

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO

NODO DI CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO.

ELABORATI GENERALI – OPERE CIVILI

Relazione Tecnica delle Opere Civili

Relazione tecnica

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS3H 00 D 78 RH OC0000 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	G.GIUSTINO	03/2020	D.CAPUTO	03/2020	S.VANFIORI	03/2020	D.Tiberi 07/2021
B	Emissione per CdS	G.GIUSTINO	07/2021	D.CAPUTO	07/2021	S.VANFIORI	07/2021	 ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Regionale UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Dario Tiberi Ingegnere degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10876

File: RS3H00D78RHOC0000001.doc

n. Elab.:



INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
RS3H	00	D	78	RH	OC000001	B	2 DI 24

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER LE OPERE IN PROGETTO	4
3.1	PREMESSA	4
3.2	VERIFICA REQUISITI STI PER LE OPERE SOTTO BINARIO	6
3.3	VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER CAVALCAFERROVIA.....	11
3.4	VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER BARRIERE ANTIRUMORE E PENSILINE	11
3.5	VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER MURI DI SOSTEGNO	13
4	CONSIDERAZIONI URTO FERROVIARIO PER DERAGLIAMENTO	15
5	ASPETTI SISMICI	18
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELLE OPERE IN PROGETTO	18
5.2	FATTORE DI COMPORTAMENTO E CLASSE DI DUTTILITA' DELLE OPERE IN PROGETTO	19
5.3	CONSIDERAZIONI SPINTE DEL TERRENO A TERGO DELLE SPALLE IN FASE SISMICA	20



**INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO**

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78 RH	OC0000001	B	3 DI 24

1 INTRODUZIONE

Scopo del presente documento è la descrizione delle scelte progettuali adottate per il progetto delle opere civili presenti nel PD Interramento Linea per il prolungamento della pista dell'aeroporto di Fontanarossa, nel rispetto dei requisiti normativi e dei requisiti previsti dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità (rif. [N.3] al par. 2).

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili



INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78	RH	OC0000001	B 4 DI 24

3 VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER LE OPERE IN PROGETTO

3.1 PREMESSA

Si riporta nel seguito la verifica del rispetto dei requisiti STI per le opere in progetto.

In particolare, i *viadotti ferroviari* e le *opere minori sottobinario* (tombini e sottopassi ferroviari) sono stati progettati nel rispetto dei requisiti di seguito riportati:

4.2.7.1. Resistenza dei ponti nuovi ai carichi da traffico:

4.2.7.1.1. Carichi verticali

(1) Le strutture devono essere progettate per sostenere carichi verticali conformemente ai seguenti modelli di carico, definiti nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010:

a) Il modello di carico 71, come stabilito al punto 6.3.2 (2)P della norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

b) Inoltre, il modello di carico SW/0 per ponti continui, come stabilito al punto 6.3.3 (3)P della norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

(2) I modelli di carico vanno moltiplicati per il fattore alfa (α) come stabilito ai punti 6.3.2

(3)P e 6.3.3 (5)P della norma EN 1991-2:2003/AC:2010. (3) Il valore del fattore alfa (α) deve essere pari o superiore ai valori stabiliti nella tabella 11.

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1



INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78	RH	OC0000001	B 5 DI 24

E dei requisiti riportati nel seguito:

4.2.7.1.2. *Tolleranza per gli effetti dinamici dei carichi verticali*

4.2.7.1.3. *Forze centrifughe*

4.2.7.1.4. *Spinte di serpeggio*

4.2.7.1.5. *Azioni dovute alla trazione e alla frenatura (carichi longitudinali)*

4.2.7.1.6. *Sghembo del binario di progetto dovuto alle azioni da traffico ferroviario*

Le fondazioni delle **barriere antirumore** e delle **pensiline di stazione** sono state progettate nel rispetto dei requisiti di seguito riportati:

4.2.7.3. *Resistenza di strutture nuove sovrastanti i binari o adiacenti ai binari*

Le azioni aerodinamiche esercitate dai treni circolanti devono essere prese in considerazione come definito ai punti da 6.6.2 a 6.6.6 della norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

I **cavalcaferrovia** sono stati progettati nel rispetto dei requisiti di seguito riportati:

4.2.7.3. *Resistenza di strutture nuove sovrastanti i binari o adiacenti ai binari*

Le azioni aerodinamiche esercitate dai treni circolanti devono essere prese in considerazione come definito ai punti da 6.6.2 a 6.6.6 della norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Tali requisiti, per i cavalcaferrovia, si ritengono soddisfatti in quanto non dimensionanti delle opere in esame.

