

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. ARCHITETTURA, AMBIENTE E TERRITORIO

OPERE DI RISANAMENTO ACUSTICO - 1° FASE DI ATTUAZIONE DEL PIANO REDATTO AI SENSI DEL D.M. AMBIENTE 29/11/2000

PROGETTO DEFINITIVO

COMUNE DI CASCINA

CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031

OPERE DI SCAVALCO

Opera di scavalco – Relazione di Calcolo – IN02-6

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
D 1 4 Z	0 2	D	2 2	C L	O C 0 2 6 0	0 0 1	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRA	Agosto 2018	M.Pintus	Agosto 2018	R.Sciacca	Agosto 2018	D.Ludovici Agosto 2018

File:D14Z02 D22CLOC0260001A

n. Elab.:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 2 di 68

I N D I C E

1. PREMESSA	4
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI	6
<i>Documenti di progetto.....</i>	<i>6</i>
<i>Normativa e istruzioni</i>	<i>6</i>
4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA.....	7
4.1 CARATTERISTICHE DELLA FALDA	7
4.2 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI PER TRATTI	7
4.3 RISULTATI PROVE MASW	8
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	8
5.1 CALCESTRUZZO.....	8
<i>Magrone</i>	<i>8</i>
<i>Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante</i>	<i>8</i>
<i>Calcestruzzo riempimento micropali.....</i>	<i>10</i>
5.2 ACCIAIO.....	11
<i>Acciaio per cemento armato.....</i>	<i>11</i>
<i>Acciaio da carpenteria metallica</i>	<i>11</i>
6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	11
6.1 PESI PROPRI.....	11
<i>Peso proprio barriera.....</i>	<i>11</i>
6.2 CARICHI VARIABILI	12
<i>Carico del vento</i>	<i>12</i>
<i>Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario</i>	<i>14</i>
6.3 AZIONE SISMICA.....	16
<i>Vita nominale</i>	<i>16</i>
<i>Classe d'uso</i>	<i>16</i>
<i>Periodo di riferimento</i>	<i>17</i>
<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i>	<i>17</i>
<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i>	<i>18</i>
7. COMBINAZIONI DI CARICO	26
7.1 COMBINAZIONI STATICHE (FONDAMENTALI).....	29
7.2 COMBINAZIONI SISMICHE	30
8. METODO DI CALCOLO	31
8.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	32
<i>Schematizzazione micropali di fondazione.....</i>	<i>33</i>
<i>Convenzioni di segno gusci</i>	<i>35</i>
<i>Output del modello di calcolo</i>	<i>37</i>
<i>Sollecitazioni su trave parete di scavalco.....</i>	<i>38</i>

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 3 di 68

	<i>Sollecitazioni su trave parete sopra la fondazione.....</i>	<i>40</i>
	<i>Sollecitazioni fondazioni in c.a.....</i>	<i>42</i>
8.2	VERIFICHE STRUTTURALI	43
	<i>Verifica di resistenza della trave parete.....</i>	<i>43</i>
	<i>Verifica di resistenza della trave parete sopra la fondazione</i>	<i>51</i>
	<i>Verifica di resistenza fondazione: suola in c.a.</i>	<i>53</i>
9.	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI DI FONDAZIONE	56
9.1	PORTANZA VERTICALE.....	56
	<i>Verifica capacità portante verticale.....</i>	<i>60</i>
9.2	PORTANZA ORIZZONTALE.....	62
	<i>Verifica alla portanza trasversale</i>	<i>65</i>
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI	67
10.	CONCLUSIONI	68

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 4 di 68

1. PREMESSA

La presente relazione si riferisce al progetto definitivo delle opere di fondazione delle barriere fonoassorbenti previste nel piano di mitigazione acustica nell'ambito del Piano di Risanamento Acustico (P.R.A.) della tratta ferroviaria Firenze-Pisa presso il Comune di Cascina.

Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto e le relative condizioni e combinazioni, lo schema strutturale adottato e le verifiche effettuate.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" e le relative specifiche ferroviarie (cfr par. 3.1.2)

- azioni permanenti (pesi propri, permanenti, etc.);
- azioni sismiche;
- azioni variabili da traffico ferroviario, ambientali, etc...

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

In particolare, lo scopo della presente relazione sono i calcoli statici relativi all'opera di scavalco denominata IN02-6 prevista dal Km 70+275.47 al Km 71+290.46.

L'opera di scavalco così definita ha una lunghezza totale di circa 15.0 m e la barriera è costituita dalla trave-parete stessa. Le spalle di fondazione hanno larghezza 2.2 m, lunghezza 3.8 m, e spessore 0.8 m; la trave-parete ha una lunghezza totale pari a 15.0m (luce 7.40 m) ed ha dimensioni 0.5 x 2.8 m (larghezza x altezza) nella parte centrale e 0.5 x 3.3m in corrispondenza delle spalle. Le spalle presentano due file di micropali di lunghezza pari a 9.0 m di diametro 250 mm, armati con tubolare metallico $\phi 168.3\text{mm}$ $s=8$ mm.

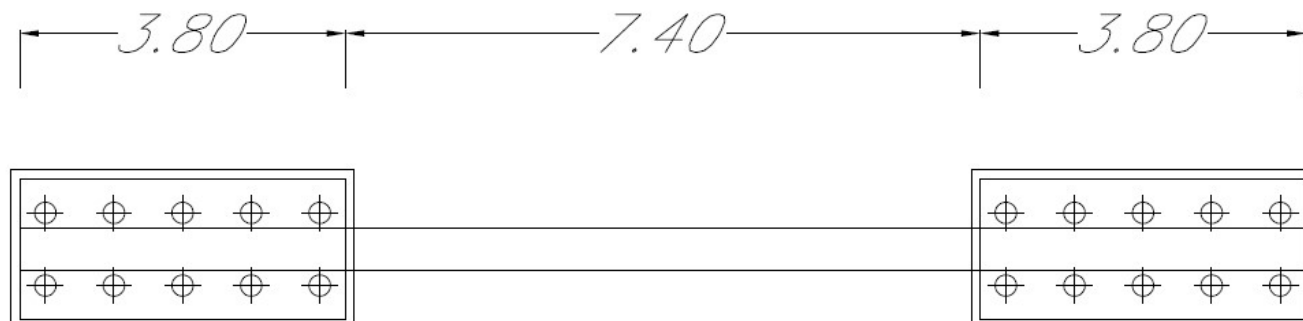


Figure 1: Pianta

	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO					
	COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 5 di 68

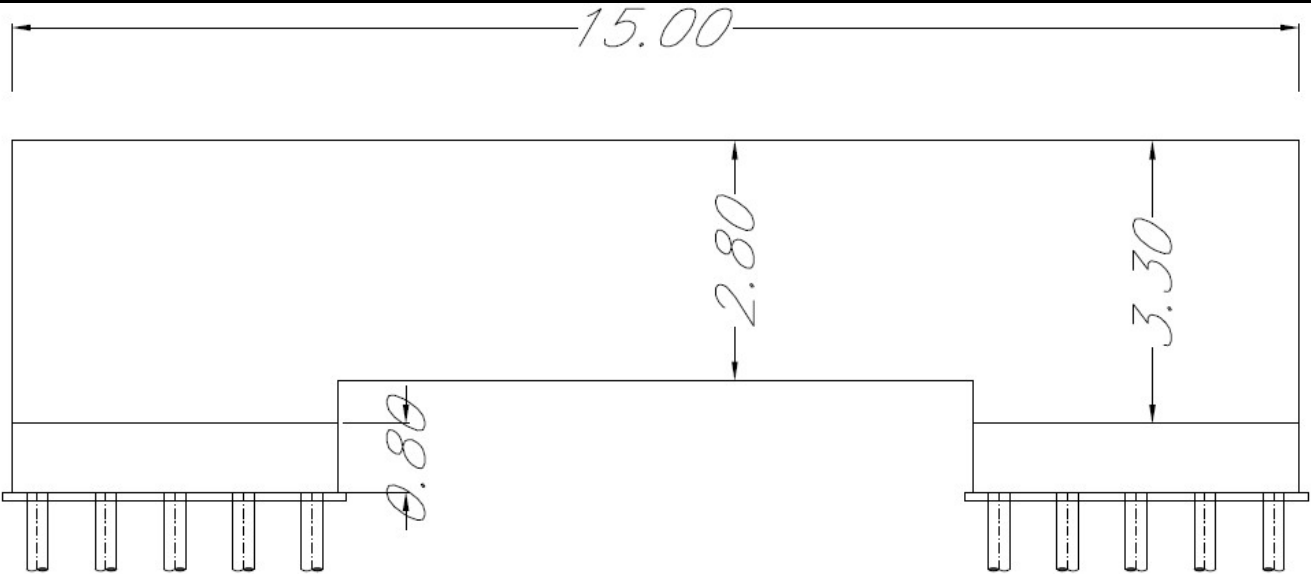



Figure 2: Prospetto

Per tutti i dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO</p> <p>COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031</p>					
<p>OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA D14Z</p>	<p>LOTTO 02</p>	<p>CODIFICA D 22</p>	<p>DOCUMENTO CLOC0260001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 6 di 68</p>

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Documenti Referenziati

I documenti usati come input per il presente documento sono i seguenti:

Documenti di progetto

- Progetto Definitivo - Esiti Geofisica
- Progetto Definitivo - Profilo stratigrafico
- Progetto Definitivo - Prove di laboratorio
- Progetto Definitivo - Relazione geologica
- Progetto Definitivo - Indagini e prove in situ

Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

- *Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.01.2008 (NTC-2008);*
- *Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;*
- *UNI EN 206-1/2006 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;*
- *UNI 11104/2004 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”;*
- *Norme UNI ENV 1991 ; UNI ENV 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1997; UNI EN 1998;*
- *“ MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” - RFI DTC SICS MA IFS 001 A del 30.12.2016;*
- *“CAPITOLATO GENERALE TECNICO DI APPALTO DELLE OPERE CIVILI”–RFI DTC SICS SP IFS 001° del 30.12.2016*

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO</p> <p>COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031</p>					
<p>OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA D14Z</p>	<p>LOTTO 02</p>	<p>CODIFICA D 22</p>	<p>DOCUMENTO CLOC0260001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 7 di 68</p>

4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

Nell'ambito degli interventi di risanamento acustico nella regione Toscana (Fase di Attuazione del Piano redatto ai sensi del D.M. Ambiente 29/11/2000), e nello specifico nel comune di Cascina si riportano i risultati della campagna di indagini condotte ai fini delle verifiche strutturali. Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale..



Figura 3: Ubicazione dell'area di intervento

4.1 Caratteristiche della falda

La falda si trova a una quota di 1,5 m di profondità.

4.2 Parametri geotecnici caratteristici per tratti

Si riportano le caratteristiche relative al terreno considerato ai fini della verifica:

$$\gamma = 17 \text{ kN/mc}$$

Unità	Profondità	c _u (kPa)	φ' (°)
[-]	[m]		
1	0-2	76	31
2	2-4.5	58	26
3	4.5-10	43	22
4	>10	15	19

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica delle singole unità

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO</p> <p>COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031</p>
<p>OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA D14Z LOTTO 02 CODIFICA D 22 DOCUMENTO CLOC0260001 REV. A FOGLIO 8 di 68</p>

4.3 Risultati prove MASW

La determinazione del tipo di suolo, secondo normativa, può essere basata sulla stima dei valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,30}$ entro i primi 30 metri di profondità ovvero sul numero medio di colpi $N_{SPT,30}$ ottenuti da prove penetrometriche dinamiche nei terreni ovvero sulla coesione non drenata media $c_{u,30}$.

L'analisi dell'assetto stratigrafico e dei valori di N_{spt} ha consentito di definire una categoria di sottosuolo come “D”, ovvero “Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)”.

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

5.1 Calcestruzzo

Magrone

- Classe di resistenza C12/15;
- contenuto min. cemento 150 kg/m³.

Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante

Per le strutture di fondazione si impiega calcestruzzo di classe C28/35:

Tensioni di progetto del calcestruzzo allo S.L.U. secondo D.M. 2008

Classe di esposizione	XC4
Rapporto acqua/cemento max	0,50
Dose minima cemento	320 kg/m ³
Resistenza cubica caratteristica a compressione	35 MPa

Tabella 6: Caratteristiche del conglomerato di classe C28/35

Prendendo un calcestruzzo con $R_{ck} = 35$ N/mm² che appartiene alla classe C28/35 abbiamo:

- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 35 = 29,05$ N/mm² → Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 29,05 \cdot 0,85 / 1,5 = 16,6$ N/mm² → Resistenza di calcolo a compressione del cls;

La norma prevede che per classi di resistenza $\leq C50/60$ la formulazione della resistenza caratteristica a trazione del cls sia la seguente:

- $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 0,30 \cdot 29,05^{(2/3)} = 2,83$ N/mm² → Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,83 = 1,98$ N/mm² → Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,98 / 1,5 = 1,32$ N/mm² → Resistenza di calcolo a trazione del cls.

La tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo è pari a:

- $f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,98 = 4,45$ N/mm² → Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza;
- dove $\eta = 1,0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$; con $\gamma_c = 1,5$
- $f_{bd} = 4,45 / 1,5 = 2,96$ N/mm² → Resistenza di calcolo di aderenza del cls.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO</p> <p>COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031</p>
<p>OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA D14Z LOTTO 02 CODIFICA D 22 DOCUMENTO CLOC0260001 REV. A FOGLIO 9 di 68</p>

Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_c < 0,55 \cdot f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara) ;
- $\sigma_c < 0,40 \cdot f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

Nel caso di combinazione rara:

- $\sigma_c < 0,55 \cdot f_{ck} = 0,55 \cdot 29,05 = 15,98 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ tensione massima di eserc. con comb. rara;

Nel caso di combinazione quasi permanente:

- $\sigma_c < 0,40 \cdot f_{ck} = 0,40 \cdot 29,05 = 11,62 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ tensione massima di eserc. con comb. quasi perm.

Modulo elastico del calcestruzzo

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} [\text{N/mm}^2]$$

- $f_{cm} = f_{ck} + 8 [\text{N/mm}^2] \rightarrow f_{cm} = 29,05 + 8 = 37,05 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ Resistenza media cilindrica a compressione
- $E_{cm} = 22.000 \cdot [37,05/10]^{0,3} = 32.588,10 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ Modulo elastico del cls.

