

Commissario:



Contraente:



Progettista:



Project & Construction Management &  
Quality Assurance: Rina Consulting SpA



## VIADOTTO POLCEVERA

### PROGETTO ESECUTIVO di 2° LIVELLO

### RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO FONDAZIONE – PLINTO P9

Contraente	Project & Construction Management & Quality Assurance	Direttore Lavori
Data: _____	Data: _____	Data: _____

COMMESSA

LOTTO

FASE

ENTE

TIPO DOC

OPERA/DISCIPLINA



PROGR

REV

N	G	1	2	0	0	E	0	9	C	L	V	I	0	1	0	2	C	0	9	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

PROGETTAZIONE								IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integrator	Data	A. Vittozzi
A	Emissione esecutiva di 2° livello	<i>De Bianchi</i>	15/04/2019	<i>L. Utzeri</i>	15/04/2019	<i>A. Rofego</i>	15/04/2019	ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti Dott. Ing. Angelo Vittozzi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N° A20783  Data 15/04/2019
B								
C								

File: NG1200E09CLVI0102C09A

Contraente 		Progettista 			
Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A		Progetto NG12	Lotto 00	Codifica Documento E 09 CL VI0102 C09	Rev. A
Foglio 2 di 45					
<b>INDICE</b>					
1	PREMESSA.....	4			
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO, NORMATIVA E SOFTWARE .....	4			
2.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	4			
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	4			
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	4			
2.4	SOFTWARE.....	4			
3	MATERIALI .....	5			
3.1	ACCIAIO.....	5			
3.1.1	Acciaio per armatura strutture in c.a. ....	5			
3.2	CALCESTRUZZO .....	5			
3.2.1	Calcestruzzo magro per getti di livellamento .....	5			
3.2.2	Calcestruzzo pali .....	5			
4	SISMICITA' .....	6			
5	DESCRIZIONE DELLE FONDAZIONI E STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO .....	7			
5.1	DESCRIZIONE DEL SISTEMA FONDALE .....	7			
5.2	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	8			
6	CRITERI DI VERIFICA .....	8			
7	SCARICHI IN FONDAZIONE.....	9			
7.1	SCARICHI ALLA BASE DELLA PILA .....	9			
7.1.1	Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi sismici (SLV).....	9			
7.1.2	Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi statici (SLU).....	10			
7.1.3	Combinazioni delle azioni agli stati limite di esercizio (SLE).....	10			
7.2	SCARICHI A INTRADOSSO PLINTO .....	11			
7.2.1	Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi sismici (SLV).....	11			
7.2.2	Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi statici (SLU).....	14			
7.2.3	Combinazioni delle azioni agli stati limite di esercizio (SLE).....	15			
8	ANALISI DELL'INTERAZIONE FONDAZIONE-TERRENO .....	18			

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12



Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
3 di 45

8.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO GROUP.....	18
8.2	SINTESI DEI RISULTATI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE (CARATTERISTICA).....	24
8.2.1	<i>Spostamenti SLE</i> .....	27
8.3	SINTESI DEI RISULTATI AGLI STATI LIMITE ULTIMI STATICI (SLU) .....	28
8.3.1	<i>Spostamenti SLU</i> .....	30
8.4	SINTESI DEI RISULTATI RELATIVI AGLI STATI LIMITE ULTIMI SISMICI (SLV) .....	31
8.4.1	<i>Spostamenti SLV</i> .....	33
9	VERIFICA AGLI SLU DI TIPO GEOTECNICO.....	35
9.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL PALO SINGOLO .....	35
9.2	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE GRUPPO DI PALI .....	36
9.3	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE DEL GRUPPO DI PALI.....	38
10	VERIFICA DEI PALI AGLI SLU E SLE DI TIPO STRUTTURALE.....	40
10.1	VERIFICA ALLO SLU IN CONDIZIONI STATICHE A PRESSO-TENSO FLESSIONE .....	40
10.2	VERIFICA ALLO SLU IN CONDIZIONI STATICHE A TAGLIO .....	41
10.3	VERIFICA ALLO SLU IN CONDIZIONI SISMICHE A PRESSO-TENSO FLESSIONE.....	42
10.4	VERIFICA ALLO SLU IN CONDIZIONI SISMICHE A TAGLIO.....	43
10.5	VERIFICHE AGLI SLE DI TIPO STR.....	43
10.5.1	<i>Verifica di apertura delle fessure</i> .....	43
10.5.2	<i>Verifica tensionale</i> .....	44

Contraente		Progettista				
						
Doc. N. NG1200E09CLV10102C09A		Progetto NG12	Lotto 00	Codifica Documento E 09 CL V10102 C09	Rev. A	Foglio 4 di 45

## 1 PREMESSA

La presente relazione riporta le verifiche geotecniche e strutturali dei pali della pila P9 del viadotto Polcevera.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO, NORMATIVA E SOFTWARE

### 2.1 Documentazione di riferimento

- Rif. [1] NG12 00 E 09 F6 VI0000 C01 - “Profilo Geotecnico”
- Rif. [2] NG12 00 E 09 F6 VI0000 C02 - “Profilo geotecnico ramo di svincolo”
- Rif. [3] NG12 00 E 09 BZ VI0102 C09 - “Armatura palo Pila P9”
- Rif. [4] NG12 00 E 09 BZ VI0103 C017 - “Armatura plinto Pila P9 - Tav. 1”
- Rif. [5] NG12 00 E 09 BZ VI0103 C018 - “Armatura plinto Pila P9 - Tav. 2”
- Rif. [6] NG12 00 E 09 BA VI0003 C02 - “Carpenteria fondazioni - Tav. 2”
- Rif. [7] NG12 00 E 09 GE VI0000 C01 - “Relazione Geotecnica Generale”
- Rif. [8] NG12 00 E 09 RH VI0000 C02 - “Criteri di caratterizzazione sismica e risposta sismica locale”
- Rif. [9] NG12 00 E 09 GE VI0002 C01 - “Relazione Criteri di Progettazione geotecnica”
- Rif. [10] NG12 00 E 09 GE VI0002 C02 - “Relazione geotecnica fondazioni”
- Rif. [11] NG12 00 E 09 CL VI0103 C010 - “Relazione di calcolo strutturale plinto - Pila P9”
- Rif. [12] NG12 00 E 09 TT VI0000 C02 - “Tabella materiali sottostrutture e opere fondali”

### 2.2 Normativa e Standard di Riferimento

- Rif. [13] Decreto Ministeriale del 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (GU n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8)
- Rif. [14] UNI EN 1992-1-1:2004 “Eurocodice 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings” e relativa appendice nazionale italiana
- Rif. [15] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 - Progettazione Geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- Rif. [16] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Rif. [17] UNI EN 206:2016 – Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- Rif. [18] UNI 11104: 2016 – Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206.

### 2.3 Riferimenti bibliografici

- Rif. [19] Mandolini, A., Russo, G., Viggiani, C. (2005). “Piled foundations: Experimental investigations, analysis and design.” State-of-the-Art Rep. Proc., 16th ICSMGE, Osaka, Japan, Vol. 1, 177–213

### 2.4 Software

- Rif. [20] Group, Ensoft Inc, versione 2016, release n.10
- Rif. [21] GeoStru, RC-SEC 2018, Calcolo di sezioni in Cemento Armato

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
5 di 45

### 3 MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

#### 3.1 Acciaio

##### 3.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- allungamento caratteristico:  $\geq 7.5 \%$
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:  $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

#### 3.2 Calcestruzzo

##### 3.2.1 Calcestruzzo magro per getti di livellamento

Classe di resistenza: C12/15  
classe di esposizione: X0

##### 3.2.2 Calcestruzzo pali

Classe di resistenza: C30/37  
classe di consistenza: S4-S5  
classe di esposizione: XC2+XA1  
dimensione massima dell'inerte:  $D_{\max} = 32 \text{ mm}$   
copriferro minimo:  $c_{f,\min} \geq 75 \text{ mm}$

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
6 di 45

#### 4 SISMICITA'

L'azione sismica è valutata in accordo alle NTC2018 di cui al Rif. [13] (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione sismica di cui al Rif. [8]):

- vita nominale:  $V_N = 100$  anni
- classe d'uso: IV
- coefficiente d'uso:  $C_U = 2$
- periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N \times C_U$
- Coordinate geografiche di riferimento: ED50 dell'opera

Dall'analisi di risposta sismica locale (vedasi Rif. [8]) l'accelerazione massima orizzontale e verticale in superficie, comprensiva degli effetti stratigrafici e topografici, risulta rispettivamente pari a:

- $a_{\max,H} = 0.108g$ ;
- $a_{\max,V} = 0.061g$

Ai fini del dimensionamento delle strutture di fondazione l'azione sismica dovuta alle forze di inerzia dovute al sisma sono applicate come forze statiche equivalenti proporzionali al peso dei plinti e del terreno imbarcato:

- $F_h = a_{\max,H} \cdot W$ ;
- $F_v = a_{\max,V} \cdot W$ .

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
7 di 45

## 5 DESCRIZIONE DELLE FONDAZIONI E STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

### 5.1 Descrizione del sistema fondale

La fondazione è un plinto a 15 pali trivellati di diametro  $\phi=1500$  mm, lunghezza 47.0 m e interasse 4.50 m; le dimensioni del plinto di fondazione sono 12.10x21.00x3.0 m (Figura 5-1).

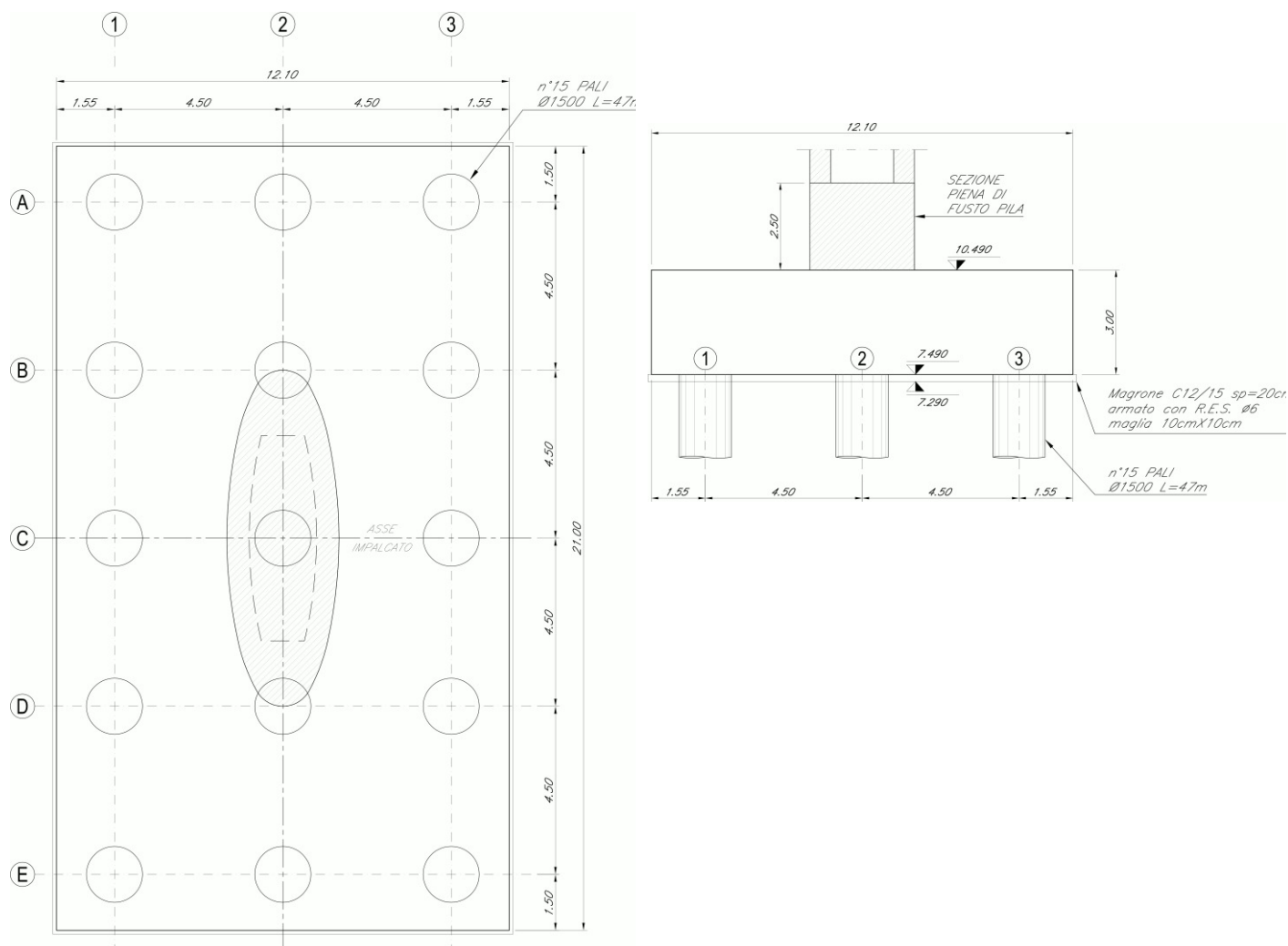




Figura 5-1 – Geometria di riferimento per il plinto su pali.

Contraente 	Progettista 
Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A	Progetto NG12 Lotto 00 Codifica Documento E 09 CL VI0102 C09 Rev. A Foglio 8 di 45

## 5.2 Stratigrafia di riferimento

In accordo alla caratterizzazione geotecnica di cui al documento in Rif. [7] i parametri geotecnici di riferimento sono riportati nella seguente tabella. Nei modelli Group la falda è stata considerata a testa palo e il terreno a quota estradosso plinto la cui quota assoluta è 10.5 m.

Unità di rif.	Descrizione	Quota assoluta (m)	Profondità da intradosso plinto (m)
R	Riporto	8.4	-0.9
DG	Depositi alluvionali grossolani	-8.0	15.6
DAL	Depositi alluvionali fini	-16.3	23.8
DG	Depositi alluvionali grossolani	-31.9	39.5
ARGalt	Argilliti alterate	-34.5	42.0
ARG	Argilliti	< -34.5	> 42.0

**Tabella 5-1 – Stratigrafia**

Unità	$\gamma$ [kN/mc]	$\varphi'$ [°]	$c_u$ [kPa]	$\sigma_{ci}$ [kPa]	$E_i$ [kPa]	mb	s	a	$E_{press}$ [kPa]	RQD
R	19	32								
DG	19.5	30								
DAL	19		65							
DG	19.5	30								
ARGalt	26.5			2 000	800 000	0.1540	1.560E-05	0.5530	138 000	15
ARG	26.5			8 000	3 200 000	0.5740	3.000E-04	0.5110	400 000	80

**Tabella 5-2 –Parametri geotecnici di riferimento.**

## 6 CRITERI DI VERIFICA

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d,$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza.

Le verifiche sono sviluppate secondo l'approccio 2:

$$A1+M1+R3,$$

in cui è previsto un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali (STR) sia nelle verifiche geotecniche (GEO).

Per maggiori dettagli sui criteri di calcolo e verifica si rimanda alla relazione Rif. [9]. Per le verifiche a fessurazione si ricorda che sono svolte per condizioni ambientali aggressive e armature poco sensibili (vedasi § 9.4.1 di Rif. [9]).

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
9 di 45

## 7 SCARICHI IN FONDAZIONE

Nel seguito a partire dagli scarichi a base pila derivanti dall'analisi strutturale complessiva del viadotto, si valutano le azioni ad intradosso plinto aggiungendo le azioni permanenti dovute al peso proprio del plinto e al terreno imbarcato e le azioni inerziali sul terreno imbarcato e plinto.