I **muri di sostegno** sono stati progettati nel rispetto dei requisiti di seguito riportati:

4.2.7.2. *Carico verticale equivalente per opere in terra nuove ed effetti di pressione della terra*

1. *Occorre progettare le opere in terra e specificare gli effetti di pressione della terra tenendo conto dei carichi verticali prodotti dal modello di carico 71 di cui al punto 6.3.2 (2) della norma EN 1991-2:2003/AC:2010.*

2. *Il carico verticale equivalente va moltiplicato per il fattore alfa (α) come indicato al punto 6.3.2 (3)P della norma EN 1991-2:2003/AC:2010. Il valore di α deve essere pari o superiore ai valori riportati nella tabella 11.*



INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78	RH	OC0000001	B 6 DI 24

Le **opere in terra** sono state progettate nel rispetto dei requisiti di seguito riportati:

4.2.7.2. Carico verticale equivalente per opere in terra nuove ed effetti di pressione della terra

1. Occorre progettare le opere in terra e specificare gli effetti di pressione della terra tenendo conto dei carichi verticali prodotti dal modello di carico 71 di cui al punto 6.3.2 (2) della norma EN 1991-2:2003/AC:2010.
2. Il carico verticale equivalente va moltiplicato per il fattore alfa (α) come indicato al punto 6.3.2 (3)P della norma EN 1991-2:2003/AC:2010. Il valore di α deve essere pari o superiore ai valori riportati nella tabella 11.

Per le opere in terra si rimanda alle relazioni

Relazione di stabilità e calcolo cedimenti - RS3H.0.2.D.78.RH.GE.00.0.5.003.A

Relazione di stabilità e calcolo cedimenti - RS3H.0.3.D.78.RH.GE.00.0.5.003.A

3.2 VERIFICA REQUISITI STI PER LE OPERE SOTTO BINARIO

Il calcolo delle opere sottobinario è stato svolto con i carichi permanenti ed accidentali valutati in accordo alle STI (specifiche tecniche d'interoperabilità – vedasi [N.3]) ed all'EN 1991-2:2003/AC:2010.

In particolare, le opere di linea vengono riassunte nelle tabelle seguenti e si rimanda alle relazioni di calcolo ed agli elaborati specifici per ogni maggior approfondimento.

PONTI E VIDAOTTI FERROVIARI					
LOTTO	TRATTA	WBS OPERA	km inizio e fine	TIPOLOGIA DI IMPALCATI	L [m]
2	Catania - Siracusa	VI02	2+905-2+950	1 campata a travi incorporate	20.4

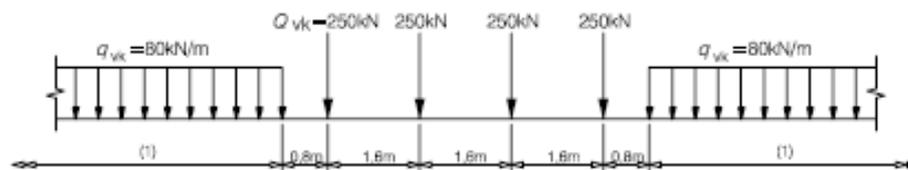
SOTTOVIA					
LOTTO	TRATTA	WBS OPERA	km	TIPOLOGIA	L [m]
2	Catania - Siracusa	SL03	1+211	scatolare in c.a. 7.50 m x 4.40 m	9.1
2	Catania - Siracusa	SL04	1+421	scatolare in c.a. 7.50 m x 5.00 m	26.5

TOMBINI FERROVIARI				
LOTTO	TRATTA	WBS OPERA	km	TIPOLOGIA
1.1	Stazione Fontanarossa	IN01	0+710	Fornice doppia canna 6.00x2.60
1.1	Stazione Fontanarossa	IN02	0+835	Fornice 6.00x2.60
2	Catania - Siracusa	IN06	0+366	Tombino ϕ 1500
2	Catania - Siracusa	IN07	0+657	Tombino ϕ 1500
2	Catania - Siracusa	IN08	1+181	Tombino 2.00x2.55
2	Catania - Siracusa	IN09	1+590	Tombino 3.00x2.30
2	Catania - Siracusa	IN10	2+060	Tombino di trasparenza tricanne 3.00x2.00
2 e 3	Fascio A/P	IN11A-IN11B	2+212	Tombino di trasparenza tricanne 3.00x2.00
2 e 3	Fascio A/P	IN12A-IN12B	2+358	Tombino di trasparenza tricanne 3.00x2.00
2 e 3	Fascio A/P	IN13A-IN13B	2+460	Tombino di trasparenza tricanne 3.00x2.50
2 e 3	Fascio A/P	IN14A-IN14B	2+564	Tombino di trasparenza tricanne 3.00x2.50
2	Catania - Siracusa	IN15	2+881	Tombino di trasparenza 5.00x3.00
2	Catania - Siracusa	IN17	3+010	Tombino 5.00x3.00
2	Collegamento Fascio A/P Interporto	IN18	0+730	Tombino 5.00x2.20
3	Palermo - Siracusa	IN20	0+925	Tombino 2.00x2.45
3	Palermo - Siracusa	IN21	1+075	Tombino 2.00x2.50

