

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-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

IV35 - CAVALCAFERROVIA CASCINA PERGOLA VECCHIA-PK125+738,979
Relazione di calcolo pila P1

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due	
Data: _____	Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERAV/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	I V 3 5 A 4	0 0 1	B

PROGETTAZIONE								IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A	Emissione	Montecroci	28/03/19	Piacentini	28/03/19	Liani	28/03/19	
B	Revisione a seguito istr. IF IN0R11E26ISIV3500001A	Montecroci	17/01/22	Piacentini	17/01/22	Liani	17/01/22	
C								

CIG. 751447334A File: IN0R11EE2CLIV35A4001B_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 35A 4 001	Rev. B	Foglio 2 di 83
---------	------------------	-------------	--	-----------	-------------------

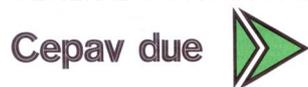
INDICE

1	PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE	6
2.2	NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI	6
2.3	GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA.....	7
2.4	ULTERIORI PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE DI RFI E ITALFERR.....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
3.1	CALCESTRUZZO.....	8
3.2	ACCIAIO.....	9
3.2.1	Armatore per c.a. – Acciaio B 450 C.....	9
3.2.2	Carpenteria metallica – Classe S355.....	9
4	ELABORATI DI RIFERIMENTO	10
5	CRITERI DI CALCOLO.....	12
5.1	SPETTRO DI RIPOSTA E FATTORE DI STRUTTURA	12
5.2	CRITERI DI CALCOLO DELL'ELEVAZIONE.....	12
5.2.1	Azioni in condizioni di esercizio.....	12
5.2.2	Azioni sismiche.....	12
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	14
5.4	CRITERI DI CALCOLO DEL PLINTO	16
5.5	CRITERI DI CALCOLO DELLA PALIFICATA	16
6	AZIONE SISMICA.....	17
6.1	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	17
6.2	COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	26
7	ANALISI DELLA PILA	27
7.1	DATI DI INPUT	27
7.1.1	Geometria della pila.....	27
7.1.2	Azioni trasmesse dall'impalcato.....	29

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 35A 4 001	Rev. B	Foglio 3 di 83
---------	------------------	-------------	--	-----------	-------------------

7.1.3	Azioni accidentali da traffico veicolare				30
7.1.4	Azioni relative alla pila.....				31
7.2	RISULTATI DELL'ANALISI.....				32
7.2.1	Azioni elementari a base fusto.....				32
7.2.2	Combinazioni di carico a base fusto.....				33
7.2.3	Azioni elementari ad intradosso fondazione.....				34
7.2.4	Combinazioni di carico ad intradosso fondazione.....				35
8	SOLLECITAZIONI SUI PALI.....				37
8.1	PILA SLU-SLV				37
8.2	PILA SLE				43
8.3	SINTESI RISULTATI.....				49
9	VERIFICHE STRUTTURALI				50
9.1	VERIFICHE DEL FUSTO PILA				50
9.1.1	Caratteristiche della sezione				50
9.1.2	Verifiche di resistenza allo S.L.U.				51
9.1.2.1	Pressoflessione				51
9.1.2.2	Taglio.....				53
9.1.3	Verifiche tensionali allo S.L.E.....				57
9.1.4	Verifiche a fessurazione.....				58
9.2	VERIFICHE DEL PLINTO PILA				59
9.2.1	Caratteristiche della sezione				59
9.2.2	Azioni sollecitanti				60
9.2.3	Verifiche di resistenza allo S.L.U.				61
9.2.3.1	Pressoflessione				61
9.2.3.2	Taglio.....				63
9.2.4	Verifiche tensionali allo S.L.E.....				64
9.2.5	Verifiche a fessurazione.....				65
9.3	VERIFICHE RITEGNI.....				67
9.3.1	Verifica sul calcestruzzo ritegni trasversali.....				67
9.3.2	Verifica sull' acciaio ritegni trasversali				69

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 35A 4 001	Rev. B	Foglio 4 di 83
9.3.2.1	Verifica ad instabilità.....				69
9.4	VERIFICHE BAGGIOLI				72
9.4.1	Verifica dell'armatura verticale.....				72
9.5	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE.....				73
9.5.1	Caratteristiche della sezione				73
9.5.2	Verifiche agli S.L.U.				73
9.5.2.1	Pressoflessione				73
9.5.2.2	Taglio.....				75
9.5.3	Verifiche tensionali agli S.L.E.....				76
9.5.4	Verifiche di fessurazione agli S.L.E.....				77
9.6	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI.....				78
9.7	VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DEI PALI				80
9.7.1	Direzione longitudinale.....				80
9.7.2	Direzione trasversale.....				81
10	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....				82

1 PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda il cavalcaferrovia denominato "Cavalcaferrovia Cascina Pergola Vecchia – IV35" che sovrappassa la futura linea AV/AC Milano-Verona in prossimità della progressiva 125+738,979.

In particolare, il presente documento riporta i calcoli di dimensionamento e verifica degli elementi strutturali costituenti le pile dell'opera in oggetto.

L'andamento planimetrico dell'opera è 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 di larghezza complessiva pari a 3.70m (1.85m ognuno).

Il cavalcaferrovia, di lunghezza complessiva di 117.60m, è costituito da 2 campate con luce di 58.80m.

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 variabile da 0.22m a 0.30m. Le due travi sono collegate in campata, sulle pile e sulle spalle da diaframmi a parete piena.

Il sistema di vincolamento previsto per il cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidità orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre tali dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa in funzione della mescola elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata.

Le spalle dell'opera, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano un plinto di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione costituita da pali Ø1500 mm. Lo sviluppo dell'elevazione è costituito da un fusto, dal superiore paraghiaia e da idonei muri di risvolto e orecchie atti a gestire il retrostante corpo del rilevato.

Le pile sono realizzate tramite due setti in c.a, di spessore 1.20m e larghezza 4.40m. Le dimensioni in altezza sono determinate dall'andamento altimetrico del tracciato stradale e dallo spessore dell'impalcato.

Nella tabella seguente si riporta il riepilogo delle caratteristiche geometriche del cavalcaferrovia.

	L campata [m]	H fusto [m]	Tipo di fondazione
SpA	58.80	5.50	12 pali 1500
P1	58.80	7.90	8 pali 1500
SpB		6.00	12 pali 1500

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore ed in particolare:

2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004: “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-4 (Eurocodice 1) – Luglio 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1:2011 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 1337 Novembre 2001 – “Appoggi Strutturali”.

2.2 Normativa specifica per i ponti stradali

- UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001

Rev.
B

Foglio
7 di 83

2.3 Geotecnica, fondazioni e geologia

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1536:2010: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati”.

2.4 Ulteriori prescrizioni e specifiche tecniche di rfi e italferr

- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A: “Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2: Ponti e strutture”.

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 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

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.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

PARTE O ELEMENTO	Classe esposizione	Classe resistenza minima [MPa]	Ambiente	Copriferro minimo [mm]	Classe di resistenza adottata [MPa]
Cordoli laterali e marciapiedi	XC4 XD3 XF4	C 35/45	Molto Agg.	60	C 35/45
Soletta di impalcato	XC3	C 30/37	Ordinario	40	C 35/45
Baggioli e ritegni	XC4	C 32/40	Aggressivo	50	C 35/45
Elevazioni pile	XC4 XF1	C 32/40	Aggressivo	50	C 35/45
Elevazioni spalle	XC4 XF1	C 32/40	Aggressivo	50	C 32/40
Fondazioni pile e spalle	XC2	C 25/30	Ordinario	40	C 25/30
Pali e diaframmi di fondazione	XC2	C 25/30	Ordinario	60	C 25/30

Tabella 3.1 – Classi di cls e copriferri minimi

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

Grandezza		u.m.	C25/30	C30/37	C32/40	C35/45
resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	N/mm ²	25,00	30,00	32,00	35,00
resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	14,17	17,00	18,13	19,83
resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	1,80	2,00	2,12	2,25
tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	2,70	3,00	3,18	3,37
tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	15,00	18,00	19,20	21,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ_c	N/mm ²	11,25	13,50	14,40	15,75
modulo elastico medio istantaneo	E_m	N/mm ²	31476	32836	33346	34077

Tabella 3.2 - grandezze meccaniche relative al cls

3.2 Acciaio

3.2.1 Armature per c.a. – Acciaio B 450 C

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

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:

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura	f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo	A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto	f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

3.2.2 Carpenteria metallica – Classe S355

Si utilizzano per le strutture metalliche del viadotto i seguenti tipi di acciaio:

Elementi saldati di spessore fino a 40mm S355J2G3
 Elementi saldati di spessore superiore a 40mm S355K2G3
 Elementi non saldati S355JO

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

Resistenza di calcolo ($t < 40$ mm) $f_d = 355$ N/mm²
 Resistenza di calcolo ($t > 40$ mm) $f_d = 335$ N/mm²
 Modulo elastico $E_s = 210000$ N/mm²

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
10 di 83

4 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati inerenti all'opera in oggetto sono elencati di seguito.

DESCRIZIONE	CODICE
<u>IF00 - ELABORATI DI TRACCIAMENTO LINEA AV/AC</u> RELAZIONE TECNICA DEL TRACCIAMENTO PLANIMETRIA DI TRACCIAMENTO LINEA AC DA KM 123+000.000 A KM 127+500.000 TAV. 5 PROFILO LONGITUDINALE DI TRACCIAMENTO LINEA AC DA KM 121+800.000 A KM 130+600.000 TAV. 3	INOR10EE2R0IF0000001 INOR10EE2P5IF0000005 INOR10EE2F5IF0000003
<u>IV00 - CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO</u> PRESCRIZIONI MATERIALI E NOTE GENERALI RITEGNI SISMICI - DETTAGLI E POSIZIONAMENTO CUSCINETTI SCHEMA FISSAGGIO PER MONTAGGIO DISPOSITIVI DI APPOGGIO SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - CADITONA CON BOCCACCIO SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - ELEMENTO DI DISCONNESSIONE TIPO C ARREDO IMPALCATO - RETE DI PROTEZIONE ARREDO IMPALCATO - PARAPETTO FEDONALE H.110CM RELAZIONE DI CALCOLO RETE DI PROTEZIONE E PARAPETTO MESSA A TERRA E PREDISPOSIZIONE PER LA PROTEZIONE DALLE CORRENTI VAGANTI DISEGNO D'INSIEME MESSA A TERRA E PREDISPOSIZIONE PER LA PROTEZIONE DALLE CORRENTI VAGANTI RELAZIONE DESCRITTIVA	INOR11EE24TV0000001 INOR11EE2BYV00A4001 INOR11EE20ZV00A5001 INOR11EE2BYV00A8001 INOR11EE2BZV00A8003 INOR11EE2BZV00A8001 INOR11EE2BZV00A8002 INOR11EE2CLV00A8001 INOR11EE2AZV00A8001 INOR11EE2R0IV00A8001
<u>IV00 - RAMPE CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO</u> ZONE DI TRANSIZIONE RILEVATO-CVALCAFERROVIA RELAZIONE DI VERIFICA DELLE PAVIMENTAZIONI STRADALI	INOR11EE2WBV00C0001 INOR11EE2R0IV0007001
<u>GE00 - GEOLOGIA E GEOTECNICA</u> PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO CON APPARECCHIATURE DI GRANDE DIMENSIONE	INOR11EE2R0GE0000002

IV35 - CAVALCAFERROVIA CASCINA PERGOLA VECCHIA - PK 125+738,979

CODICE											DESCRIZIONE
INOR	11	E	E2	F	Z	IV	35	0	0	001	Profilo stratigrafico
INOR	11	E	E2	R	O	IV	35	A	0	001	Relazione tecnica generale cavalcaferrovia
INOR	11	E	E2	C	L	IV	35	A	6	001	Relazione di calcolo spalle
INOR	11	E	E2	C	L	IV	35	A	4	001	Relazione di calcolo pila P1
INOR	11	E	E2	C	L	IV	35	A	0	001	Relazione sul comportamento sismico dell'opera, appoggi, ritegni sismici e giunti di dilatazione
INOR	11	E	E2	C	L	IV	35	A	5	001	Relazione di calcolo impalcato
INOR	11	E	E2	P	9	IV	35	A	0	001	Pianta fondazioni e pianta impalcato
INOR	11	E	E2	P	Z	IV	35	A	0	001	Sezione longitudinale, prospetto longitudinale e sezioni trasversali
INOR	11	E	E2	P	Z	IV	35	A	3	001	Pianta tracciamento sottostrutture e plinti di fondazione
INOR	11	E	E2	P	Z	IV	35	0	1	001	Pianta scavi
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	6	001	Carpenteria spalla A
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	6	002	Carpenteria spalla B
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	4	001	Carpenteria pila P1
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	3	001	Armatura pali di fondazione spalle
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	3	002	Armatura pali di fondazione pila P1
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	3	003	Armatura plinto di fondazione pila P1
INOR	11	E	E2	B	B	IV	35	A	6	001	Armatura Spalla A - tav. 1/2
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	6	003	Armatura Spalla A - tav. 2/2
INOR	11	E	E2	B	B	IV	35	A	6	002	Armatura Spalla B - tav. 1/2
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	6	004	Armatura Spalla B - tav. 2/2
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	4	003	Armatura fusto pila P1
INOR	11	E	E2	B	C	IV	35	A	6	001	Armatura baggioli e ritegni antisismici su Spalle
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	001	Dispositivi di appoggio e giunti
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	002	Carpenteria metallica impalcato - Disegno d'assieme
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	003	Carpenteria metallica impalcato - Travi principali
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	006	Carpenteria metallica impalcato - Traversi
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	008	Lastre tralicciate impalcato
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	012	Armatura soletta impalcato
INOR	11	E	E2	B	8	IV	35	A	1	003	Fasi costruttive

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
11 di 83

IV35 - CAVALCAFERROVIA CASCINA PERGOLA VECCHIA - PK 125+738,979

CODICE											DESCRIZIONE
INOR	11	E	E2	R	O	IV	35	C	0	001	Relazione tecnica generale rampe
INOR	11	E	E2	P	7	IV	35	0	0	001	Planimetria stato di fatto
INOR	11	E	E2	P	7	IV	35	0	0	002	Planimetria di progetto
INOR	11	E	E2	P	Z	IV	35	0	0	001	Planimetria di tracciamento
INOR	11	E	E2	F	7	IV	35	0	0	001	Profilo longitudinale. Asse principale
INOR	11	E	E2	D	7	IV	35	0	0	001	Diagramma di visuale libera e velocità
INOR	11	E	E2	P	7	IV	35	0	B	001	Planimetria segnaletica
INOR	11	E	E2	P	7	IV	35	0	B	002	Planimetria barriere di sicurezza
INOR	11	E	E2	R	I	IV	35	0	8	001	Smaltimento acque meteoriche. Relazione idrologica e idraulica
INOR	11	E	E2	P	Z	IV	35	0	8	001	Smaltimento acque meteoriche. Planimetria e dettagli
INOR	11	E	E2	R	B	IV	35	0	0	001	Relazione Geotecnica
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	013	Carpenteria impalcato - Dettagli ed arredo
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	014	Carpenteria metallica impalcato - Dettaglio saldature

5 CRITERI DI CALCOLO

Si riportano di seguito i principali criteri di calcolo assunti alla base delle analisi della pila.

Le sollecitazioni presentate nei capitoli che seguono sono calcolate rispetto un sistema di riferimento centrato nel baricentro dell'elemento strutturale trattato e con orientamento parallelo all'asse dell'opera. Si definisce quindi direzione longitudinale la direzione lungo l'asse dell'impalcato e direzione trasversale la direzione perpendicolare all'asse dell'impalcato. Nel caso di pile oblique, le azioni elementari sono calcolate rispetto un sistema di riferimento con orientamento parallelo all'asse longitudinale dell'opera e ruotate sulle direzioni principali dell'elemento strutturale in esame al momento della redazione delle combinazioni. Nel caso di opere con asse curvilineo, il sistema di riferimento baricentrico avrà orientamento parallelo alla tangente all'asse longitudinale dell'opera in corrispondenza della pila considerata.

Le possibili eccentricità impalcato-fusto e fusto-fondazione saranno tenute in conto nella determinazione delle azioni.

5.1 Spettro di risposta e fattore di struttura

In funzione della categoria del sottosuolo e dei parametri sismici del sito si determina lo spettro di risposta sismica in accordo con quanto espresso in NTC Par.3.2.3.

Noti i periodi in direzione longitudinale e in direzione trasversale, mediante lo spettro si ricavano le accelerazioni da applicare alle masse strutturali.

Il fattore di struttura q viene posto pari a:

$q = 1$ per il calcolo delle sollecitazioni a base fusto per la verifica a pressoflessione del fusto della pila;

$q = 1$ per il calcolo delle sollecitazioni a intradosso fondazione e sulla palificata.

Per quando riguarda lo spettro di risposta in direzione verticale si considera in via semplificativa e cautelativa il valore del plateau.

Il sisma agente in una direzione si combina con il 30% degli effetti del sisma agente nelle altre direzioni.

5.2 Criteri di calcolo dell'elevazione

5.2.1 Azioni in condizioni di esercizio

Nella presente relazione saranno calcolate le sollecitazioni derivanti dalle caratteristiche geometriche della pila mentre le azioni trasmesse dall'impalcato sono ricavate dalla specifica relazione degli apparecchi di appoggio Tali azioni vengono riportate nel primo sotto paragrafo relativo ai dati di input di ciascuna pila calcolata.

Solo gli scarichi relativi ai carichi variabili da traffico sono esplicitati per tenere in conto configurazioni di carico che massimizzano alcuni elementi della pila che invece non risultano dimensionanti per gli altri elementi strutturali della pila (appoggi).

Verranno calcolati inoltre i pesi propri di tutti gli elementi costituenti la pila (pulvino, fusto, etc..), considerati ciascuno con la propria eccentricità relativa, e le azioni accidentali (vento, urto, etc...) agenti direttamente su ciascuna pila.

5.2.2 Azioni sismiche

Le pile sono trattate come elementi verticali schematizzabili a mensola.

Nota la geometria (altezza H , lunghezza L e spessore s per una pila a sezione rettangolare) la rigidezza è calcolata come la rigidezza K di una mensola incastrata alla base con una massa applicata in sommità sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale (k_{mensola}), si ha quindi:

in direzione longitudinale

$$k_l = \frac{3EJ_l}{H^3}$$

e in direzione trasversale

$$k_t = \frac{3EJ_t}{H^3}$$

Per la massa distribuita uniformemente sulla lunghezza della pila si ha invece:

in direzione longitudinale

$$k_l = \frac{(3.516)^2 E J_l}{H^3}$$

e in direzione trasversale

$$k_t = \frac{(3.516)^2 E J_t}{H^3}$$

In entrambi i casi vale la relazione

$$T_{long} \text{ o } T_{trasv} = \frac{2\pi}{\omega_1}$$

che correla il periodo con la pulsazione della struttura.

Si osserva che nell'analisi del comportamento sismico si considera il modulo elastico E ridotto al 50% per tenere in conto degli effetti della fessurazione, in accordo con quanto indicato nelle NTC.

Note la massa della pila e la massa dell'impalcato si definiscono i periodi della pila sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale.

Nel caso in esame di impalcato isolato mediante appoggi antisismici in elastomero armato, si calcola il periodo senza il contributo dell'impalcato (che deriva dalle azioni trasmesse) facendo riferimento al modello a massa distribuita e che vale:

$$T_{long} \text{ o } T_{trasv} = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{cont}}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_b}{k_{cont}}}$$

dove m_b è la massa della sola pila.

Nella presente relazione si considera in via cautelativa il valore del plateau anche in direzione orizzontale.

Al plinto di fondazione si applica invece un'accelerazione pari ad $a_g S$.

5.3 Combinazioni di carico

Si riporta di seguito l'elenco delle combinazioni di carico significative per l'analisi della pila e l'esplicitazione dei coefficienti di combinazione applicati ai singoli casi di carico.

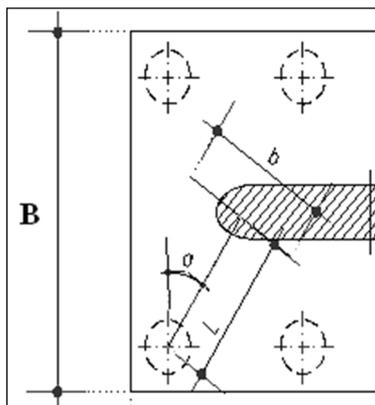
Casi di carico	
g1	Carichi strutturali
g2	Permanenti portati
q1	Accidentali
q3	Frenatura
q4	Centrifuga
q5	Vento
q6	Sisma
q7	Resistenze passive dei vincoli
q9	Urto di un veicolo
ε2	Effetti Reologici
ε3	Variazioni termiche
ε4	Cedimenti vincolari

Per quanto riguarda le azioni da traffico, l'attrito e i cedimenti, si prevedono n.2 sottocasi: il primo massimizza le azioni di compressione e il secondo le azioni di trazione.

5.4 Criteri di calcolo del plinto

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

Il palo soggetto al massimo valore di sforzo normale di compressione risulta sempre quello in angolo per la concomitanza di flessione sulla palificata agente in direzione longitudinale e in direzione trasversale. La condizione di carico più gravosa per il plinto 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.



Per il calcolo delle sollecitazioni sul plinto si procede quindi nel modo seguente:

- Si calcola il valore del massimo momento flettente dovuto all'azione del palo d'angolo rispetto alla sezione d'incastro sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale;
- Si considera agente sul palo il valore di sforzo normale relativo alle quattro diverse condizioni di verifica: sisma, stato limite ultimo, stato limite di esercizio e stato limite di fessurazione;
- 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.

5.5 Criteri di calcolo della palificata

Per quanto riguarda i criteri di calcolo impiegati per le analisi, il dimensionamento e la determinazione della capacità portante delle palificate si rimanda alla specifica Relazione Geotecnica.

In accordo con le NTC08 le verifiche di portanza vengono svolte considerando l'approccio 2: $(A1+M1+R3)$.

6 AZIONE SISMICA

6.1 Definizione dell'azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica, occorre fissare la vita di riferimento dell'opera di (VR), a partire dalla vita nominale (VN) e la classe d'uso secondo la seguente relazione

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Nel caso specifico si ottiene:

Classe d'uso	III
C_u	1,5
V_N	100
V_R	150

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente e il periodo di ritorno T_R, espresso in anni, valgono:

Stato limite	P _{VR} (%)	T _R (anni)
SLC	5	1950
SLV	10	949
SLD	63	101

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g, F₀, T_c^{*}.

