (acciaio-clS)

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

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

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 85 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

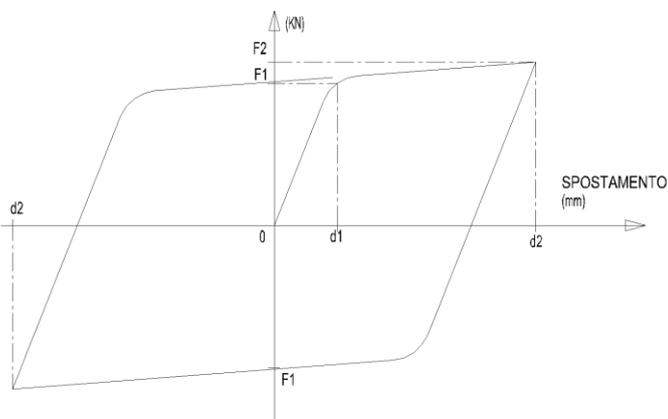


Figura 24 – Legame forza-spostamento per isolatori

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.

CARATTERISTICHE TECNICHE APPOGGI-ISOLATORI LONGITUDINALI E TRASVERSALI (VALLONE)											
SIGLA	CARICO VERTICALE [kN]	ESCURSIONI		F1		F2		D1		D2	
		LONG. [mm]	TRASV. [mm]	LONG. [kN]	TRASV. [kN]	LONG. [kN]	TRASV. [kN]	LONG. [mm]	TRASV. [mm]	LONG. [mm]	TRASV. [mm]
L	-	-	-	1520	-	1750	-	±12	-	±120	-
T1	2500	±150/300	± 100	-	150	-	170	-	± 6	-	± 60
T2	8000	±150/300	± 100	-	650	-	740	-	± 6	-	± 60
T3	10000	±150/300	± 100	-	740	-	850	-	± 6	-	± 60

CARATTERISTICHE TECNICHE APPOGGI-ISOLATORI LONGITUDINALI E TRASVERSALI (CASTELRAIMONDO)											
SIGLA	CARICO VERTICALE [kN]	ESCURSIONI		F1		F2		D1		D2	
		LONG. [mm]	TRASV. [mm]	LONG. [kN]	TRASV. [kN]	LONG. [kN]	TRASV. [kN]	LONG. [mm]	TRASV. [mm]	LONG. [mm]	TRASV. [mm]
L	-	-	-	1750	-	2000	-	±12	-	±120	-
T1	2500	±150/300	± 100	-	150	-	170	-	± 6	-	± 60
T2	8000	±150/300	± 100	-	650	-	740	-	± 6	-	± 60
T3	10000	±150/300	± 100	-	740	-	850	-	± 6	-	± 60

CARATTERISTICHE TECNICHE APPOGGI-ISOLATORI LONGITUDINALI E TRASVERSALI (POTENZA)											
SIGLA	CARICO VERTICALE [kN]	ESCURSIONI		F1		F2		D1		D2	
		LONG. [mm]	TRASV. [mm]	LONG. [kN]	TRASV. [kN]	LONG. [kN]	TRASV. [kN]	LONG. [mm]	TRASV. [mm]	LONG. [mm]	TRASV. [mm]
L	-	-	-	2050	-	2350	-	±12	-	±120	-
T1	2500	±150/300	± 100	-	150	-	170	-	± 6	-	± 60
T2	8500	±150/300	± 100	-	650	-	740	-	± 6	-	± 60
T3	10000	±150/300	± 100	-	740	-	850	-	± 6	-	± 60

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 – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 86 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

CARATTERISTICHE TECNICHE APPOGGI-ISOLATORI LONGITUDINALI E TRASVERSALI											
SIGLA	CARICO VERTICALE [kN]	ESCURSIONI		F1		F2		D1		D2	
		LONG [mm]	TRASV [mm]	LONG [kN]	TRASV [kN]	LONG [kN]	TRASV [kN]	LONG [mm]	TRASV [mm]	LONG [mm]	TRASV [mm]
LT	6000	±150	± 80	375	375	450	450	±12	± 6	±120	± 60
T	6000	±300	± 80	-	375	-	450	-	± 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

Lo spostamento trasversale per effetto del sisma è stato valutato pari a 60 mm. La corsa trasversale degli apparecchi di appoggio è quindi fissata pari a ± 100 mm.