Classe di esposizione	XC4
Rapporto acqua/cemento max	0,50
Dose minima cemento	320 kg/m ³
Resistenza cubica caratteristica a compressione	40 MPa

Tabella 6: Caratteristiche del conglomerato di classe C32/40

Prendendo un calcestruzzo con $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ che appartiene alla classe C28/35 abbiamo:

- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 40 = 33,20 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 33,20 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,81 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ Resistenza di calcolo a compressione del cls;

La norma prevede che per classi di resistenza $\leq C50/60$ la formulazione della resistenza caratteristica a trazione del cls sia la seguente:

- $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 0,30 \cdot 33,20^{(2/3)} = 3,10 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 3,10 = 2,17 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,17 / 1,5 = 1,44 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ Resistenza di calcolo a trazione del cls.

La tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo è pari a:

- $f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 2,17 = 4,88 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza;
- dove $\eta = 1,0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$; con $\gamma_c = 1,5$
- $f_{bd} = 4,88 / 1,5 = 3,25 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ Resistenza di calcolo di aderenza del cls.

Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_c < 0,55 \cdot f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara) ;
- $\sigma_c < 0,40 \cdot f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 10 di 68

Nel caso di combinazione rara:

$$- \sigma_c < 0,55 \cdot f_{ck} = 0,55 \cdot 33,20 = 18,26 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{tensione massima di eserc. con comb. rara;}$$

Nel caso di combinazione quasi permanente:

$$- \sigma_c < 0,40 \cdot f_{ck} = 0,40 \cdot 33,20 = 13,28 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{tensione massima di eserc. con comb. quasi perm.}$$

Modulo elastico del calcestruzzo

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$- f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \rightarrow f_{cm} = 33,20 + 8 = 41,20 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Resistenza media cilindrica a compression}$$

$$- E_{cm} = 22.000 \cdot [41,20/10]^{0,3} = 33.642,78 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Modulo elastico del cls.}$$

Calcestruzzo riempimento micropali

- classe di resistenza	C25/30
- modulo elastico	$E_c = 31.447 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} = 2,15 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$.

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 11 di 68

5.2 Acciaio

Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- | | |
|--|------------------------------------|
| – acciaio | B450C |
| – tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$; |
| – tensione caratteristica di rottura | $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$; |
| – resistenza di calcolo a trazione | $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$; |
| – modulo elastico | $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$. |

Tensioni di progetto dell'acciaio allo S.L.E.

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 del D.M.2008, la tensione massima, σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ tensione massima di esercizio per l'acciaio.

Acciaio da carpenteria metallica

Si prescrive l'utilizzo di profilati in acciaio laminati a caldo **S355**:

- | | |
|--|---|
| – Tensione di snervamento | $f_{yk} \leq 355 \text{ N/mm}^2$; |
| – Tensione di rottura | $f_{tk} \leq 510 \text{ N/mm}^2$; |
| – Modulo elastico | $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$; |
| – Coefficiente di Poisson | $\nu = 0,3$; |
| – Modulo di elasticità trasversale | $G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2$; |
| – Coefficiente di espansione termica lineare | $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1} \text{ (per T fino a } 100 ^\circ\text{C)}$; |
| – Densità | $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$. |

6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

6.1 Pesì propri

Peso proprio barriera

In questa condizione di carico si considera il peso della barriera “Metallica Leggera” in acciaio realizzata con montanti HEB240 disposti ad interasse 2 metri.

CARICHI	N	V	M _b
---------	---	---	----------------

	[kN/m]	[kN]	[kN·m]
PP _{BAR} : Peso proprio barriera	0	0.00	0
PP _{PA} : Peso pannelli asciutti	0	0.00	0
PP _{PB} : Peso pannelli bagnati	0	0.00	0

Tabella 2: Carichi associati al montante HEB240 e ai pannelli fonoisolanti

I carichi dead sono riferiti ad una lunghezza di 1.0 m di barriera prefabbricata.

I carichi P100 sono riferiti ad una lunghezza di 1.0 m di pannello.

I carichi hanno il modulo positivo nel verso della gravità.

P50 / P100 = Peso pannelli asciutti / bagnati.

A favore di sicurezza, i pannelli fonoassorbenti vengono considerati bagnati.

Il peso proprio della trave in cemento viene considerato automaticamente dal programma di calcolo SAP2000.

6.2 Carichi variabili

Carico del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione ;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento q_b (N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

v_b = velocità di riferimento del vento (m/s)

ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (k_r , z_0 , z_{min}). Facendo riferimento alla tabella 3.3.I del D.M. 2008, la regione Toscana ricade in zona 3, pertanto i parametri saranno i seguenti:

Zona vento = 3 $\rightarrow V_{b.o} = 27$ m/s; $a_o = 500$ m; $k_a = 0,02$ 1/s ;

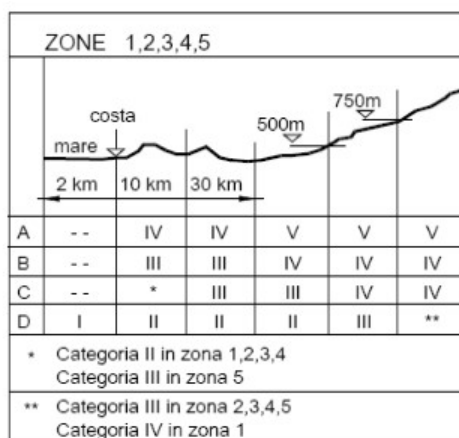


Tabella 7: Definizione della categoria di esposizione

Classe di rugosità del terreno: C [Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A,B,D];

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 8: Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC08

k_r	0.20		Cat. III (D.M.08, Tab 3.3.II)
z_0	0.10	m	
z_{min}	5.00	m	
z	3.30	m	altezza sul suolo del punto considerato (Z)

Tabella 9: Tabella per la determinazione dei parametri k_r , z_0 e z_{min} (cfr. NTC08)

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Pressione cinetica di riferimento $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 = 0,456$ kN/m²;

Coefficiente dinamico: **$C_d=1.00$** ;

Coefficiente di forma: **$C_p=1.20$** - In riferimento alle pareti isolate (§7.4.1) – Zona D (Prospetto 7.9) - E.C.1

Coefficiente di esposizione per $z=5.50$ m: **$C_e= 1.708$**

Noti q_b , C_e , C_p , C_d si ricava la pressione del vento, secondo D.M. 2008:

$$P_v = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0,456 \cdot 1.708 \cdot 1,20 \cdot 1,0 = \mathbf{0.93 \text{ kN/m}^2}$$

Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

In accordo con quanto previsto nella “Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” - RFI DTC-INC-PO SP IFS 001 A del 21.12.2011; si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2008 relativo ai ponti ferroviari. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento a due schemi, e deve essere utilizzato quello che meglio approssima la forma della pensilina, nel nostro caso la nostra pensilina si trova in una situazione intermedia tra le due descritte nello schema, pertanto calcoleremo il valore di pressione secondo entrambi gli schemi, ed applicheremo poi al modello di calcolo quello che induce una pressione maggiore:

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.7.4 – NTC2008):

Il valore dell'azione $\pm q_{ak}$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia a_g dal binario:

$$a_g = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g$$

dove le distanze $\min a_g$ e $\max a_g$ sono state determinate in base al grafico sottostante.

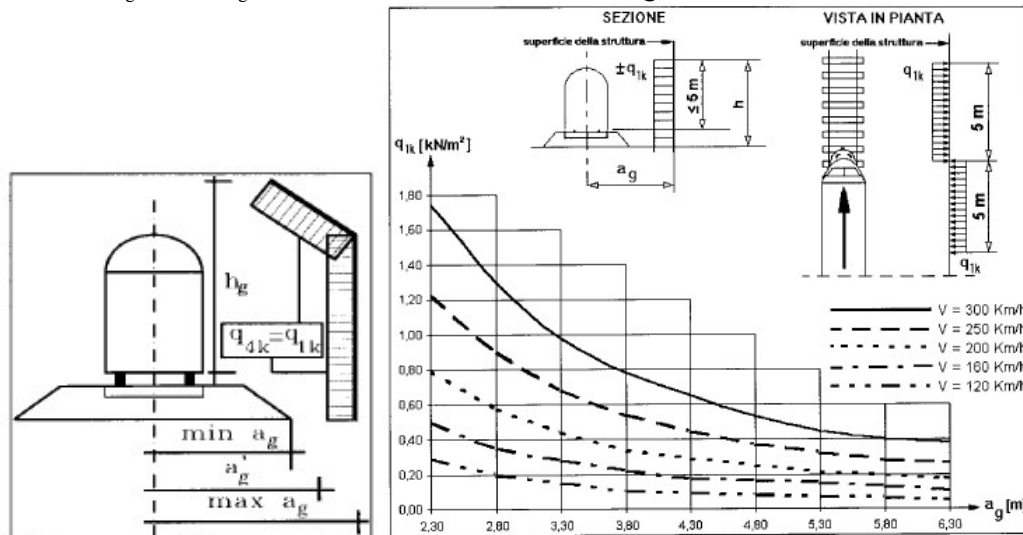


Figura 6 Grafico per la definizione della distanza $\min\text{-}\max a_g$, e valori caratteristici delle azioni q_{1k} su superfici verticali e parallele al binario

$$\min a_g = 2.9 \text{ m}; \max a_g = 3.14 \text{ m};$$

$$a_g' = 0.6 \min a_g + 0.4 \max a_g = 3.00 \text{ m};$$

A tali valori di a_g' corrispondono i seguenti valori dell'azione q_{1k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata con velocità $V = 150 \text{ km/h}$ e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli:

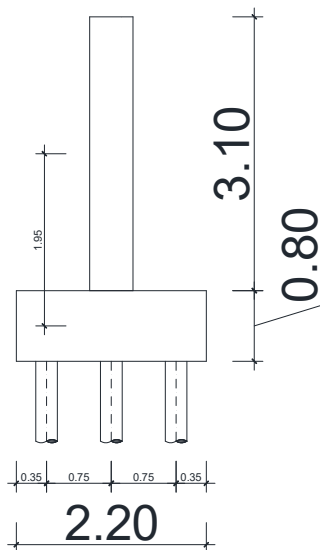
$$q_{1k} = 0.30 \text{ kN/m}^2$$

Il valore sarà però aumentato secondo quanto prescritto dalle “Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie per la progettazione delle Barriere AntiRumore”:

Per linee con velocità massima $V_{\max} < 150 \text{ km/h}$:

$$\text{Vento} + P_{\text{aerod.}} \geq 1.50 \text{ kN/m}^2 \text{ per tutte le verifiche.}$$

- Vento = 0.93 kN/m^2
- S180 = 0.57 kN/m^2



h (m) altezza di barriera $h=0$ m
 P_v (kN/m²) pressione del vento
 V (kN) Risultante forzante vento
 α (°) Angolo di inclinazione barriera

Valori di riferimento:

Vento:

$$V = (P_v \times A) = 0.93 \cdot 3.10 = 2.9 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$M = P_v \cdot A \cdot b_r = 2.9 \cdot 1.55 = 4.495 \text{ kNm/m} \quad \text{momento flettente dovuto al vento}$$

Aerodinamica:

$$V = (P_v \times A) = 0.57 \cdot 3.10 = 1.75 \text{ kN}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$M = P_v \cdot A \cdot b_r = 1.75 \cdot 1.55 = 2.72 \text{ kNm/m} \quad \text{momento flettente dovuto alle forze aerodinamiche}$$

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 16 di 68

6.3 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2008), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2008, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 del D.M. 2008.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

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

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_o e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “*MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI*” - RFI DTC SICS MA IFS 001 A del 29.12.2105;

L’oggetto della presente relazione risulta essere un’opera nuova su infrastrutture ferroviarie esistenti a velocità convenzionale ($v < 250$ km/h).

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V_N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V \geq 250$ Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.	


Tabella 3: Tabella Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione

Tenendo conto delle indicazioni precedenti le strutture di progetto avranno vita nominale $V_N = 50$.

Classe d’uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

 <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO</p> <p>COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031</p>
<p>OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA D14Z LOTTO 02 CODIFICA D 22 DOCUMENTO CLOC0260001 REV. A FOGLIO 17 di 68</p>

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per la definizione della Classe di uso da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria esistente si rimanda al punto 1.1.1 dell'Istruzione RFI " *Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario*" - RFI DTC-INC-PO SP IFS 001 A del 21.12.2011".

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [C _U]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Tabella 4: Tabella Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria

- Facendo riferimento al, "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI " pag.151 di 431 – Ponti e strutture - RFI DTC SICS MA IFS 001 A del 29.12.2105, le strutture di progetto non ricadono in una linea del sistema di grande viabilità strategica pertanto nel progetto si considera una classe d'uso tipo II con coefficiente d'uso C_U=1,0.

Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :


$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.00 = 50 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R, i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P _{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

Tabella 5: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO</p> <p>COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031</p>
<p>OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA D14Z LOTTO 02 CODIFICA D 22 DOCUMENTO CLOC0260001 REV. A FOGLIO 18 di 68</p>

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{C_u \cdot V_N}{\ln(1 - P_{V_R})} \text{ da cui si ottiene la seguente Tab. 12:}$$

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	30
	SLD	50
SLU	SLV	475
	SLC	975

Tabella 6: Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 475$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 50$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 50$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 475$ anni.

Caratterizzazione sismica del terreno

Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2008.

Come già illustrato, i terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria D**.

Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 7: Classificazione topografie superficiali

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 19 di 68

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2008 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 8: Tabella delle espressioni per S_S e C_C

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 9: Tabella valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_S = 1,80$ e $C_C = 2,374$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
	OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
D14Z	02	D 22	CLOC0260001	A	20 di 68	

Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
 LATITUDINE

☒ Ricerca per comune

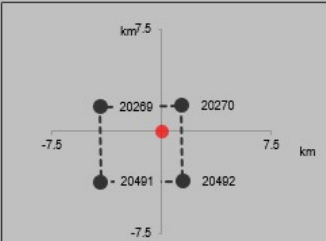
REGIONE
 PROVINCIA
 COMUNE


Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito
 

Reticolo di riferimento
 

Controllo sul reticolo

- ☐ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, a "Ricerca per coordinate".