Gli scarichi dovuti alla struttura in elevazione sono riferiti alla terna di assi 1-2-3 di Figura 7-1a. Per l'analisi del plinto di fondazione le azioni sono riportate ad intradosso plinto e, per l'utilizzo nell'ambito del software Group (vedasi § 8) riferite agli assi x-y-z; la corrispondenza fra i due sistemi di riferimento è indicata in Figura 7-1b.

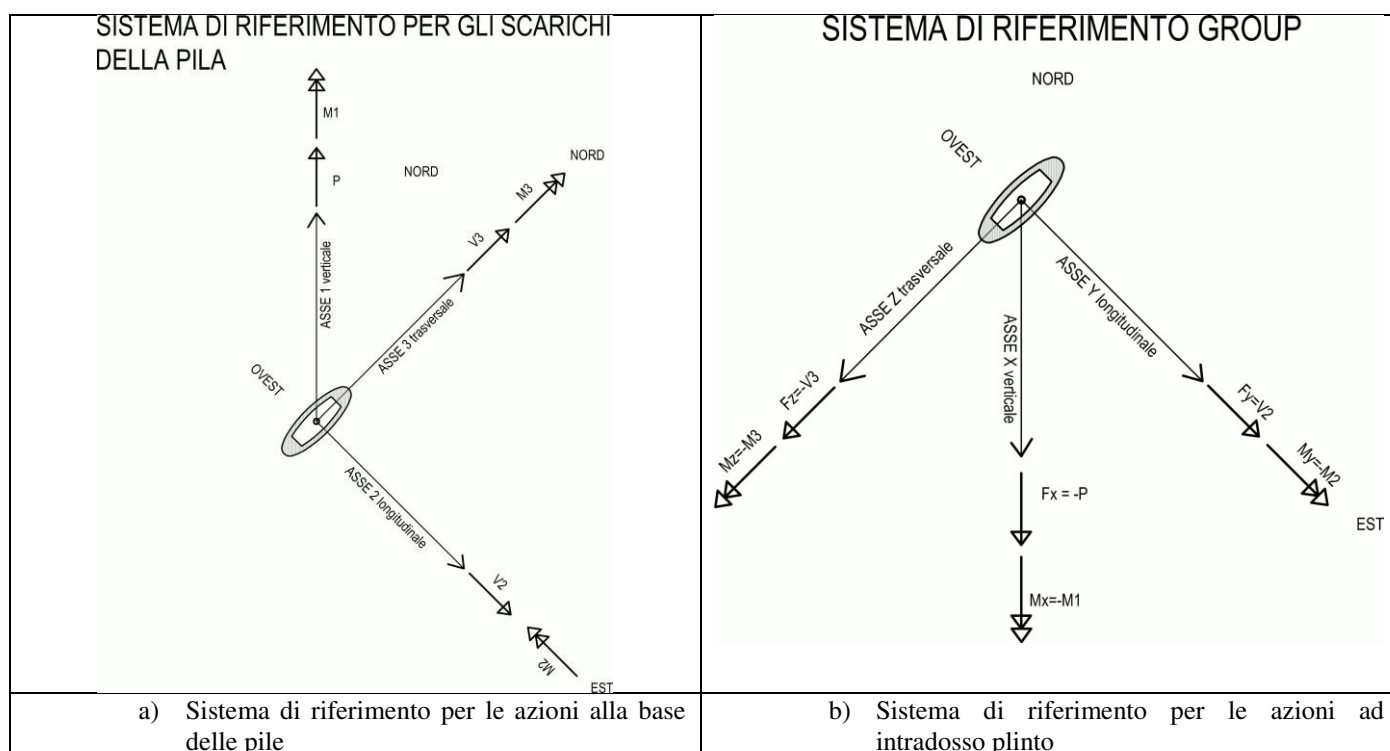


Figura 7-1 – Assi di riferimento per gli scarichi in fondazione.

### 7.1 Scarichi alla base della pila

Di seguito si riportano gli scarichi alla base della pila per le combinazioni di carico sismiche (SLV), statiche (SLU) e di esercizio (SLE).

#### 7.1.1 Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi sismici (SLV)

Nella tabella seguente si riportano gli scarichi per gli stati limite ultimi (SLV) connessi all'azione sismica e valutati considerando per la struttura in elevazione un fattore di struttura  $q=1$ .

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
10 di 45

COMBINAZIONE DI CALCOLO	$F_x$	$F_y$	$M_z$	$F_z$	$M_y$	$M_x$
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
P9-V2max-SIS.TH.1	62 271	1 925	-54 760	381	14 163	-60
P9-V2min-SIS.TH.1	61 650	-1 650	47 209	-1 295	-50 759	67
P9-M3max-SIS.TH.1	62 097	1 606	-61 360	635	20 087	-57
P9-M3min-SIS.TH.1	61 578	-1 427	53 868	-217	-11 333	73
P9-V3max-SIS.TH.1	61 221	-464	17 842	-3 569	-106 135	45
P9-V3min-SIS.TH.1	61 296	503	-23 138	3 829	115 408	-32
P9-M2max-SIS.TH.1	61 915	-486	19 181	-3 180	-114 795	20
P9-M2min-SIS.TH.1	61 633	624	-25 457	3 621	120 753	-29
P9-Tmax-SIS.TH.1	61 627	628	-27 495	-1 271	-41 268	-154
P9-Tmin-SIS.TH.1	61 627	-605	29 296	1 210	35 821	146
P9-Pmax-SIS.TH.1	56 081	84	-10 031	312	11 505	28
P9-Pmin-SIS.TH.1	66 685	-63	6 848	-292	-10 983	12

**Tabella 7-1 – Combinazioni sismiche SLV: azioni agenti a base pila.**

### 7.1.2 Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi statici (SLU)

Nella tabella seguente si riportano gli scarichi per gli stati limite ultimi statici (SLU).

COMBINAZIONE DI CALCOLO	$F_x$	$F_y$	$M_z$	$F_z$	$M_y$	$M_x$
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
P9-V2max-SLUstr.2	85 940	1 640	-58 156	53	4 280	-123
P9-V2min-SLUstr.9	62 168	-1 532	52 502	-51	-3 672	121
P9-M3max-SLUstr.2	85 940	1 581	-60 516	53	4 280	-123
P9-M3min-SLUstr.9	62 168	-1 477	54 699	-51	-3 672	121
P9-V3max-SLUstr.12	54 496	-631	27 278	-4 302	-198 611	-167
P9-V3min-SLUstr.5	78 088	721	-31 871	4 289	198 863	179
P9-M2max-SLUstr.12	54 546	-628	27 140	-3 715	-228 274	-168
P9-M2min-SLUstr.5	78 088	721	-31 870	3 701	228 534	179
P9-Tmax-SLUstr.1	80 922	493	-22 809	-2 169	-117 716	-1 608
P9-Tmin-SLUstr.8	57 327	-398	18 033	2 161	116 658	1 615
P9-Pmax-SLUstr.12	52 812	-3	2 134	3 655	195 802	302
P9-Pmin-SLUstr.1	101 909	-185	-6 555	5	3 456	-23

**Tabella 7-2 – Combinazioni statiche SLU: azioni agenti a base pila.**

### 7.1.3 Combinazioni delle azioni agli stati limite di esercizio (SLE)

Nella tabella seguente si riportano gli scarichi per le combinazioni caratteristiche impiegate per gli stati limite di esercizio (SLE).

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
11 di 45

COMBINAZIONE DI CALCOLO	<i>F<sub>x</sub></i>	<i>F<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>z</sub></i>	<i>F<sub>z</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>
P9-V2max-SLEqp.1	62 155	352	-15 020	18	862	-50
P9-V2min-SLEqp.1	62 073	-265	11 543	-17	-814	49
P9-M3max-SLEqp.1	62 155	352	-15 020	18	862	-50
P9-M3min-SLEqp.1	62 073	-265	11 543	-17	-814	49
P9-V3max-SLEqp.1	61 564	-249	10 892	-20	-950	52
P9-V3min-SLEqp.1	61 534	333	-14 263	22	1 004	-53
P9-M2max-SLEqp.1	61 606	-246	10 778	-20	-951	51
P9-M2min-SLEqp.1	61 534	333	-14 263	22	1 004	-53
P9-Tmax-SLEqp.1	61 532	334	-14 286	21	986	-53
P9-Tmin-SLEqp.1	61 564	-249	10 892	-20	-950	52
P9-Pmax-SLEqp.1	60 756	-60	3 352	-4	-218	16
P9-Pmin-SLEqp.1	62 159	163	-7 490	5	261	-17
P9-V2max-SLEf.2	62 154	452	-16 919	19	1 152	-52
P9-V2min-SLEf.2	62 073	-365	13 442	-18	-1 104	50
P9-M3max-SLEf.3	62 161	410	-17 504	22	1 028	-60
P9-M3min-SLEf.3	62 068	-323	14 026	-20	-983	59
P9-V3max-SLEf.2	60 620	-273	11 934	-583	-30 337	14
P9-V3min-SLEf.2	60 589	356	-15 244	583	30 309	-13
P9-M2max-SLEf.2	60 662	-270	11 820	-583	-30 339	13
P9-M2min-SLEf.2	60 589	356	-15 244	583	30 309	-13
P9-Tmax-SLEf.1	61 532	334	-14 406	21	1 256	-515
P9-Tmin-SLEf.1	61 564	-249	11 012	-20	-1 219	514
P9-Pmax-SLEf.2	59 812	-37	2 505	557	29 099	55
P9-Pmin-SLEf.1	67 472	163	-7 732	5	565	-17
P9-V2max-SLEr.2	62 157	1 143	-39 821	36	2 590	-84
P9-V2min-SLEr.2	62 072	-1 053	36 340	-35	-2 544	83
P9-M3max-SLEr.2	62 157	1 100	-41 569	36	2 590	-84
P9-M3min-SLEr.2	62 072	-1 012	37 967	-35	-2 544	83
P9-V3max-SLEr.5	56 846	-407	17 761	-2 911	-132 491	-111
P9-V3min-SLEr.5	56 807	484	-20 826	2 903	132 126	119
P9-M2max-SLEr.5	56 888	-404	17 646	-2 476	-154 464	-112
P9-M2min-SLEr.5	56 807	484	-20 826	2 468	154 105	119
P9-Tmax-SLEr.1	58 696	332	-14 790	-1 446	-78 085	-1 173
P9-Tmin-SLEr.1	58 733	-251	11 580	1 441	77 871	1 177
P9-Pmax-SLEr.5	55 521	12	-1 949	2 437	130 646	201
P9-Pmin-SLEr.1	73 985	-117	-3 915	4	1 791	-16

**Tabella 7-3 – Combinazioni di esercizio SLE: azioni agenti a base pila.**

## 7.2 Scarichi a intradosso plinto

### 7.2.1 Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi sismici (SLV)

Nella Tabella 7-6 si riportano gli scarichi per gli stati limite ultimi (SLV) connessi all'azione sismica ottenuti:

- aggiungendo il peso proprio del plinto e del terreno imbarcato (Tabella 7-5);
- aggiungendo la forza inerziale orizzontale del plinto e del terreno imbarcato adottando i coefficienti di combinazione indicati nella tabella seguente:

ID	Combinazione			Azione inerziale dir. X (asse -1) (sisma verticale)	Azione inerziale dir Y (asse 2) (sisma orizz. long.)	Azione inerziale dir. Z (asse -3) (sisma orizz. trasv.)
1	V2	max	SIS.TH.1	0.30	1.00	0.30

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
12 di 45

2	V2	min	SIS.TH.1	-0.30	-1.00	-0.30
3	M3	max	SIS.TH.1	0.30	1.00	0.30
4	M3	min	SIS.TH.1	-0.30	-1.00	-0.30
5	V3	max	SIS.TH.1	-0.30	-0.30	-1.00
6	V3	min	SIS.TH.1	0.30	0.30	1.00
7	M2	max	SIS.TH.1	0.30	-0.30	-1.00
8	M2	min	SIS.TH.1	-0.30	0.30	1.00
9	T	max	SIS.TH.1	0.30	0.30	-1.00
10	T	min	SIS.TH.1	-0.30	-0.30	1.00
11	P	max	SIS.TH.1	-1.00	0.30	0.30
12	P	min	SIS.TH.1	1.00	-0.30	-0.30

**Tabella 7-4 – Azioni inerziali di plinto e terreno imbarcato.**

VIADOTTO

ID PILA

VERIFICA

TIPO DI APPROCCIO

VI01

P09

SLV - SISMICO

APPROCCIO 2, A1+M1+R3

**DATI GEOMETRICI DEL PLINTO DI FONDAZIONE**

$L_y$	12.10 m	dimensione del plinto in direzione y
$L_z$	21.00 m	dimensione del plinto in direzione z
H	3.00 m	dimensione del plinto lungo x
z	1.00 m	altezza di ricoprimento del terreno al di sopra del plinto
$A_{pila}$	21.49 m <sup>2</sup>	area sezione trasversale della pila

**ANALISI DEI CARICHI**

**a) PLINTO DI FONDAZIONE - Carico verticale**

$\gamma_{cls}$	25.00 kN/m <sup>3</sup>	
PP	19 058 kN	peso proprio del plinto
$\gamma_{G1}$	1.00 -	coefficiente amplificativo
$PP_{sd,v}$	19 058 kN	valore azione di progetto

**b) PLINTO DI FONDAZIONE - Carichi inerziali**

$k_h \times \beta_m$	0.108 -	accelerazione orizzontale massima attesa al sito
$k_v \times \beta_m$	0.061 -	accelerazione verticale massima attesa al sito
$PP_{sd,h}$	2 049 kN	azione inerziale del plinto in direzione orizzontale
$b_v$	1.50 m	braccio della forza $PP_{sd,h}$ da intradosso plinto
$PP_{sd,v}$	1 169 kN	azione inerziale del plinto in direzione verticale

**c) RICOPRIMENTO TERRENO - Carico verticale**

$\gamma_{terreno\ ricoprimento}$	20.00 kN/m <sup>3</sup>	
ST	4 652 kN	sovraccarico terreno imbarcato
$\gamma_{G1}$	1.00 -	coefficiente amplificativo
$ST_{sd,v}$	4 652 kN	valore azione di progetto

**d) RICOPRIMENTO TERRENO - Carichi inerziali**

$k_h \times \beta_m$	0.108 -	accelerazione orizzontale massima attesa al sito
$k_v \times \beta_m$	0.061 -	accelerazione verticale massima attesa al sito
$ST_{sd,h}$	500 kN	azione inerziale del terreno di ricoprimento in direzione orizzontale
$b_v$	3.50 m	braccio della forza $ST_{sd,h}$ da intradosso plinto
$ST_{sd,v}$	285 kN	azione inerziale del terreno di ricoprimento in direzione verticale

**Tabella 7-5 - SLV-Determinazione delle azioni dovute al peso proprio del plinto e del terreno imbarcato**

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
13 di 45

ID	SISIMICO_SLV	$F_x$ kN	$F_y$ kN	$M_z$ kN	$F_z$ kNm	$M_y$ kNm	$M_x$ kNm
1	P9-V2max-SIS.TH.1	86 418	4 475	-65 359	1 147	16 755	-59
2	P9-V2min-SIS.TH.1	84 924	-4 198	56 981	-2 060	-56 092	67
3	P9-M3max-SIS.TH.1	86 244	4 155	-71 001	1 400	23 439	-56
4	P9-M3min-SIS.TH.1	84 852	-3 975	62 972	-981	-13 430	74
5	P9-V3max-SIS.TH.1	84 495	-1 228	20 681	-6 117	-121 664	46
6	P9-V3min-SIS.TH.1	85 443	1 268	-26 092	6 379	131 720	-32
7	P9-M2max-SIS.TH.1	86 062	-1 250	22 086	-5 729	-129 159	21
8	P9-M2min-SIS.TH.1	84 906	1 389	-28 776	6 171	136 442	-29
9	P9-Tmax-SIS.TH.1	85 774	1 393	-30 826	-3 820	-49 905	-153
10	P9-Tmin-SIS.TH.1	84 901	-1 369	32 558	3 760	44 275	147
11	P9-Pmax-SIS.TH.1	78 336	849	-11 729	1 077	13 889	29
12	P9-Pmin-SIS.TH.1	91 850	-827	8 485	-1 056	-13 304	13

**Tabella 7-6 - Combinazioni sismiche SLV: azioni agenti ad intradosso plinto.**

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
14 di 45

## 7.2.2 Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi statici (SLU)

Nella Tabella 7-8 si riportano gli scarichi per gli stati limite ultimi statici (SLU) amplificati con i coefficienti parziali A1, ottenuti:

- aggiungendo il peso proprio del plinto e del terreno imbarcato (Tabella 7-7).

