


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

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

PROGETTO ESECUTIVO

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

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese
Mandataria:

			
--	--	---	--

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

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Giulio Petrizzelli		
--	--	--

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI Ponte Pagliano Relazione di calcolo sottostrutture	SCALA: DATA: <p style="text-align: center;">Maggio 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 2	E	1 3	V I 3 8 0 0	R E L	0 2	C

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
A	AGOSTO 2016	EMISSIONE PER PROGETTO ESECUTIVO	PROGIN	PROGIN	S. LIETO	A.GRIMALDI
B	NOVEMBRE 2016	EMISSIONE A SEGUITO NOTA ANAS CDG-0112269	PROGIN	PROGIN	S. LIETO	A.GRIMALDI
C	MAGGIO 2017	EMISSIONE A SEGUITO VALIDAZIONE RINA	PROGIN	PROGIN	S. LIETO	A.GRIMALDI

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 2 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

I N D I C E

1. GENERALITA'	4
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.2 UNITÀ DI MISURA.....	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1 RESISTENZE DI PROGETTO.....	8
3.1.1 Calcestruzzo C30/37	8
3.1.2 Calcestruzzo C32/40	8
3.1.3 Acciaio di armatura B450C	9
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE.....	10
4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	11
4.3 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI.....	11
4.4 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI	13
5. ANALISI DEI CARICHI	15
5.1 PESI PROPRI	15
5.1.1 Rinterro	15
5.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)	15
5.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1)	15
5.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1).....	15
5.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2)	16
5.6 VARIAZIONE TERMICA (E3)	17
5.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)	17
5.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)	18
5.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)	18
5.10 AZIONE DEL VENTO (Q5)	19
5.10.1 Calcolo della pressione del vento	19
5.10.2 Vento a ponte carico.....	20
5.10.3 Vento a ponte scarico	20
5.11 AZIONI SISMICHE (Q6)	20
5.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)	23
5.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8).....	23
6. COMBINAZIONI DI CARICO	24
6.1 GRUPPI DI CARICO	24
6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE.....	25
6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU	26
6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....	26
7. MODELLI DI CALCOLO	27
7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	27
7.2 MODELLO GLOBALE	28
7.3 MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	29
7.3.1 Condizioni statiche.....	29

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 3 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

7.3.2	Condizioni sismiche	30
8.	METODI DI ANALISI E DI VERIFICA	34
8.1	ANALISI STATICA	34
8.2	ANALISI SISMICA	34
8.2.1	Dimensionamento degli isolatori sismici	36
8.2.1.1	Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"	36
8.2.1.2	Isolatori elastoplastici	39
8.2.2	Analisi dinamica lineare (analisi modale)	41
8.2.3	Analisi dinamica non lineare	41
8.2.4	Risultati dell'analisi in direzione longitudinale	44
8.2.5	Risultati dell'analisi in direzione trasversale	45
8.3	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI	46
8.3.1	Verifiche allo SLU	46
8.3.2	Verifiche allo SLE	46
8.3.2.1	Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio	46
8.3.2.2	Verifica di fessurazione	46
9.	VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S1)	47
9.1	MURO FRONTALE	47
9.2	MURO PARAGHIAIA	50
9.3	MURI LATERALI	51
9.4	PLINTO DI FONDAZIONE	53
9.5	PALI DI FONDAZIONE	56
10.	VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S2)	58
10.1	MURO FRONTALE	58
10.2	MURO PARAGHIAIA	61
10.3	MURI LATERALI	62
10.4	PLINTO DI FONDAZIONE	63
10.5	PALI DI FONDAZIONE	67
11.	ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI	68
11.1	VERIFICA DEI BAGGIOLI	70

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 4 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

1. GENERALITA'

Nell'ambito dei lavori di completamento della direttrice Perugia – Ancona “Pedemontana delle Marche”: Sub Lotto 2.2 Tratto Fabriano – Muccia Sfercia, è prevista la realizzazione del ponte denominato Pagliano posto tra le progressive 0+675 e 0+725 del tracciato di progetto.

La presente relazione, emessa nell'ambito della redazione del progetto esecutivo, ha per oggetto la verifica delle sottostrutture dell'opera, mentre, per quanto concerne la verifica dell'impalcato, si rimanda all'elaborato 212E13V13800RELO1C (*Ponte Pagliano - Relazione di calcolo impalcato*).

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte Pagliano è costituito da un'unica campata con luce in asse appoggi pari a 50 m.

La sezione trasversale dell'impalcato, realizzato con struttura mista in acciaio calcestruzzo, presenta una larghezza complessiva di 13.0 m con cordoli per 1.25 m per lato e pavimentazione di ampiezza pari a 10.5m. Per maggiori dettagli riguardanti l'impalcato si rinvia alla relazione specifica.

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

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

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

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture.

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche spalla S1

SPALLA FISSA S1

Altezza muro frontale: 5.0 m
 Spessore muro frontale: 2.0 m
 Altezza muro paraghiaia: 3.8 m
 Spessore muro paraghiaia: 0.8 m
 Spessore plinto di fondazione: 1.8 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 9.6 m
 Larghezza plinto di fondazione: 13.2 m
 Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m
 Pali: 12 ϕ 1200, Interasse: 3.6 m

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche spalla S2

SPALLA MOBILE S2

Altezza muro frontale: 5.0 m
 Spessore muro frontale: 2.0 m
 Altezza muro paraghiaia: 3.8 m
 Spessore muro paraghiaia: 0.8 m

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 5 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

SPALLA MOBILE S2

Spessore plinto di fondazione: 1.8 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 9.6 m
 Larghezza plinto di fondazione: 13.2 m
 Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m
 Pali: 12φ1200, Interasse: 3.6 m

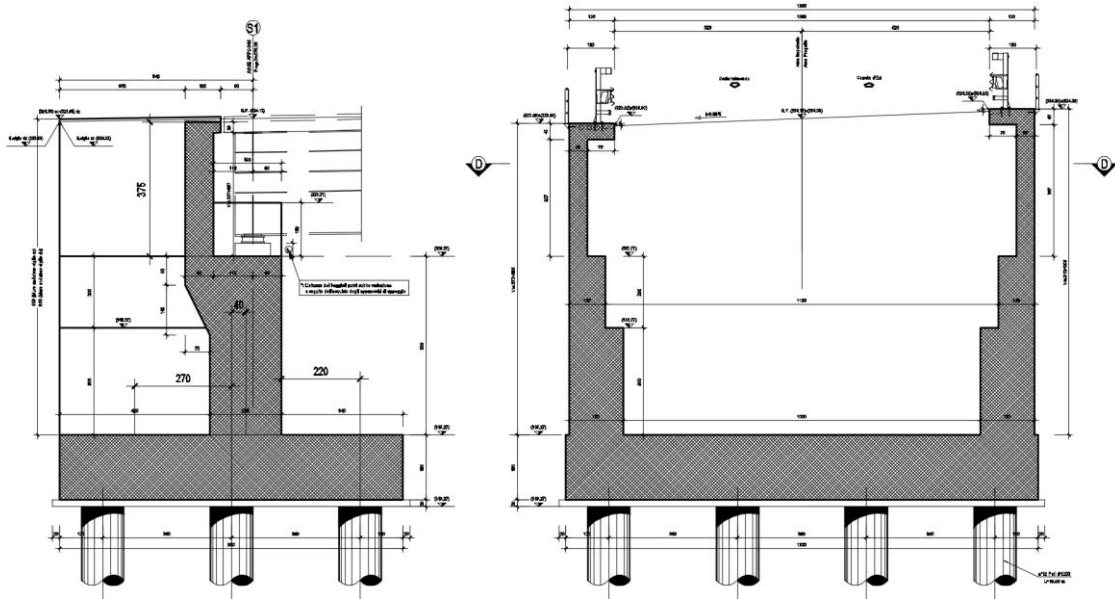


Figura 1 – Spalla S1

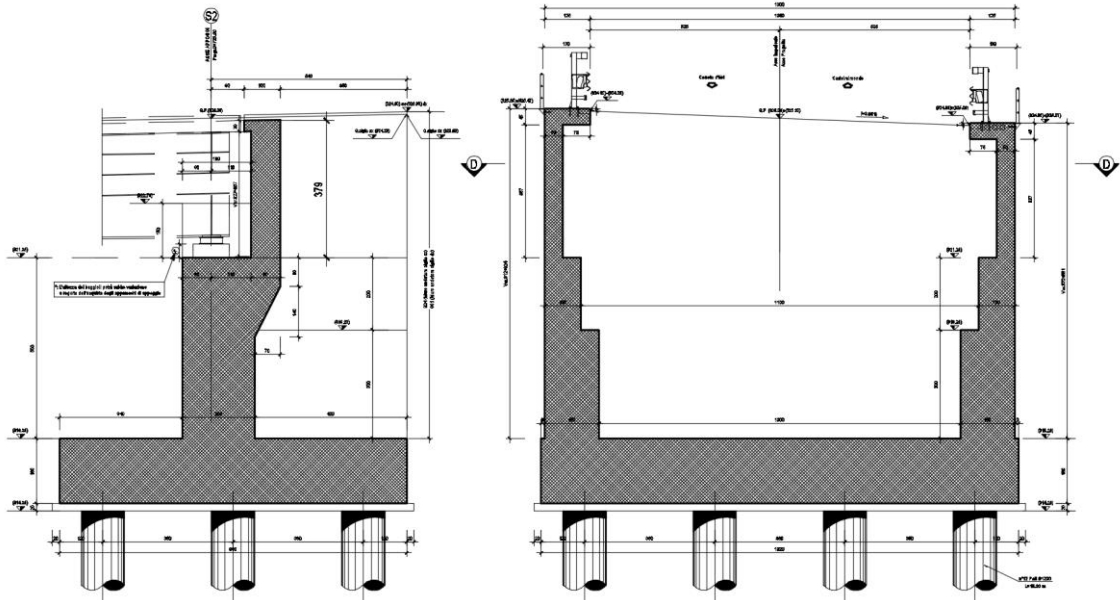


Figura 2 – Spalla S2

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord –Matelica Sud/Castelraimondo Nord****PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture**

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 6 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

1.2 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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 7 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

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 3 – Calcestruzzi: classi di resistenza, classi di esposizione e specifiche

Elemento	Classe	Classe di Esposizione	a/c	Tipi di cementi	Quantitativo di cemento [kg/m ³]	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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 9 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	-------------------------

- $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$

peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

- $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ MPa}$; $\gamma_c = 1.50$
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.41 \text{ MPa}$

resistenza di progetto a compressione

resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

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

tensione limite in comb. caratteristica (rara)

tensione limite in comb. quasi permanente

tensione limite di fessurazione (trazione)

3.1.3 Acciaio di armatura B450C

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

resistenza caratteristica di snervamento

resistenza caratteristica a rottura

modulo elastico

Resistenza di progetto allo SLU

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$

resistenza di progetto a compressione

Resistenza di progetto allo SLE

- $\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

tensione limite in comb. rara

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il ponte in esame si estende dalle progressive chilometriche 0+675 a 1+725 (L = 50 m) ed è costituito da due spalle. Nel presente paragrafo si riporta la caratterizzazione geotecnica specifica per l'opera in esame. Per dettagli si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*.