Figura 1: Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

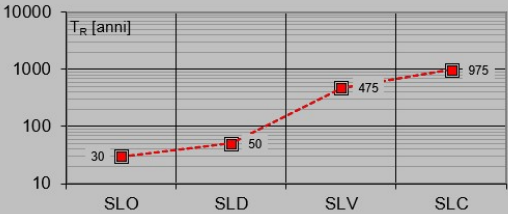
- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- - - Strategia scelta

Strategia di progettazione
 

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

Figura 2: Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite	
Stato Limite considerato	SLV info
Risposta sismica locale	
Categoria di sottosuolo	D info
Categoria topografica	T1 info
$S_S =$	1.800
$C_C =$	2.374 info
$h/H =$	0.000
$S_T =$	1.000 info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)	
Compon. orizzontale	
<input type="radio"/> Spettro di progetto elastico (SLE)	Smorzamento ξ (%) 5
<input checked="" type="radio"/> Spettro di progetto inelastico (SLU)	Fattore q_0 1
	Regol. in altezza si info
Compon. verticale	
Spettro di progetto	Fattore q 1.5
	$\eta =$ 0.667 info
Elaborazioni	
Grafici spettri di risposta	Parametri e punti spettri di risposta
<p>— Spettro di progetto - componente orizzontale</p> <p>— Spettro di progetto - componente verticale</p> <p>— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)</p>	
INTRO	FASE 1
FASE 2	FASE 3

Figura 3: Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

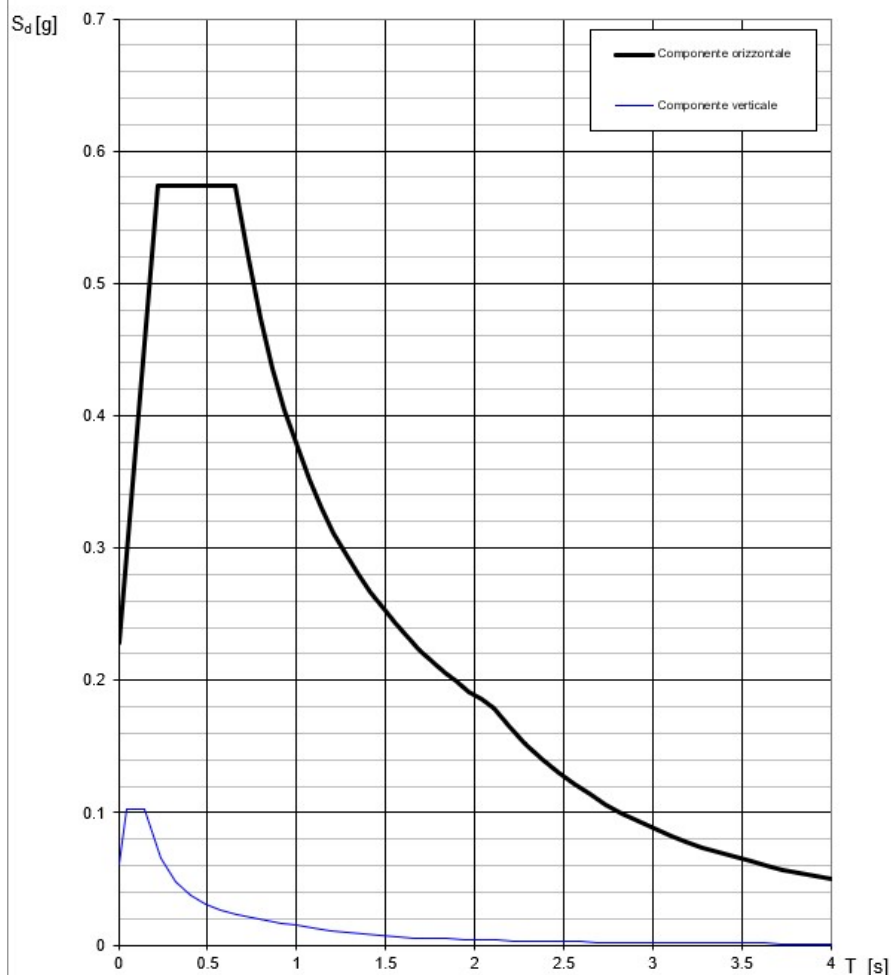


Figura 4: Spettro di progetto: grafico

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.127 g
F_0	2.509
T_C	0.277 s
S_S	1.800
C_C	2.374
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.219 s
T_C	0.658 s
T_D	2.108 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

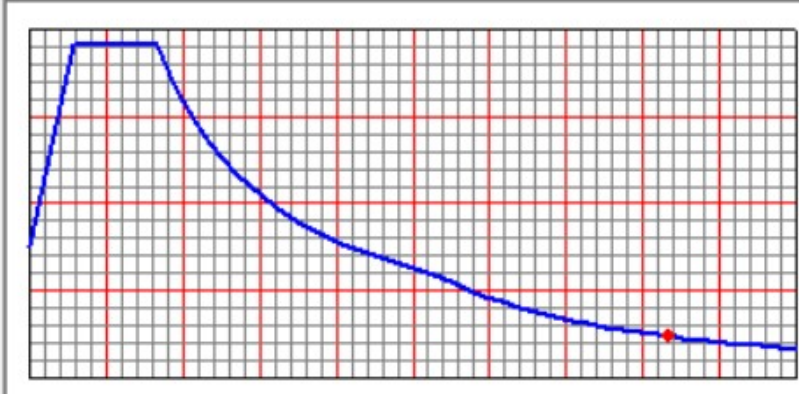
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.228
$T_B \leftarrow$	0.219	0.573
$T_C \leftarrow$	0.658	0.573
	0.727	0.519
	0.796	0.474
	0.865	0.436
	0.934	0.404
	1.003	0.376
	1.072	0.352
	1.141	0.331
	1.210	0.312
	1.279	0.295
	1.348	0.280
	1.418	0.266
	1.487	0.254
	1.556	0.243
	1.625	0.232
	1.694	0.223
	1.763	0.214
	1.832	0.206
	1.901	0.199
	1.970	0.192
	2.039	0.185
$T_D \leftarrow$	2.108	0.179
	2.198	0.165
	2.288	0.152
	2.378	0.141
	2.468	0.131
	2.558	0.122
	2.648	0.113
	2.738	0.106
	2.829	0.099
	2.919	0.093
	3.009	0.088
	3.099	0.083
	3.189	0.078
	3.279	0.074
	3.369	0.070
	3.459	0.066
	3.549	0.063
	3.640	0.060
	3.730	0.057
	3.820	0.055
	3.910	0.052
	4.000	0.050

Figura 5: Spettro di progetto: valori

Response Spectrum Function Definition

Function Name <input type="text" value="SLV"/>		Function Damping Ratio <input type="text" value="0.05"/>
Function File File Name <input type="text" value="c:\users\gbell\Desktop\documents\integra\documenti di riferimento\modell\spetro.txt"/> <input type="button" value="Browse..."/> Header Lines to Skip <input type="text" value="0"/>		Values are: <input type="radio"/> Frequency vs Value <input checked="" type="radio"/> Period vs Value
<input type="button" value="Convert to User Defined"/> <input type="button" value="View File"/>		
Function Graph 		
<input type="button" value="Display Graph"/>		<input type="text" value="(3.3386 , 0.0713)"/>
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>		

Avendo calcolato i parametri con cui determinare l'azione sismica che andrà ad assoggettare la nostra struttura, si esegue ora la valutazione della forza effettiva che il sisma induce sulle barriere.

Calcolo forza sismica alla base

Per la valutazione della forza alla base del manufatto, indotta dal moto sismico, si procede facendo riferimento a quanto prescritto dalle normative vigenti.

Tenendo presente i dati in Tab.16 i parametri dello spettro di risposta elastica sono di seguito riportati :

I parametri dello spettro di risposta elastica sono di seguito riportati :

	T_R (anni)	a_g (g)	F_o	T_C^* (s)
SLV	475	0,127	2,509	0,277

Tabella 10: Parametri spettro di risposta in funzione di T_R

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 24 di 68

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{con} \quad 0 \leq T < T_B;$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{con} \quad T_B \leq T < T_C;$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{con} \quad T_C \leq T < T_D;$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{con} \quad T_D \leq T;$$

dove:

T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale;

$S = S_S \cdot S_T$, coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, in cui i valori di S_S , coefficiente di amplificazione stratigrafica, e di S_T , coefficiente di amplificazione topografica sono riportati nelle tabelle presenti di seguito;

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55,$$

fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, con ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro con C_T e C_C (coefficiente funzione della categoria di sottosuolo) definiti nelle tabelle del presente paragrafo dell'azione sismica;

$T_B = T_C / 3$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad T_D \text{ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro,}$$

espresso in secondi.

Si hanno pertanto i seguenti valori:

$$\xi = 5 \%;$$

$$\eta = 1;$$

$$C_C = 2,374;$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1,80 \cdot 1,00 = 1,80;$$

$$T_B = 0,219 \text{ s};$$

$$T_C = 0,658 \text{ s};$$

$$T_D = 2,108 \text{ s}.$$

Le componenti della forza sismica orizzontale legata alla massa della barriera è data dalla seguente formula

$$\text{presente nel D.M.2008: } F_{h,i} = S_e(T_i) \cdot W_i \cdot \frac{\lambda}{g},$$

dove:

$F_{ih,i}$ è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i è il peso della massa i -esima;

$S_e(T_i)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito in precedenza;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_i < 2 \cdot T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità terrestre (9,80665 m/s²).

	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 25 di 68

Dalle formulazioni precedentemente riportate i valori delle ordinate dello spettro in funzione delle due frequenze naturali della struttura rispettivamente in condizioni di pannelli asciutti e bagnati è pari:

- $S_e(T_{1,PB}) = 0.127 \cdot g \cdot 1.8 \cdot 2.509 = \mathbf{0.5736\ g};$
 $T_B < T < T_C.$

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 26 di 68

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2008 al par.2.5.3:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots;$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2008 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti, mentre l'azione aerodinamica generata dal transito dei convogli è stata considerata come un carico variabile da traffico.

In riferimento al **MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI** - RFI DTC SICS MA IFS 001

A del 29.12.2105 - §1.5.4.3.1 "Criteri di combinazione delle azioni" si considera che:

il valore della combinazione "vento + effetto aerodinamico" (p_{tot}) sarà assunto pari a:

$$p_{vento} + p_{aerod} = p_{tot} \geq 1,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{per linee percorse a velocità } V \leq 200 \text{ km} / \text{h}$$

Nel caso in esame quindi l'azione del vento ed aerodinamica verranno considerate come un'unica azione variabile.

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031				
	OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001 REV. A FOGLIO 28 di 68

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	<div> COMMESSA D14Z </div> <div> LOTTO 02 </div> <div> CODIFICA D 22 </div> <div> DOCUMENTO CLOC0260001 </div> <div> REV. A </div> <div> FOGLIO 29 di 68 </div>

7.1 Combinazioni statiche (fondamentali)

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi per le combinazioni di carico statiche:

		PP	P.Bagn.	Vento W	S180 δQ	Qmp
App1-C1	SLU1(STR)	1.35	1.35	1.5	1.5	0.9
	SLU2(STR)	1.35	1.35	1.5	-1.5	0.9
	SLU3(STR)	1.35	1.35	-1.5	1.5	0.9
	SLU4(STR)	1.35	1.35	-1.5	-1.5	0.9
	SLU5(STR)	1.35	1.35	0.9	0.9	1.5
	SLU6(STR)	1.35	1.35	0.9	-0.9	1.5
	SLU7(STR)	1.35	1.35	-0.9	0.9	1.5
	SLU8(STR)	1.35	1.35	-0.9	-0.9	1.5
	SLU9(STR)	1	1	1.5	1.5	0.9
	SLU10(STR)	1	1	1.5	-1.5	0.9
	SLU11(STR)	1	1	-1.5	1.5	0.9
	SLU12(STR)	1	1	-1.5	-1.5	0.9
	SLU13(STR)	1	1	0.9	0.9	1.5
	SLU14(STR)	1	1	0.9	-0.9	1.5
	SLU15(STR)	1	1	-0.9	0.9	1.5
	SLU16(STR)	1	1	-0.9	-0.9	1.5
App1-C2	SLU17(GEO)	1	1	1.3	1.3	0.78
	SLU18 (GEO)	1	1	1.3	-1.3	0.78
	SLU19 (GEO)	1	1	-1.3	1.3	0.78
	SLU20 (GEO)	1	1	-1.3	-1.3	0.78
	SLU21(GEO)	1	1	0.78	0.78	1.3
	SLU22 (GEO)	1	1	0.78	-0.78	1.3
	SLU23 (GEO)	1	1	-0.78	0.78	1.3
	SLU24 (GEO)	1	1	-0.78	-0.78	1.3
	SLE1 (RARA)	1	1	1	1	0.6
	SLE2 (RARA)	1	1	1	-1	0.6
	SLE3 (RARA)	1	1	-1	1	0.6
	SLE4 (RARA)	1	1	-1	-1	0.6
	SLE5 (RARA)	1	1	0.6	0.6	1
	SLE6 (RARA)	1	1	0.6	-0.6	1
	SLE7 (RARA)	1	1	-0.6	0.6	1
	SLE8 (RARA)	1	1	-0.6	-0.6	1
	SLE9 (FREQ)	1	1	0.5	0.5	0
	SLE10 (FREQ)	1	1	0.5	-0.5	0
	SLE11 (FREQ)	1	1	-0.5	0.5	0
	SLE12 (FREQ)	1	1	-0.5	-0.5	0
	SLE13 (FREQ)	1	1	0	0	0.5
	SLE14(Q.P)	1	1	0	0	

Tabella 18: Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni di calcolo: Combinazioni statiche

	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	<div> <div>COMMESSA D14Z</div> <div>LOTTO 02</div> <div>CODIFICA D 22</div> <div>DOCUMENTO CLOC0260001</div> <div>REV. A</div> <div>FOGLIO 30 di 68</div> </div>

7.2 Combinazioni sismiche

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi per le combinazioni di carico sismiche:

	PP	P.Bagn.	Sisma dir X Ex	Sisma dir Y Ey
Sismica X1	1	1	1	0.3
Sismica X2	1	1	1	-0.3
Sismica X3	1	1	-1	0.3
Sismica X4	1	1	-1	-0.3
Sismica Y1	1	1	0.3	1
Sismica Y2	1	1	-0.3	1
Sismica Y3	1	1	0.3	-1
Sismica Y4	1	1	-0.3	-1

Tabella 19: Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni di calcolo: Combinazioni sismiche

	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 31 di 68

8. METODO DI CALCOLO

L'analisi della struttura è stata condotta realizzando un modello di calcolo con l'ausilio del software SAP 2000 (CSI). La costruzione del modello matematico, partendo dalla reale geometria, è fatta con il metodo degli elementi finiti, utilizzando elementi bidimensionali (*shell*) atti a descrivere sia il comportamento flessionale che membranale ed elementi monodimensionali (*beam*).

La struttura viene calcolata in due diverse condizioni:

Condizione statica: si dimostra che la struttura di sostegno (trave parete + suola di fondazione) è in grado di sopportare le sollecitazioni meccaniche a cui è sottoposta, determinate dal peso della barriera, dal peso dei pannelli (bagnati ed asciutti), dai carichi variabili indotti dal vento e dall'effetto aerodinamico al passaggio dei convogli.