**VIADOTTO**

VI01

**ID PILA**

P09

**VERIFICA**

SLU - STATICO

**TIPO DI APPROCCIO**

APPROCCIO 2, A1+M1+R3

### DATI GEOMETRICI DEL PLINTO DI FONDAZIONE

$L_y$	12.10 m	dimensione del plinto in direzione longitudinale (2)
$L_z$	21.00 m	dimensione del plinto in direzione trasversale all'asse del viadotto (3)
H	3.00 m	dimensione del plinto lungo z
z	1.00 m	altezza di ricoprimento del terreno al di sopra del plinto
$A_{pila}$	21.49 m <sup>2</sup>	area sezione trasversale della pila

### ANALISI DEI CARICHI

#### **a) PLINTO DI FONDAZIONE - Carico verticale**

$V_{cls}$	25.00 kN/m <sup>3</sup>	
PP	19 058 kN	peso proprio del plinto
$V_{G1}$	1.35 -	coefficiente A1
$PP_{sd,v}$	25 728 kN	valore azione di progetto

#### **b) PLINTO DI FONDAZIONE - Carico orizzontale inerziale**

$a_{max}/g$	0.000 -	accelerazione massima attesa al sito
$PP_{sd,h}$	0 kN	valore di progetto SLU
$b_1$	1.50 m	quota del punto di applicazione della forza da intradosso plinto

#### **c) RICOPRIMENTO TERRENO - Carico verticale**

$V_{terreno\ ricoprimento}$	20.00 kN/m <sup>3</sup>	
ST	4 652 kN	sovraccarico terreno imbarcato
$V_{G1}$	1.35 -	coefficiente A1
$ST_{sd,v}$	6 281 kN	valore azione di progetto

#### **d) RICOPRIMENTO TERRENO - Carico orizzontale**

$a_{max}/g$	0.000 -	accelerazione massima attesa al sito
$ST_{sd,h}$	0 kN	valore di progetto della spinta sismica SLU in direzione longitudinale
$b_2$	3.50 m	quota del punto di applicazione della forza da intradosso plinto

**Tabella 7-7 - SLU-Determinazione delle azioni dovute al peso proprio del plinto e del terreno imbarcato.**

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
15 di 45

ID	STATICO - ax-	$F_x$ kN	$F_y$ kN	$M_z$ kN	$F_z$ kNm	$M_y$ kNm	$M_x$ kNm
1	P9-V2max-SLUstr.2	117 949	1 641	-63 076	53	4 438	-122
2	P9-V2min-SLUstr.9	94 177	-1 531	57 098	-51	-3 825	122
3	P9-M3max-SLUstr.2	117 949	1 582	-65 259	53	4 438	-122
4	P9-M3min-SLUstr.9	94 177	-1 476	59 130	-51	-3 825	122
5	P9-V3max-SLUstr.12	86 504	-631	29 173	-4 302	-211 517	-166
6	P9-V3min-SLUstr.5	110 097	722	-34 033	4 289	211 731	179
7	P9-M2max-SLUstr.12	86 554	-628	29 025	-3 714	-239 417	-168
8	P9-M2min-SLUstr.5	110 097	722	-34 033	3 702	239 638	179
9	P9-Tmax-SLUstr.1	112 931	493	-24 288	-2 169	-124 222	-1 608
10	P9-Tmin-SLUstr.8	89 336	-397	19 227	2 162	123 143	1 615
11	P9-Pmax-SLUstr.12	84 821	-3	2 145	3 656	206 768	303
12	P9-Pmin-SLUstr.1	133 918	-185	-5 998	6	3 472	-23

**Tabella 7-8 - Combinazioni statiche SLU: azioni agenti ad intradosso plinto.**

### 7.2.3 Combinazioni delle azioni agli stati limite di esercizio (SLE)

Dalla Tabella 7-10 alla Tabella 7-12 si riportano gli scarichi per le combinazioni a gli stati limite di esercizio ottenuti aggiungendo agli scarichi di Tabella 7-3 il peso proprio del plinto e del terreno imbarcato (Tabella 7-9)

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
16 di 45

**VIADOTTO**

**ID PILA**

**VERIFICA**

**TIPO DI APPROCCIO**

VI01

P09

SLE

APPROCCIO 2, A1+M1+R3

**DATI GEOMETRICI DEL PLINTO DI FONDAZIONE**

$L_y$	12.10 m	dimensione del plinto in direzione longitudinale (2)
$L_z$	21.00 m	dimensione del plinto in direzione trasversale all'asse del viadotto (3)
H	3.00 m	dimensione del plinto lungo z
z	1.00 m	altezza di ricoprimento del terreno al di sopra del plinto
$A_{pila}$	21.49 m <sup>2</sup>	area sezione trasversale della pila

**ANALISI DEI CARICHI**

**a) PLINTO DI FONDAZIONE - Carico verticale**

$V_{cls}$	25.00 kN/m <sup>3</sup>	
PP	19 058 kN	peso proprio del plinto
$V_{G1}$	1.00 -	coefficiente A1
$PP_{sd,v}$	19 058 kN	valore azione di progetto

**b) PLINTO DI FONDAZIONE - Carico orizzontale inerziale**

$a_{max}/g$	0.000 -	accelerazione massima attesa al sito
$PP_{sd,h}$	0 kN	valore di progetto SLE
$b_1$	1.50 m	quota del punto di applicazione della forza da intradosso plinto

**c) RICOPRIMENTO TERRENO - Carico verticale**

$V_{terreno\ ricoprimento}$	20.00 kN/m <sup>3</sup>	
ST	4 652 kN	sovraccarico terreno imbarcato
$V_{G1}$	1.00 -	coefficiente A1
$ST_{sd,v}$	4 652 kN	valore azione di progetto

**d) RICOPRIMENTO TERRENO - Carico orizzontale**

$a_{max}/g$	0.000 -	accelerazione massima attesa al sito
$ST_{sd,h}$	0 kN	valore di progetto della spinta sismica SLU in direzione longitudinale
$b_2$	3.50 m	quota del punto di applicazione della forza da intradosso plinto

**Tabella 7-9 - SLE- Determinazione delle azioni dovute al peso proprio del plinto e del terreno imbarcato.**

ID	STATICO - ax-	$F_x$ kN	$F_y$ kN	$M_z$ kN	$F_z$ kNm	$M_y$ kNm	$M_x$ kNm
1	P9-V2max-SLEqp.1	85 865	352	-16 076	19	917	-50
2	P9-V2min-SLEqp.1	85 783	-264	12 339	-16	-864	49
3	P9-M3max-SLEqp.1	85 865	352	-16 076	19	917	-50
4	P9-M3min-SLEqp.1	85 783	-264	12 339	-16	-864	49
5	P9-V3max-SLEqp.1	85 275	-248	11 639	-20	-1 009	53
6	P9-V3min-SLEqp.1	85 244	334	-15 262	22	1 069	-52
7	P9-M2max-SLEqp.1	85 316	-245	11 516	-20	-1 011	52
8	P9-M2min-SLEqp.1	85 244	334	-15 262	22	1 069	-52
9	P9-Tmax-SLEqp.1	85 243	334	-15 287	22	1 050	-53
10	P9-Tmin-SLEqp.1	85 275	-248	11 639	-20	-1 009	53
11	P9-Pmax-SLEqp.1	84 467	-60	3 533	-4	-229	16
12	P9-Pmin-SLEqp.1	85 869	164	-7 980	6	277	-16

**Tabella 7-10 - Combinazioni di esercizio SLE-quasi permanente: azioni agenti ad intradosso plinto.**

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A



Foglio  
17 di 45

ID	STATICO - ax-	$F_x$ kN	$F_y$ kN	$M_z$ kN	$F_z$ kNm	$M_y$ kNm	$M_x$ kNm
13	P9-V2max-SLEf.2	85 865	453	-18 275	20	1 209	-51
14	P9-V2min-SLEf.2	85 783	-365	14 538	-17	-1 156	51
15	P9-M3max-SLEf.3	85 871	411	-18 734	22	1 094	-59
16	P9-M3min-SLEf.3	85 778	-323	14 996	-20	-1 044	59
17	P9-V3max-SLEf.2	84 330	-273	12 754	-583	-32 086	15
18	P9-V3min-SLEf.2	84 299	357	-16 312	583	32 057	-13
19	P9-M2max-SLEf.2	84 372	-270	12 631	-583	-32 088	14
20	P9-M2min-SLEf.2	84 299	357	-16 312	583	32 057	-13
21	P9-Tmax-SLEf.1	85 243	334	-15 407	22	1 320	-514
22	P9-Tmin-SLEf.1	85 275	-248	11 759	-20	-1 279	515
23	P9-Pmax-SLEf.2	83 522	-37	2 617	558	30 771	56
24	P9-Pmin-SLEf.1	91 182	164	-8 221	6	581	-16

Tabella 7-11 - Combinazioni di esercizio SLE-frequente: azioni agenti ad intradosso plinto.

ID	STATICO - ax-	$F_x$ kN	$F_y$ kN	$M_z$ kN	$F_z$ kNm	$M_y$ kNm	$M_x$ kNm
25	P9-V2max-SLEr.2	85 867	1 144	-43 250	37	2 700	-83
26	P9-V2min-SLEr.2	85 782	-1 053	39 500	-34	-2 648	83
27	P9-M3max-SLEr.2	85 867	1 100	-44 867	37	2 700	-83
28	P9-M3min-SLEr.2	85 782	-1 012	41 005	-34	-2 648	83
29	P9-V3max-SLEr.5	80 556	-406	18 982	-2 911	-141 225	-111
30	P9-V3min-SLEr.5	80 517	484	-22 277	2 903	140 836	120
31	P9-M2max-SLEr.5	80 598	-404	18 859	-2 476	-161 892	-112
32	P9-M2min-SLEr.5	80 517	484	-22 277	2 468	161 508	120
33	P9-Tmax-SLEr.1	82 407	332	-15 785	-1 445	-82 423	-1 172
34	P9-Tmin-SLEr.1	82 444	-251	12 334	1 442	82 195	1 178
35	P9-Pmax-SLEr.5	79 231	12	-1 984	2 438	137 957	202
36	P9-Pmin-SLEr.1	97 695	-116	-3 564	4	1 802	-15

Tabella 7-12 - Combinazioni di esercizio SLE-caratteristica: azioni agenti ad intradosso plinto.

Contraente  	Progettista  				
Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A	Progetto NG12	Lotto 00	Codifica Documento E 09 CL VI0102 C09	Rev. A	Foglio 18 di 45

## 8 ANALISI DELL'INTERAZIONE FONDAZIONE-TERRENO

L'analisi di interazione terreno-fondazione è stata sviluppata con il software GROUP della Ensoft. Se si considera un palo ad asse verticale, immerso in un terreno inizialmente le tensioni normali agenti sulla superficie laterale del palo presentano una distribuzione assialsimmetrica, la cui risultante è nulla. Quando il palo è soggetto, in testa, ad una forza orizzontale e/o ad una coppia applicata, si induce una traslazione  $y$  all'interno del terreno. Il diagramma delle tensioni del terreno, conseguentemente, si modifica; le tensioni normali poste di fronte al palo aumentano ed il terreno tende ad allontanarsi dal palo in direzione radiale. Le tensioni normali poste a tergo del palo, viceversa, diminuiscono, mentre il terreno tende a spostarsi verso il palo, ancora lungo una direzione radiale. Lungo i bordi del palo, le tensioni orizzontali presentano una componente normale ed una tangenziale. La risultante  $p$  [F/L] di tali azioni sarà posta nella direzione dello spostamento del palo ed avrà verso opposto ad esso.

Ad un certo livello di carico, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo, invece, tende a raggiungere la condizione di collasso. A profondità maggiori, il terreno tende a scorrere defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo a tergo. Alla luce di queste considerazioni risulta evidente come la reazione del terreno  $p$  dipenda sia dall'entità dello spostamento  $y$  raggiunto dal palo sia dalla quota di riferimento  $z$ .

Di conseguenza, la risposta di un palo verticale ad un carico orizzontale crescente, in termini di curva carichi – spostamenti, oppure in termini di carichi – momenti flettenti massimi, è di tipo non lineare. Con il software GROUP in funzione della natura e caratteristiche dei terreni è possibile rappresentare tramite le curve  $p$ - $y$  questo comportamento non lineare.

Il programma considera inoltre che il comportamento di un palo soggetto ad azioni orizzontali all'interno di un gruppo differisce da quello di un palo singolo ed isolato. In un gruppo di pali caricato da azioni orizzontali i fenomeni di interazione reciproca palo – terreno – palo determinano, complessivamente, una diminuzione della rigidezza del sistema.

La diversità di comportamento si manifesta mediante un differente valore dello sforzo di taglio agente in testa a ciascun palo, differenti valori di momento flettente, diversa ubicazione del valore massimo di momento al variare della profondità (nell'ipotesi in cui il vincolo in testa al palo non sia un incastro). La modalità di risposta di ciascun palo è funzione essenzialmente dalla posizione geometrica che questo occupa all'interno del gruppo. Precisamente, la risposta del singolo palo all'interno del gruppo è condizionata:

- dalla fila di appartenenza all'interno del gruppo (effetto ombra o shadowing);
- dalla posizione all'interno della singola fila (effetto di bordo).

### 8.1 Descrizione del modello di calcolo GROUP

Nella Figura 8-1 e Figura 8-2 sono riportate alcune viste del modello che riproduce esattamente la disposizione in pianta dei pali assunti incastrati a livello del plinto di fondazione. In questo modello non si considera la reazione del terreno nell'intorno del plinto.

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

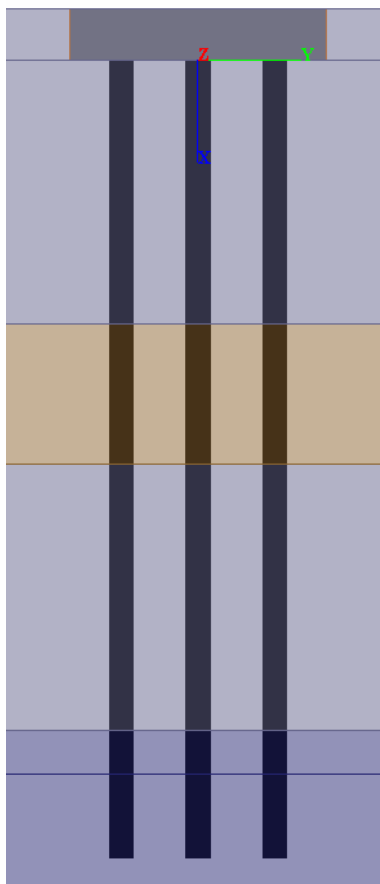
Progetto  
NG12

Lotto  
00

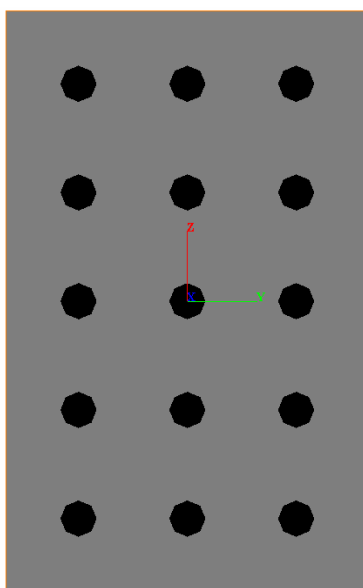
Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
19 di 45



**Figura 8-1 - Vista frontale del modello GROUPv2016.**



**Figura 8-2 - Vista planimetrica del modello GROUPv2016.**

In accordo alla caratterizzazione geotecnica riportata nel §5.2 nelle seguenti figure si riporta la stratigrafia di calcolo implementata nel software e i parametri geotecnici assegnati agli strati. I parametri di rigidezza del terreno sono stati assunti in accordo ai criteri illustrati nella relazione Rif. [9] § 8.1 per “sand”, “Stiff Clay with Free Water” e “weak rock” e riepilogati nella tabella seguente in cui con  $q_s$  e  $q_b$  si è indicata la portanza laterale e di base inserita in group e

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
20 di 45

determinata sulla base delle curve di capacità portante di cui al § 9.1. Per il parametro  $k_{rm}$  che interviene nella costruzione delle curve p-y per le *weak rock* è stato usato il valore 0.0005 corrispondente al valore maggiore del range  $0.0005 \div 0.00005$  suggerito dal manuale di Group che caratterizza un comportamento meno rigido.