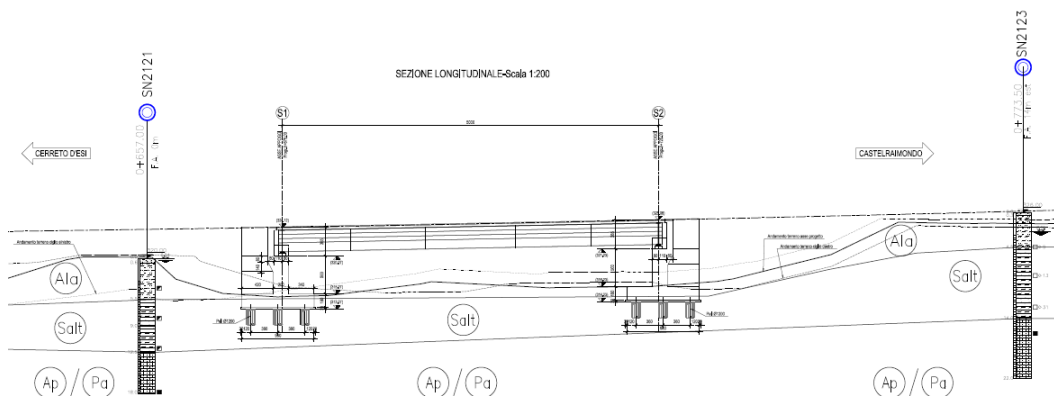


Figura 3 – Sezione longitudinale stratigrafica

4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

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

Tabella 4 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite per il ponte Pagliano

Sondaggio	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	n. prove SPT	Prelievo campioni	Strumentazione installata
SN2121	18.0	320.25	-	C.I.: 3 C.L.: 1	T.A.[3÷18]
SN2123	22.0	324.60	3	C.R.: 3 C.L.: 2	T.A.[3÷22]

C.I. = Campione indisturbato

C.L. = Campione litoide

TA [m]: Piezometro a Tubo Aperto [profondità tratto filtrante]

I. = Inclino metro

Nella seguente tabella si riportano le letture piezometriche eseguite nel sondaggio SN2121 e SN2123.

Tabella 5 – Letture piezometriche eseguite

SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	Min (m s.l.m.)	Max (m s.l.m.)	MEDIA (m s.l.m.)	SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	Min (m da pc)	Max (m da pc)	MEDIA (m da pc)
SN2121	320.25	319.45	320.21	319.90	SN2121	320.25	0.04	0.80	0.35
SN2123	324.6	318.63	322.09	319.88	SN2123	324.60	2.51	5.97	4.72

4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

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

Tabella 6 – Stratigrafia di riferimento per il ponte Pagliano

Stratigrafia	Spalla 1 e 2 (quota di riferimento +361.0 m s.l.m)	
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.	
Ala	0.0÷1.0	Depositi alluvionali limoso argillosi
Salt	1.0÷8.0	Substrato alterato limoso argilloso
Ap/Pa	>8.0	Substrato arenaceo pelitico / Substrato pelitico arenaceo
Falda: a p.c. (*)		

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

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

Tabella 7 – Parametri geotecnici per il viadotto Pagliano

	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E_o [MPa]	$\sigma_{c,media}'$ [MPa]	E'_{op} [MPa]
Ala	19.0	24÷26	0÷5	50	70÷250	-	-
Salt	20.0	27	20	150	150÷600	-	-
Ap/Pa (**)	23.0	31	120	-	-	1.0	20+5.75·z per z<40m 250+0.8·z per z>40m

γ = peso di volume naturale
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio
 c' = coesione drenata
 c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate
 E_o = modulo di deformazione elastico iniziale
 ϕ_r' = angolo di resistenza al taglio residuo
 c_r' = coesione drenata residua
 $\sigma_{c,media}'$ = resistenza a compressione monoassiale media
 E'_{op} = modulo di deformazione elastico operativo
 (***) per la definizione dei parametri geotecnici del substrato, si è fatto riferimento anche al sondaggio S15

4.3 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

Nella seguente tabella si riportano i parametri principali per il calcolo della capacità portante dei pali dell'opera in esame.

Per i parametri geotecnici di calcolo adottati vedasi paragrafo 4.2, mentre per la metodologia di calcolo si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*.

Tabella 8 – Viadotto Pagliano. Parametri per il calcolo della capacità portante dei pali

Approccio	n. di verticali indagate	ξ_3	γ_s	γ_b	F_{SL}	F_{SB}	D_{palo} [mm]	Quota testa palo da p.c. [m]	Quota falda da p.c. [m]
2 (A1+M1+R3)	2	1.65	1.15	1.35	1.9	2.2	1200	1.5	0

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

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord –Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 12 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

- L_p = Lunghezza utile del palo
- Q_{II} = Portata laterale limite
- Q_{bl} = Portata di base limite
- W_p = Peso efficace del palo
- Q_u = Portata totale limite
- Q_d = Portata di progetto = $Q_{II}/F_{S,I} + Q_{bl}/F_{S,b} - W_p$

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

Tabella 9 – Viadotto Pagliano – Spalla 1 e 2. Capacità portante palo D=1200 mm

CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 1 E SPALLA 2						
Lp m	QII kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN	
0	0	687	0	687	312	
0.5	17	844	3	858	390	
1	39	1001	6	1034	470	
1.5	67	1157	8	1216	553	
2	100	1314	11	1402	638	
2.5	137	1471	14	1594	727	
3	180	1627	17	1791	818	
3.5	229	1639	20	1848	845	
4	282	1650	23	1909	876	
4.5	341	1661	25	1977	909	
5	404	1673	28	2049	945	
5.5	473	1684	31	2126	983	
6	547	1695	34	2209	1025	
6.5	652	1707	37	2322	1082	
7	909	2109	40	2979	1398	
7.5	1192	2512	42	3661	1727	
8	1475	2914	45	4344	2056	
8.5	1758	3316	48	5026	2385	
9	2040	3719	51	5708	2713	
9.5	2323	4121	54	6391	3042	
10	2606	4524	57	7073	3371	
10.5	2889	4524	59	7353	3517	
11	3171	4524	62	7633	3663	
11.5	3454	4524	65	7913	3809	
12	3737	4524	68	8193	3955	
12.5	4020	4524	71	8473	4101	
13	4302	4524	74	8753	4247	
13.5	4590	4524	76	9037	4396	
14	4906	4685	79	9512	4632	
14.5	5226	4847	82	9991	4872	
15	5546	5009	85	10470	5111	
15.5	5867	5170	88	10949	5350	
16	6187	5332	90	11429	5590	
16.5	6508	5493	93	11908	5829	
17	6828	5655	96	12387	6068	
17.5	7149	5655	99	12705	6234	
18	7469	5655	102	13022	6400	
18.5	7790	5655	105	13340	6566	
19	8110	5655	107	13657	6731	
19.5	8430	5655	110	13975	6897	
20	8751	5655	113	14293	7063	
20.5	9071	5655	116	14610	7229	
21	9392	5655	119	14928	7395	
21.5	9712	5655	122	15245	7560	
22	10033	5655	124	15563	7726	

CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 1 E SPALLA 2						
Lp m	Qil kN	Qbi kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN	
22.5	10353	5655	127	15881	7892	
23	10674	5655	130	16198	8058	
23.5	10994	5655	133	16516	8224	
24	11314	5655	136	16834	8390	
24.5	11635	5655	139	17151	8555	
25	11955	5655	141	17469	8721	
25.5	12276	5655	144	17786	8887	
26	12596	5655	147	18104	9053	
26.5	12917	5655	150	18422	9219	
27	13237	5655	153	18739	9385	
27.5	13558	5655	156	19057	9550	
28	13878	5655	158	19374	9716	
28.5	14198	5655	161	19692	9882	

4.4 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI

Per la valutazione dello sforzo nei pali (effetto della deformabilità a taglio degli stessi pali) e del momento flettente agente in testa al palo si è utilizzato un parametro 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.

Tabella 10 – Valori α

D _{palo} [m]	Sottostruttura	α [m]
1.2	Spalla S1	2.0
1.2	Spalla S2	2.0

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 14 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

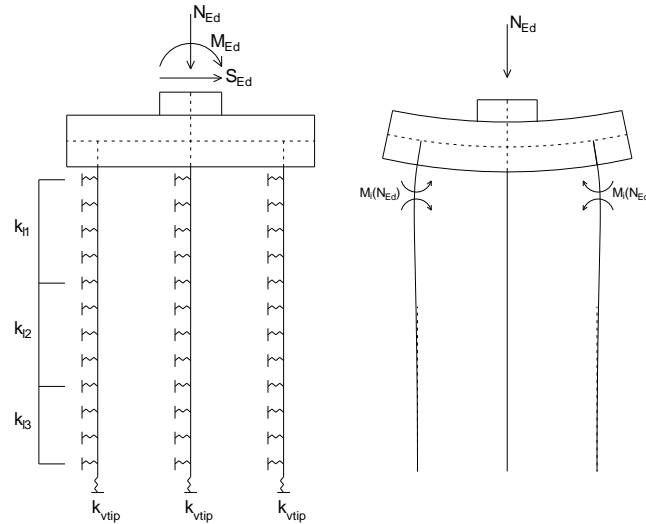


Figura 4 - Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

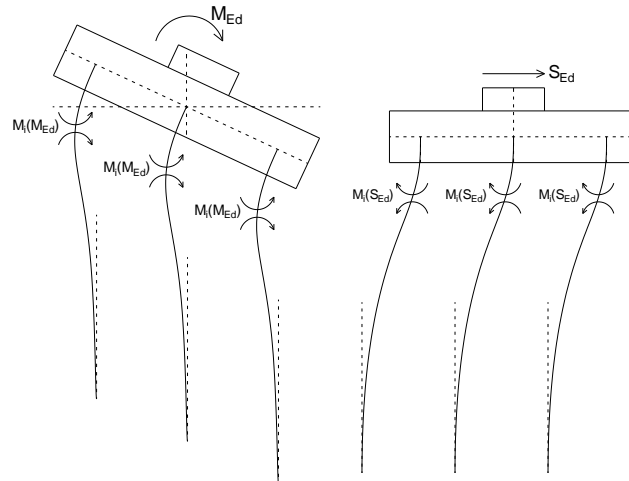


Figura 5 - Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESI PROPRI

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico dell'acciaio da carpenteria metallica pari 78.5 kN/m^3 e un peso specifico del calcestruzzo armato per soletta di impalcato e per sottostrutture pari a 25 kN/m^3 .

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

- $G1.1 = 22.0 \text{ kN/m}$

Peso della soletta (G1.2), considerando uno spessore di 28 cm, per una larghezza complessiva di piattaforma pari a 10.5 m

Peso dei cordoli (G1.3), considerando uno spessore di 43 cm, per una larghezza complessiva dei cordoli di 2.5 m

- $G1.2+G1.3 = 100.4 \text{ kN/m}$

5.1.1 Rinterro

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

5.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

I carichi permanenti portati agenti sulla struttura di impalcato sono:

Pavimentazione	$G2.1 = 10.5 \times 3 \text{ kN/m}$	31.5 kN/m
Guard Rail	$G2.2 = 2 \times 1.25 \text{ kN/m}$	2.50 kN/m
Velette	$G2.3 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$	2.00 kN/m
Corrimano	$G2.4 = 2 \times 0.5 \text{ kN/m}$	1.00 kN/m
Impianti	$G2.5 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$	2.00 kN/m
Totale	G2	39.0 kN/m

5.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1)

Nel caso in esame, essendo la struttura esternamente isostatica, eventuali cedimenti degli appoggi non generano sollecitazioni nella struttura.

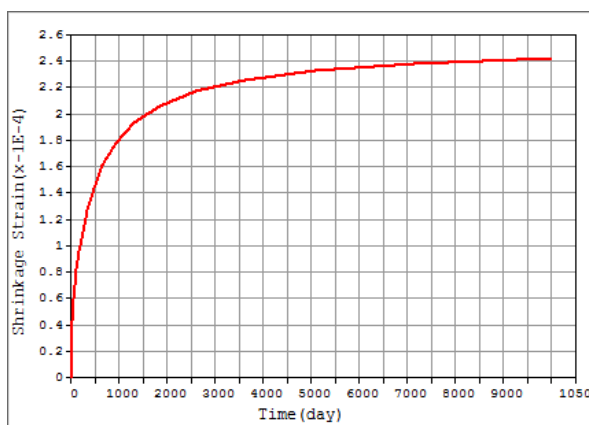
5.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)

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.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 16 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

Tabella 11 – Deformazione da ritiro
Valutazione della deformazione da ritiro a 10000 gg.

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


Figura 6 - Andamento della deformazione da ritiro nel tempo

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

5.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2)

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

Tabella 12 – 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.