Per tali verifiche si utilizzano la combinazione fondamentale agli stati limite SLU e SLE, nonché la combinazione relativa allo stato limite GEO, utilizzando i coefficienti di sicurezza dei carichi indicati nel §7.1

Condizione sismica: si dimostra che la struttura di sostegno (trave parete + suola di fondazione) è in grado di sopportare le sollecitazioni meccaniche a cui è sottoposta, determinate dal peso della barriera, dal peso dei pannelli (bagnati ed asciutti), e dall'azione sismica.

Per la verifica in tale condizione si utilizza una combinazione sismica i cui coefficienti di carico sono indicati nel §7.1 escludendo la contemporanea presenza degli effetti del vento e degli effetti aerodinamici indotti dal passaggio dei treni.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 32 di 68

8.1 Descrizione del modello di calcolo

Al fine di determinare correttamente le sollecitazioni e le deformazioni indotte dai carichi il modello è così realizzato:

- Fondazione modellata con elementi *shell* con opportuna *meshatura* di ciascun elemento che permette di individuare le zone in cui si concentrano le tensioni. Questo permette anche di tener conto dell'eccentricità dei pali di fondazione rispetto all'asse della stessa.
- Trave parete modellata con elemento *beam* al fine di determinare le sollecitazioni derivanti dalle barriere; la connessione tra trave-parete e fondazione avviene per mezzo di un vincolo *constraints* tipo “body” che permette di vincolare tutti e 6 i g.d.l.
- I pali vengono schematizzati attraverso molle (springs) che ne simulano la rigidezza; vengono effettuati due modelli:
 - 1) Pali schematizzati con due molle trasversali di rigidezza pari a quella del terreno; verticalmente si inserisce un appoggio che permette di massimizzare i momenti negativi della trave – parete e gli sforzi di assiali di trazione/compressione sul micropalo;
 - 2) Pali schematizzati con due molle trasversali ed una molla verticale di rigidezza pari a $k=P/\delta$; in tal modo, ammettendo un cedimento elastico del micropalo, si massimizza il momento in campata della trave – parete.

La presenza delle barriere e dei rispettivi pannelli è stata schematizzata mediante carichi concentrati applicati all'estradosso della trave parete ed in corrispondenza della posizione dei montanti in acciaio; sono state tenute in conto anche le azioni variabili del vento e dagli effetti aerodinamici indotti dal passaggio dei treni. Mediante la schematizzazione riportata in §7.1 sia il vento che i carichi S180 sono stati applicati anch'essi all'estradosso della trave parete, in termini di sforzo normale, di taglio e di momento flettente.

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 33 di 68

Schematizzazione micropali di fondazione

La rigidezza dei pali, schematizzata attraverso delle molle (springs).

Rigidezza trasversale

In particolare i valori adottati per le molle sono stati calcolati nel seguente modo:

molle orizzontali: viene utilizzata la formulazione classica secondo l'ipotesi di palo impedito di ruotare.

$$\varnothing_{\text{micropalo}} = 250 \text{ mm}$$

$$K_{\text{Wink}} = 1000 \text{ kN/m}^3$$

$$E_{\text{pal}} = 3007300 \text{ kN/m}^2$$

$$J_{\text{micropalo}} = \pi \cdot \varnothing_{\text{micropalo}}^4 / 64 = 0.000192 \text{ m}^4$$

$$L_0 = ((4 \cdot E_{\text{pal}} \cdot J_{\text{pal}} / K_{\text{Wink}} \cdot \varnothing_{\text{micropalo}})^{0.25}) = 1.74 \text{ m}$$

$$K_{\text{trasv}} = 4400.00 \text{ kN/m}$$

Rigidezza assiale

Per determinare la rigidezza assiale si fanno le seguenti ipotesi sulla base delle diverse modellazioni:

1) Modello 1

Nel modello 1, si considera una rigidezza assiale infinita attraverso un vincolo di appoggio fisso; questa schematizzazione, cautelativa, impone che il palo non possa avere alcun cedimento (né elastico e né del terreno) esplicando quindi la massima rigidezza nei confronti delle azioni esterne; questo modello permette quindi di massimizzare lo sforzo assiale (compressione/trazione) sui pali e di massimizzare i momenti negativi sulla trave parete (trave incastrata - incastrata)

2) Modello 2

Nel modello 2 si vuole massimizzare il momento in campata della trave parete, ammettendo un cedimento di tipo elastico del palo; al fine di minimizzare lo sforzo assiale sul palo medesimo e di minimizzare anche i momenti negativi all'appoggio della trave si tiene conto di tale cedimento inserendo una molla verticale di rigidezza pari a:

$$K_{\text{vert}} = EA/2L$$

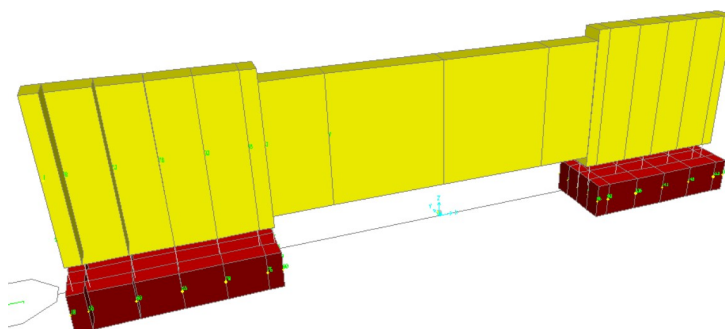
in cui:

$$E = 206000 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico dell'acciaio}$$

$$A = 5889 \text{ mm}^2 \quad \text{area del tubo armatura}$$

$$L = 10 \text{ m} \quad \text{lunghezza del palo:}$$

$$K_{\text{vert.}} \approx 61834 \text{ kN/m}$$



	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	<div> <div>COMMESSA D14Z</div> <div>LOTTO 02</div> <div>CODIFICA D 22</div> <div>DOCUMENTO CLOC0260001</div> <div>REV. A</div> <div>FOGLIO 34 di 68</div> </div>

Figura 12: Modello F.E.M. di calcolo – estruso

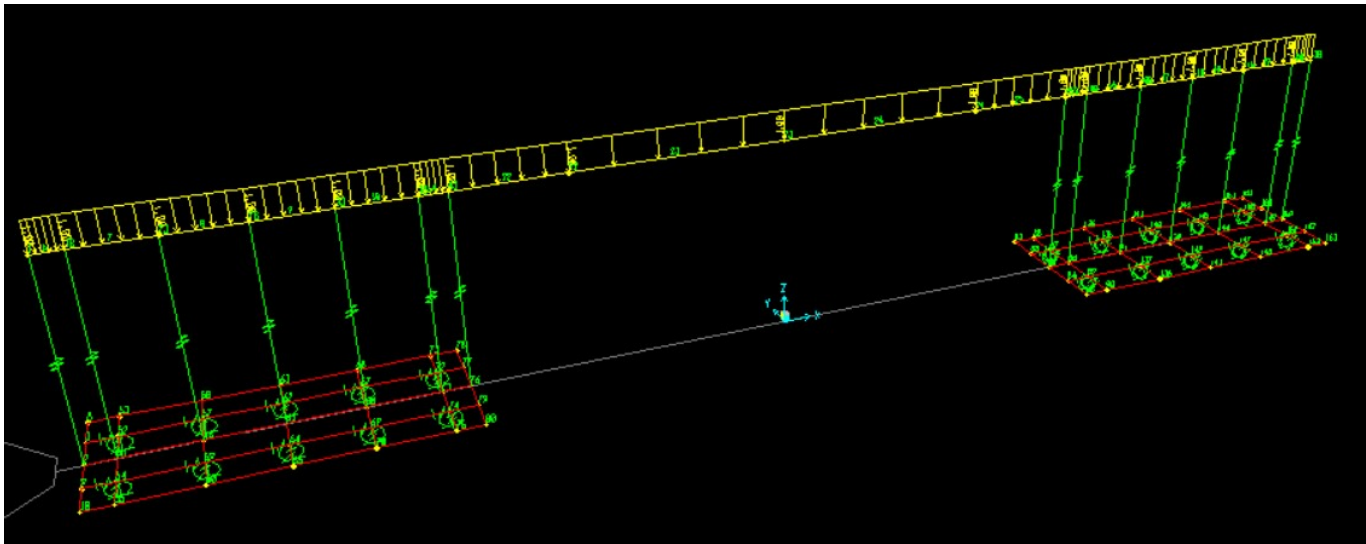
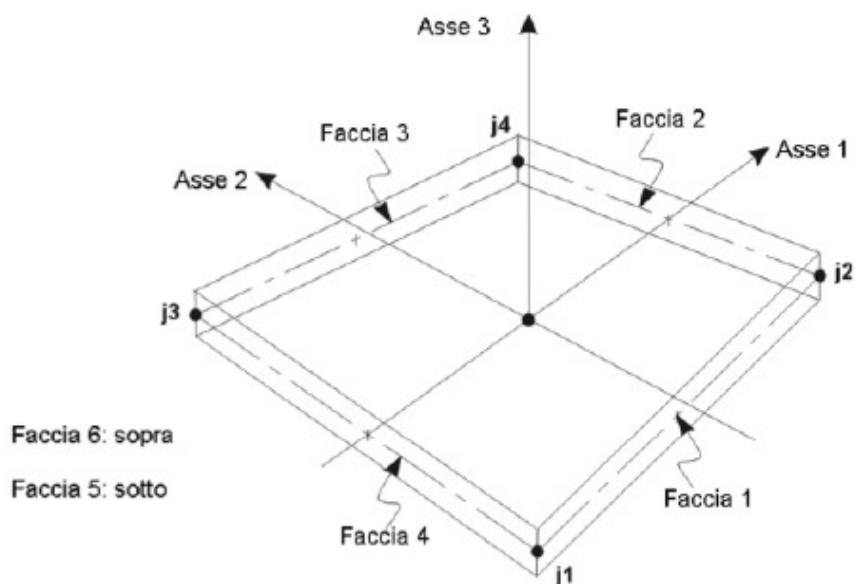
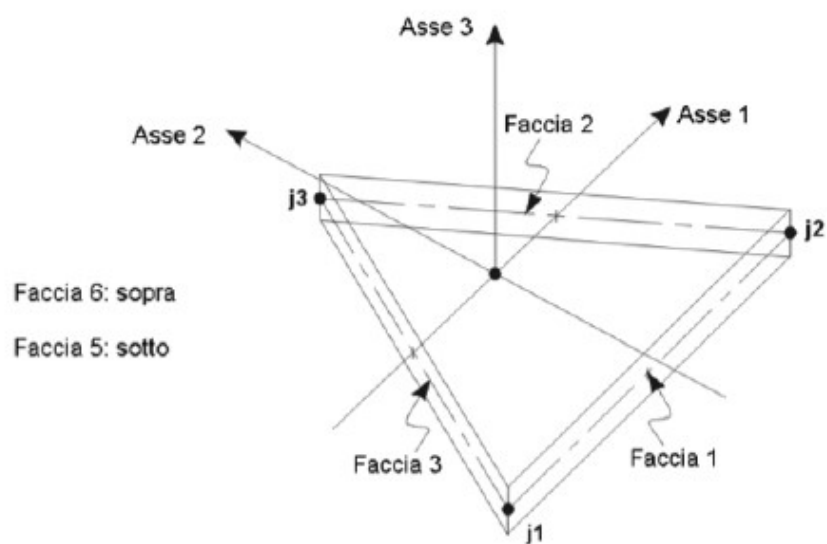


Figura 13: Carichi associati al peso proprio

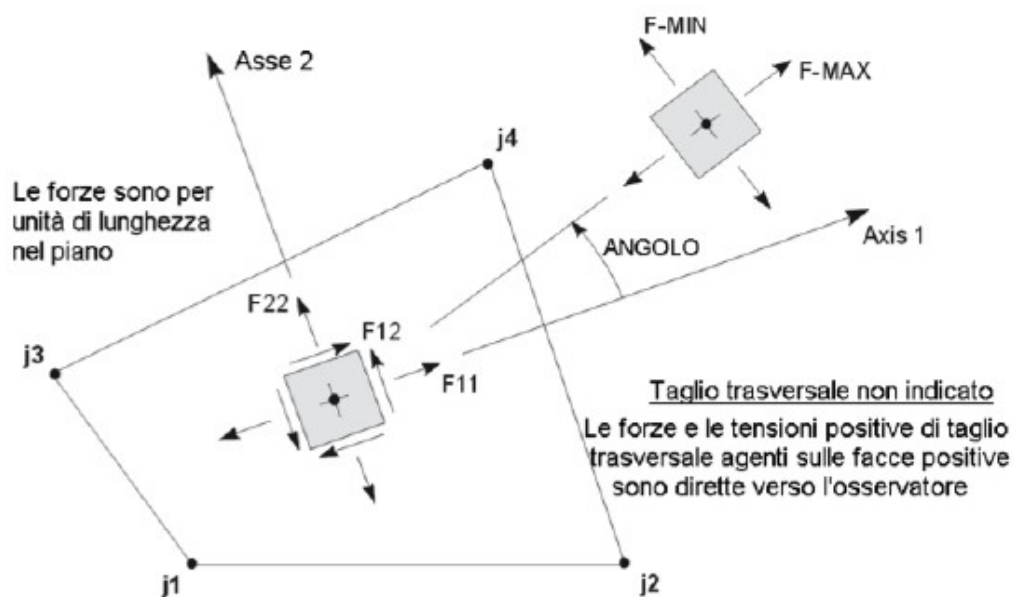
Convenzioni di segno gusci



Elemento Shell quadrilatero a quattro nodi

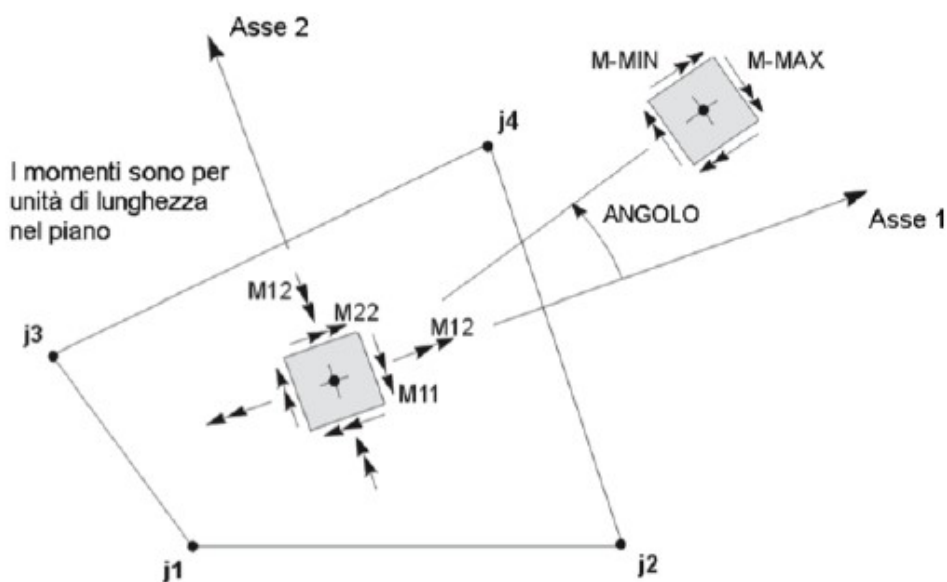


Elemento Shell triangolare a tre nodi



FORZE E TENSIONI A MEMBRANA

La tensione S_{ij} ha la stessa definizione della forza F_{ij}



MOMENTI FLETTENTI E DI SVERGOLAMENTO A PIASTRA

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 37 di 68

Output del modello di calcolo

Per le verifiche della fondazione della B.A. metallica leggera si fa riferimento al modello FEM descritto precedentemente; si riportano di seguito le tipologie di verifica per ciascun elemento in c.a.