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F₀ → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^{*} → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

I parametri spettrali per il calcolo dell'azione sismica vengono individuati sulla base del rischio sismico per la località considerata:

Stato limite	a _g	F ₀	T _c [*]
SLC	0,286	2,414	0,291
SLV	0,235	2,459	0,283
SLD	0,098	2,471	0,257

Data l'ubicazione dell'opera, si assume la categoria topografica T1, mentre dalla relazione geotecnica si evince che può essere adottata la categoria di sottosuolo D. Si ottiene quindi (valido per SLV):

$$S_s = 1,533$$

$$S_t = 1,000$$

$$S = S_s \cdot S_t = 1,533$$

La risposta all'azione sismica viene calcolata separatamente per ciascuna delle componenti orizzontali, longitudinale e trasversale, e per quella verticale.

Per gli stati limite ultimi, ovvero di salvaguardia della vita e di collasso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, è lo spettro elastico, dove si sostituisce a η il valore $1/q$, in cui q è il fattore di struttura. Nel caso in esame di ponte isolato, si assume un fattore di struttura pari a 1.0, come ricavato dalla Tabella 7.9.I del D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni).

In accordo con la norma NTC (par. 7.10.5.3.2) lo spettro elastico va ridotto per il campo di periodo $T \geq 0.8T_{is}$. Il periodo della struttura isolata T_{is} risulta pari a circa 1.9s (vedere risultati analisi modale) pertanto $0.8T_{is}$ è circa 1.5s. Per periodi $T < T_{is}$ lo spettro corrisponde allo spettro descritto nel paragrafo "Azione sismica" con smorzamento pari al 5%; per periodi $T > T_{is}$ invece si assume per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema d'isolamento assunto pari a 15%.

Si riportano gli spettri di risposta orizzontali e verticali:

Spettro di risposta elastico – componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

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

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

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

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

in cui si ha:

$$\eta = 0.707$$

corrispondente a uno smorzamento ζ pari nominalmente al 15%

$$T_C = C_c T_c^*$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_D = 4,0 a_g / g + 1,6$$

Si riportano di seguito i diagrammi degli spettri per ciascuno degli Stati Limite indagati.

- Condizione nominale:

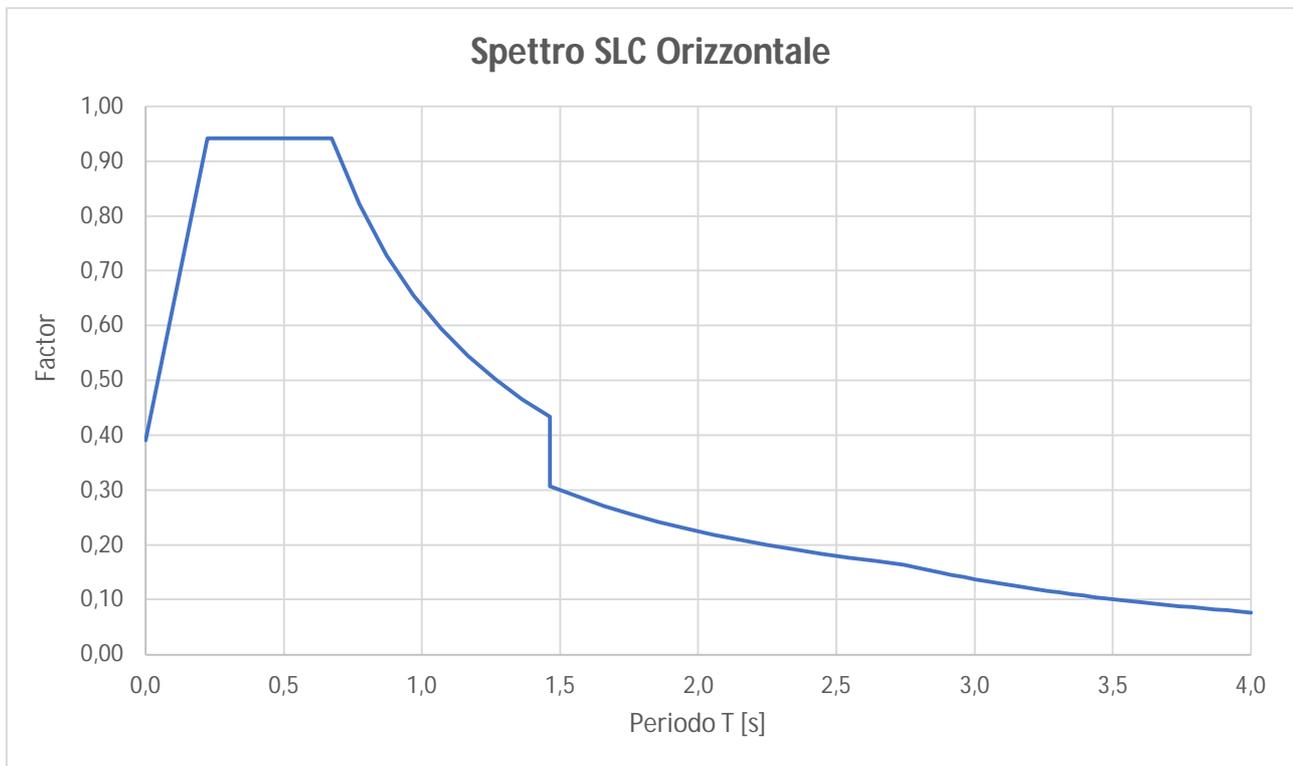


Figura 1 – Spettro orizzontale SLC

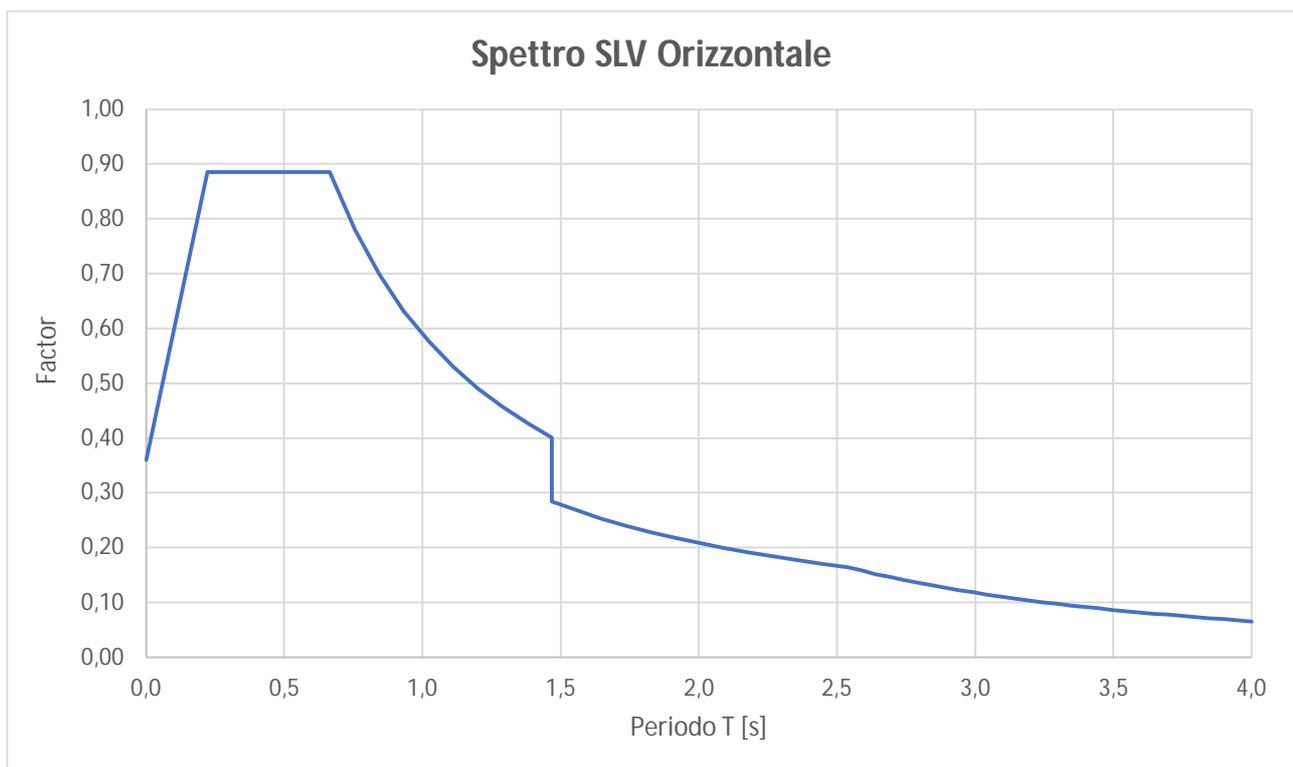
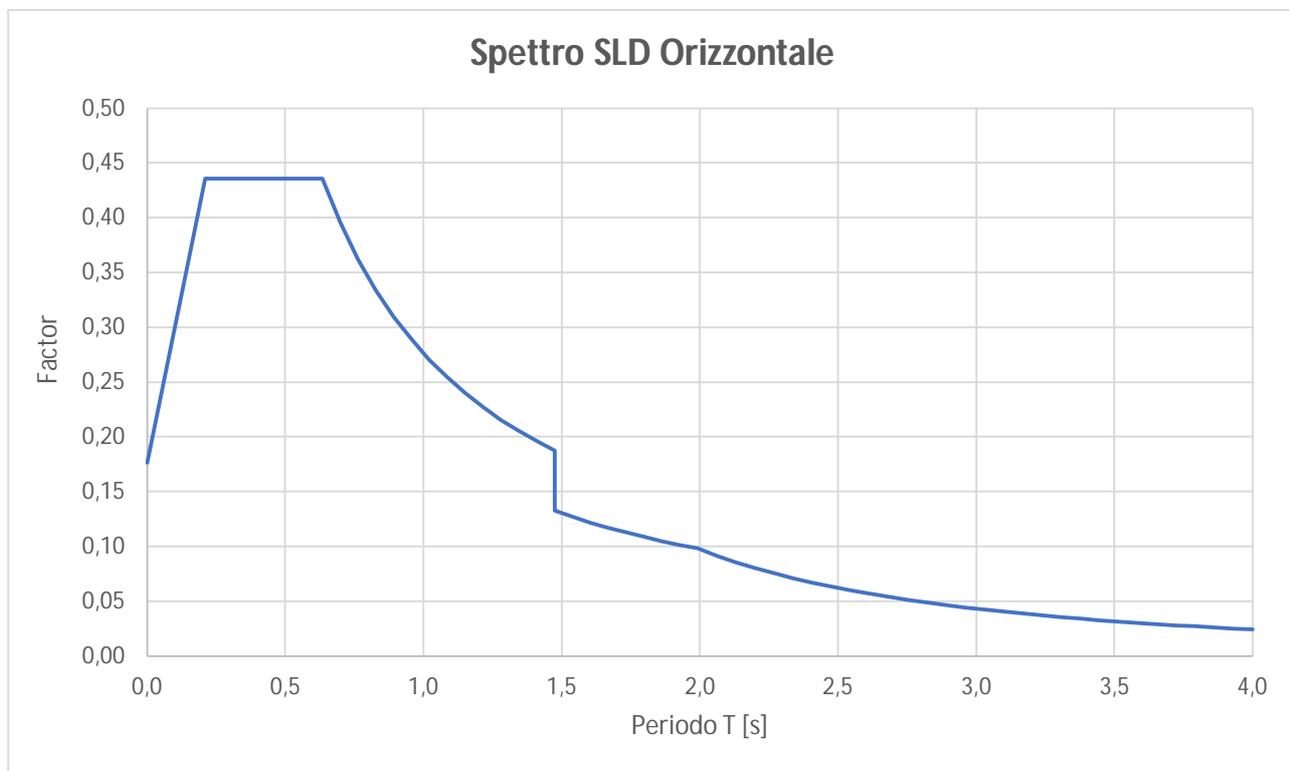


Figura 2 – Spettro orizzontale SLV

**Figura 3 – Spettro orizzontale SLD**

- Condizione lower bound:

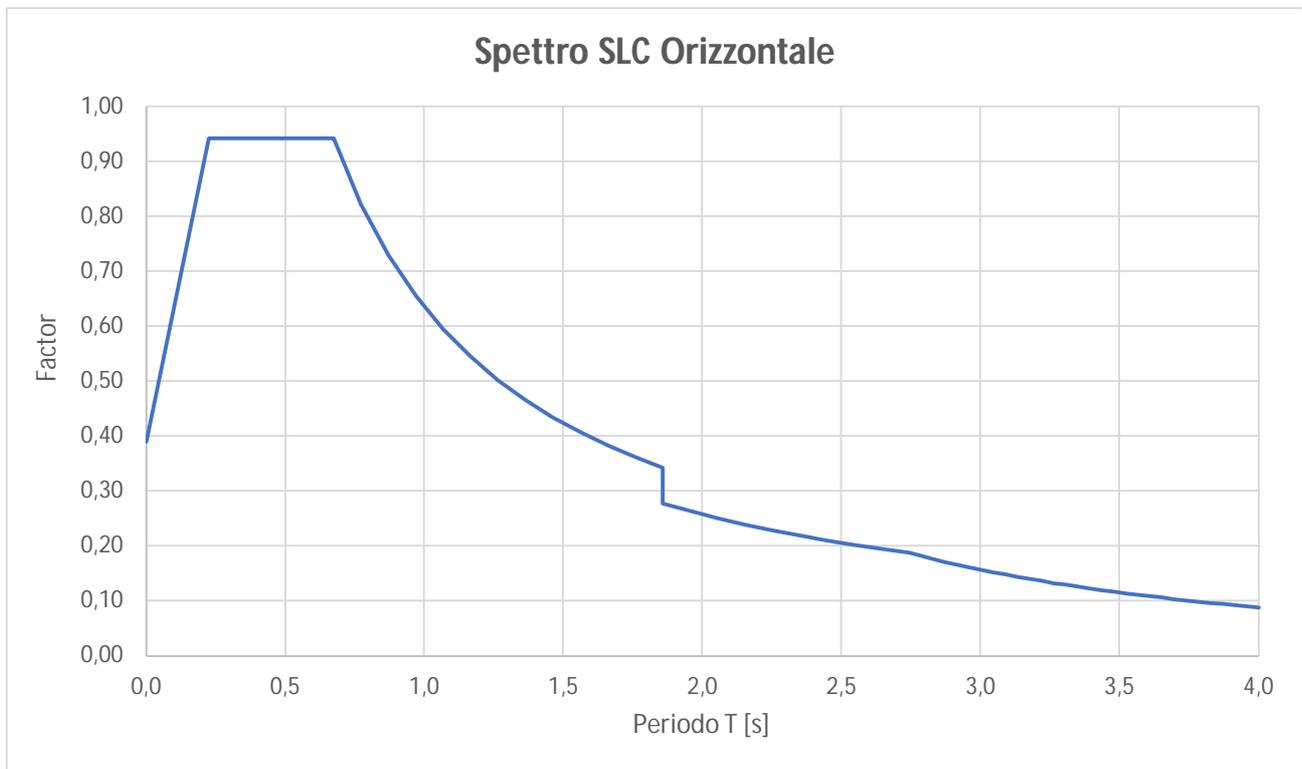


Figura 4 – Spettro orizzontale SLC

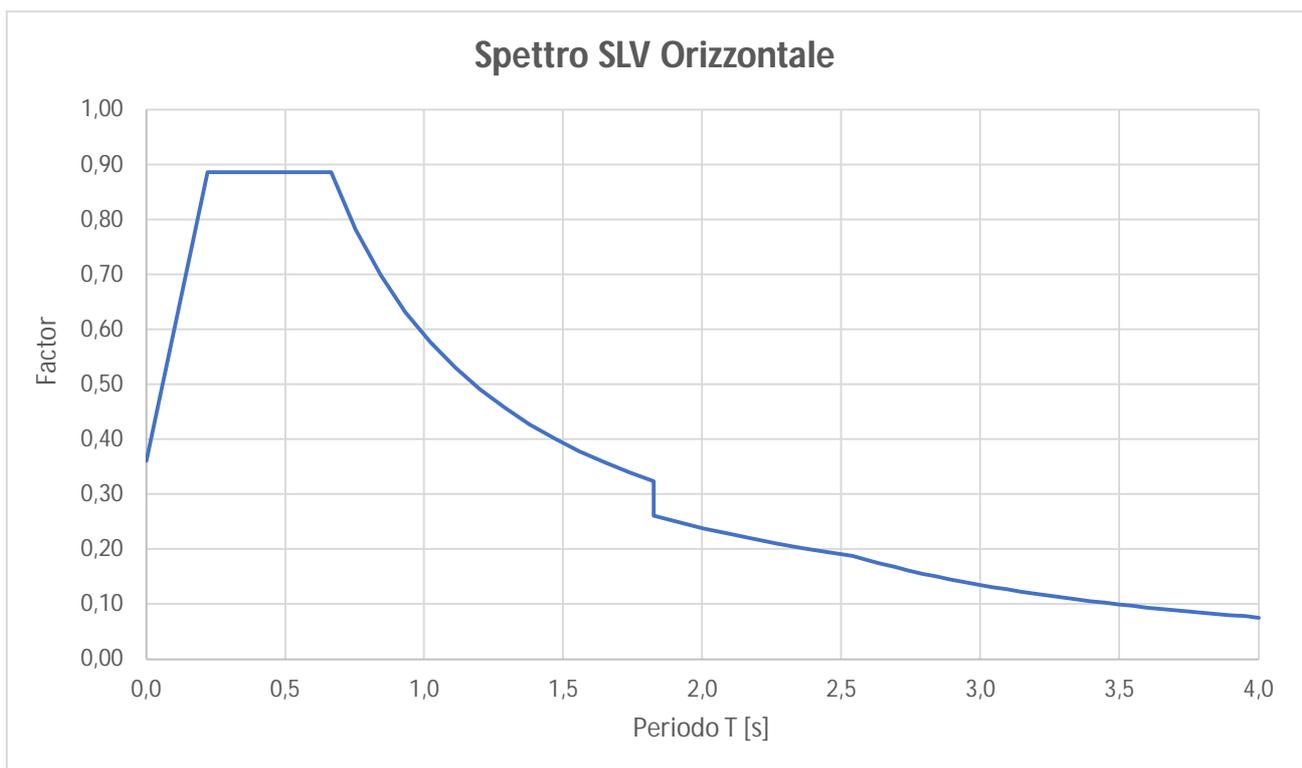
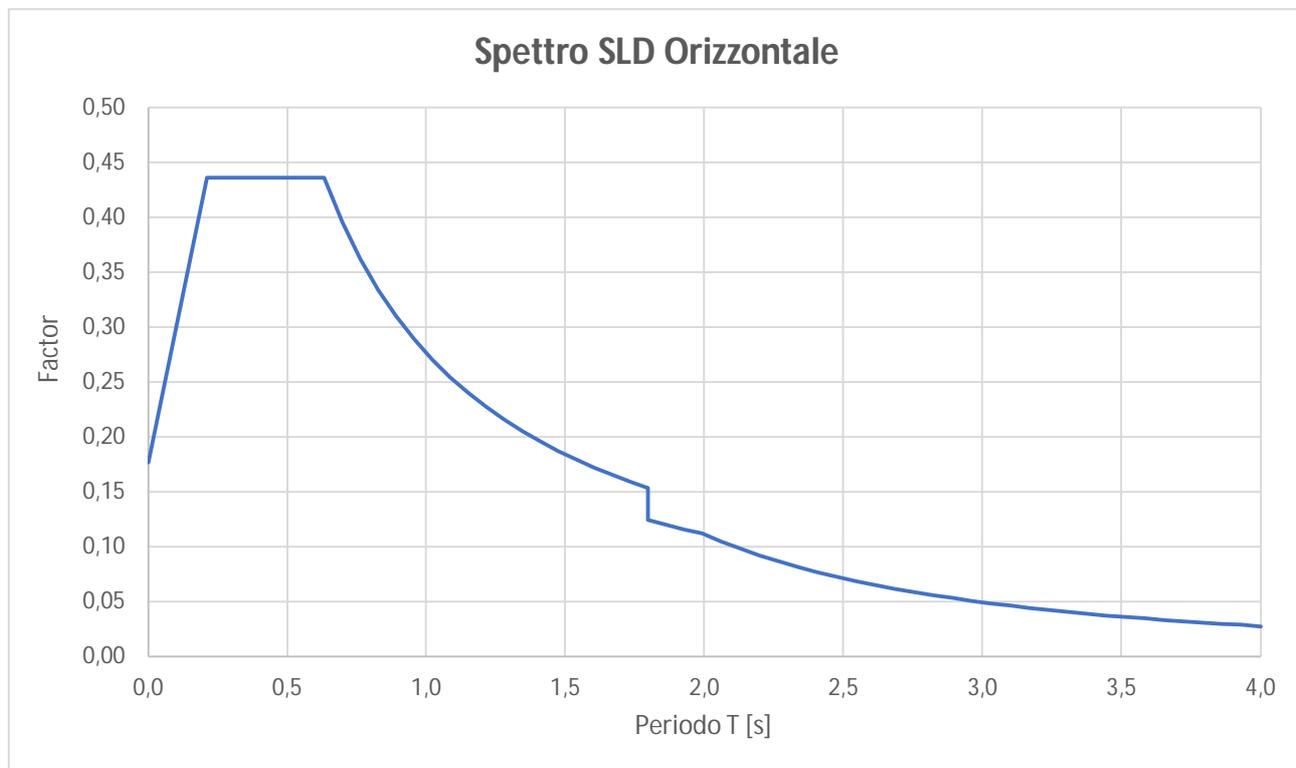


Figura 5 – Spettro orizzontale SLV

**Figura 6 – Spettro orizzontale SLD**

- Condizione upper bound:

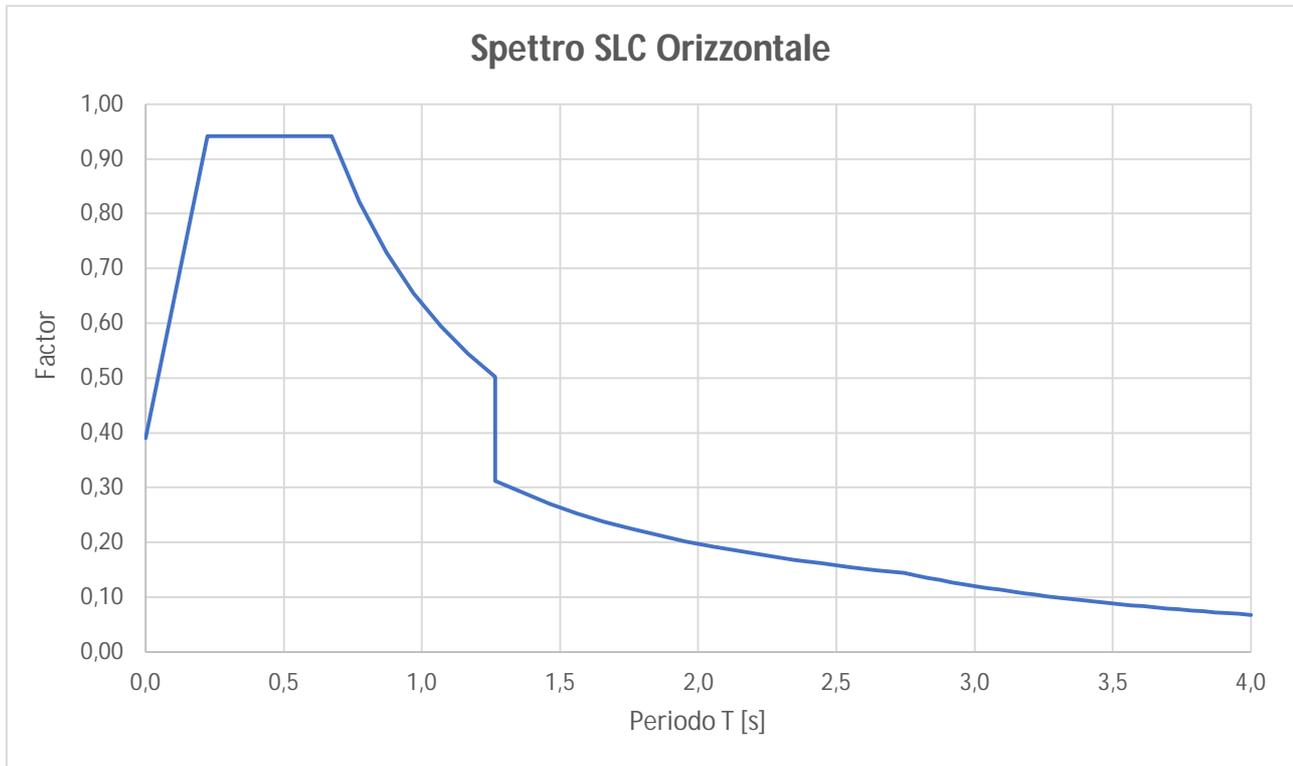


Figura 7 – Spettro orizzontale SLC

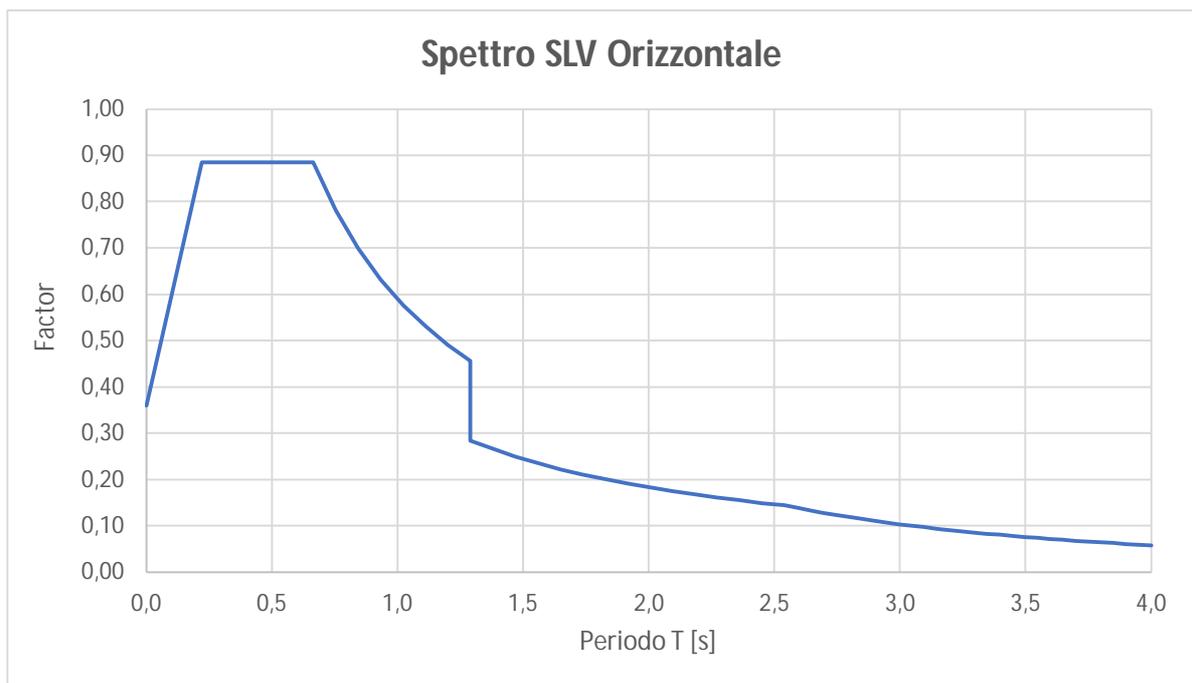
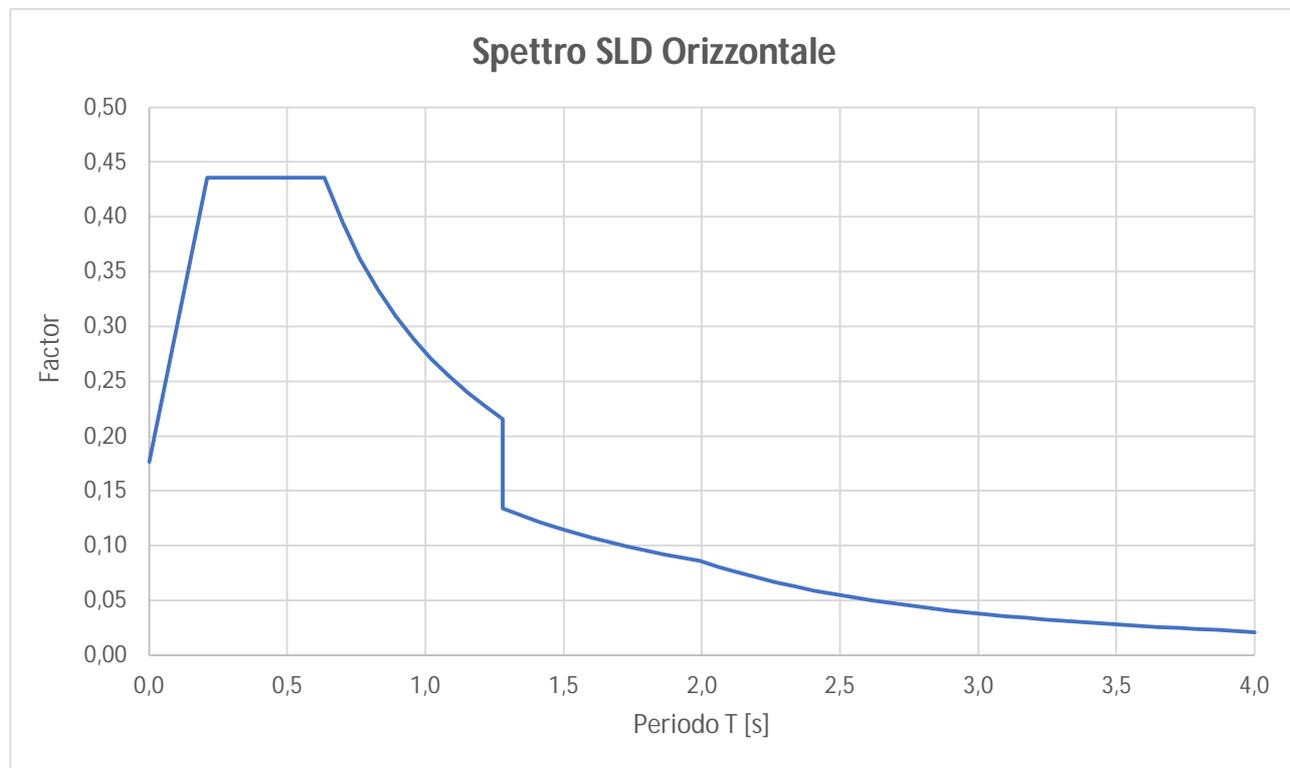


Figura 8 – Spettro orizzontale SLV

**Figura 9 – Spettro orizzontale SLD**

Spettro di risposta elastico – componente verticale

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle seguenti espressioni:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

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

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

in cui si ha:

$$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

$\eta=1$ corrispondente a uno smorzamento ζ pari al 5%

I valori di T_B , T_C e T_D sono riportati nella tabella 3.2.VII del D.M.08 e valgono:

$$T_B = 0,05 \text{ s}$$

$$T_C = 0,15 \text{ s}$$

$$T_D = 1,00 \text{ s}$$

Si riportano di seguito i diagrammi degli spettri per ciascuno degli Stati Limite indagati.

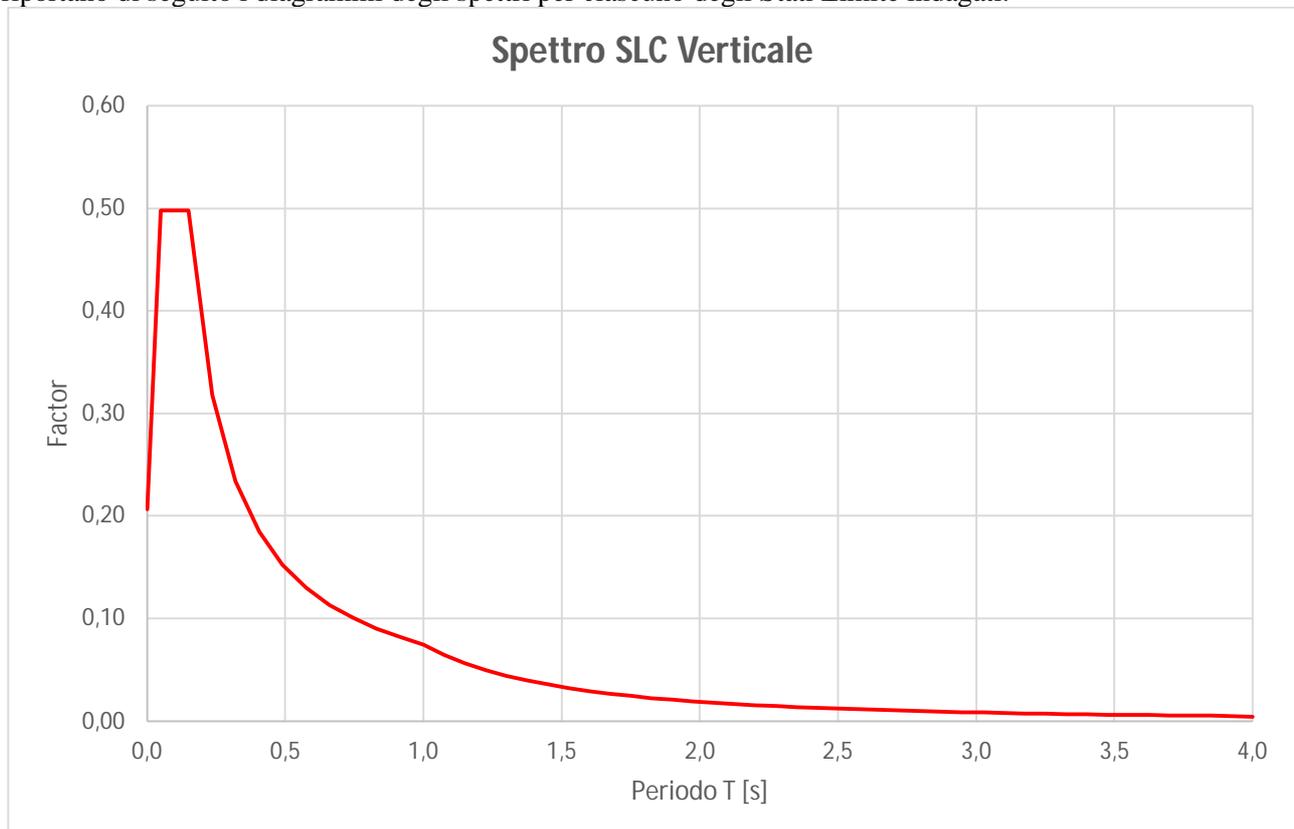


Figura 10 – Spettro verticale SLC

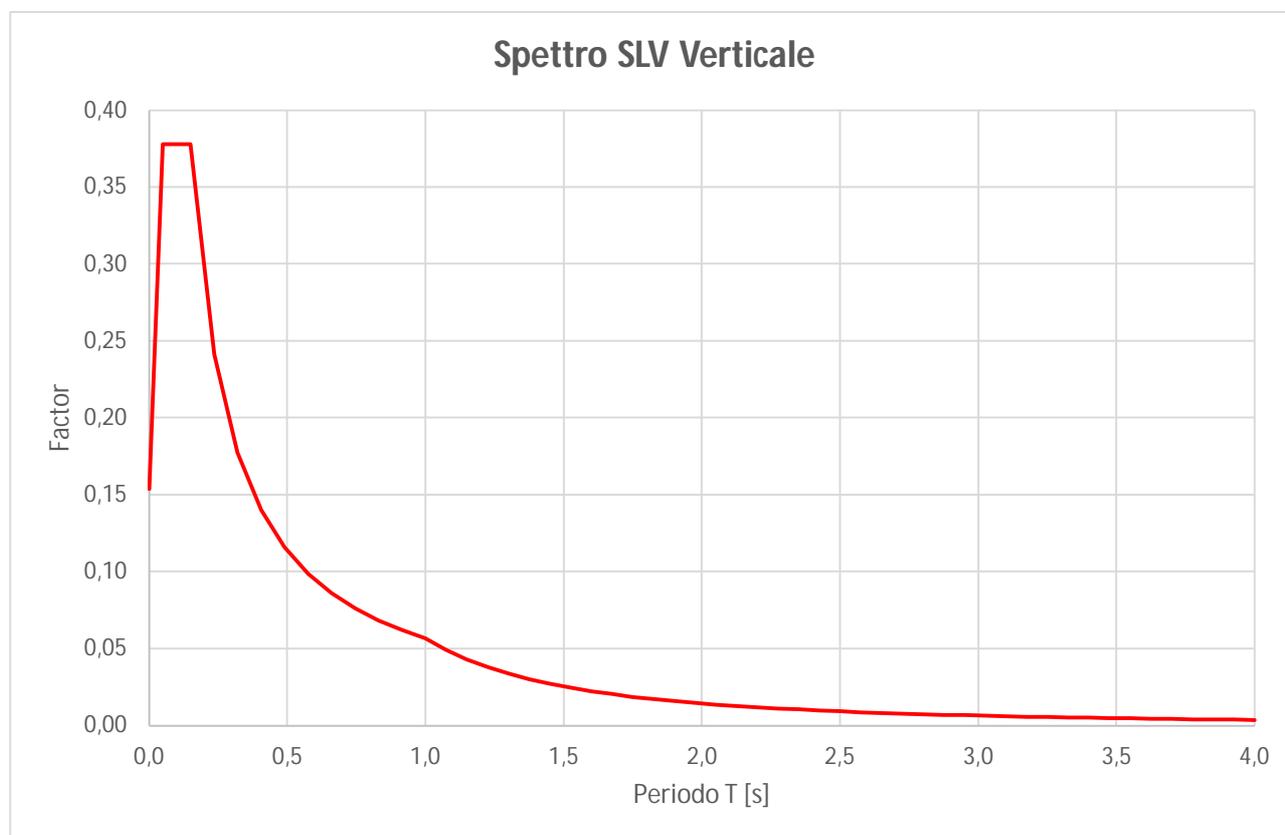


Figura 11 – Spettro verticale SLV

6.2 Combinazione dell'azione sismica

Poiché la risposta all'azione sismica viene calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti, gli effetti sulla struttura sono combinati successivamente applicando la seguente espressione:

$$1.00 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y + 0.3 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 del sovracitato *D.M. 14/01/2008*.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; nel caso in oggetto si assume per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0$.

7 ANALISI DELLA PILA

7.1 Dati di input

7.1.1 Geometria della pila

Si riportano nella tabella che segue le caratteristiche geometriche di elevazione del singolo fusto della pila.

DATI RELATIVI ALL'ELEVAZIONE

Altezza fusto	7.90 m
Altezza pulvino	0.00 m
Altezza baggioli	0.30 m
Area della sezione del fusto	4.79 m ²
Area della sezione del pulvino	0.00 m ²
Area della sezione del baggiolo	3.30 m ²
Numero di baggioli	2.00

DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Lunghezza platea	7.35 m
Larghezza platea	15.80 m
Spessore platea	2.20 m

DATI RELATIVI AL TERRENO

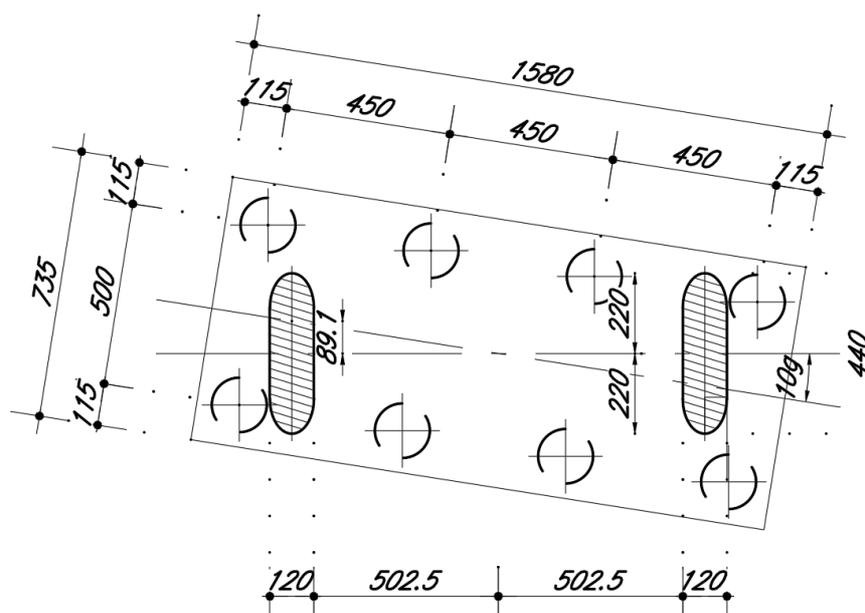
Peso specifico del terreno di ricoprimento	19.00 kN/m ³
Altezza del terreno di ricoprimento	0.50 m

DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Numero pali	8.00
Diametro pali	1500.00 mm

Si riassume in tabella la disposizione planimetrica dei pali e nella figura che segue si rappresenta schematicamente la geometria della palificata.

n°palo	x(m)	y(m)
1	-2.5	6.75
2	-2.5	2.25
3	-2.5	-2.25
4	-2.5	-6.75
5	2.5	6.75
6	2.5	2.25
7	2.5	-2.25
8	2.5	-6.75



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
29 di 83

7.1.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

Le azioni calcolate nella Relazione di calcolo apparecchi di appoggio e trasmesse alla pila in esame sono riportate nella tabella che segue.

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
CARICHI ELEMENTARI STATICI	Peso permanente	g	4704,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q ₁	-	-	-	-	58,80
	Frenatura	q ₃	-	-	163,40	-	-
	Azione centrifuga	q ₄	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q ₅	-	-	-	330,50	-
	Azione termica	q ₇	-	-	-	-	-
CARICHI ELEMENTARI SISMICI	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q ₆	-	-	1016,00	324,00	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q ₆	-	-	304,80	1080,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q ₆	1778,00	-	-	-	-

7.1.3 Azioni accidentali da traffico veicolare

Si calcolano le azioni da traffico veicolare non considerate nella Relazione di calcolo apparecchi che possono risultare dimensionanti nella verifica degli elementi della pila.

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo numero 2, definito come il cordolo di larghezza minore. Il numero di colonne di carico prese in considerazione è quello che determina le condizioni più sfavorevoli per la fondazione. Nello specifico, verranno analizzate diverse configurazioni di colonne a partire dal numero massimo possibile sulla sezione trasversale fino alla singola colonna, in modo da valutare sia le massime azioni in compressione sia quelle in trazione.

Nelle seguenti tabelle vengono riportate le reazioni delle varie colonne di carico con le rispettive eccentricità (l'eccentricità è calcolata rispetto al baricentro della sezione trasversale della soletta, intesa come somma della larghezza della carreggiata e dei due cordoli).

Disposizione delle colonne di carico per la massima compressione:

Reazione 1° colonna di carico	1483.00 kN
Eccentricità 1° colonna di carico	2.00 m
Reazione 2° colonna di carico	346.00 kN
Eccentricità 2° colonna di carico	-1.00 m
Reazione folla su cordolo 2	287.87 kN
Eccentricità folla su cordolo 2	4.56 m

7.1.4 Azioni relative alla pila

Si riportano di seguito le azioni trasmesse dalla pila.

Azioni relative all'elevazione

Peso proprio fusto	kN	946.03
Peso proprio pulvino+baggioli	kN	30.00
<hr/>		
Peso proprio totale elevazione	kN	976.03
Eccentricità asse fusto/asse palificata	m	0

Azioni relative alla platea di fondazione

Peso proprio della platea	kN	6343.70
Peso del terreno di ricoprimento	kN	1050.23
<hr/>		
Peso totale fondazione	kN	7393.93

Azione del vento

Superficie pila investita del vento spirante in direzione trasversale	m ²	34.76
Spinta relativa	kN	86.90
applicata a quota da base fusto	m	3.95

Urto veicolo in svio

Azione urto longitudinale	kN	1000.00
Azione urto trasversale	kN	500.00
applicata a quota da base fusto	m	1.50

Azione sismica pila

Azione sisma longitudinale	kN	864.74
Azione sisma trasversale	kN	864.74
applicata a quota da base fusto	m	4.07
Azione sisma verticale positiva	kN	150.11
Azione sisma verticale negativa	kN	-150.11

Azione sismica plinto

Azione sisma longitudinale	kN	2285.65
Azione sisma trasversale	kN	2285.65
applicata a quota da intradosso fondazione	m	1.10
Azione sisma verticale positiva	kN	1137.13
Azione sisma verticale negativa	kN	-1137.13

7.2 Risultati dell'analisi

7.2.1 Azioni elementari a base fusto

Vengono di seguito riportate le azioni elementari (sforzo normale, momento flettente nel piano longitudinale, momento flettente nel piano trasversale, taglio longitudinale e taglio trasversale) che si hanno in tutte le condizioni di carico previste dalla normativa al piede del fusto della pila.