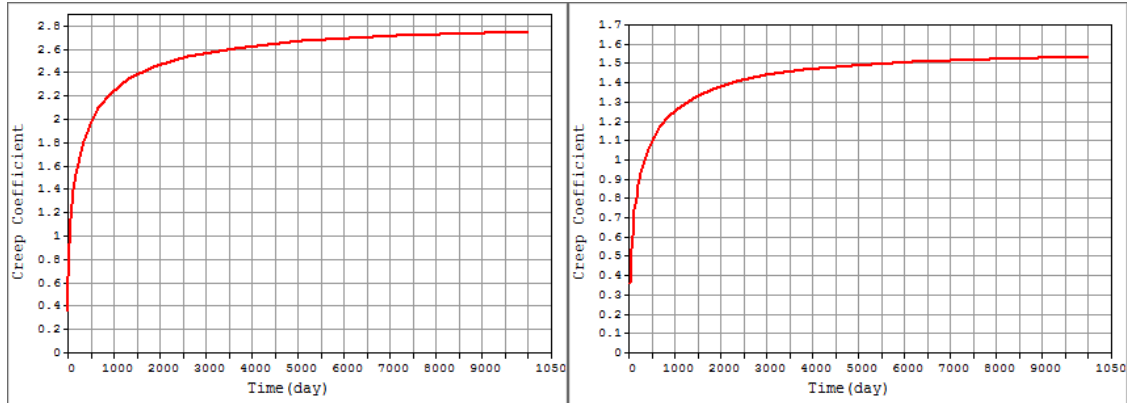


Figura 7 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo per $t_0 = 3$ gg. e per $t_0 = 30$ gg.

5.6 VARIAZIONE TERMICA (E3)

L'azione della variazione termica è valutata, in termini di temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni, attraverso le indicazioni 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.

5.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

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

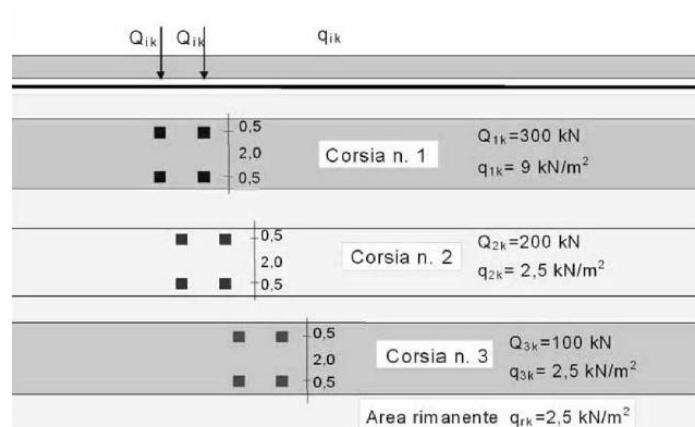


Figura 8 – Schema di carico 1

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 18 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una terza colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro = 1.5 m) $q_{rk} = 2.5$ kN/m² nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

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

5.8 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:

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

Nel caso in oggetto risulta:

- $Q_3 = 468\text{ kN} = 11.7\text{ kN/m}$.

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

5.9 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 $Q_v = \sum_i 2 Q_v$

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

5.10 AZIONE DEL VENTO (Q5)

5.10.1 Calcolo della pressione del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 20 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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

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

Nel caso in esame, $\phi = 1$ e $d/h = 8/2.9 \approx 2.75$. Procedendo per interpolazione lineare tra 0.2 e 1, si ottiene il valore di $\mu = 0.4$. Quindi sulla seconda trave viene applicato un carico da vento pari al 40% di quello applicato sulla prima trave.

5.10.2 Vento a ponte carico

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

- $q_{w,1} = (2.90 + 0.45 + 3.00) \times 1.51 \text{ kN/m} = 9.60 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = 0.4 q_{w,1} = 3.84 \text{ kN/m}$.

5.10.3 Vento a ponte scarico

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

- $q_{w,1} = (2.90 + 0.45) \times 1.51 \text{ kN/m} = 5.06 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = 0.4 q_{w,1} = 2.02 \text{ kN/m}$

5.11 AZIONI SISMICHE (Q6)

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 21 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

- T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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

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

- Vita nominale V_N = 50 anni;
- Classe d'uso = III;
- Coefficiente d'uso C_u = 1.5;
- Periodo di riferimento V_R = 75 anni;
- $T_{R,SLV}$ = 712 anni;
- Comune = Fabriano;
- $a_{g,SLV}$ = **0.206 g**;
- $F_{0,SLV}$ = **2.526**;
- $T_{c,SLV}^*$ = **0.331 sec.**

Tabella 13 - 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 = 1.388;
- 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.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 22 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

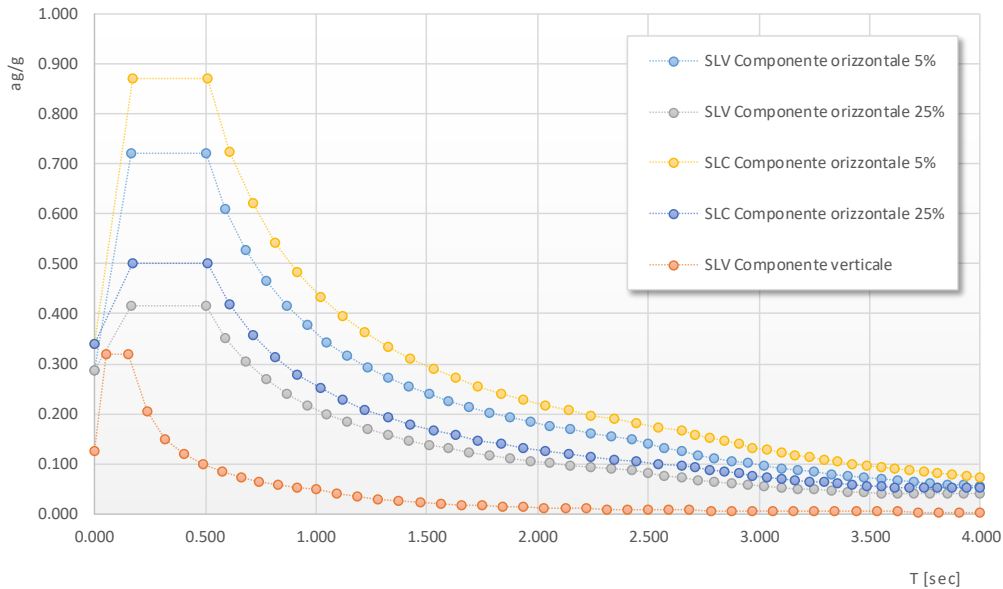


Figura 9 – Spettri elastici in accelerazione agli SLU ($q = 1$)

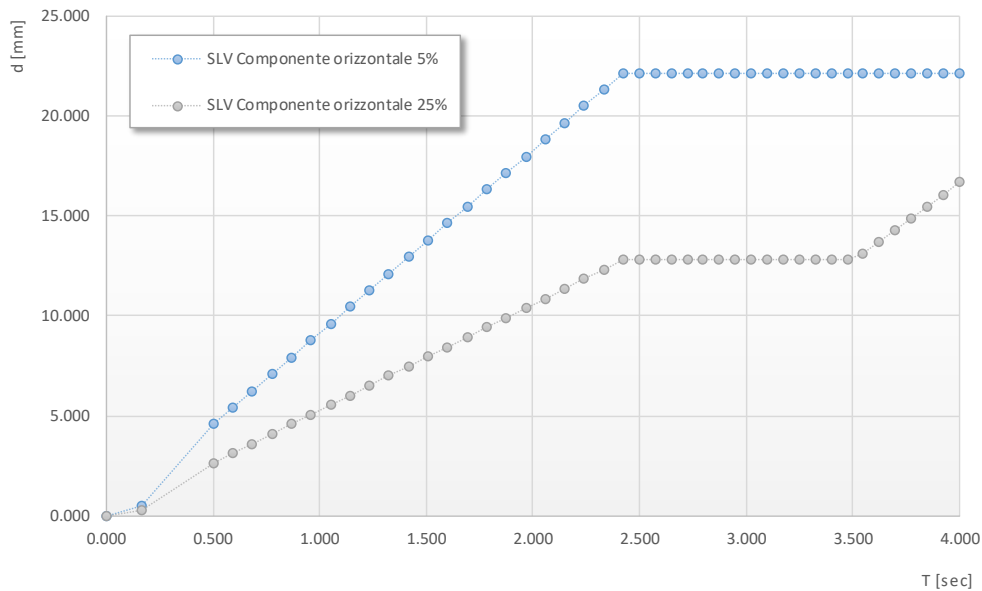


Figura 10 – Spettri in spostamento allo SLV

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 23 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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

5.1.3 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0.50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0.10\text{m})$, $h_2 = 1.00\text{m}$.

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

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

6. COMBINAZIONI DI CARICO

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

6.1 GRUPPI DI CARICO

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

Tabella 14 – 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.

6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

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

Tabella 15 – 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 16 – 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
Vento a ponte carico		0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU

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

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

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

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

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

Tabella 17 - 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	0
ECCEZIONALE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	0	1

6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE

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

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

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

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

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

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

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

Tabella 18 - 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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 27 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

7. MODELLI DI CALCOLO

L'impalcato è costituito da una campata singola in semplice appoggio su spalle tradizionale del tipo a muri andatori fondate su pali. Longitudinalmente l'impalcato è libero di scorrere in corrispondenza degli appoggi sulla spalla mobile, ed è vincolato solo ad una delle due spalle (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 fissi rappresentativi delle spalle.

Gli isolatori sono 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.

7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

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

Nello specifico, l'analisi del comportamento globale delle strutture d'impalcato e di fondazione è stato effettuato con l'ausilio del software **MIDAS/CIVIL 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.

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

Infine si è ricorso a fogli di calcolo elettronici auto-prodotti, per l'automatizzazione dei modelli di calcolo a mensola per i muri della spalla e per l'esecuzione delle verifiche con modelli tirante-puntone e per le verifiche a taglio degli elementi in calcestruzzo.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l'affidabilità

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 28 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

e la robustezza dei codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati sono contenuti in apposita documentazione fornita a corredo dell'acquisto del prodotto, che per brevità espositiva si omette di allegare al presente documento.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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

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

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

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

7.2 MODELLO GLOBALE

L'impalcato è costituito da un graticcio di elementi monodimensionali rappresentativi delle travi principali, della trave di spina (elementi longitudinali), dei traversi intermedi e di appoggio, dei controventi di piano e della soletta in c.a. (elementi trasversali).

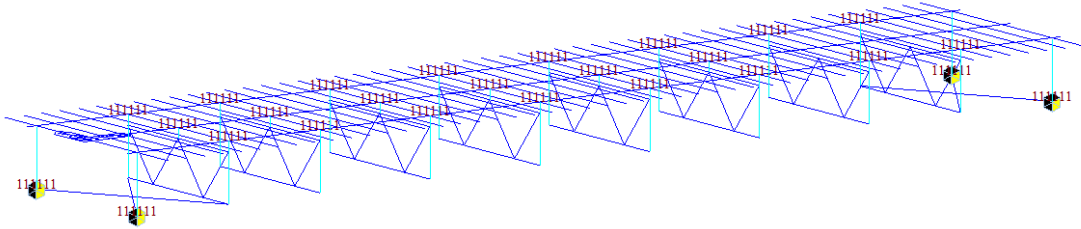
I vincoli orizzontali sono costituiti unicamente dagli isolatori sismici.

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 rigidzze molto elevate per azioni orizzontali inferiori alla soglia plastica, e deformabilità elevata con comportamento non lineare in presenza dei carichi ciclici corrispondenti alle azioni sismiche.