Verifica trave parete in c.a.

- Verifiche a flessione *armature di forza verticali* sezione verticale 50x280cm
- Verifiche a flessione *armature di ripartizione orizzontali* sezione verticale 280x50 cm
- Verifica a taglio - torsione
- Verifiche a fessurazione

N.B. Le prime due verifiche si racchiudono in un'unica verifica a flessione deviata (appoggio e campata)

Verifica fondazione

Suola fondazione in c.a.

- Verifiche a flessione *armature di forza in direzione x* sezione trasv. 1.65 x 80cm
- Verifica a taglio
- Verifiche tirante puntone: *armature inferiori long. nella direzione y* sezione long. 100x 80cm

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 38 di 68

Sollecitazioni su trave parete di scavalco

In riferimento alla sezione b=50 cm, h=280 cm si ha:

SEZIONE DI CAMPATA (STRU):

Verifica a flessione deviata:

$M_y^+ = 573.2 \text{ kNm}$ momento flettente positivo attorno ad y

$M_z^+ = 68.8 \text{ kNm}$ momento flettente positivo attorno ad z

Sollecitazione per le combinazioni agli SLE

RARA: $M_y^+ = 425 \text{ kNm}$ momento flettente positivo attorno ad y

FREQUENTE: $M_y^+ = 425 \text{ kNm}$ momento flettente positivo attorno ad y

QUASI PERMANENTE: $M_y^+ = 425 \text{ kNm}$ momento flettente positivo attorno ad y

SEZIONI DI APPOGGIO (STRU)

Verifica a flessione deviata:

$M_y^- = -152.0 \text{ kNm}$ momento flettente negativo attorno ad y

$M_z^- = -68.7 \text{ kNm}$ momento flettente negativo attorno ad z

Verifica a taglio-torsione

$V_y = 24.6 \text{ kN}$ taglio in direzione y

$V_z = 174.9 \text{ kN}$ taglio in direzione z

$T = M_x = 2.8 \text{ kNm}$ torsione all'appoggio

Tali valori sono da riferirsi alla combinazione di involucro STR.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 39 di 68

SEZIONE DI CAMPATA (SLV-Y):

Verifica a flessione deviata:

$M_y^+ = 429.1 \text{ kNm}$ momento flettente positivo attorno ad y

$M_z^+ = 289.6 \text{ kNm}$ momento flettente positivo attorno ad z

SEZIONI DI APPOGGIO:

Verifica a flessione deviata:

$M_y^- = -147.0 \text{ kNm}$ momento flettente negativo attorno ad y

$M_z^- = -331.4 \text{ kNm}$ momento flettente negativo attorno ad z

Verifica a taglio-torsione

$V_y = 103.8 \text{ kN}$ taglio in direzione y

$V_z = 134.9 \text{ kN}$ taglio in direzione z

$T = M_x = 20.7 \text{ kNm}$ torsione all'appoggio

Tali valori sono da riferirsi alla combinazione di involucro SLV-Y.

 <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO</p> <p>COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031</p>
<p>OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA D14Z LOTTO 02 CODIFICA D 22 DOCUMENTO CLOC0260001 REV. A FOGLIO 40 di 68</p>

Sollecitazioni su trave parete sopra la fondazione

Si effettuano le seguenti verifiche nella sezione 100x50cm:

- Verifiche a flessione: *armature verticali*
- Verifica a taglio *armatura a taglio (staffe)*

H _{barriera}	0.00 m	Altezza della barriera
H _{trave1}	2.80 m	Altezza della trave di scavalco
H _{trave2}	3.30 m	Altezza della trave sulla fondazione
Sp _{trave1,2}	0.5 m	Altezza della trave sulla fondazione
L _{scavalco netto}	7.40 m	Lunghezza netta scavalco
L _{fondazione}	3.80 m	Lunghezza della fondazione
L _{scavalco totale}	15.00 m	Lunghezza totale scavalco
braccio	1.900 m	distanza dallo spiccato della trave dal baricentro (trave1+barriera)
N _{max} =	174.8 KN	Reazione verticale trave dello scavalco netto
V3 _{max} =	24.52 KN	Reazione orizzontale trave dello scavalco netto
T _{max} =	2.79 KNm	Momento torcente trave dello scavalco netto
N _{max} =	354.4 KN	Reazione verticale trave dello scavalco totale
V3 _{max} =	49.7 KN	Reazione orizzontale trave dello scavalco totale

Sollecitazioni al piede della trave sulla fondazione:

M1 tratto trave su fondazione	94.4	+	2.8	=	97.2	KNm
					25.6	KNm/m
N tratto trave su fondazione	354.4	+	32.1	=	386.4	KN
					101.7	KN/m
V tratto trave su fondazione	49.7	+	0.0	=	49.7	KN
					13.1	KN/m

Si effettuano le seguenti verifiche nella sezione 100x50cm (SLV-Y):

- Verifiche a flessione: *armature verticali*
- Verifica a taglio *armatura a taglio (staffe)*

H _{barriera}	0.00 m	Altezza della barriera
H _{trave1}	2.80 m	Altezza della trave di scavalco
H _{trave2}	3.30 m	Altezza della trave sulla fondazione
Sp _{trave1,2}	0.5 m	Altezza della trave sulla fondazione
L _{scavalco netto}	7.40 m	Lunghezza netta scavalco

OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO

 COMMESSA
D14Z

 LOTTO
02

 CODIFICA
D 22

 DOCUMENTO
CLOC0260001

 REV.
A

 FOGLIO
41 di 68

 $L_{fondazione} = 3.80 \text{ m}$

Lunghezza della fondazione

 $L_{scavalco}$
 $L_{totale} = 15.00 \text{ m}$

Lunghezza totale scavalco

 $braccio = 1.900 \text{ m}$

 distanza dallo spiccato della trave dal baricentro
(trave1+barriera)

 $N_{max} = 134.9 \text{ KN}$

Reazione verticale trave dello scavalco netto

 $V3_{max} = 103.81 \text{ KN}$

Reazione orizzontale trave dello scavalco netto

 $T_{max} = 20.70 \text{ KNm}$

Momento torcente trave dello scavalco netto

 $N_{max} = 273.4 \text{ KN}$

Reazione verticale trave dello scavalco totale

 $V3_{max} = 210.4 \text{ KN}$

Reazione orizzontale trave dello scavalco totale

 Sollecitazioni al piede della trave sulla
fondazione:

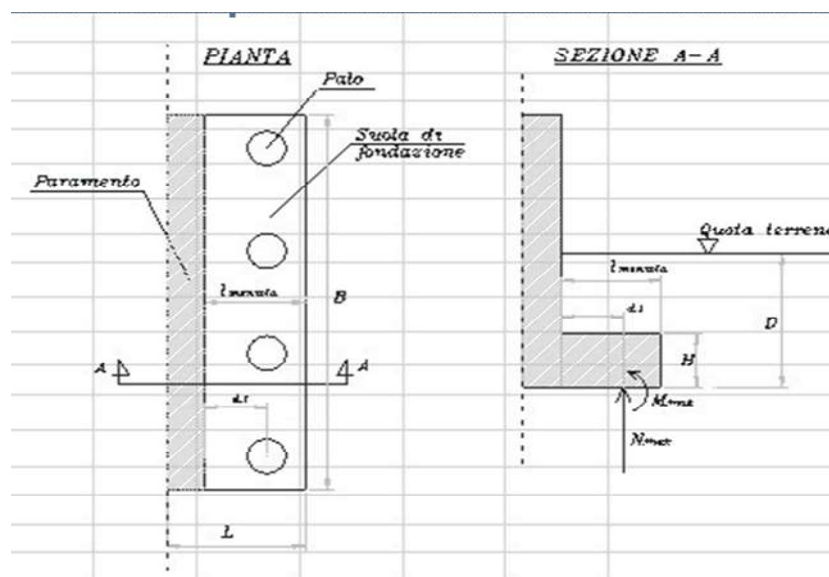
$M1_{tratto \text{ trave su fondazione}}$	399.8	+	20.7	=	420.5 110.7	KNm KNm/m
$N_{tratto \text{ trave su fondazione}}$	273.4	+	32.1	=	305.5 80.4	KN KN/m
$V_{tratto \text{ trave su fondazione}}$	210.4	+	0.0	=	210.4 55.4	KN KN/m

Sollecitazioni fondazioni in c.a.

Suola di fondazione in c.a.

A partire dalle massime sollecitazioni in testa ai pali di fondazione si calcolano gli sforzi massimi a flessione e taglio agenti sulla spalla. Si ipotizza a favore di sicurezza che la spalla si comporti come una mensola incastrata lungo la sezione in cui si incastra la trave-parete e che agisca il massimo sforzo di trazione sul palo. Per un risultato maggiormente cautelativo, si utilizza il massimo sforzo di compressione agente sui pali di fondazione.

Il calcolo delle sollecitazioni massime agenti sulla spalla è effettuato a metro lineare di fondazione:



L_{mensola}	0.575 m	
d_1	0.175 m	distanza micropali dal setto
i	0.8 m	intersasse micropali
N_p	202.6 kN	$N_{\text{max}} \text{ pali}$
M	35.4 kNm	$= N_p \times d_1$
T	202.6 kN	$= N_p$

A ml lineare di fondazione:

M	44.3 kNm/m
T	253.2 kN/m

8.2 Verifiche strutturali

Verifica di resistenza della trave parete

Verifica a flessione deviata in CAMPATA (STRU):

Armatura da disporre:

10Ø20 superiori

10Ø20 inferiori

6+6Ø20 armatura di parete

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	280

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.4	5
2	31.4	275

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 360 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.8 ‰ C_{c,adm} 12.25
C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} kNm
M_{yRd} kNm
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 8.176 ‰
d 67.71 cm
x 20.3 x/d 0.2998
δ 0.8147

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 279.37
☐ Precompresso

Diagramma di interazione Mx-My
- NEd = 0 kN
Mx [kNm] vs My [kNm]
Mx-MyRd (red line)
Mx-MyEd (blue dot)
Vettore (pink line)

M_{xEd} kNm M_{yEd} kNm
M_{xRd} kNm M_{yRd} kNm
ρ_M
Valori Infittisci punti

Verifica a flessione deviata in CAMPATA (SLV-Y):

Armatura da disporre:

10Ø20 superiori

10Ø20 inferiori

6+6Ø20 armatura di parete

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	25	155
2	25	-155
3	-25	-155
4	-25	155

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12.56	20	150
2	6.28	0	-150
3	12.56	-20	-150
4	12.56	-20	150
5	6.28	0	150
6	12.56	20	-150

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

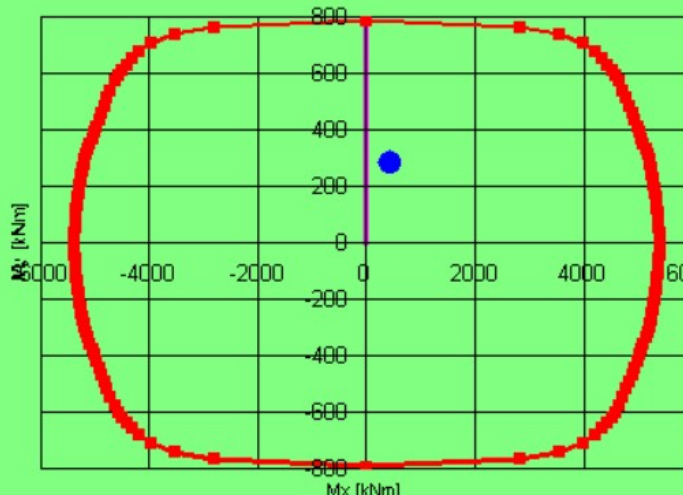
Materiali
B450C C32/40
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 360 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.81
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.8 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n
Tipo flessione
☐ Retta ☒ Devia

N° rett.
Calcola MRd Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ°
☐ Precompresso

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 360 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 29.96 ‰
d 45 cm
x 4.707 x/d 0.1046
δ 0.7

- NEd = 0 kN



M_{xEd} kNm M_{yEd} kNm
M_{xRd} kNm M_{yRd} kNm
ρ_M
Valori Infiltrisci punti

Verifica a flessione deviata in APPOGGIO (STRU):

Armatura da disporre:

10Ø20 superiori
10Ø20 inferiori
6+6Ø20 armatura di parete

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	25	155
2	25	-155
3	-25	-155
4	-25	155

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12.56	20	150
2	6.28	0	-150
3	12.56	-20	-150
4	12.56	-20	150
5	6.28	0	150
6	12.56	20	-150

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} **kN**
M_{xEd} **kNm**
M_{yEd} **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C32/40**
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} **kN m**
M_{yRd} **kN m**
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

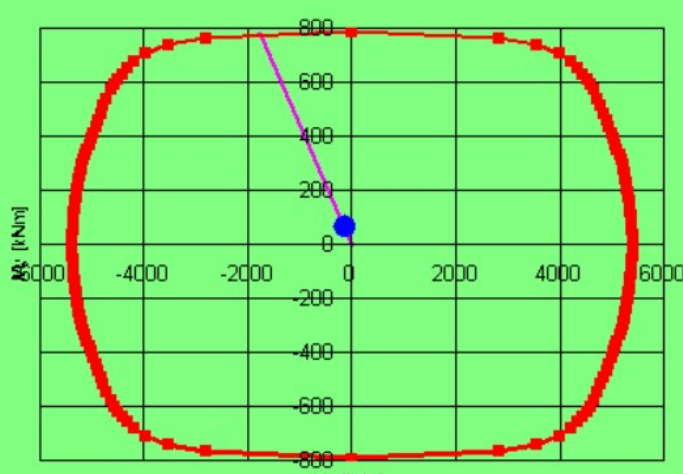
N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