Di seguito, si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si dà evidenza che le opere appartenenti alla tratta in esame sono idonee a sostenere tale carico.

carico equivalente

Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

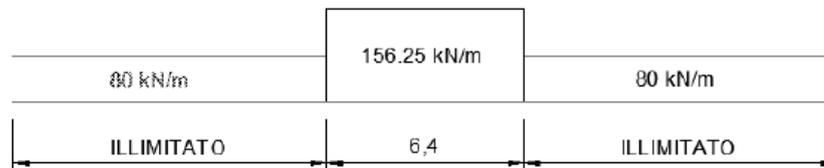


Key
 (I) No limitation

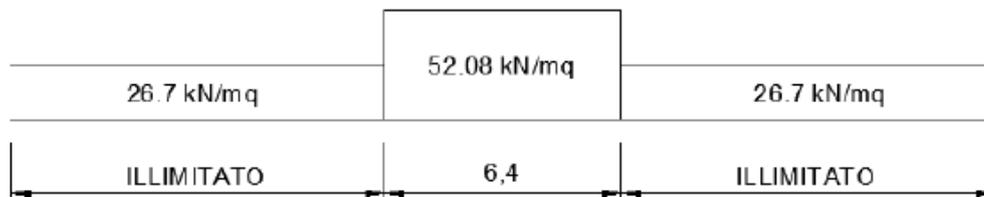
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



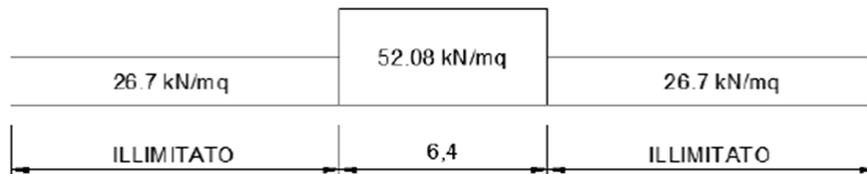
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

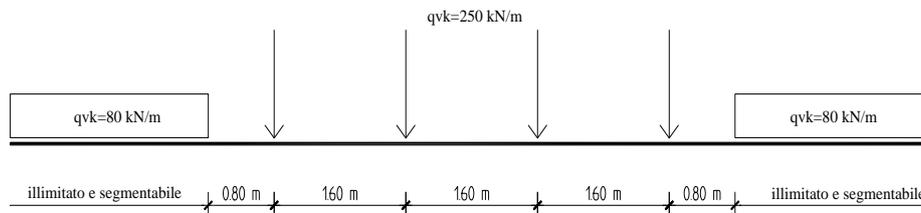
Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P2/P4 per il traffico passeggeri ed F1 per il traffico merci per cui, alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



Nelle opere sottobinario di progetto ai fini delle verifiche i carichi sono stati ripartiti come segue:



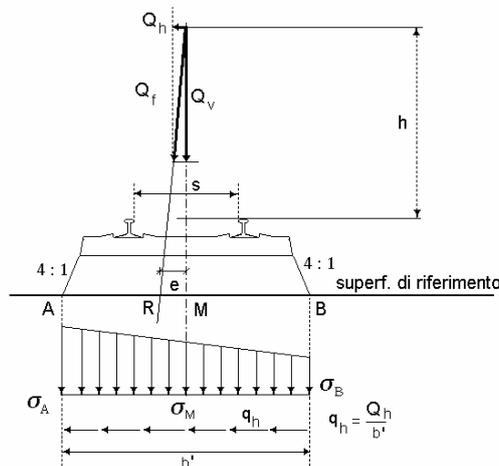
Treno LM71

In senso longitudinale si è assunto che il carico si distribuisce sull'intero ingombro dei suoi assi, pari a 6,40 m.

In senso trasversale, invece, il sovraccarico ferroviario (LM71) è stato distribuito attraverso il ricoprimento costituito dal ballast con una pendenza 1 a 4.

La diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta, dunque, pari a:

$$Ld = 2.40 + [(Hb)/4]*2 = 2.75 \text{ m}$$



Da cui il carico agente alla quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

$$p = 4*250/(4*1.60) = 156.25 \text{ kN/m}$$

Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 2.75 m si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:

$$p = 156.25/2.75 = 56.82 \text{ kN/m}^2$$

che risulta maggiore al carico di 52.08 kN/m² calcolato con riferimento alle STI.



INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78	RH	OC0000001	B 11 DI 24

3.3 VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER CAVALCAFERROVIA

Per i cavalcaferrovie elencati nel seguito, i requisiti STI relativi alle azioni aerodinamiche non risultano dimensionanti delle opere in esame.

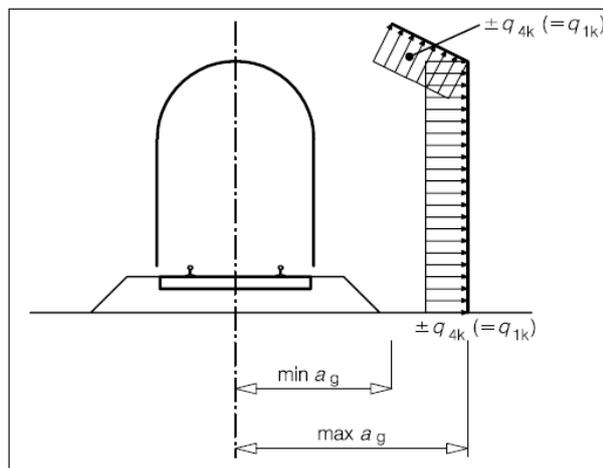
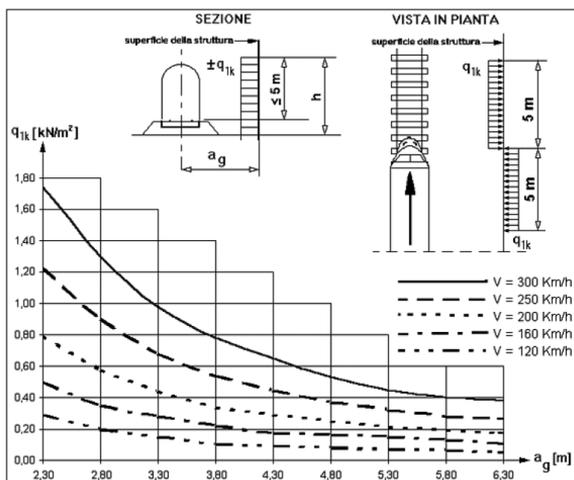
PONTI E VIDAOTTI STRADALI					
LOTTO	TRATTA	WBS OPERA	VIABILITA'	TIPOLOGIA DI IMPALCATI	L [m]
2	Catania - Siracusa	IV01	NV08	Cvf con 3 campate a cassoncini in c.a.p. da 25.00 m	75

3.4 VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER BARRIERE ANTIRUMORE E PENSILINE

Nel calcolo delle fondazioni delle barriere antirumore si tiene conto dell'azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario in accordo a quanto riportato al punto 4.2.7.3. delle *Specifiche Tecniche di Interoperabilità 2014*.

Infatti, il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria (proprio ad esempio, barriere antirumore) onde di pressione e depressione. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi statici equivalenti agente nelle zone prossime alla testa e alla coda del treno.

Le barriere antirumore previste lungo il tracciato hanno asse inclinato rispetto alla verticale, per cui il calcolo viene effettuato facendo riferimento al paragrafo 6.6.5 della norma EN 1991-2:2003/AC:2010. Per la linea in esame è possibile considerare, cautelativamente, convogli con forme aerodinamiche sfavorevoli e aventi velocità massima pari a 130 km/h.



**Valori caratteristici delle azioni e definizioni della distanza minima e massima della barriera dal convoglio
[EN 1991-2:2003/AC:2010 – Figg. 6.22 e 6.25]**

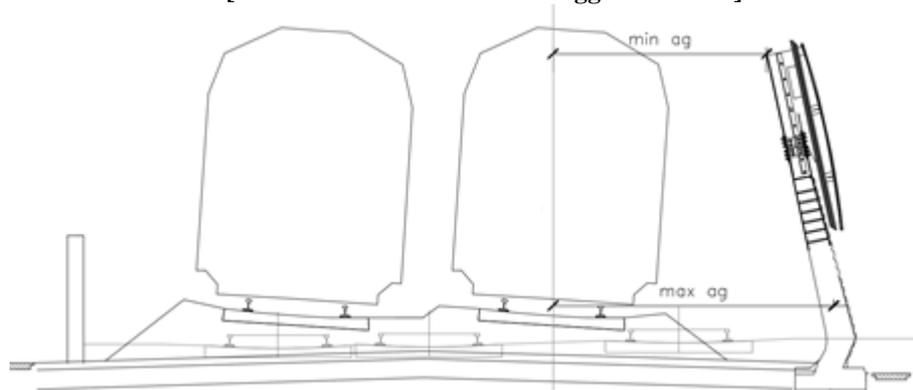


Figura 1 – Criterio di valutazione della distanza minima e massima del convoglio dalla barriera per i casi in esame

Si adotta la seguente distanza fittizia:

$$a'_g = 0.6 \min a_g + 0.4 \max a_g$$

Nei casi in cui $\max a_g > 6$ m si adotta $\max a_g = 6$ m.