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

Nella figura seguente è riportata una vista completa del modello di calcolo. Gli elementi di trave, e i traversi in asse appoggio sono allineati con l'estradosso delle travi in acciaio. In corrispondenza dei traversi sono presenti dei vincoli di tipo rigido "rigid link" tra estradosso ed intradosso travi. In corrispondenza dei dispositivi di appoggio sono presenti dei link di tipo elastico oppure di tipo elastoplastico per la simulazione degli isolatori. Tali vincoli sono comunque rigidi in direzione verticale.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 29 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

**Figura 11 - Modello FEM vista wireframe**

Il modello descritto è stato analizzato in presenza dei carichi e delle azioni già definite nel paragrafo 5.

Il calcolo è stato sviluppato utilizzando il codice di calcolo Midas Civil 2016.

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.

7.3 MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE

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

I pesi propri e le masse sono esplicitate nelle tabelle riportate nei paragrafi seguenti.

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

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

7.3.1 Condizioni statiche

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 30 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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

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

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

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

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

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

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

7.3.2 Condizioni sismiche

Conformemente alle indicazioni fornite dalle seguenti norme:

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

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

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 31 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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 12 – 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:

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

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

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
- $\tan \theta = \frac{k_h}{1 + k_v}$

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

PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 33 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 34 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

8. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

8.1 ANALISI STATICA

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

- pesi propri e carichi permanenti (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.

8.2 ANALISI SISMICA

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

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

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

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 35 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

- 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 7.2. Gli isolatori sono schematizzati come elementi viscoelastici lineari, equivalenti agli effettivi dispositivi elastoplastici, e gli effetti delle azioni sismiche sono valutati con l'analisi dinamica modale e l'utilizzo dello spettro di risposta presentato al paragrafo 5.11. Le sollecitazioni così determinate sono state utilizzate per le verifiche di resistenza delle sottostrutture successivamente sviluppate.
- La terza fase prevede l'analisi dinamica non lineare del modello globale introducendo per gli isolatori elementi link con l'effettivo comportamento elastoplastico, ed applicando come azione gli accelerogrammi artificiali opportunamente generati (vedi D.M. 14/1/08).

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

- a) la rigidità equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidità secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- 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;

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.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 36 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

- 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 rigidità dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura.

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

8.2.1 Dimensionamento degli isolatori sismici

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

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

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

È necessario precisare che gli isolatori reali sono non lineari e, per questo motivo, la progettazione e la verifica dell'isolatore è sviluppata seguendo una procedura a due passi: nel primo si progettano le caratteristiche dell'isolatore utilizzando come modello un isolatore equivalente viscoelastico lineare, nel secondo vengono definite le caratteristiche dell'isolatore elastoplastico non lineare reale. Successivamente, al fine di verificare la sostanziale equivalenza fra l'isolatore lineare e quello effettivo, viene sviluppata un'analisi dinamica non lineare utilizzando tre gruppi di *accelerogrammi spettrocompatibili*, ossia accelerogrammi il cui spettro affine allo spettro di risposta definito da normativa.

8.2.1.1 *Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"*

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

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 37 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

Direzione longitudinale

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

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:
 - P = peso proprio e permanenti portati = 8240 kN;
 - M = massa dell'impalcato = 840 t (kN sec²/m);
- 2) Si fissa uno spostamento massimo $\delta_{max} = 100$ mm;
- 3) In corrispondenza del coefficiente viscoso $\xi=25\%$ e dallo spettro di risposta in termini di spostamenti, si sceglie il periodo che corrisponde a δ_{max} : $T(\delta_{max}) = 2.0$ sec

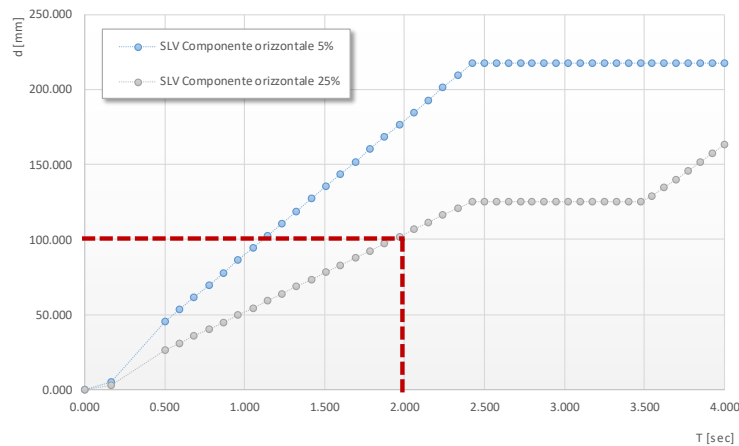


Figura 13 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^{-2}$ corrispondente al periodo T: $K_{E,Eq} = 8293$ kN/m
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max} = 829$ kN ($0.1 \cdot P$);

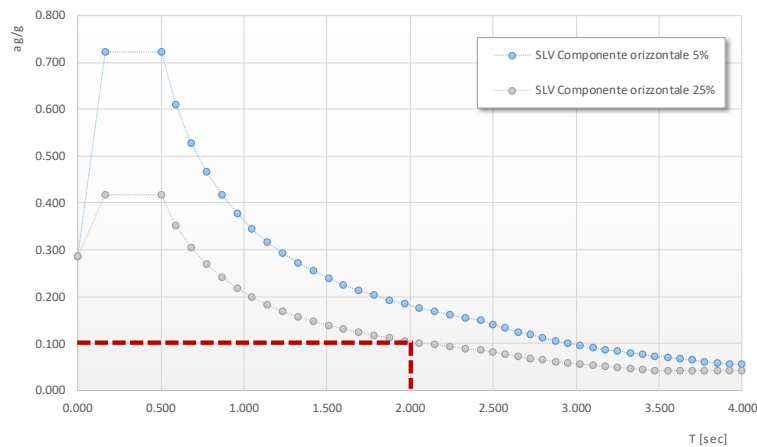


Figura 14 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 38 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

Direzione trasversale

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

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:
 - P = peso proprio e permanenti portati = 4120 kN;
 - M = massa dell'impalcato = 420 t (kN sec²/m);
- 2) Si fissa uno spostamento massimo $\delta_{max} = 50$ mm;
- 3) In corrispondenza del coefficiente viscoso $\xi=25\%$ e dallo spettro di risposta in termini di spostamenti, si sceglie il periodo che corrisponde a δ_{max} : $T(\delta_{max}) = 1.0$ sec

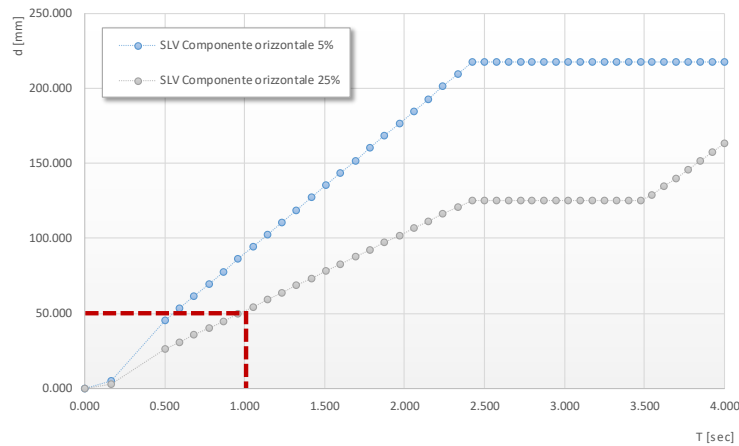


Figura 15 – Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^{-2}$ corrispondente al periodo T: $K_{E,Eq} = 16587$ kN/m
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max} = 665$ kN ($0.2 \cdot P$);

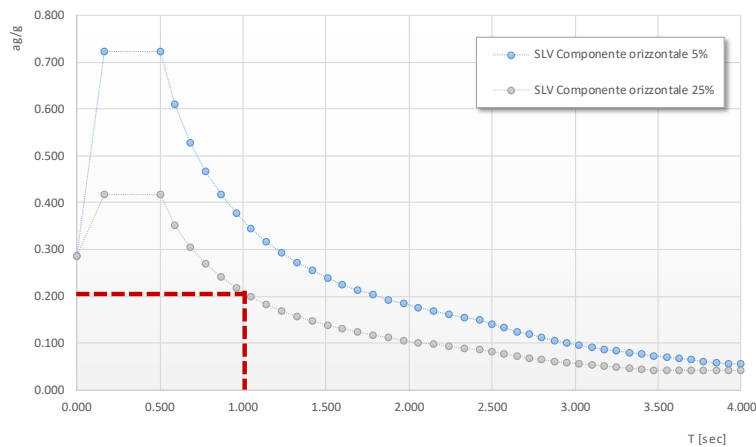


Figura 16 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

8.2.1.2 Isolatori elastoplastici

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

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

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

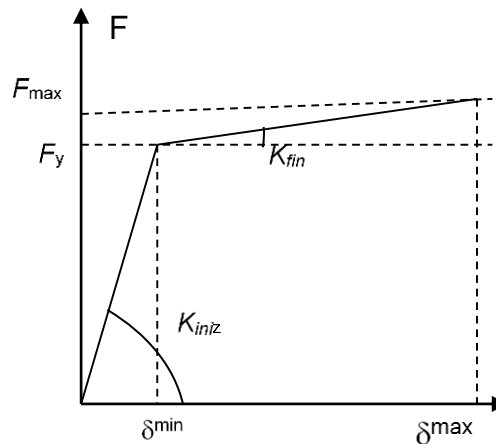


Figura 17 - Andamento qualitativo della legge forza-scorrimento caratteristica degli isolatori elastoplastici

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 rigidezza iniziale dell'isolatore è:

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

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

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

Tale procedimento è stato adottato sia per il dimensionamento degli isolatori trasversali sia per quello longitudinale partendo dai valori di F_{max} e 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.

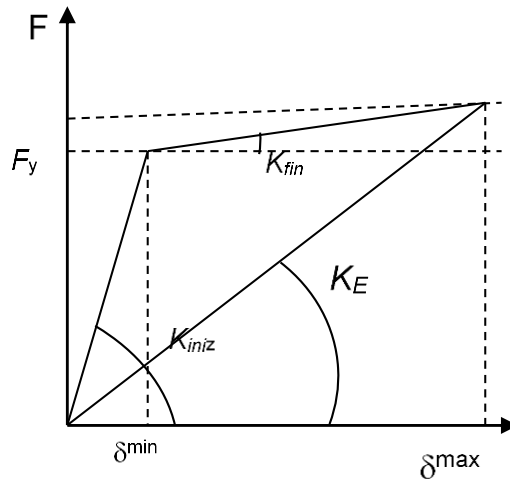


Figura 18 - Schema di equivalenza fra l'isolatore non lineare e l'isolatore lineare equivalente (K_E)

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_{iniz} 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_{iniz} 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 19 – Parametri per il modello elasto-equivalente

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	8240	840	100	2.0	8293	829	2	4147
	S2	-	-	-	-	-	-	-	-
Trasversale	S1	4120	420	50	1.0	16587	829	2	8293
	S2	4120	420	50	1.0	16587	829	2	8293

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

Tabella 20 – Parametri per il modello elasto-plastico

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	829	721	100	10	72117	1202	2	36058	601
	S2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Trasversale	S1	829	721	50	5	144234	2403.9	2	72117	1202
	S2	829	721	50	5	144234	2403.9	2	72117	1202

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

8.2.2 Analisi dinamica lineare (analisi modale)

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

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

8.2.3 Analisi dinamica non lineare

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

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

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

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord –Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 42 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