Unità	p-y model	$\phi'$ (°)	cu kPa	Dr %	k (kPa)	$K_{rm}$	$\sigma_{ci}$ (kPa)	$E_{press}$ (kPa)	RQD	qs (kPa)	qb (kPa)
R	"sand"	32		40	16 300						
DG	"sand"	30		60	25 000					16.8-59.2	362-1274
DAL	"Stiff Clay with Free Water"		65		55 000					47.2-64.3	946-1102
DG	"sand"	30		60	25 000					80.7-123.6	1735-2658
ARGalt	"weak rock"					0.0005	2 000	138 000	15	112.4	1139-1215
ARG	"weak rock"					0.0005	8 000	400 000	80	250	4779-5794

Tabella 8-1 – Parametri di input modello group

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	API Sand (O'Neil)	-3	0.01	1: API Sand
2	API Sand (O'Neil)	0.01	15.55	2: API Sand
3	Stiff Clay with Free Water (Reese)	15.55	23.8	3: Stiff Clay with Free Water
4	API Sand (O'Neil)	23.8	39.45	4: API Sand
5	Weak Rock (Reese)	39.45	42	5: Weak Rock
6	Weak Rock (Reese)	42	57	6: Weak Rock

Figura 8-3 - Stratigrafia modello GROUP-v2016.

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
21 di 45

API Sand 1
—
□
×

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m <sup>3</sup> )	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )
1	19	34	16300	1	1
2	19	34	16300	1	1

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.

p-y Modulus, k:

- Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:

- The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves.
- The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves.
- Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

Figura 8-4 - Layer no.1 (R sopra falda)

API Sand 2
—
□
×

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m <sup>3</sup> )	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )
1	9.5	30	25000	16.8	362
2	9.5	30	25000	59.2	1274

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.

p-y Modulus, k:

- Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:

- The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves.
- The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves.
- Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

Figura 8-5 - Layer no.2 (DG)

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
22 di 45

### Stiff Clay with Free Water 3

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Undrained Cohesion, c (kN/m <sup>2</sup> )	p-y Modulus, k (kN/m <sup>3</sup> )	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )
1	8	65	55000	0.007	47.2	946
2	9	65	55000	0.007	64.3	1102

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.

p-y Modulus, k, and Strain Factor E50:

- Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate values for p-y Modulus, k, and Strain Factor E50 if zero input values are entered.

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:

- The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves.
- The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves.
- Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

**Figura 8-6 - Layer no.3 (DAL)**

### API Sand 4

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m <sup>3</sup> )	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )
1	9.5	30	25000	80.7	1735
2	9.5	30	25000	123.6	2658

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.

p-y Modulus, k:

- Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:

- The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves.
- The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves.
- Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

**Figura 8-7 - Layer no.4 (DG)**

### Weak Rock 5

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Uniaxial Compressive Strength, qu, (kN/m <sup>2</sup> )	Initial Modulus of Rock Mass, (kN/m <sup>2</sup> )	Strain Factor, k <sub>rm</sub>	RQD, (%)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )
1	16.5	2000	138000	0.0005	15	112.4	1139
2	16.5	2000	138000	0.0005	15	112.4	1215

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.

This p-y model is best used for cohesive intermediate geomaterials like claystones and siltstones with uniaxial compressive strengths ranging from 500 kPa to 5000 kPa (75 to 750 psi).

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:

- The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves.
- The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves.
- Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

**Figura 8-8 - Layer no.5 (ARGalt)**

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
23 di 45

Weak Rock 6

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Uniaxial Compressive Strength, $q_u$ , (kN/m <sup>2</sup> )	Initial Modulus of Rock Mass, (kN/m <sup>2</sup> )	Strain Factor, $k_{rm}$	RQD, (%)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )
1	16.5	8000	400000	0.0005	80	250	4779
2	16.5	8000	400000	0.0005	80	250	5794

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.  
 This p-y model is best used for cohesive intermediate geomaterials like claystones and silstones  
 with uniaxial compressive strengths ranging from 500 kPa to 5000 kPa (75 to 750 psi).  
 Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:  
 - The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves.  
 - The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves.  
 - Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.  
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance  
 if zero input values are entered.

**Figura 8-9 - Layer no.6 (ARG)**

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
24 di 45

## 8.2 Sintesi dei risultati agli stati limite di esercizio SLE (caratteristica)

Nella Tabella 8-2 si riportano le sollecitazioni massime di sforzo assiale, taglio e momento con indicato la relativa combinazione di carico e numero identificativo del palo. Dalla Tabella 8-3÷Tabella 8-5 si riportano le sollecitazioni massime di sforzo assiale, taglio e momento con indicato la relativa combinazione di carico e numero identificativo del palo per ciascuna combinazione delle azioni allo SLE: Quasi permanente, Frequente e Rara.

In Figura 8-10 e in Figura 8-11 sono diagrammati gli involucri dell'andamento con la profondità del momento flettente e del taglio.

	Prof. (m)	Palo	Combinazione	N (kN)	M (kNm)	V (kN)
Massima Compressione	0.00	1	32	8 156	214	223
Min Compressione / Max Trazione	4.23	15	32	2 222	226	7
Massimo Momento	0.00	1	30	7 890	330	258
Massimo Taglio	0.00	1	30	7 890	330	258

Tabella 8-2 - Combinazioni SLE: Sollecitazioni massime con relativa combinazione e numero di palo in cui esse si verificano.

	Prof. (m)	Palo	Combinazione	N (kN)	M (kNm)	V (kN)
Massima Compressione	0.00	1	1	6 085	13	32
Min Compressione / Max Trazione	2.82	15	9	5 175	56	1
Massimo Momento	3.29	1	1	5 880	64	1
Massimo Taglio	0.00	1	1	6 085	13	32

Tabella 8-3 - Combinazioni SLE – Quasi Permanente: Sollecitazioni massime con relativa combinazione e numero di palo in cui esse si verificano.

	Prof. (m)	Palo	Combinazione	N (kN)	M (kNm)	V (kN)
Massima Compressione	0.00	1	18	6 442	56	59
Min Compressione / Max Trazione	3.76	15	18	4 565	72	7
Massimo Momento	3.76	1	18	6 193	80	7
Massimo Taglio	0.00	1	18	6 442	56	59

Tabella 8-4 - Combinazioni SLE – Frequente: Sollecitazioni massime con relativa combinazione e numero di palo in cui esse si verificano.

	Prof. (m)	Palo	Combinazione	N (kN)	M (kNm)	V (kN)
Massima Compressione	0.00	1	32	8 156	214	223
Min Compressione / Max Trazione	4.23	15	32	2 222	226	7
Massimo Momento	0.00	1	30	7 890	330	258
Massimo Taglio	0.00	1	30	7 890	330	258

Tabella 8-5 - Combinazioni SLE – Rara: Sollecitazioni massime con relativa combinazione e numero di palo in cui esse si verificano.

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
25 di 45

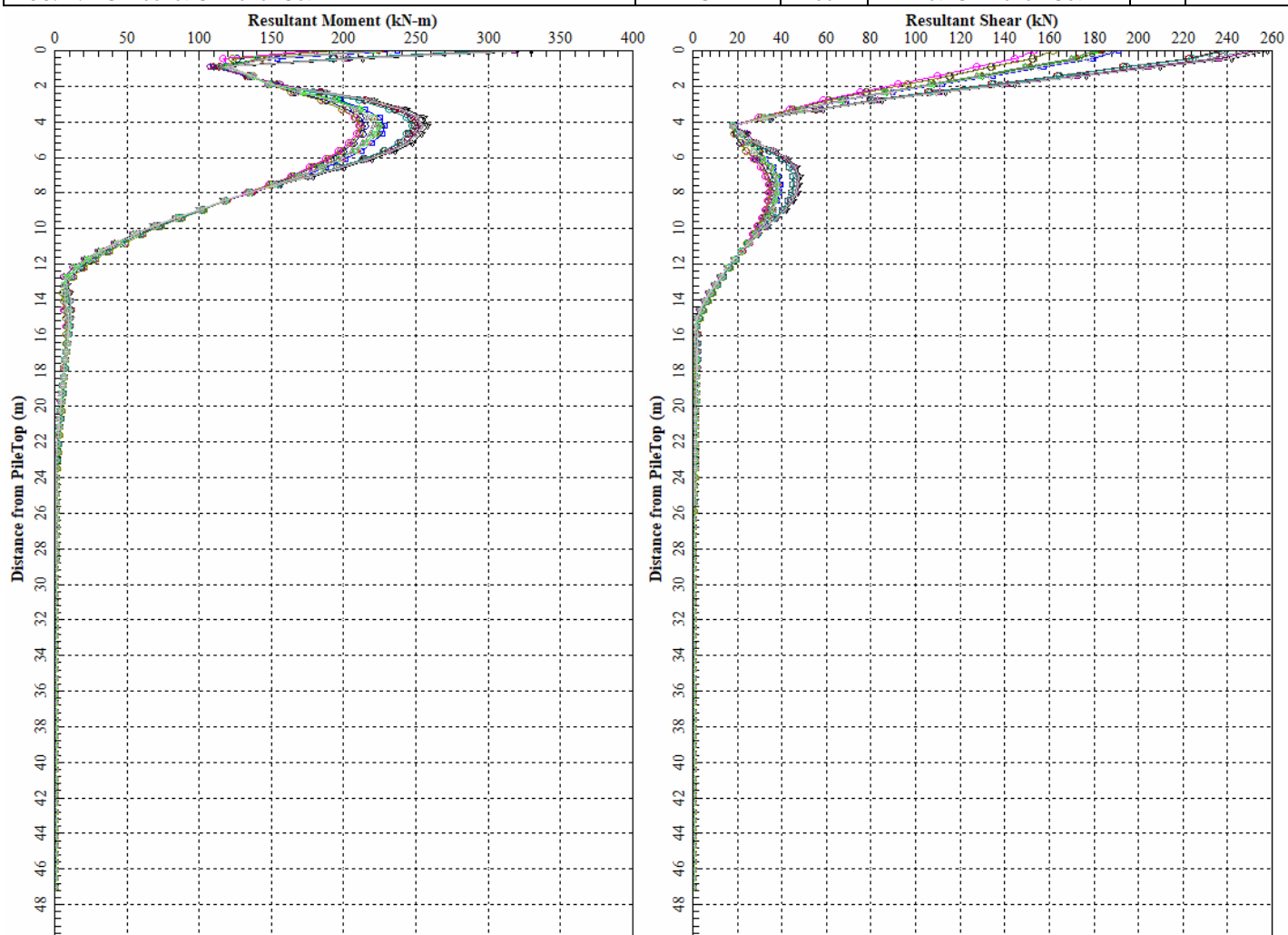


Figura 8-10 - Combinazioni SLE (QP – Freq. – Rara): Involuppo massimo dell'andamento con la profondità del momento e del taglio.

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
26 di 45

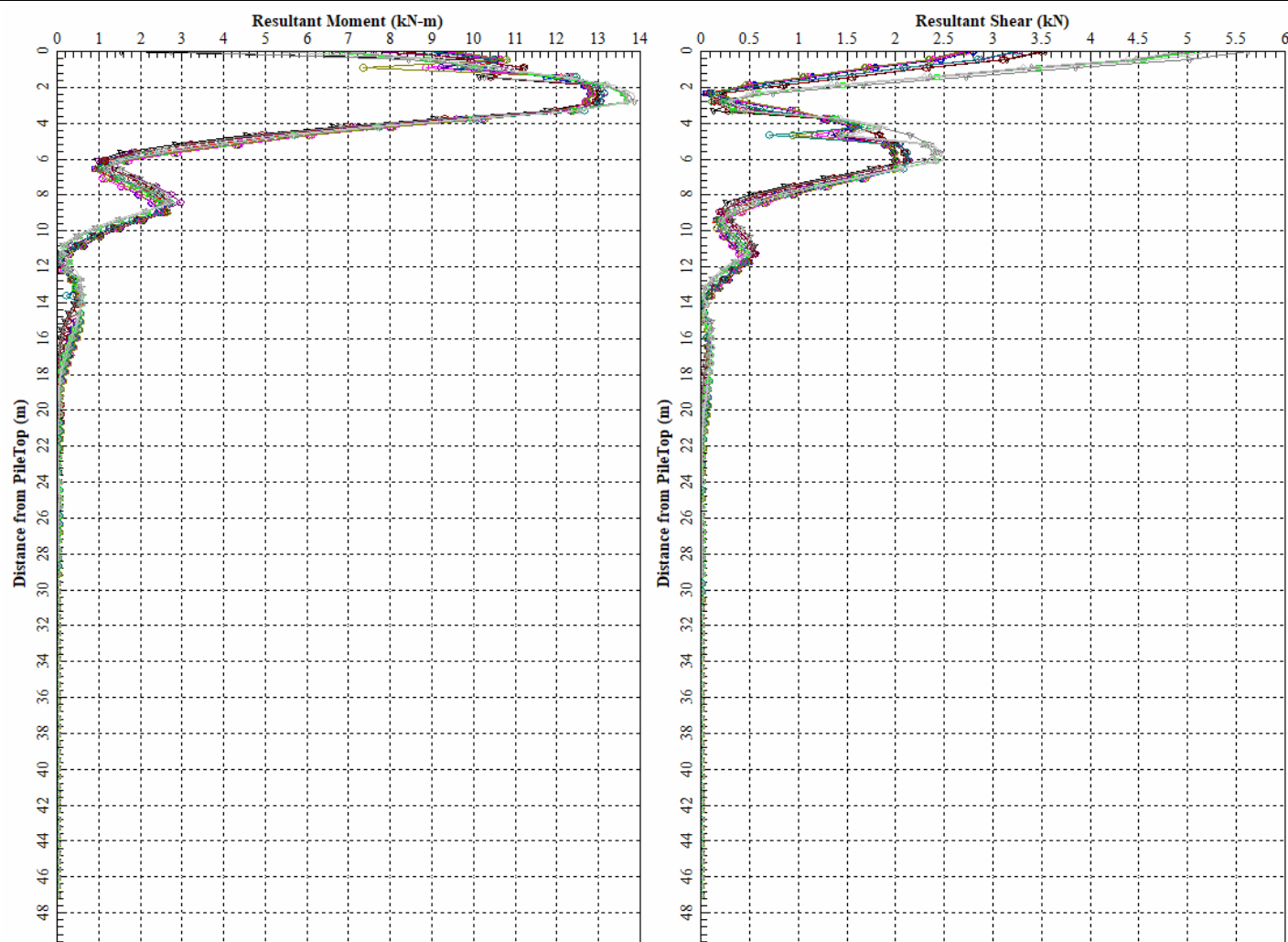


Figura 8-11 - Combinazioni SLE (QP – Freq. – Rara): Involuppo minimo dell'andamento con la profondità del momento e del taglio.