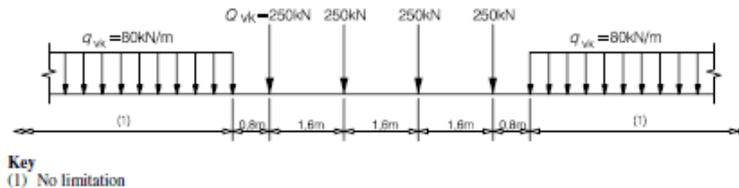
3.5 VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER MURI DI SOSTEGNO

Il calcolo dei muri di sostegno ferroviari è svolto con i carichi permanenti ed accidentali valutati in accordo alle STI (specifiche tecniche di interoperabilità – vedasi [N.1]).

Di seguito, si effettua la valutazione del carico equivalente per i muri previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si dà evidenza che le opere appartenenti alla tratta in esame sono idonee a sostenere tale carico.

carico equivalente

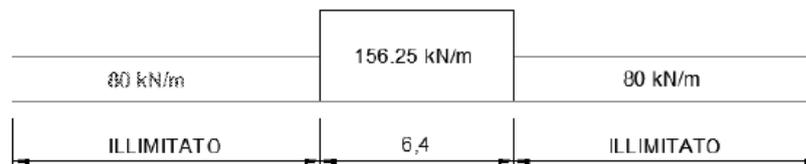
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



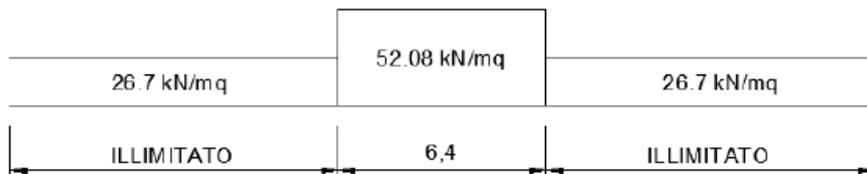
Il carico equivalente per le opere in terra si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



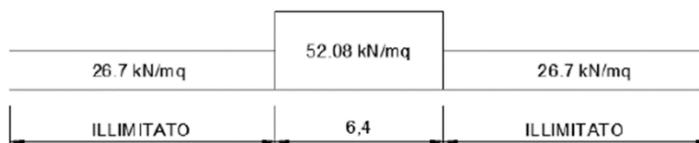
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P2/P4 per il traffico passeggeri ed F1 per il traffico merci per cui, alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:





INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78	RH	OC0000001	B 15 DI 24

4 CONSIDERAZIONI URTO FERROVIARIO PER DERAGLIAMENTO

Relativamente al tema “urto ferroviario” si riepilogano le scelte progettuali seguite:

- i fabbricati di progetto lungo linea sono posti ad una distanza maggiore dei 15 m dal binario più vicino (par. 3.6.3.4 NTC2018)
- le pile/spalle dei cavalcaferrovia di progetto poste a distanza inferiore ai 15 m sono calcolate con le azioni da urto ferroviario (par. 3.6.3.4 NTC2018)

Fanno eccezione a quanto sopra riportato le seguenti considerazioni sul Terminal Merci e sulla Stazione Fontanarossa.

Relativamente al tema urto per le opere progettate all'interno del Terminal Merci, premesso che:

- i binari del Terminal non sono elettrificati ed in alcuni casi non sono centralizzati nè gestiti da segnalamento/SCMT
- sia per i binari centralizzati che per quelli non centralizzati è stata prevista una velocità di progetto limitata a 30 km/h per la progettazione del tracciato e dell'armamento ferroviario
- la velocità di manovra sui binari non centralizzati (i.e. raccordati) all'interno del Terminal non dovrà superare i 10-15 km/h (condizione che comporta la necessità di imporre una prescrizione)

si ritengono non applicabili le azioni contenute al paragrafo 3.6.3.4 della NTC2018 relativo alle azioni eccezionali di urto da traffico ferroviario che sembrano riferirsi, in modo non esplicito, a quanto contenuto nelle prescrizioni Fiche UIC 777-2 per un contesto di treni frequenti per velocità sicuramente superiori ai 30 km/h.