- NEd = 0 kN



M_{xEd} **kNm** **M_{yEd}** **kNm**
M_{xRd} **kNm** **M_{yRd}** **kNm**
ρ_M

Valori **Infittisci punti**

Verifica a flessione deviata in APPOGGIO (SLV-Y):

Armatura da disporre:

10Ø20 superiori
10Ø20 inferiori
6+6Ø20 armatura di parete

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	25	155
2	25	-155
3	-25	-155
4	-25	155

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12.56	20	150
2	6.28	0	-150
3	12.56	-20	-150
4	12.56	-20	150
5	6.28	0	150
6	12.56	20	-150

Sollecitazioni **S.L.U.** **Metodo n**

N_{Ed} **0** kN
M_{xEd} **0** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

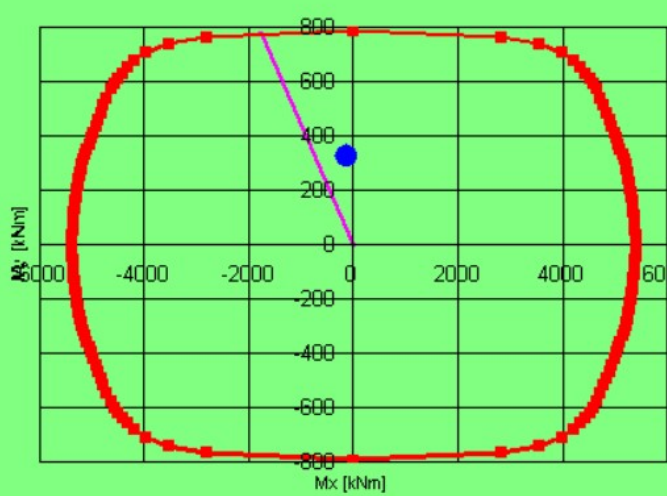
Materiali

B450C **C32/40**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x **x/d**
 δ

- NEd = 0 kN



M_{xEd} kNm **M_{yEd}** kNm
M_{xRd} kNm **M_{yRd}** kNm
 ρ_M

Valori **Infilisci punti**

Verifica a taglio
In direzione Z

$V_z = 175 \text{ kN}$

taglio in direzione z

Dati staffatura:

 staffe $\varnothing = 12 \text{ mm}$

 numero di bracci $n_{br} = 2$

 passo $s = 200 \text{ mm}$
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	226	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	2475	[mm]
Cotangente di θ	$\cot \theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot \alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin \alpha$	1.00	[-]

Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione) V_{Rsd} **1095.32 [kN]**

 Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima f'_{cd} 9.41 [MPa]

Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione) V_{Rcd} **5820.38 [kN]**

 Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot \theta = 1$ $A_{sw,max}$ 1442.36 [mm]

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente V_{Rd} **1095.32 [kN]**
In direzione Y

$V_y = 104 \text{ kN}$

taglio in direzione y

Dati staffatura:

 staffe $\varnothing = 12 \text{ mm}$

 numero di bracci $n_{br} = 2$

 passo $s = 200 \text{ mm}$
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	226	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	405	[mm]
Cotangente di θ	$\cot \theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot \alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin \alpha$	1.00	[-]

Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione) V_{Rsd} **179.23 [kN]**

 Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima f'_{cd} 9.41 [MPa]

Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione) V_{Rcd} **5333.58 [kN]**

 Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot \theta = 1$ $A_{sw,max}$ 8077.19 [mm]

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente V_{Rd} **179.23 [kN]**

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 48 di 68

Verifiche a fessurazione

Al fine di assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture in c.a. è necessario non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni agenti ed alla sensibilità delle armature alla corrosione. Si distinguono i seguenti stati limite:

- a) Stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 0,30 \cdot 29,05^{(2/3)} = 2,83 \text{ N/mm}^2$$

- b) Stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta il valore limite di apertura della fessura è pari ad uno dei seguenti valori:

$$W_1 = 0.2 \text{ mm} \quad W_2 = 0.3 \text{ mm} \quad W_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione dalla corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise secondo quanto riportato nella tabella seguente, estratta dalle NTC 2008:

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso di specie la condizione di riferimento è “aggressiva” propria di una classe di esposizione XC4.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

- combinazione quasi permanente
- combinazione frequente

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Le armature sono classificate come “armature poco sensibili”.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 49 di 68

Stato limite di formazione delle fessure

Il valore di calcolo di apertura delle fessure W_K non deve superare i valori nominali $W_1 = 0.2$ mm, $W_2 = 0.3$ mm, $W_3 = 0.4$ mm. Il valore di calcolo è dato da:

$$W_K = 1.7 W_m$$

dove W_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la media fra le fessure Δ_m .

Per il calcolo delle grandezze descritte vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. Secondo la simbologia dell'EC2 l'ampiezza W_K vale:

$$W_K = \beta S_{rm} \epsilon_{sm}$$

S_{rm} : interasse medio finale delle lesioni (fessurazione stabilizzata);

ϵ_{sm} : deformazione media delle barre di acciaio;

β : coefficiente che trasforma l'ampiezza media delle lesioni nel valore di calcolo pari ad un valore compreso fra 1.30 ed 1.70 relativamente a spessori variabili fra 300 mm e 800 mm;

ϵ_{sm} : si calcola con la relazione:

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{ST} / \sigma_s)^2)$$

σ_s : tensione nell'armatura tesa calcolata considerando la sezione fessurata (II stadio);

σ_{ST} : tensione nell'armatura tesa calcolata considerando la sezione fessurata (II stadio) considerando la condizione di carico che causa la prima fessurazione;

$\beta_1 = 1$ per barre ad aderenza migliorata;

β_2 coefficiente dipendente dalla durata del carico;

L'espressione di S_{rm} accolta dalla normativa italiana è la seguente:

$$S_{rm} = 2(c+s/10) + K_1 K_2 \phi / \rho_r$$

c : copriferro

s : interasse delle barre

K_1 : 0.40 (barre ad aderenza migliorata)


K_2 : 0.125 (flessione pura) – 0.25 (trazione pura)

Il controllo dell'ampiezza delle lesioni consiste nell'accertare la validità della seguente disuguaglianza:

$$W_K < W_{lim}$$

in cui:

W_K : è l'ampiezza di calcolo della lesione;

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 50 di 68

W_{lim} : è il valore nominale limite dell'ampiezza dalla lesione che è specificato dalle norme in base alle condizioni ambientali;

Verifica trave-parete in c.a.

Campata

Stato limite di formazione delle fessure

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2 = - 2.58 \text{ MPa.}$$

Comb. quasi permanente: $\sigma_c = -0.55 \text{ MPa}$ (trazione) non si supera lo stato limite di formazione delle fessure:
non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure

Combinazione frequente: $\sigma_c = -0.55 \text{ MPa}$ (trazione) non si supera lo stato limite di formazione delle fessure:
non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure

Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale per la combinazione rara per cui deve risultare che:

$$\sigma_{c,max} < 0,6 \cdot f_{ck} = 19.92 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_{c,max} < 0,45 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha che:

$$M_{max} \text{ RARA:} \quad \sigma_c = 0.9 \text{ MPa}$$

$$M_{max} \text{ Q.PERM:} \quad \sigma_c = 0.9 \text{ MPa}$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

Inoltre per la combinazione rara deve risultare:

$$\sigma_{s,max} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Risultando $\sigma_{s,max} = 52.5 \text{ N/mm}^2$ la verifica risulta soddisfatta:

Appoggio

Avendo all'appoggio la stessa armatura della sezione di campata e sollecitazioni inferiori, si omettono le verifiche agli SLE.

Verifica di resistenza della trave parete sopra la fondazione

Verifica a flessione:

Armatura da disporre:

Ø 20 / 15

verticali

Ø 20 / 15

verticali

Ø14/20

armatura di parete

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.94	5
2	20.94	45

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 92.33 kN
M_{xEd} 20.73 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali

B450C	C32/40
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="360"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="18.81"/> N/mm²
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.8"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="12.25"/> N/mm²
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.7333"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="2.114"/>

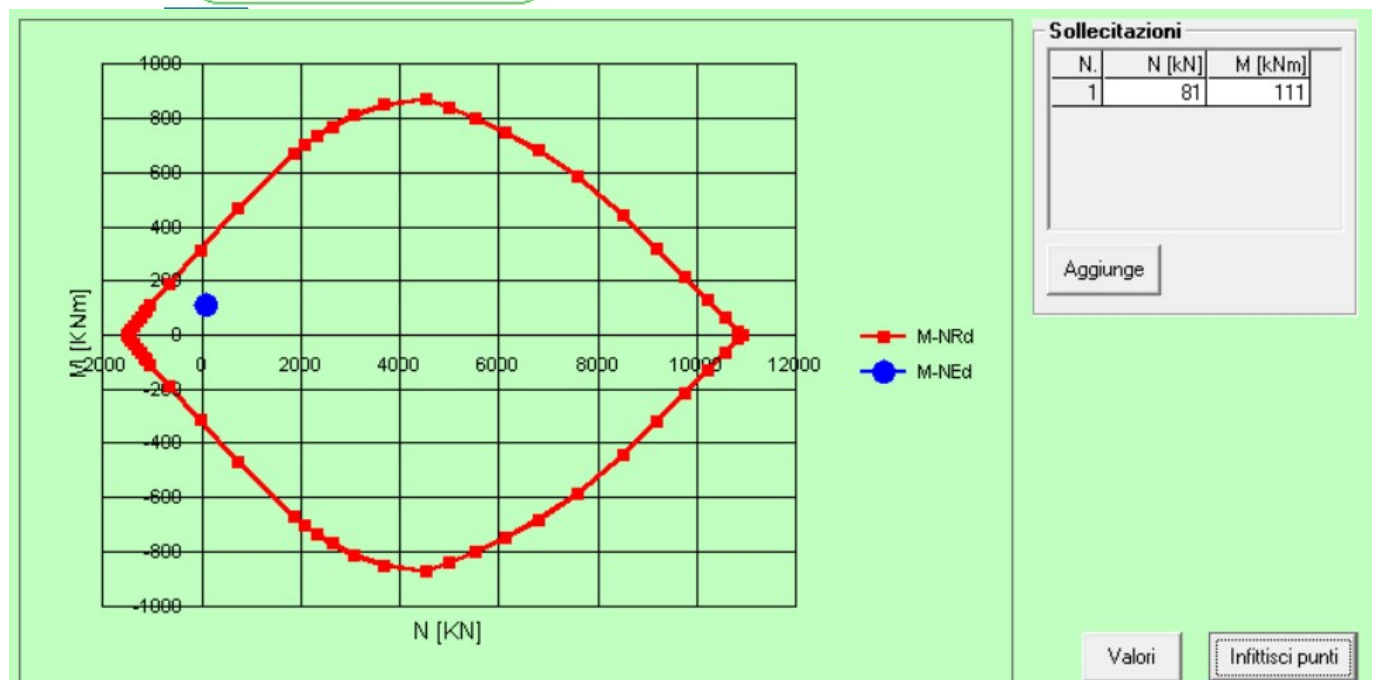
M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso



Verifica a taglio

$$V_y = 18.5 \text{ KN/m}$$

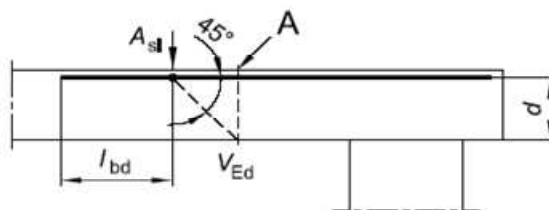
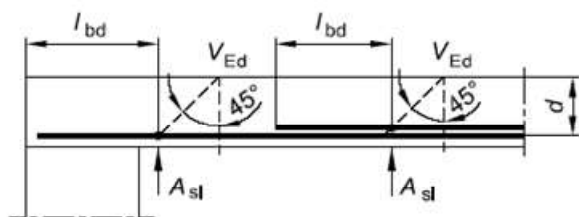
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	18.5	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		sì	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.67	[-]
		1.67	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0046496	[-]
		0.0046496	[-]

 figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	224.09	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	195.26	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	224.09	[kN]

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 53 di 68

Verifica di resistenza fondazione: suola in c.a.

Si effettuano le seguenti verifiche della suola di fondazione:

Sezione longitudinale verticale di dimensioni 100 x 80

- Verifiche a flessione
- Verifiche tirante puntone: *armature inferiori long. nella direzione y*
- Verifica a punzonamento

Armature minime di normativa

Si procede al calcolo dell'area minima di acciaio prevista dalla normativa vigente (NTC'08):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c$$

Sezione 100 x 80 cm

$$A_{s,min}' = 0.26 \times 2.83/450 \times 1000 \times 750 = 1226 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min}'' = 0.0013 \times 1000 \times 750 = 975 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 975 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 \times 1000 \times 750 = 30000 \text{ mm}^2$$

Verifica a flessione

$$M = 45 \text{ KNm/m}$$

Armatura necessaria nella sezione 100x80cm

Ø20/15

$A_s = 2094 \text{ mm}^2$ superiori

armatura di forza orizzontali

Ø20/15

$A_s = 2094 \text{ mm}^2$ inferiori

armatura di forza orizzontali

Titolo : Suola Fondazione

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	A_s [cm²]	d [cm]
1	20.9	5
2	20.9	75

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 N 0 kN
 M_{xEd} 45 M 348.7 kNm
 M_{yEd} 0 M 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
B450C **C28/35**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 591.5 kN m
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 44.8 ‰
d 75 cm
x 5.435 x/d 0.07247
 δ 0.7

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_o 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

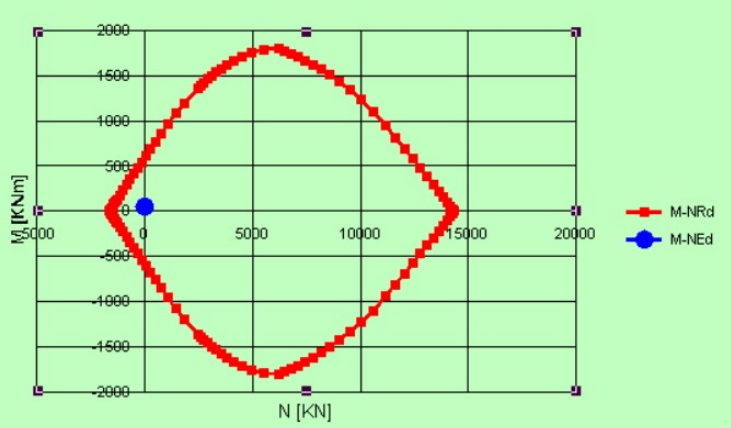
Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	0	45

Aggiunge

Valori **Infiltri punti**

Suola Fondazione



Verifica con meccanismo puntone-tirante

Per la verifica della sezione longitudinale si ricorre ad una sezione di larghezza unitaria 100x80cm; trattandosi di una fondazione tozza si ricorre al meccanismo di **tirante – puntone**.