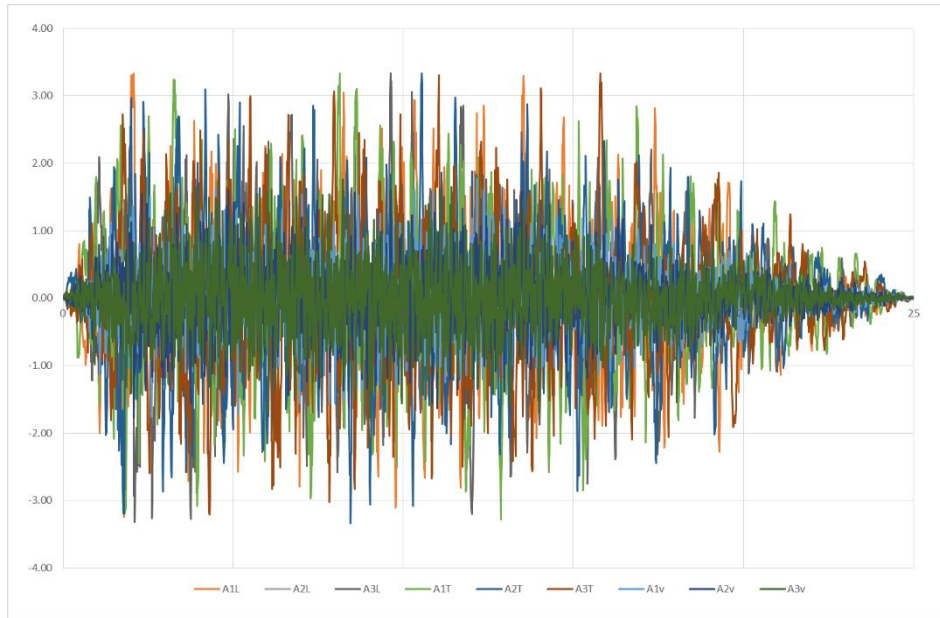


Figura 19 – Accelerogrammi 1, 2 e 3

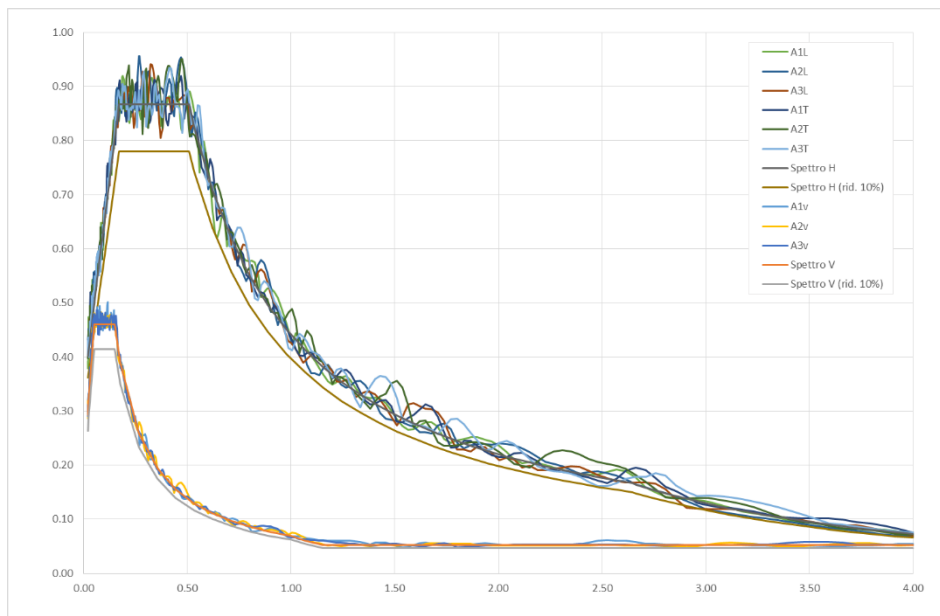


Figura 20 – Spettri associati agli accelerogrammi 1, 2 e 3 e confronto con lo spettro allo SLC

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord –Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 43 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

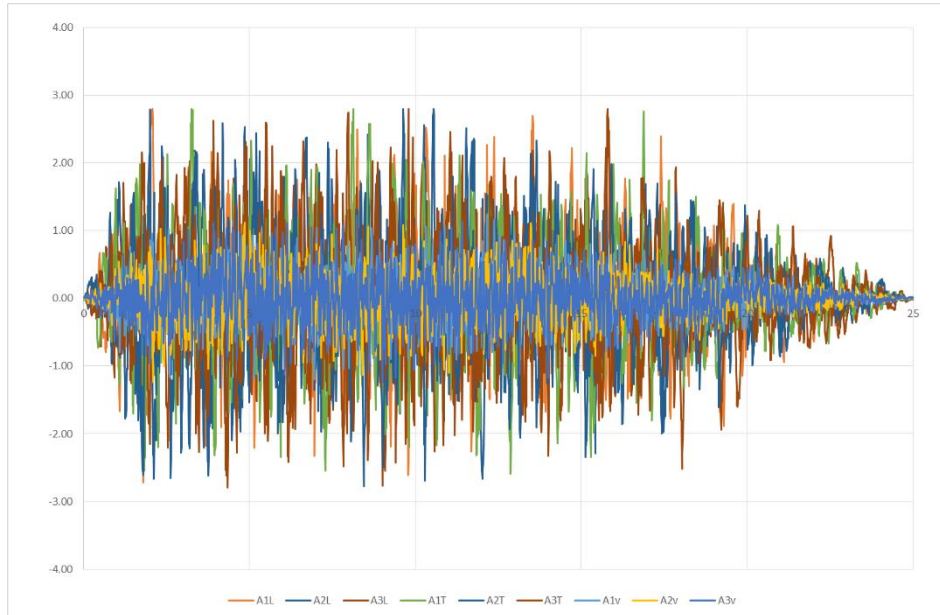


Figura 21 – Accelerogrammi spettrocompatibili (SLV)

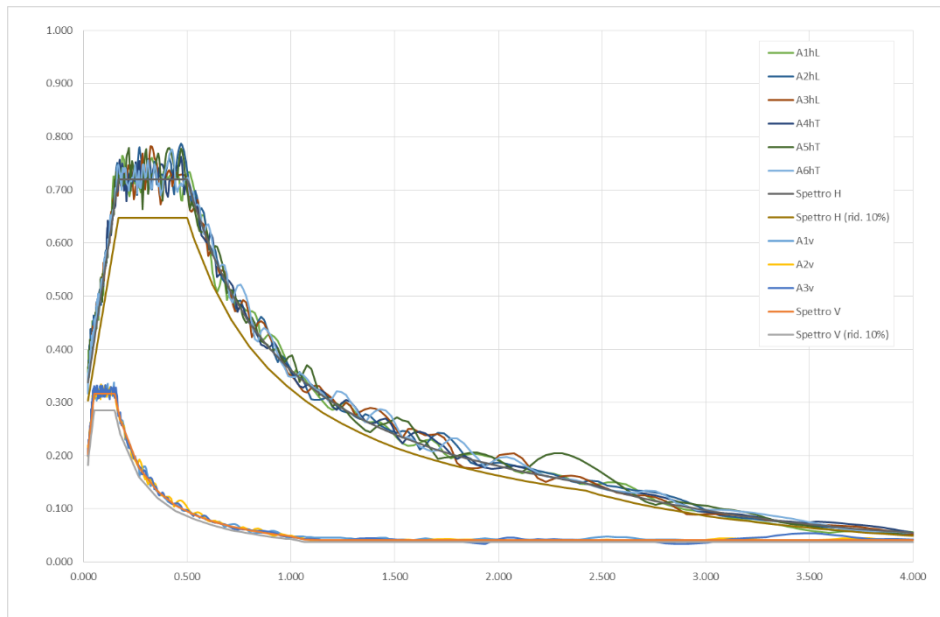


Figura 22 – Spettri associati agli accelerogrammi e confronto con lo spettro allo SLV

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 44 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

8.2.4 Risultati dell'analisi in direzione longitudinale

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

Lo spostamento massimo ottenuto con l'analisi non lineare risulta pari a circa 113 mm con riferimento alle condizioni di stato limite di collasso, adottando cioè accelerogrammi compatibili con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di collasso definito dal D.M. 14/01/08 e modificando opportunamente le rigidezze degli isolatori.

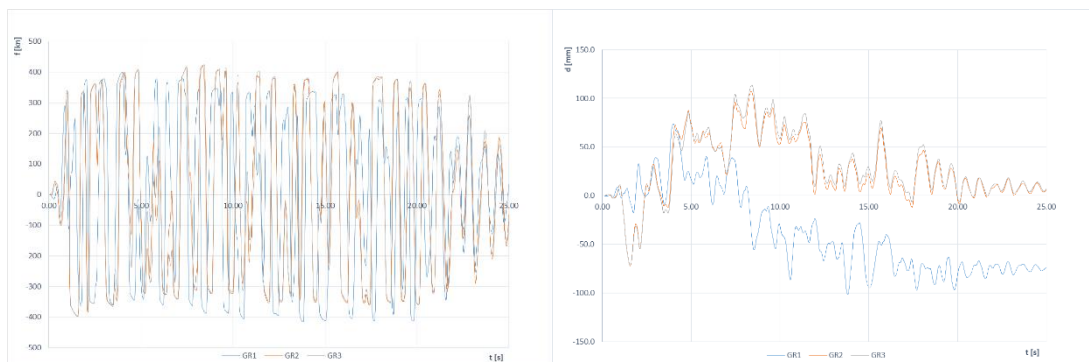


Figura 23 – Spostamenti relativi e forze impalcato-sottostrutture per i tre gruppi di accelerogrammi

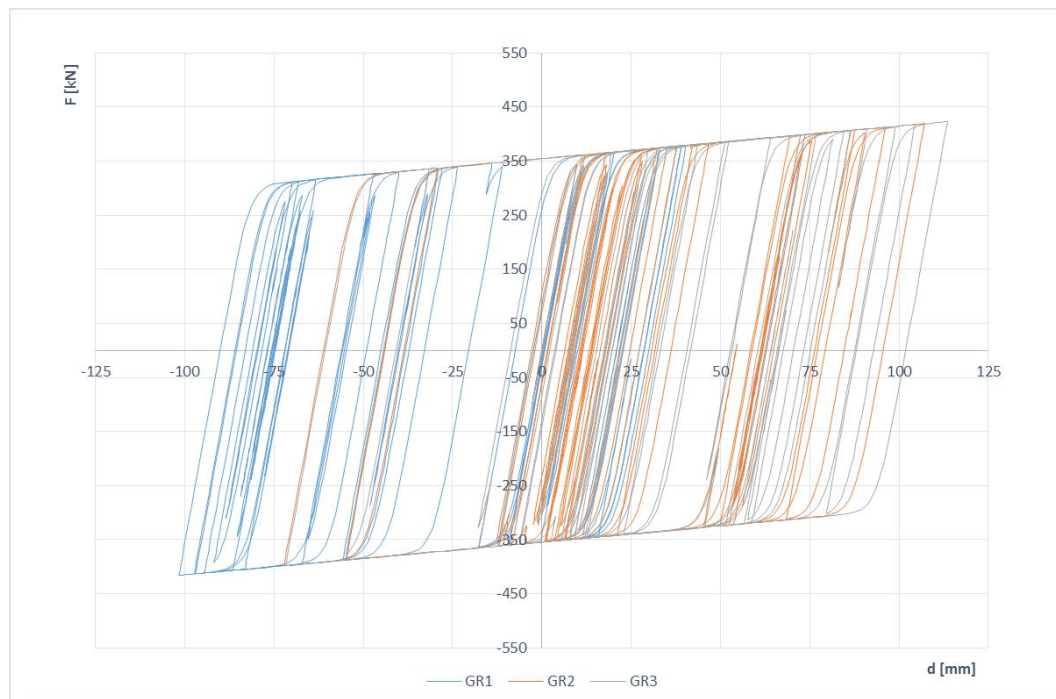


Figura 24 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento longitudinale per i tre gruppi di accelerogrammi

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 45 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

8.2.5 Risultati dell'analisi in direzione trasversale

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

Lo spostamento massimo ottenuto con l'analisi non lineare risulta pari a circa 59 mm con riferimento alle condizioni di stato limite di collasso, adottando cioè accelerogrammi compatibili con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di collasso definito dal D.M. 14/01/08 e modificando opportunamente le rigidezze degli isolatori.