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
27 di 45

### 8.2.1 Spostamenti SLE

Nella Tabella 8-6 si riportano gli spostamenti e le rotazioni ad intradosso plinto e sommità pila; in rosso sono evidenziati i valori massimi e in viola quelli minimi. Gli spostamenti orizzontali (direzione y-2) e direzione z-3) tengono già conto dell'interazione fra pali e sono quindi rappresentativi degli spostamenti orizzontali del gruppo di pali; lo spostamento verticale non tiene conto dell'effetto gruppo.

Il coefficiente amplificativo del cedimento verticale per effetto gruppo  $E_G$  viene valutato in accordo a Mandolini et al. (2005) ed è riportato in Tabella 8-7 (vedasi relazione generale sui criteri Rif. [9] § 8.4), risulta:

$$\delta_{\max} = 3.99E-03 \times 3.41 = 0.0136059 \text{ m} = 13.61 \text{ mm.}$$

H plinto [m]					H pila [m]	
3					38.5	
					Spostamento a testa Pila	
Spost. Verticale lungo Asse 1 (X) [m]	Spost. Orizzontale lungo Asse 2 (Y) [m]	Spost. Orizzontale lungo Asse 3 (Z) [m]	Rotazione attorno all'Asse 2 (Y) [Rad]	Rotazione attorno all'Asse 3 (Z) [Rad]	Spost. Orizzontale lungo Asse 2 (Y) [m]	Spost. Orizzontale lungo Asse 3 (Z) [m]
3.45E-03	1.92E-04	6.26E-06	1.02E-06	-5.12E-05	2.32E-03	4.87E-05
3.45E-03	-1.46E-04	-5.36E-06	-9.57E-07	3.93E-05	1.48E-03	3.43E-05
3.45E-03	1.92E-04	6.26E-06	1.02E-06	-5.12E-05	2.32E-03	4.87E-05
3.45E-03	-1.46E-04	-5.36E-06	-9.57E-07	3.93E-05	1.48E-03	3.43E-05
3.43E-03	-1.38E-04	-6.53E-06	-1.12E-06	3.69E-05	1.40E-03	3.99E-05
3.43E-03	1.82E-04	7.25E-06	1.19E-06	-4.85E-05	2.20E-03	5.65E-05
3.43E-03	-1.36E-04	-6.53E-06	-1.12E-06	3.66E-05	1.38E-03	4.00E-05
3.43E-03	1.82E-04	7.25E-06	1.19E-06	-4.85E-05	2.20E-03	5.65E-05
3.43E-03	1.83E-04	7.20E-06	1.17E-06	-4.86E-05	2.20E-03	5.56E-05
3.43E-03	-1.38E-04	-6.53E-06	-1.12E-06	3.69E-05	1.40E-03	3.99E-05
3.39E-03	-3.85E-05	-1.36E-06	-2.52E-07	1.11E-05	4.21E-04	9.07E-06
3.45E-03	9.33E-05	1.95E-06	3.10E-07	-2.53E-05	1.15E-03	1.48E-05
3.45E-03	2.30E-04	7.22E-06	1.33E-06	-5.86E-05	2.66E-03	6.25E-05
3.45E-03	-1.84E-04	-6.31E-06	-1.27E-06	4.66E-05	1.75E-03	4.63E-05
3.45E-03	2.24E-04	7.33E-06	1.22E-06	-5.97E-05	2.70E-03	5.78E-05
3.45E-03	-1.78E-04	-6.61E-06	-1.16E-06	4.77E-05	1.80E-03	4.14E-05
3.39E-03	-1.52E-04	-2.01E-04	-3.53E-05	4.04E-05	1.52E-03	1.26E-03
3.39E-03	1.96E-04	2.00E-04	3.53E-05	-5.17E-05	2.34E-03	1.66E-03
3.39E-03	-1.51E-04	-2.01E-04	-3.53E-05	4.00E-05	1.51E-03	1.26E-03
3.39E-03	1.96E-04	2.00E-04	3.53E-05	-5.17E-05	2.34E-03	1.66E-03
3.43E-03	1.83E-04	8.65E-06	1.46E-06	-4.89E-05	2.21E-03	6.91E-05
3.43E-03	-1.39E-04	-6.46E-06	-1.40E-06	3.73E-05	1.41E-03	5.17E-05
3.35E-03	-2.73E-05	1.95E-04	3.38E-05	8.12E-06	3.10E-04	1.60E-03
3.69E-03	9.64E-05	2.76E-06	6.46E-07	-2.66E-05	1.20E-03	2.96E-05
3.46E-03	5.60E-04	1.45E-05	2.95E-06	-1.39E-04	6.33E-03	1.37E-04
3.46E-03	-5.13E-04	-1.35E-05	-2.89E-06	1.27E-04	4.76E-03	1.06E-04
3.46E-03	5.62E-04	1.45E-05	2.95E-06	-1.44E-04	6.53E-03	1.37E-04
3.46E-03	-5.15E-04	-1.35E-05	-2.89E-06	1.31E-04	4.94E-03	1.06E-04
3.26E-03	-2.28E-04	-9.64E-04	-1.55E-04	5.96E-05	2.25E-03	5.46E-03
3.26E-03	2.70E-04	9.60E-04	1.54E-04	-7.00E-05	3.18E-03	7.37E-03
3.27E-03	-2.27E-04	-9.27E-04	-1.75E-04	5.93E-05	2.23E-03	6.36E-03
3.27E-03	2.70E-04	9.23E-04	1.75E-04	-7.01E-05	3.18E-03	8.19E-03
3.32E-03	1.90E-04	-5.08E-04	-9.00E-05	-4.97E-05	2.25E-03	3.23E-03
3.32E-03	-1.43E-04	5.09E-04	8.98E-05	3.87E-05	1.46E-03	4.23E-03
3.20E-03	1.76E-05	8.58E-04	1.50E-04	-5.99E-06	2.66E-04	7.07E-03
3.99E-03	2.09E-06	5.72E-06	2.01E-06	-1.03E-05	4.31E-04	8.90E-05

Tabella 8-6 - Combinazioni SLE: spostamenti e rotazioni.

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
28 di 45

B (y)	10.60	m	larghezza
L (z)	19.50	m	lunghezza
D	47.00	m	profondità
i	4.50	m	interasse pali
n°	15.00		numero pali
E <sub>G</sub>	3.41		Coefficiente amplificativo del cedimento per effetto gruppo

**Tabella 8-7 - Coefficiente amplificativo del cedimento verticale per effetto gruppo.**

### 8.3 Sintesi dei risultati agli stati limite ultimi statici (SLU)

Nella Tabella 8-8 si riportano le sollecitazioni massime di sforzo assiale, taglio e momento con indicato la relativa combinazione di carico e numero identificativo del palo in cui esse si verificano.

In Figura 8-12 e in Figura 8-13 sono diagrammati gli inviluppi dell'andamento con la profondità del momento flettente e del taglio.

	Prof. (m)	Palo	Combinazione	N (kN)	M (kNm)	V (kN)
Massima Compressione	0.00	1	8	11 453	298	336
Min Compressione / Max Compressione	4.23	1	7	1 262	337	11
Massimo Momento	0.00	15	5	9 418	474	380
Massimo Taglio	0.00	1	6	11 101	456	383

**Tabella 8-8 - Combinazioni SLU: Sollecitazioni massime con relativa combinazione e numero di palo in cui esse si verificano.**

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
29 di 45

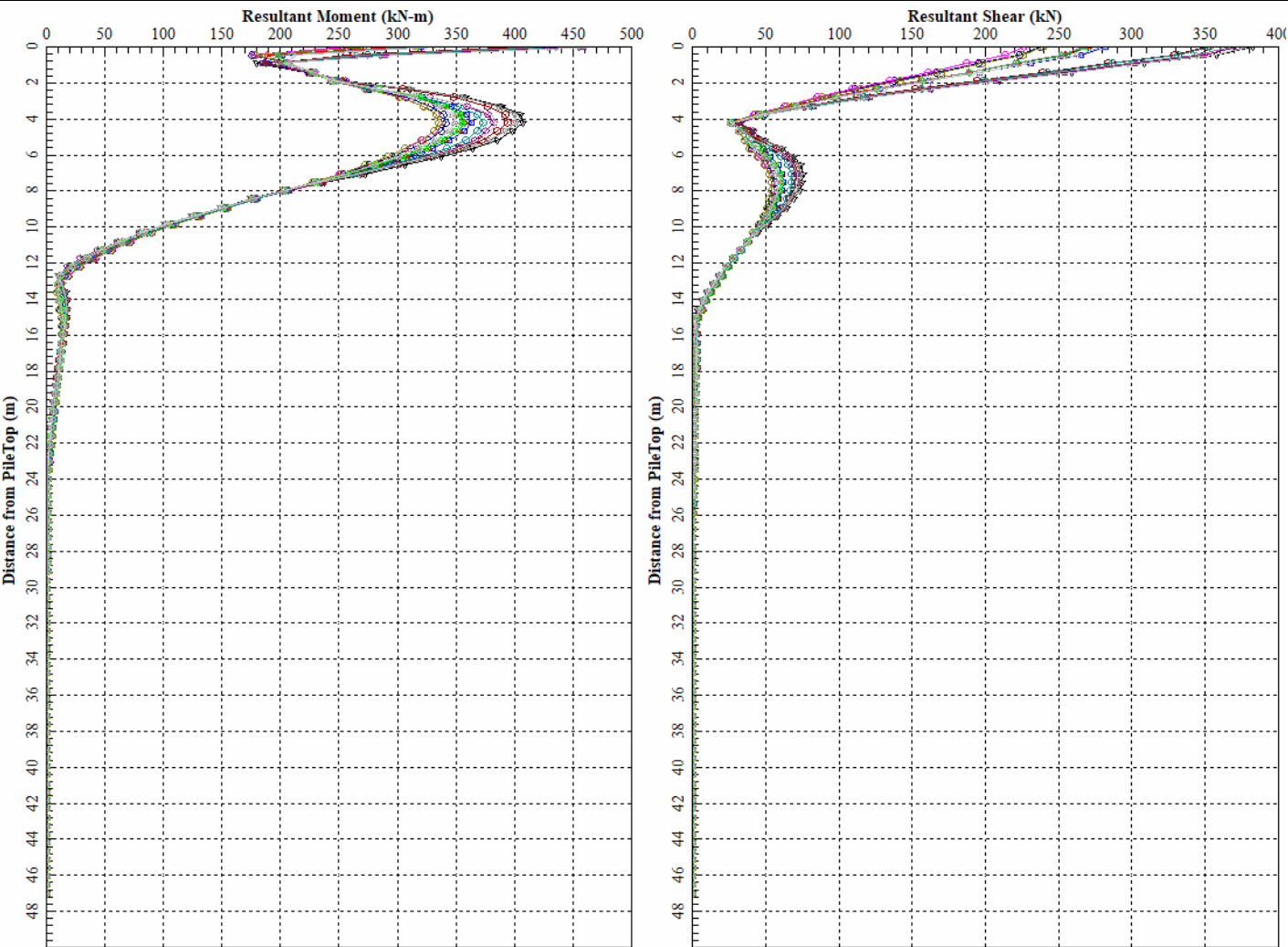


Figura 8-12 - Combinazione statica SLU: inviluppo massimo dell'andamento con la profondità del momento e del taglio.

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
30 di 45

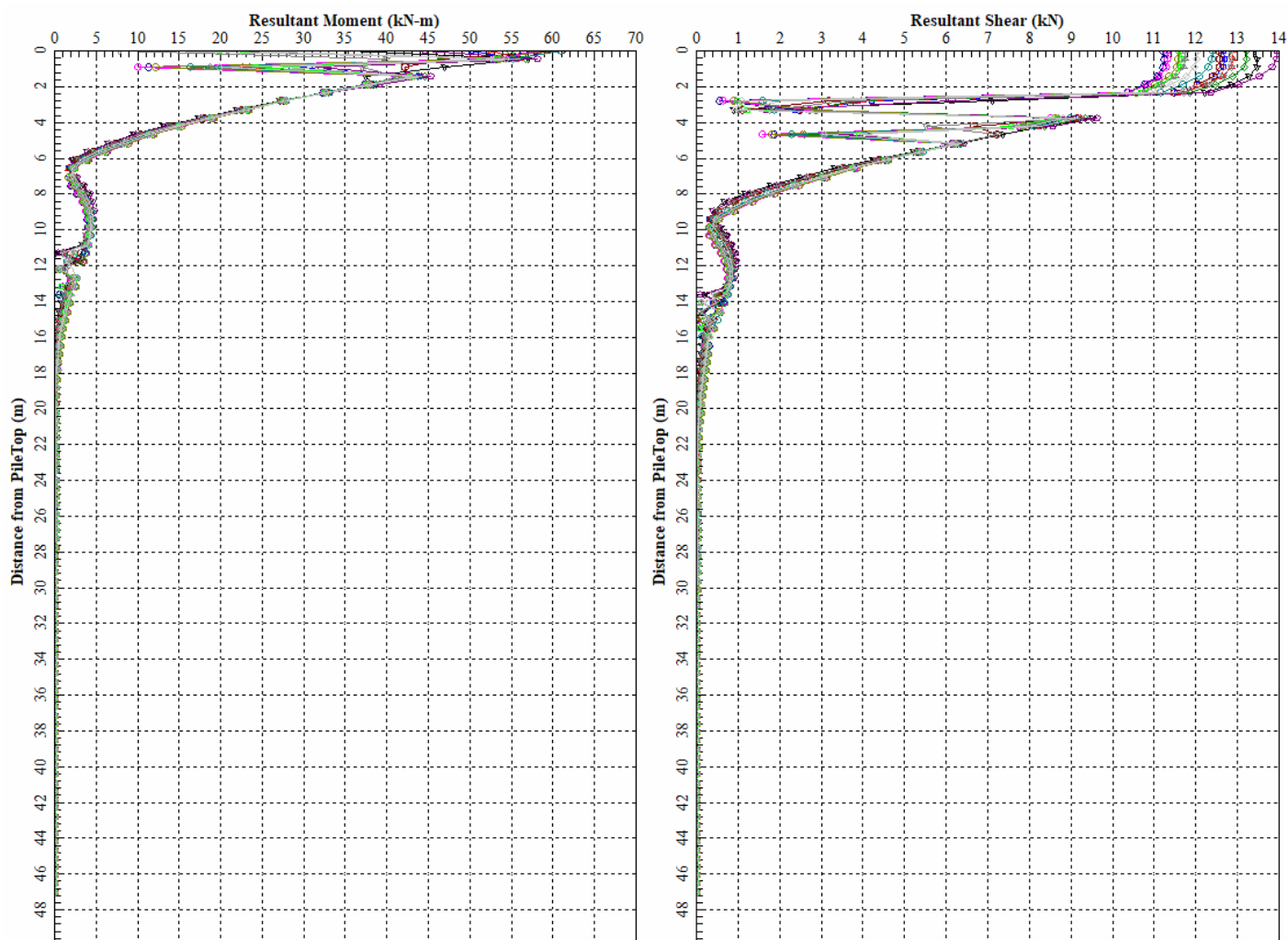


Figura 8-13 - Combinazione statica SLU: involucro minimo dell'andamento con la profondità del momento e del taglio.

### 8.3.1 Spostamenti SLU

Nella Tabella 8-9 si riportano gli spostamenti e le rotazioni ad intradosso plinto e sommità pila; in rosso sono evidenziati i valori massimi e in viola quelli minimi. Gli spostamenti orizzontali (direzione y-2) e direzione z-3) tengono già conto dell'interazione fra pali e sono quindi rappresentativi degli spostamenti orizzontali del gruppo di pali; lo spostamento verticale non tiene conto dell'effetto gruppo.

