

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01  
LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA  
Lotto Funzionale Brescia-Verona1  
PROGETTO DEFINITIVO**

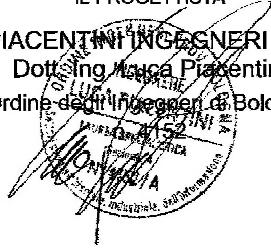
**OPERE DI ATTRAVERSAMENTO STRADALE**

**CAVALCAFERROVIA VIA CAVOUR 229-A4  
km 100+186,81**

**RELAZIONE DI CALCOLO  
SOTTOSTRUTTURE**

IL PROGETTISTA

**PIACENTINI INGEGNERI s.r.l.**  
Dott. Ing. Marco Piacentini  
Ordine degli Ingegneri di Bologna



IL PROGETTISTA INTEGRATORE

**saipem spa**

Tommaso Taranta  
Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo  
degli Ingegneri della Provincia di Milano  
al n. A23408 - Sez. A Settori:  
a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informazione  
Tel. 02.52020357 - Fax 02.52020309  
C.F. e P.IVA 00825790157



ALTA SORVEGLIANZA



Verificato	Data	Approvato	Data

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

I N 0 5    0 0    D    E 2    C L    I V 1 7 0 X    0 0 1    0

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR									Autorizzato/Data
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Consorzio <b>Cepav due</b> Project Director (Ing. F. Lombard) Data: _____
0	31.03.14	Emissione per CdS	PIACENTINI	31.03.14	SAIPEM	31.03.14	LAZZARI	31.03.14	

SAIPEM S.p.a. COMM. 032121

Data: 31.03.14

Doc. N.: 30463\_06.doc



Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E RIFERIMENTI.....</b>	<b>9</b>
2.1	<i>Opere in c.a. E strutture metalliche.....</i>	<i>9</i>
2.2	<i>Ponti stradali.....</i>	<i>11</i>
2.3	<i>Geotecnica, fondazioni e geologia .....</i>	<i>11</i>
2.4	<i>Principali istruzioni C.N.R.....</i>	<i>11</i>
2.5	<i>Ulteriori prescrizioni e specifiche tecniche di RFI e ITALFERR.....</i>	<i>12</i>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>13</b>
3.1	<i>Calcestruzzo.....</i>	<i>13</i>
3.2	<i>Acciaio per c.c.a.....</i>	<i>15</i>
<b>4</b>	<b>ELABORATI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>16</b>
<b>5</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO .....</b>	<b>17</b>
5.1	<i>Schema di calcolo.....</i>	<i>17</i>
5.2	<i>Definizione dell'azione sismica.....</i>	<i>18</i>
5.2.1	<i>Sisma orizzontale .....</i>	<i>18</i>
5.2.2	<i>Sisma verticale .....</i>	<i>18</i>
5.3	<i>Combinazioni di carico .....</i>	<i>19</i>
5.3.1	<i>Stati limite di esercizio .....</i>	<i>19</i>
5.3.2	<i>Stati limite di esercizio: fessurazione.....</i>	<i>20</i>
5.3.3	<i>Stato limite ultimo .....</i>	<i>20</i>
5.3.4	<i>Stato limite ultimo in condizione sismica .....</i>	<i>22</i>
5.4	<i>Sistema di vincolamento.....</i>	<i>23</i>
5.5	<i>Verifiche degli elementi strutturali.....</i>	<i>24</i>
5.6	<i>Progettazione delle strutture di fondazione.....</i>	<i>25</i>
<b>6</b>	<b>PILE.....</b>	<b>27</b>
6.1	<i>Pila 2.....</i>	<i>27</i>
6.1.1	<i>Dati generali dell'impalcato.....</i>	<i>27</i>
6.1.2	<i>Azioni trasmesse dall'impalcato .....</i>	<i>28</i>
6.1.3	<i>Dati generali della pila .....</i>	<i>31</i>



6.1.4	Azioni trasmesse dalla pila.....	32
6.1.5	Carichi elementari a base fusto .....	34
6.1.6	Carichi elementari in testa palificata .....	35
6.1.7	Palificata di fondazione .....	35
6.1.8	Sollecitazioni sulla palificata di fondazione.....	36
6.1.9	Sollecitazioni sugli elementi strutturali.....	37
<b>6.2</b>	<b><i>Pila 3</i></b> .....	<b>38</b>
6.2.1	Dati generali dell'impalcato.....	38
6.2.2	Azioni trasmesse dall'impalcato .....	39
6.2.3	Dati generali della pila .....	42
6.2.4	Azioni trasmesse dalla pila.....	43
6.2.5	Carichi elementari a base fusto .....	45
6.2.6	Carichi elementari in testa palificata.....	45
6.2.7	Palificata di fondazione .....	46
6.2.8	Sollecitazioni sulla palificata di fondazione.....	47
6.2.9	Sollecitazioni sugli elementi strutturali.....	49
<b>7</b>	<b>SPALLE</b> .....	<b>50</b>
<b>8</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE</b> .....	<b>51</b>
<b>8.1</b>	<b><i>Verifiche fusto pila</i></b> .....	<b>51</b>
8.1.1	Caratteristiche della sezione.....	51
8.1.2	Verifiche a pressoflessione.....	52
8.1.3.1	Pila 2.....	53
8.1.3.2	Pila 3.....	56
8.1.4	Verifiche a taglio .....	60
8.1.4.1	Verifica a taglio in direzione longitudinale.....	60
8.1.4.2	Verifica a taglio in direzione trasversale.....	62
<b>8.2</b>	<b><i>Verifiche strutturali pali di fondazione</i></b> .....	<b>66</b>
8.2.1	Calcolo delle sollecitazioni sul palo.....	67
8.2.2	Verifiche a pressoflessione SLU e SLE .....	70
8.2.3	Verifica agli stati limite ultimi di taglio.....	72
<b>8.3</b>	<b><i>Verifiche plinti di fondazione pile</i></b> .....	<b>74</b>

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 30463\_06

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
DE2CLIV170X-001

Rev.  
0

Foglio  
4 di 86

8.3.1	Plinto di fondazione pila .....	74
8.3.1.1	Verifica a pressoflessione SLU e SLE .....	77
8.3.1.2	Verifica a Taglio.....	83
<b>8.4</b>	<b>Verifiche geotecniche pali di fondazione .....</b>	<b>84</b>
8.4.1	Premessa.....	84
8.4.2	Verifica di capacità portante verticale.....	85



## 1 PREMESSA

La presente relazione riguarda i calcoli di verifica delle pile e delle spalle del cavalcaferrovia denominato “Cavalcavia Via Cavour 229 A4 – IV17” che sovrappassa la futura linea AV/AC Milano-Verona in prossimità della progressiva 100+186,81.

L’andamento planimetrico dell’opera e’ in rettilineo.

La viabilità in progetto al di sopra del cavalcavia è una strada di tipo F2.

La sezione trasversale dell’opera è costituita da una sede carrabile di 8.50m, e da due cordoli esterni larghezza complessiva pari a 1.85m che ospitano un marciapiede.

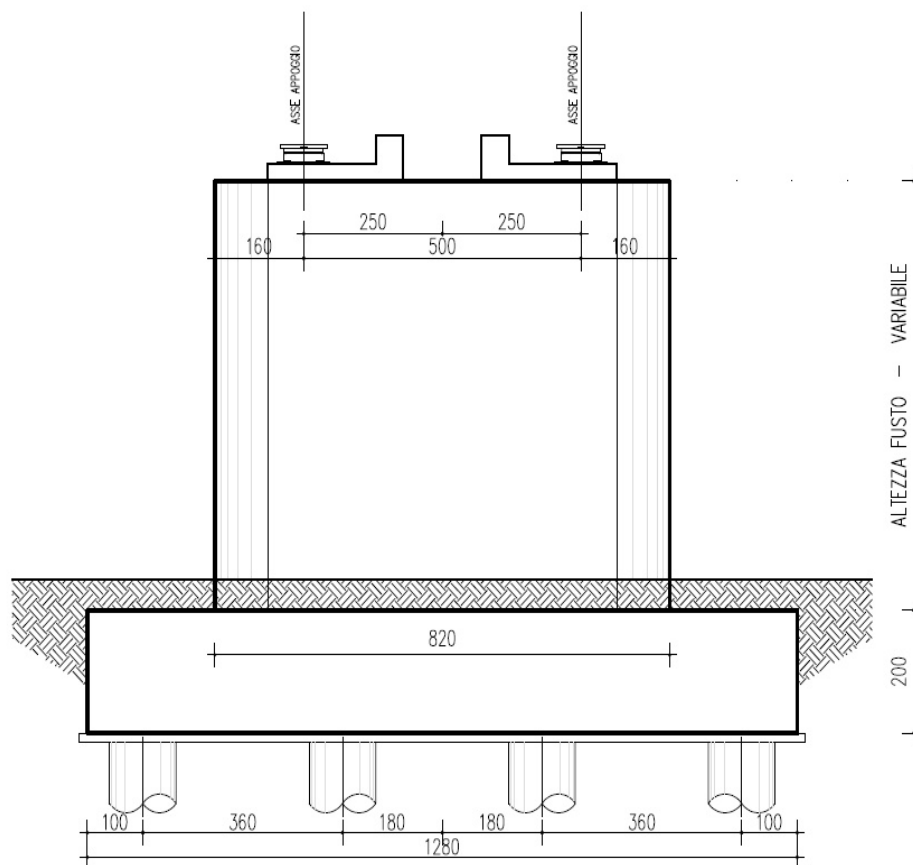
Il Cavalcaferrovia, di lunghezza complessiva 205.00m, è costituito da 5 campate con luci variabili da 35.00m a 55.00m.

L’impalcato è della tipologia mista “acciaio-calcestruzzo” costituito da 2 travi a “doppio T” in acciaio, di altezza variabile e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera, di spessore medio pari a 0.30m. Le due travi sono collegate in campata e su pile e spalle da diaframmi a parete piena posti ad interasse di 5.00m.

Il sistema di vincolamento è costituito da dispositivi di appoggio a calotta sferica.

Le spalle dell’opera sono in conglomerato cementizio armato, e presentano una platea con fondazione su pali di grande diametro ( $\Phi 1200$ ), in numero di 12 per la spalla A e 8 per la spalla B.

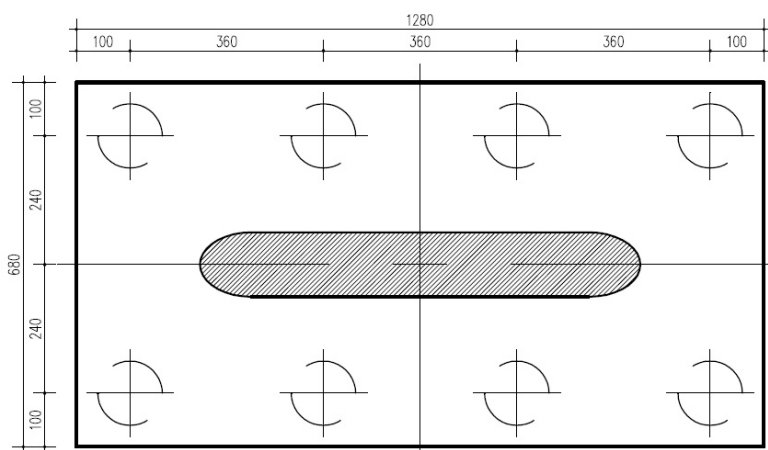
Le pile sono a setto continuo in c.a, di spessore 1.20m e larghezza 8.20m e orientate perpendicolarmente al tracciato stradale. Le dimensioni in altezza sono determinate dall’andamento altimetrico del tracciato stradale e dallo spessore dell’impalcato.



**Figura 1-vista frontale pila**

Si prevede di realizzare le fondazioni delle pile su pali trivellati in conglomerato cementizio armato di diametro 1200mm.

Di seguito si riportano gli schemi delle diverse tipologie di plinti presenti lungo lo sviluppo del cavalcaferrovia.



**Figura 2-pianta plinto**

Nella tabella seguente si riporta il riepilogo delle caratteristiche geometriche delle pile e del cavalcaferrovia, significative per il dimensionamento delle pile. Le grandezze sono espresse in metri.

	L campata	L afferenza	H fusto	Tipo di fondazione
<b>SpA</b>	35.00	11.00	-	12 pali 1200
<b>P1</b>	55.00	52.00	6.00	8 pali 1200
<b>P2</b>	35.00	47.00	8.40	8 pali 1200
<b>P3</b>	45.00	37.00	10.00	8 pali 1200
<b>campata AV/AC</b>	35.00	47.00	9.00	8 pali 1200
<b>P4</b>	35.00	47.00	9.00	8 pali 1200
<b>SpB</b>	35.00	13.00	-	8 pali 1200

Le analisi sono state effettuate con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, come da Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 pubblicata sulla gazzetta ufficiale l'8 maggio 2003.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 30463\_06

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
DE2CLIV170X-001

Rev.  
0

Foglio  
8 di 86

Nel seguito si procede al calcolo dello stato di sollecitazione nelle pile, nelle spalle e nelle palificate di fondazione. Le sollecitazioni in condizione sismica sono calcolate attraverso una analisi statica equivalente, secondo quanto prescritto nel D.M. 16 Gennaio 1996.

Nel seguito si procede al calcolo dello stato di sollecitazione dei fusti, dei plinti e dei pali di fondazione per le condizioni d'esercizio e sismiche e si eseguono le relative verifiche strutturali e geotecniche.





## 2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle seguenti norme.

### 2.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

**Circ. Min. LL. PP. del 14 Febbraio 1974, n. 11951** - Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086;

**Circ. Min. LL. PP. del 23 ottobre 1979 n. 19581 - L. 5 novembre 1981, n. 1086** – Collaudo statico;

**D. M. Min. LL. PP. del 14 febbraio 1992** - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;

**Circ. Min.LL.PP. n°37406 AA.GG./STC del 24 giugno 1993** - Istruzioni per l'applicazione delle " Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 14 febbraio 1992.

**D. M. Min. LL. PP. del 09 gennaio 1996** - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato e precompresso e per le strutture metalliche;

**Circolare Min. LL. PP. n. 252 AA.GG./S.T.C. del 15 ottobre 1996** - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D. M. 9 gennaio 1996;

**D. M. Min. LL. PP. del 16 gennaio 1996** - Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;

**Circolare Min. LL.PP. n. 156 AA.GG./STC. del 4 luglio 1996** - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996;



**Legge n. 64 del 2 febbraio 1974** - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

**D. M. Min. LL. PP. del 16 gennaio 1996** - Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica;

**Circolare dei LL.PP. n. 65/AA.GG. del 10 aprile 1997** - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D. M. del 16.01.1996;

**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri -Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003** - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;

**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri - Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003** - Modifiche ed integrazioni all' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri - Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003- recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";

**Decreto 21 ottobre 2003** - Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4 dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri -Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 - recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";

**Nota esplicativa Dip. Protezione Civile Uff. SSN 4 giugno 2003** - Nota esplicativa all' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri -Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 -recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";

**UNI EN 197-1 giugno 2001** – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni

**UNI EN 11104 marzo 2004** – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1

**UNI EN 206-1 ottobre 2006** – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”

**Linee guida sul calcestruzzo strutturale** - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale



## 2.2 *PONTI STRADALI*

**D. M. Min. LL. PP. del 4 maggio 1990** - Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali;

**Circolare Min. LL. PP. n. 34233 del 25 febbraio 1991** - Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali;

## 2.3 *GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA*

**D.M. Min. LL.PP. del 11 marzo 1988** - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

**Circolare Ministero LL.PP. n. 30483 del 24 settembre 1988** - Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione, di cui al decreto ministeriale 11 marzo 1988;

**Circ. M. LL.PP. 9 gennaio 1996, n. 218/24/3** - D.M. 11 marzo 1988 - Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica;

## 2.4 *PRINCIPALI ISTRUZIONI C.N.R.*

**CNR UNI 10016** - Costruzioni in acciaio - travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;

**CNR 196/2000** - Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni;

**CNR 10012/85** - Istruzioni per la valutazione delle Azioni sulle costruzioni;

**CNR 10018/87** - Apparecchi d'appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l'impiego;

**CNR 10030/87** - Anime irrigidite di travi a parete piena;



**CNR 10024/86** - Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo;

**CNR 10011/86** - Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;

## **2.5 ULTERIORI PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE DI RFI E ITALFERR**

**Direttiva 96/48/CE del 23 luglio 1996** - Specifiche Tecniche di interoperabilità del sottosistema manutenzione del sistema ferroviario transeuropea ad alta velocità di cui all'art. 6, paragrafo 1;

**Istruzione I/SC/PS-OM/2298 del 13 gennaio 1997** - Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo;

**RFI DINIC MA PO 00 001 - RFI - Rete Ferroviaria Italiana** - Manuale di Progettazione Ponti;

**Istruzione n.° 44a F.S.**- Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrastanti la sede ferroviaria;

**Istruzione n.° 44b F.S.** - Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica (ed. 14.04.98);

**Istruzione n.° 44e F.S.** - Istruzioni tecniche per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari;

**Istruzione n.° 44f F.S.** - Verifiche a fatica dei ponti ferroviari metallici;

**Istruzione n.° 44s F.S.** - Specifica tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate a ponti ferroviari;

**IL.V.1 CM S.LC 1978 e modificazioni** - Capitolato Tecnico per le forniture dei prodotti di acciaio laminati a caldo, profilati unificati od in profilati F.S.;



### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

#### 3.1 CALCESTRUZZO

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari ad 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

In accordo con le specifiche dei materiali da utilizzarsi per l'opera in oggetto contenute nel doc. IN0500DE2QXIV0000001 "Prescrizioni materiali e note generali", si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copri ferri minimi.