Coerentemente con quanto esplicitato al par. 3.6.3.4 della NTC2018 “.....*Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) oppure di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.)...*”, sarebbe utile procedere ad apposita analisi di rischio.

Per eseguire tale analisi sono necessari informazioni (quali ad esempio il limite di accettabilità del rischio) che, sempre in riferimento alle UIC 777-2, debbono essere fornite

dagli Enti preposti competenti.

In assenza di tali informazioni, si è proseguito nella progettazione secondo le considerazioni esposte di seguito che prendono a riferimento le citate prescrizioni UIC777-2 e l'Eurocodice 1 parte 7 (par.4.5.1), norme che approfondiscono il tema dell'urto ferroviario fornendo indicazioni specifiche anche in merito all'analisi di rischio ed alle azioni mitigative attuabili (i.e. marciapiedi alto, controrotaia).

La UIC777-2, così come l'Eurocodice 1-7, distingue le strutture in due classi:

- Classe A: strutture permanentemente occupate (quali uffici, alloggi) o che servono come luogo di ritrovo temporaneo per persone (quali cinema, teatri) o strutture a più piani (quali magazzini)
- Classe B: strutture su linee con velocità dei treni passeggeri inferiore ai 300 km/h e dei treni merci inferiore ai 160 km/h come ponti stradali, fabbricati ad un piano non soggetti ad occupazione a lungo termine

Per le strutture di Classe A, le UIC777-2 e l'Eurocodice 1-7 danno indicazioni specifiche distinte in funzione della velocità dei treni e della distanza dal binario. Le forze da urto, per le velocità in progetto, vanno applicate esclusivamente per strutture poste a meno di 5.00 m dal binario. Si riporta per maggior chiarezza la tabella contenuta nell'Eurocodice:

Table 4.4 - Indicative horizontal static equivalent design forces due to impact for class A structures over or alongside railways.

Distance "d" from structural elements to the centreline of the nearest track (m)	Force F_{dx}^a (kN)	Force F_{dy}^a (kN)
Structural elements: $d < 3$ m	To be specified for the individual project. Further information is set out in Annex B	To be specified for the individual project. Further information is set out in Annex B
For continuous walls and wall type structures: $3 \text{ m} \leq d \leq 5 \text{ m}$	4 000	1 500
$d > 5$ m	0	0

^a x = track direction; y = perpendicular to track direction.

Inoltre, l'Eurocodice 1-7 specifica che per velocità inferiori ai 50 km/h le forze in tabella possono essere ridotte fino al 50%.

Per le strutture di *classe B* è sempre richiesta apposita analisi di rischio. L'analisi di rischio,



INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78	RH	OC0000001	B 17 DI 24

riportata all'interno della UIC777-2, come prime fasi riporta il calcolo della probabilità di deragliamento del treno, della distanza massima di deragliamento in funzione della velocità di progetto e conseguentemente della probabilità che il treno deragliato possa impattare contro un'opera posta ad una certa distanza.

La distanza "b" definita come la massima deviazione laterale del treno in fase di deragliamento può essere assunta pari a $V^{0.55}$ (con V=velocità del treno in km/h). Per il caso specifico, con riferimento alla massima velocità di progetto di 30 km/h, si ottiene un valore pari a 6.49 m dal binario di percorrenza, mentre prendendo a riferimento la velocità di 15 km/h si ottiene un valore di 4.43 m. Per i fabbricati posti a distanze dal binario più vicino maggiori di quelle sopra calcolate la probabilità che il treno deragliato li colpisca può essere considerata nulla.

Pertanto, all'interno del Terminal Merci, laddove non è stato possibile posizionare i fabbricati oltre i 15 m dal binario più vicino (par. 3.6.3.4 NTC2018), gli stessi sono stati cautelativamente ubicati ad una distanza sempre maggiore di 6.50 m.

Fa eccezione il solo fabbricato Ribalta Ferro-Gomma. Secondo le citate UIC777-2, tale fabbricato (FA15) si può suddividere in due distinti corpi classificabili nelle due tipologie previste:

- Zona uffici: edificio di classe A
- Zona magazzino: edificio di classe B

Data la specifica funzione di magazzino per carico scarico merci dai binari, non è stato possibile ubicare il fabbricato a più di 6.50 m dal binario di carico (lato sud del fabbricato). Per entrambi i corpi di fabbrica, la parte strutturale di sostegno (pilastri in c.a. ed in acciaio) è stata quindi posta ad una distanza maggiore di 5.00 m dal binario più vicino. Tale scelta, con l'obiettivo di:

- per i fabbricati di *Classe A* (uffici), posizionare le strutture oltre la fascia di rischio (zona 2) dove non è necessario applicare azioni da urto ferroviario;
- per i fabbricati di *Classe B* (magazzino), posizionare le strutture oltre la fascia interessata dalla massima deviazione laterale del treno in fase di deragliamento "b" che, in



INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78	RH	OC0000001	B 18 DI 24

considerazione della velocità di percorrenza dei binari di carico inferiore a 15 km/h, assume un valore pari a 4.43 m, dove non è quindi necessario applicare azioni da urto ferroviario.