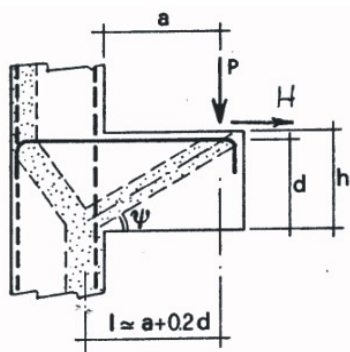


Figura 15: meccanismo di tirante-puntone

Le forze che entrano in gioco sono:

P	reazione vincolare del micropalo
H	azione tagliente orizzontale
$A_s \cdot f_{yd}$	forza resistenza di trazione
R_s	forza resistente risultante

Si verificano due meccanismi:

Resistenza dell'armatura a trazione (tirante)

$$R_s = [(A_s f_{yd} - H) \cdot 0,9d / L > P$$

Resistenza biella di calcestruzzo (puntone)

$$R_c = 0,4 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot c / (1 + \lambda^2) > R_s$$

P	202.6 kN	Reazione micropalo
H	6.8 kN	Azione tagliente orizzontale
Azioni a ml di fondazione		
P/ml	253.2 kN/m	
H/ml	8.5 kN/m	
A_s	2092 mm ² /m	FI20/15
f_{yd}	391.3 MPa	
d	0.75 m	
a	0.175 m	
$l = a + 0.2d$	0.325 m	
R_s	1700.2 kN/m	Resistenza tirante armatura = $(A_s \cdot f_{yd} - H) \cdot 0.9 \cdot d / L$
$R_s > P$	OK	FS= 6.71
f_{cd}	16.5 MPa	
$\lambda = L/d$	0.43	
b	1 m	
c	1.5	
R_c	6251.169317 kN/m	Resistenza biella calcestruzzo = $0.4 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot c / (1 + \lambda^2)$
$R_c > R_s$	OK	FS= 3.68

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 56 di 68

9. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI DI FONDAZIONE

9.1 Portanza verticale

Le massime azioni assiali sui micropali sono le seguenti:

Combinazioni GEO:

compressione: 154.3 kN

trazione: -14.7 kN

Combinazioni STR:

compressione: 202.6 kN

trazione: -19.7 kN

Combinazioni sismiche:

compressione: 192.5 kN

trazione: -52.1 kN

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' *École Nationale des Ponts et Chaussées* da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro N_{SPT} (numero di colpi) dei terreni attraversati.

Per la determinazione del carico limite, Bustamante e Doix fanno riferimento alla nota espressione:

$$Q_{lim} = P + S$$

dove con P viene indicata la resistenza totale alla punta, mentre con S quella laterale. La resistenza laterale S, a sua volta, è data da:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \cdot L \cdot s$$

dove $d_s = \alpha \cdot d$ è il diametro equivalente del palo, L la lunghezza della zona iniettata, s la resistenza tangenziale unitaria all'interfaccia fra zona iniettata e terreno. Nel caso in esame il micropalo attraversa strati di terreno dalle caratteristiche diverse e la relazione per la determinazione di S risulta:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \sum L_i s_i$$

Si assume $d_s = \alpha \cdot d$, dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo, il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella seguente (Viggiani, 1999). Come è possibile notare, Bustamante e Doix forniscono indicazioni ulteriori riguardanti la quantità minima di miscela iniettata.

Secondo tale metodo si calcola il diametro equivalente del palo attraverso il coefficiente α , coefficiente dimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella sotto).

	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 57 di 68

Nel caso in esame viene adottata la tecnica IRS (IRS, injection ripetitive et selective), ma è comunque raccomandato di considerare che per i primi 4-5 m il palo venga considerato del tipo IGU, (IGU, injection globale unique).

Si trascura la resistenza alla punta del micropalo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 58 di 68

I valori N_{spt} utili al dimensionamento e verifica dei micropali vengono individuati a partire da correlazioni effettuate mediante l'utilizzo delle prove CPTU; si riporta una tabella con i valori del numero di colpi N_{spt} per ogni strato:

Profondità [m]	N_{spt}
da 0,00 a 2,00	32
da 2,00 a 4,50	36
da 4,50 a 10,00	10
>10	44

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 Vs
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 Vs
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)Vs; IGU: 1,5Vs
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2Vs; IGU: 1,5Vs
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)Vs; IGU: (1,5 - 2)Vs
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)Vs per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)Vs o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1 - 1,5)Vs per strati poco fratturati 2Vs o più per strati fratturati

Tabella 11: Tabella per la determinazione del coefficiente α

Oltre al coefficiente α , il metodo di Bustamante e Doix contempla anche il calcolo della resistenza tangenziale s all'interfaccia palo-terreno in funzione sia della natura che delle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia di infissione, vengono riportate di seguito la tabella che indica a quale curva bisogna fare riferimento nel nostro caso, sia il grafico nel quale entrando con il valore delle N_{spt} , è possibile leggere il corrispettivo valore di s .

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R$ 1	$\geq R$ 2

Tabella 12: Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z LOTTO 02 CODIFICA D 22 DOCUMENTO CLOC0260001 REV. A FOGLIO 59 di 68

I valori della resistenza tangenziale unitaria s_i all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno sia dalla tecnologia, e sono forniti dai diagrammi contenuti nelle Figure sottostanti:

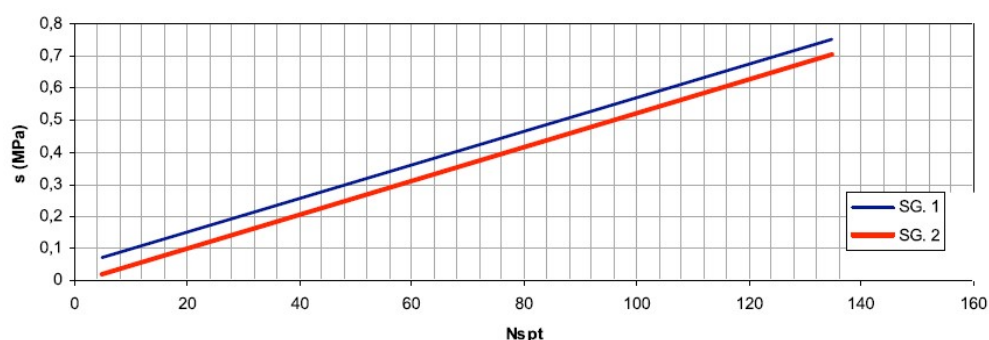


Figura 1. Abaco per la determinazione di s per Sabbie e Ghiaie
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)

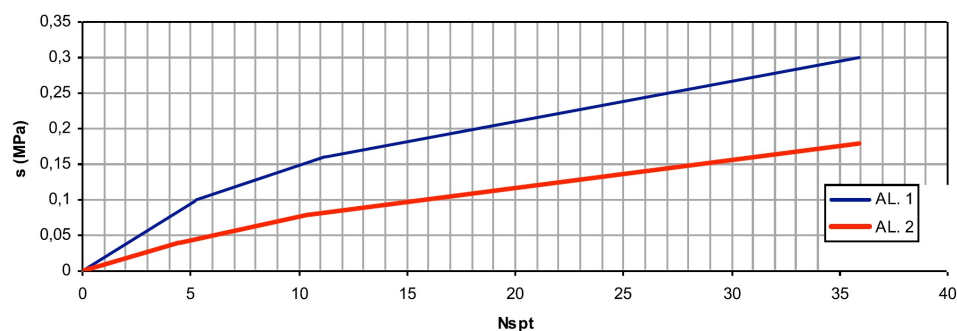


Figura 2. Abaco per la determinazione di s per Argille e Limi
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)

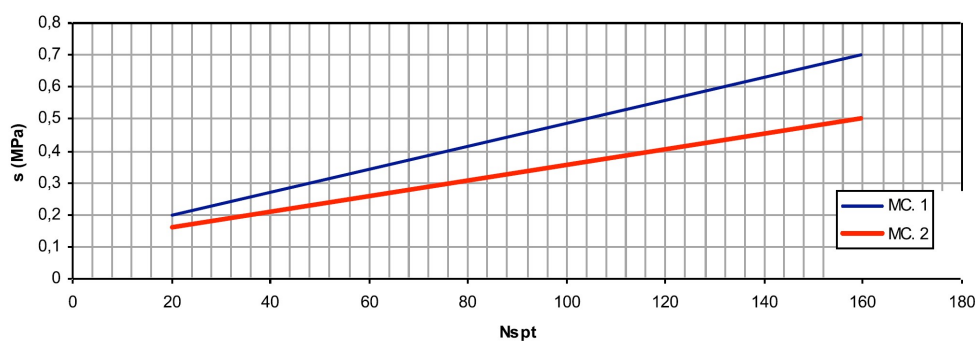


Figura 3. Abaco per la determinazione di s per Gessi, Marne e Marne Calcareae
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z LOTTO 02 CODIFICA D 22 DOCUMENTO CLOC0260001 REV. A FOGLIO 60 di 68

La lunghezza complessiva del micropalo a partire dalla superficie di scavo è pari a **9,00 m**.

Si assume uno spessore medio di rilevato ferroviario pari a 2m. Conseguentemente la lunghezza del micropalo dal piano campagna è pari a 7m.

Ai fini della verifica della portanza si considera una lunghezza utile di 9,00 m, avendo assunto che i primi 2,00 m di terreno dal piano campagna siano caratterizzati da uno scarso stato di addensamento, trascurandone dunque il relativo contributo in termini di portanza verticale.

Si calcola **portanza laterale** del micropalo considerando quindi i valori in tabella:

Argille e limi	2.00	-	-	-	-	-	-	0
Argille e limi	2.50	IGU	1.17	AL 2	36	0.18	0.292	400.68
Argille e limi	0.50	IGU	1.17	AL 2	10	0.08	0.292	36.53
Argille e limi	2.00	IRS	1.70	AL 1	10	0.15	0.425	395.51
Q_L								832.72

A favore di sicurezza viene trascurata la **portanza di base**:

Portanza di base	Q _b = 0%
Q_b	Q _L
Q_b	0.00 kN

Sulla base dei parametri su definiti si procede alla determinazione della capacità portante mediante la formulazione analitica.

Il calcolo della capacità portante permette inoltre di determinare il valore caratteristico della resistenza caratteristica R_k del palo così come definito al par.6.4.3.1.1. delle NTC2008, tale valore è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2008 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ ₃	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ ₄	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Verifica capacità portante verticale

A partire dalle portanze di calcolo definite al § precedente si ottengono le portanze caratteristiche dividendo per i fattori di correzione ξ e quindi le portanze di progetto dividendo per i coefficienti γ_r.

OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO

 COMMESSA
D14Z

 LOTTO
02

 CODIFICA
D 22

 DOCUMENTO
CLOC0260001

 REV.
A

 FOGLIO
61 di 68

Portanze caratteristiche
 $Q_k = \text{Portanze di calcolo} / \xi$
 ξ : fattore di correzione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

 ξ_3 1.7 NTC2018 tab. 6.4.IV

 ξ_4 1.7 NTC2018 tab. 6.4.IV

$Q_{L,k}$	489.83	kN	Portanza laterale
$Q_{b,k}$	0.00	kN	Portanza di base

Portanze di progetto
 $Q_d = Q_k / \gamma_r$

Ap1-Comb2: (A2+M1+R2)

 Ap1-Comb1:
(A1+M1+R1)

SISMA

$\gamma_{r,1}$	1.7 (R2)	1 (R1)	1.35 (R3)	portanza di base
$\gamma_{r,2}$	1.45 (R2)	1 (R1)	1.15 (R3)	portanza laterale compressione
$\gamma_{r,3}$	1.6 (R2)	1 (R1)	1.25 (R3)	portanza laterale trazione

Capacità portante totale

$Q_{d, \text{TRAZIONE}}$	306.15	kN	489.83453	kN	391.868	kN	$Q_d = Q_{L,k} / \gamma_{r,3}$
$Q_{d, \text{COMPRESSIONE}}$	337.82	kN	489.83453	kN	425.943	kN	$Q_d = Q_{L,k} / \gamma_{r,2} + Q_{b,k} / \gamma_{r,1}$

AZIONI DI PROGETTO

 Massima **TRAZIONE**

GEO

STR

SISMA

 $N_T =$ 14.70 kN 19.7 kN 52.1 kN

 Massima **COMPRESSIONE**
 $N_c =$ 154.30 kN 202.6 kN 192.5 kN

VERIFICHE

Azione Progetto <= Capacità

Portante

 $FS = \text{Capacità Portante} / \text{Azione Progetto} \geq 1$

GEO

 $Q_{d, \text{TRAZIONE}} / N_T =$ **20.83** ≥ 1 SI

 $Q_{d, \text{COMPRESSIONE}} / N_c =$ **2.19** ≥ 1 SI

STR

 $Q_{d, \text{TRAZIONE}} / N_T =$ **24.86** ≥ 1 SI

 $Q_{d, \text{COMPRESSIONE}} / N_c =$ **2.42** ≥ 1 SI

SISMICO

 $Q_{d, \text{TRAZIONE}} / N_T =$ **7.52** ≥ 1 SI

 $Q_{d, \text{COMPRESSIONE}} / N_c =$ **2.21** ≥ 1 SI

9.2 Portanza orizzontale

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto ed il carico orizzontale occorrente per generare la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

Sotto uno spostamento orizzontale, l'andamento delle pressioni sul terreno, lungo il palo, derivato teoricamente, è simile a quello riportato in figura 10 per terreni coesivi e incoerenti.