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) <sub>min</sub> ](2)	Classe di resistenza adottata [C(fck/Rck) <sub>min</sub> ]	Copriferro minimo	Copriferro nominale	Copriferro adottato
				<b>c<sub>min,dur</sub> (da EC2)</b>	<b>c<sub>nom</sub> = c<sub>min</sub>+5 (mm)</b>	<b>(mm)</b>
Magrone di riempimento o livellamento	X0	C12/15	C12/15	-	-	-
Pali di fondazione gettati in opera	XC2	C25/30	C25/30	25	30	60 (1)
Fondazione spalle	XC2	C25/30	C28/35	25	30	40
Elevazione spalle	XC4	C32/40	C32/40	30	35	40
	XF1			-	-	
Fondazione pile	XC2	C25/30	C28/35	25	30	45
Elevazione pile	XC4	C32/40	C32/40	30	35	45
	XF1			-	-	
Baggioli e ritegni su spalle e pile	XC4	C32/40	C35/45	30	35	45
	-			-	-	
	-			-	-	
Soletta impalcato	XC4	C32/40	C35/45	25	30	35
Lastre tralicciate	XF3	C28/35	C35/45	-	-	30
Cordoli laterali soletta impalcato	XC4	C35/45	C35/45	25	30	45
	XD3			40	45	
	XF4			-	-	

(1) In accordo a quanto previsto al punto 7.7 della norma UNI EN 1536:2010

(2) In accordo a quanto previsto prospetto 4 della norma UNI 11104:2004

**Tabella 3.1 – Classi di cls e copri ferri minimi**

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 30463\_06

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
DE2CLIV170X-001Rev.  
0Foglio  
15 di 86

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30	C28/35	C32/40	C35/45
resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	25,00	28,00	32,00	35,00
resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	14,17	15,87	18,13	19,83
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	N/mm <sup>2</sup>	1,80	1,94	2,12	2,25
tensione di aderenza cls-armatura	$f_{bd}$	N/mm <sup>2</sup>	2,70	2,90	3,18	3,37
tensione massima di compressione (comb. rara)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	15,00	16,80	19,20	21,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	11,25	12,60	14,40	15,75
modulo elastico medio istantaneo	$E_m$	N/mm <sup>2</sup>	31476	32308	33346	34077

**Tabella 3.2 - grandezze meccaniche relative al cls**

### 3.2 ACCIAIO PER C.C.A.

In accordo con le specifiche dei materiali da utilizzarsi per l'opera in oggetto contenute nel doc. IN0500DE2QXIV0000001 "Prescrizioni materiali e note generali", si utilizzano per le armature degli elementi in c.a.:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	= 450N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale per verifiche sezionali	$\gamma_M$	= 1.15
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M$	= 391N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite in esercizio	$\sigma_S = 0.80 * f_{yk}$	= 360N/mm <sup>2</sup>



## 4 ELABORATI DI RIFERIMENTO

PLANIMETRIA LINEA A.C. DAL KM 100+224.970 AL KM 101+024.970

PROFILO LONGITUDINALE LINEA A.C. DAL KM 101+200.000 AL KM 101+100.000

RELAZIONE GEOTECNICA

TIPOLOGICO SOLETTA IMPALCATI STRUTTURA MISTA - CATEGORIA F2 - LASTRE TRALICCIATE

TIPOLOGICO CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - CATEGORIA F2 - CONTROVENTI SUPERIORI E RITEGNI SISMICI

CVF STRADE CAT F2 : CARPENTERIA IMPALCATO

TIPOLOGICO CVF SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE TAV 1/2

TIPOLOGICO CVF SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE TAV 2/2

SEZIONI TIPO IN RILEVATO STRADA CATEGORIA F2

CVF SEZIONI TIPO OPERE D'ARTE STRADA CAT F2

CVF PRESCRIZIONI MATERIALI E NOTE GENERALI

CVF STRADE CATEGORIA C2-F2 : CARPENTERIA PILE CON PLINTO AD 8 PALI

CVF STRADE CATEGORIA C2-F2 : CARPENTERIA PILE CON PLINTO A 6 PALI

CVF STRADE CATEGORIA F2 : CARPENTERIA SPALLE CON PLINTO AD 8 PALI

CVF STRADE CATEGORIA F2 : CARPENTERIA SPALLE CON PLINTO A 12 PALI

CVF VIA CAVOUR - CAVALCAVIA 229 A4 - PR. DI CARATT. STRAT.

IN0500DE2P7IF0002092

IN0500DE2F7IF0001081

IN0500DE2RBIV170X001

IN0500DE2BZIV0008003

IN0500DE2BZIV0007016

IN0500DE2BBIV0005019

IN0500DE2PZIV0003001

IN0500DE2PZIV0003002

IN0500DE2WBIR0004007

IN0500DE2WBIV0004007

IN0500DE2QXIV0000001

IN0500DE2BXIV0007004

IN0500DE2BXIV0005001

IN0500DE2BXIV0004002

IN0500DE2BXIV0004003

IN0500DE2F6IV170X001

### CAVALCAFERROVIA VIA CAVOUR - CAVALCAVIA 229 A4 IV17

PLANIMETRIA STATO DI FATTO E DI PROGETTO

PLANIMETRIA FASI COSTRUTTIVE

CARPENTERIA PILE

SPALLA A. CARPENTERIA

APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME - TAVOLA 1/4

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME - TAVOLA 2/4

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME - TAVOLA 3/4

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME - TAVOLA 4/4

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - TRAVERSI - TAVOLA 1/2

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - TRAVERSI - TAVOLA 2/2

PROFILI LONGITUDINALI

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI (TAV. 1/8)

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI (TAV. 2/8)

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI (TAV. 3/8)

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI (TAV. 4/8)

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI (TAV. 5/8)

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI (TAV. 6/8)

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI (TAV. 7/8)

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI (TAV. 8/8)

ROTATORIA. SEZIONI TRASVERSALI (TAV. 1/3)

ROTATORIA. SEZIONI TRASVERSALI (TAV. 2/3)

ROTATORIA. SEZIONI TRASVERSALI (TAV. 3/3)

DIAGRAMMA DI VISUALE LIBERA E VELOCITA

RELAZIONE TECNICA GENERALE

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

RELAZIONE DI CALCOLO APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE

PIANTA FONDAZIONI ED IMPALCATO

SEZIONE LONGITUDINALE E PROSPETTO

SPALLA B. CARPENTERIA

IN0500DE2P7IV1700001

IN0500DE2P6IV1700001

IN0500DE2BBIV1705002

IN0500DE2BBIV1704001

IN0500DE2AXIV1707001

IN0500DE2CLIV1707002

IN0500DE2BAIV1707001

IN0500DE2BAIV1707002

IN0500DE2BAIV1707003

IN0500DE2BAIV1707004

IN0500DE2BZIV1707001

IN0500DE2BZIV1707002

IN0500DE2F7IR1700001

IN0500DE2W9IR1700001

IN0500DE2W9IR1700003

IN0500DE2W9IR1700004

IN0500DE2W9IR1700005

IN0500DE2W9IR1700006

IN0500DE2W9IR1700007

IN0500DE2W9IR1700008

IN0500DE2W9IR1700009

IN0500DE2W9IR1700010

IN0500DE2W9IR1700011

IN0500DE2W9IR1700012

IN0500DE2DXIR1700001

IN0500DE2ROIR1700001

IN0500DE2CLIV170X001

IN0500DE2CLIV170X003

IN0500DE2P9IV1703001

IN0500DE2Z9IV1700001

IN0500DE2BBIV1704002





## 5 CRITERI DI CALCOLO

### 5.1 SCHEMA DI CALCOLO

L'analisi viene effettuata separatamente per le spalle e per la pile.

I carichi permanenti sono uniformemente distribuiti su tutto l'impalcato.

Per essi, con riferimento allo schema di trave continua, vengono definite le lunghezze di carico di pertinenza (denominate "lunghezza di afferenza") dei singoli elementi di sostegno (pile e spalle).

Tali lunghezze sono state determinate applicando un carico distribuito unitario su un modello monofilare agli elementi finiti costituito da elementi beam, che schematizza una singola trave longitudinale metallica con annessa la porzione di soletta collaborante. Risolto lo schema, le singole reazioni rappresentano le lunghezze di pertinenza cercate.

Poichè l'opera presenta una sezione trasversale uniforme lungo tutto il suo sviluppo longitudinale, il calcolo delle pile verrà eseguito per alcune pile di calcolo, scelte in base alla lunghezza di afferenza, all'altezza del fusto e al tipo di urto (veicolo stradale o convoglio ferroviario) eventualmente applicato in corrispondenza del fusto. Il calcolo verrà esteso, cautelativamente, alle altre pile dell'opera secondo lo schema riportato di seguito.

	L campata	L afferenza	H fusto	Pila di calcolo
SpA	35.00	11.00	-	SpA
P1	55.00	52.00	6.00	P2
P2	35.00	47.00	8.40	P2
P3	45.00	37.00	10.00	P3
campata AV/AC	45.00	47.00	9.00	P3
P4	35.00	47.00	9.00	P3
SpB		13.00	-	SpB



## 5.2 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Il sito risulta in zona sismica di IV categoria ( $S=6$ ).

In ottemperanza al D.M. del 16.01.1996, le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali e verticali verranno valutate mediante un'analisi statica equivalente. Si assume che il moto del terreno possa avvenire non contemporaneamente in due direzioni orizzontali ortogonali prefissate. Nello specifico si considereranno:

- sisma orizzontale, in direzione dell'asse impalcato e nella direzione ad esso ortogonale, non contemporaneamente;
- sisma verticale.

### 5.2.1 Sisma orizzontale

L'analisi statica degli effetti sismici orizzontali viene eseguita applicando un sistema di forze parallele alle direzioni ipotizzate la cui risultante viene valutata con l'espressione:

$$F = C R \varepsilon \beta I W$$

In cui:

$C = (S-2)/100 = 0.04$  coefficiente di intensità sismica

$R(T)$  coefficiente di risposta espresso in funzione del periodo  $T$

Per  $T_0 > 0.8 \text{sec}$   $R = 0.862 / (T_0)^{2/3}$

Per  $T_0 < 0.8 \text{sec}$   $R = 1$

Se il periodo  $T_0$  non viene determinato, si assumerà  $R = 1,0$ .

$\varepsilon = 1$  coefficiente di fondazione

$\beta = 1.2$  coefficiente di struttura (per apparecchi di appoggio e ritegni 2.5)

$I = 1.2$  coefficiente di protezione sismica

$W$  peso complessivo delle masse

### 5.2.2 Sisma verticale

L'analisi statica degli effetti sismici verticali viene eseguita applicando un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti, la cui risultante viene valutata con l'espressione:



$$F_v = m C R \varepsilon I W$$

In cui:

$$m = \pm 2$$

coefficiente di partecipazione

$$C = (S-2)/100 = 0.04$$

coefficiente di intensità sismica

R (T)

coefficiente di risposta espresso in funzione del periodo T

$$\text{Per } T_0 > 0.8 \text{sec}$$

$$R = 0.862 / (T_0)^{2/3}$$

$$\text{Per } T_0 < 0.8 \text{sec}$$

$$R = 1$$

Se il periodo  $T_0$  non viene determinato, si assumerà  $R = 1,0$ .

$$\varepsilon = 1$$

coefficiente di fondazione

$$I = 1.2$$

coefficiente di protezione sismica

W

peso complessivo delle masse

Tale insieme di forze deve considerarsi diretto sia verso l'alto sia verso il basso, mediante due distinte combinazioni di carichi.

### 5.3 COMBINAZIONI DI CARICO

In ottemperanza al D.M. del 16.01.1996, le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite.

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo in base a quanto prescritto nel *D.M. 04/05/1990 "Norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali."*

Di seguito si riporta la definizione delle combinazioni utilizzate nei vari calcoli di verifica.

#### 5.3.1 Stati limite di esercizio

$$AI = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_5 + q_7$$

$$AII = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_1 + q_2 + 0.4 \cdot q_5 + q_7 + q_8$$

$$AIII = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_1 + q_2 + q_3 + 0.2 \cdot q_5 + q_7 + q_8$$

$$AIV = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_1 + q_2 + q_4 + 0.2 \cdot q_5 + q_7 + q_8$$



Le pile delle campate di scavalco della linea AV/AC, secondo quanto stabilito dall'istruzione 44a, dovranno essere progettata in modo da resistere all'azione delle seguenti forze statiche non dovranno essere considerate agenti simultaneamente:

-2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

-750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Di conseguenza le suddette combinazioni di carico verranno distinte in due gruppi, associati rispettivamente all'urto in direzione longitudinale e a quello in direzione trasversale, ovvero:

$$AI = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_5 + q_7$$

$$AII-L = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_1 + q_2 + 0.4 \cdot q_5 + q_7 + q_{8L}$$

$$AIII-L = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_1 + q_2 + q_3 + 0.2 \cdot q_5 + q_7 + q_{8L}$$

$$AIV-L = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_1 + q_2 + q_4 + 0.2 \cdot q_5 + q_7 + q_{8L}$$

$$AII-T = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_1 + q_2 + 0.4 \cdot q_5 + q_7 + q_{8T}$$

$$AIII-T = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_1 + q_2 + q_3 + 0.2 \cdot q_5 + q_7 + q_{8T}$$

$$AIV-T = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_1 + q_2 + q_4 + 0.2 \cdot q_5 + q_7 + q_{8T}$$

### 5.3.2 Stati limite di esercizio: fessurazione

$$FI = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + 0.4 \cdot q_5$$

$$FII = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \psi_1 \cdot q_1 + \psi_1 \cdot q_2$$

$$FIII = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \psi_2 \cdot q_1 + \psi_2 \cdot q_2$$

con i coefficienti che assumono i seguenti valori:

$$\psi_1 = 0.67$$

$$\psi_2 = 0.45$$

### 5.3.3 Stato limite ultimo

$$UIa = 1.5 \cdot g + 1.2 \cdot \varepsilon_1 + 1.2 \cdot \varepsilon_2 + 1.2 \cdot \varepsilon_3 + 1.5 \cdot q_5 + 1.5 \cdot q_7$$



$$UIb = 1.0 * g + 0.85 * \epsilon_1 + 1.5 * q_5 + 1.5 * q_7$$

$$UIIa = 1.5 * g + 1.2 * \epsilon_1 + 1.2 * \epsilon_2 + 1.2 * \epsilon_3 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 0.9 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_8$$

$$UIIb = 1.0 * g + 0.85 * \epsilon_1 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 0.9 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_8$$

$$UIIIa = 1.5 * g + 1.2 * \epsilon_1 + 1.2 * \epsilon_2 + 1.2 * \epsilon_3 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 1.5 * q_3 + 0.3 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_8$$

$$UIIIb = 1.0 * g + 0.85 * \epsilon_1 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 1.5 * q_3 + 0.3 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_8$$

$$UIVa = 1.5 * g + 1.2 * \epsilon_1 + 1.2 * \epsilon_2 + 1.2 * \epsilon_3 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 1.5 * q_4 + 0.3 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_8$$

$$UIVb = 1.0 * g + 0.85 * \epsilon_1 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 1.5 * q_4 + 0.3 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_8$$

Le pile delle campate di scavalco della linea AV/AC, secondo quanto stabilito dall'istruzione 44a, dovranno essere progettata in modo da resistere all'azione delle seguenti forze statiche non dovranno essere considerate agenti simultaneamente:

-2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

-750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Di conseguenza le suddette combinazioni di carico verranno distinte in due gruppi, associati rispettivamente all'urto in direzione longitudinale e a quello in direzione trasversale, ovvero:

$$UIa = 1.5 * g + 1.2 * \epsilon_1 + 1.2 * \epsilon_2 + 1.2 * \epsilon_3 + 1.5 * q_5 + 1.5 * q_7$$

$$UIb = 1.0 * g + 0.85 * \epsilon_1 + 1.5 * q_5 + 1.5 * q_7$$

$$UIIa-L = 1.5 * g + 1.2 * \epsilon_1 + 1.2 * \epsilon_2 + 1.2 * \epsilon_3 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 0.9 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_{8L}$$

$$UIIb-L = 1.0 * g + 0.85 * \epsilon_1 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 0.9 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_{8L}$$

$$UIIIa-L = 1.5 * g + 1.2 * \epsilon_1 + 1.2 * \epsilon_2 + 1.2 * \epsilon_3 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 1.5 * q_3 + 0.3 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_{8L}$$

$$UIIIb-L = 1.0 * g + 0.85 * \epsilon_1 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 1.5 * q_3 + 0.3 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_{8L}$$

$$UIVa-L = 1.5 * g + 1.2 * \epsilon_1 + 1.2 * \epsilon_2 + 1.2 * \epsilon_3 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 1.5 * q_4 + 0.3 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_{8L}$$

$$UIVb-L = 1.0 * g + 0.85 * \epsilon_1 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 1.5 * q_4 + 0.3 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_{8L}$$

$$UIIa-T = 1.5 * g + 1.2 * \epsilon_1 + 1.2 * \epsilon_2 + 1.2 * \epsilon_3 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 0.9 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_{8T}$$

$$UIIb-T = 1.0 * g + 0.85 * \epsilon_1 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 0.9 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_{8T}$$



$$UIIIa-T = 1.5 * g + 1.2 * \varepsilon_1 + 1.2 * \varepsilon_2 + 1.2 * \varepsilon_3 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 1.5 * q_3 + 0.3 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_{8T}$$

$$UIIIb-T = 1.0 * g + 0.85 * \varepsilon_1 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 1.5 * q_3 + 0.3 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_{8T}$$

$$UIVa-T = 1.5 * g + 1.2 * \varepsilon_1 + 1.2 * \varepsilon_2 + 1.2 * \varepsilon_3 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 1.5 * q_4 + 0.3 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_{8T}$$

$$UIVb-T = 1.0 * g + 0.85 * \varepsilon_1 + 1.5 * q_1 + 1.5 * q_2 + 1.5 * q_4 + 0.3 * q_5 + 1.5 * q_7 + 1.5 * q_{8T}$$

### 5.3.4 Stato limite ultimo in condizione sismica

Le sollecitazioni, per la verifica allo stato limite ultimo, devono essere valutate con la formula di combinazione:

$$\alpha_p' \pm \gamma_E \alpha$$

in cui  $\alpha$  sono le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale, è pari a 1,5, mentre si valuta con riferimento alla seguente combinazione, espressa in forma convenzionale:

$$\alpha_p' = \gamma_g G_k + \gamma_P + \gamma_q \left[ Q_{tk} + \sum_{i=2}^n (\Psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

$G_k$  = il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_k$  = il valore caratteristico della forza di precompressione;

$Q_{tk}$  = il valore caratteristico del sovraccarico variabile di base;

$Q_{ik}$  = i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\lambda_g = 1,4$  (oppure 1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\lambda_p = 1,2$  (oppure 0,9 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\lambda_q = 1,5$  (oppure 0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\Psi_{0i}$  = coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo.

Le verifiche di stabilità del terreno e delle strutture di fondazione vanno eseguite con i metodi ed i procedimenti della geotecnica, tenendo conto delle massime sollecitazioni che la struttura trasmette al terreno.

Le massime sollecitazioni sul terreno saranno calcolate con riferimento ai valori caratteristici delle azioni, assumendo  $\gamma_e$ ,  $\gamma_g$ ,  $\gamma_p$ ,  $\gamma_q$  pari ad uno.



#### 5.4 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

Il sistema di vincolamento previsto per il Cavalcaferrovia è costituito da apparecchi di appoggio a calotta sferica del tipo fisso, unidirezionale e multidirezionale.

Tali appoggi sono costituiti dai tre seguenti elementi metallici:

- un basamento a sagoma orizzontale circolare, che presenta la superficie di fondo rivestita da acciaio inossidabile;
- un elemento intermedio di forma lenticolare disposto con la convessità rivolta verso l'alto e dotato inferiormente di uno strato piano in PTFE che accoppiandosi con il lamierino di acciaio inox sottostante posto nel basamento, consente i movimenti orizzontali della lente derivanti dalle rotazioni dell'appoggio;
- un elemento superiore con superficie inferiore sferica avente la concavità rivolta verso il basso che accoppiandosi con la superficie convessa dell'elemento intermedio consente la rotazione dell'appoggio; l'accoppiamento tra i due si realizza con due superfici rivestite una di acciaio inossidabile (quella dell'elemento intermedio), l'altra (quella dell'elemento superiore) in PTFE. La zona di contatto dell'elemento superiore con il basamento viene sagomata a settore di sfera con raggio pari al raggio interno del basamento (a meno dei giochi previsti). Nella parte superiore tale elemento è dotato del perno per l'ancoraggio dell'appoggio alla struttura dell'impalcato.

Gli appoggi mobili consentono, oltre alla rotazione intorno ad uno o più assi orizzontali, anche la traslazione in una direzione (tipo unidirezionale) o più direzioni (tipo multidirezionale).

La traslazione avviene tra due superfici piane orizzontali, di cui una rivestita con PTFE e l'altra di acciaio inossidabile. Di norma i piani di scorrimento devono essere posti inferiormente alle superfici di rotazione al fine di garantire l'orizzontalità dello scorrimento anche ad appoggio ruotato.

Gli appoggi mobili si differenziano quindi da quelli fissi per la presenza di un ulteriore elemento metallico piano scorrevole.

Gli appoggi unidirezionali presentano in più una guida direzionale. L'accoppiamento di tale guida con l'elemento scorrevole avviene mediante due pattini laterali in materiale antifrizione idoneo allo scorrimento e alle sollecitazioni trasmesse.

Tutti gli apparecchi di appoggio FISSI e MOBILI UNIDIREZIONALI dovranno avere gli elementi superiori muniti di perno per l'ancoraggio degli stessi alla struttura dell'impalcato e gli elementi inferiori accoppiati con tirafondi per l'ancoraggio al pulvino.

La rotazione che tali dispositivi devono offrire non deve essere inferiore a 3 gradi.

Nel dettaglio si prevede l'utilizzo delle seguenti tipologie di dispositivi:

- Apparecchio di appoggio di tipo fisso F
- Appoggio unidirezionale longitudinale UL
- Appoggio unidirezionale trasversale UT



- Appoggio multidirezionale M

Su ciascun elemento di sostegno (pile e spalle) è presente un dispositivo unidirezionale longitudinale, in grado di trasmettere le forze in direzione trasversale. Di conseguenza ciascun elemento di sostegno è sede di un punto fisso in direzione trasversale. Dei due dispositivi presenti uno solo è in grado di assorbire le sollecitazioni indotte da forze orizzontali trasversali statiche e dinamiche.

Sulla Spalla A inoltre sarà previsto il punto fisso longitudinale.

### 5.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche degli elementi strutturali verranno eseguite con il metodo degli Stati Limite Ultimi, rispettando quanto prescritto dal DM 09/01/1996.

Per quanto riguarda le campate di competenza ferroviaria verranno inoltre applicate le limitazioni imposte dalle istruzioni ferroviarie elencate nel capitolo “Normativa e riferimenti”.

In particolare, le verifiche a fessurazione sono state condotte seguendo i due passaggi riportati nel seguito.

1) *Verifica di formazione delle fessure*: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio (combinazione AII della normativa vigente sui ponti stradali) si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$  confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ ; se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

2) *Verifica di apertura delle fessure*: l'apertura convenzionale delle fessure viene calcolata con le modalità indicate nel vigente D.M. LL.PP. relativo alle “Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche” (D.M. 9/01/1996), e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FII e FIII della normativa vigente sui ponti stradali“.

#### a) Combinazione FII

Apertura teorica delle fessure in ambiente aggressivo:  $w = 0.2$  mm

Apertura teorica delle fessure in ambiente normale:  $w = 0.3$  mm

#### b) Combinazione FIII

Apertura teorica delle fessure in ambiente aggressivo:  $w = 0.1$  mm

Apertura teorica delle fessure in ambiente normale:  $w = 0.2$  mm

I valori di  $w$  sopra riportati costituiscono le aperture ammissibili nel caso in cui il ricoprimento dell'armatura di forza ( $c$ ) sia uguale al valore minimo di Normativa ( $c_{min}$ ). Nel caso in oggetto il ricoprimento minimo effettivo delle armature di forza è  $c=3.00$ cm, il ricoprimento minimo di Normativa per le solette degli impalcati da ponte è  $c_{min}=2.0$ cm, quindi  $c/c_{min}=1.5$ .

Pertanto le aperture ammissibili risulteranno rispettivamente:





### a) Combinazione FII

Apertura teorica delle fessure in ambiente aggressivo:  $w_{amm} = 1.5 \cdot 0.2 = 0.3 \text{ mm}$

Apertura teorica delle fessure in ambiente normale:  $w_{amm} = 1.5 \cdot 0.3 = 0.45 \text{ mm}$

### b) Combinazione FIII

Apertura teorica delle fessure in ambiente aggressivo:  $w_{amm} = 1.5 \cdot 0.1 = 0.15 \text{ mm}$

Apertura teorica delle fessure in ambiente normale:  $w_{amm} = 1.5 \cdot 0.2 = 0.3 \text{ mm}$

Le ampiezze ammissibili delle fessure sono stabilite tenendo in conto quanto indicato nell'istruzione tecnica RFI 44a, la quale stabilisce che:

per strutture a permanente contatto con il terreno:

$$w_{amm} = 0.15 \text{ mm}$$

per tutte le altre:

$$w_{amm} = 0.30 \text{ mm}$$

## 5.6 PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Nel presente paragrafo si espongono i criteri di progettazione adottati per le strutture di fondazione, intese come il complesso palificata e plinto di fondazione.

Secondo quanto prescritto dalla normativa vigente gli elementi strutturali di fondazione devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmessi dalla struttura sovrastante.

Nel rispetto di tale indicazione le azioni sollecitanti agenti a base pila, in termini di sforzo normale, tagli e momenti flettenti agenti nelle direzioni longitudinale e trasversale (N, Hl, Ht, Ml, Mt), vengono desunte dall'analisi globale della sovrastruttura in condizioni statiche e sismiche.

Infine si esegue il calcolo delle **sollecitazioni** di progetto **sui singoli pali**, a partire dalle azioni globali agenti sulla palificata. Il **calcolo** viene svolto ipotizzando una **ripartizione lineare delle azioni** verticali, taglianti e dei momenti flettenti sui pali di fondazione applicando le seguenti formule:

$$Q_{max} = N/n + M_l/W_1 + M_t/W_t; \text{ carico verticale massimo sul palo}$$

$$Q_{min} = N/n - M_l/W_1 - M_t/W_t; \text{ carico verticale minimo sul palo}$$

$$Q_{med} = N/n$$

$$H_{max} = T_{ris}/n$$

dove



$N$  = carico verticale agente in testa palificata

$M_l$  = momento longitudinale agente in testa palificata

$M_t$  = momento trasversale agente in testa palificata

$T_l$  = taglio longitudinale agente in testa palificata

$T_t$  = taglio trasversale agente in testa palificata

$T_{ris}$  = taglio risultante agente in testa palificata

Inoltre, per le sole palificate delle spalle, al fine di tenere in considerazione la presenza del rilevato al di sopra del piano campagna e che quindi la sommità della palificata risulta sporgere al di sopra del terreno in situ, le sollecitazioni flettenti e taglianti sul singolo palo ricavate con il metodo descritto verranno amplificate con opportuni coefficienti di amplificazione. Tali coefficienti sono stati ottenuti per mezzo del programma di calcolo agli elementi finiti Group 7.0 (Ensoft Inc.), tramite l'implementazione di un modello tridimensionale capace di tenere in debita considerazione l'interazione tra plinto di fondazione, pali e terreno.

Le **verifiche geotecniche** dei pali vengono condotte nei confronti sia del **carico limite**.

Le resistenze del complesso pali-terreno vengono desunte dalle indicazioni riportate nella relazione specialistica geotecnica. In condizioni sismiche le massime sollecitazioni sul terreno saranno calcolate con riferimento ai valori caratteristici delle azioni, assumendo  $\gamma_e$ ,  $\gamma_g$ ,  $\gamma_p$ ,  $\gamma_q$  pari ad uno.

Per le **verifiche strutturali** si considerano tutte le combinazioni previste dalla normativa di riferimento e precedentemente riportate, sia per lo **S.L.U.** che per lo **S.L.E.**

Allo S.L.U. si condurranno tutti i controlli di rito tramite domini di interazione per verificare la resistenza strutturale delle sezioni, mentre allo S.L.E. si eseguiranno i dovuti controlli, sia tensionali che di fessurazione, applicando i coefficienti parziali di combinazioni delle azioni previsti dalla normativa di riferimento e riportati nei paragrafi precedenti.



## 6 PILE

### 6.1 PILA 2

#### 6.1.1 Dati generali dell'impalcato

Di seguito si elencano i dati relativi all'impalcato utilizzati per il calcolo delle azioni verticali e orizzontali trasmesse alla pila.

Larghezza carreggiata	8,50 m
Larghezza pavimentazione	8,50 m
Larghezza cordolo 1	1,85 m
Larghezza cordolo 2	1,85 m
Spessore medio soletta	0,30 m
Spessore massimo soletta	0,30 m
Spessore minimo soletta	0,30 m
Spessore pavimentazione	0,10 m
Spessore medio cordoli	0,15 m
Altezza travi	3,40 m
Peso travi in acciaio	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Altezza baggioli	0,30 m
Altezza appoggi	0,30 m
Interasse pile minimo	35,00 m
Lunghezza di afferenza alla pila	55,00 m
Lunghezza totale impalcato	205,00 m
Peso pavimentazione	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Peso della singola barriera	1,50 kN/m
Peso della singola rete di protezione	1,00 kN/m
Larghezza colonna folla su cordolo 1	1,20 m
Numero dei dispositivi di appoggio	2,00
Coefficiente di attrito	5,00 %

**Dati per analisi sismica**

Quota baricentro impalcato da intradosso travi	3,50 m
Categoria della zona sismica S	6,00
Coefficiente di intensità sismica C	0,04
Coefficiente di risposta sismica R	1,00
Coefficiente di protezione sismica I	1,20
Coefficiente di fondazione $\epsilon$	1,00
Coefficiente di struttura $\beta$	1,20
Numero dispositivi per elemento di sostegno	2,00

**6.1.2 Azioni trasmesse dall'impalcato**Pesi permanenti

Si riportano i pesi permanenti lineari dei diversi elementi dell'impalcato, calcolati in base ai dati definiti in precedenza.

Peso travi	36,60 kN/m
Peso soletta	91,50 kN/m
Peso pavimentazione	25,50 kN/m
Peso dei cordoli	13,88 kN/m
Peso barriere di sicurezza	4,20 kN/m
Peso rete di protezione	2,00 kN/m

---

Peso permanente lineare assunto	173,00 kN/m
---------------------------------	-------------

Il peso complessivo dell'impalcato si ottiene moltiplicando il peso permanente lineare ottenuto per la lunghezza totale dell'opera; analogamente, la quota parte del peso permanente totale che grava sulla pila è pari al suddetto peso permanente lineare moltiplicato per la lunghezza di afferenza definita in precedenza.

Peso totale dell'impalcato	35465,00 kN
Peso afferente alla pila	9515,00 kN



### Carichi accidentali

Per i carichi mobili e di folla le reazioni vincolari sulla pila vengono valutate attraverso un modello monofilare agli elementi finiti costituito da elementi beam. Le reazioni vincolari della trave continua in corrispondenza della pila vengono valutate sotto l'effetto delle seguenti condizioni di carico.

Per quanto riguarda i carichi mobili, al fine di massimizzare la reazione verticale sulla pila, si considera una colonna di carico prevista dalla normativa vigente, disposta con gli assi del  $q_{1a}$  da 20t ciascuno ad interasse 1.50m concentrati sulla pila e il carico uniformemente distribuito  $q_{1b}$  da 3t/m, distante 6m dagli assi estremi del  $q_{1a}$ . Una volta valutato il valore assunto dalla reazione verticale per la 1° colonna carico, si ricavano di conseguenza i valori assunti per le restanti colonne di carico che possono essere posizionate sulla carreggiata.

Per quanto riguarda il carico della folla, la reazione sulla pila si ottiene dal modello continuo dell'impalcato sopra descritto posizionando sui marciapiedi il carico uniformemente distribuito  $q_{1e}$  da 0.4t/m, prevista dalla normativa vigente.

Riportiamo il riepilogo delle suddette reazioni.