Come ulteriore cautela, il fabbricato è stato posizionato su di un marciapiede alto, posto ad una quota di +1.20 m dal piano ferro e sostenuto da un muro continuo in c.a. che di fatto realizza un'opera di mitigazione del rischio per il fabbricato stesso, coerentemente con le azioni mitigative dell'urto contenute nella UIC 777-2.

Tenuto conto di quanto sopra, con i criteri e le ipotesi adottate sul posizionamento delle opere, non sono state considerate azioni da urto ferroviario sulle opere progettate all'interno del Terminal Merci.

Relativamente alla **Stazione di Fontanarossa**, i fabbricati sono sempre posti a più di 15 m dai binari di corsa. Per i binari di precedenza, con velocità massima di 60 km/h, è stata invece calcolata la massima deviazione laterale del treno in fase di deragliamento "b" pari a 9.505 m ed i fabbricati sono ubicati sempre a più di 9.60 m dal binario di precedenza.

5 ASPETTI SISMICI

5.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELLE OPERE IN PROGETTO

Si riporta nel seguito un riepilogo dei parametri sismici relativi a Vita Nominale e Classe d'Uso considerati per le diverse opere in progetto nel rispetto della normativa vigente (NTC2018) e del Manuale di progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001 C).

1. Opere ferroviarie lungo linea: ponti ferroviari, cavalcaferrovia (campata di attraversamento del binario nei ponti isostatici), sottovia, tombini ferroviari, gallerie artificiali, muri di sostegno rilevati ferroviari, muri di controripa trincee ferroviarie, verifiche di stabilità dei rilevati ferroviari):

$V_R=112.5$ ossia $V_N=75$ e classe d'uso III ($c_u=1.5$)

2. Fabbricati tecnologici a servizio della linea ferroviaria:



INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78	RH	OC0000001	B 19 DI 24

per il calcolo dell'azione sismica assumiamo la V_R della linea (112.5 anni) in quanto più cautelativa

- Opere stradali non interferenti con la ferrovia (ponti stradali, tombini stradali, muri di sostegno rilevati stradali, verifiche di stabilità dei rilevati stradali)
 - Viabilità di accesso a piazzali ferroviari
per il calcolo dell'azione sismica assumiamo la V_R della linea ferroviaria (112.5 anni) in quanto più cautelativa
 - Viabilità categoria F1 extraurbane
 $V_R=75$ ossia $V_N=50$ e classe d'uso III ($c_u=1.5$)
 - Viabilità categoria C1 extraurbane
 $V_R=75$ ossia $V_N=50$ e classe d'uso III ($c_u=1.5$)
 - Strade locali a destinazione particolare
 $V_R=75$ ossia $V_N=50$ e classe d'uso III ($c_u=1.5$)

5.2 FATTORE DI COMPORTAMENTO E CLASSE DI DUTTILITA' DELLE OPERE IN PROGETTO

Si riporta nel seguito un riepilogo delle scelte sismiche adottate relativamente al fattore di comportamento e classe di duttilità delle opere in progetto nel rispetto della normativa vigente (NTC2018) e del Manuale di progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001 C).

- Ponti e viadotti ferroviari e stradali

pile

$q = 1.5$ strutture dissipative in classe di duttilità bassa

- Scatolari di approccio

$q = 1.5$ - strutture non dissipative

- Opere interrato (sottovia, tombini e gallerie artificiali):

spinte del terreno in fase sismica:

Wood - comportamento del complesso terreno-struttura non dissipativo

- Fabbricati:



INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78	RH	OC0000001	B 20 DI 24

strutture in elevazione:

$q = q_0 * k_r$ strutture dissipative CDB

strutture in fondazione:

gerarchia delle resistenze – comportamento non dissipativo

Per tutte le strutture a comportamento non dissipativo, in fase sismica sono state eseguite verifiche di resistenza (RES) con comportamento sostanzialmente elastico (momento ridotto M'_{yd}) par. 7.3.6.1.