Il coefficiente amplificativo del cedimento verticale per effetto gruppo  $E_G$  viene valutato in accordo a Mandolini et al. (2005) ed è riportato in Tabella 8-7 (vedasi relazione generale sui criteri Rif. [9] § 8.4), risulta:

$$\delta_{\max} = 5.74E-03 \times 3.41 = 0.0195734 \text{ m} = 19.57 \text{ mm.}$$

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
31 di 45

H plinto [m]

3

H pila [m]

38.5

Combinazione	Spost. Verticale lungo Asse 1 (X) [m]	Spost. Orizzontale lungo Asse 2 (Y) [m]	Spost. Orizzontale lungo Asse 3 (Z) [m]	Rotazione attorno all'Asse 2 (Y) [Rad]	Rotazione attorno all'Asse 3 (Z) [Rad]	Spostamento a testa Pila	
						Spost. Orizzontale lungo Asse 2	Spost. Orizzontale lungo Asse 3
1	4.96E-03	8.57E-04	2.35E-05	5.32E-06	-2.22E-04	1.01E-02	2.44E-04
2	3.84E-03	-7.55E-04	-2.01E-05	-4.28E-06	1.89E-04	7.07E-03	1.58E-04
3	4.96E-03	<b>8.62E-04</b>	2.34E-05	5.30E-06	<b>-2.29E-04</b>	<b>1.03E-02</b>	2.43E-04
4	3.84E-03	<b>-7.59E-04</b>	-2.01E-05	-4.28E-06	<b>1.94E-04</b>	7.31E-03	<b>1.58E-04</b>
5	3.56E-03	-3.56E-04	<b>-1.45E-03</b>	-2.36E-04	9.33E-05	3.51E-03	8.36E-03
6	4.65E-03	4.28E-04	<b>1.48E-03</b>	2.52E-04	-1.15E-04	5.18E-03	1.19E-02
7	3.58E-03	-3.55E-04	-1.40E-03	<b>-2.65E-04</b>	9.29E-05	3.50E-03	9.59E-03
8	4.66E-03	4.27E-04	1.43E-03	<b>2.81E-04</b>	-1.14E-04	5.17E-03	<b>1.31E-02</b>
9	4.73E-03	3.05E-04	-7.97E-04	-1.49E-04	-8.30E-05	3.75E-03	5.37E-03
10	3.64E-03	-2.28E-04	7.70E-04	1.38E-04	6.16E-05	2.33E-03	6.48E-03
11	<b>3.48E-03</b>	-1.60E-05	1.30E-03	2.28E-04	6.49E-06	<b>2.53E-04</b>	1.08E-02
12	<b>5.74E-03</b>	9.88E-06	1.15E-05	4.22E-06	-1.90E-05	7.99E-04	1.87E-04

Tabella 8-9 - Combinazioni SLU: spostamenti e rotazioni.

#### 8.4 Sintesi dei risultati relativi agli stati limite ultimi sismici (SLV)

Nella Tabella 8-10 si riportano le sollecitazioni massime di sforzo assiale, taglio e momento con indicato la relativa combinazione di carico e numero identificativo del palo in cui esse si verificano.

In Figura 8-14 e in Figura 8-15 sono diagrammati gli involucri dell'andamento con la profondità del momento flettente e del taglio.

	Prof. (m)	Palo	Combinazione	N (kN)	M (kNm)	V (kN)
Massima Compressione	0.00	1	8	8 393	961	542
Min Compressione / Max Compressione	0.00	15	8	2 686	743	402
Massimo Momento	0.00	1	6	8 317	1 008	557
Massimo Taglio	0.00	1	6	8 317	1 008	557

Tabella 8-10 - Combinazioni sismiche SLV: Sollecitazioni massime con relativa combinazione e numero di palo in cui esse si verificano.

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
32 di 45

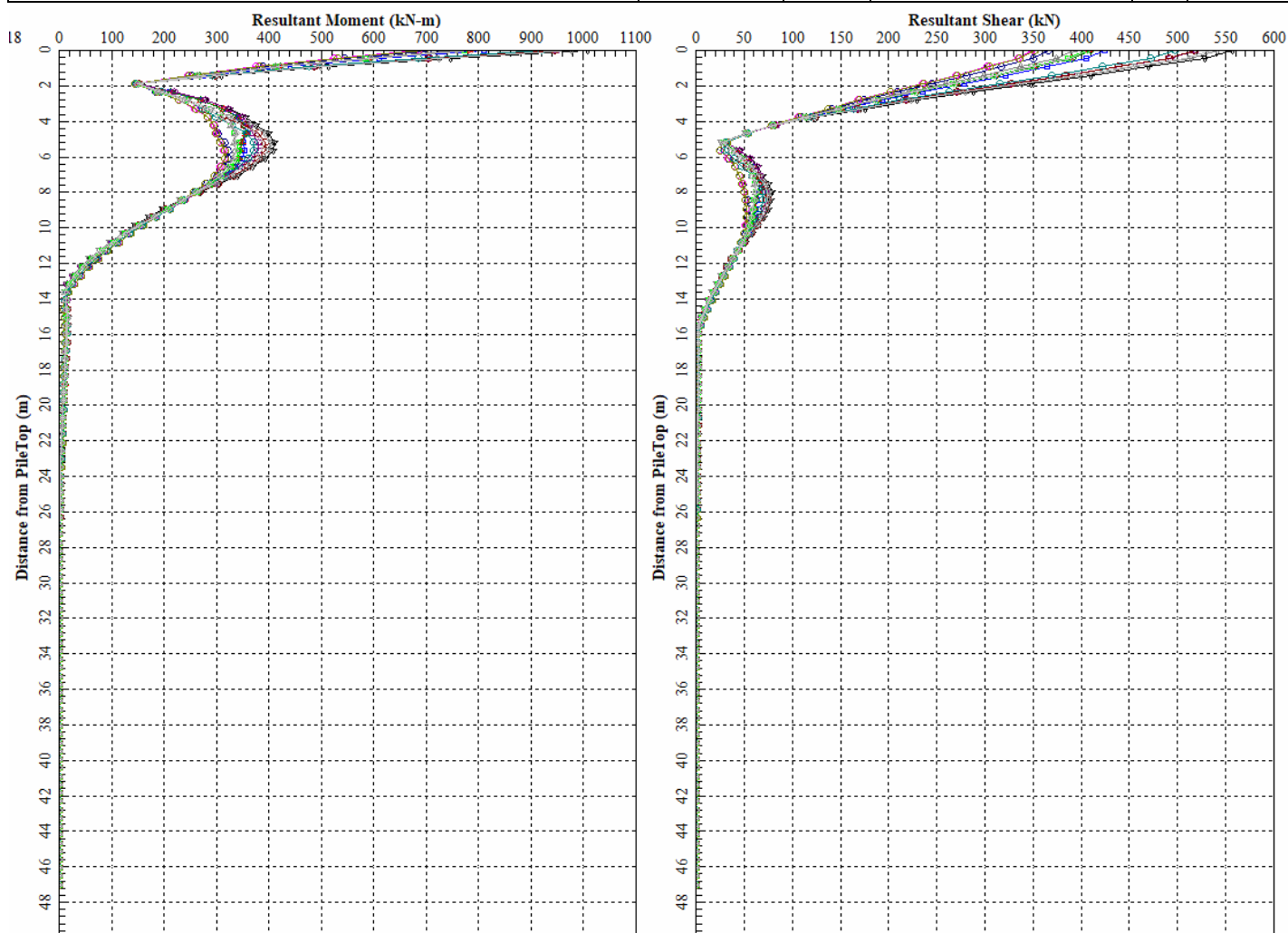


Figura 8-14 - Combinazione sismica SLV: Involuppo massimo dell'andamento con la profondità del momento e del taglio.

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
33 di 45

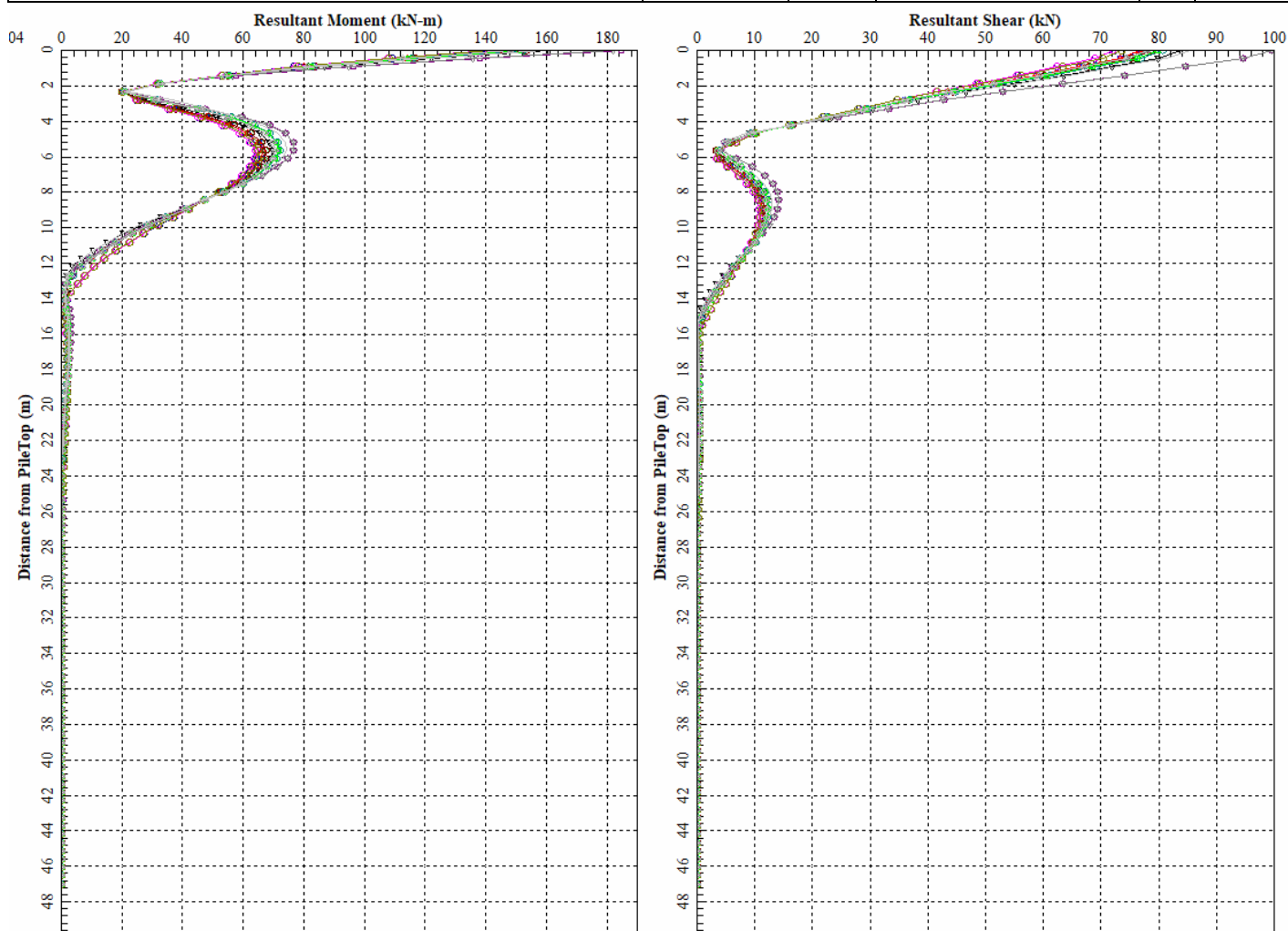


Figura 8-15 - Combinazione sismica SLV: Involuppo minimo dell'andamento con la profondità del momento e del taglio.

#### 8.4.1 Spostamenti SLV

Nella Tabella 8-11 si riportano gli spostamenti e le rotazioni ad intradosso plinto e sommità pila; in rosso sono evidenziati i valori massimi e in viola quelli minimi. Gli spostamenti orizzontali (direzione y-2) e direzione z-3) tengono già conto dell'interazione fra pali e sono quindi rappresentativi degli spostamenti orizzontali del gruppo di pali; lo spostamento verticale non tiene conto dell'effetto gruppo.

Il coefficiente amplificativo del cedimento verticale per effetto gruppo  $E_G$  viene valutato in accordo a Mandolini et al. (2005) ed è riportato in Tabella 8-7 (vedasi relazione generale sui criteri Rif. [9] § 8.4), risulta:

$$\delta_{\max} = 3.72E-03 \times 3.41 = 0.0126852 \text{ m} = 12.68 \text{ mm.}$$

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
34 di 45

H plinto [m]

3

H pila [m]

38.5

Spostamento a testa Pila

Combinazione	Spost. Verticale lungo Asse 1 (X) [m]	Spost. Orizzontale lungo Asse 2 (Y) [m]	Spost. Orizzontale lungo Asse 3 (Z) [m]	Rotazione attorno all'Asse 2 (Y) [Rad]	Rotazione attorno all'Asse 3 (Z) [Rad]	Spost. Orizzontale lungo Asse 2	Spost. Orizzontale lungo Asse 3
1	3.51E-03	<b>1.43E-03</b>	2.75E-04	2.07E-05	-2.31E-04	1.10E-02	1.13E-03
2	3.44E-03	<b>-1.31E-03</b>	-5.59E-04	-6.45E-05	2.03E-04	7.09E-03	2.12E-03
3	3.50E-03	1.41E-03	3.43E-04	2.85E-05	<b>-2.45E-04</b>	<b>1.16E-02</b>	1.52E-03
4	3.43E-03	-1.31E-03	-2.32E-04	-1.67E-05	<b>2.19E-04</b>	7.77E-03	<b>4.61E-04</b>
5	3.43E-03	-4.24E-04	<b>-1.59E-03</b>	-1.44E-04	7.14E-05	2.54E-03	4.40E-03
6	3.47E-03	4.73E-04	<b>1.67E-03</b>	1.56E-04	-8.83E-05	4.14E-03	8.14E-03
7	3.50E-03	-4.40E-04	-1.52E-03	<b>-1.52E-04</b>	7.62E-05	2.72E-03	4.78E-03
8	3.45E-03	5.19E-04	1.63E-03	<b>1.60E-04</b>	-9.72E-05	4.55E-03	<b>8.29E-03</b>
9	3.46E-03	5.30E-04	-9.12E-04	-6.27E-05	-1.03E-04	4.82E-03	1.69E-03
10	3.42E-03	-5.36E-04	8.84E-04	5.64E-05	1.08E-04	3.95E-03	3.23E-03
11	<b>3.13E-03</b>	2.65E-04	2.52E-04	1.70E-05	-4.05E-05	1.95E-03	9.57E-04
12	<b>3.72E-03</b>	-2.42E-04	-2.49E-04	-1.72E-05	3.25E-05	<b>1.11E-03</b>	4.66E-04

**Tabella 8-11 - Combinazioni SLV: spostamenti e rotazioni.**

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
35 di 45

## 9 VERIFICA AGLI SLU DI TIPO GEOTECNICO

### 9.1 Verifica di capacità portante verticale del palo singolo

La verifica di capacità portata verticale per il singolo palo è stata condotta in accordo ai criteri descritti nel documento di cui al Rif. [9]§ 5-9.2.2; vedasi anche la relazione Rif. [10].