Coefficiente dinamico	1,23
Numero di colonne di carico	2,00
Reazione 1° colonna di carico	1925,00 kN
Reazione 2° colonna di carico	962,50 kN
Reazione folla su cordolo 1	264,00 kN
Reazione totale carichi accidentali	3151,50 kN
Reazione totale carichi accidentali con effetto dinamico	3886,85 kN
Eccentricità dei carichi mobili rispetto asse impalcato	1,67 m

### Azioni orizzontali trasversali

Per la determinazione delle azioni del vento sulle pile si considerano le due distinte situazioni di ponte carico e ponte scarico; si assume la pressione cinetica del vento prevista da normativa  $q_v = 2.50\text{kN/m}^2$ .

Superficie esposta al vento a ponte carico	266,75 m <sup>2</sup>
Azione del vento a ponte carico	666,88 kN



Applicata a quota rispetto base appoggi 2,73 m

Superficie esposta al vento a ponte scarico 374,00 m<sup>2</sup>

Azione del vento a ponte scarico 935,00 kN

Applicata a quota rispetto base appoggi ,70 m

#### Azioni orizzontali longitudinali

Data la tipologia di vincolo scorrevole si considera che alla pila venga trasmessa l'azione dovuta all'attrito proporzionale alla reazione dei pesi permanenti.

Azione dell'attrito (trasmessa in presenza di appoggi scorrevoli) 475,75 kN

Applicata a quota rispetto base appoggi 0,00 m

#### Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato

Di seguito si riportano i parametri sismici relativi alla zona di appartenenza dell'opera e alla categoria del suolo di fondazione e si calcolano la forza totale applicata al sistema di isolamento e l'azione trasmessa alla pila, separatamente per le due direzioni longitudinale, trasversale e verticale.

Categoria della zona sismica S 6,00

Coefficiente di intensità sismica C 0,04

Coefficiente di risposta sismica R 1,00

Coefficiente di protezione sismica I 1,20

Coefficiente di fondazione  $\epsilon$  1,00

Coefficiente di struttura  $\beta$  1,20

Numero dispositivi per elemento di sostegno 2,00

#### DIREZIONE LONGITUDINALE

Peso complessivo impalcato 35465,00 kN

Forza complessiva trasmessa al sistema di isolamento 2042,78 kN

Forza trasmessa alla pila 0,00 kN

**DIREZIONE TRASVERSALE**

Peso impalcato	9515,00 kN
Forza trasmessa alla pila	548,06 kN

**DIREZIONE VERTICALE**

Peso impalcato	9515,00 kN
Forza trasmessa alla pila	913,44 kN

**6.1.3 Dati generali della pila**

Di seguito si elencano i dati relativi alla pila utilizzati per il calcolo delle azioni verticali e orizzontali.

**DATI RELATIVI ALL'ELEVAZIONE**

Altezza fusto	8,40 m
Area della sezione della pila alla base	9,35 m <sup>2</sup>
Larghezza di pila investita dal vento in dir. trasversale	1,20 m
Area della sezione del baggio	1,00 m <sup>2</sup>
Quota baricentro fusto+pulvino da base fusto	4,20 m
Momento d'inerzia fusto longitudinale	1,07 m <sup>4</sup>
Momento d'inerzia fusto trasversale	47,70 m <sup>4</sup>
Rck calcestruzzo pila	40,00 N/mm <sup>2</sup>

**DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE**

Lunghezza platea	6,80 m
Larghezza platea	12,80 m
Spessore platea	2,00 m

**DATI RELATIVI AL TERRENO**

Peso specifico del terreno di ricoprimento	19,00 kN/m
Altezza del terreno di ricoprimento	1,00 m



## DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Numero pali 8,00

**6.1.4 Azioni trasmesse dalla pila**

## AZIONE DEL VENTO

Superficie investita dal vento in direzione trasversale 10,08 m<sup>2</sup>

Azione del vento 25,20 kN

Applicata a quota da base fusto 4,20 m

## AZIONI RELATIVE ALL'ELEVAZIONE

Peso proprio fusto 1963,50 kN

Peso proprio pulvino 15,00 kN

---

Peso totale elevazione 1978,50 kN

## URTO DI VEICOLI IN SVIO

Il cavalcavia scavalca la carreggiata dell'autostrada. Si considera una forza orizzontale di intensità pari a 50t applicata ad un metro dal piano viabile ed inclinata di 30° rispetto la direzione di marcia e quindi rispetto la direzione longitudinale del cavalcavia.

Urto in direzione longitudinale 250,00 kN

Urto in direzione trasversale 435,00 kN

Quota di applicazione rispetto base fusto 1,90 m

## AZIONI RELATIVE ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Peso proprio della platea 4352,00 kN

Peso del terreno di ricoprimento 1476,11 kN

---

Peso totale fondazione 5828,11 kN

Azioni sismiche trasmesse dalla pila

Di seguito si riporta l'analisi statica equivalente relativa alla pila.

Peso elevazione pila 1978,50 kN



GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 30463\_06

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
DE2CLIV170X-001

Rev.  
0

Foglio  
33 di 86

Massa pila 201,68 kNs<sup>2</sup>/m

Modulo di elasticità della pila 36049,97 N/mm<sup>2</sup>

**DIREZIONE LONGITUDINALE**

Rigidezza traslazionale della pila 195241,45 kN/m

Periodo della pila 0,20 sec

Forza trasmessa in direzione longitudinale dalla pila 113,96 kN

**DIREZIONE TRASVERSALE**

Rigidezza traslazionale della pila 8703754,38 kN/m

Periodo della pila 0,03 sec

Forza trasmessa in direzione trasversale dalla pila 113,96 kN

**DIREZIONE VERTICALE**

Forza trasmessa in direzione verticale dalla pila 189,94 kN

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 30463\_06

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
DE2CLIV170X-001Rev.  
0Foglio  
34 di 86

### 6.1.5 Carichi elementari a base fusto

CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	MI(kNm)	Mt(kNm)	TI(kN)	Tt(kN)
<b>PILA</b>						
Peso proprio elevazione	g	1978,50				
Vento sulla pila	q <sub>5</sub>			105,84		25,20
Urto di veicolo in svio	q <sub>8</sub>		475,00	826,50	250,00	435,00
Azioni aggiuntive	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Azioni sismiche longitudinali	s <sub>l</sub>		478,64		113,96	
Azioni sismiche trasversali	s <sub>t</sub>			478,64		113,96
Azioni sismiche verticali	s <sub>v</sub>	189,94				
<b>IMPALCATO</b>						
Peso permanente	g	9515,00				
Accidentali	q <sub>1</sub> +q <sub>2</sub>	3886,85		6474,01		
Frenatura	q <sub>3</sub>		0,00		0,00	
Azione centrifuga	q <sub>4</sub>			0,00		0,00
Vento su impalcato carico	q <sub>5</sub>			11594,00		935,00
Vento su impalcato scarico	q <sub>5</sub>			7619,05		666,88
Azione di attrito	q <sub>7</sub>		4139,03		475,75	
Azione elastica	q <sub>7</sub>		0,00		0,00	
Azioni sismiche longitudinali	s <sub>l</sub>		0,00		0,00	
Azioni sismiche trasversali	s <sub>t</sub>			6850,80		548,06
Azioni sismiche verticali	s <sub>v</sub>	913,44				

### 6.1.6 Carichi elementari in testa palificata

CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	MI(kNm)	Mt(kNm)	TI(kN)	Tt(kN)
<b>PILA</b>						
Peso proprio elevazione	g	1978,50				
Peso proprio fondazione	g	5828,11				
Vento sulla pila	q <sub>5</sub>			156,24		25,20
Urto di veicolo in svio	q <sub>8</sub>		975,00	1696,50	250,00	435,00
Azioni aggiuntive	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Azioni sismiche longitudinali	s <sub>l</sub>		706,56		113,96	
Azioni sismiche trasversali	s <sub>t</sub>			706,56		113,96
Azioni sismiche verticali	s <sub>v</sub>	189,94				
<b>IMPALCATO</b>						
Peso permanente	g	9515,00				
Accidentali	q <sub>1</sub> +q <sub>2</sub>	3886,85		6474,01		
Frenatura	q <sub>3</sub>		0,00		0,00	
Azione centrifuga	q <sub>4</sub>			0,00		0,00
Vento su impalcato carico	q <sub>5</sub>			13464,00		935,00
Vento su impalcato scarico	q <sub>5</sub>			8952,80		666,88
Azione di attrito	q <sub>7</sub>		5090,53		475,75	
Azione elastica	q <sub>7</sub>		0,00		0,00	
Azioni sismiche longitudinali	s <sub>l</sub>		0,00		0,00	
Azioni sismiche trasversali	s <sub>t</sub>			7946,93		548,06
Azioni sismiche verticali	s <sub>v</sub>	913,44				

### 6.1.7 Palificata di fondazione

#### Geometria della palificata di fondazione

Si riporta il riepilogo della geometria della palificata:

Diametro pali	1200,00 mm
Numero totale pali (n)	8,00
Modulo di resistenza longitudinale palo più sollecitato (W <sub>l</sub> )	19,20 m <sup>3</sup>
Modulo di resistenza trasversale palo più sollecitato (W <sub>t</sub> )	24,00 m <sup>3</sup>

Riportiamo nella tabella seguente le coordinate dei pali rispetto agli assi baricentrici della platea; si considera l'asse x parallelo all'asse longitudinale del ponte e l'asse y perpendicolare ad esso.

n° palo	x(m)	y(m)
1,	-2,40	5,40
2,	-2,40	1,80
3,	-2,40	-1,80
4,	-2,40	-5,40
5,	2,40	5,40
6,	2,40	1,80
7,	2,40	-1,80
8,	2,40	-5,40



### 6.1.8 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione

Nella tabella successiva vengono riportati, per ciascuna delle combinazioni di carico descritte, i valori assunti dalle seguenti componenti di sollecitazione:

$N$  = carico verticale agente in testa palificata

$M_l$  = momento longitudinale agente in testa palificata

$M_t$  = momento trasversale agente in testa palificata

$T_l$  = taglio longitudinale agente in testa palificata

$T_t$  = taglio trasversale agente in testa palificata

$T_{ris}$  = taglio risultante agente in testa palificata

$Q_{max} = N/n + M_l/W_l + M_t/W_t$ ; carico verticale massimo sul palo

$Q_{min} = N/n - M_l/W_l - M_t/W_t$ ; carico verticale minimo sul palo

$Q_{med} = N/n$

$H_{max} = T_{ris}/n$

COMB DI CARICO	N(kN)	MI(kNm)	Mt(kNm)	TI(kNm)	Tt(kN)	Tris(kN)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qmed(kN)	Hmax(kN)
AI solo perm.	17321,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2165,20	2165,20	2165,20	0,00
AI	17321,61	6065,53	10649,30	725,75	1101,88	1319,41	2924,83	1405,57	2165,20	164,93
All	21208,46	6065,53	13618,61	725,75	819,08	1094,35	3534,41	1767,70	2651,06	136,79
Alll	21208,46	6065,53	10894,56	725,75	627,04	959,11	3420,91	1881,20	2651,06	119,89
AIV	21208,46	6065,53	10894,56	725,75	627,04	959,11	3420,91	1881,20	2651,06	119,89
FI	17321,61	0,00	3581,12	0,00	266,75	266,75	2314,41	2015,99	2165,20	33,34
FII	20091,57	0,00	4613,71	0,00	0,00	0,00	2703,68	2319,21	2511,45	0,00
FIII	19206,38	0,00	3139,31	0,00	0,00	0,00	2531,60	2269,99	2400,80	0,00
UIa	25982,42	9098,29	15973,95	1088,63	1652,81	1979,11	4387,25	2108,35	3247,80	247,39
UIb	17321,61	9098,29	15973,95	1088,63	1652,81	1979,11	3304,65	1025,75	2165,20	247,39
UIIa	31812,69	9098,29	24513,99	1088,63	1516,68	1866,93	5471,87	2481,30	3976,59	233,37
UIIb	23151,89	9098,29	24513,99	1088,63	1516,68	1866,93	4389,27	1398,70	2893,99	233,37
UIIIa	31812,69	9098,29	16341,84	1088,63	940,56	1438,67	5131,37	2821,81	3976,59	179,83
UIIIb	23151,89	9098,29	16341,84	1088,63	940,56	1438,67	4048,76	1739,21	2893,99	179,83
UIVa	31812,69	9098,29	16341,84	1088,63	940,56	1438,67	5131,37	2821,81	3976,59	179,83
UIVb	23151,89	9098,29	16341,84	1088,63	940,56	1438,67	4048,76	1739,21	2893,99	179,83
Sisma long Sv+	27352,58	1059,84	0,00	170,94	0,00	170,94	3474,27	3363,87	3419,07	21,37
Sisma trasv Sv+	27352,58	0,00	12980,23	0,00	993,04	993,04	3959,91	2878,23	3419,07	124,13
Sisma long Sv-	24612,26	1059,84	0,00	170,94	0,00	170,94	3131,73	3021,33	3076,53	21,37
Sisma trasv Sv-	24612,26	0,00	12980,23	0,00	993,04	993,04	3617,37	2535,69	3076,53	124,13

Di seguito si riporta il riepilogo delle massime azioni sul palo più sollecitato.



## STATI LIMITE DI ESERCIZIO

 $Q_{\max, sle} = 3534,41 \text{ kN}$ 
 $H_{\max, sle} = 164,93 \text{ kN}$ 

## STATI LIMITE DI ESERCIZIO: FESSURAZIONE

## COMBINAZIONE FI

 $Q_{\max, FI} = 2314,41 \text{ kN}$ 
 $H_{\max, FI} = 33,34 \text{ kN}$ 

## COMBINAZIONE FII

 $Q_{\max, FII} = 2703,68 \text{ kN}$ 
 $H_{\max, FII} = 0,00 \text{ kN}$ 

## COMBINAZIONE FIII

 $Q_{\max, FIII} = 2531,60 \text{ kN}$ 
 $H_{\max, FIII} = 0,00 \text{ kN}$ 

## STATO LIMITE ULTIMO

 $Q_{\max, slu} = 5471,87 \text{ kN}$ 
 $H_{\max, slu} = 247,39 \text{ kN}$ 

## STATO LIMITE ULTIMO IN CONDIZIONI SISMICHE

 $Q_{\max, s} = 3959,91 \text{ kN}$ 
 $H_{\max, s} = 124,13 \text{ kN}$ 

### 6.1.9 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

#### Sollecitazioni alla base del fusto

Vengono di seguito riportati i valori del momento flettente, del taglio e dello sforzo normale che si hanno al piede del fusto della pila per ogni condizione di carico.

COMB DI CARICO	N(kN)	MI(kNm)	Mt(kNm)	TI(kNm)	Tt(kN)
Al solo perm.	11493,50	0,00	0,00	0,00	0,00
AI	11493,50	4614,03	8445,55	725,75	1101,88
AII	15380,35	4614,03	11980,45	725,75	819,08
AIII	15380,35	4614,03	9640,48	725,75	627,04



AIV	15380,35	4614,03	9640,48	725,75	627,04
FI	11493,50	0,00	3047,62	0,00	266,75
FII	14263,46	0,00	4613,71	0,00	0,00
FIII	13378,27	0,00	3139,31	0,00	0,00
UIa	17240,25	6921,04	12668,32	1088,63	1652,81
UIb	11493,50	6921,04	12668,32	1088,63	1652,81
UIIa	23070,53	6921,04	21480,63	1088,63	1516,68
UIIb	17323,78	6921,04	21480,63	1088,63	1516,68
UIIIa	23070,53	6921,04	14460,72	1088,63	940,56
UIIIb	17323,78	6921,04	14460,72	1088,63	940,56
UIVa	23070,53	6921,04	14460,72	1088,63	940,56
UIVb	17323,78	6921,04	14460,72	1088,63	940,56
Sisma long Sv+	18610,41	717,96	0,00	170,94	0,00
Sisma trasv Sv+	18610,41	0,00	10994,16	0,00	993,04
Sisma long Sv-	15870,09	717,96	0,00	170,94	0,00
Sisma trasv Sv-	15870,09	0,00	10994,16	0,00	993,04

## 6.2 PILA 3

### 6.2.1 Dati generali dell'impalcato

Di seguito si elencano i dati relativi all'impalcato utilizzati per il calcolo delle azioni verticali e orizzontali trasmesse alla pila.