CONDIZIONE ELEMENTARE		N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
PILA						
Peso proprio elevazione pila	g	976.03	-	-	-	-
Vento su pila	q5	-	-	343.26	-	86.90
Urto di veicoli in svio	q9	-	1500.00	750.00	1000.00	500.00
Azioni sismiche long. Pila	q6l	-	3520.72	-	864.74	-
Azioni sismiche trasv. pila	q6t	-	-	3520.72	-	864.74
Azioni sismiche vert. Pos. Pila	q6v	150.11	-	-	-	-
Azioni sismiche vert. Neg. Pila	q6v	-150.11	-	-	-	-
IMPALCATO						
Peso permanente	g	4704.00	-	0.00	-	-
Traffico (Max compressione)	q1	2141.00	-	-	-	-
Traffico (max trazione)	q1	-	-	-	-	-
Vento su impalcato	q5	-	-	-	-	330.50
Azione termica	ε3	-	0.00	-	0.00	-
Frenatura	q3	-	1339.88	-	163.40	-
Azione sismica orizzontale longitudinale	q6l	-	8331.20	2656.80	1016.00	324.00
Azione sismica orizzontale trasversale	q6t	-	2499.36	8856.00	304.80	1080.00
Azione sismica verticale pos.	q6v	1778.00	-	-	-	-
Azione sismica verticale neg.	q6v	-1778.00	-	-	-	-

7.2.2 Combinazioni di carico a base fusto

Vengono di seguito riportate le sollecitazioni (sforzo normale, momento flettente nel piano longitudinale, momento flettente nel piano trasversale, taglio longitudinale e taglio trasversale) in tutte le combinazioni di carico previste dalla normativa: agli Stati Limite di Esercizio, agli Stati Limite Ultimi e in combinazione sismica.

Combinazione di carico	N (kN)	Ml (kNm)	Mt (kNm)	Tl (kN)	Tt (kN)
SLU 1a	5680.03	0.00	514.88	0.00	626.10
SLU 1b	9835.80	0.00	514.88	0.00	626.10
SLU 2a	5680.03	0.00	308.93	0.00	375.66
SLU 2b	10558.38	0.00	308.93	0.00	375.66
SLU 3a	5680.03	1808.84	308.93	220.59	375.66
SLU 3b	9835.80	1808.84	308.93	220.59	375.66
SLU 4a	5680.03	0.00	308.93	0.00	375.66
SLU 4b	9835.80	0.00	308.93	0.00	375.66
SLU 5a	5680.03	0.00	308.93	0.00	375.66
SLU 5b	9835.80	0.00	308.93	0.00	375.66
SLE RARA 1a	7285.78	0.00	343.26	0.00	417.40
SLE RARA 1b	5680.03	0.00	343.26	0.00	417.40
SLE RARA 2a	7821.03	0.00	205.95	0.00	250.44
SLE RARA 2b	5680.03	0.00	205.95	0.00	250.44
SLE RARA 3a	7285.78	1339.88	205.95	163.40	250.44
SLE RARA 3b	5680.03	1339.88	205.95	163.40	250.44
SLE RARA 4a	7285.78	0.00	205.95	0.00	250.44
SLE RARA 4b	5680.03	0.00	205.95	0.00	250.44
SLE RARA 5a	7285.78	0.00	205.95	0.00	250.44
SLE RARA 5b	5680.03	0.00	205.95	0.00	250.44
SLE REQ 1a	7285.78	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE REQ 1b	7285.78	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE REQ 1c	5680.03	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE REQ 1d	5680.03	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE REQ 2a	5680.03	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE REQ 2b	5680.03	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE QP 1	5680.03	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE QP 2	5680.03	0.00	0.00	0.00	0.00
SLV 1a	6258.46	11851.92	3713.02	1880.74	583.42
SLV 1b	6258.46	11851.92	3713.02	1880.74	583.42
SLV 1c	5101.59	11851.92	3713.02	1880.74	583.42
SLV 1d	5101.59	11851.92	3713.02	1880.74	583.42
SLV 2a	6258.46	3555.58	12376.72	564.22	1944.74
SLV 2b	6258.46	3555.58	12376.72	564.22	1944.74

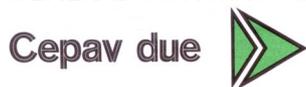
SLV 2c	5101.59	3555.58	12376.72	564.22	1944.74
SLV 2d	5101.59	3555.58	12376.72	564.22	1944.74
SLV 3a	7608.13	9387.42	3713.02	1275.42	583.42
SLV 3b	7608.13	9387.42	3713.02	1275.42	583.42
SLV 3c	3751.92	9387.42	3713.02	1275.42	583.42
SLV 3d	3751.92	9387.42	3713.02	1275.42	583.42
SLV 4a	7608.13	3555.58	9912.22	564.22	1339.42
SLV 4b	7608.13	3555.58	9912.22	564.22	1339.42
SLV 4c	3751.92	3555.58	9912.22	564.22	1339.42
SLV 4d	3751.92	3555.58	9912.22	564.22	1339.42
E 1	5680.03	0.00	1500.00	0.00	1000.00
E 2	5680.03	0.00	1500.00	0.00	1000.00
E 3	5680.03	750.00	0.00	500.00	0.00
E 4	5680.03	750.00	0.00	500.00	0.00

7.2.3 Azioni elementari ad intradosso fondazione

Vengono di seguito riportate le azioni elementari (sforzo normale, momento flettente nel piano longitudinale, momento flettente nel piano trasversale, taglio longitudinale e taglio trasversale) che si hanno in tutte le condizioni di carico previste dalla normativa ad intradosso fondazione.

CONDIZIONE ELEMENTARE		N (kN)	Ml (kNm)	Mt (kNm)	Tl (kN)	Tt (kN)
PILA						
Peso proprio elevazione pila	g	1922.05	-	0.00	-	-
Peso fondazione (platea + terreno)	g	7399.38	-	-	-	-
Vento su pila	q ⁵	-	-	534.44	-	86.90
Urto di veicoli in svio	q ⁹	-	3700.00	1850.00	1000.00	500.00
Azioni sismiche long. Pila	q ^{6l}	-	10577.86	-	1702.91	-
Azioni sismiche trasv. pila	q ^{6t}	-	-	10577.86	-	1702.91
Azioni sismiche vert. Pos. Pila	q ^{6v}	295.60	-	-	-	-
Azioni sismiche vert. Neg. Pila	q ^{6v}	-295.60	-	-	-	-
Azioni sismiche long. Plinto	q ^{6l}	-	2531.44	-	2301.31	-
Azioni sismiche trasv. Plinto	q ^{6t}	-	-	2531.44	-	2301.31
Azioni sismiche vert. Pos. Plinto	q ^{6v}	1137.97	-	-	-	-
Azioni sismiche vert. Neg. Plinto	q ^{6v}	-1137.97	-	-	-	-
IMPALCATO						
Peso permanente	g	9408.00	-	0.00	-	-
Traffico (Max compressione)	q ¹	3340.98	-	4959.41	-	-
Traffico (max trazione)	q ¹	2499.98	-	5800.41	-	-
Vento su impalcato	q ⁵	-	-	8361.65	-	661.00
Azione centrifuga	q ⁴	-	-	0.00	-	0.00

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
35 di 83

Azione termica	ε^3	-	0.00	-	0.00	-
Frenatura	q^3	-	3398.72	-	326.80	-
Azione sismica orizzontale longitudinale	q^6l	-	21132.80	6739.20	2032.00	648.00
Azione sismica orizzontale trasversale	q^6t	-	6339.84	22464.00	609.60	2160.00
Azione sismica verticale pos.	q^6v	3556.00	-	-	-	-
Azione sismica verticale neg.	q^6v	-3556.00	-	-	-	-

7.2.4 Combinazioni di carico ad intradosso fondazione

Vengono di seguito riportate le sollecitazioni (sforzo normale, momento flettente nel piano longitudinale, momento flettente nel piano trasversale, taglio longitudinale e taglio trasversale) in tutte le combinazioni di carico previste dalla normativa: agli Stati Limite di Esercizio, agli Stati Limite Ultimi e in combinazione sismica.

Combinazione di carico	N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
SLU 1a	21260.65	0.00	19217.04	0.00	1121.85
SLU 1b	28667.46	0.00	18365.53	0.00	1121.85
SLU 2a	22104.39	0.00	15837.03	0.00	673.11
SLU 2b	29795.04	0.00	14701.68	0.00	673.11
SLU 3a	21260.65	4588.27	13879.39	441.18	673.11
SLU 3b	28667.46	4588.27	13027.88	441.18	673.11
SLU 4a	21260.65	0.00	13879.39	0.00	673.11
SLU 4b	28667.46	0.00	13027.88	0.00	673.11
SLU 5a	21260.65	0.00	13879.39	0.00	673.11
SLU 5b	28667.46	0.00	13027.88	0.00	673.11
SLE RARA 1a	21235.16	0.00	12615.64	0.00	747.90
SLE RARA 1b	20604.41	0.00	13246.39	0.00	747.90
SLE RARA 2a	22070.40	0.00	10297.06	0.00	448.74
SLE RARA 2b	21229.40	0.00	11138.06	0.00	448.74
SLE RARA 3a	21235.16	3398.72	9057.21	326.80	448.74
SLE RARA 3b	20604.41	3398.72	9687.96	326.80	448.74
SLE RARA 4a	21235.16	0.00	9057.21	0.00	448.74
SLE RARA 4b	20604.41	0.00	9687.96	0.00	448.74
SLE RARA 5a	21235.16	0.00	9057.21	0.00	448.74
SLE RARA 5b	20604.41	0.00	9687.96	0.00	448.74
SLE FREQ 1a	21235.16	0.00	3719.56	0.00	0.00
SLE FREQ 1b	21235.16	0.00	3719.56	0.00	0.00
SLE FREQ 1c	20604.41	0.00	4350.31	0.00	0.00
SLE FREQ 1d	20604.41	0.00	4350.31	0.00	0.00
SLE FREQ 2a	18729.43	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE FREQ 2b	18729.43	0.00	0.00	0.00	0.00

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
36 di 83

SLE QP 1	18729.43	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE QP 2	18729.43	0.00	0.00	0.00	0.00
SLV 1a	20226.29	34242.10	10671.99	6036.21	1849.26
SLV 1b	20226.29	34242.10	10671.99	6036.21	1849.26
SLV 1c	17232.56	34242.10	10671.99	6036.21	1849.26
SLV 1d	17232.56	34242.10	10671.99	6036.21	1849.26
SLV 2a	20226.29	10272.63	35573.30	1810.86	6164.21
SLV 2b	20226.29	10272.63	35573.30	1810.86	6164.21
SLV 2c	17232.56	10272.63	35573.30	1810.86	6164.21
SLV 2d	17232.56	10272.63	35573.30	1810.86	6164.21
SLV 3a	23718.99	25065.59	10671.99	3233.26	1849.26
SLV 3b	23718.99	25065.59	10671.99	3233.26	1849.26
SLV 3c	13739.86	25065.59	10671.99	3233.26	1849.26
SLV 3d	13739.86	25065.59	10671.99	3233.26	1849.26
SLV 4a	23718.99	10272.63	26396.79	1810.86	3361.26
SLV 4b	23718.99	10272.63	26396.79	1810.86	3361.26
SLV 4c	13739.86	10272.63	26396.79	1810.86	3361.26
SLV 4d	13739.86	10272.63	26396.79	1810.86	3361.26
E 1	18729.43	0.00	3700.00	0.00	1000.00
E 2	18729.43	0.00	3700.00	0.00	1000.00
E 3	18729.43	1850.00	0.00	500.00	0.00
E 4	18729.43	1850.00	0.00	500.00	0.00

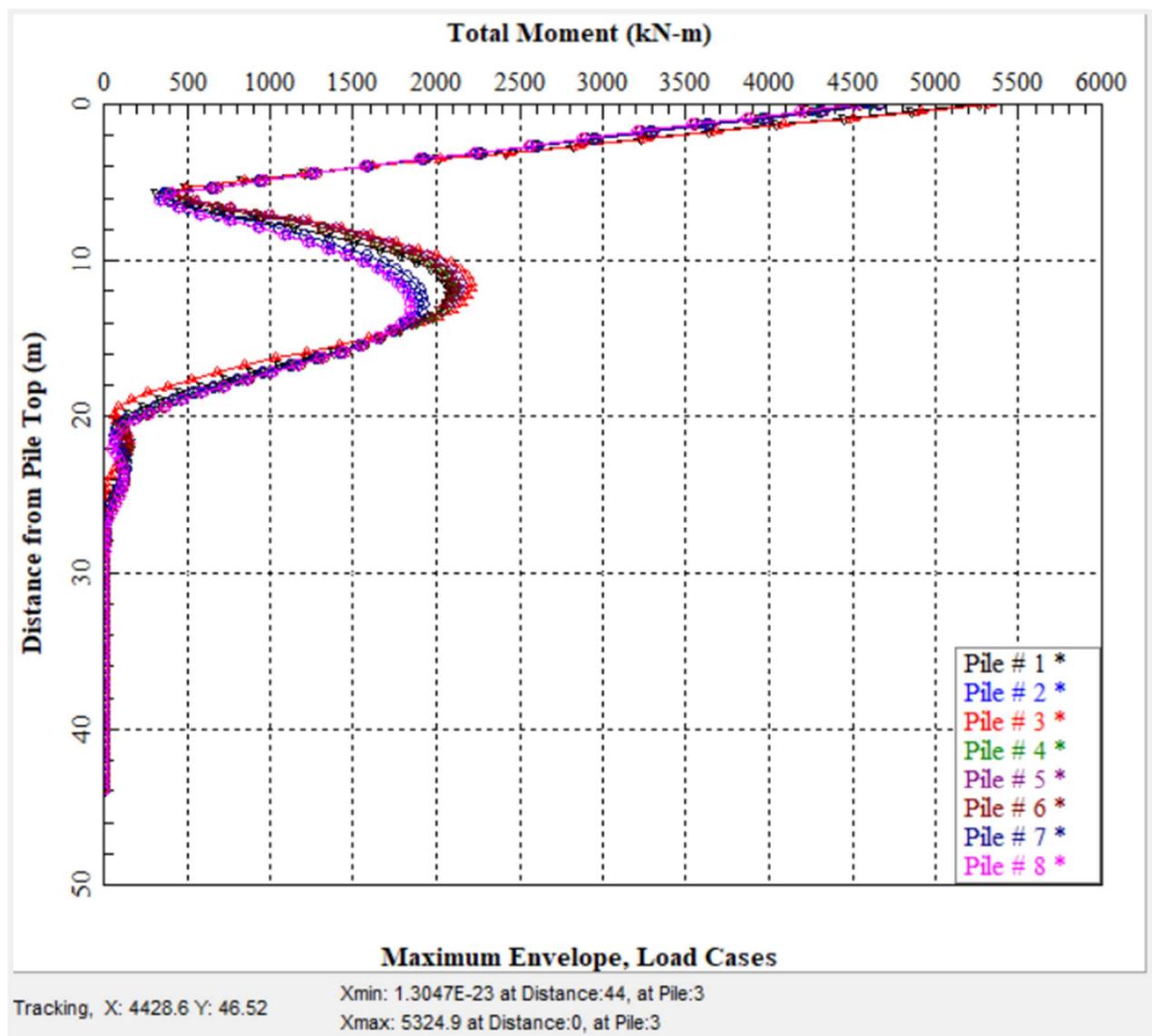
8 SOLLECITAZIONI SUI PALI

8.1 Pila SLU-SLV

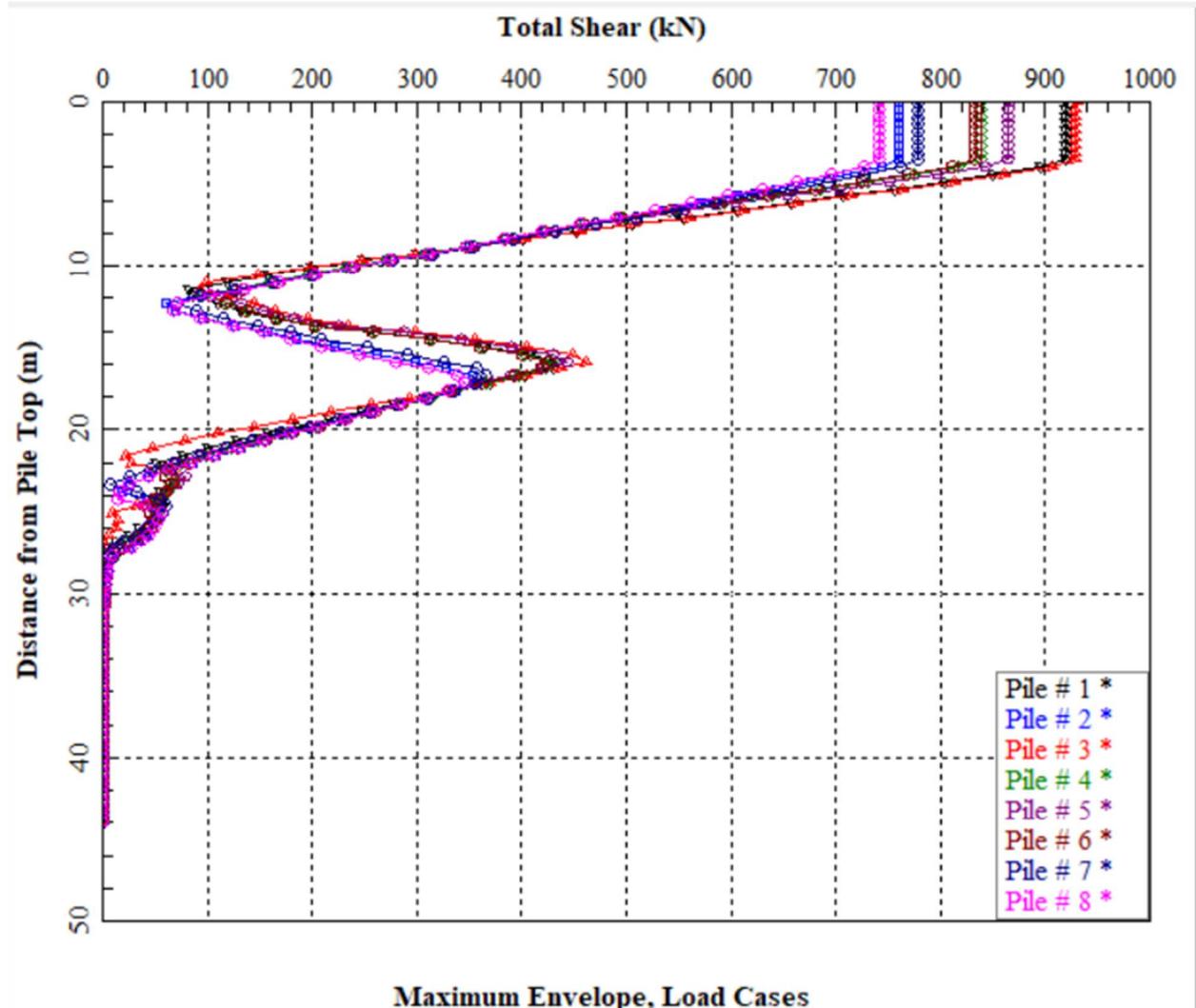
Si riportano le sollecitazioni sui pali ricavate dalle analisi condotte in accordo con i criteri definiti nella relazione geotecnica.

COMBINAZIONE SLV

Total Bending Moment



Total Shear



Tracking, X: 0 Y: 43.619

Xmin: 1.3732E-23 at Distance:44, at Pile:3

Xmax: 930.43 at Distance:0, at Pile:3

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001

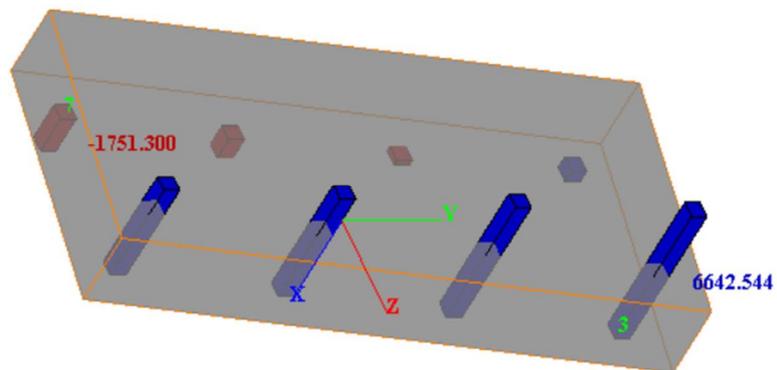
Rev.
B

Foglio
39 di 83

Sforzo normale

N max (SLV 1a): 6642,54 kN palo 3

N min (SLV 1a): -1751,3 kN palo 7



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

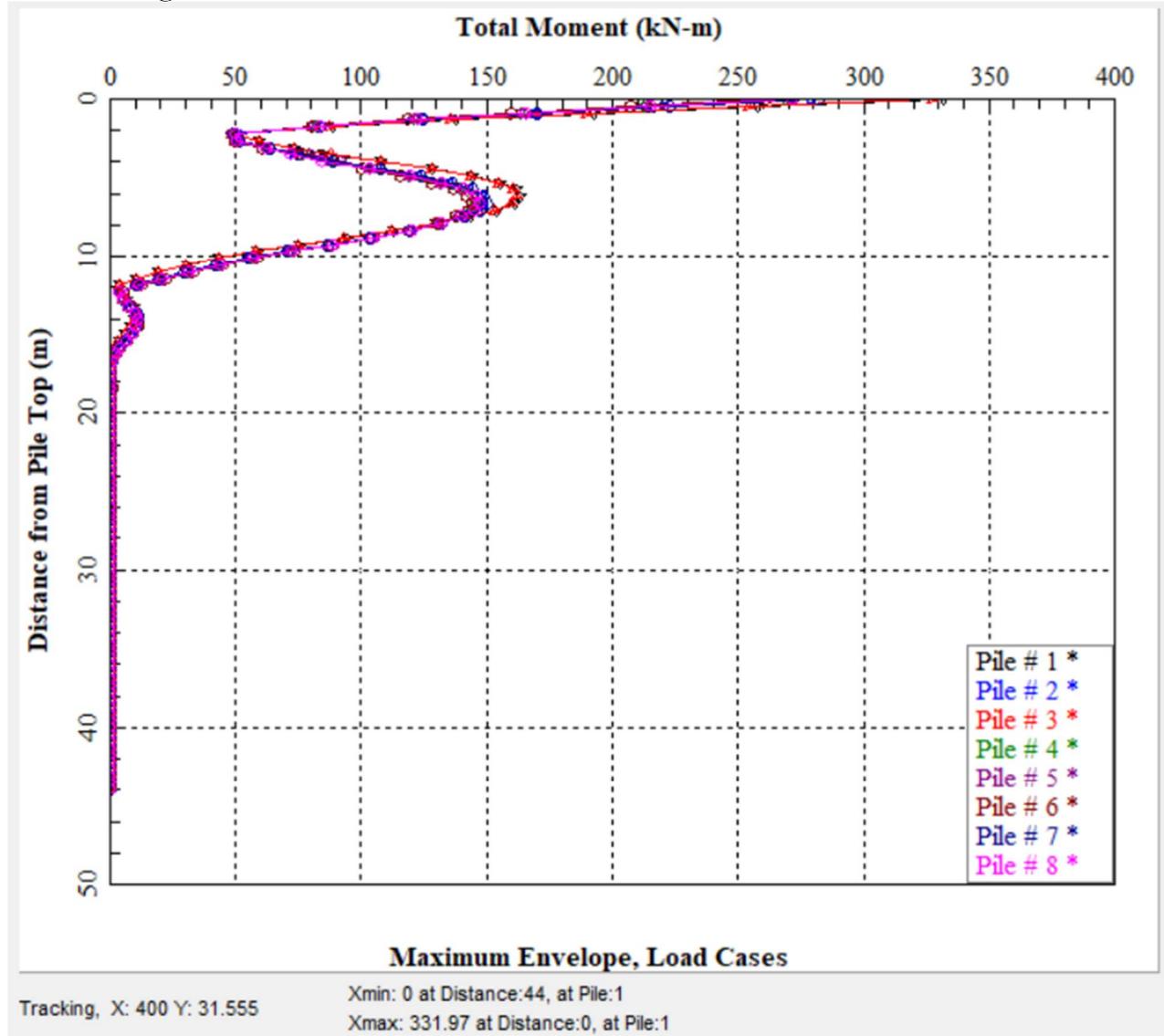
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001

Rev.
B

Foglio
40 di 83

COMBINAZIONE SLU Total Bending Moment



Doc. N.