In Figura 9-1 si riporta, per i pali di lunghezza 47.0 m, la capacità portante a compressione ( $R_{c,d}$ ) e a trazione ( $R_{t,d}$ ) del palo isolato secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

COMPRESSIONE						
DA2. Capacità portante compressione A1+M1+R3						
L m	$R_{c,s,cal}$ kN	$R_{c,s,cal}/1.25$ kN	$R_{c,b,cal}$ kN	$W'_p$ kN	$R_{c,calc}$ kN	$R_{c,d}$ kN
47	19 716	15 773	9 079	1 246	27 549	12 421

TRAZIONE					
DA2. Capacità portante trazione A1+M1+R3					
L m	$R_{t,s,cal}$ kN	$R_{t,b,cal}$ kN	$W'_p$ kN	$R_{t,calc}$ kN	$R_{t,d}$ kN
47	15 773		1 246	17 019	8 668

**Tabella 9-1 - Capacità portante a compressione e a trazione dei pali di fondazione secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).**

Il carico assiale massimo sui pali è riportato nella tabella seguente (vedasi anche Tabella 8-8 e Tabella 8-10).

	$E_d$ [kN]
Massima compressione, $N_{cd,max}$ [kN]	11 453 (SLU)
Massima trazione, $N_{td,max}$ [kN]	- (SLU)

**Tabella 9-2 - Combinazioni SLU e SLV: Sollecitazioni massime di compressione e trazione sui pali.**

Si verifica inoltre che lo sforzo assiale massimo in esercizio (Tabella 9-3) sia inferiore della resistenza laterale di calcolo ( $R_{c,s,cal}$ ) divisa per un fattore pari a 1.25 (Tabella 9-1).

	$E_d$ [kN]
Massima compressione esercizio	8 156 (SLE)

**Tabella 9-3 - Combinazioni SLE: Sollecitazione massima di compressione.**

Nella Tabella 9-4 e grafico di Figura 9-1 si riassumono i risultati delle verifiche di capacità portante.

	$E_d$ [kN]		$R_d$ [kN]	
Massima Compressione	11 453 (SLU)	≤	12 421	VERIFICATO
Massima trazione	- (SLU)	≤	8 668	VERIFICATO
Massima compressione esercizio	8 156 (SLE)	≤	15 773	VERIFICATO

**Tabella 9-4 - Sintesi delle verifiche di capacità portante**

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

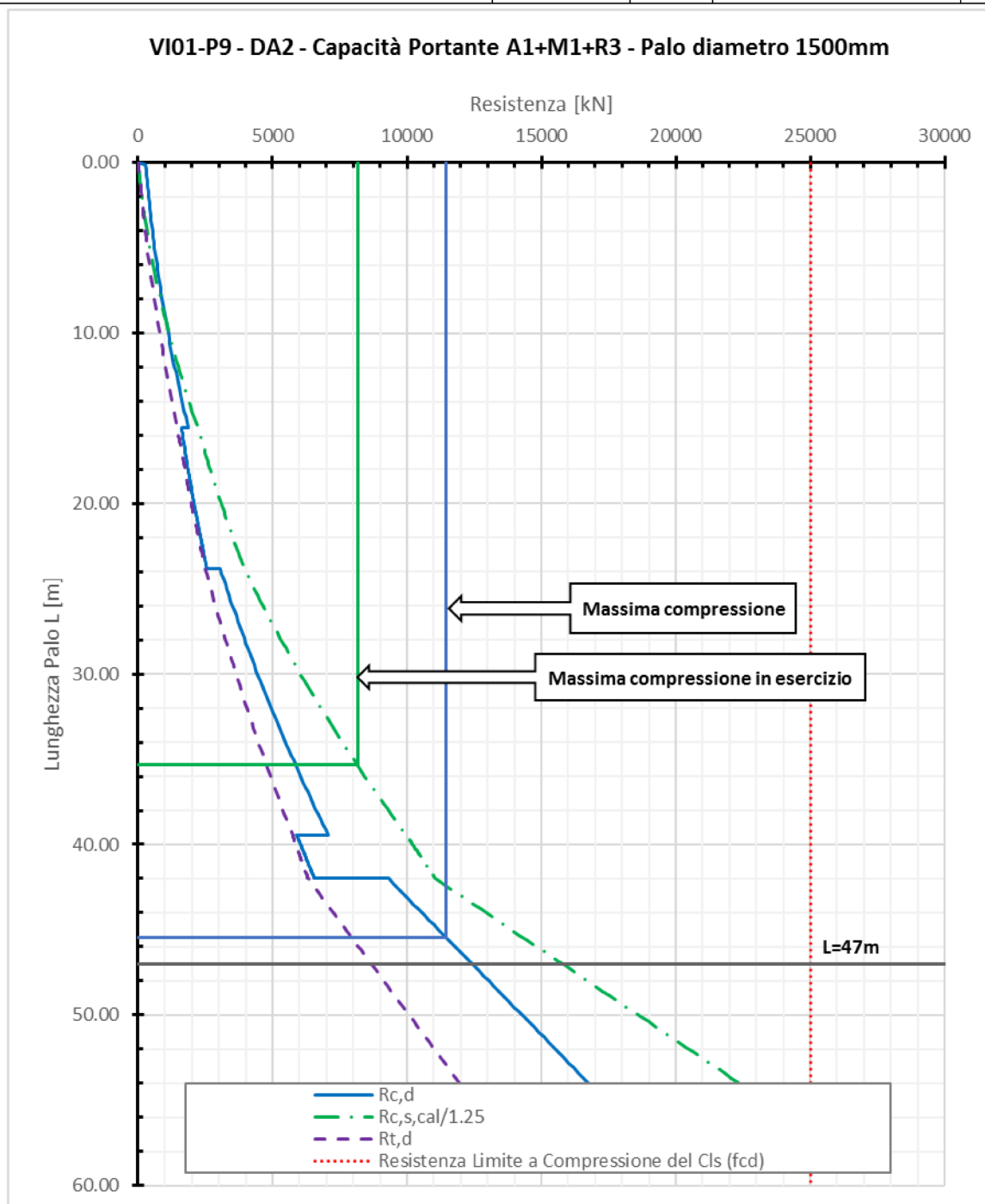
Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
36 di 45



**Figura 9-1 - Curve di capacità portante del palo singolo**

## 9.2 Verifica di capacità portante verticale gruppo di pali

La verifica di capacità portata verticale del blocco è stata condotta in accordo ai criteri descritti nel documento di cui al Rif. [9]§ 7.1.

Nella seguente tabella si riporta la capacità portante del blocco valutata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLV10102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL V10102 C09

Rev.  
A

Foglio  
37 di 45

## Capacità portante verticale del blocco (BS 8004:2015)

### A1+M1+R3

B (y)	10.60	m	larghezza
L (z)	19.50	m	lunghezza
D	47.00	m	profondità
Ø	1.50	m	diametro palo
Area	1.77	m <sup>2</sup>	area palo
n°	15		numero pali
$\gamma_{R, \text{cap. port.}}$	2.30		coefficiente di sicurezza globale per capacità portante

### Strato 1: DG

15.55 m

$\phi_{\text{laterale}}$	30.00	°	angolo di resistenza al taglio
$k_0$	0.5		coefficiente di spinta a riposo
$\sigma'_v$	131.73	kPa	pressione verticale efficace media sulle superficie laterale
$s_{\text{block}}$	0.78		fattore di forma
$q_{s,k}$	30	kPa	portanza laterale
$A_{s1}$	936	m <sup>2</sup>	area laterale

### Strato 2: DAL

8.25 m

$s_{\text{block}}$	0.78		fattore di forma
$c_{u,s,k}$	65	kPa	coesione non drenata
$q_{s,k}$	51	kPa	portanza laterale
$A_{s2}$	497	m <sup>2</sup>	area laterale

### Strato 3: DG

15.65 m

$\phi_{\text{laterale}}$	30.00	°	angolo di resistenza al taglio
$k_0$	0.5		coefficiente di spinta a riposo
$\sigma'_v$	353.76	kPa	pressione verticale efficace media sulle superficie laterale
$s_{\text{block}}$	0.78		fattore di forma
$q_{s,k}$	80	kPa	portanza laterale
$A_{s3}$	942	m <sup>2</sup>	area laterale

### Strato 4: ARGalt

2.55 m

$X_3$	1.00	-	fattore di confidenza
$s_{\text{block}}$	0.78		fattore di forma
$q_s$	112.4	kPa	adesione laterale palo singolo
$q_{s,k}$	88	kPa	portanza laterale caratteristica
$A_{s4}$	154	m <sup>2</sup>	area laterale

### Strato 5: ARG

5 m

$X_3$	1.00	-	fattore di confidenza
$s_{\text{block}}$	0.78		fattore di forma
$q_s$	250	kPa	adesione laterale palo singolo
$q_{s,k}$	196	kPa	portanza laterale caratteristica
$A_{s5}$	301	m <sup>2</sup>	area laterale
$q_b$	5124	kPa	portanza limite palo singolo alla base
$q_{b,k}$	5124		portanza alla base caratteristica
$A_b$	207	m <sup>2</sup>	area della base
$R_{\text{block,c,d}}$	547 797	kN	resistenza di progetto

Tabella 9-5 - Capacità portante del blocco (Approccio 2 A1+M1+R3).

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
38 di 45

Dalle sollecitazioni riportate in Tabella 7-6 e in Tabella 7-8 si ricava il carico verticale massimo ad intradosso plinto che risulta inferiore alla portanza del blocco.

	<b>E<sub>d</sub> [kN]</b>
<b>Carico verticale massimo, N<sub>Rd,max</sub> [kN]</b>	133 918 (SLU)

**Tabella 9-6 - Combinazioni SLU e SLV: Carico verticale massimo ad intradosso plinto.**

### 9.3 Verifica di capacità portante orizzontale del gruppo di pali

La verifica di capacità portata orizzontale del gruppo di pali è stata condotta con i criteri descritti nel documento di cui al Rif. [9] § costruendo il dominio di resistenza sulla base dei tagli resistenti nelle due direzioni determinati riducendo il carico p delle curve p-y del fattore:

$$\frac{1}{(\xi \cdot \gamma_T)} = \frac{1}{(1.7 \cdot 1.3)} = 0.45.$$

Nell'analisi si tiene conto anche dell'interazione fra i pali (effetto ombra) in accordo a Reese & Van Impe.

Nella tabella seguente si riportano i valori del taglio resistente ( $V_{rdy}$ ,  $V_{rdz}$ ) nelle direzioni  $\pm y$  e  $\pm z$ :

<b>V<sub>rdy</sub> (+)</b>	Taglio resistente in direzione +y	15 000 [kN]
<b>V<sub>rdy</sub> (-)</b>	Taglio resistente in direzione -y	-15 000 [kN]
<b>V<sub>rdz</sub> (+)</b>	Taglio resistente in direzione +z	15 000 [kN]
<b>V<sub>rdz</sub> (-)</b>	Taglio resistente in direzione -z	-15 000 [kN]

**Tabella 9-7 – Taglio resistente del gruppo di pali in direzione y e z.**

Nella figura seguente all'intorno del dominio di rottura sono rappresentati i valori dei tagli sollecitanti di Tabella 7-8 per gli SLU e di Tabella 7-6 per lo SLV da cui risulta che:

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd}$$

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
39 di 45

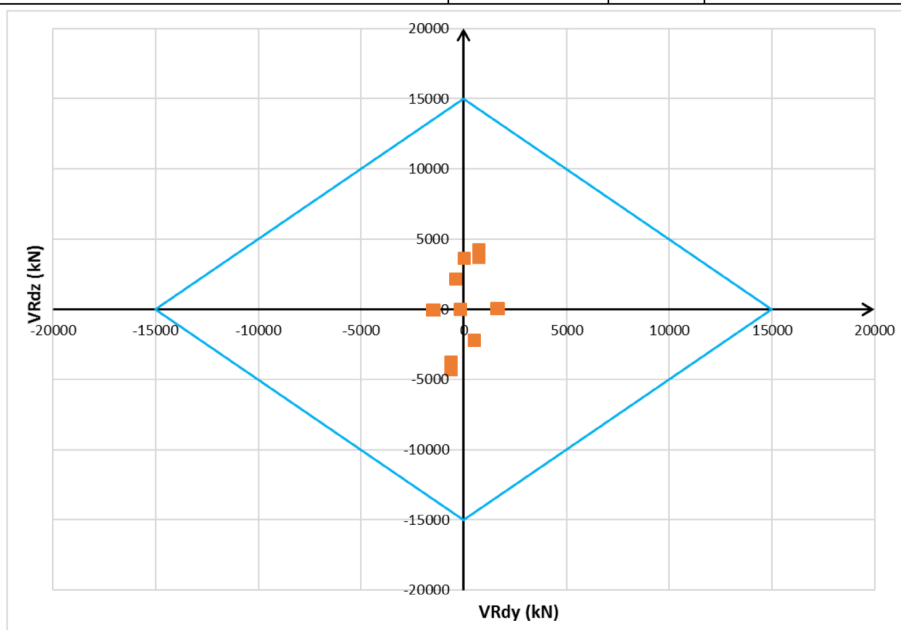


Figura 9-2 - Dominio di resistenza per la verifica alle azioni orizzontali per combinazione SLU

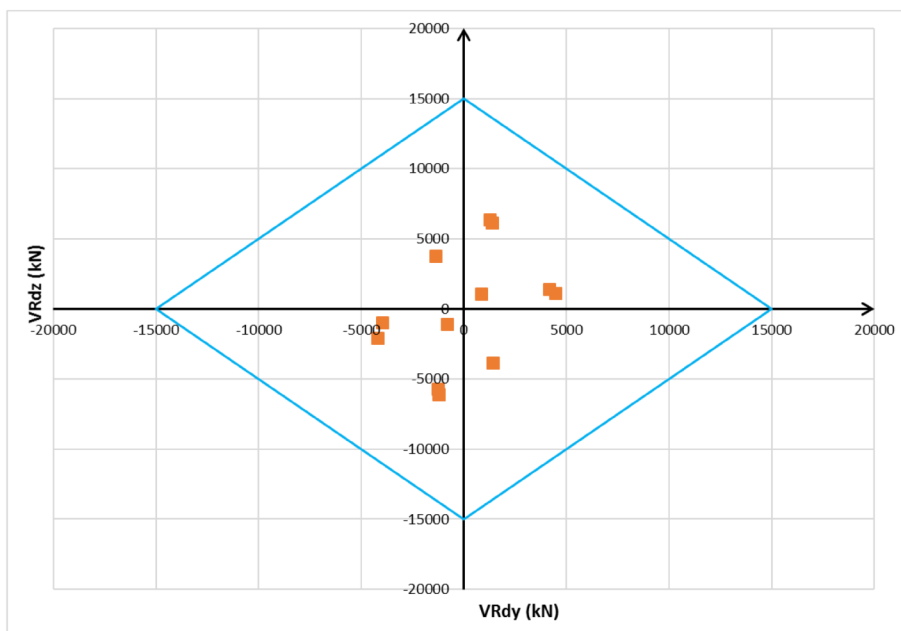


Figura 9-3 - Dominio di resistenza per la verifica alle azioni orizzontali per combinazione SLV

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
40 di 45

## 10 VERIFICA DEI PALI AGLI SLU E SLE DI TIPO STRUTTURALE

Nel seguito si riportano le verifiche strutturali nei confronti del raggiungimento della resistenza strutturale dei pali di fondazione la cui armatura di riferimento (gabbia n.1) è riportata nella figura seguente.

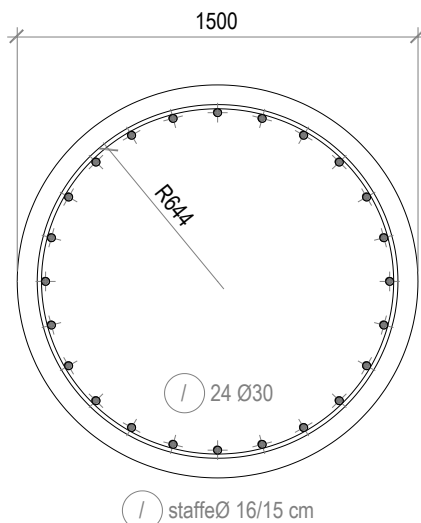


Figura 10-1 - Armatura palo.