Larghezza carreggiata	8,50 m
Larghezza pavimentazione	8,50 m
Larghezza cordolo 1	1,85 m
Larghezza cordolo 2	1,85 m
Spessore medio soletta	0,30 m
Spessore massimo soletta	0,30 m
Spessore minimo soletta	0,30 m
Spessore pavimentazione	0,10 m
Spessore medio cordoli	0,15 m
Altezza travi	2,50 m
Peso travi in acciaio	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Altezza baggioli	0,30 m
Altezza appoggi	0,30 m
Interasse pile minimo	35,00 m
Lunghezza di afferenza alla pila	40,00 m



Lunghezza totale impalcato	205,00 m
Peso pavimentazione	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Peso della singola barriera	1,50 kN/m
Peso della singola rete di protezione	1,00 kN/m
Larghezza colonna folla su cordolo 1	1,20 m
Numero dei dispositivi di appoggio	2,00
Coefficiente di attrito	5,00 %

#### Dati per analisi sismica

Quota baricentro impalcato da intradosso travi	2,60 m
Categoria della zona sismica S	6,00
Coefficiente di intensità sismica C	0,04
Coefficiente di risposta sismica R	1,00
Coefficiente di protezione sismica I	1,20
Coefficiente di fondazione $\epsilon$	1,00
Coefficiente di struttura $\beta$	1,20
Numero dispositivi per elemento di sostegno	2,00

### **6.2.2 Azioni trasmesse dall'impalcato**

#### Pesi permanenti

Si riportano i pesi permanenti lineari dei diversi elementi dell'impalcato, calcolati in base ai dati definiti in precedenza.

Peso travi	36,60 kN/m
Peso soletta	91,50 kN/m
Peso pavimentazione	25,50 kN/m
Peso dei cordoli	13,88 kN/m
Peso barriere di sicurezza	5,00 kN/m
Peso rete di protezione	2,00 kN/m

---

Peso permanente lineare assunto 173,00 kN/m



Il peso complessivo dell'impalcato si ottiene moltiplicando il peso permanente lineare ottenuto per la lunghezza totale dell'opera; analogamente, la quota parte del peso permanente totale che grava sulla pila è pari al suddetto peso permanente lineare moltiplicato per la lunghezza di afferenza definita in precedenza.

Peso totale dell'impalcato	35465,00 kN
Peso afferente alla pila	6920,00 kN

#### Carichi accidentali

Per i carichi mobili e di folla le reazioni vincolari sulla pila vengono valutate attraverso un modello monofilare agli elementi finiti costituito da elementi beam. Le reazioni vincolari della trave continua in corrispondenza della pila vengono valutate sotto l'effetto delle seguenti condizioni di carico.

Per quanto riguarda i carichi mobili, al fine di massimizzare la reazione verticale sulla pila, si considera una colonna di carico prevista dalla normativa vigente, disposta con gli assi del  $q_{1a}$  da 20t ciascuno ad interasse 1.50m concentrati sulla pila e il carico uniformemente distribuito  $q_{1b}$  da 3t/m, distante 6m dagli assi estremi del  $q_{1a}$ . Una volta valutato il valore assunto dalla reazione verticale per la 1° colonna carico, si ricavano di conseguenza i valori assunti per le restanti colonne di carico che possono essere posizionate sulla carreggiata.

Per quanto riguarda il carico della folla, la reazione sulla pila si ottiene dal modello continuo dell'impalcato sopra descritto posizionando sui marciapiedi il carico uniformemente distribuito  $q_{1e}$  da 0.4t/m, prevista dalla normativa vigente.

Riportiamo il riepilogo delle suddette reazioni.

Coefficiente dinamico	1,23
Numero di colonne di carico	2,00
Reazione 1° colonna di carico	1400,00 kN
Reazione 2° colonna di carico	700,00 kN
Reazione folla su cordolo 1	192,00 kN
	<hr/>
Reazione totale carichi accidentali	2292,00 kN
Reazione totale carichi accidentali con effetto dinamico	2826,80 kN





Eccentricità dei carichi mobili rispetto asse impalcato 1,67 m

#### Azioni orizzontali trasversali

Per la determinazione delle azioni del vento sulle pile si considerano le due distinte situazioni di ponte carico e ponte scarico; si assume la pressione cinetica del vento prevista da normativa  $q_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$ .

Superficie esposta al vento a ponte carico 158,00 m<sup>2</sup>

Azione del vento a ponte carico 395,00 kN

Applicata a quota rispetto base appoggi 2,28 m

Superficie esposta al vento a ponte scarico 236,00 m<sup>2</sup>

Azione del vento a ponte scarico 590,00 kN

Applicata a quota rispetto base appoggi ,25 m

Poichè il ponte è in rettilineo non è presente la forza centrifuga.

#### Azioni orizzontali longitudinali

Data la tipologia di vincolo scorrevole si considera che alla pila venga trasmessa l'azione dovuta all'attrito proporzionale alla reazione dei pesi permanenti.

Azione dell'attrito (trasmessa in presenza di appoggi scorrevoli) 346,00 kN

Applicata a quota rispetto base appoggi 0,00 m

#### Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato

Di seguito si riportano i parametri sismici relativi alla zona di appartenenza dell'opera e alla categoria del suolo di fondazione e si calcolano la forza totale applicata al sistema di isolamento e l'azione trasmessa alla pila, separatamente per le due direzioni longitudinale, trasversale e verticale.

Categoria della zona sismica S 6,00

Coefficiente di intensità sismica C 0,04

Coefficiente di risposta sismica R 1,00

Coefficiente di protezione sismica I 1,20



Coefficiente di fondazione $\epsilon$	1,00
Coefficiente di struttura $\beta$	1,20
Numero dispositivi per elemento di sostegno	2,00

**DIREZIONE LONGITUDINALE**

Peso complessivo impalcato	35465,00 kN
Forza complessiva trasmessa al sistema di isolamento	2042,78 kN
Forza trasmessa alla pila	0,00 kN

**DIREZIONE TRASVERSALE**

Peso impalcato	6920,00 kN
Forza trasmessa alla pila	398,59 kN

**DIREZIONE VERTICALE**

Peso impalcato	6920,00 kN
Forza trasmessa alla pila	664,32 kN

**6.2.3 Dati generali della pila**

Di seguito si elencano i dati relativi alla pila utilizzati per il calcolo delle azioni verticali e orizzontali.

**DATI RELATIVI ALL'ELEVAZIONE**

Altezza fusto	10,00 m
Area della sezione della pila alla base	9,35 m <sup>2</sup>
Larghezza di pila investita dal vento in dir. trasversale	1,20 m
Area della sezione del baggiolo	1,00 m <sup>2</sup>
Quota baricentro fusto+pulvino da base fusto	5,00 m
Momento d'inerzia fusto longitudinale	1,07 m <sup>4</sup>
Momento d'inerzia fusto trasversale	47,70 m <sup>4</sup>
Rck calcestruzzo pila	40,00 N/mm <sup>2</sup>



#### DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Lunghezza platea	6,80 m
Larghezza platea	12,80 m
Spessore platea	2,00 m

#### DATI RELATIVI AL TERRENO

Peso specifico del terreno di ricoprimento	19,00 kN/m
Altezza del terreno di ricoprimento	0,70 m

#### DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Numero pali	8,00
-------------	------

#### 6.2.4 Azioni trasmesse dalla pila

##### AZIONE DEL VENTO

Superficie investita dal vento in direzione trasversale	12,00 m <sup>2</sup>
Azione del vento	30,00 kN
Applicata a quota da base fusto	5,00 m

##### AZIONI RELATIVE ALL'ELEVAZIONE

Peso proprio fusto	2337,50 kN
Peso proprio pulvino	15,00 kN
Peso totale elevazione	2352,50 kN

#### URTO DI VEICOLI IN SVIO

Il cavalcavia scavalca la linea AV/AC, di conseguenza, secondo quanto stabilito dall'istruzione 44a, la pila in oggetto dovrà essere progettata in modo da resistere all'azione delle seguenti forze statiche:

-2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

-750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.



Queste forze dovranno essere applicate ad una quota pari a 1.80m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Verranno applicate al fusto della pila le seguenti azioni.

Urto in direzione longitudinale	750,00 kN
Urto in direzione trasversale	2000,00 kN
Quota di applicazione rispetto base fusto	5,00 m

#### AZIONI RELATIVE ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Peso proprio della platea	4352,00 kN
Peso del terreno di ricoprimento	1033,28 kN
Peso totale fondazione	5385,28 kN

#### Azioni sismiche trasmesse dalla pila

Di seguito si riporta l'analisi statica equivalente relativa alla pila.

Peso elevazione pila	2352,50 kN
Massa pila	239,81 kNs <sup>2</sup> /m
Modulo di elasticità della pila	36049,97 N/mm <sup>2</sup>

#### DIREZIONE LONGITUDINALE

Rigidezza traslazionale della pila	115720,39 kN/m
Periodo della pila	0,29 sec
Forza trasmessa in direzione longitudinale dalla pila	135,50 kN

#### DIREZIONE TRASVERSALE

Rigidezza traslazionale della pila	5158750,04 kN/m
Periodo della pila	0,04 sec
Forza trasmessa in direzione trasversale dalla pila	135,50 kN

#### DIREZIONE VERTICALE

Forza trasmessa in direzione verticale dalla pila	225,84 kN
---	-----------



### 6.2.5 Carichi elementari a base fusto

CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	MI(kNm)	Mt(kNm)	TI(kN)	Tt(kN)
<b>PILA</b>						
Peso proprio elevazione	g	2352,50				
Vento sulla pila	q <sub>5</sub>			150,00		30,00
Urto di veicolo in svio - Trasversale	q <sub>8</sub>		0,00	10000,00	0,00	2000,00
Urto di veicolo in svio - Longitudinale	q <sub>8</sub>		3750,00	0,00	750,00	0,00
Azioni aggiuntive	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Azioni sismiche longitudinali	s <sub>l</sub>		677,52		135,50	
Azioni sismiche trasversali	s <sub>t</sub>			677,52		135,50
Azioni sismiche verticali	s <sub>v</sub>	225,84				
<b>IMPALCATO</b>						
Peso permanente	g	8650,00				
Accidentali	q <sub>1</sub> +q <sub>2</sub>	3533,50		5885,47		
Frenatura	q <sub>3</sub>		0,00		0,00	
Azione centrifuga	q <sub>4</sub>			0,00		0,00
Vento su impalcato carico	q <sub>5</sub>			9993,13		737,50
Vento su impalcato scarico	q <sub>5</sub>			6208,91		493,75
Azione di attrito	q <sub>7</sub>		4454,75		432,50	
Azione elastica	q <sub>7</sub>		0,00		0,00	
Azioni sismiche longitudinali	s <sub>l</sub>		0,00		0,00	
Azioni sismiche trasversali	s <sub>t</sub>			6576,77		498,24
Azioni sismiche verticali	s <sub>v</sub>	830,40				

### 6.2.6 Carichi elementari in testa palificata

CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	MI(kNm)	Mt(kNm)	TI(kN)	Tt(kN)
<b>PILA</b>						
Peso proprio elevazione	g	2352,50				
Peso proprio fondazione	g	5385,28				
Vento sulla pila	q <sub>5</sub>			210,00		30,00
Urto di veicolo in svio - Trasversale	q <sub>8</sub>		0,00	14000,00	0,00	2000,00
Urto di veicolo in svio - Longitudinale	q <sub>8</sub>		5250,00	0,00	750,00	0,00
Azioni aggiuntive	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Azioni sismiche longitudinali	s <sub>l</sub>		948,53		135,50	
Azioni sismiche trasversali	s <sub>t</sub>			948,53		135,50
Azioni sismiche verticali	s <sub>t</sub>	225,84				
<b>IMPALCATO</b>						
Peso permanente	g	8650,00				
Accidentali	q <sub>1</sub> +q <sub>2</sub>	3533,50		5885,47		
Frenatura	q <sub>3</sub>		0,00		0,00	
Azione centrifuga	q <sub>4</sub>			0,00		0,00
Vento su impalcato carico	q <sub>5</sub>			11468,13		737,50
Vento su impalcato scarico	q <sub>5</sub>			7196,41		493,75
Azione di attrito	q <sub>7</sub>		5319,75		432,50	
Azione elastica	q <sub>7</sub>		0,00		0,00	
Azioni sismiche longitudinali	s <sub>l</sub>		0,00		0,00	
Azioni sismiche trasversali	s <sub>t</sub>			7573,25		498,24
Azioni sismiche verticali	s <sub>t</sub>	830,40				



### 6.2.7 Palificata di fondazione

#### Geometria della palificata di fondazione

Si riporta il riepilogo della geometria della palificata:

Diametro pali	1200,00 mm
Numero totale pali (n)	8,00
Modulo di resistenza longitudinale palo più sollecitato ( $W_l$ )	19,20 m <sup>3</sup>
Modulo di resistenza trasversale palo più sollecitato ( $W_t$ )	24,00 m <sup>3</sup>

Riportiamo nella tabella seguente le coordinate dei pali rispetto agli assi baricentrici della platea; si considera l'asse x parallelo all'asse longitudinale del ponte e l'asse y perpendicolare ad esso.

n° palo	x(m)	y(m)
1,	-2,40	5,40
2,	-2,40	1,80
3,	-2,40	-1,80
4,	-2,40	-5,40
5,	2,40	5,40
6,	2,40	1,80
7,	2,40	-1,80
8,	2,40	-5,40



### 6.2.8 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione

Nella tabella successiva vengono riportati, per ciascuna delle combinazioni di carico descritte, i valori assunti dalle seguenti componenti di sollecitazione:

$N$  = carico verticale agente in testa palificata

$M_l$  = momento longitudinale agente in testa palificata

$M_t$  = momento trasversale agente in testa palificata

$T_l$  = taglio longitudinale agente in testa palificata

$T_t$  = taglio trasversale agente in testa palificata

$T_{ris}$  = taglio risultante agente in testa palificata

$Q_{max} = N/n + M_l/W_l + M_t/W_t$ ; carico verticale massimo sul palo

$Q_{min} = N/n - M_l/W_l - M_t/W_t$ ; carico verticale minimo sul palo

$Q_{med} = N/n$

$H_{max} = T_{ris}/n$

COMB DI CARICO	N(kN)	MI(kNm)	Mt(kNm)	TI(kNm)	Tt(kN)	Tris(kN)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qmed(kN)	Hmax(kN)
Al solo perm. - T	16387,78	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2048,47	2048,47	2048,47	0,00
AI - T	16387,78	5319,75	21196,41	432,50	2493,75	2530,98	3208,73	888,22	2048,47	316,37
AII - T	19921,28	5319,75	24556,72	432,50	2307,00	2347,19	3790,43	1189,89	2490,16	293,40
AIII - T	19921,28	5319,75	22221,09	432,50	2153,50	2196,50	3693,11	1287,21	2490,16	274,56
AIV - T	19921,28	5319,75	22221,09	432,50	2153,50	2196,50	3693,11	1287,21	2490,16	274,56
FI	16387,78	0,00	2878,56	0,00	197,50	197,50	2168,41	1928,53	2048,47	24,69
FII	18905,93	0,00	4194,28	0,00	0,00	0,00	2538,00	2188,48	2363,24	0,00
FIII	18101,21	0,00	2853,92	0,00	0,00	0,00	2381,56	2143,74	2262,65	0,00
UIa - T	24581,67	7979,63	31794,61	648,75	3740,63	3796,47	4813,09	1332,33	3072,71	474,56
UIb - T	16387,78	7979,63	31794,61	648,75	3740,63	3796,47	3788,85	308,09	2048,47	474,56
UIIa - T	29881,92	7979,63	40338,51	648,75	3690,75	3747,33	5831,62	1638,86	3735,24	468,42
UIIb - T	21688,03	7979,63	40338,51	648,75	3690,75	3747,33	4807,38	614,63	2711,00	468,42
UIIIa - T	29881,92	7979,63	33331,64	648,75	3230,25	3294,75	5539,66	1930,82	3735,24	411,84
UIIIb - T	21688,03	7979,63	33331,64	648,75	3230,25	3294,75	4515,43	906,58	2711,00	411,84
UIVa - T	29881,92	7979,63	33331,64	648,75	3230,25	3294,75	5539,66	1930,82	3735,24	411,84
UIVb - T	21688,03	7979,63	33331,64	648,75	3230,25	3294,75	4515,43	906,58	2711,00	411,84
Sisma long Sv+	25827,27	1422,79	0,00	203,26	0,00	203,26	3302,51	3154,30	3228,41	25,41
Sisma trasv Sv+	25827,27	0,00	12782,66	0,00	950,62	950,62	3761,02	2695,80	3228,41	118,83
Sisma long Sv-	23336,07	1422,79	0,00	203,26	0,00	203,26	2991,11	2842,90	2917,01	25,41
Sisma trasv Sv-	23336,07	0,00	12782,66	0,00	950,62	950,62	3449,62	2384,40	2917,01	118,83
Al solo perm. - L	16387,78	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2048,47	2048,47	2048,47	0,00
AI - L	16387,78	10569,75	7196,41	1182,50	493,75	1281,44	2898,83	1198,11	2048,47	160,18
AII - L	19921,28	10569,75	10556,72	1182,50	307,00	1221,70	3480,53	1499,79	2490,16	152,71

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 30463\_06

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
DE2CLIV170X-001Rev.  
0Foglio  
48 di 86

AIII - L	19921,28	10569,75	8221,09	1182,50	153,50	1192,42	3383,21	1597,11	2490,16	149,05
AIV - L	19921,28	10569,75	8221,09	1182,50	153,50	1192,42	3383,21	1597,11	2490,16	149,05
UIa - L	24581,67	15854,63	10794,61	1773,75	740,63	1922,16	4348,25	1797,17	3072,71	240,27
UIb - L	16387,78	15854,63	10794,61	1773,75	740,63	1922,16	3324,01	772,94	2048,47	240,27
UIIa - L	29881,92	15854,63	19338,51	1773,75	690,75	1903,50	5366,77	2103,71	3735,24	237,94
UIIb - L	21688,03	15854,63	19338,51	1773,75	690,75	1903,50	4342,54	1079,47	2711,00	237,94
UIIIa - L	29881,92	15854,63	12331,64	1773,75	230,25	1788,63	5074,82	2395,66	3735,24	223,58
UIIIb - L	21688,03	15854,63	12331,64	1773,75	230,25	1788,63	4050,58	1371,42	2711,00	223,58
UIVa - L	29881,92	15854,63	12331,64	1773,75	230,25	1788,63	5074,82	2395,66	3735,24	223,58
UIVb - L	21688,03	15854,63	12331,64	1773,75	230,25	1788,63	4050,58	1371,42	2711,00	223,58

Di seguito si riporta il riepilogo delle massime azioni sul palo più sollecitato.