Progetto
INOR

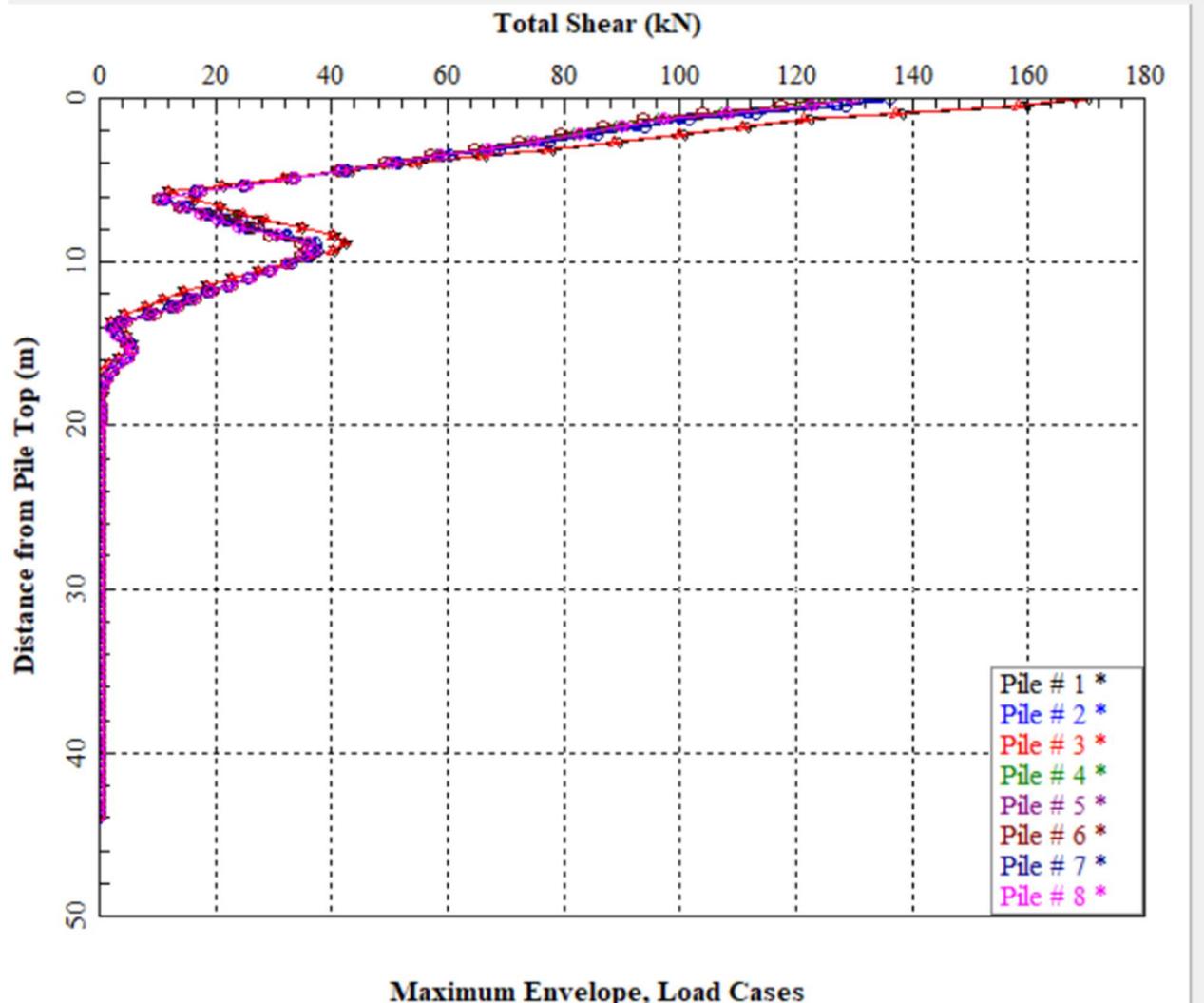
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001

Rev.
B

Foglio
41 di 83

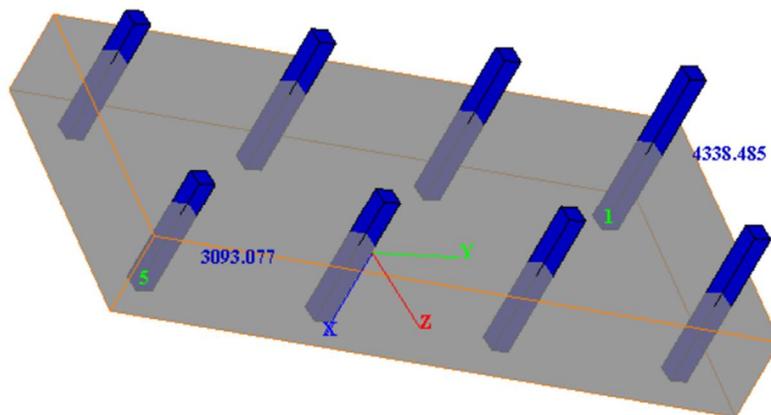
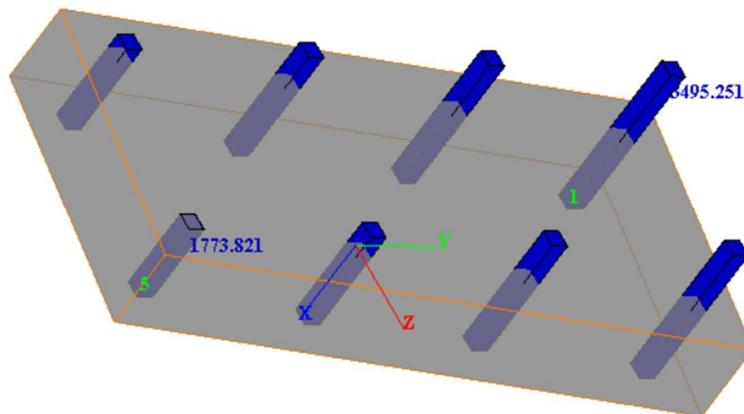
Total Shear



Tracking, X: 180 Y: 48.724

Xmin: 0 at Distance:44, at Pile:1

Xmax: 170.52 at Distance:0, at Pile:1

Sforzo normaleSLU 2b: $N_{max} = 4338,48 \text{ kN}$;SLU 1a: $N_{min} = 1773.821 \text{ kN}$;

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001

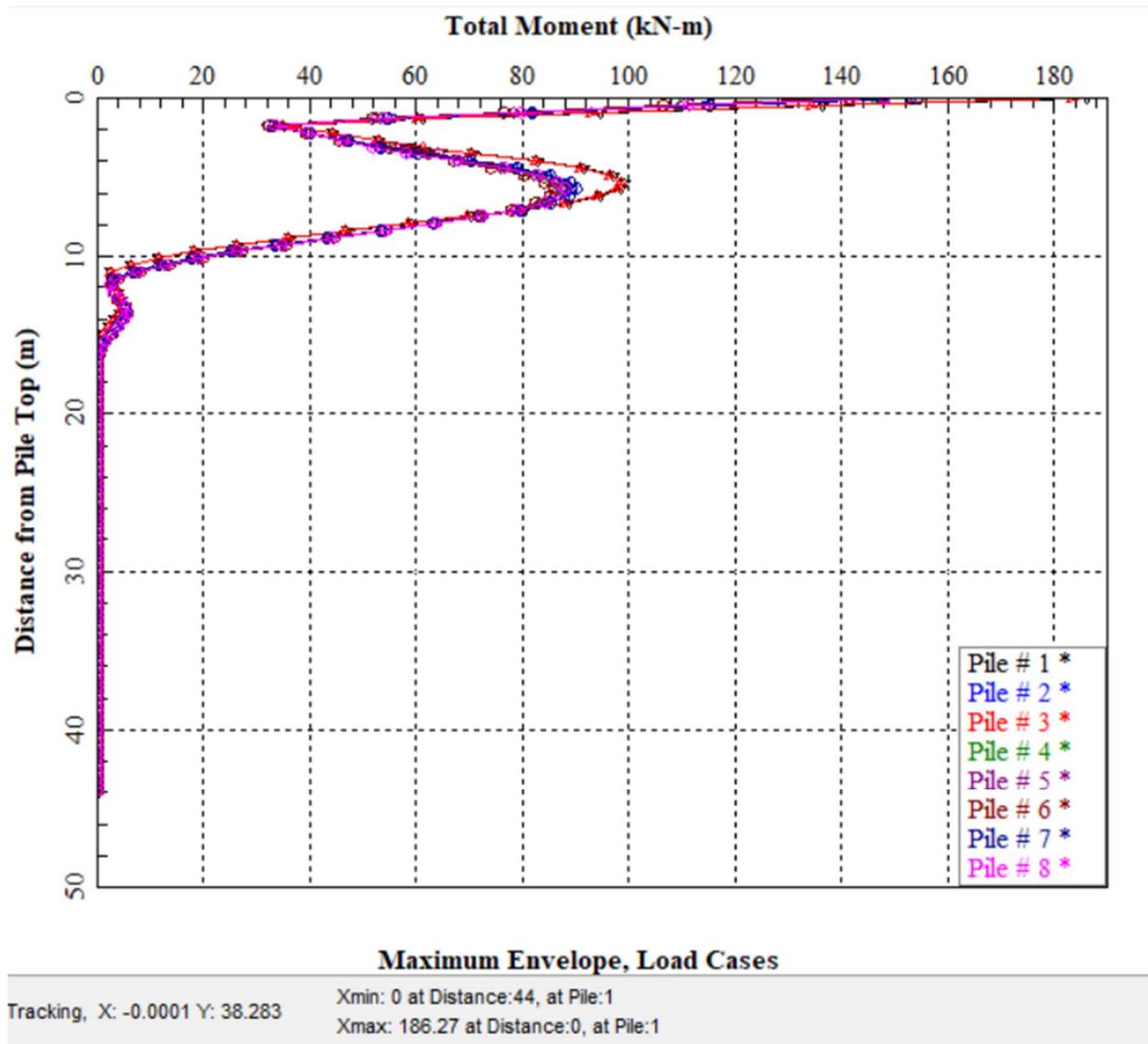
Rev.
B

Foglio
43 di 83

8.2 Pila SLE

COMBINAZIONE SLE RARA

Total Bending Moment



Doc. N.

Progetto
INOR

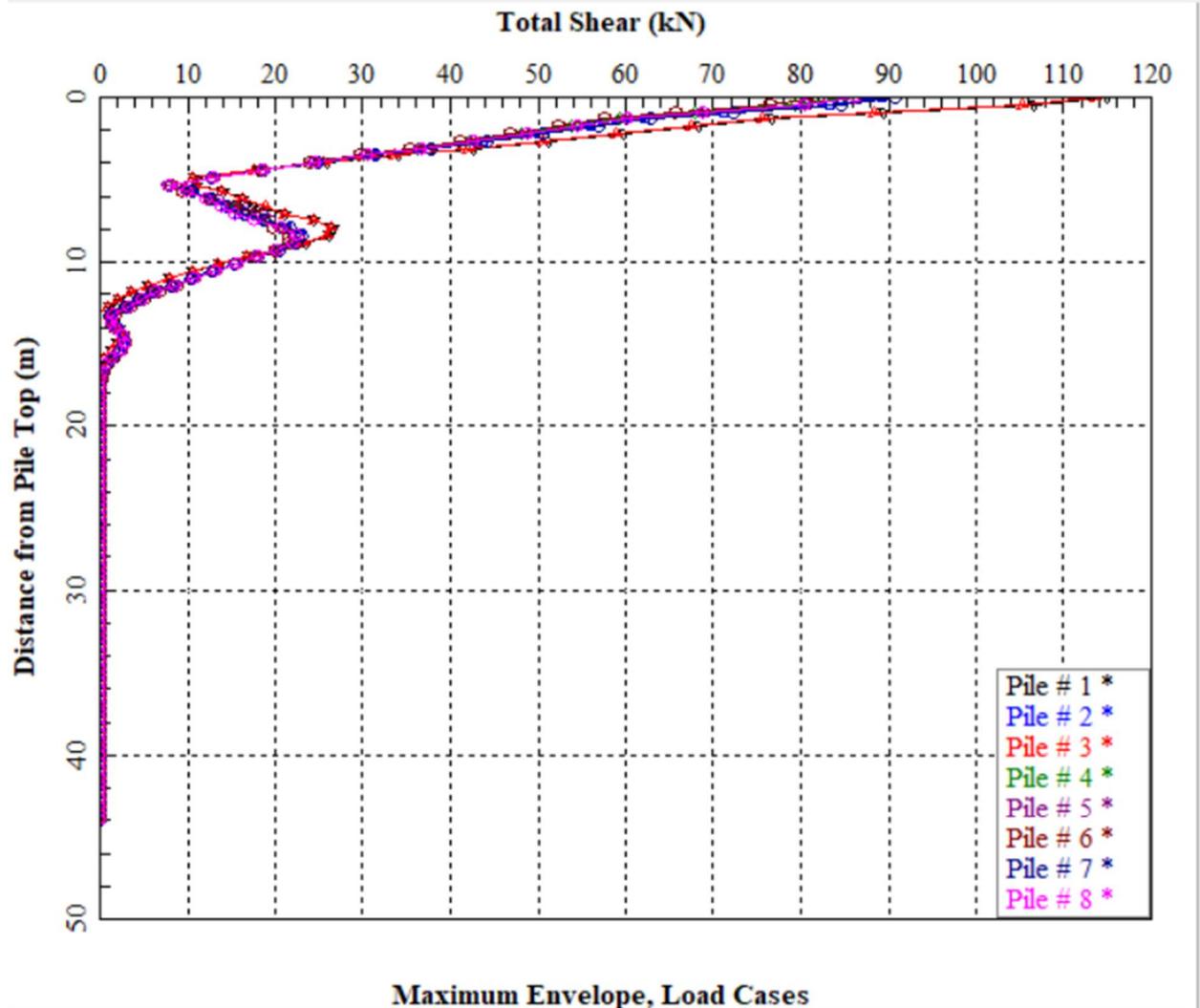
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001

Rev.
B

Foglio
44 di 83

Total Shear



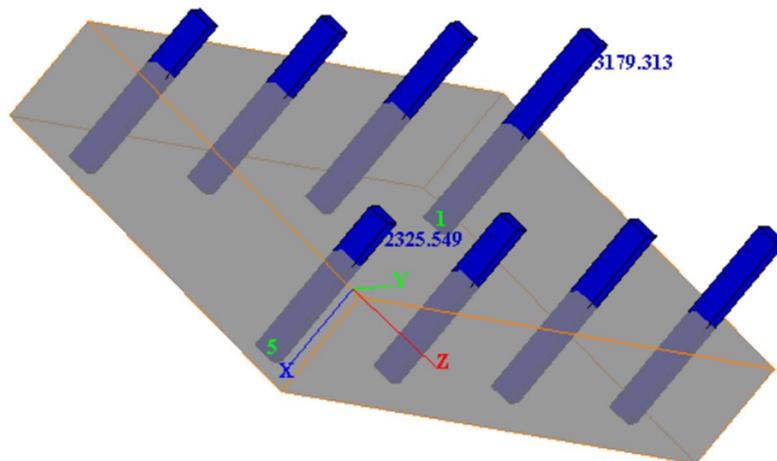
Tracking, X: 20.44 Y: 50

Xmin: 0 at Distance:44, at Pile:1

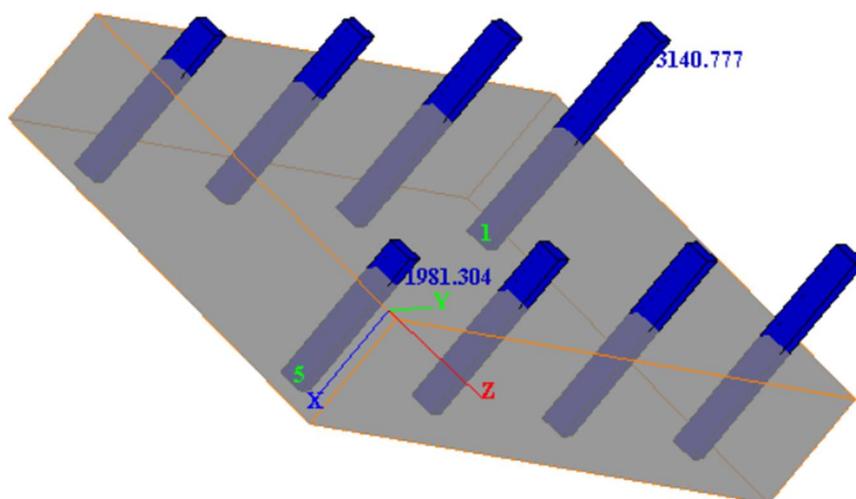
Xmax: 114.96 at Distance:0, at Pile:1

Sforzo Normale

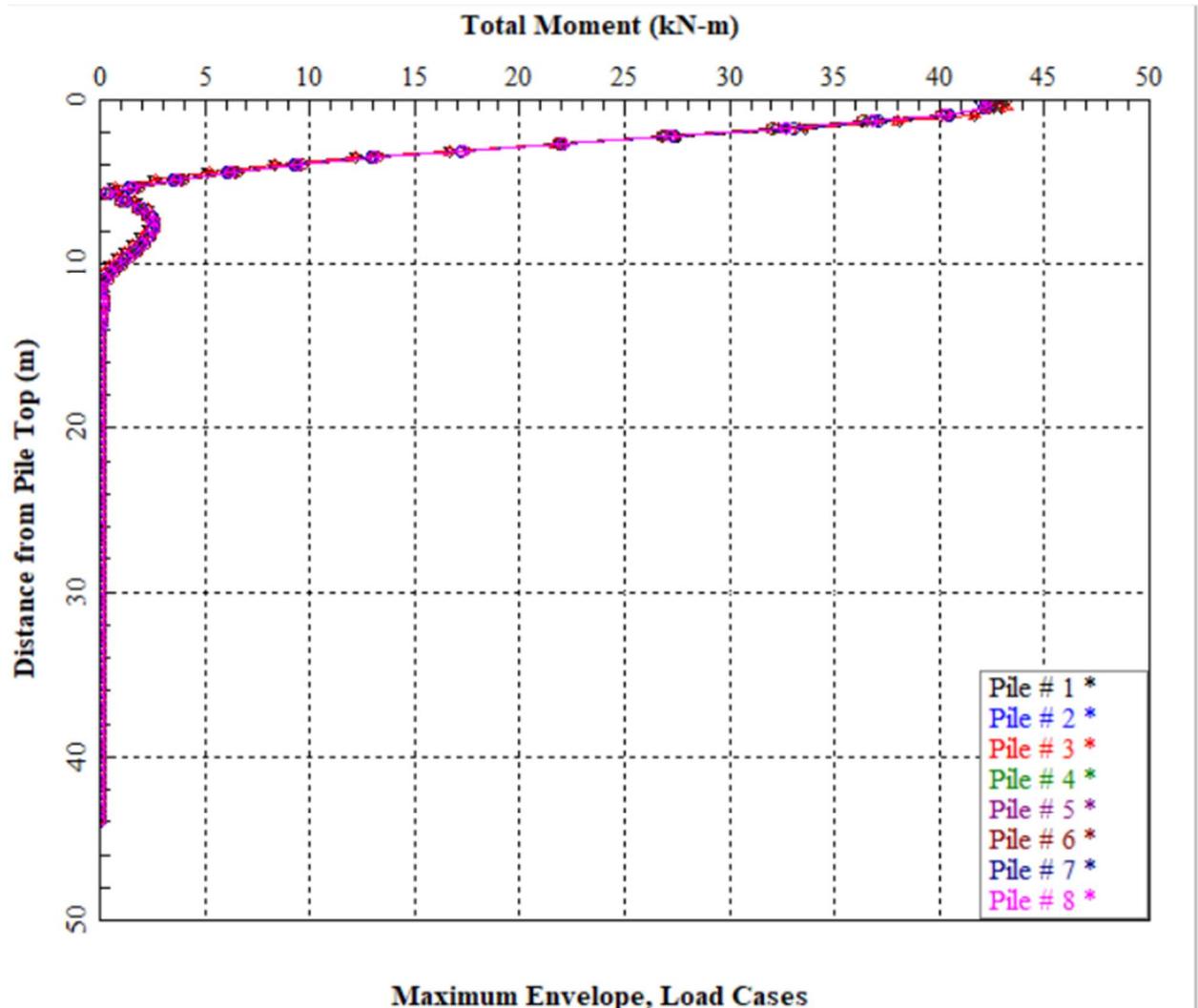
Nmax (SLE RARA 2a): 3179,3 kN



Nmin (SLE RARA 1b): 1981,3 kN



COMBINAZIONE SLE FREQUENTE
Total Bending Moment



Maximum Envelope, Load Cases

Tracking, X: 50 Y: 50

Xmin: 0 at Distance:41.8, at Pile:1

Xmax: 43.246 at Distance:0, at Pile:4

Doc. N.