Direzione longitudinale

Sono stati valutati i seguenti spostamenti:

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

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

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

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

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

Lo spostamento d_2 è stato valutato pari a 120 mm dall'analisi dinamica. Pertanto si adotta il valore:

- $d_2 = \pm 120$ mm

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

- $d_g = 0.025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g = 0.025 \cdot 1.27 \cdot 0.512 \cdot 2.721 \cdot 0.28 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = 121$ mm
- $d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot (50/210/240/280) \cdot 10^3 = 10/42/48/56$ mm

Pertanto lo spostamento massimo in corrispondenza della spalla mobile varia da circa ± 251 mm per il ponte Palente a ± 297 mm per il viadotto Potenza.

Per tutte le opere possono quindi essere adottate corse longitudinali degli apparecchi di appoggio pari a $\pm 150\text{mm}$ per la spalla fissa e ± 300 per la spalla mobile.

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

11.2 PONTI E VIADOTTI IN C.A.P.

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

I viadotti sono dotati 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 direzione trasversale il dispositivo è accoppiato all'apparecchio di appoggio e pertanto, su ogni sottostruttura sono previsti due isolatori trasversale.

Gli impalcati sono vincolati longitudinalmente alle spalle fisse mediante due dispositivi sismici longitudinali.

Nelle figure successive, viene riportato lo schema relativo alla sistemazione dei dispositivi di isolamento e apparecchi di appoggio. Con la sigla "L" si indicano i dispositivi sismici agenti in direzione longitudinale all'asse del viadotto mentre con la "T" si indicano gli apparecchi d'appoggio, scorrevoli longitudinalmente e trasversalmente, e dotati di dispositivi sismici in direzione trasversale.

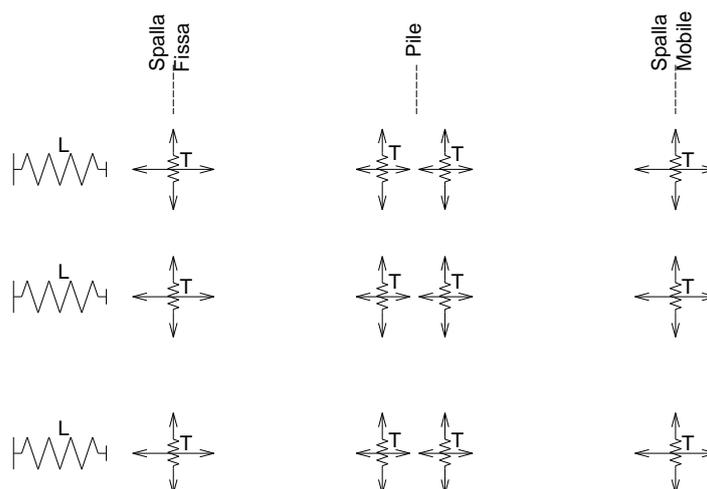


Figura 25 – Schema di appoggi e isolatori (c.a.p.)

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 88 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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).

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

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

CARATTERISTICHE TECNICHE ISOLATORI SISMICI							
Sigla	Carichi Vert [kN]	Escursione [mm]		F1 [kN]	F2 [kN]	d1 [mm]	d2 [mm]
		Long.	Trasv				
T	3000	min±200	±150	150	170	±6	±60
		max±350					
L	-	-	-	1170	1350	±12	±120

Gli apparecchi di appoggio, sono del tipo 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 previste per gli apparecchi di appoggio multidirezionali e l'escursione dei giunti sulle due spalle, con riferimento al viadotto più lungo.

Sono stati considerati i seguenti spostamenti:

Direzione trasversale

Lo spostamento relativo massimo degli isolatori elastoplastici è stato fissato pari a ±100 mm. Dalle analisi sismiche condotte, tale valore risulta essere pari a ±60 mm. La corsa degli apparecchi di appoggio è fissata in ±100 mm.

Direzione longitudinale

Sono stati valutati i seguenti spostamenti:

- spostamento relativo massimo longitudinale dell'isolatore in corrispondenza della spalla sismica d_2 ;
- spostamento relativo massimo tra la spalla fissa e la spalla mobile per effetto di moto sismico asincrono tra le spalle d_g .
- 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: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS VI0003	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 89 di 89
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

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 dall'analisi dinamica. Pertanto si adotta il valore:

- $d_2 = \pm 120$ mm

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

- $d_g = 0.025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g = 0.025 \cdot 1.27 \cdot 0.512 \cdot 2.721 \cdot 0.28 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = 121$ mm

- $d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot 100 \cdot 10^3 = 20$ mm

Pertanto lo spostamento massimo in corrispondenza della spalla mobile è pari a circa ± 261 mm per i viadotti S. Anna, S. Pietro e Cesara.