#### STATI LIMITE DI ESERCIZIO

$Q_{\max,sl}$  3790,43 kN

$H_{\max,sl}$  316,37 kN

#### STATI LIMITE DI ESERCIZIO: FESSURAZIONE

##### COMBINAZIONE FI

$Q_{\max,FI}$  2168,41 kN

$H_{\max,FI}$  24,69 kN

##### COMBINAZIONE FII

$Q_{\max,FII}$  2538,00 kN

$H_{\max,FII}$  0,00 kN

##### COMBINAZIONE FIII

$Q_{\max,FIII}$  2381,56 kN

$H_{\max,FIII}$  0,00 kN

#### STATO LIMITE ULTIMO

$Q_{\max,slu}$  5831,62 kN

$H_{\max,slu}$  474,56 kN

#### STATO LIMITE ULTIMO IN CONDIZIONI SISMICHE

$Q_{\max,s}$  3761,02 kN

$H_{\max,s}$  118,83 kN



## 6.2.9 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

### Sollecitazioni alla base del fusto

Vengono di seguito riportati i valori del momento flettente, del taglio e dello sforzo normale che si hanno al piede del fusto della pila per ogni condizione di carico.

COMB DI CARICO	N(kN)	MI(kNm)	Mt(kNm)	TI(kNm)	Tt(kN)
Al solo perm. - T	11002,50	0,00	0,00	0,00	0,00
AI - T	11002,50	4454,75	16208,91	432,50	2493,75
AII - T	14536,00	4454,75	19942,72	432,50	2307,00
AIII - T	14536,00	4454,75	17914,09	432,50	2153,50
AIV - T	14536,00	4454,75	17914,09	432,50	2153,50
FI	11002,50	0,00	2483,56	0,00	197,50
FII	13520,65	0,00	4194,28	0,00	0,00
FIII	12715,93	0,00	2853,92	0,00	0,00
UIa - T	16503,75	6682,13	24313,36	648,75	3740,63
UIb - T	11002,50	6682,13	24313,36	648,75	3740,63
UIIa - T	21804,00	6682,13	32957,01	648,75	3690,75
UIIb - T	16302,75	6682,13	32957,01	648,75	3690,75
UIIIa - T	21804,00	6682,13	26871,14	648,75	3230,25
UIIIb - T	16302,75	6682,13	26871,14	648,75	3230,25
UIVa - T	21804,00	6682,13	26871,14	648,75	3230,25
UIVb - T	16302,75	6682,13	26871,14	648,75	3230,25
Sisma long Sv+	17749,35	1016,28	0,00	203,26	0,00
Sisma trasv Sv+	17749,35	0,00	10881,43	0,00	950,62
Sisma long Sv-	15258,15	1016,28	0,00	203,26	0,00
Sisma trasv Sv-	15258,15	0,00	10881,43	0,00	950,62
Al solo perm. - L	11002,50	0,00	0,00	0,00	0,00
AI - L	11002,50	8204,75	6208,91	1182,50	493,75
AII - L	14536,00	8204,75	9942,72	1182,50	307,00
AIII - L	14536,00	8204,75	7914,09	1182,50	153,50
AIV - L	14536,00	8204,75	7914,09	1182,50	153,50
UIa - L	16503,75	12307,13	9313,36	1773,75	740,63
UIb - L	11002,50	12307,13	9313,36	1773,75	740,63
UIIa - L	21804,00	12307,13	17957,01	1773,75	690,75
UIIb - L	16302,75	12307,13	17957,01	1773,75	690,75
UIIIa - L	21804,00	12307,13	11871,14	1773,75	230,25
UIIIb - L	16302,75	12307,13	11871,14	1773,75	230,25
UIVa - L	21804,00	12307,13	11871,14	1773,75	230,25
UIVb - L	16302,75	12307,13	11871,14	1773,75	230,25



## 7 SPALLE

Per quanto riguarda il calcolo delle spalle dell'opera si rimanda a quanto riportato nel seguente elaborato:

IN0500DE2CLIV0005018  
SPALLE

TIP CVF STRADE CAT. F2: RELAZIONE DI CALCOLO

In particolare per i calcoli di dimensionamento e verifica degli elementi strutturali nonché per le sollecitazioni sui pali di fondazione si fa riferimento a:

per Spalla A	calcolo tipologico spalla fissa lunghezza massima impalcato 205
per Spalla B	calcolo tipologico spalla mobile

Infine, a partire dai massimi carichi assiali agenti sul palo più sollecitato per ciascuna spalla, si possono definire le lunghezze dei pali di fondazione utilizzando le curve di capacità portante ammissibile del singolo palo fornite nella "Relazione geotecnica" specifica per il cavalcaferrovia in oggetto. Il calcolo verrà riportato nello specifico capitolo dedicato alle verifiche di capacità portante dei pali del presente documento.

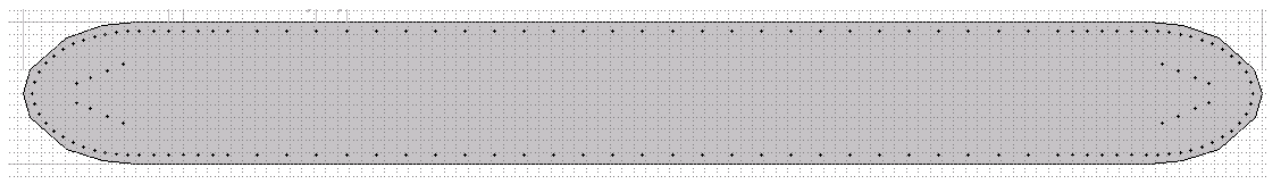


## 8 VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE

### 8.1 VERIFICHE FUSTO PILA

#### 8.1.1 Caratteristiche della sezione

La base della pila ha sezione rettangolare con i tratti estremi a forma ellittica e prevede le seguenti caratteristiche geometriche e la seguente armatura verticale ed orizzontale:



Sezione di verifica.

#### Caratteristiche geometriche e armature **PILA 2**

Larghezza direzione longitudinale (cm)	120.00
Larghezza direzione trasversale (cm)	820.00
Armatura 1° strato verticale tratto rettangolare (cm <sup>2</sup> )	60Ø24 271.2
Copriferro baricentrico armatura dalla parte esterna (cm)	8.00
Armatura 1° strato verticale tratto ellittico (cm <sup>2</sup> )	20Ø24 90.4
Copriferro baricentrico armatura dalla parte esterna (cm)	8.00
<b>Totale armatura (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>361.6 &gt; 0.003A<sub>c</sub> = 0.003* 93600 = 280.8</b>
Armatura orizzontale in direzione longitudinale (cm <sup>2</sup> )	Staffe Ø14/10 a due braccia + 22 Spille Ø10/10 3.07 + 17.27
Armatura orizzontale in direzione trasversale (cm <sup>2</sup> )	Staffe Ø14/10 a due braccia 3.07



### Caratteristiche geometriche e armature **PILA 3**

<i>Larghezza direzione longitudinale (cm)</i>	120.00
<i>Larghezza direzione trasversale (cm)</i>	820.00
<i>Armatura 1° strato verticale tratto rettangolare (cm<sup>2</sup>)</i>	120Ø26 637.2
<i>Copriferro baricentrico armatura dalla parte esterna (cm)</i>	8.00
<i>Armatura 1° strato verticale tratto ellittico (cm<sup>2</sup>)</i>	20Ø26 106.2
<i>Copriferro baricentrico armatura dalla parte esterna (cm)</i>	8.00
<b>Totale armatura (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>743.4 &gt; 0.003A<sub>c</sub> = 0.003* 93600 = 280.8</b>
<i>Armatura orizzontale in direzione longitudinale (cm<sup>2</sup>)</i>	Staffe Ø14/10 a due braccia + 22 Spille Ø10/10 3.07 + 17.27
<i>Armatura orizzontale in direzione trasversale (cm<sup>2</sup>)</i>	Staffe Ø14/10 a due braccia 3.07

#### 8.1.2 Verifiche a pressoflessione

Le verifiche a pressoflessione del fusto vengono eseguite prendendo in considerazione le massime azioni ottenute alla base del fusto per ciascuno stato limite e arrotondandole a favore di sicurezza.

Le verifiche verranno eseguite per ciascuna delle pile di calcolo.



### 8.1.3.1 Pila 2

RIASSUNTO SOLLECITAZIONI			
	TL,max	TT,max	Nmin,slu
Verifica a taglio	1300	1960	10900
Verifiche a pressoflessione			
	ML,max	MT,max	Nmin
SLU	10400	27100	10900
	ML,max	MT,max	Nmax
	10400	27100	27200
	ML,max	MT,max	Nmin
SLE	7000	15000	10900
	ML,max	MT,max	Nmax
	7000	15000	18200
	ML,max	MT,max	Nmin
FESSURAZIONE	0	6000	13400
	ML,max	MT,max	Nmax
	0	6000	16200

Di seguito si riporta il riepilogo delle verifiche di resistenza eseguite.

#### Normativa di riferimento:

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

#### Note:

Verifiche SLE per ambiente poco aggressivo

#### Materiali:

##### Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>

fctm (resistenza a trazione media) = 32 daN/cm<sup>2</sup>

G (modulo di elasticità tangenziale) = 160937 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 360500 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/m<sup>3</sup>

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm<sup>2</sup>

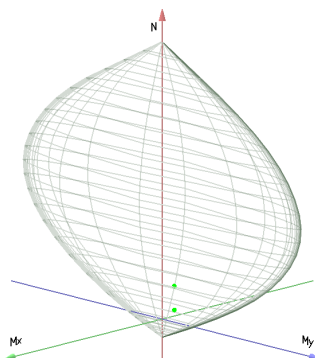
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-12391.5	0.0	0.0	Completamente tesa
188484.3	0.0	0.0	Completamente compressa
0.0	6699.3	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-6699.3	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	44088.9	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-44088.9	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  e  $N_u$  proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con  $N_u$  costante (sigla verifica: N)



Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	10900.0	10400.0	27100.0	P	13880.5	13243.8	34510.2	0.780	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	10900.0	11909.4	31033.2	0.870	
2	27200.0	10400.0	27100.0	P	68527.7	26201.8	68275.8	0.400	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	27200.0	18278.2	47628.9	0.570	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	10900.0	10400.0	27100.0	P	13880.5	13243.8	34510.2	0.780	OK
1	10900.0	10400.0	27100.0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	10900.0	10400.0	27100.0	N	10900.0	11909.4	31033.2	0.870	OK

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 19920.0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 315000.0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	6950.0	14900.0	10900.0	-9377.9	0.47	192118.4	0.61
4 OK	6950.0	14900.0	18200.0	-7773.6	0.39	-106322.4	0.34

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 14940.0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0.15$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$W_k$	$W_k/W_{kL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	0.0	6000.0	13400.0	-1825.3	0.12	0.00	0.00
6 OK	0.0	6000.0	16200.0	-2110.0	0.14	0.00	0.00



La verifica si ritiene soddisfatta essendo il momento sollecitante interno al dominio di rottura per tutte e tre le combinazioni sopracitate.

### 8.1.3.2 Pila 3

La pila in oggetto è soggetta anche dall'urto ferroviario, costituito da due azioni non contemporanee. Di seguito si riportano le verifiche relative alla condizione più gravosa fra le due possibili.

#### Urto ferroviario in direzione trasversale

RIASSUNTO SOLLECITAZIONI - T			
	TL,max	TT,max	Nmin,slu
Verifica a taglio	900	4300	8000
Verifiche a pressoflessione			
SLU	ML,max	MT,max	Nmin
	8500	46500	8000
SLU	ML,max	MT,max	Nmax
	8500	46500	27100
SLE	ML,max	MT,max	Nmin
	5600	28000	8000
SLE	ML,max	MT,max	Nmax
	5600	28000	18100
FESSURAZIONE	ML,max	MT,max	Nmin
	0	5500	10100
FESSURAZIONE	ML,max	MT,max	Nmax
	0	5500	16700

#### Urto ferroviario in direzione longitudinale

RIASSUNTO SOLLECITAZIONI			
	TL,max	TT,max	Nmin,slu
Verifica a taglio	2000	1300	8000
Verifiche a pressoflessione			
SLU	ML,max	MT,max	Nmin
	16800	25000	8000
SLU	ML,max	MT,max	Nmax
	16800	25000	27100
SLE	ML,max	MT,max	Nmin
	11200	13700	8000
SLE	ML,max	MT,max	Nmax
	11200	13700	18100
FESSURAZIONE	ML,max	MT,max	Nmin
	0	5500	10100
FESSURAZIONE	ML,max	MT,max	Nmax
	0	5500	16700

Di seguito si riporta il riepilogo delle verifiche di resistenza eseguite.



**Normativa di riferimento:**

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente poco aggressivo

**Materiali:****Calcestruzzo classe: C32/40**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>

f<sub>ck</sub> (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>

f<sub>ctm</sub> (resistenza a trazione media) = 32 daN/cm<sup>2</sup>

G (modulo di elasticità tangenziale) = 160937 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 360500 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

f<sub>yk</sub> (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

f<sub>kt</sub> (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

ε<sub>uk</sub> (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm<sup>2</sup>

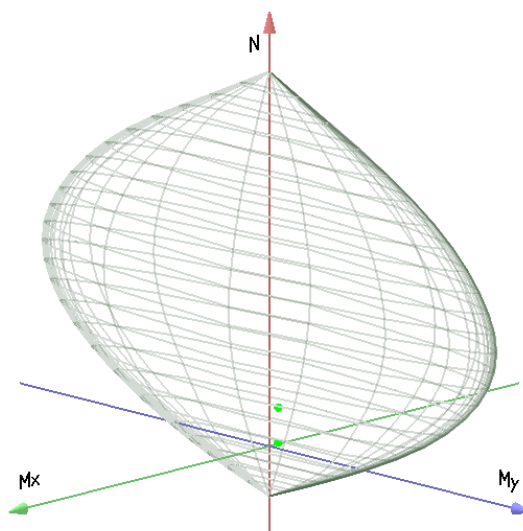
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-27008,1	0,0	0,0	Completamente tesa
203100,9	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	14344,1	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-14344,1	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	90997,1	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-90997,1	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	8000,0	16800,0	25000,0	P	8847,6	18580,0	27648,8	0,900	OK
				M	164724,6	16785,5	24978,4	0,050	
				N	8000,0	18171,7	27041,3	0,920	
2	27100,0	16800,0	25000,0	P	53908,8	33419,5	49731,4	0,500	OK
				M	164724,6	16785,5	24978,4	0,160	
				N	27100,0	26252,5	39066,3	0,640	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
------	---	----	----	------	----	-----	-----	-------	--------



	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	8000,0	16800,0	25000,0	P	8847,6	18580,0	27648,8	0,900	OK
2	27100,0	16800,0	25000,0	M	164724,6	16785,5	24978,4	0,160	OK
1	8000,0	16800,0	25000,0	N	8000,0	18171,7	27041,3	0,920	OK

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 19920,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 315000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	11200,0	13700,0	8000,0	-10466,0	0,53	261326,2	0,83
4 OK	11200,0	13700,0	18100,0	-9991,3	0,50	143605,2	0,46

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 14940,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,15$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	0,0	5500,0	10100,0	-1373,1	0,09	0,00	0,00
6 OK	0,0	5500,0	16700,0	-2008,0	0,13	0,00	0,00

La verifica si ritiene soddisfatta essendo il momento sollecitante interno al dominio di rottura per tutte e tre le combinazioni sopracitate.