Progetto
INOR

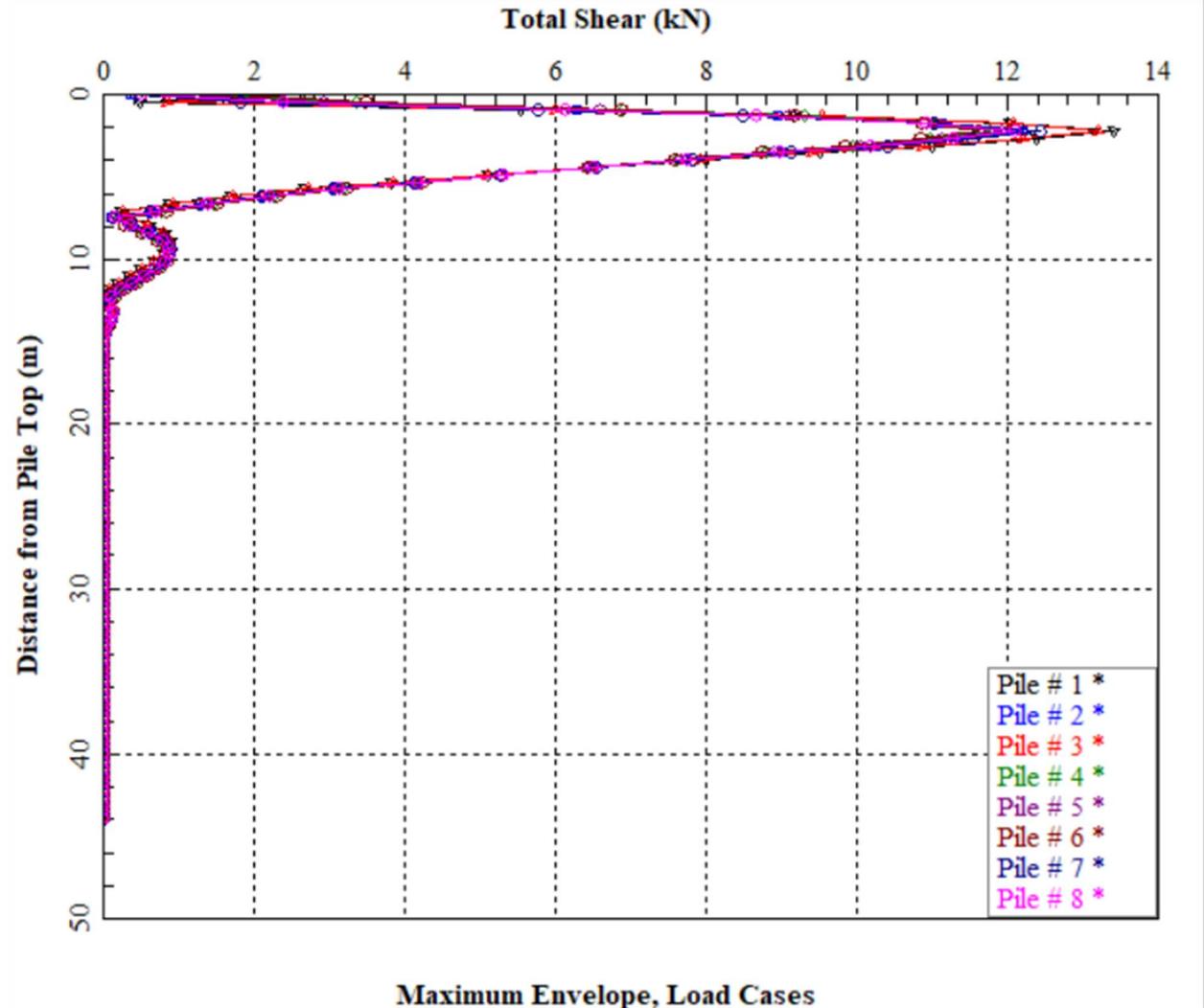
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001

Rev.
B

Foglio
47 di 83

Total Shear



Maximum Envelope, Load Cases

Tracking, X: 14 Y: 0

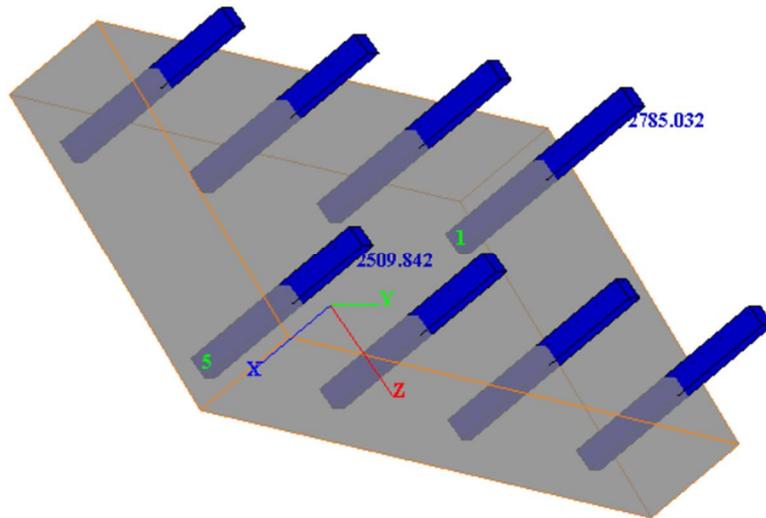
Xmin: 0 at Distance:42.68, at Pile:1

Xmax: 13.413 at Distance:2.2, at Pile:1

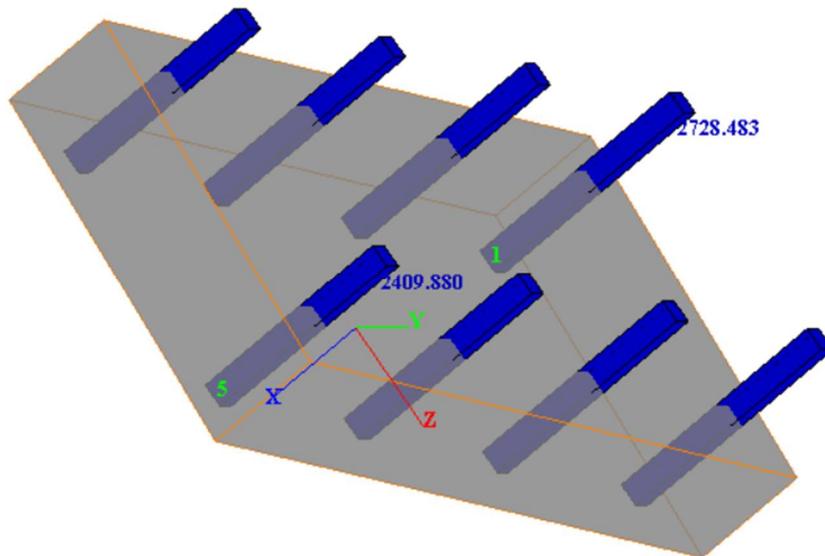
Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
48 di 83**Sforzo Normale**

Nmax (SLE FREQ 1a): 2785,032 kN



Nmin (SLE FREQ 1c): 2409,89 kN



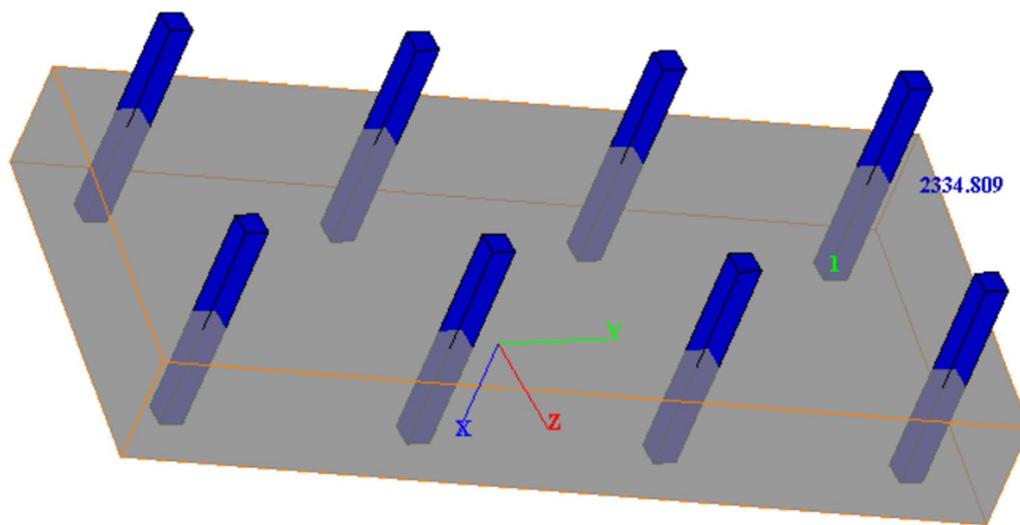
GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
49 di 83**COMBINAZIONE SLE QP****Sforzo Normale**N_{max} (SLE QP1): 2334.809 kN**8.3 Sintesi risultati**

	COMB. SLV	COMB SLU	COMB SLE RARA	COMB SLE FREQ	COMB SLE QP
N max [kN]	6642.54	4338.5	3179.3	2785.03	2334.8
N min [kN]	-1751	1773.83	1981.3	2409.88	2334.8
F [kN]	930.43	170.52	114.96	13.42	13.42
M [kNm]	5'324.90	331.97	186.27	43.25	13.42

9 VERIFICHE STRUTTURALI

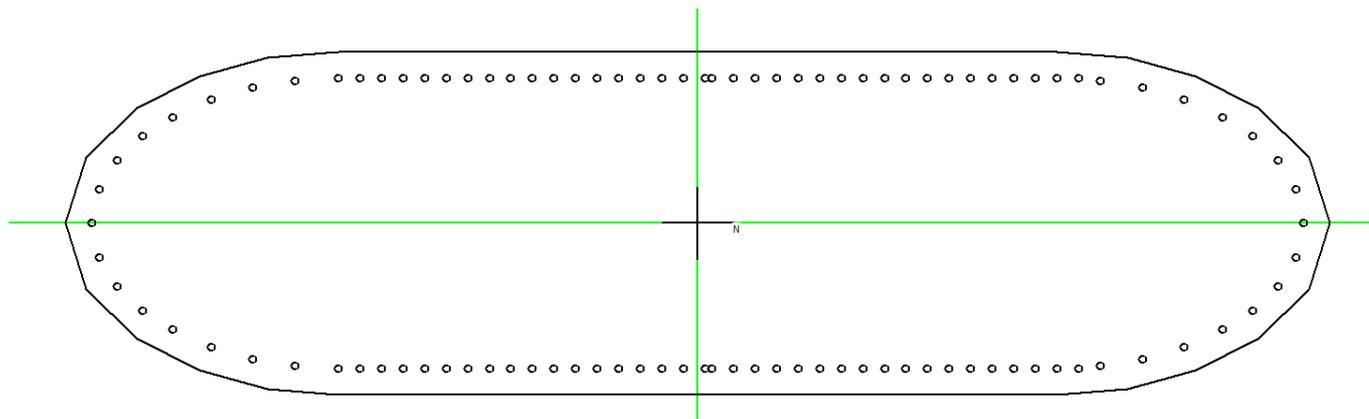
Le verifiche degli elementi strutturali verranno eseguite a partire dalle sollecitazioni ricavate nei paragrafi precedenti.

9.1 Verifiche del fusto pila

Le verifiche di seguito riportate sono eseguite applicando le combinazioni di sollecitazione più gravose per ciascun stato limite.

9.1.1 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.

Larghezza direzione longitudinale (cm)	120.00
Larghezza direzione trasversale (cm)	440.00
Armatura strato verticale tratto rettangolare (cm ²)	Ø26/15 2 strati
Copriferro baricentrico armatura dalla parete esterna (cm)	9.20
Armatura I° strato verticale tratto ellittico (cm ²)	Ø26/15
Copriferro baricentrico armatura dalla parete esterna (cm)	9.20
Totale armatura (cm²)	552.24
Armatura orizzontale in direzione longitudinale (cm ²)	Staffe Ø14/20 a due braccia + Spille
Armatura orizzontale in direzione trasversale (cm ²)	Staffe Ø14/20 a due braccia

9.1.2 Verifiche di resistenza allo S.L.U.

9.1.2.1 Pressoflessione

Le verifiche a pressoflessione del fusto vengono eseguite tramite il confronto dei valori di N, M sollecitanti con i domini di resistenza della sezione. Di seguito si riportano le verifiche per le diverse combinazioni di carico precedentemente descritte. Si utilizza, a favore di sicurezza, il minimo N ricavato in precedenza.

Titolo :

N° Vertici

23

Zoom

N° barre

104

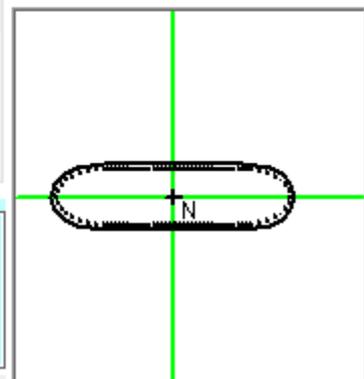
Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-125	60
2	125	60
3	149.5457	57.96268
4	173.3445	51.64992
5	195.2219	40.41061
6	212.6368	23.16084

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.31	132.5	50.8
2	5.31	132.5	-50.8
3	5.31	117.5	-50.8
4	5.31	102.5	-50.8
5	5.31	87.5	-50.8
6	5.31	72.5	-50.8

Tipo Sezione

- Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N_{Ed} 5100

5680 kN

M_{xEd} 0

0 kNm

M_{yEd} 0

0

P.to applicazione N

- Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

- Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

Precompresso

Materiali

B450C

C35/45

ε_{su} 67.5 ‰

ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm²

ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200'000 N/mm²

f_{cd} 19.83

E_s/E_c 15

f_{cc}/f_{cd} 0.8

ε_{syd} 1.957 ‰

σ_{c,adm} 13.5

σ_{s,adm} 255 N/mm²

τ_{co} 0.8

τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 13'557 kN m

M_{yRd} -22.91 kN m

σ_c -19.83 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

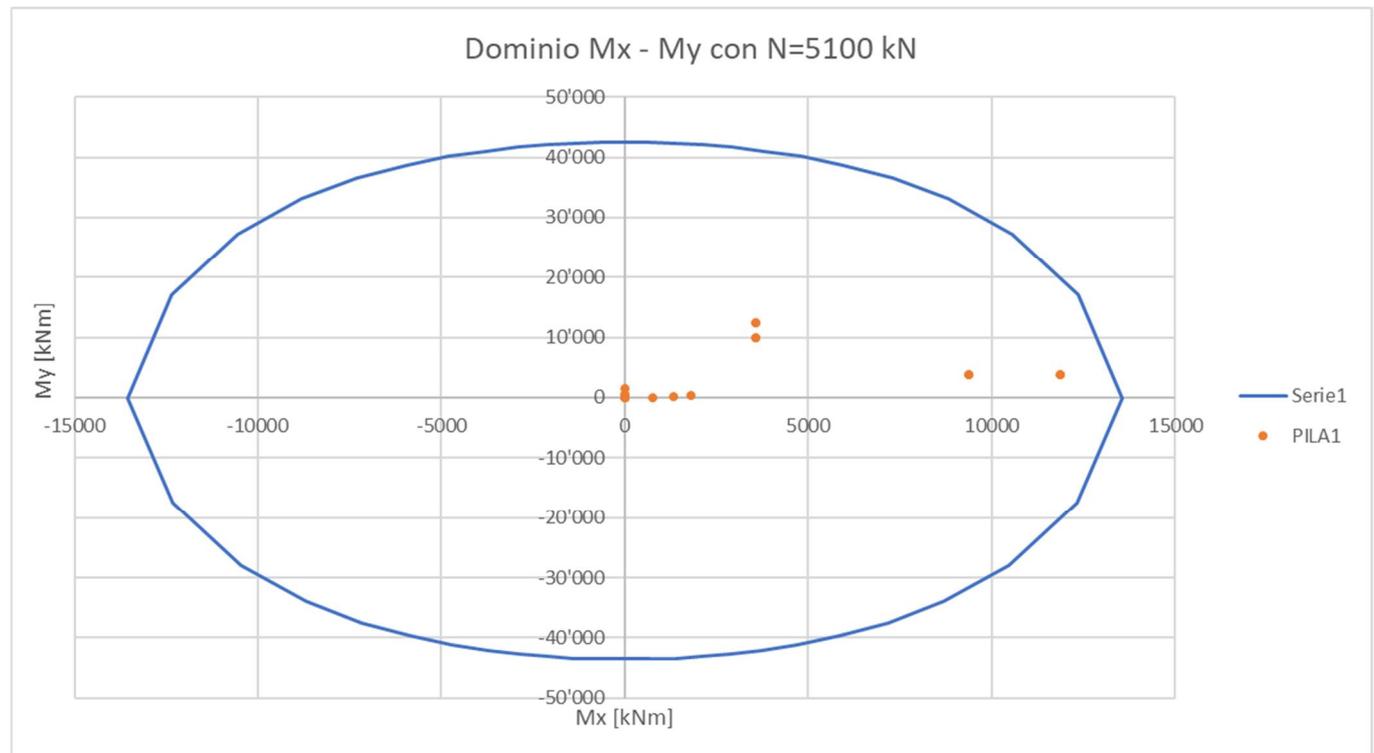
ε_s 17.01 ‰

d 110.8 cm

x 18.9 x/d 0.1706

δ 0.7

Nella figura seguente si riporta il dominio di rottura della sezione:



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

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

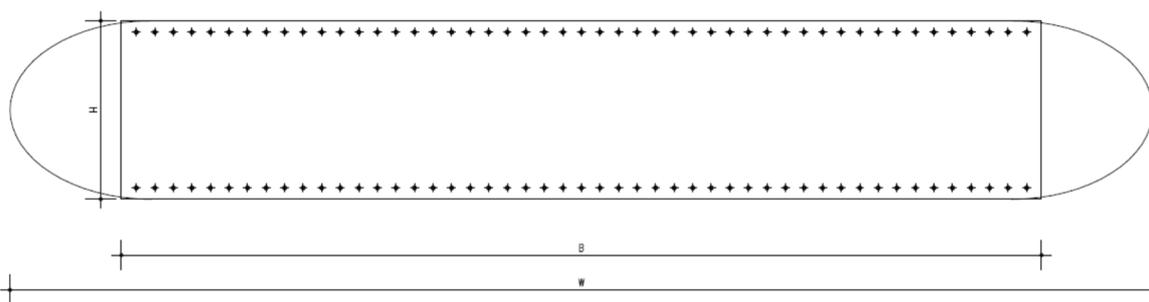
Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
53 di 839.1.2.2 Taglio

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.

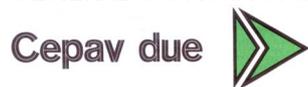
Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche della sezione di verifica e le armature considerate nella verifica:



Sezione di verifica.

Larghezza direzione longitudinale H (cm)	120.00
Larghezza direzione trasversale B (cm)	250.00
Armatura orizzontale in direzione longitudinale (cm ²)	Staffe Ø14/20 a due braccia + 8 Spille Ø10
	3.07 + 6.28

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
54 di 83

A favore di sicurezza si esegue la verifica con lo sforzo normale $N=0$ e considerando solamente gli spilli come staffe.

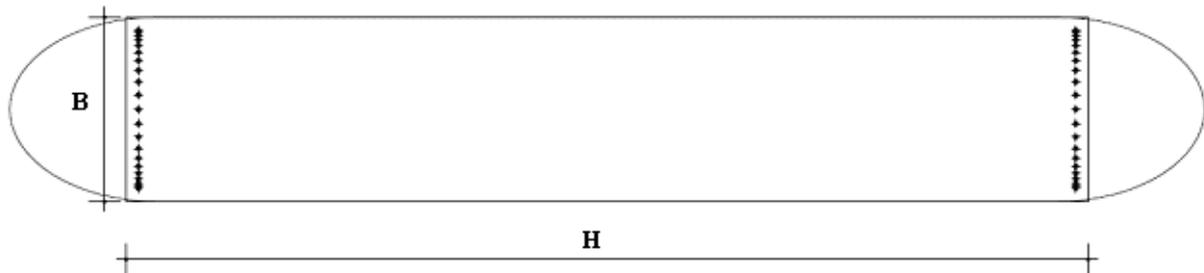
V_{sdu}	1945	kN
N_{sdu}	5000	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	250	cm
d	111.30	cm
Asl	185.85	cm ²
c	8.70	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
Asw	9.36	cm ²
passo staffe	20.00	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	1.6771	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	1961.960	kN
$V_{Rd,min}$	1575.556	kN
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	7574.413	kN
V_{Rsd}	4586.371	kN
V_{Rd}	4586.371	kN

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

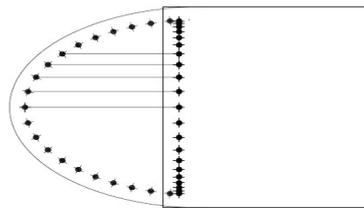
Verifica a taglio in direzione trasversale

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.

Larghezza direzione longitudinale H (cm)	250.00
Larghezza direzione trasversale B (cm)	120.00
Armatura orizzontale in direzione trasversale (cm ²)	Staffe a due braccia $\varnothing 14/20$
	3.08

GENERAL CONTRACTOR



ALTA Sorveglianza



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
56 di 83Verifica a taglioA favore di sicurezza si esegue la verifica con lo sforzo normale $N=0$.