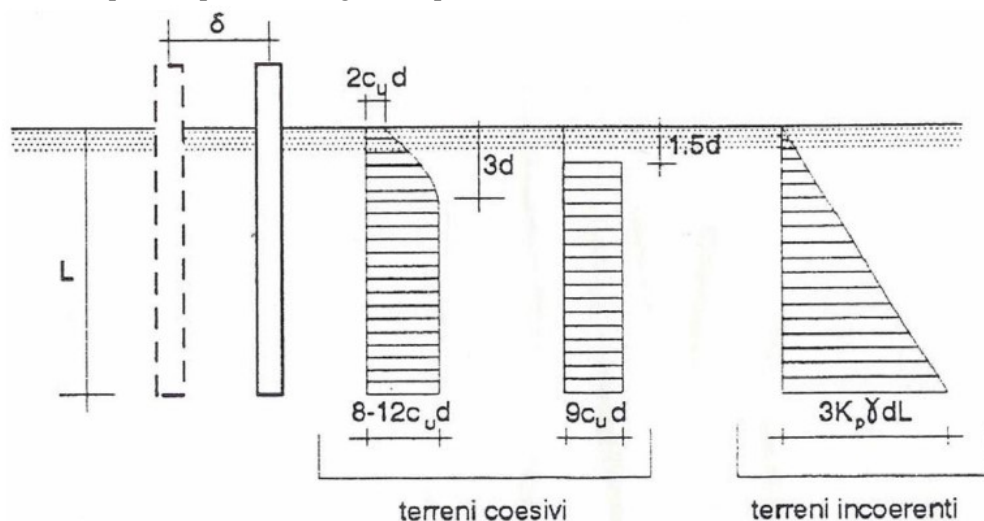


Figura 6: Palo soggetto ad uno spostamento: reazioni del terreno

Il problema è stato affrontato da Broms (1964) facendo le seguenti assunzioni:

nel caso di terreni coesivi, il diagramma è assunto costante con la profondità a partire dalla quota $z = 1.5 d$ (d =diametro reso del palo);

nel caso di terreni incoerenti la resistenza del terreno è variabile linearmente con la profondità z secondo la relazione:

$$p_u(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot z$$

$$k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$$

coefficiente di spinta passiva

$$\gamma$$

peso specifico del terreno

terreno omogeneo e valutazione separata dei casi di rottura: rottura non drenata

(terreno coesivo $c = c_u$ e $\varphi' = 0$) o drenata (terreno incoerente $c = c_u$ e $\varphi' \neq 0$)

la forma della sezione trasversale del palo è ininfluyente e il valore della pressione è determinato solo dalla dimensione $d = D_p$ (diametro reso del palo);

il terreno presenta proprietà costanti con la profondità;

il comportamento all'interfaccia palo/terreno è rigido perfettamente plastico, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane costante all'aumentare dello spostamento

il comportamento flessionale del palo è di tipo rigido perfettamente plastico, ovvero le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili sino a quando il momento M non perviene al valore M_y (di plasticizzazione).

Quando $M = M_y$, si forma nella sezione una cerniera plastica.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z LOTTO 02 CODIFICA D 22 DOCUMENTO CLOC0260001 REV. A FOGLIO 63 di 68

Nel caso del palo vincolato in testa ad una struttura che ne impedisce la rotazione (fondazione), Broms, identifica i meccanismi di rottura come indicati nella figure sottostanti e attraverso la risoluzione delle equazioni di equilibrio, fornisce le seguenti espressioni per il carico limite trasversale:

Terreni coesivi

Palo corto
$$H_1 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right)$$

Palo intermedio
$$H_2 = -9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(2 \left(\frac{L}{d} \right) + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4,5 \right)^{1/2}$$

Palo lungo
$$H_3 = -13,5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \left(182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} \right)^{1/2}$$

Terreni incoerenti

Palo corto
$$H_1 = 1,5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio
$$H_2 = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo
$$H_3 = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left[\left(3,676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2 \right]^{1/3}$$

Il carico limite trasversale (orizzontale) risulta: $H_{\lim} = \min\{H_1, H_2, H_3\}$

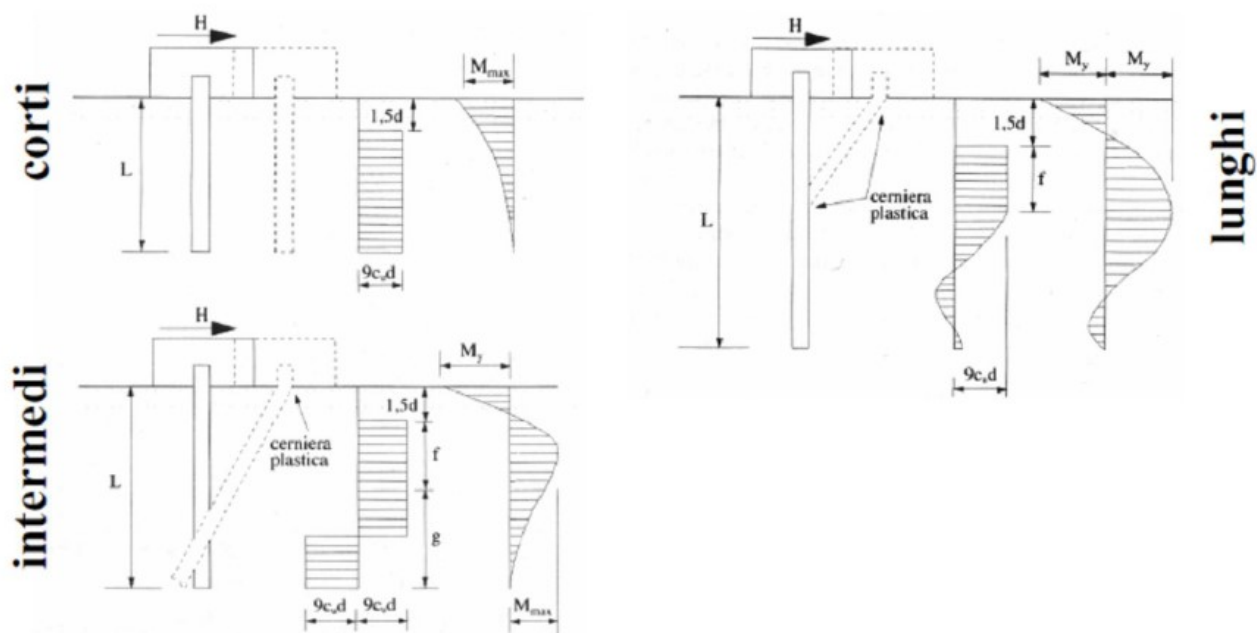


Figura 7: Carico limite trasversale: terreni coesivi

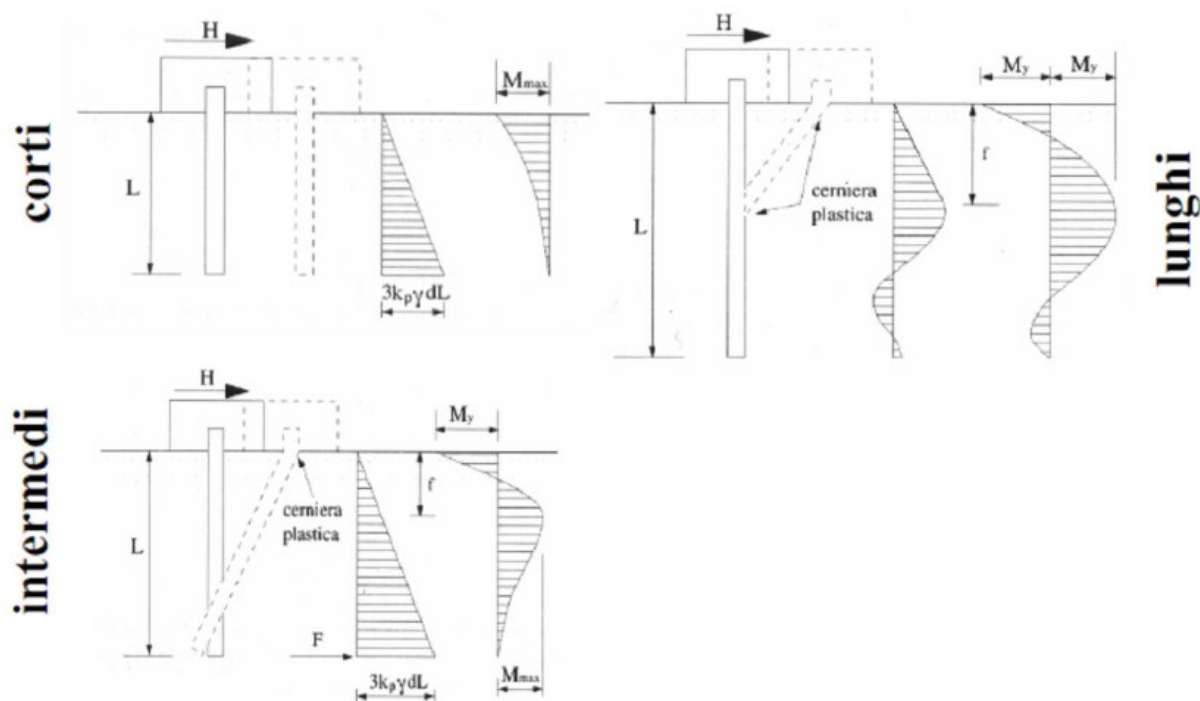



Figura 8: Carico limite trasversale: terreni incoerenti

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z LOTTO 02 CODIFICA D 22 DOCUMENTO CLOC0260001 REV. A FOGLIO 65 di 68

Verifica alla portanza trasversale

Combinazioni GEO:

Taglio 1: 0.6 kN
 Taglio 2: 5.9 kN

Combinazioni STR:

Taglio 1: 0.6 kN
 Taglio 2: 6.8 kN

Combinazioni sismiche:

Taglio 1: 9.3 kN
 Taglio 2: 29.9 kN

Si esegue la verifica considerando lo strato di terreno in corrispondenza della testa del micropalo.

TERRENI COESIVI - ROTTURE NON DRENATE - PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA

Caratteristiche terreno

A1-M1

c_u 76 kPa
 γ_{cu} 1 M1
 c_u/γ_{cu} 76 kPa

L_{palo} 7 m Lunghezza del micropalo
 d_{palo} 0.25 m Diametro del micropalo

Tubo in acciaio

ϕ 168.3 mm Diametro tubo
 s 8 mm Spessore tubo
 f_{yk} 355.0 MPa Tensione di snervamento caratteristica
 f_{yd} 338.1 MPa Tensione di snervamento di progetto
 M_y 69.56 kNm Momento di plasticizzazione del palo

CALCOLO PORTANZA ORIZZONTALE

Portanze caratteristiche

Q_k = Portanze di calcolo / ξ

ξ : fattore di correzione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

ξ 1.7 NTC2018 tab. 6.4.IV

Portanze di progetto

OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO

 COMMESSA
D14Z

 LOTTO
02

 CODIFICA
D 22

 DOCUMENTO
CLOC0260001

 REV.
A

 FOGLIO
66 di 68

$$H_d = H_k / \gamma_T$$

per azioni statiche

 γ_T 1.6 (R2)

 Approccio 1 - Comb 2:
(A2+M1+**R2**)

 γ_T 1 (R1)

 Approccio 1 - Comb 1:
(A2+M1+**R1**)

per azioni sismiche

 γ_T 1.3 (R3)

	Portanza di calcolo H [kN]	Portanza caratteristica H _k [kN]	Portanza di progetto Az. Statiche Comb2 H _d [kN]	Portanza di progetto Az. Statiche Comb1 H _d [kN]	Portanza di progetto Az. Sismiche H _d [kN]
Palo corto	1132.88	666.40	416.50	666.40	512.6
Palo intermedio	576.34	339.02	211.89	339.02	260.8
Palo lungo	163.23	96.02	60.01	96.02	73.9
		H _{d,min} =	60.01	96.02	73.86
		H _{d,min} =	60.01	96.02	73.86


Verifiche

Azione Progetto <= Capacità

Portante

FS = Capacità Portante / Azione Progetto >= 1

	V [kN]	FS		
Statico C2	5.93	10.12	>= 1	SI
Statico C1	6.83	14.07	>= 1	SI
Sismico	31.31	2.36	>= 1	SI

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z LOTTO 02 CODIFICA D 22 DOCUMENTO CLOC0260001 REV. A FOGLIO 67 di 68

9.3 Verifiche strutturali

Sono state considerate e seguenti condizioni di verifica:

Massima compressione SLU

Massima trazione SLU

Massima compressione SISMA

Massima trazione SISMA

Massimo taglio V1 SISMA

Massimo taglio V2 SISMA

Tubo in acciaio

ϕ	168.3 mm	Diametro tubo
s	8 mm	Spessore tubo
A_s	4027 mm ²	Area
J_s	12966135 mm ⁴	Momento di inerzia
W_s	154084 mm ³	Momento statico
$A_{s,t}$	1913 mm ²	Area di taglio
f_{yk}	355.0 MPa	Tensione di snervamento caratteristica
f_{yd}	338.1 MPa	Tensione di snervamento di progetto
E_s	210000 MPa	Modulo elastico acciaio

Calcestruzzo

D	250 mm
J_c	191650391 mm ⁴
R_{ck}	25 MPa
E_c	30200 MPa

k_h 0.010 N/mm³

L_0 1744.5 mm

$$L_0 = (4E_p J_p / K_h D)^{0.25}$$

Azioni di progetto - Verifiche

	N_p [KN]	V_p [KN]	$M_p = V_p \times L_0 / 2$ [kNm]	$\sigma = N/A + M/W$ [Mpa]	$\tau = V/A_t$ [Mpa]	σ_{id} [Mpa]	f_{yd} [Mpa]	
Np+	202.60	6.83	8.7	106.7	3.6	106.9	< 338.1	VERIFICATO
Np-	-19.70	6.83	8.7	61.3	3.6	61.6	< 338.1	VERIFICATO
Np+	192.50	24.61	31.3	251.0	12.9	251.9	< 338.1	VERIFICATO
Np-	-52.10	24.61	31.3	216.1	12.9	217.2	< 338.1	VERIFICATO
Vp	238.00	31.31	39.8	317.6	16.4	318.9	< 338.1	VERIFICATO
Vp	-131.20	31.31	39.8	291.1	16.4	292.5	< 338.1	VERIFICATO

Nella colonna del momento, oltre al momento di incastro perfetto, è stato considerato anche il momento di trasporto dovuto al taglio, da mezzeria fondazione a testa pali ($M = V_p \times H_{fond}/2$).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO RISANAMENTO ACUSTICO COMUNE DI CASCINA CODICI INTERVENTO 050008015 - 050008016 - 050008024 - 050008031					
OPERA DI SCAVALCO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA D14Z	LOTTO 02	CODIFICA D 22	DOCUMENTO CLOC0260001	REV. A	FOGLIO 68 di 68

10. CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo associata al confronto con verifiche di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14.01.2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dalla presente relazione.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei micropali:

D = 25cm	diametro micropali
$L = (7.0 + 2.0) = 9.0$ m	lunghezza micropali (incluso il tratto nel rilevato)
tubolare 168.3 x 8 mm	armatura micropalo
S355	Classe di resistenza acciaio tubo armatura