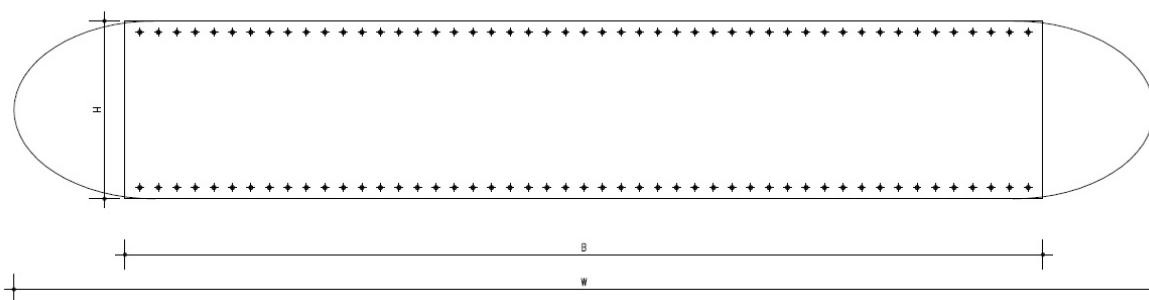


## 8.1.4 Verifiche a taglio

### 8.1.4.1 Verifica a taglio in direzione longitudinale

#### Caratteristiche geometriche della sezione di verifica

Si considera una sezione rettangolare contenuta all'interno della sezione reale del fusto e si considerano, a favore di sicurezza, le sole armature disposte all'interno della sezione fittizia ottenuta. Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche della sezione di verifica e le armature considerate nella verifica:



Sezione di verifica.

#### Caratteristiche geometriche e armature **PILA 2**

Larghezza direzione longitudinale $H$ (cm)	120.00
Larghezza direzione trasversale $B$ (cm)	630.00
Armatura tesa 1° strato verticale ( $cm^2$ )	60Ø24 271.2
Copriferro baricentrico armatura dalla parete esterna (cm)	8.00
Armatura orizzontale in direzione longitudinale (cm)	Staffe Ø14/10 a due braccia + 22 Spille Ø10/10 3.07 + 17.27

#### Caratteristiche geometriche e armature **PILA 3**

Larghezza direzione longitudinale $H$ (cm)	120.00
Larghezza direzione trasversale $B$ (cm)	630.00
Armatura tesa 1° strato verticale ( $cm^2$ )	120Ø26 637.2
Copriferro baricentrico armatura dalla parete esterna (cm)	8.00



<i>Armatura orizzontale in direzione longitudinale (cm<sup>2</sup>)</i>	Staffe Ø14/10 a due braccia + 22 Spille Ø10/10
	3.07 + 17.27
<i>Armatura orizzontale in direzione trasversale (cm<sup>2</sup>)</i>	Staffe Ø14/10 a due braccia
	3.07

Pila 2

$V_{sdu}$	1300	kN
$M_{sdu}$	7500	kNm
$N_{sdu}$	10900	kN
$M_0$	2319,515	kNm
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$bw$	630	cm
$d$	112	cm
$\delta$	1,309	
$r$	1,000	m
$Asl$	271,2	cm <sup>2</sup>
$c$	8	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$Asw$	0	cm <sup>2</sup>
passo staffe	50	cm
$f_{cd}$	20,750	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$	1,380	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\rho$	0,0038	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
VRd1	3800,056	kN
VRd2	43923,600	kN

La verifica risulta quindi soddisfatta essendo il taglio sollecitante  $V_{sdu} < V_{Rd}$ .



### Pila 3

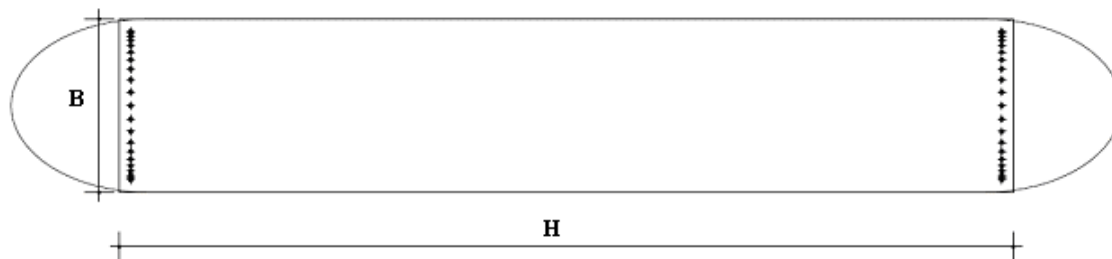
$V_{sdu}$	2000	kN
$M_{sdu}$	14200	kNm
$N_{sdu}$	8000	kN
$M_0$	1825,075	kNm
Rck	40	N/mm <sup>2</sup>
fyk	450	N/mm <sup>2</sup>
bw	630	cm
d	112	cm
$\delta$	1,129	
r	1,000	m
Asl	637,2	cm <sup>2</sup>
c	8	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
Asw	0	cm <sup>2</sup>
passo staffe	50	cm
fcd	20,750	N/mm <sup>2</sup>
fctd	1,380	N/mm <sup>2</sup>
fyd	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\rho$	0,0090	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
VRd1	3988,031	kN
VRd2	43923,600	kN

La verifica risulta quindi soddisfatta essendo il taglio sollecitante  $V_{sdu} < V_{Rd}$ .

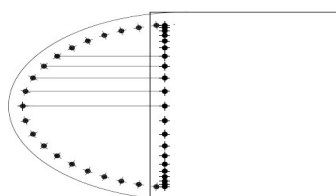
#### **8.1.4.2 Verifica a taglio in direzione trasversale**

##### Caratteristiche geometriche della sezione di verifica

Per la verifica a taglio lungo la direzione trasversale la verifica viene condotta considerando a favore di sicurezza una sezione rettangolare nella quale l'armatura è ottenuta dalla proiezione dell'armatura posta nel tratto ellittico lungo il tratto rettilineo della sezione rettangolare oggetto di verifica:



Sezione di verifica.



Proiezione armatura considerata.

### Caratteristiche geometriche e armature **PILA 2**

Larghezza direzione longitudinale $H$ (cm)	630.00
Larghezza direzione trasversale $B$ (cm)	120.00
Armatura tesa 1° strato verticale ( $cm^2$ )	10Ø24
	45.2
Copriferro baricentrico armatura dalla parete esterna (cm)	8.00
Armatura orizzontale in direzione trasversale ( $cm^2$ )	Staffe a due braccia Ø14/10
	3.08

### Caratteristiche geometriche e armature **PILA 3**

Larghezza direzione longitudinale $H$ (cm)	630.00
Larghezza direzione trasversale $B$ (cm)	120.00
Armatura tesa 1° strato verticale ( $cm^2$ )	10Ø26
	53.1
Copriferro baricentrico armatura dalla parete esterna (cm)	8.00
Armatura orizzontale in direzione trasversale ( $cm^2$ )	Staffe a due braccia Ø14/10
	3.08

Pila 2

$V_{sdu}$	1960	kN
$M_{sdu}$	27100	kNm
$N_{sdu}$	10900	kN
$M_0$	11633,154	kNm
Rck	40	N/mm <sup>2</sup>
fyk	450	N/mm <sup>2</sup>
bw	120	cm
d	622	cm
$\delta$	1,429	
r	1,000	m
Asl	45,2	cm <sup>2</sup>
c	8	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
Asw	0	cm <sup>2</sup>
passo staffe	50	cm
fcd	20,750	N/mm <sup>2</sup>
fctd	1,380	N/mm <sup>2</sup>
fyd	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\rho$	0,0006	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
VRd1	3792,293	kN
VRd2	46463,400	kN

La verifica risulta quindi soddisfatta essendo il taglio sollecitante  $V_{sdu} < V_{Rd}$ .

Pila 3





$V_{sdu}$	4300	kN
$M_{sdu}$	46500	kNm
$N_{sdu}$	8000	kN
$M_0$	8561,979	kNm
Rck	40	N/mm <sup>2</sup>
fyk	450	N/mm <sup>2</sup>
bw	120	cm
d	622	cm
$\delta$	1,184	
r	1,000	m
Asl	53,1	cm <sup>2</sup>
c	8	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
Asw	3,08	cm <sup>2</sup>
passo staffe	10	cm
fcd	20,750	N/mm <sup>2</sup>
fctd	1,380	N/mm <sup>2</sup>
fyd	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\rho$	0,0007	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
VRd1	3158,001	kN
VRd2	46463,400	kN
Asw,min	77,69	cm <sup>2</sup>
passo staffe, max	498,0	cm
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
VRd2	46463,400	kN
Vcd	7318,865	kN
Vwd,min	-3018,865	kN
Vwd	6746,807	kN
VRd3	14343,694	kN



## 8.2 VERIFICHE STRUTTURALI PALI DI FONDAZIONE

Per i pali delle pile, si conducono le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo e le verifiche agli stati limite di esercizio nelle combinazioni di azioni significative, individuando le armature necessarie.

Secondo quanto prescritto dalla normativa di riferimento, i pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la loro lunghezza, con un'area non inferiore allo 0.4% di quella del calcestruzzo. In particolare, per il primo tratto di lunghezza paria a 10 volte il diametro del palo l'area dell'armatura longitudinale non deve essere inferiore allo 0.6% di quella del calcestruzzo.

Nella fattispecie i pali di fondazione presentano diametro pari a 120cm, pertanto l'armatura minima risulta essere pari a:

$$0.6\%A_{cls} \rightarrow A_{long,min} = 67.85\text{cm}^2$$

$$0.4\%A_{cls} \rightarrow A_{long,min} = 45.23\text{cm}^2$$

Nel paragrafo "calcolo delle sollecitazioni sul palo" sono stati riassunti in tabella le sollecitazioni di progetto.

Per le verifiche strutturali dei pali delle spalle si rimanda alla relazione di calcolo tipologica di riferimento.

### Caratteristiche geometriche e armature pali delle pile

Diametro palo	$\phi_p =$	120	<b>cm</b>	
Area palo	$A_p =$	$\pi * \phi_p^2 / 4 =$	11309.73	$\text{cm}^2$
Armatura corrente del palo	$A_a =$	21 $\Phi$ 26	111.51	$\text{cm}^2 > 0.3\% A_p$
Copriferro	$c =$	105.00	<b>mm</b>	



Armatura a taglio	$A_t=$	$\Phi 12/10$	2.26	$\text{cm}^2$
-------------------	--------	--------------	------	---------------

### 8.2.1 Calcolo delle sollecitazioni sul palo

Per quanto riguarda il palo maggiormente sollecitato della palificata si farà riferimento alle seguenti espressioni:

$$N_{MAX} = N_{el,MAX} + \Delta N_{GROUP} = \frac{N}{n} + \frac{M \cdot y_i}{\sum_1^n y_i^2} + \Delta N_{GROUP}$$

#### Equazione 1

$$\bar{T}_{MAX} = g \cdot \bar{T}_{medio} = g \cdot \frac{\bar{T}}{n}$$

#### Equazione 2

$$\bar{M}_{MAX} = -k \cdot \bar{T}_{MAX}$$

#### Equazione 3

dove:

$N_{MAX}$  = massima azione assiale agente sul palo maggiormente sollecitato;

$\bar{T}_{MAX}$  = massima azione tagliante vettoriale agente sul palo maggiormente sollecitato;

$\bar{M}_{MAX}$  = massima azione flettente vettoriale agente sul palo maggiormente sollecitato;

$N_{el,MAX}$  = massima azione assiale agente sul palo maggiormente sollecitato ricavata mediante ripartizione lineare;

$\Delta N_{GROUP}$  = incremento di carico dovuto all'effetto gruppo;



- $n$  = numero di pali della palificata;  
 $g$  = coefficiente di ripartizione del tagli in gruppo;  
 $k$  = coefficiente che correla il valore del taglio massimo con il valore del momento massimo i testa al palo;  
 $N$  = azione verticale agente in testa alla palificata;  
 $\bar{T}$  = azione tagliante vettoriale agente in testa alla palificata;  
 $\bar{M}$  = momento flettente vettoriale agente in testa alla palificata.

I valori di  $g$  e  $k$  ottenuti sono riassunti in tabella:

	<b>g</b>	<b>k (m)</b>
<b>Palo (pila)</b>	1.20	2.5

Applicando tali coefficienti ai carichi massimi sul singolo palo si ottengono le seguenti sollecitazioni di verifica:

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 30463\_06

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
DE2CLIV170X-001Rev.  
0Foglio  
69 di 86

PALO "pila 2"	Nmin,A=	1400 kN
	Nmin,SLU=	850 kN
	Nmin,F=	2350 kN
	Nmax,A=	4200 kN
	Nmax,SLU=	6400 kN
	Nmax,F=	3300 kN
	Tmax,A=	250 kN
	Tmax,SLU=	360 kN
	Tmax,F=	55 kN
	Mmax,A=	590 kNm
	Mmax,SLU=	880 kNm
	Mmax,F=	140 kNm
PALO "pila 3"	<b>Nmin,A=</b>	<b>850 kN</b>
	<b>Nmin,SLU=</b>	<b>250 kN</b>
	<b>Nmin,F=</b>	<b>2100 kN</b>
	<b>Nmax,A=</b>	<b>4760 kN</b>
	<b>Nmax,SLU=</b>	<b>7300 kN</b>
	<b>Nmax,F=</b>	<b>3700 kN</b>
	<b>Tmax,A=</b>	<b>450 kN</b>
	<b>Tmax,SLU=</b>	<b>650 kN</b>
	<b>Tmax,F=</b>	<b>50 kN</b>
	<b>Mmax,A=</b>	<b>1100 kNm</b>
	<b>Mmax,SLU=</b>	<b>1650 kNm</b>
	<b>Mmax,F=</b>	<b>125 kNm</b>
PALO "pila 3"	Nmin,A=	1200 kN
	Nmin,SLU=	780 kN
	Nmin,F=	2100 kN
	Nmax,A=	4500 kN
	Nmax,SLU=	6800 kN
	Nmax,F=	3700 kN
	Tmax,A=	240 kN
	Tmax,SLU=	350 kN
	Tmax,F=	50 kN
	Mmax,A=	580 kNm
	Mmax,SLU=	870 kNm
	Mmax,F=	125 kNm



### 8.2.2 Verifiche a pressoflessione SLU e SLE

Si considera per tutti i pali di tutte le pile un'armatura longitudinale costituita da 21 barre  $\Phi 26$ .  
Le verifiche vengono condotte considerando il palo maggiormente sollecitato evidenziato in grassetto nel paragrafo precedente.

#### Normativa di riferimento:

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

#### Note:

Verifiche SLE per ambiente poco aggressivo

#### Materiali:

##### Calcestruzzo classe: C25/30

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 300 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 249 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 26 daN/cm<sup>2</sup>

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 139375 daN/cm<sup>2</sup>

$E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 312200 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

##### Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: Acciaio per Barre\_B500C

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 5000 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 6000 daN/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm<sup>2</sup>

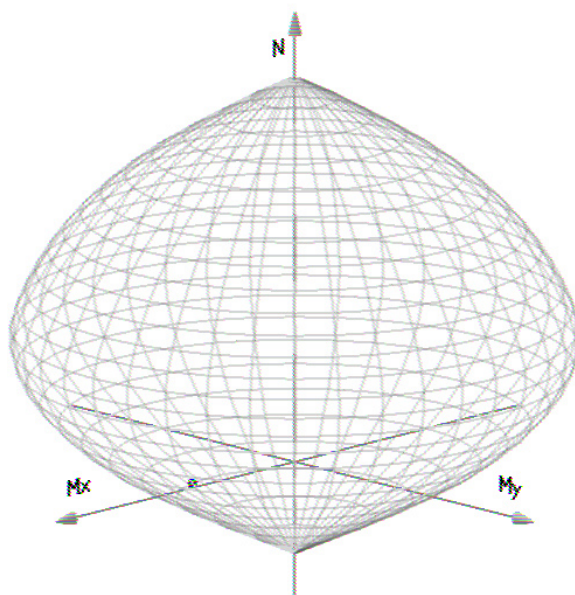
$E$  (modulo elastico) = 2060000 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



### Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-4847,6	0,0	0,0	Completamente tesa
20315,8	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	2118,1	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-2118,1	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	2115,2	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-2121,4	Fibre di destra tese

### Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	250,0	1650,0	0,0	P	337,5	2227,5	0,0	0,740	OK
				M	16192,1	1650,0	0,0	0,010	
				N	250,0	2199,5	0,0	0,750	



Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	250,0	1650,0	0,0	P	337,5	2227,5	0,0	0,740	OK
1	250,0	1650,0	0,0	M	16192,1	1650,0	0,0	0,010	OK
1	250,0	1650,0	0,0	N	250,0	2199,5	0,0	0,750	OK

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 14940,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 350000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	1100,0	0,0	850,0	-9872,4	0,66	227927,2	0,65

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 11205,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,15$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$W_k$	$W_k/W_{kL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
3 OK	125,0	0,0	2100,0	-2244,5	0,20	0,00	0,00

### 8.2.3 Verifica agli stati limite ultimi di taglio

Nella verifica si considera un'armatura a taglio costituita da spirale diametro  $\phi 12$  disposta a passo 10cm.