V_{sdu}	1881	kN
N_{sdu}	5000	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	120	cm
d	230.00	cm
Asl	45.2	cm ²
c	8.70	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
Asw	3.08	cm ²
passo staffe	20.00	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	1.7483	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	1436.305	kN
$V_{Rd,min}$	1476.993	kN
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	7543.686	kN
V_{Rsd}	3118.722	kN
V_{Rd}	3118.722	kN

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

9.1.3 Verifiche tensionali allo S.L.E.

Si esegue la verifica tensionale con la condizione di carico più gravosa in combinazione rara.
 Le tensioni di compressione nel calcestruzzo e di trazione nell'acciaio risultano:

Titolo :

N° Vertici

N° barre

N°	x [cm]	y [cm]
1	-125	60
2	125	60
3	149.5457	57.96268
4	173.3445	51.64992
5	195.2219	40.41061
6	212.6368	23.16084

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.31	132.5	50.8
2	5.31	132.5	-50.8
3	5.31	117.5	-50.8
4	5.31	102.5	-50.8
5	5.31	87.5	-50.8
6	5.31	72.5	-50.8

Sollecitazioni

S.L.U.



Metodo n



N

Ed

 kN

M

xEd

 kNm

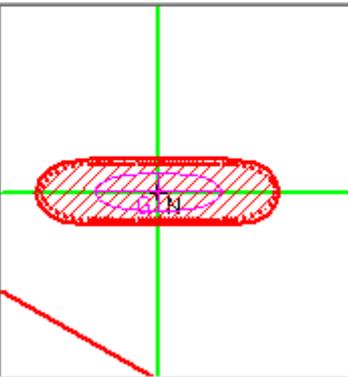
M

yEd

P.to applicazione N

 Centro Baricentro cls Coord. [cm]xN yN

Tipo Sezione

 Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

 S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Materiali

B450C

C35/45

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

Verifica

N° iterazioni:

 Precompresso

Poiché i valori di f_c e f_s rispettano i limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte. Essendo la verifica soddisfatta in condizione rara (con le limitazioni della condizione quasi permanente), la condizione "Quasi permanente" risulta automaticamente soddisfatta in quanto presenta carichi inferiori.

9.1.4 Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione vengono condotte per le combinazioni di carico in combinazione frequente.

Titolo :

N° Vertici

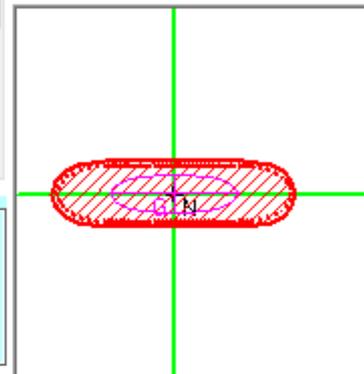
N° barre

N°	x [cm]	y [cm]
1	-125	60
2	125	60
3	149.5457	57.96268
4	173.3445	51.64992
5	195.2219	40.41061
6	212.6368	23.16084

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.31	132.5	50.8
2	5.31	132.5	-50.8
3	5.31	117.5	-50.8
4	5.31	102.5	-50.8
5	5.31	87.5	-50.8
6	5.31	72.5	-50.8

Tipo Sezione

- Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

N_{Ed}

kN

M_{xEd}

kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

 Centro Baricentro cls Coord.[cm]

xN

yN

Metodo di calcolo

- S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

B450C

C35/45

 ϵ_{su}

‰

 ϵ_{c2}

‰

 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu}

‰

 E_s N/mm² f_{cd} N/mm² E_s/E_c f_{cc}/f_{cd}

?

 ϵ_{syd}

‰

 $\sigma_{c,adm}$ N/mm² $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm² τ_{c1} N/mm² σ_c N/mm² ϵ_s

‰

Verifica

N° iterazioni: Precompresso

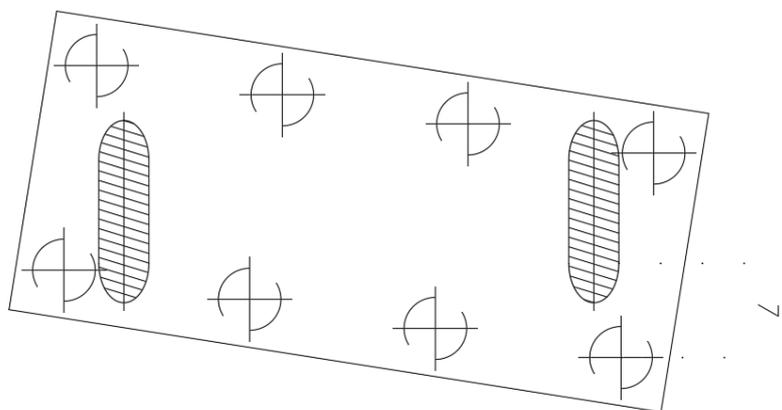
La sezione risulta compressa pertanto la verifica risulta soddisfatta.

9.2 Verifiche del plinto pila

Le verifiche dei plinti vengono eseguite con riferimento alle indicazioni riportate nel capitolo “Criteri di calcolo”.

9.2.1 Caratteristiche della sezione

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	7.30	m
Dimensione trasversale plinto D	15.80	m
Spessore plinto	2.20	m
numero pali	8.00	
Peso del plinto sul palo = ΔW_{plinto}	792.00	kN
Lunghezza mensola	2.4	m

Si considera una sezione resistente data dalla distanza tra il bordo del plinto e l'interasse di due pali:

$$b = 3.40 \text{ m}$$

Le armature dei primi quattro strati, dirette secondo le direzioni principali del plinto, verranno prese in considerazione in base alla loro componente calcolata lungo la direzione di inclinazione della mensola, definita in precedenza.

Larghezza b (cm)	340.00
Altezza h (cm)	220.00
Armatura inferiore 1° strato (cm ²)	1Ø26/15
	22φ26 = 116.80
Copriferro baricentrico armatura (cm)	7.80
Armatura inferiore 2° strato (cm ²)	1Ø26/15
	22φ26 = 116.80
Copriferro baricentrico armatura (cm)	13.00

9.2.2 Azioni sollecitanti

Le sollecitazioni flettenti massime sul plinto vengono ricavate considerando per ogni combinazione di carico il massimo valore di carico agente sul palo tra le pile oggetto del presente paragrafo. In alcuni casi, per comodità e a favore di sicurezza, non si sottrae il contributo del terreno di ricoprimento e del peso del plinto.

Condizione SLU - SLV

Carico massimo 6643,00 kN

Il momento flettente nella sezione di incastro risulta:

$$M=P \cdot l = \mathbf{15943,00 \text{ kNm}}$$

Configurazione di carico rara

Carico massimo 3179,00 kN

Carico massimo x1.2 (piglet) 3815,00 kN

Il momento flettente nella sezione di incastro risulta:

$$M=P \cdot l = \mathbf{9156,00 \text{ kNm}}$$

Configurazione di carico frequente

Carico massimo 2785,00 kN

Carico massimo senza peso plinto 1997,00 kN

Carico massimo x1.2 (piglet) 2396,00 kN

Il momento flettente nella sezione di incastro risulta:

$$M=P \cdot l = \mathbf{5751,00 \text{ kNm}}$$

Configurazione di carico quasi permanente

Carico massimo 2335,00 kN

Carico massimo senza peso plinto 1543,00 kN

Carico massimo x1.2 (piglet) 1852,00 kN

Il momento flettente nella sezione di incastro risulta:

$$M=P \cdot l = \mathbf{4445,00 \text{ kNm}}$$

9.2.3 Verifiche di resistenza allo S.L.U.

9.2.3.1 Pressoflessione

La verifica allo stato limite ultimo viene condotta con riferimento alle sollecitazioni più gravose fra la condizione statica e quella sismica.

Titolo :

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

N*	b [cm]	h [cm]
1	340	220

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	116.80	212.2
2	116.8	207

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

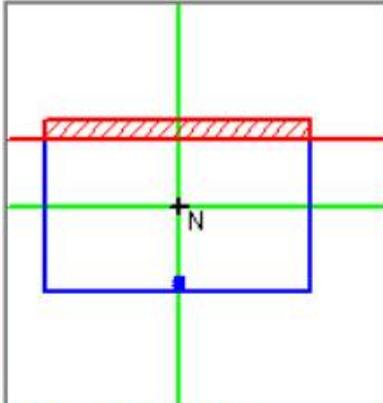
x x/d

δ

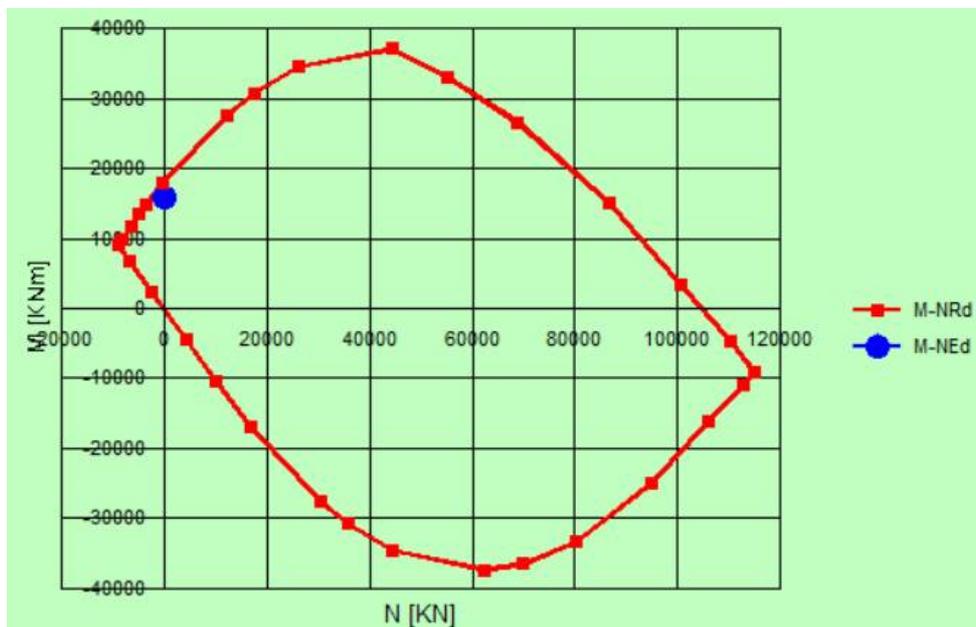
Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

Precompresso



Nella figura seguente si riporta il dominio di rottura della sezione:



La verifica si ritiene soddisfatta essendo il momento sollecitante interno al dominio di rottura.

9.2.3.2 Taglio

Si considerano staffe $\phi 16$ 30x45cm.

V_{sdu}	6643	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	340	cm
d	207.00	cm
Asl	236.00	cm ²
c	13.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
Asw	20.10	cm ²
passo staffe	45.00	cm
f_{cd}	14.167	N/mm ²
$f_{ctd,0.05}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	2248.948	kN
$V_{Rd,min}$	1848.457	kN
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	15470.666	kN
V_{Rsd}	8141.081	kN
V_{Rd}	8141.081	kN

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

9.2.4 Verifiche tensionali allo S.L.E.

Si esegue la verifica tensionale con la condizione di carico più gravosa in combinazione rara.
Le tensioni di compressione nel calcestruzzo e di trazione nell'acciaio risultano:

Titolo :

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

N*	b [cm]	h [cm]
1	340	220

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	116.8	212.2
2	116.8	207

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="15943"/>	<input type="text" value="9156"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

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

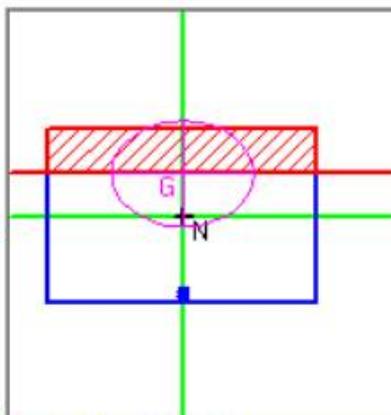
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E_s <input type="text" value="200'000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="14.17"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1.829"/>

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

Verifica
 N* iterazioni:
 Precompresso



Poiché i valori di f_c e f_s rispettano i limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte. Essendo la verifica soddisfatta in condizione rara (con le limitazioni della condizione quasi permanente), la condizione "Quasi permanente" risulta automaticamente soddisfatta in quanto presenta carichi inferiori.

9.2.5 Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione vengono condotte per le combinazioni di carico in combinazione frequente.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	340	220

N°	As [cm²]	d [cm]
1	116.8	212.2
2	116.8	207

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

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

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="15943"/>	<input type="text" value="5751"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

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

Materiali

ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/>	%	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/>	%
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/>	N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/>	
E_s	<input type="text" value="200'000"/>	N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="14.17"/>	
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>		f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/>	[?]
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/>	%	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="9.75"/>	
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/>	N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6"/>	
			τ_{c1}	<input type="text" value="1.829"/>	

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

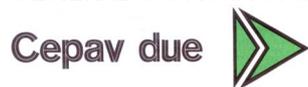
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	$f_{ck} =$	25	N/mm²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	N/mm²
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm0} =$	31476	N/mm²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0 =$	15	
Caratteristiche della sezione			
Altezza	H =	220	cm
Larghezza	B =	340	cm
Momento di fessurazione	M_{fess}	7035	kNm
Copriferro baricentrico acciaio teso	cb =	13.00	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	233.60	cm²
Ricoprimento barre esterne tese	c =	5.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.6	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	2.60	cm

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
66 di 83**Sezione fessurata: apertura fessure**

Tensione media barre	$\sigma_{sm} =$	131.10	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	56.23	cm
Altezza utile	$d =$	207.00	cm
Deformazione media barre	$\varepsilon_1 =$	6.78E-04	
Distanza media fra due fessure successive			
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	340.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	32.5	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	11050.0	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	233.60	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	37.91	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
		3.	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	3.75E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.142	mm

Essendo soddisfatta la verifica in combinazione frequente con le limitazioni della quasi permanente ($w < 0.2\text{mm}$), in combinazione Quasi Permanente la verifica è automaticamente soddisfatta.

9.3 Verifiche ritegni

Nel presente paragrafo si verificano i ritegni sismici.

L'azione sollecitante presa in considerazione deriva dalle massime sollecitazioni che sono in grado trasmettere gli appoggi allo SLC.

Nel caso in esame gli isolatori presentano una rigidità di 3.48 kN/mm e uno spostamento massimo che si assume cautelativamente pari a 190mm. Si ottiene pertanto una forza su ogni appoggio pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 3.48\text{kN/mm} * 190\text{mm} = 661\text{kN}.$$

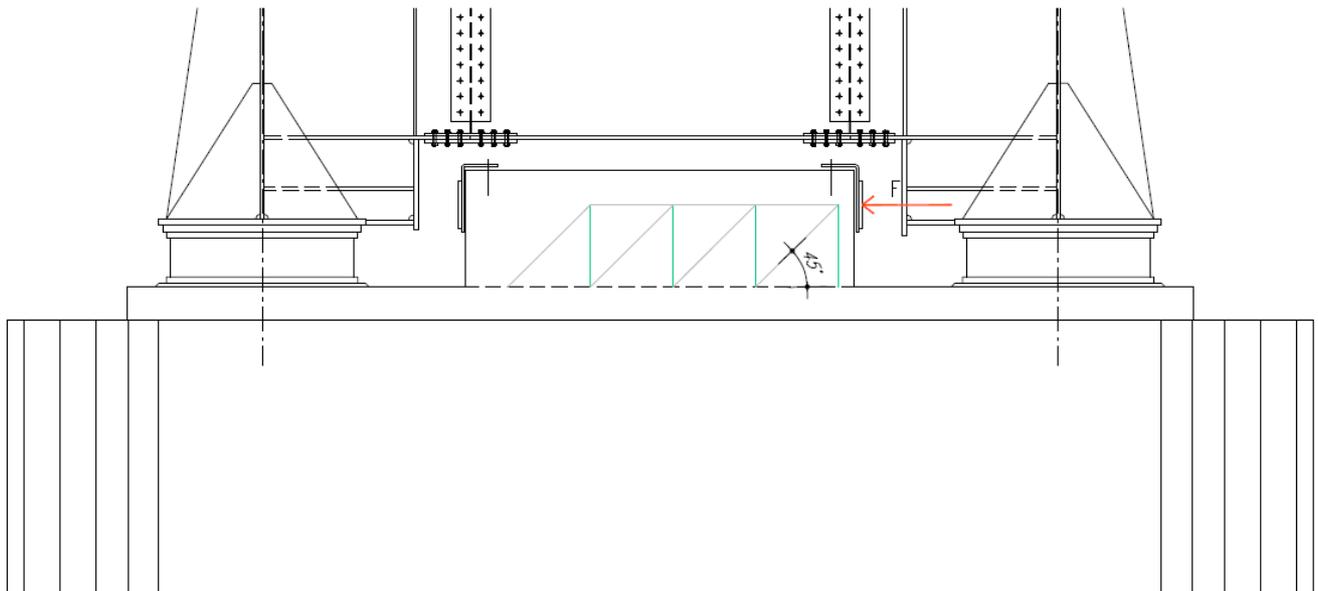
Essendo presenti due isolatori su ciascuna pila la forza risulta pari a:

$$F_{Ed} = 661\text{kN} * 2 * 2 = 2644 \text{ kN}.$$

Tali valori sono quelli utilizzati nelle verifiche.

9.3.1 Verifica sul calcestruzzo ritegni trasversali

La verifica è eseguita avvalendosi del metodo tirante-puntone. Si assume che il carico generi la formazione di una serie di bielle compresse di inclinazione pari ad α che dipende dalla geometria del ritegno. A favore di sicurezza si adotta $\alpha=45^\circ$.



Per equilibrio si può quindi assumere che la forza orizzontale sollecitante esterna deve essere assorbita dalla somma delle resistenze delle barre che incontrano le bielle compresse che scendono verso il nucleo della pila.

La trazione che nasce nelle armature può quindi essere calcolata mediante considerazioni geometriche, come nel seguito riportato:

$$T_{Ed} = F_{Ed} * \tan \alpha = 2644 \text{ kN} * \tan(45^\circ) = 2644 \text{ kN}$$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

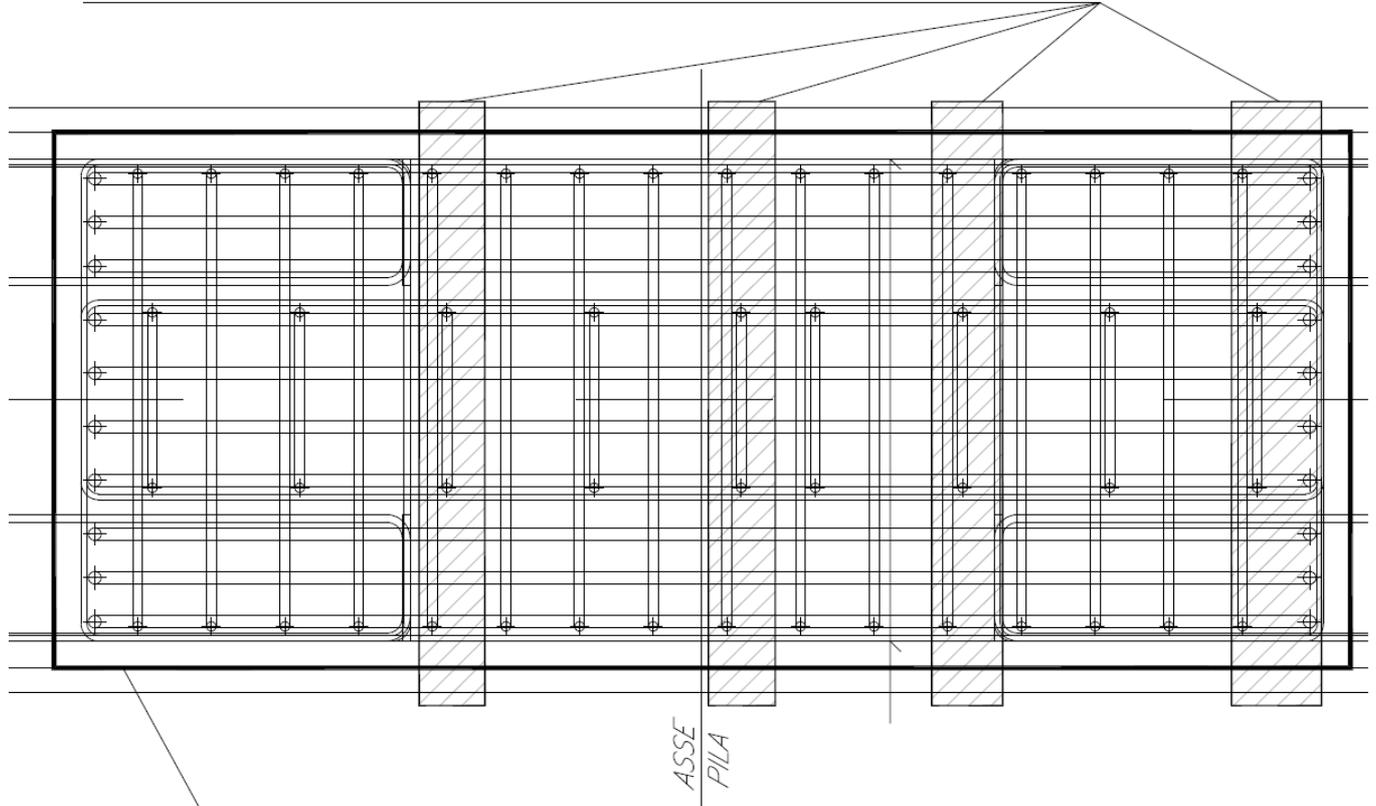
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001

Rev.
B

Foglio
68 di 83

ARMATURE VERTICALI COLLABORANTI AL MECCANISMO TIRANTE-PUNTO



PIANTA RITEGNO TRASVERSALE IN PILA

Complessivamente si considerando collaboranti al meccanismo sopra descritto un totale di:

$$A_s = 10\phi 26 + 4\phi 20 + 4\phi 20 + 4\phi 20 + 4\phi 20 = 103.34 \text{ cm}^2$$

A favore di sicurezza si considera un'armatura costituita solamente da: $A_s = 10334 \text{ mm}^2$

La trazione resistente vale pertanto:

$$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 103.34 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} = 4040 \text{ kN}$$

Si ottiene:

$$T_{Ed} / T_{Rd} = 2644 \text{ kN} / 4040 \text{ kN} = 0.65 < 1 \text{ verificato}$$

9.3.2 Verifica sull' acciaio ritegni trasversali

9.3.2.1 Verifica ad instabilità

Si esegue la verifica degli irrigidenti posti in corrispondenza della trave e del traverso come descritto nel seguito. In accordo con l'EC 1993-1-5 paragrafo 9.1 si considera una sezione resistente come indicato in figura:

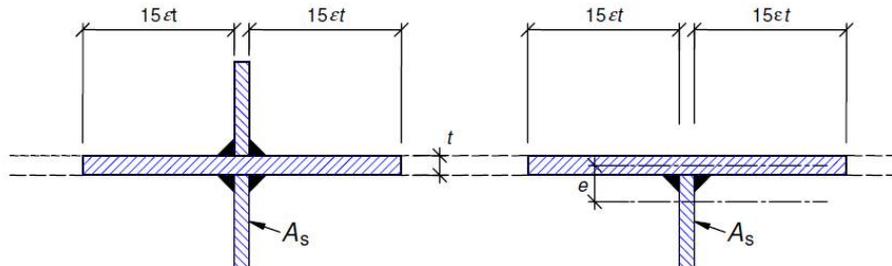


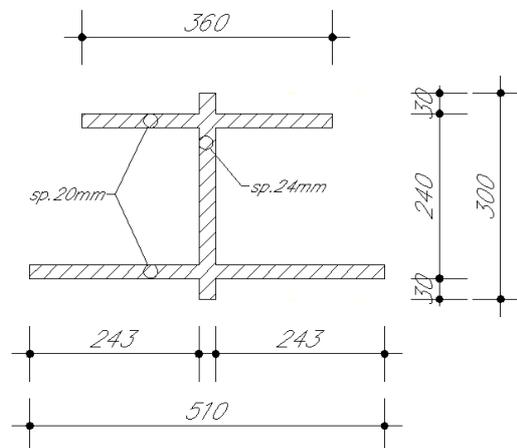
Figure 9.1: Effective cross-section of stiffener

Essendo un acciaio S355 si ricava $\alpha = 0.81$. Lo spessore degli elementi in gioco è pari a 20mm e 24mm.