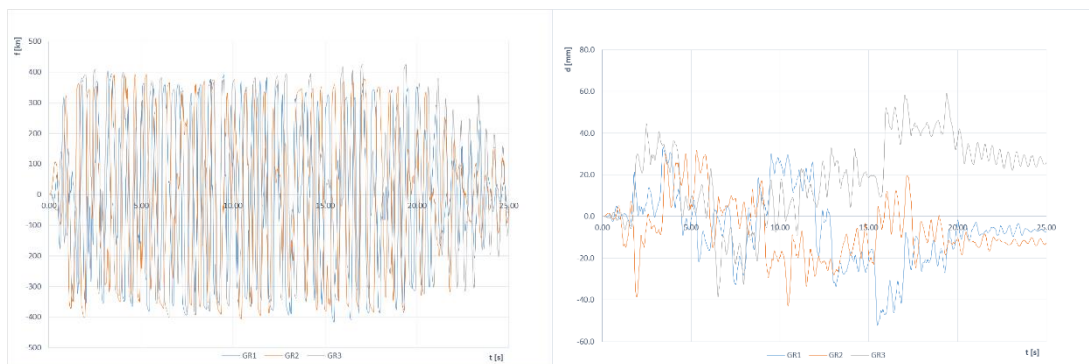


Figura 25 – Spostamenti relativi e forze impalcato-sottostrutture per i tre gruppi di accelerogrammi

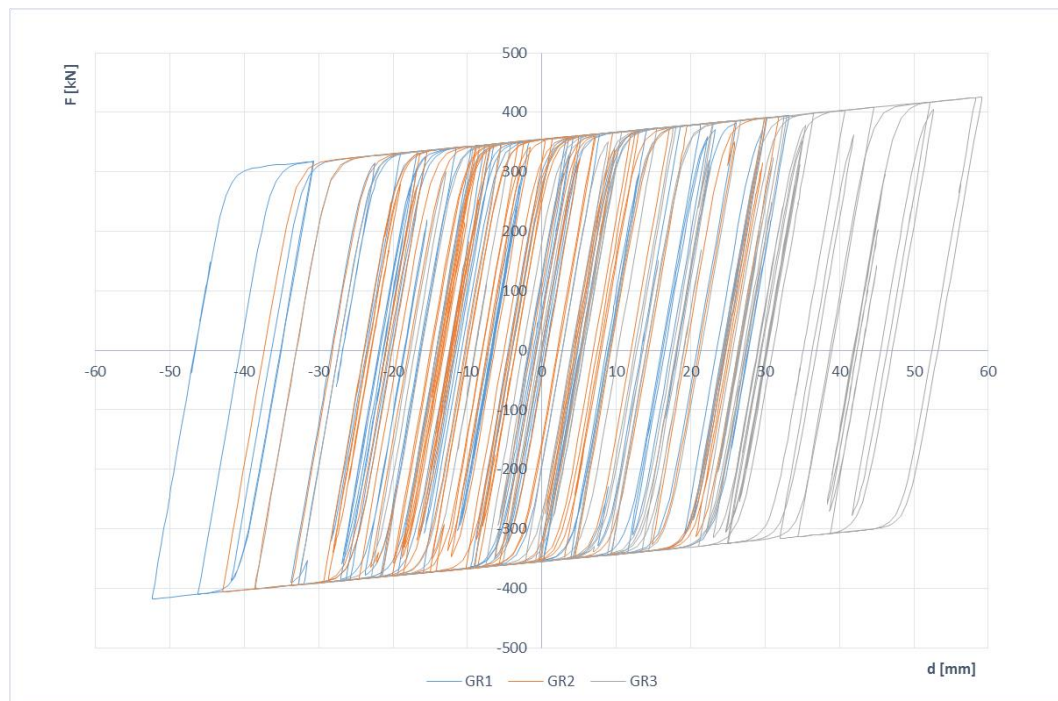


Figura 26 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale per i tre gruppi di accelerogrammi

8.3 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

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

8.3.1 Verifiche allo SLU

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

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

Con:

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

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

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

8.3.2 Verifiche allo SLE

8.3.2.1 *Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio*

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

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

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

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

8.3.2.2 *Verifica di fessurazione*

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

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

9. VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S1)

Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle è quello descritto nel paragrafo 7.3. Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dal modello telaio del viadotto sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

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

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

9.1 MURO FRONTALE

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

Tabella 21 – 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)	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

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 22 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	5.00 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	3.80 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.80 m
Peso Muro Frontale	3276 kN
Peso Muro Paraghiaia	988 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.20 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	9 m
Spinta a riposo	3458 kN
Spinta attiva	2141 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.206
Coefficiente stratigrafico SS	1.39
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.286
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.286
K_v (cls spalla)=	0.143
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.286
K_v (terreno)=	0.143
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ (M-O)	0.48
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2179 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	937 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	282 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	468 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	141 kN

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

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord –Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 49 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

Tabella 23 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	15516	18977	3402	5723	195
ULS_A1_Gr2a(max)	13608	20707	2782	6119	196
ULS_A1_Gr2b(max)	13653	17398	3039	5456	227
ULS_A1_Gr1(min)	11409	18155	1651	5723	200
ULS_A1_Gr2a(min)	11262	20328	1666	6138	199
ULS_A1_Gr2b(min)	11307	16929	1923	5456	230
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	8705	24417	2479	6398	604
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	9101	11669	8259	3427	2013
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	8893	11636	2478	3429	604
SLS_RA_Gr1(max)	11493	14057	-661	4239	130
SLS_RA_Gr2a(max)	10080	15339	2041	4533	131
SLS_RA_Gr2b(max)	10114	12888	4853	4041	153
SLS_RA_Gr1(min)	8451	13448	1100	4239	134
SLS_RA_Gr2a(min)	8342	15058	1110	4546	133
SLS_RA_Gr2b(min)	8375	12540	1301	4041	156
SLS_FR_Gr1(max)	11493	14057	1301	4239	2
SLS_FR_Gr2a(max)	10080	15339	836	4533	1
SLS_FR_Gr2b(max)	10114	12888	1014	4041	22
SLS_FR_Gr1(min)	8451	13448	-14	4239	2
SLS_FR_Gr2a(min)	8342	15058	-3	4546	1
SLS_FR_Gr2b(min)	8375	12540	187	4041	24
SLS_QP	8378	9913	0	3458	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 24 – 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 25 – 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)	1194	1460	440	3.4	1.80
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	670	1878	540	2.4	1.61
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	670	1878	540	2.4	1.61
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	670	1878	540	2.4	1.61

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	884	1081	326	-2.5	48.9	0.0
	SLS_RA_Gr2a(min) - Min N	642	1158	350	-2.7	71.9	0.0
	SLS_RA_Gr2a(max) - Max ML	775	1180	349	-2.8	65.1	0.0
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	884	1081	326	-2.5	48.9	0.0
	SLS_FR_Gr2a(min) - Min N	642	1158	350	-2.7	71.9	0.0
	SLS_FR_Gr2a(max) - Max ML	775	1180	349	-2.8	65.1	0.0
QP	SLS_QP	644	763	266	-1.8	33.3	0.0

9.2 MURO PARAGHIAIA

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

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

Tabella 26 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	76	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.8	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	90.7	kN/m
Spinta attiva	52.7	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.48	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	38.7	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	21.7	kN/m

Tabella 27 – 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 20/10	1 ϕ 16/20	-

Tabella 28 – 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	76	140	91	-1.9	56.9	0.0

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N,prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 51 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	---------------	-----------	--------------------------

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	103	190	122	4.6	2.6
SLV	76	191	113	4.5	2.9

9.3 MURI LATERALI

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

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

Tabella 29 – 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	2.00 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	4.15 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	9.2 m
Spessore medio Muri Laterali	0.94 m
Lunghezza Massima muri laterali	4.2 m
Peso Muro laterale (singolo)	900 kN
Peso totale Muri laterali	1801 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	406.3 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	371.2
Spinta attiva	243.1 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	211.7 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	61 kN/m

Tabella 30 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione di base H1)

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale (H1)	1.0	1.5	1φ22/10	1φ20/20	1φ12/(40x40)

Tabella 31 – 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	214	1376	371	-5.1	181.4	0.129

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord –Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 52 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	289	1858	549	1.62	1.32
SLV	214	2034	516	1.45	1.40

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

Tabella 32 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione intermedia H2)

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale (H2)	1.0	1.0	1φ22/10	1φ20/20	-

Tabella 33 – Verifiche dei muri laterali (sezione intermedia H2)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	102	478	179	-3.8	134.3	0.081

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	138	645	273	2.17	1.44
SLV	102	656	246	2.11	1.59

Tabella 34 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione superiore H3)

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale (H3)	1.0	0.5	1φ20/10	1φ16/20	-

Tabella 35 – Verifiche dei muri laterali (sezione superiore H3)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	52	175	89	-3.9	134.2	0.120

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	70	236	141	2.19	1.81
SLV	52	220	122	2.33	2.10

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 53 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

9.4 PLINTO DI FONDAZIONE

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

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

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

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.7 m
Peso Muro Frontale	3276 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	0.40 m
Ecc.Appoggi Plinto	0.60 m
Peso Muro Paraghiaia	988 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-0.90 kN
Peso Terreno Interno	7636 kN
Peso Accidentali	778 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.7 m
Spessore Plinto	1.8 m
Lunghezza plinto	9.6 m
Larghezza plinto	13.2 m
Peso plinto di fondazione	5702
Altezza Rilevato+H plinto	10.8 m
Spinta a riposo rilevato	5828 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1079 kN
Spinta attiva rilevato	4275 kN
Incremento spinta sismica	3671 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	470 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	235 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	1630 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	815 kN
Inerzia rilevato interno(H)	2183 kN
Inerzia rilevato interno (V)	1092 kN

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

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)										
Combinazioni	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)	36790	1041	3754	9341	195	36790	814	3754	9308	195
ULS_A1_Gr2a(max)	33830	4357	3135	9633	196	33830	-4790	3135	8288	196
ULS_A1_Gr2b(max)	33879	-129	3448	8969	227	33879	-251	3448	8951	227
ULS_A1_Gr1(min)	31646	-1423	2012	9341	200	31646	-1650	2012	9308	200
ULS_A1_Gr2a(min)	31499	3072	2025	9651	199	31499	-6321	2025	8270	199
ULS_A1_Gr2b(min)	37305	-1537	2338	8969	230	37305	-1659	2338	8951	230
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	24511	41107	8225	14308	1889	24511	29419	8225	12590	1889
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	24907	8030	27411	7294	6296	24907	4397	27411	6760	6296
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	26626	7918	8224	7296	1889	26626	4260	8224	6758	1889
SLS_RA_Gr1(max)	27252	771	-427	6919	130	27252	603	-427	6895	130
SLS_RA_Gr2a(max)	25059	3227	2276	7135	131	25059	-3548	2276	6139	131
SLS_RA_Gr2b(max)	25092	-95	5130	6644	153	25092	-186	5130	6631	153
SLS_RA_Gr1(min)	24210	-1054	1340	6919	134	24210	-1222	1340	6895	134
SLS_RA_Gr2a(min)	23321	2275	1350	7149	133	23321	-4682	1350	6126	133
SLS_RA_Gr2b(min)	23354	-1138	1581	6644	156	23354	-1229	1581	6631	156
SLS_FR_Gr1(max)	27252	771	1304	6919	2	27252	603	1304	6895	2
SLS_FR_Gr2a(max)	25059	3227	838	7135	1	25059	-3548	838	6139	1
SLS_FR_Gr2b(max)	25092	-95	1054	6644	22	25092	-186	1054	6631	22
SLS_FR_Gr1(min)	24210	-1054	-10	6919	2	24210	-1222	-10	6895	2
SLS_FR_Gr2a(min)	23321	2275	-1	7149	1	23321	-4682	-1	6126	1
SLS_FR_Gr2b(min)	23354	-1138	231	6644	24	23354	-1229	231	6631	24
SLS_QP	23359	-1182	0	5828	0	23359	-1182	0	5828	0