$V_{sdu}$	650,00	kN
$M_{sdu}$	1650	kNm





$N_{sdu}$	250,00	kN
$M_0$	47,415	kNm
Rck	30	N/mm <sup>2</sup>
fyk	450	N/mm <sup>2</sup>
$\phi_{circ}$	120	cm
bw	108	cm
d	74,18	cm
$\delta$	1,029	
r	1,000	m
$C_{ric}$	9,20	cm
$\phi_{ferri}$	2,6	cm
A corone circolari	111,510	cm <sup>2</sup>
Asl	55,755	cm <sup>2</sup>
c	8	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
Asw	2,26	cm <sup>2</sup>
passo staffe	10	cm
fcd	15,563	N/mm <sup>2</sup>
fctd	1,139	N/mm <sup>2</sup>
fyd	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\rho$	0,0070	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
VRd1	316,430	kN
VRd2	3740,491	kN
Asw,min	8,28	cm <sup>2</sup>
passo staffe, max	59,0	cm
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
VRd2	3740,491	kN
Vcd	563,395	kN
Vwd,min	86,605	kN
Vwd	590,432	kN
VRd3	1153,827	kN

La verifica risulta soddisfatta.



### 8.3 VERIFICHE PLINTI DI FONDAZIONE PILE

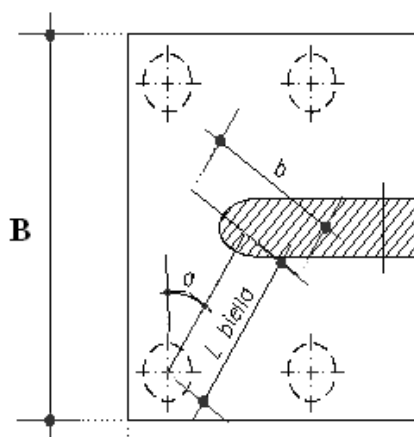
#### 8.3.1 Plinto di fondazione pila

Vista la conformazione del fusto e della palificata il più probabile meccanismo di funzionamento statico del plinto di fondazione è quello di lastra snella inflessa.

La condizione di carico più gravosa per la platea si ottiene dunque considerando il comportamento a mensola lungo la direzione congiungente il palo d'angolo più sollecitato con il fusto, come schematizzato nella figura seguente.

Si calcola il valore del massimo momento flettente dovuto all'azione del palo d'angolo rispetto alla sezione d'incastro posta a 0.30m all'interno del fusto. Si considera agente sul palo il valore  $P_{max}$  relativo alle quattro diverse condizioni di stato limite ultimo, esercizio, fessurazione e sisma. A tale carico viene sottratto il contributo del peso proprio del plinto e del terreno di ricoprimento, supposti ripartiti uniformemente sui pali e responsabili di oneri trascurabili nei confronti delle armature del plinto stesso.

Con riferimento alla figura che segue, si riportano le principali caratteristiche geometriche del plinto e si calcolano i valori del momento flettente nelle quattro condizioni per le quali devono essere svolte le verifiche di resistenza e di fessurazione.



Dimensione longitudinale plinto B	6.80	m
Dimensione trasversale plinto D	12.80	m
Spessore plinto	2.00	m
Area fusto pila	9.35	mq
Spessore ricoprimento del terreno	0.6	m
numero pali	8.0	



Peso del plinto sul palo = $\Delta w_{\text{plinto}}$	544.00	kN
Peso del terreno sul palo = $\Delta w_{\text{terreno}}$	111.00	kN
Lunghezza biella	2.90	m
Inclinazione $\alpha$ rispetto alla direzione longitudinale	33.7°	

Si calcola il valore del massimo momento flettente dovuto all'azione del palo d'angolo rispetto alla sezione d'incastro posta a 0.30m all'interno del fusto, considerando agente sul palo il carico  $P_{\text{max}}$  relativo alle quattro diverse combinazioni di stato limite ultimo, delle tensioni di esercizio, di fessurazione e sismica. A tale carico viene sottratto il contributo del peso proprio del plinto e del terreno di ricoprimento, supposti ripartiti uniformemente sui pali e responsabili di oneri trascurabili nei confronti delle armature del plinto stesso.

### Calcolo delle sollecitazioni

Con riferimento alla figura precedente, si riportano le principali caratteristiche geometriche del plinto e si calcolano i valori del momento flettente nelle quattro condizioni per le quali devono essere svolte le verifiche di resistenza e di fessurazione.

Nel calcolo si prescinde dal peso del plinto, supposto uniformemente sui pali e responsabile di oneri trascurabili nei confronti delle armature del plinto stesso.

Il calcolo delle sollecitazioni flettenti nella sezione di incastro con il fusto viene effettuato scomponendo la mensola individuata secondo le due direzioni parallele ai lati del plinto stesso.

### Condizione di stato limite ultimo

Carico massimo **7300,00** kN

Carico sollecitante P 6317,94 kN

lunghezza mensola

L mensola 2,90 m

inclinazione rispetto longitudinale

33,70 °

scomponibile nelle due componenti:

lx 2,41 m



$l_y = 1,61 \text{ m}$

Il momento flettente nella sezione di incastro

risulta:

$$M = P \cdot l = 18322,02 \text{ kN}$$

che scomposto nelle direzioni longitudinale e trasversale

fornisce:

$$M_x = P \cdot l_x = 15243,08 \text{ kN}$$

$$M_y = P \cdot l_y = 10165,87 \text{ kN}$$

#### *Configurazione di carico rara*

Carico massimo **4760,00** kN

Carico sollecitante P 4105,29 kN

Il momento flettente nella sezione di incastro

risulta:

$$M = P \cdot l = 11905,35 \text{ kN}$$

che scomposto nelle direzioni longitudinale e trasversale

fornisce:

$$M_x = P \cdot l_x = 9904,70 \text{ kN}$$

$$M_y = P \cdot l_y = 6605,61 \text{ kN}$$

#### *Configurazione di carico frequente*

*(FII)*

Carico massimo **3700,00** kN

Carico sollecitante P 3045,29 kN



Il momento flettente nella sezione di incastro

risulta:

$$M=P \cdot l = 8831,35 \text{ kN}$$

che scomposto nelle direzioni longitudinale e trasversale

fornisce:

$$M_x = P \cdot l_x = 7347,27 \text{ kN}$$

$$M_y = P \cdot l_y = 4900,02 \text{ kN}$$

### 8.3.1.1 Verifica a pressoflessione SLU e SLE

#### Verifica in direzione longitudinale

#### Caratteristiche geometriche della sezione di verifica longitudinale

Si considera una sezione di verifica nella direzione parallela al lato corto del plinto, di la larghezza pari 2.80m.

Larghezza $b$ (cm)	280.00
Altezza $h$ (cm)	200.00
	1Ø26/12.5
Armatura inferiore 1° strato longitudinale (cm)	22Ø26 = 116.8
Copriferro baricentrico armatura (cm)	5.80
	1Ø26/12.5
Armatura inferiore 3° strato longitudinale (cm)	22Ø26 = 116.8
Copriferro baricentrico armatura (cm)	11.00
	1Ø26/12.5
Armatura superiore 1° strato longitudinale (cm <sup>2</sup> )	22Ø26 = 116.8
Copriferro baricentrico armatura (cm)	5.80

#### **Normativa di riferimento:**

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

#### **Note:**



Verifiche SLE per ambiente poco aggressivo

**Materiali:**

**Calcestruzzo classe: C25/30**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 300 daN/cm<sup>2</sup>

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 249 daN/cm<sup>2</sup>

fctm (resistenza a trazione media) = 26 daN/cm<sup>2</sup>

G (modulo di elasticità tangenziale) = 139375 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 312200 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

f<sub>yk</sub> (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

f<sub>kt</sub> (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

ε<sub>uk</sub> (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

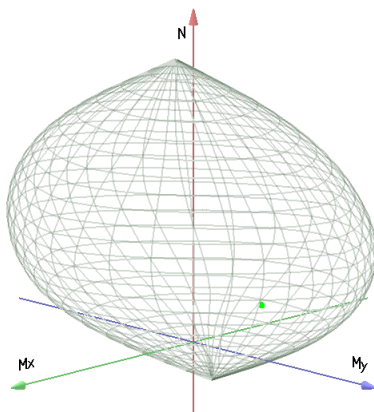
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



**Caratteristiche limite della sezione:**



Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-13711,8	-4067,8	0,0	Completamente tesa
92727,8	4067,8	0,0	Completamente compressa
0,0	8565,5	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-16722,7	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	15848,5	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-15848,5	Fibre di destra tese

### Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	6320,0	-15250,0	0,0	P	10179,3	-24562,4	0,0	0,620	OK
				M	68071,7	-15232,4	0,0	0,090	
				N	6320,0	-21943,3	0,0	0,690	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	6320,0	-15250,0	0,0	P	10179,3	-24562,4	0,0	0,620	OK
1	6320,0	-15250,0	0,0	M	68071,7	-15232,4	0,0	0,090	OK
1	6320,0	-15250,0	0,0	N	6320,0	-21943,3	0,0	0,690	OK

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 14940,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 315000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	-9905,0	0,0	4110,0	-6843,6	0,46	172030,6	0,55



### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 11205,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,15$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
3 OK	-7350,0	0,0	3050,0	-5078,3	0,45	0.09	0,58

### Verifica in direzione trasversale

#### Caratteristiche geometriche della sezione di verifica

Si considera una sezione di verifica nella direzione parallela al lato lungo del plinto, di la larghezza pari a alla somma fra il semi-interasse fra i pali e la distanza del palo dal bordo del plinto:

$$b=2.40+1.00= 3.40m$$

Larghezza $b$ (cm)	340.00
Altezza $h$ (cm)	200.00
	1Ø26/12.5
Armatura inferiore 2° strato trasversale (cm <sup>2</sup> )	27Ø26 = 143.37
Copriferro baricentroarmatura (cm)	8.50
	1Ø26/12.5
Armatura inferiore 4° strato trasversale (cm <sup>2</sup> )	27Ø26 = 143.37
Copriferro baricentroarmatura (cm)	14.10
	1Ø26/12.5
Armatura superiore 2° strato trasversale (cm <sup>2</sup> )	27Ø26 = 143.37
Copriferro baricentroarmatura (cm)	5.80

#### **Normativa di riferimento:**

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'



**Note:**

Verifiche SLE per ambiente poco aggressivo

**Materiali:****Calcestruzzo classe: C25/30**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 300 daN/cm<sup>2</sup>

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 249 daN/cm<sup>2</sup>

fctm (resistenza a trazione media) = 26 daN/cm<sup>2</sup>

G (modulo di elasticità tangenziale) = 139375 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 312200 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

f<sub>yk</sub> (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

f<sub>kt</sub> (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

ε<sub>uk</sub> (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

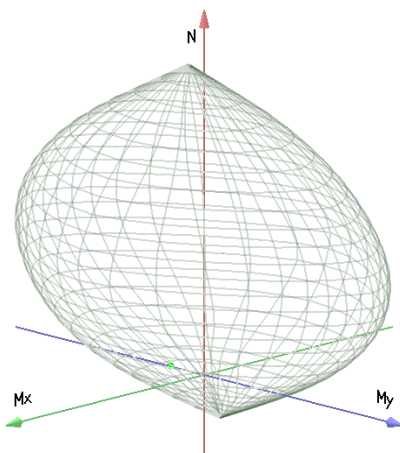
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:

**Caratteristiche limite della sezione:**

<b>Nu</b>	<b>Mxu</b>	<b>Myu</b>	<b>Stato Sez.</b>
kN	kN m	kN m	
-16828,1	-4824,1	0,0	Completamente tesa
112776,1	4824,1	0,0	Completamente compressa
0,0	10279,7	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-20053,7	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	23599,3	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-23599,3	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

<b>Cmb.</b>	<b>N</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Tipo</b>	<b>Nu</b>	<b>Mxu</b>	<b>Myu</b>	<b>Sd/Su</b>	<b>Verif.</b>
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	6320,0	10170,0	0,0	P	13727,4	22089,8	0,0	0,460	OK
				M	105975,8	10161,4	0,0	0,060	
				N	6320,0	15840,9	0,0	0,640	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

<b>Cmb.</b>	<b>N</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Tipo</b>	<b>Nu</b>	<b>Mxu</b>	<b>Myu</b>	<b>Sd/Su</b>	<b>Verif.</b>
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	6320,0	10170,0	0,0	P	13727,4	22089,8	0,0	0,460	OK
1	6320,0	10170,0	0,0	M	105975,8	10161,4	0,0	0,060	OK
1	6320,0	10170,0	0,0	N	6320,0	15840,9	0,0	0,640	OK



### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 14940,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 315000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	-6610,0	0,0	4110,0	-3934,1	0,26	77427,5	0,25

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 11205,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,15$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
3 OK	4900,0	0,0	3050,0	-3152,6	0,28	0.09	0,58

### 8.3.1.2 Verifica a Taglio

$V_{sdu}$	6320	kN
$M_{sdu}$	0	kNm
$N_{sdu}$	0	kN
$M_0$	0,000	kNm
Rck	30	N/mm <sup>2</sup>
fyk	450	N/mm <sup>2</sup>
bw	260	cm
d	190	cm
$\delta$	1,000	
r	1,000	m
Asl	233,6	cm <sup>2</sup>
c	10	cm



$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
Asw	31,4	cm <sup>2</sup>
passo staffe	37,5	cm
fcd	15,563	N/mm <sup>2</sup>
fctd	1,139	N/mm <sup>2</sup>
fyd	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\rho$	0,0047	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
VRd1	1739,677	kN
VRd2	23063,625	kN
Asw,min	51,38	cm <sup>2</sup>
passo staffe, max	152,0	cm
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
VRd2	23063,625	kN
Vcd	3376,818	kN
Vwd,min	2943,182	kN
Vwd	5602,852	kN
VRd3	8979,671	kN

La verifica si ritiene soddisfatta inserendo armatura a taglio costituita da spille  $\Phi 20/(25 \times 37.5 \text{cm})$ .

#### 8.4 VERIFICHE GEOTECNICHE PALI DI FONDAZIONE

##### 8.4.1 Premessa

Nei paragrafi seguenti si illustrano le verifiche geotecniche dei pali di fondazione di pile e spalle, con riferimento alla verifica di capacità portante verticale

La verifica di capacità portante verticale viene eseguita distinguendo tra i seguenti elementi:

IV17	L pali (m)	Pila di calcolo
SpA	16.00	SpA
P1	16.00	P2



P2	14.00	P2
P3	14.00	P3
campata AV/AC		
P4	16.00	P3
SpB	19.00	SpB

#### 8.4.2 Verifica di capacità portante verticale

A partire dai massimi carichi assiali agenti sul palo più sollecitato per ciascuna spalla e per ciascuna pila di calcolo, si possono definire le lunghezze dei pali di fondazione utilizzando le curve di capacità portante ammissibile del singolo palo fornite nella “Relazione geotecnica” specifica per il cavalcaferrovia in oggetto.

Il dimensionamento della lunghezza dei pali di fondazione ( $L_{palo,min}$ ) dovrà essere effettuato verificando la seguente disuguaglianza:

- $Q_{sle} \leq Q_{amm}$

Per i pali delle spalle inoltre, la lunghezza complessiva del palo ( $L_{palo}$ ) si ottiene aggiungendo alla lunghezza così determinata quella del tratto di palo al di sopra del p.c ( $\Delta L_{ril}$ ).

Di seguito si riassumono le verifiche distinte per gli elementi di calcolo.

#### VERIFICA CAPACITA' PORTANTE VERTICALE A COMPRESSIONE

PILA	$Q_{max,sle}$ (kN)	$L_{palo}$ (m)	$Q_{amm}$ (kN)
P2	3650	14	4300
P3	3800	14	4300

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 30463\_06

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
DE2CLIV170X-001Rev.  
0Foglio  
86 di 86

<b>SPALLA</b>	<b><math>Q_{max,sle}</math> (kN)</b>	<b><math>L_{palo, min}</math> (m)</b>	<b><math>Q_{amm}</math> (kN)</b>	<b><math>\Delta L_{ril}</math> (m)</b>	<b><math>L_{palo}</math> (m)</b>
<b>SpA</b>	2550	12.00	2900	3.50	16.00
<b>SpB</b>	2600	12.00	2900	7.00	19.00

Essendo  $Q_{max} < Q_{amm}$ , tutte le verifiche risultano soddisfatte.