Si ricava pertanto:

$$15t = 15 * 0.81 * 20\text{mm} = 243\text{mm}$$

Si riporta la sezione considerata nelle verifiche dove come altezza si è considerato 30cm, ovvero l'altezza del neoprene a contatto con l'acciaio:



Si esegue la verifica ad instabilità considerando la sezione doppiamente appoggiata di lunghezza 1m come indicato nella figura sottostante:

Sollecitazione e caratteristiche della sezione	N_{Ed}	N	2644000
	f_{yk}	MPa	355
	A	mm ²	2.364E+04
	γ_{M1}	mm	1.05

Dati per calcolo di N_{cr}	E	MPa	2.100E+05
	J	mm ⁴	2.489E+08
	L	mm	1000
	β	num	1.00
	modo	n-esimo	1

Ncr	L_0	m	1000
	N_{cr}	N	5.159E+08

α	α	0.49
----------	----------	------

Verifica a instabilità flessione torsionale	λ	num	0.13
	ϕ	num	0.49
	χ	num	1.00
	$N_{b,Rd}$	Nmm	7.993E+06
	c.u.	num	0.33
	verifica	num	OK

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.4 Verifiche baggioli

La verifica dei baggioli viene effettuata considerando l'elemento sollecitato con le azioni provenienti dai dispositivi di appoggio in condizione sismica, in quanto dimensionante.

Si tratta di una struttura tozza, nella quale, come è noto, si formano flussi di tensione di compressione nel calcestruzzo e flussi di tensioni di trazione nelle barre di armatura.

Il dimensionamento delle armature viene effettuato nell'ipotesi che il baggiolo si comporti come un corpo rigido, la cui rottura avviene con formazione di una superficie di scorrimento orizzontale tra baggiolo ed estradosso pila. Si ipotizza quindi che il meccanismo resistente del baggiolo sia costituito da bielle di calcestruzzo inclinate a 45° diffuse sulla superficie di scorrimento baggiolo-estradosso pila. Si procede quindi al dimensionamento delle armature verticali che, conseguentemente alla formazione del meccanismo descritto, devono assorbire una azione pari al carico orizzontale trasmesso dall'appoggio.

L'azione trasmessa dalle zanche di ancoraggio dell'apparecchio di appoggio viene riportata al nucleo del corpo rigido mediante predisposizione di apposita armatura di appensione, costituita da staffe orizzontali, disposte in maniera opportuna a seconda della direzione di trasmissione dell'azione.

Nelle verifiche che si riportano in seguito si trascura, in maniera conservativa, l'azione verticale trasmessa dall'apparecchio di appoggio.

Le azioni sollecitate utilizzate nelle verifiche sono le medesime riportate nelle verifiche dei ritegni.

9.4.1 Verifica dell'armatura verticale

A favore di sicurezza, la verifica viene eseguita trascurando l'effetto stabilizzante prodotto del carico assiale trasmesso dal dispositivo. Il dimensionamento delle armature verticali, conseguentemente alla formazione del meccanismo descritto sopra, viene effettuato ipotizzando che tali armature debbano assorbire una azione di trazione pari al carico orizzontale trasmesso dall'appoggio.

Si considera un'armatura costituita da n° 12 $\phi 16$ a due bracci per un'area totale pari a $A_s = 48.24 \text{ cm}^2$.

Lo sforzo resistente supportato dall'armatura vale:

$$F_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} = 4824 \text{ mm}^2 \cdot 391 \text{ MPa} = 1886 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} / F_{Rd} = 1322 \text{ N} / 1886 \text{ kN} = 0.70 < 1 \text{ Verificato}$$

9.5 Verifiche pali di fondazione

9.5.1 Caratteristiche della sezione

Diametro (cm)	150.00
Armatura verticale	48Ø26
Copriferro baricentrico armatura dalla parete esterna (cm)	254.88
Staffe (cm ²)	9.50
	Staffe Ø12/10
	2.26

9.5.2 Verifiche agli S.L.U.

9.5.2.1 Pressoflessione

A favore di sicurezza si svolgono le verifiche considerando il palo più sollecitato (con l'involuppo dei momenti massimi alla stessa quota tra tutti i diaframmi e tutte le combinazioni) associato allo sforzo normale N del palo a trazione o, nel caso in cui non sia presente trazione, con N=0.

Titolo :

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

N*	x [cm]	y [cm]	N*	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]
1	0	75	1	5.31	34.93964	8.549466
2	19.41143	72.44445	2	5.31	30.51411	25.06577
3	37.5	64.9519	3	5.31	51.96464	39.87387
4	53.03301	53.03301	4	5.31	39.87387	51.96464
5	64.9519	37.5	5	5.31	25.06577	60.51411
6	72.44445	19.41143	6	5.31	3.549466	64.93964

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

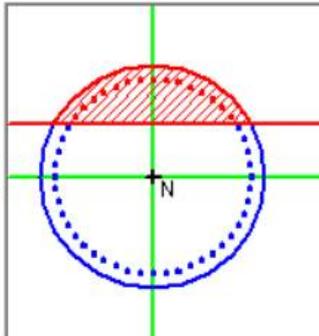
Materiali

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**
 Precompresso

N* rett.



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

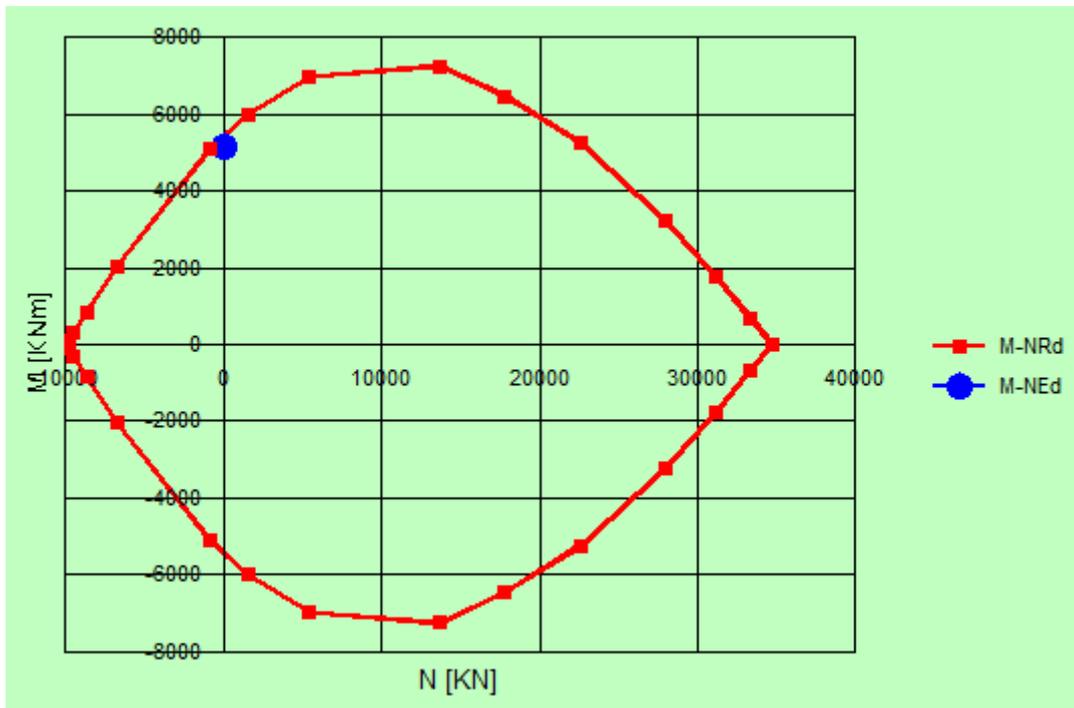
Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001

Rev.
B

Foglio
74 di 83



La verifica risulta soddisfatta.

9.5.2.2 Taglio

Si svolgono le verifiche considerando il palo più sollecitato. I massimi tagli sollecitanti sono ricavati dai grafici riportati nei paragrafi “Sollecitazioni sui pali” raffiguranti lo sviluppo verticale del taglio nel palo.

Si considerano staffe $\phi 12/10$.

V_{sdu}	930	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	150	cm
bw	135.00	cm
he	93.67	cm
d	84.17	cm
A_{sl}	254.88	cm ²
c	9.50	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
A_{sw}	2.26	cm ²
passo staffe	10	cm
f_{cd}	14.167	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	616.187	kN
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	2497.888	kN
V_{Rsd}	1675.005	kN
V_{Rd}	1675.005	kN

La verifica è soddisfatta.

9.5.3 Verifiche tensionali agli S.L.E.

Le verifiche tensionali vengono condotte per le combinazioni di carico in combinazione rara. A favore di sicurezza si considera il palo più sollecitato con $N=0$.

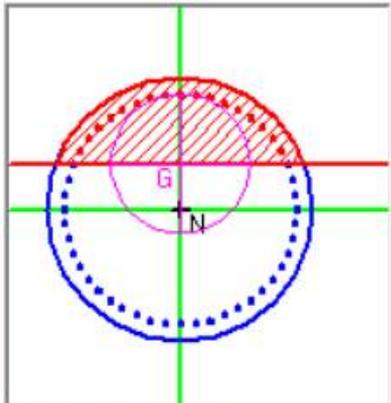
I massimi momenti sollecitanti sono ricavati dai grafici riportati nei paragrafi "Sollecitazioni sui pali" raffiguranti lo sviluppo verticale del momento nel palo.

Titolo :

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

N*	x [cm]	y [cm]	N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	75	1	5.31	34.93964	8.549466
2	19.41143	72.44445	2	5.31	30.51411	25.06577
3	37.5	64.9519	3	5.31	51.96464	39.87387
4	53.03301	53.03301	4	5.31	39.87387	51.96464
5	64.9519	37.5	5	5.31	25.06577	60.51411
6	72.44445	19.41143	6	5.31	3.549466	64.93964

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



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c -0.6709 N/mm²
 σ_s 18.78 N/mm²
 ϵ_s 0.0939 ‰
 d 140.5 cm
 x 49.02 x/d 0.3489
 δ 0.8761

Verifica
 N* iterazioni:
 Precompresso

I limiti tensionali sono rispettati e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Essendo i carichi delle combinazioni frequente e quasi permanenti inferiori a quelli della combinazione rara impiegate, le verifiche risultano implicitamente soddisfatte.

9.5.4 Verifiche di fessurazione agli S.L.E.

A favore di sicurezza si considera il palo più sollecitato con $N=0$.

I massimi momenti sollecitanti sono ricavati dai grafici riportati nei paragrafi “Sollecitazioni sui pali” raffiguranti lo sviluppo verticale del momento nel palo.

Titolo :

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

N*	x [cm]	y [cm]	N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	75	1	5.31	34.93964	8.549466
2	19.41143	72.44445	2	5.31	30.51411	25.06577
3	37.5	64.9519	3	5.31	31.96464	39.87387
4	53.03301	53.03301	4	5.31	39.87387	51.96464
5	64.9519	37.5	5	5.31	25.06577	60.51411
6	72.44445	19.41143	6	5.31	35.549466	64.93964

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

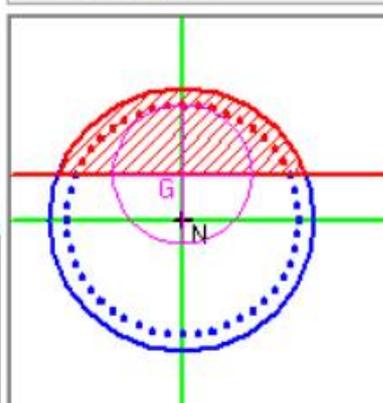
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

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

Verifica
 N* iterazioni:

Precompresso



Poiché le tensioni rispettano i limiti per la verifica tabellare proposti dalle NTC, la verifica di formazione delle fessure risulta soddisfatta.

Essendo soddisfatta la verifica in combinazione Frequente, in combinazione Quasi Permanente la verifica è automaticamente soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001

Rev.
B

Foglio
78 di 83

9.6 Verifica di portanza verticale dei pali

Le sollecitazioni assiali di progetto atte alla verifica geotecnica di portanza verticale sono riportate nel paragrafo "Sollecitazioni sui pali".

In accordo con le NTC08 le verifiche vengono svolte considerando l'approccio 2: (A1+M1+R3).

Si riportano le massime sollecitazioni di compressione e le relative resistenze per pali.

Lo sforzo normale massimo di compressione risulta, per il pali più sollecitato:

	Nmax (SLV) [kN]	Nmax (SLU) [kN]	L palo [m]	NRd (SLV) [kN]	NRd (SLU) [kN]
PILA 1	-6643	-4338	44.00	-7030	-6702

Di seguito si riportano in via tabulare i diagrammi di portanza del palo singolo forniti dal Progettista Geotecnico per l'opera in oggetto (i segni sono invertiti rispetto a quelli usati in precedenza):

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
79 di 83

m (da t.p.)	DA2 (non sismica)		SISMICA ($R_u=0.15$)	
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione
1.0	0	0	0	0
2.0	0	0	0	0
3.0	0	0	0	0
4.0	0	0	0	0
5.0	239	-65	295	-55
6.0	285	-143	341	-122
7.0	344	-234	399	-199
8.0	407	-328	459	-278
9.0	469	-421	520	-358
10.0	531	-515	580	-438
11.0	594	-608	640	-517
12.0	656	-702	701	-597
13.0	718	-796	761	-676
14.0	1062	-887	1103	-754
15.0	1129	-984	1167	-836
16.0	1203	-1088	1237	-925
17.0	1283	-1199	1313	-1019
18.0	1371	-1316	1395	-1118
19.0	1466	-1439	1483	-1223
20.0	1568	-1569	1577	-1334
21.0	1677	-1706	1699	-1470
22.0	1793	-1849	1829	-1613
23.0	1916	-1998	1965	-1763
24.0	2046	-2154	2109	-1919
25.0	2184	-2317	2259	-2081
26.0	2328	-2486	2417	-2250
27.0	2479	-2661	2581	-2426
28.0	2638	-2843	2753	-2608
29.0	3372	-3032	3500	-2796
30.0	3544	-3227	3686	-2991
31.0	3724	-3428	3879	-3193
32.0	3911	-3636	4079	-3401
33.0	4105	-3851	4286	-3615
34.0	4305	-4072	4500	-3836
35.0	4513	-4299	4721	-4064
36.0	4728	-4533	4950	-4298
37.0	4950	-4773	5185	-4538
38.0	5179	-5020	5427	-4785
39.0	5416	-5274	5677	-5039
40.0	5659	-5534	5933	-5299
41.0	5909	-5800	6197	-5565
42.0	6166	-6073	6467	-5838
43.0	6431	-6353	6745	-6118
44.0	6702	-6639	7030	-6404
45.0	6981	-6931	7322	-6696
46.0	7267	-7230	7620	-6995
47.0	7559	-7536	7926	-7301
48.0	7859	-7848	8239	-7613
49.0	8166	-8166	8559	-7931
50.0	8480	-8491	8887	-8256

9.7 Verifica di portanza orizzontale dei pali

Dalle analisi statiche e sismiche i massimi sforzi di taglio agenti sulla palificata risultano:

PILA 1					
Combinazione di carico	N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
SLV 1d	17232.56	34242.10	10671.99	6036.21	1849.26
SLV 2d	17232.56	10272.63	35573.30	1810.86	6164.21

9.7.1 Direzione longitudinale

Si riporta di seguito la verifica di portanza orizzontale della palificata in direzione longitudinale, eseguita sulla base dei dati forniti dal Progettista Geotecnico, per l'opera in oggetto:

S_{uk}	45 kPa	γ_{cu}	1	D	1.5 m
ξ_3	1	γ_R	1.885	M_p	5441 kN·m
n_B	4	S_B	4.5 m		
n_L	2	S_L	5.0 m		
n pali	8	s	0 m		

$H_{front, singolo}$ 2518 kNm

H_{front} 10071 kN

H_{sides} 6259 kN

16330 kN

$R_d = 16330 / 1.89 = 8663$ kN

eff.gr = $16330 / (2518 \cdot 8)$ **0.811**

H_{eq} **2041.23** kN equiv. Singolo palo

$H/C_u \cdot d^2$ 20.16 L/d 7.28

L > **10.925** m

Essendo $T_{Rd} = 8663$ kN > $T_{Ed, long}$ la verifica risulta soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA


ITALFERR
 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
81 di 83**9.7.2 Direzione trasversale**

Si riporta di seguito la verifica di portanza orizzontale della palificata in direzione trasversale, eseguita sulla base dei dati forniti dal Progettista Geotecnico per l'opera in oggetto:

S_{uk}	45 kPa	γ_{cu}	1	D	1.5 m
ξ_3	1	γ_R	1.885	M_p	5441 kN·m
n_B	2	S_B	5.0 m		
n_L	4	S_L	4.5 m		
n pali	8	s	0 m		
$H_{front,singolo}$	2518 kNm				
H_{front}	5035 kN				
H_{sides}	12596 kN				
	17631 kN				

R_d	= 17631 / 1.89 =	9354 kN
eff.gr	= 17631 / (2518 · 8)	0.875

H_{eq}	2203.93 kN	equiv. Singolo palo
$H/C_u \cdot d^2$	21.77	L/d 7.69
$L >$	11.542 m	

Essendo $T_{Rd} = 9354 \text{ kN} > T_{Ed,trasv}$ la verifica risulta soddisfatta.

10 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Si riporta, come richiesto dal DM 14/01/2008 al paragrafo 10.2, un giudizio di accettabilità dei risultati, condotto attraverso una verifica manuale dei calcoli numerici svolti. In realtà il calcolo condotto per le pile non ha richiesto l'ausilio di codici software, se non per alcune limitate valutazioni. Sono stati infatti utilizzati dei fogli di calcoli elettronici, in cui sono state implementate le formulazioni "manuali", allo scopo di rendere più agevole l'esecuzione di tutte le valutazioni numeriche e quindi molto più controllati rispetto analoghe valutazioni svolte tramite software e quindi meno controllabili. Ad ogni modo verranno nel seguito rifatte a tale scopo alcune calcolazioni, relativamente ai casi di carico più significativi (pesi e traffico) in termini di azioni verticali agenti e quindi maggiormente incidenti sulle verifiche finali rispetto ai restanti.

Per prima cosa si ricorda che il valore di carico distribuito valido per il cv in oggetto è pari a 160 kN/m.

I carichi da traffico vengono disposti invece come spiegato nel paragrafo "Azioni accidentali da traffico veicolare", ovvero al fine di massimizzare l'azione di compressione negli appoggi, oppure al fine di massimizzare l'azione flettente/verticale di compressione nelle pile.

Le caratteristiche geometriche del cv sono:

	L campata [m]
SpA	58.80
P1	58.80
SpB	58.80

Si riporta di seguito il calcolo svolto manualmente e confrontato con i risultati esposti nei paragrafi precedenti, relativamente all'azione dei pesi verticali:

		VALORE CALCOLO MANUALE		VALORE CALCOLO DA MODELLO		Errore
		Pesi) q =	160.00 kN/m	Pesi) q =	160.00 kN/m	
Luci						
L1	58.80					
Afferenza pila P1	58.80	--> Pesi P1) N =	9408.00 kN	Pesi P1) N =	9408.00 kN	1.00
L2	58.80					

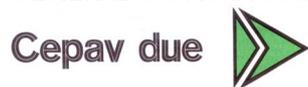
Si riporta invece di seguito per il carico da traffico considerato.

Si applicano i seguenti carichi:

	Carico [kN/m ²]	larghezza [m]	q _{lin} [kN/m]	Tandem [kN]
FOLLA	2.5	2.13	5.325	-
1° CORSIA	9	3	27	600
2° CORSIA	2.5	3	7.5	400

COMPRESSIONE	2 corsie + folla	39.81	1000
--------------	------------------	-------	------

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 35A 4 001Rev.
BFoglio
83 di 83

Il controllo manuale rispetto ai numeri estratti dalle tabelle esposte in precedenza nella relazione conduce a:

		VALORE CALCOLO MANUALE			VALORE CALCOLO DA MODELLO			Errore		
		MASSIMA COMPRESSIONE			MASSIMA COMPRESSIONE					
		Tandem) F =	1000.00	kN					
		Traff. Distr.) q =	39.81	kN/m					
Luci										
L1	58.80									
Afferenza pila P1	58.80	-->	Traff. P1) N =	3340.83	kN	Traff. P1) N = 3340.98	kN	1.00
L2	58.80									

Gli errori riscontrati sono essenzialmente dovuti all'errore nella valutazione dell'afferenza per carichi verticali distribuiti applicati sull'impalcato. Tramite una valutazione più accurata, ad esempio attraverso un modello agli elementi finiti, è possibile cogliere la configurazione di carico più corretta per il calcolo dell'azione gravante sulle varie pile.