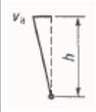
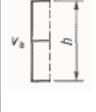
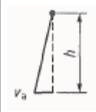
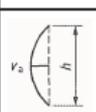
Per tutte le strutture dissipative è stata applicata la progettazione in capacità (gerarchia delle resistenze) e si è tenuto conto delle verifiche di duttilità (DUT) rispettando i dettagli costruttivi del cap. 7.

5.3 CONSIDERAZIONI SPINTE DEL TERRENO A TERGO DELLE SPALLE IN FASE SISMICA

Relativamente alla sovra spinta sismica del terreno a tergo della spalla è stato utilizzato il metodo di Wood o di Monobe Okabe in funzione dell'attivazione o meno della spinta sismica con gli spostamenti della spalla in fase sismica. Si riporta nel seguito la metodologia utilizzata e ripercorsa nelle singole relazioni di calcolo.

Per il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno, occorre tenere presente che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta, come si evince dalla seguente tabella desunta dall'EC7 - Parte 1 - Annesso C (C.3 "*Movements to mobilise limit earth pressures*):

Table C.1 — Ratios v_a/h

Kind of wall movement	v_a/h	v_a/h
	loose soil %	dense soil %
a) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b) 	0,2	0,05 to 0,1
c) 	0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2

where:
 v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure
 h is the height of the wall

In condizioni statiche, per le spalle di ponti e viadotti fondati su pali, si ipotizza che gli spostamenti siano di entità inferiore alla mobilitazione della spinta attiva e si procederà al calcolo delle spinte adottando il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità dell'azione sismica e dalla rigidezza del sistema pali-terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera e potrà essere valutata caso per caso. Cautelativamente, la valutazione degli spostamenti, da effettuarsi calcolando le spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche, sarà riferita alla base dell'opera (i.e. alla sommità della palificata) e il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b) della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati (rilevati stradali e ferroviari). L'altezza h rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce la spinta del terreno, comprensiva dello spessore della fondazione.

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, non ricorressero le condizioni di



INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78	RH	OC0000001	B 22 DI 24

spinta attiva, si procederà al calcolo delle spinte considerando la somma della spinta statica a riposo e dell'incremento di spinta sismica valutata con la teoria di Wood, secondo le indicazioni contenute nell'EC8 – Parte 5 – Annesso E (E.9 “Force due to earth pressure for rigid structures”):

$$\Delta S = k_h \gamma H^2 \quad \text{con } k_h = a_g S$$

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, ricorressero le condizioni di spinta attiva, si confermerà la correttezza dell'ipotesi di calcolo delle spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche.

La spinta statica esercitata dal terreno a tergo della spalla, nell'ipotesi che il terreno stesso si trovi in condizioni di equilibrio limite attivo, si calcola secondo l'espressione:

$$S_a = 1/2 \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2$$

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche si farà in generale riferimento alla formulazione di Muller – Breslau:

$$k_a = \frac{\cos^2(\alpha + \phi)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

ϕ = angolo di attrito interno del terreno

α = inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale

β = inclinazione del pendio di monte rispetto al piano orizzontale

δ = angolo di attrito terra-muro

Per la determinazione del coefficiente di spinta attiva si è considerata un'inclinazione nulla del terreno a monte ($\beta = 0$).

La spinta sismica esercitata dal terreno a tergo della spalla, nell'ipotesi che il terreno stesso si trovi in condizioni di equilibrio limite attivo, si calcola secondo l'espressione:

$$S_{aE} = 1/2 \cdot \gamma \cdot k_{aE} \cdot (1 - k_v) \cdot H^2$$

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche si farà riferimento alla formulazione di Mononobe-Okabe:

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

se $\beta \leq \phi - \theta$



**INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO**

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78	RH	OC0000001	B 23 DI 24

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \psi)}{\cos \beta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \psi)}$$

se $\beta > \phi - \theta$

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno = 0

dove θ = angolo sismico, definito secondo la seguente espressione (in assenza di falda) in funzione dei coefficienti sismici k_h e k_v :

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono stati valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e



INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE CIVILI

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	00	D	78	RH	OC0000001	B 24 DI 24

dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella determinazione dei coefficienti sismici k_h e k_v , per le spalle di ponti e viadotti ferroviari fondate su pali si porrà $\beta_m = 1$ in accordo con l'EC8-5.

Nel caso delle spalle connesse all'impalcato mediante appoggi fissi, le forze di inerzia agenti sono state assunte pari al prodotto delle masse per l'accelerazione massima al suolo a_g S nel caso in cui il sistema costituito da spalla, terreno e impalcato sia considerabile come infinitamente rigido (periodo proprio inferiore a 0,05s); altrimenti, si è fatto riferimento all'accelerazione valutata con lo spettro di progetto in corrispondenza del periodo proprio della spalla.