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

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

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

	Pali											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
z	-3.60	-3.60	-3.60	-3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	3.60	3.60	3.60	3.60
y	5.40	1.80	-1.80	-5.40	5.40	1.80	-1.80	-5.40	5.40	1.80	-1.80	-5.40
z ²	12.96	12.96	12.96	12.96	0.00	0.00	0.00	0.00	12.96	12.96	12.96	12.96
y ²	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16
W _y	36.00	108.00	-108.00	-36.00	36.00	108.00	-108.00	-36.00	36.00	108.00	-108.00	-36.00
W _z	-28.80	-28.80	-28.80	-28.80	0.00	0.00	0.00	0.00	28.80	28.80	28.80	28.80

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord –Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N,prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 55 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 39 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	4	-3866	9	-2266	779	1557
ULS_A1_Gr2a(max)	4	-3737	9	-1901	803	1606
ULS_A1_Gr2b(max)	4	-3559	9	-2088	748	1495
ULS_A1_Gr1(min)	4	-3402	9	-1872	779	1557
ULS_A1_Gr2a(min)	4	-3469	9	-1781	804	1609
ULS_A1_Gr2b(min)	4	-3863	9	-2355	748	1495
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4	-4797	9	712	1203	2405
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4	-3972	9	-179	803	1606
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	4	-3334	9	-1104	628	1256
SLS_RA_Gr1(max)	4	-2797	9	-1745	577	1153
SLS_RA_Gr2a(max)	4	-2766	9	-1410	595	1189
SLS_RA_Gr2b(max)	4	-2707	9	-1475	554	1108
SLS_RA_Gr1(min)	4	-2579	9	-1456	577	1153
SLS_RA_Gr2a(min)	4	-2564	9	-1323	596	1192
SLS_RA_Gr2b(min)	4	-2500	9	-1393	554	1108
SLS_FR_Gr1(max)	4	-2815	9	-1727	577	1153
SLS_FR_Gr2a(max)	4	-2719	9	-1457	595	1189
SLS_FR_Gr2b(max)	4	-2586	9	-1596	554	1107
SLS_FR_Gr1(min)	4	-2535	9	-1500	577	1153
SLS_FR_Gr2a(min)	4	-2519	9	-1368	596	1191
SLS_FR_Gr2b(min)	4	-2455	9	-1438	554	1107
SLS_QP	4	-2392	9	-1501	486	971
		-4797		712	1203	2405

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).

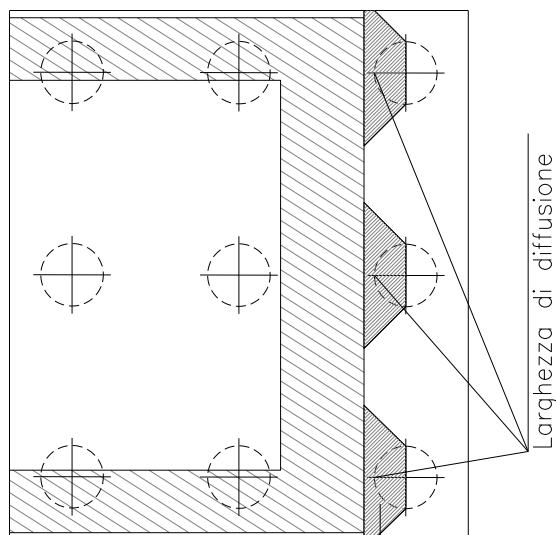


Figura 27 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

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

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Nmax (palo)	4797 kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.20 m
Diametro palo	1.20 m
Larghezza di diffusione	2.00 m
Spessore della Fondazione	1.80 m
Copriferro nominale	0.05 m
Altezza utile della sezione	1.71 m
Altezza della biella compressa	0.34 m
Sforzo di Trazione	7710 kN
Sforzo di compressione	9080 kN
Diametro armatura primo strato	26 mm
Passo armatura primo strato	10 cm
Diametro armatura secondo strato	26 mm
Passo armatura secondo strato	10 cm
Area complessiva delle armature	21237 mm ²
Tensione nel calcestruzzo	13.3 Mpa
Tensione nell'acciaio	363.0 Mpa

9.5 PALI DI FONDAZIONE

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 57 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

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 (Tabella 39). Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (Tabella 9), si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 16 m.

Le armature longitudinali consistono in una prima gabbia costituita da 40 ϕ 26 longitudinali, da una spirale ϕ 16/10 e in una seconda gabbia costituita da 20 ϕ 22 longitudinali e da una spirale ϕ 12/20.

Tabella 41 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ 1200	1.2	40 ϕ 26	Spirale ϕ 16/10

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-4797	2405	1203	2.0	2.1
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	712	2405	1203	1.4	2.1
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	712	2405	1203	1.4	2.1

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-2797	1153	577	-7.6	59.5	-
	SLS_RA_Gr2a(min)	-1323	1192	596	-7.6	120.8	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-2815	1153	577	-7.6	58.9	0.043
	SLS_FR_Gr2a(min)	-1368	1191	596	-7.6	118.8	0.140
QP	SLS_QP	-2392	971	486	-6.4	49.0	0.032
	SLS_QP	-1501	971	486	-6.2	80.5	0.064

10. VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S2)

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

10.1 MURO FRONTALE

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

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

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	9758	0	2425	0	194
ULS_A1_Gr2a(max)	7941	0	1802	0	195
ULS_A1_Gr2b(max)	7896	0	1904	0	226
ULS_A1_Gr1(min)	5653	0	651	0	200
ULS_A1_Gr2a(min)	5595	0	670	0	199
ULS_A1_Gr2b(min)	5550	0	772	0	230
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4626	0	0	0	411
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	5301	0	0	0	1368
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	4774	0	0	0	411
SLS_RA_Gr1(max)	7228	0	-1176	0	129
SLS_RA_Gr2a(max)	5882	0	1256	0	130
SLS_RA_Gr2b(max)	5849	0	4084	0	153
SLS_RA_Gr1(min)	4187	0	432	0	133
SLS_RA_Gr2a(min)	4144	0	446	0	133
SLS_RA_Gr2b(min)	4111	0	521	0	156
SLS_FR_Gr1(max)	7228	0	1291	0	2
SLS_FR_Gr2a(max)	5882	0	829	0	1
SLS_FR_Gr2b(max)	5849	0	905	0	22
SLS_FR_Gr1(min)	4187	0	-24	0	2
SLS_FR_Gr2a(min)	4144	0	-9	0	1
SLS_FR_Gr2b(min)	4111	0	66	0	24
SLS_QP	4114	0	0	0	0

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

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

Tabella 43 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	5.00 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

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord –Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 59 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

MURO FRONTALE

H tratto a spessore variabile	1.40	m
Altezza Muro Paraghiaia	3.80	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.80	m
Peso Muro Frontale	3276	kN
Peso Muro Paraghiaia	988	kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.20	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	9	m
Spinta a riposo	3458	kN
Spinta attiva	2141	kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20	kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.206	
Coefficiente stratigrafico SS	1.39	
Coefficiente topografico ST	1.00	
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.286	
β_m (massa cls spalla)	1.000	
K_h (cls spalla) =	0.286	
K_v (cls spalla)=	0.143	
β_m (massa terreno)	1.000	
K_h (terreno) =	0.286	
K_v (terreno)=	0.143	
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ (M-O)	0.48	
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2179	kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	937	kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	282	kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	468	kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	141	kN

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

Tabella 44 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

Combinazioni	BASE MURO FRONTALE				
	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	15514	18893	3398	5706	194
ULS_A1_Gr2a(max)	13697	17362	2779	5447	195
ULS_A1_Gr2b(max)	13653	17353	3036	5447	226
ULS_A1_Gr1(min)	11410	18072	1649	5706	200
ULS_A1_Gr2a(min)	11352	16893	1664	5447	199
ULS_A1_Gr2b(min)	11307	16884	1921	5447	230
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	8890	20157	3341	5538	777
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	9565	10426	11133	3160	2588
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	9038	10320	3340	3160	776

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord –Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 60 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLS_RA_Gr1(max)	11492	13995	-529	4227	129
SLS_RA_Gr2a(max)	10146	12861	1907	4035	130
SLS_RA_Gr2b(max)	10113	12854	4849	4035	153
SLS_RA_Gr1(min)	8452	13386	1098	4227	133
SLS_RA_Gr2a(min)	8409	12513	1109	4035	133
SLS_RA_Gr2b(min)	8375	12507	1299	4035	156
SLS_FR_Gr1(max)	11492	13995	1301	4227	2
SLS_FR_Gr2a(max)	10146	12861	836	4035	1
SLS_FR_Gr2b(max)	10113	12854	1013	4035	22
SLS_FR_Gr1(min)	8452	13386	-15	4227	2
SLS_FR_Gr2a(min)	8409	12513	-4	4035	1
SLS_FR_Gr2b(min)	8375	12507	187	4035	24
SLS_QP	8378	9913	0	3458	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 45 – 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 46 – 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)	1193	1453	439	3.4	1.81
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	684	1551	426	2.9	1.86
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	684	1551	426	2.9	1.86
Max VL	ULS_A1_Gr1(max)	1193	1453	439	3.4	1.81

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	σ _c Mpa	σ _s Mpa	Wk mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max) - Max N	884	1077	325	-2.5	48.5	0.0
	SLS_RA_Gr2b(min) - Min N	644	962	310	-2.3	52.3	0.0
	SLS_RA_Gr1(max) - Max ML	884	1077	325	-2.5	48.5	0.0
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	884	1077	325	-2.5	48.5	0.0
	SLS_FR_Gr2b(min) - Min N	644	962	310	-2.3	52.3	0.0
	SLS_FR_Gr1(max) - Max ML	884	1077	325	-2.5	48.5	0.0
QP	SLS_QP	644	763	266	-1.8	33.3	0.0

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N,prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 61 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	---------------	-----------	--------------------------

10.2 MURO PARAGHIAIA

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

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

Tabella 47 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	76	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.8	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	90.7	kN/m
Spinta attiva	52.7	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.48	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	38.7	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	21.7	kN/m

Tabella 48 – 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 20/10	1 ϕ 16/20	-

Tabella 49 – 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	76	140	91	-1.9	56.9	0.0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	103	190	122	4.6	2.6
SLV	76	191	113	4.5	2.9

10.3 MURI LATERALI

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

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

Tabella 50 – 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	2.00 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	4.25 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	9.3 m
Spessore medio pesato muri laterali	0.93 m
Lunghezza Massima muri laterali	4.2 m
Peso Muro laterale (singolo)	906 kN
Peso totale Muri laterali	1811 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	414.3 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	378.8
Spinta attiva	248.0 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	216.2 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	62 kN/m

Tabella 51 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione di base H1)

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale (H1)	1.0	1.5	1φ22/10	1φ20/20	1φ12/(40x40)

Tabella 52 – 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	216	1417	379	-3.9	135.5	0.140

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	291	1913	559	1.57	1.29
SLV	216	2094	526	1.42	1.37

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

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord –Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N,prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 63 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 53 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione intermedia H2)

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

Tabella 54 – Verifiche dei muri laterali (sezione intermedia H2)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	103	499	184	-4.0	140.6	0.084

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	139	673	281	2.08	1.41
SLV	103	684	253	2.02	1.56

Tabella 55 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione superiore H3)

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

Tabella 56 – Verifiche dei muri laterali (sezione superiore H3)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	53	186	92	-5.5	143.0	0.122

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	72	251	147	2.06	1.74
SLV	53	235	127	2.19	2.01

10.4 PLINTO DI FONDAZIONE

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

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro

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

Tabella 57 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.7 m
Peso Muro Frontale	3276 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	0.40 m
Ecc.Appoggi Plinto	0.60 m
Peso Muro Paraghiaia	988 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-0.90 kN
Peso Terreno Interno	7636 kN
Peso Accidentali	778 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.7 m
Spessore Plinto	1.8 m
Lunghezza plinto	9.6 m
Larghezza plinto	13.2 m
Peso plinto di fondazione	5702
Altezza Rilevato+H plinto	10.8 m
Spinta a riposo rilevato	5828 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1079 kN
Spinta attiva rilevato	4275 kN
Incremento spinta sismica	3671 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	470 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	235 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	1630 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	815 kN
Inerzia rilevato interno(H)	2183 kN
Inerzia rilevato interno (V)	1092 kN