Numero Gabbia	Lunghezza gabbia [m]	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
1-2	12.00	24Ø30	Ø16/150
3	12.00	24Ø26	Ø12/150
4	12.00	24Ø24	Ø12/150
5	6.70	24Ø24	Ø12/150

Tabella 10-1 - Armatura prevista a flessione per il palo di fondazione.

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche condotte allo SLU, SLV e allo SLE. Le stesse sono state effettuate con l'ausilio del programma di calcolo RC-SEC (Rif. [21]).

### 10.1 Verifica allo SLU in condizioni statiche a presso-tenso flessione

La verifica a presso-tenso flessione di seguito riportata è condotta con riferimento alle sollecitazioni statiche SLU di Tabella 8-8; come risulta dalla Figura 8-12, Figura 8-13 a profondità maggiori di 14.0 m da testa palo, le sollecitazioni flessionali si riducono notevolmente.

Nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

- Palo: indicazione del palo maggiormente sollecitato, secondo la numerazione di Figura 8-2;
- ID: condizione di carico;
- $N_{sd}$ : sollecitazione assiale agente nella sezione di interesse;
- $M_{sd}$ : sollecitazione flessionale agente nella sezione di interesse;
- FS: Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra  $(N_{Rd}, M_{Rd})$  e  $(N_{sd}, M_{sd})$  con  $N_{Rd}$  e  $M_{Rd}$  valori di resistenza a sforzo normale e flessionale.

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLV10102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL V10102 C09

Rev.  
A

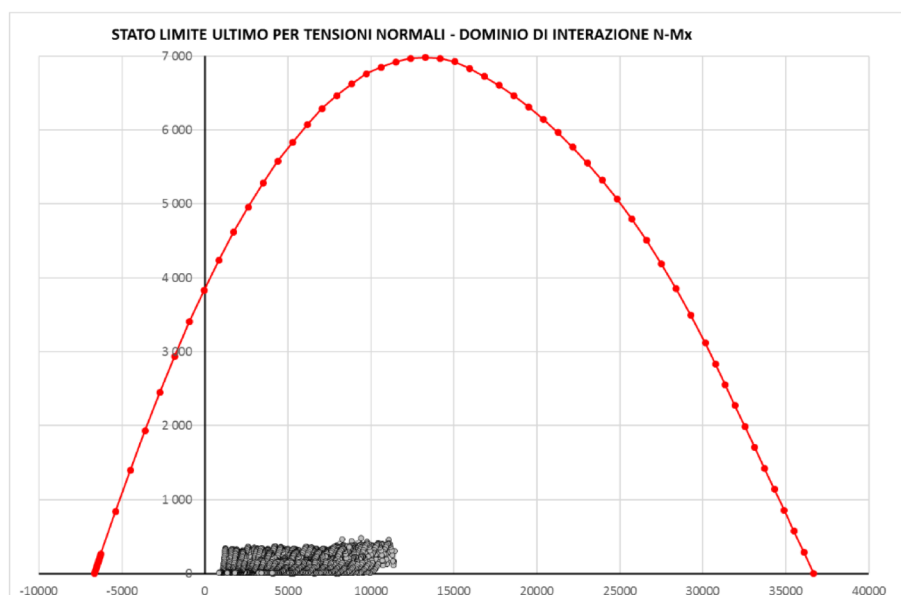
Foglio  
41 di 45

	Palo	ID	N <sub>sd</sub> [kN]	M <sub>sd</sub> [kNm]	FS [-]
Massima Compressione	1	8	11 453	298	23.22
Min Compressione / Max Trazione	1	7	1 262	337	13.11
Massimo Momento	15	5	9 418	474	14.17
Massimo Taglio	1	6	11 101	456	15.11

**Tabella 10-2- Verifiche a presso/tenso-flessione agli SLU per le condizioni di carico più gravose**

Le verifiche risultano soddisfatte.

In Figura 10-2 viene riportato il dominio di interazione N-M all'interno del quale sono state graficate tutte le coppie sollecitanti N-M di ogni palo e per ogni combinazione di carico SLU. Le sollecitazioni graficate sono relative all'intervallo compreso tra la quota di testa palo e la profondità di 19.10m (fine della seconda gabbia di armatura). Tutti i punti N-M sono all'interno del dominio, pertanto la verifica è soddisfatta.



**Figura 10-2 – Dominio di interazione N-M per la combinazione SLU**

## 10.2 Verifica allo SLU in condizioni statiche a taglio

La verifica a taglio di seguito riportata è condotta con riferimento alle sollecitazioni statiche SLU di Tabella 8-8; come risulta dalla Figura 8-12, Figura 8-13 a profondità maggiori di 14.0 m da testa palo le sollecitazioni taglienti si riducono notevolmente.

Nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

- Palo: indicazione del palo maggiormente sollecitato, secondo la numerazione di Figura 8-2;
- ID: condizione di carico;
- V<sub>sd</sub>: sollecitazione di taglio agente nella sezione di interesse;
- V<sub>Rd</sub>: resistenza a taglio di progetto;
- FS: Misura sicurezza = rapporto tra V<sub>Rd</sub> e V<sub>sd</sub> con V<sub>Rd</sub> valore di resistenza a taglio.

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
42 di 45

	Palo	ID	$V_{sd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS [-]
Massima Compressione	1	8	336	2 418	7.20
Min Compressione / Max Trazione	1	7	11	2 901	257.23
Massimo Momento	15	5	380	2 489	6.54
Massimo Taglio	1	6	383	2 430	6.35

**Tabella 10-3 - Verifiche a taglio agli SLU per le condizioni di carico più gravose**

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 10.3 Verifica allo SLU in condizioni sismiche a presso-tenso flessione

La verifica a presso-tenso flessione di seguito riportata è condotta con riferimento alle sollecitazioni sismiche SLV di Tabella 8-10; come risulta dalla Figura 8-14, Figura 8-15, a profondità maggiori di 14.0 m da testa palo, le sollecitazioni flessionali si riducono notevolmente.

Nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

- Palo: indicazione del palo maggiormente sollecitato, secondo la numerazione di Figura 8-2;
- ID: condizione di carico;
- $N_{sd}$ : sollecitazione assiale agente nella sezione di interesse;
- $M_{sd}$ : sollecitazione flessionale agente nella sezione di interesse;
- FS: Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra  $(N_{Rd}, M_{Rd})$  e  $(N_{sd}, M_{sd})$  con  $N_{Rd}$  e  $M_{Rd}$  valori di resistenza a sforzo normale e flessionale valutati in campo sostanzialmente elastico.

	Palo	ID	$N_{sd}$ [kN]	$M_{sd}$ [kNm]	FS [-]
Massima Compressione	1	8	8 393	961	5.82
Min Compressione / Max Trazione	15	8	2 686	743	5.12
Massimo Momento	1	6	8 317	1 008	5.54
Massimo Taglio	1	6	8 317	1 008	5.54

**Tabella 10-4 - Verifiche a presso/tenso-flessione agli SLU per le condizioni di carico più gravose**

Le verifiche risultano soddisfatte.

In Figura 10-3 viene riportato il dominio di interazione  $N-M'_{yd}$  in campo sostanzialmente elastico, all'interno del quale sono state graficate tutte le coppie sollecitanti  $N-M$  di ogni palo e per ogni combinazione di carico SLV. Le sollecitazioni graficate sono relative all'intervallo compreso tra la quota di testa palo e la profondità di 19.10m (fine della seconda gabbia di armatura). Tutti i punti  $N-M$  sono all'interno del dominio, pertanto la verifica è soddisfatta.

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLV10102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL V10102 C09

Rev.  
A

Foglio  
43 di 45

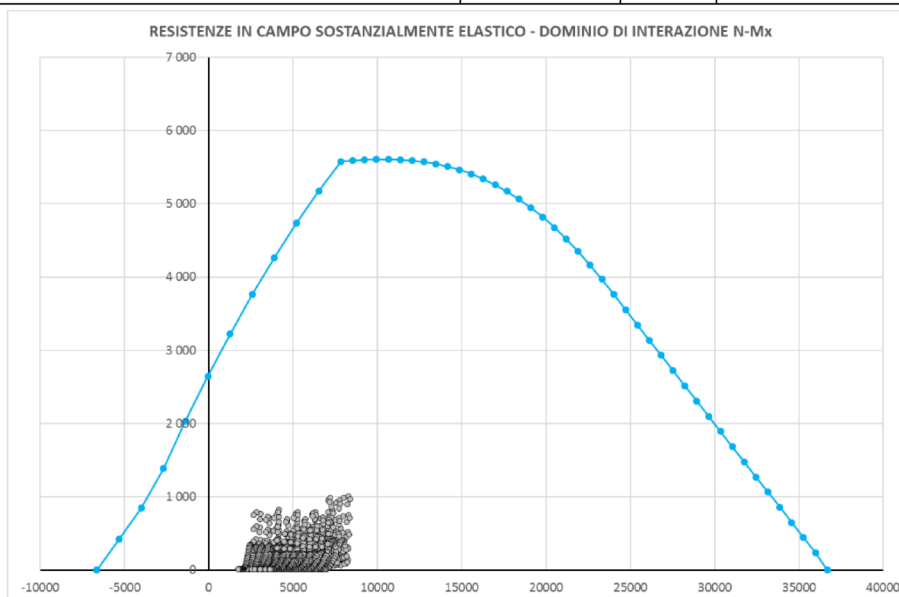


Figura 10-3– Dominio di interazione N-M per la combinazione SLV in campo sostanzialmente elastico

#### 10.4 Verifica allo SLU in condizioni sismiche a taglio

La verifica a taglio di seguito riportata è condotta con riferimento alle sollecitazioni sismiche SLV di Tabella 8-10; come risulta dalla Figura 8-14, Figura 8-15, a profondità maggiori di 14.0 m da testa palo, le sollecitazioni taglianti si riducono notevolmente.

Nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

- Palo: indicazione del palo maggiormente sollecitato, secondo la numerazione di Figura 8-2;
- ID: condizione di carico;
- $V_{sd}$ : sollecitazione di taglio agente nella sezione di interesse;
- $V_{Rd}$ : resistenza a taglio di progetto;
- FS: Misura sicurezza = rapporto tra  $V_{Rd}$  e  $V_{sd}$  con  $V_{Rd}$  valore di resistenza a taglio.

	Palo	ID	$V_{sd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS [-]
Massima Compressione	1	8	542	2 440	4.50
Min Compressione / Max Trazione	15	8	402	2 628	6.54
Massimo Momento	1	6	557	2 443	4.39
Massimo Taglio	1	6	557	2 443	4.39

Tabella 10-5 - Verifiche a taglio agli SLU per le condizioni di carico più gravose

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 10.5 Verifiche agli SLE di tipo STR

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche condotte allo SLE.

##### 10.5.1 Verifica di apertura delle fessure

Nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
44 di 45

- Palo: indicazione del palo maggiormente sollecitato, secondo la numerazione di Figura 8-2;
- ID: condizione di carico;
- $N_{sd}$ : sollecitazione assiale agente nella sezione di interesse;
- $M_{sd}$ : sollecitazione flessionale agente nella sezione di interesse;
- $w_{k,lim}$ : valore limite di apertura della fessura per condizioni ambientali aggressive, vedasi “Relazione dei Criteri di Progettazione Geotecnica” (Rif. [9]);
- $w_k$ : valore calcolato di apertura della fessura;
- $\sigma_{s,max}$ : massima tensione di trazione determinata nelle barre d’armatura (>0 se di compressione).

#### SLE-FREQUENTE

	Palo	ID	$N_{sd}$ [kN]	$M_{sd}$ [kNm]	$w_{k,lim}$ [mm]	$w_k$ [mm]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]
Massima Compressione	1	18	6 442	56	0.20	0.00	46.00
Min. Compressione / Max. Trazione	15	18	4 565	72	0.20	0.00	31.60
Massimo Momento	1	18	6 193	80	0.20	0.00	43.40
Massimo Taglio	1	18	6 442	56	0.20	0.00	46.00

Tabella 10-6 - Verifica apertura delle fessure combinazione SLE frequente

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### SLE-QUASI PERMANENTE

	Palo	ID	$N_{sd}$ [kN]	$M_{sd}$ [kNm]	$w_{k,lim}$ [mm]	$w_k$ [mm]
Massima Compressione	1	1	6 085	13	0.20	0.00
Min. Compressione / Max. Trazione	15	9	5 175	56	0.20	0.00
Massimo Momento	1	1	5 880	64	0.20	0.00
Massimo Taglio	1	1	6 085	13	0.20	0.00

Tabella 10-7 - Verifica apertura delle fessure combinazione SLE quasi permanente

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 10.5.2 Verifica tensionale

In Tabella 10-8 sono riportati i massimi valori delle tensioni lato conglomerato e barre d’armatura agenti sulla sezione di verifica. Nel seguente prospetto sono riportati i valori di:

- Palo: indicazione del palo maggiormente sollecitato, secondo la numerazione di Figura 8-2;
- ID: condizione di carico;
- $N_{sd}$ : sollecitazione assiale agente nella sezione di interesse;
- $M_{sd}$ : sollecitazione flessionale agente nella sezione di interesse;
- $\sigma_{c,max}$ : massima tensione di compressione determinata nel conglomerato (>0 se di compressione);
- $\sigma_{c,min}$ : minima tensione di compressione determinata nel conglomerato (>0 se di compressione);
- $\sigma_{s,max}$ : massima tensione di trazione determinata nelle barre d’armatura (>0 se di compressione).

Contraente



Progettista



Doc. N. NG1200E09CLVI0102C09A

Progetto  
NG12

Lotto  
00

Codifica Documento  
E 09 CL VI0102 C09

Rev.  
A

Foglio  
45 di 45

#### SLE-RARA

	Palo	ID	N <sub>sd</sub> [kN]	M <sub>sd</sub> [kNm]	σ <sub>c,max</sub> [MPa]	σ <sub>c,min</sub> [MPa]	σ <sub>s,max</sub> [MPa]
Massima Compressione	1	32	8 156	214	4.57	3.50	53.70
Min. Compressione / Max. Trazione	15	32	2 222	226	1.66	0.54	9.20
Massimo Momento	1	30	7 890	330	4.72	3.08	48.00
Massimo Taglio	1	30	7 890	330	4.72	3.08	48.00

Tabella 10-8 - Massimi valori di tensione lato conglomerato e lato barre d'armatura agli SLE-RARA

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

- allo SLE in combinazione di carico rara le massime tensioni rispettivamente su calcestruzzo e barre d'armatura risultano inferiori ai limiti imposti dalle vigenti NTC18 pari a:
  - $\sigma_{c,lim}=0.60 \cdot f_{ck} = 18.0$  MPa;
  - $\sigma_{s,lim}=0.80 \cdot f_{yk} = 360.0$  MPa.

#### SLE-QUASI PERMANENTE

	Palo	ID	N <sub>sd</sub> [kN]	M <sub>sd</sub> [kNm]	σ <sub>c,max</sub> [MPa]	σ <sub>c,min</sub> [MPa]	σ <sub>s,max</sub> [MPa]
Massima Compressione	1	1	6 085	13	3.04	2.98	44.70
Min. Compressione / Max. Trazione	15	9	5 175	56	2.70	2.42	36.60
Massimo Momento	1	1	5 880	64	3.07	2.75	41.60
Massimo Taglio	1	1	6 085	13	3.04	2.98	44.70

Tabella 10-9 - Massimi valori di tensione lato conglomerato agli SLE-QUASI PERMANENTE

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

- allo SLE in combinazione di carico quasi permanente le massime tensioni sul calcestruzzo risultano inferiori ai limiti imposti dalle vigenti NTC18 pari a:
  - $\sigma_{c,lim}=0.45 \cdot f_{ck} = 13.50$  MPa.