Tabella 58 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	36788	927	3748	9324	194
ULS_A1_Gr2a(max)	33919	-164	3131	8960	195
ULS_A1_Gr2b(max)	33878	-190	3444	8960	226
ULS_A1_Gr1(min)	31647	-1536	2008	9324	200
ULS_A1_Gr2a(min)	31589	-1571	2022	8960	199
ULS_A1_Gr2b(min)	37305	-1598	2334	8960	230
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	24696	35374	9397	13449	2062
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	25371	6492	31319	7027	6871
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	26770	6176	9396	7027	2061
SLS_RA_Gr1(max)	27250	686	-296	6907	129
SLS_RA_Gr2a(max)	25125	-121	2141	6637	130
SLS_RA_Gr2b(max)	25092	-141	5124	6637	153
SLS_RA_Gr1(min)	24210	-1138	1338	6907	133
SLS_RA_Gr2a(min)	23387	-1164	1348	6637	133
SLS_RA_Gr2b(min)	23354	-1184	1579	6637	156

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLS_FR_Gr1(max)	27250	686	1305	6907	2
SLS_FR_Gr2a(max)	25125	-121	838	6637	1
SLS_FR_Gr2b(max)	25092	-141	1052	6637	22
SLS_FR_Gr1(min)	24210	-1138	-11	6907	2
SLS_FR_Gr2a(min)	23387	-1164	-1	6637	1
SLS_FR_Gr2b(min)	23354	-1184	230	6637	24
SLS_QP	23359	-1182	0	5828	0

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

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

Tabella 59 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

Pali												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
z	-3.60	-3.60	-3.60	-3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	3.60	3.60	3.60	3.60
y	5.40	1.80	-1.80	-5.40	5.40	1.80	-1.80	-5.40	5.40	1.80	-1.80	-5.40
z ²	12.96	12.96	12.96	12.96	0.00	0.00	0.00	0.00	12.96	12.96	12.96	12.96
y ²	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16	29.16	3.24	3.24	29.16
W _y	36.00	108.00	-108.00	-36.00	36.00	108.00	-108.00	-36.00	36.00	108.00	-108.00	-36.00
W _z	-28.80	-28.80	-28.80	-28.80	0.00	0.00	0.00	0.00	28.80	28.80	28.80	28.80

Tabella 60 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	4	-3860	9	-2271	777	1554
ULS_A1_Gr2a(max)	4	-3552	9	-2101	747	1494
ULS_A1_Gr2b(max)	4	-3560	9	-2086	747	1494
ULS_A1_Gr1(min)	4	-3405	9	-1869	777	1554
ULS_A1_Gr2a(min)	4	-3376	9	-1888	747	1494
ULS_A1_Gr2b(min)	4	-3864	9	-2353	747	1494
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4	-4596	9	480	1134	2268
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4	-4079	9	-149	819	1638
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	4	-3309	9	-1153	610	1221
SLS_RA_Gr1(max)	4	-2790	9	-1752	576	1151
SLS_RA_Gr2a(max)	4	-2626	9	-1562	553	1106
SLS_RA_Gr2b(max)	4	-2708	9	-1474	553	1106
SLS_RA_Gr1(min)	4	-2581	9	-1454	576	1151

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord –Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 66 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
SLS_RA_Gr2a(min)	4	-2495	9	-1403	553	1106
SLS_RA_Gr2b(min)	4	-2501	9	-1392	553	1107
SLS_FR_Gr1(max)	4	-2811	9	-1731	576	1151
SLS_FR_Gr2a(max)	4	-2582	9	-1605	553	1106
SLS_FR_Gr2b(max)	4	-2587	9	-1595	553	1106
SLS_FR_Gr1(min)	4	-2537	9	-1498	576	1151
SLS_FR_Gr2a(min)	4	-2450	9	-1448	553	1106
SLS_FR_Gr2b(min)	4	-2456	9	-1436	553	1106
SLS_QP	4	-2392	9	-1501	486	971
		-4596		480	1134	2268

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

Tabella 61 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE	
N _{max} (palo)	4596 kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.20 m
Diametro palo	1.20 m
Larghezza di diffusione	2.00 m
Spessore della Fondazione	1.80 m
Copriferro nominale	0.05 m
Altezza utile della sezione	1.71 m
Altezza della biella compressa	0.34 m
Sforzo di Trazione	7387 kN
Sforzo di compressione	8700 kN
Diametro armatura primo strato	26 mm
Passo armatura primo strato	10 cm
Diametro armatura secondo strato	26 mm
Passo armatura secondo strato	10 cm
Area complessiva delle armature	21237 mm ²
Tensione nel calcestruzzo	12.7 Mpa
Tensione nell'acciaio	347.8 Mpa

10.5 PALI DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il talio 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. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali, si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 15 m (Tabella 9).

L’individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente (Tabella 59).

Le armature longitudinali consistono in una prima gabbia costituita da 40 ϕ 26 longitudinali, da una spirale ϕ 16/10 e in una seconda gabbia costituita da 20 ϕ 22 longitudinali e da una spirale ϕ 12/20.

Tabella 62 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ 1200	1.2	40 ϕ 26	Spirale ϕ 16/10

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-4596	2268	1134	2.1	2.2
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	480	2268	1134	1.5	2.2
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	480	2268	1134	1.5	2.2

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	σ_c Mpa	σ_s Mpa	Wk mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-2790	1151	576	-7.5	59.5	-
	SLS_RA_Gr2b(min)	-1392	1107	553	-7.1	105.0	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-2811	1151	576	-7.5	58.8	0.042
	SLS_FR_Gr2b(min)	-1436	1106	553	-7.1	103.0	0.110
QP	SLS_QP	-2392	971	486	-6.4	49.0	0.032
	SLS_QP	-1501	971	486	-6.2	80.5	0.064

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 68 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

11. ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI

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

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

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

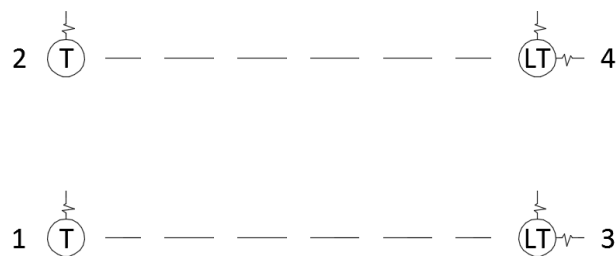


Figura 28 – Schema di appoggi e isolatori

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

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

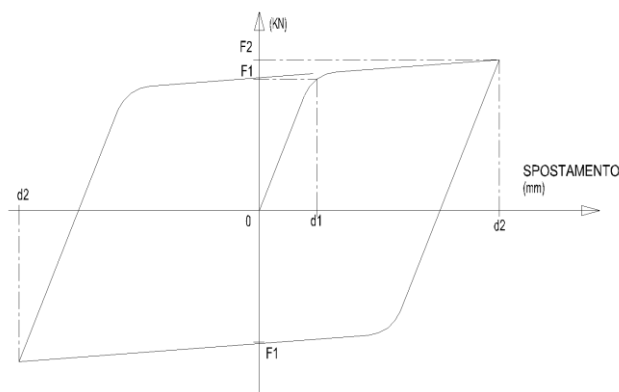


Figura 29 – Legame forza-spostamento per isolatori

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

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

Tabella 63 – Caratteristiche tecniche appoggi isolatori longitudinali e trasversali

CARATTERISTICHE TECNICHE APPOGGI-ISOLATORI LONGITUDINALI E TRASVERSALI											
SIGLA	CARICO VERTICALE [kN]	ESCURSIONI		F1		F2		D1		D2	
		LONG [mm]	TRASV [mm]	LONG [kN]	TRASV [kN]	LONG [kN]	TRASV [kN]	LONG [mm]	TRASV [mm]	LONG [mm]	TRASV [mm]
LT	6000	±150	± 80	365	365	420	420	±10	± 5	±100	± 50
T	6000	±300	± 80	-	365	-	420	-	± 5	-	± 50

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

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

Direzione trasversale

Le analisi dinamiche non lineari mediante accelerogrammi indicano valori massimi contenuti in 59 mm, mentre dall'analisi dinamica lineare si è ottenuto uno spostamento di 48 mm.

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

Direzione longitudinale

Sono stati valutati i seguenti spostamenti:

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

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

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

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 70 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

Lo spostamento d_2 è stato valutato pari a 102 mm con analisi lineare e a 113 mm con analisi dinamica non lineare. Pertanto si adotta il valore:

- $d_2 = \pm 113$ mm

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

- $d_g = 0.025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g = 0.025 \cdot 1.39 \cdot 0.508 \cdot 2.649 \cdot 0.34 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = 156$ mm
- $d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot 50 \cdot 10^3 = 10$ mm

Pertanto lo spostamento massimo in corrispondenza della spalla mobile vale circa ± 279 mm.

Sono state adottate corse longitudinali degli apparecchi di appoggio pari a ± 150 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.

11.1 VERIFICA DEI BAGGIOLI

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

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

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

PORTATA ULTIMA APPOGGI (KN)			
TIPO	V	H _L	H _T
APPOGGIO LT	6000	0	420
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	37	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	30	MPa
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c =$	19.73	MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.27 \cdot (R_{ck})^{2/3} =$	3.00	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.10	MPa
Resistenza car. a trazione per flessione	$f_{ctfk} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$	3.60	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.40	MPa
Acciaio			
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391	MPa
Dimensioni piastre inferiore appoggi		a (long.)	b (trasv.)
Appoggio		800	800
Tipo e dimensioni baggioli		a' (long.)	b' (trasv.)
Baggiolo		1000	1000

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord –Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE PAGLIANO – Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13800	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. C	Pag. di Pag. 71 di 71
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	--------------------	----------------	-----------	--------------------------

VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO			
Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990)			
Azione tagliante ultima	$F_{sdu}=(H_L^2+H_T^2)^{1/2}=$	420	KN
Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene: $\mu=0.6$ (coefficiente di attrito cls-cls) $\beta=0.2$, essendo βf_{ctd} la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito) σ_{cd} =tensione di compressione dovuta ai carichi esterni La condizione di resistenza al taglio si esprime con la:			
$\tau_{sd}<\tau_{rd}$		7.40	MPa
$\tau_{rd}=\beta f_{ctd}+\mu(pf_{yd}+\sigma_{cd})<0.25f_{cd}$		$0.25 f_{cd} =$	4.93 MPa
Trascurando l'influenza dell'attrito e della tensione di compressione σ_{cd} si ha:			
Num. ferri :	40		
Diametro singolo ferro:	22	mm	
Area complessiva $A_s=$	15205	mm ²	
Perc. di armatura $\rho=$	0.01521	(≥ 0.001)	OK
Resistenza a taglio teorica	$\tau_{rd} =$	3.57	N/mm ²
Resistenza a taglio di calcolo	$\tau_{rd} =$	3.57	N/mm ²
Taglio agente di progetto	$\tau_{sd} =$	0.42	N/mm ² OK
Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$	5000	KN
area caricata $A_{c0}=$		640000	mm ²
massima area di diffusione $A_{c1}=$		1000000	mm ²
Resistenza ultima $F_{rdu}=A_{c0}*f_{cd}*(A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=$		15786.67	KN
$F_{rdu} < 3*f_{cd}*A_{c0} =$	37888	kN	OK
Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$	6000	KN
Area necessaria $A_s=0.25*F_{sdu}*(1-(\min(a/a'-b/b')))/f_{yd}=$		8	cm ²
Avendo disposto staffe $\phi 12$ a 4 braccia risulta per un totale di 2 staffe collaboranti nel tratto			
	Area resistente totale	9.0	cm ² OK